



TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
UCTEA TURKISH CHAMBER OF CIVIL ENGINEERS



ZEMİN MEKANİĞİ VE
GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ
DERNEĞİ
TURKISH GEOTECHNICAL SOCIETY



8.

ULUSLARARASI GEOTEKNİK SEMPOZYUMU



8th

INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SYMPOSIUM

13-15 KASIM 2019

NOVEMBER 13-15, 2019

SÜLEYMAN DEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ
İTÜ AYAZAĞA KAMPÜSÜ, İSTANBUL

PROCEEDINGS



İÇİNDEKİLER



- 20 **DONMA-ÇÖZÜLME ÇEVİRİMLERİNİN UÇUCU KÜL KATKILI BENTONİTİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE ETKİSİ**
THE EFFECT OF FREEZE-THAW CYCLES ON THE UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF BENTONITE TREATED WITH FLY ASH
Kaan ÇİFTLİKLİOĞLU¹ Efe ASLAN² Aykut ŞENOL³
- 30 **KAYA BİRİMLERDE EKLEM YÖNELİMLERİNİN KAZI DAVRANIŞINA ETKİSİ**
EFFICIENT TO EXCAVATION BEHAVIOR OF JOINTS AT ROCK UNITS
S. Şehnaz. AKTAŞ¹ Mehmet M. BERİLGEN²
- 40 **GRANÜLER ZEMİNLER İÇİN DEPLASMAN ÖLÇÜTLÜ DAYANMA YAPISI TASARIMI**
DISPLACEMENT BASED RETAINING STRUCTURE DESIGN ON GRANULAR SOILS
Bünyamin ODABAŞI¹ Sami ARSOY²
- 50 **TEK SIRA ANKRAJLI PERDE DUVAR DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZ ÇALIŞMALARINI İLE İNCELENMESİ**
THE INVESTIGATION OF THE SINGLE ROW ANCHORED WALL BEHAVIOUR BY NUMERICAL ANALYSIS STUDIES
1Gamze Yalçın 2Erdal Uncuoğlu
- 62 **DERİN KAZILARDA ANKRAJ VE ÇELİK BORU İLE DESTEKLENMİŞ DİYAFRAM DUVARLARIN PERFORMANSI**
IN DEEP EXCAVATIONS PERFORMANCE OF DIAPHRAGM WALLS SUPPORTED BY ANCHORAGE AND STRUTS
Serkan AVCI¹ Aslı CAN²
- 70 **EUROCODE TASARIM YAKLAŞIMLARININ DAYANMA YAPILARININ ANALİZİNDE KULLANILMASI**
THE USE OF EUROCODE DESIGN APPROACHES IN THE ANALYSIS OF RETAINING STRUCTURES
Gökhan ÜSTÜNYER¹ M. Kubilay KELEŞOĞLU² Sadık ÖZTOPRAK³
- 80 **Numerical Analysis of Jet Grout on Dynamic Lateral Displacements: A Case study at Ormara**
Naval Harbour Dry-Dock Project
Hakan ELMAS, Nurhan ECEMİŞ, Özgür AKARSU
- 90 **STUDY ON THE BEHAVIOR OF REINFORCED WALLS BY SCREW AND GROUTED NAILS IN CLAYEY SOILS**
KİL TOPRAKLARDA VİDALI VE YÜKSELTİLMİŞ ÇİVİ TARAFINDAN TAKVİYELİ DUVARLARIN DAVRANIŞI ÜZERİNE ÇALIŞMASI
Pouya ZAHEDI¹ Hossein SOLTANI-JIGHEH *²



- 100 A STUDY ON THE BEARING CAPACITY OF SCREW PILES IN SAND
KUMDAVİDA YIĞINLARININ RULMAN KAPASİTESİ ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA
Pouya ZAHEDI1 Hossein SOLTANI-JIGHEH *2**
- 109 KAYA OYMA YAPILARIN DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZLER İLE
İNCELENMESİ
INVESTIGATION OF ROCK CAVERN STRUCTURE WITH NUMERICAL ANALYSIS
BAHAR YAMAN1 MEHMET M. BERİLGEN2 MURAT E. SELÇUK3**
- 120 KUMLARDA GÖRECELİ SIKILIK İLE SİSMİK SIVILAŞMA DİRENCİ
ARASINDAKİ İLİŞKİNİN DİNAMİK BASİT KESME DENEYLERİ İLE
İNCELENMESİ
AN INVESTIGATION ON THE RELATIONSHIP BETWEEN RELATIVE
DENSITY AND SEISMIC LIQUEFACTION RESISTANCE OF SANDS
VIA CYCLIC SIMPLE SHEAR TESTS
M. Murat MONKUL 1 Sena Begüm KENDİR 2**
- 130 KUM - FİBER KARIŞIM ORANINA BAĞLI OLARAK GÖMÜLÜ
BORULARIN DÜŞEY DEPLASMANLARININ SARSMA
TABLASI DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ
INVESTIGATION OF VERTICAL DISPLACEMENTS OF BURIED PIPES
WITH SHAKING TABLE TESTS ACCORDING TO SAND-FIBER MIXTURE
RATIO
Meryem YILMAZI 1 S. Banu İKİZLER2 Berrak TEYMUR3**
- 140 BEKLENEN İSTANBUL DEPREMİ İÇİN MUHTEMEL ZEMİN HAREKETLERİNE
GÖRE DOĞAZGAZ BORU HATLARININ DEPLASMAN KAPASİTESİ
DISPLACEMENT CAPACITIES OF NATURAL GAS PIPELINES ACCORDING TO
POSSIBLE GROUND MOVEMENTS FOR EXPECTED ISTANBUL EARTHQUAKE
ADİL YİĞİT1**
- 150 MUĞLA İLİ'NİN OLASILIKSAL DEPREM TEHLİKE
ANALİZİ
PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS OF MUĞLA
PROVİNCE
Gökçe Çiçek İNCE1 Mehmet Uğur YILMAZOĞLU 2**
- 160 MUĞLA İLİ MESUDİYE BÖLGESİ ZEMİN DAVRANIŞININ
FARKLI DEPREM KAYITLARI KULLANILARAK
EŞDEĞER LİNEER ANALİZ YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ
INVESTIGATION OF SOIL BEHAVIOR OF MESUDIYE REGION OF
MUĞLA BY USING EQUIVALENT LINEAR ANALYSIS METHOD
USING DIFFERENT EARTHQUAKE RECORDS
Mehmet Uğur YILMAZOĞLU1 Gökçe Çiçek İNCE 2**



- 170 **BENZER KAYMA DALGASI HIZINA SAHİP FARKLI ZEMİNLERİN SAHAYA ÖZEL ANALİZLERİNİN KIYASLANMASI VE YENİ DEPREM YÖNETMELİĞİ PERFORMANSININ İNCELENMESİ**
COMPARISON OF SITE SPECIFIC ANALYSES OF DIFFERENT SOILS WITH SIMILAR SHEAR WAVE VELOCITIES AND EVALUATION OF PERFORMANCE OF THE NEW BUILDING CODE
Kamil Bekir AFACAN1 Ersin GÜLER 2
- 182 **SUYA DOYGUN ZEMİN PROFİLLERİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN EFEKTİF GERİLME ANALİZLERİ YOLUYLA DİNAMİK ZEMİN BÜYÜTMESİ**
DYNAMIC SOIL AMPLIFICATION IN SATURATED SOIL PROFILES USING EFFECTIVE STRESS BASED NONLINEAR METHODS
Pınar AKDOĞAN1 Gürkan ÖZDEN 2
- 197 **GÖMÜLÜ BORU HATLARINDA DEPREM ETKİSİ**
EARTHQUAKE EFFECT ON EMBEDDED PIPELINES
Ümit KUT1 Nazile URAL2
- 205 **SPT, CPT VE VS İLE KARŞILAŞTIRMALI SIVILAŞMA ANALİZİ**
COMPARATIVE LIQUEFACTION ANALYSIS WITH SPT, CPT AND VS
Tansu EMİROĞLU1 Sami ARSOY2
- 213 **ÇOK KATLI BARET KAZIKLI BİNALARIN SİSMİK ZEMİN-KAZIK-YAPI ETKİLEŞİM ANALİZİ**
SEISMIC SOIL-PILE-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF HIGH RISE BUILDINGS SUPPORTED WITH BARRETTE PILES
Halil Murat ALĞIN1 Arda Burak EKMEN2 Egemen KAYA3
- 225 **MARMARAY BATIRMA TÜNELİNİN ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ KAPSAMINDA ÜÇ BOYUTLU DEPREM ANALİZİ**
THREE DIMENSIONAL SEISMIC ANALYSIS OF MARMARAY IMMERSED TUNNELMODEL SIMULATED BASED ON SOILSTRUCTURE INTERACTION
Halil Murat ALGIN 1 Arda Burak EKMEN 2 Egemen KAYA 3
- 237 **ÇELİKHANE CÜRUFUNUN KİL ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞINA ETKİSİ**
THE EFFECT OF FURNACE SLAG ON DYNAMIC BEHAVIOR OF CLAYS
Ersin GÜLER1 Türker GÜLER 2 Kamil Bekir AFACAN 3 Hasan SAVAŞ4 Murat TÜRKÖZ4 Gülgün YILMAZ5



- 246 FAY ZONU ÜZERİNDEKİ RADYE TEMEL-BİNA SİSTEMİNİN NATM TÜNEL İNŞA SÜRECİNDEKİ SİSMİK PERFORMANSI**
SEISMIC PERFORMANCE OF RAFT FOUNDATION-BUILDING SYSTEM ON THE FAULT ZONE DURING THE NATM TUNNEL CONSTRUCTION PROCESS
Halil Murat ALGIN 1 Arda Burak EKMEK 2 Egemen KAYA 3
- 257 TBDY 2018'E GÖRE GEOTEKNİK TASARIM, SIVILAŞMA ANALİZİ VE YAPI-ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİ ÖRNEĞİ: VAKA ANALİZİ**
A CASE STUDY ON GEOTECHNICAL DESIGN, LIQUEFACTION ANALYSIS AND PILE-SOIL-STRUCTURE INTERACTION WITH RESPECT TO TDBY-2018
E.ECE ESELLER BAYAT1 ATILLA SEZEN2 OZAN ALVER3 DORUK GÖKTÜRK4 M.ŞAMİL GÜNDÜZ4 ZEYNEP EDA ÖNDER4 İREM UMay4 ONUR ÜSTÜNER4
- 271 ÇEVRE BASINCININ ZEMİNİN DİNAMİK PARAMETRELERİNE ETKİSİ**
THE EFFECT OF CONFINING PRESSURE ON DYNAMIC PARAMETERS OF SOIL
Burak GÖRGÜN 1 Nazile URAL 2
- 282 YÜKSEK MODÜLLÜ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ BİR ZEMİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN İNCELENMESİ**
INVESTIGATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF A SOIL IMPROVED WITH HIGH MODULUS COLUMNS
Selçuk DEMİR1 Pelin ÖZENER 2
- 290 SİSMİK YÜKLERİN SİĞ TEMELLERİN TAŞIMA KAPASİTESİNE ETKİSİ: TASARIMA YÖNELİK DEĞERLENDİRMELER**
THE EFFECTS OF SEISMIC LOADS ON BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS: DESIGN CONSIDERATIONS
Selman SAĞLAM1 Deniz ÜLGEN 2
- 300 DAYANMA YAPILARININ 2007 (DBYBHY) VE 2018 (TBDY) YÖNETMELİKLERİNE GÖRE SAKARYA İLİ ÖZELİNDE MUKAYESESİ**
COMPARISON OF THE RETAINING STRUCTURES ACCORDING TO 2007 (DBYBHY) AND 2018 (TBDY) REGULATIONS SPECIFIC TO SAKARYA PROVINCE
Hasan Hüseyin KAŞLI1 Zeki GÜNDÜZ 2



- 307 ALÜVYON BİR SAHA İÇİN DÜZENLENEN DİNAMİK DAVRANIŞ ANALİZLERİNDE DEPREM GİRİŞ HAREKETİ YERİ SEÇİMİNİN TASARIM SPEKTRUMUNA ETKİSİ**
THE EFFECT OF INPUT GROUND MOTION LOCATION ON DESIGN SPECTRUM IN A SEISMIC GROUND RESPONSE ANALYSIS PERFORMED FOR AN ALLUVIAL SITE
BURCU AYTEKİN¹ M.EMRE HAŞA² BİLAL ÖZASLAN³ RECEP İYİSAN³
- 330 ANALYTICAL ESTIMATION OF DYNAMIC IMPACT FORCES ON RAILWAY TRACKS CONSIDERING RAILWAY TRACK AND ROLLING STOCK STIFFNESS**
DEMİRYOLLARI ÜZERİNDE OLUŞAN DİNAMİK DARBE KUVVETLERİNİN HAT VE ARAÇ ESNEKLİK DEĞERLERİNİN KULLANILARAK ANALİTİK OLARAK TAHMİN EDİLMESİ
Erdem BALCI¹ Niyazi Özgür BEZGİN²
- 342 KAZIKLI RADYE TEMELLERİN DİNAMİK VE STATİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI VE TASARIMI**
BEHAVIOUR AND DESIGN OF PILED RAFT FOUNDATIONS UNDER DYNAMIC AND STATIC LOADING
Şafak SÖYLEMEZ¹ Erol GÜLER²
- 353 AASHTO, NAVFAC, SNIP ŞARTNAMESLERİ VE PENETRASYON DENEYLERİ İLE KAZIK TAŞIMA KAPASİTESİNİN TAHMİNİ**
PREDICTION OF PILE BEARING CAPACITY BY USING AASHTO, NAVFAC, SNIP CODES AND PENETRATION TESTS
Ayşen ÇIRAKOĞLU BİLGİÇ¹ Mustafa Kubilay KELEŞOĞLU²
- 363 İKİ PLAKALI ZEMİN ANKRAJLARININ ÇEKME YÜKÜ ALTINDA ANALİZİ**
ANALYSIS OF TWO PLATE GROUND ANCHOR UNDER TENSILE LOAD
Gizem MISIR¹
- 372 ENDÜSTRİYEL KULE YAPISI TEMEL TASARIMINA İLİŞKİN UYGULAMA ÖRNEĞİ**
THE DESIGN OF FOUNDATION SYSTEM OF AN INDUSTRIAL HIGH-RISE BUILDING WITH AN APPLICATION EXAMPLE
1M. Nurullah Kantar, 2Erdal Uncuoğlu, 3Zulkuf Kaya, 4H. Bekir Kara
- 384 TÜNEL İNŞAATLARI SONRASINDA RADYE TEMELLERİN OTURMASI**
MAT FOUNDATION SETTLEMENTS IN PRESENCE OF TUNNELS
Cansu GÜNDAY¹ Salih DEMİRCİ² Berna UNUTMAZ³



- 394 **THE SIMULATION OF A STATIC PILE LOAD TEST WITH USING THREE DIFFERENT SOIL MODELS IN 2D-FEM ANALYSIS**
SAYISAL ANALİZ YÖNTEMİ İLE ÜÇ FARKLI ZEMİN MODELİNDE STATİK KAZIK YÜKLEME DENEYİNİN ANALİZ EDİLMESİ
Fatih ÇELİK1 Asena Nur TÜZEN2
- 404 **KUMLU ZEMİNLERDE YATAY YÜKLÜ KAZIKLAR İÇİN ÖN TASARIM KILAVUZUN ARAŞTIRILMASI**
INVESTIGATION OF PRE-DESIGN GUIDE FOR LATERALLY LOADED PILES IN SANDY SOIL
Esra URAY 1 Moutasem ZARZOUR2 Özcan TAN 3
- 413 **JET GROUD KOLON ÇAPININ TEORİK FORMÜLASYONLARLA VE DENEYSEL SONUÇLARLA KARŞILAŞTIRILMASI**
COMPARISON OF DIAMETER OF JET GROUT COLUMN WITH THEORETICAL FORMULATIONS AND EXPERIMENTAL RESULTS
ESRA URAY1 ASAF KELEŞ2 İSA KUL3 ÖZCAN TAN4
- 424 **RÜZGAR ENERJİSİ TÜRBİN TEMELLERİ GEOTEKNİK TASARIMI**
GEOTECHNICAL DESIGN OF FOUNDATIONS OF WIND ENERGY TURBINES
Yıldırım BAYAZIT1 Berrak TEYMÜR 2
- 434 **GÜNEŞ PANELİ SİSTEMLERİNDE GÖZLENEN DEPLASMANLARIN SONLU FARKLAR YÖNTEMİ İLE TAHMİNİ**
ESTIMATION OF THE DISPLACEMENTS OBSERVED ON THE SOLAR PANEL SYSTEMS BY FINITE DIFFERENCE METHODS
Büşra ÇIKILI 1, M. Kubilay KELEŞOĞLU 2, İlknur BOZBEY 3
- 444 **NUMERICAL ANALYSIS OF THE INTERACTION BETWEEN ADJACENT TUNNELS**
Nour el Houda ZAABAR 1, Sara LAGGOUNE2, Belkacem MOUSSAI*3
- 454 **LABORATORY INVESTIGATION ON WASTE LIMESTONE DUST STABILIZED EXPANSIVE SOIL**
ATIK KİREÇTAŞI TOZU İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ ŞİŞEN ZEMİNİN LABORATUVAR ARAŞTIRMASI
Şerife Öncü1 Muamar Algiwel2 Huriye Bilsel3
- 466 **NANOSİLİKA PARTİKÜLLERİ İÇEREN ZEMİNLERİN İNDİS ÖZELLİKLERİ VE MEKANİK DAVRANIŞLARI**
INDEX PROPERTIES AND MECHANICAL BEHAVIOR OF SOILS WITH THE PRESENCE OF NANOSILICA PARTICLES
Gizem AKSU1 Tuğba ESKİŞAR 2



- 476 **BAZALT GEOGRİDİN KİL ZEMİNİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI**
USE OF BASALT GEOGRID IN CLAY SOIL IMPROVEMENT
Mert TOZ1 Sedat SERT2
- 486 **BİYOLOJİK ZEMİN İYİLEŞTİRMESİNDE UYGULAMA**
SÜRESİNİN KUM ZEMİNİN KAYMA MUKAVEMETİ VE GEÇİRİMLİLİĞİ
ÜZERİNDEKİ ETKİLERİNİN
ARAŞTIRILMASI
INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF APPLICATION TIME OF
BIOLOGICAL SOIL IMPROVEMENT
ON THE SHEAR STRENGTH AND PERMEABILITY OF SAND
Semet ÇELİK1 Harun AKOĞUZ*2 Özlem BARIŞ 3
- 496 **İRİ DANELİ ZEMİNLERDE KÜKÜRT ENJEKSİYONU İLE ZEMİN**
ÖZELLİKLERİNİN İYİLEŞTİRİLMESİ
IMPROVEMNT OF COARSE-GRAINED SOIL PROPERTIES IN SULFUR
INJECTION
MURAT KARADENİZ1 UTKAN MUTMAN2
- 504 **ZEOLİT-BENTONİT KARIŞIMLARININ TİNKAL VE**
POMZA KATKILARI VARLIĞINDA YÜKSEK SICAKLIK ALTINDA KAYMA
DAYANIMI DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ
INVESTIGATION OF SHEAR STRENGTH BEHAVIOR OF ZEOLITEBENTONITE
MIXTURES UNDER HIGH TEMPERATURE IN THE PRESENCE OF TINCAL AND
PUMICE ADDITIVES
Ş.Gizem ALPAYDIN1 Esra GÜNERİ 2 Yeliz YÜKSELEN AKSOY 3
- 512 **BETON KOLON VE DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) İMALATLARI**
SONRASI ZEMİNDEKİ SIKILAŞMANIN CPT VERİLERİ İLE
DEĞERLENDİRİLMESİ
CPT- BASED ASSESSMENT OF DENSIFICATION AFTER GROUND
IMPROVEMENT WITH RIGID INCLUSIONS AND RAMMED
AGGREGATE PIERS® (RAP)
Kemal Önder ÇETİN1 Ece KURT BAL 2 Lale ÖNER 3 Serhan ARDA4
- 522 **JEOPOLİMER BAZLI STABİLİZER İÇEREN GROUT İLE TEMEL ZEMİNİ**
İYİLEŞTİRİLMESİ
GROUND IMPROVEMENT OF FOUNDATION USING GROUT WITH GEOPOLYMER
BASED STABILIZER
Hamza GÜLLÜ1 Ahmed ALİ AGHA 2
- 528 **Kil Zeminin Yüksek Fırın Cürufu ile Stabilizasyonunun Araştırılması**
A. OKUCU1, T. BİLGE GÜNDÜZ2



- 534 **ÖNGERMELİ DONATILI ZEMİNLERDE TAŞIMA GÜCÜNÜN SAYISAL ANALİZİ**
NUMERICAL ANALYSIS OF BEARING CAPACITY ON PRESTRESSED REINFORCED SOILS
Ömer YEŞİLTEPE¹ Yakup TÜREDİ² Murat ÖRNEK³
- 545 **ORGANİK ZEMİNLERİN STABİLİZASYONUNA CÜRUFUN ETKİSİ**
THE EFFECT OF SLAGS ON THE STABILIZATION OF ORGANIC SOILS
ZÜLKÜF KAYA*¹ AYKUT EROL²
- 555 **İYİLEŞTİRİLMİŞ ZEMİNLERİN PERFORMANSININ SAYISAL VE DENEYSEL OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ**
THE EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF IMPROVED SOILS EXPERIMENTALLY AND NUMERICALLY
Selçuk BİLDİK¹ Kubilay SAVAŞERİ² Abdirahman Yasin D
- 569 **STRENGTHENING BEACH SAND BY ENZYME INDUCED CALCIUM CARBONATE PRECIPITATION**
DENİZ KUMUNUN ENZİM KAYNAKLI KALSİYUM KARBONAT ÇÖKELTİSİ İLE ÇİMENTOLAŞTIRILMASI
Ahmed Miftah¹ Hamed Khodadadi Tirkolaei² Huriye Bilsel³
- 578 **EFFECT OF QUARRY DUST ENHANCEMENT ON ENGINEERING BEHAVIOR OF EXPANSIVE CLAYS**
TAŞ OCAĞI TOZUNUN ŞİŞEN ZEMİNLERİN DAVRANIŞLARINDAKİ İYİLEŞTİRME ETKİSİ
Salah AL-DUBAI¹ Anoosheh IRAVANIAN*² HÜSEYİN GÖKÇEKUŞ³
- 591 **KOHEZYONSUZ ZEMİNE GÖMÜLÜ HÜCRESEL YAPI ELEMANLARI İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ SIĞ YATAY PLAKA ANKRAJLARIN ÇEKME DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**
THE INVESTIGATION UPLIFT BEHAVIOUR OF SHALLOW HORIZONTAL PLATE ANCHOR REINFORCED WITH GEOCELL IN COHESIONLESS SOIL
Kaan YÜNKÜL¹ Ayhan GÜRBÜZ²
- 601 **THE EFFECT OF LIME AND CEMENT ADDITIVES ON THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF A HIGH PLASTICITY SOILS**
KİREÇ VE ÇİMENTO KATKISININ YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİLLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ
**Res. Ass. İlyas Özkan¹, Res. Ass. Yavuz Yenginar¹, Assoc. Dr. A. Sinan Soğancı¹
1 Necmettin Erbakan University, Engineering and Architectural Faculty, Konya/
Turkey**



- 611 OPTIMIZING CONSTRUCTION PARAMETERS OF DMC
IN HIGH PLASTICITY SOILS**
YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİLLİ ZEMİNLERDE OLUŞTURULAN DKK
İÇİN İMALAT PARAMETRELERİNİN OPTİMİZASYONU
Yavuz YENGINAR*1 Murat OLGUN 2
- 626 KOHEZYONSUZ ZEMİNLERİN TANE
KARAKTERİSTİKLERİNİN GERİLME-GENLEŞİM VE
DAYANIM İLİŞKİLERİNE ETKİLERİ**
THE INFLUENCE OF GRAIN CHARACTERISTICS ON STRESSDILATANCY
AND STRENGTH RELATIONSHIP OF COHESIONLESS
SOILS
Çağdaş ARDA*1 Özer ÇİNİCİOĞLU 2
- 636 TAŞKENT (ÖZBEKİSTAN) ZEMİNLERİNİN GEOTEKNİĞİ**
GEOTECHNICS OF TASKENT (UZBEKISTAN) SOILS
**Akın ÖNALP1 Ersin AREL2 İlhan Burak DURAN3
Ahmet Can MERT4 Ali Can DURU5**
- 646 KOHEZYONLU ZEMİNLERİN PLASTİK LİMİT
DEĞERİNİN DÜŞEN KONİ İLE BELİRLENMESİ**
DETERMINATION OF COHESIVE SOILS' PLASTIC LIMIT BY USING FALL CONE
TEST
Murat GÜLEN1 Havvanur KILIÇ 2
- 657 KOHEZYONSUZ ZEMİNLERDE KONİ PENETRASYONU DENEYİNİN ÖNEMİ**
THE IMPORTANCE OF CONE PENETRATION TESTING IN
COHESIONLESS SOILS
Mustafa Serdar NALÇAKAN
- 667 ADR (AMPLITUDE DOMAIN REFLECTOMETRY)
YÖNTEMİ İLE ZEMİN KURU YOĞUNLUKLARI VE SU
İÇERİKLERİNİN BELİRLENEBİLİRLİĞİ**
ESTIMATION OF DRY DENSITY AND WATER CONTENT OF SOILS WITH ADR
(AMPLITUDE DOMAIN REFLECTOMETRY) METHOD
Cüneyt YILMAZI Sami ARSOY 2
- 677 LABORATUVAR DENEYLERİ İÇİN YAZILIM ÖNERİSİ:
KIVAM LİMİTLERİ VE ELEK ANALİZİ ÖRNEKLERİ**
SOFTWARE PROPOSAL FOR LABORATORY TESTS: ATTERBERG
LIMITS AND SIEVE ANALYSIS
Muhammet DİNGİL1 Murat ÖRNEK 2 Yakup TÜREDİ 3



- 689 KIRKA BOR ATIĞI KİLİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN İNCELENMESİ**
INVESTIGATION OF THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF KIRKA BORON WASTE CLAY
Emrah TURAN¹ Zeynep Neşe KURT ALBAYRAK*²
- 697 GENLEŞİM DAVRANIŞININ GRANÜLER DOLGULARDA OLUŞAN KAYMA BANTLARINA ETKİSİ**
INFLUENCE OF DILATANCY ON SHEAR BAND FORMATION IN GRANULAR BACKFILLS
Adlen ALTUNBAŞ¹ Behzad SOLTANBEİĞİ² Özer ÇİNİCİOĞLU³
- 705 ZEMİN SU İÇERİĞİNİN TDR İLE BELİRLENMESİ İÇİN YENİ KALİBRASYON ÖNERİSİ**
A NEW CALIBRATION METHODOLOGY FOR DETERMINING SWC VIA TDR
Mehmet ÖZGÜR¹ Sami ARSOY²
- 715 EVALUATION OF NONPLANAR SHEAR STRENGTH SURFACE OF UNSATURATED SOILS**
DOYGUN OLMAYAN ZEMİNLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN KAYMA DİRENCİ YÜZEYİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ
KURBAN ÖNTÜRK¹ ERTAN BOL² AŞKIN ÖZOCAK³
- 725 YÜKSEK YOĞUNLUKLU POLİETİLEN BORULARIN ISIL ETKİLER ALTINDAKİ DEFORMASYON ÖZELLİKLERİNİN LABORATUVAR DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ**
INVESTIGATION OF THE DEFORMATION PROPERTIES OF HIGH DENSITY POLYETHYLENE PIPES UNDER THERMAL EFFECTS WITH LABORATORY TESTS
CAN EREN SON¹ NECMETTİN POLAT² NİYAZİ UĞUR TERZİ³
- 735 İNCE DANELİ ZEMİNLERİN GERİLME-YER DEĞİŞTİRME DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**
THE INTERPRETATION OF STRENGTH-DISPLACEMENT BEHAVIOUR OF FINE-GRAINED SOILS
Ayşen ÇELEBİ¹ Atilla ANSAL²
- 745 EFFECT OF PLASTIC DEVIATORIC STRAINS ON THE HARDENING OF UNSATURATED SOILS IN RELATION TO THEIR HYDROMECHANICAL BEHAVIOR**
DOYGUN OLMAYAN ZEMİNLERİN PEKLEŞMESİNE HİDROMEKANİK DAVRANIŞLARINA İLİŞKİLİ OLARAK PLASTİK DEVIATORİK ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİN ETKİSİ
M. Mert EYÜPGİLLER¹ M.B. Can ÜLKER*²



- 757 KOHEZYONLU ZEMİNLERİN ZAMANA BAĞLI DAVRANIŞININ ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLER İLE KARŞILAŞTIRMALI ANALİZİ**
COMPARATIVE ANALYSIS OF TIME-DEPENDENT BEHAVIOR OF COHESIVE SOILS USING ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS
Abdulmuttalip ARİ1 Gizem MISIR 2
- 766 FARKLI FREKANS İÇERİKLERİNE SAHİP TREN GEÇİŞLERİNDE OLUŞAN TİTREŞİM ENERJİSİNİN SOĞURULMASININ DENEYSEL VE ANALİTİK OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ**
EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL EVALUATION OF THE ABSORPTION OF VIBRATION ENERGY IN TRAIN PASSES WITH DIFFERENT FREQUENCY CONTENTS
Murat ŞAHİN1 Fatih GÖKTEPE2 Erkan ÇELEBİ3 Abdullah Can ZÜLFİKAR4 Osman KIRTEL5
- 779 CEP PENETROMETRESİ VE LABORATUVAR VEYN TESTLERİ İLE ELDE EDİLEN DRENAJSIZ KAYMA DAYANIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI**
COMPARISON OF UNDRAINED SHEAR STRENGTHS FROM POCKET PENETROMETER AND LABORATORY VANE TEST
Tahsin Ömür BUDAK1 Ayhan GÜRBÜZ 2
- 787 GRANÜLER ZEMİNLER İÇİN ÖRSELENMEMİŞ NUMUNE ALMA YÖNTEMİ**
AN UNDISTURBED SAMPLING METHOD FOR GRANULAR SOILS
Burak EVİRGEN1
- 798 FACTORS AFFECTING ON SINGLE GRAIN CRUSHING STRENGTH OF GRANULAR GRAIN**
GRANÜLER DANENİN TEK DANE EZİLME DAYANIMINA ETKİ EDEN FAKTÖRLER
Faruk SEFİ1 Musaffa Ayşen LAV 2
- 809 A STUDY OF THE INFLUENCE OF SURCHARGE LOADING ON CLAY SOIL SETTLEMENTS USING VISCOUS MODELLING**
VİSKOZ MODELLEME KULLANILAN KİL ZEMİNİ
SALMA AL KODSİ*1 KAZUHIRO ODA2 TORU INUI3
- 817 NUMERICAL STUDY OF THE EVOLUTION DYNAMIC PARAMETERS OF ALGERIAN SOILS USING GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL DATA**
GEOTEKNİK VE JEOFİZİK VERİLERİ KULLANARAK CEZAYİR TOPRAKLARININ EVRİM DİNAMİK PARAMETRELERİNİN SAYISAL ÇALIŞMASI
Mohamed KHIATINE *1 Ramdane BAHAR 2



- 828 ZEMİN-YAPI ANALİZLERİNDE DİNAMİK ZEMİN DAVRANIŞININ DİKKATE ALINMASI**
CONSIDERING DYNAMIC SOIL BEHAVIOUR IN SOIL-STRUCTURE ANALYSIS
YEŞİM TÜMSEK1
- 836 İSTANBUL ESENYURT BÖLGESİNDE YÜKSEK KATLI YAPILAR İÇİN ZEMİN-TEMEL-YAPI ETKİLEŞİMİ**
A STUDY OF SOIL-FOUNDATION-STRUCTURE INTERACTION FOR HIGH RISE BUILDINGS AT ESENYURT, ISTANBUL
İlhan Burak DURAN1 Ersin AREL 2 Akın ÖNALP 3
- 846 INVESTIGATION OF EFFECTS OF EPS MATERIAL USE ON BURIED FLEXIBLE PIPE BEHAVIOR BY NUMERICAL ANALYSIS**
EPS MALZEME KULLANIMININ GÖMÜLÜ ESNEK BORU DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ
Furkan AKYELKEN1 Havvanur KILIÇ 2
- 858 PILE GROUP FOUNDATION BEHAVIOR ANALYSIS OF A BUILDING UNDER AXIAL LOADING**
BİNA TEMELİNE AİT KAZIK GRUBUNUN DÜŞEY YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ İNCELENMESİ
Z. Nil KUTLU*1 İsmail Emrah KILIÇ2
- 870 EVALUATING THE SEISMIC BEHAVIOR OF AN LSHAPED CANTILEVER RETAINING WALL**
CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION
ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ DİKKATE ALINARAK L-ŞEKLİ BİR KONSOL İSTİNAT DUVARININ SİSMİK DAVRANIŞININ DEĞERLENDİRİLMESİ
Tufan ÇAKIR1 Kasif Furkan OZTURK*2
- 882 AN OVERVIEW TO THE SEISMIC PERFORMANCE OF THE WING WALLS OF A BOX CULVERT WITHOUT COVERED SOIL**
ÖRTÜ ZEMİNSİZ BİR KUTU MENFEZİN KANAT DUVARLARININ SİSMİK DAVRANIŞINA GENEL BİR BAKIŞ
Kasif Furkan OZTURK*1 Tufan ÇAKIR2
- 894 EFFECT OF INERTIA OF SUPERSTRUCTURE ON SEISMIC RESPONSE OF SHALLOW FOUNDATIONS**
ÜST YAPIDAN AKTARILAN ATALET KUVVETİ ETKİLERİNİN YÜZEYSEL TEMELLERİN SİSMİK DAVRANIŞI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ
Devrim ERDOĞAN*1 Muhammed MAHMUDİ 2 Ekrem ERÖZKAN 3



- 906 **DEPREM ETKİSİNDE ZEMİN-TEMEL-TÜNEL ETKİLEŞİMİ UYGULAMASI**
AN APPLICATION FOR SOIL-FOUNDATION-TUNNEL INTERACTION UNDER EARTHQUAKE EFFECT
Hanifi ÇANAKÇI1 Hamza GÜLLÜ 2
- 912 **TARİHİ YIĞMA YAPILI KEMER KÖPRÜDE MİKROTREMOR ÖLÇÜMLERİ VE ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ**
MICROTREMOR MEASUREMENTS FOR HISTORICAL MASONRY ARCH BRIDGE AND SOIL-STRUCTURE INTERACTION
Hamza GÜLLÜ1 Feyzullah ÖZEL 2
- 918 **HALIÇ KIYISINDAKİ BİR YAPININ YAPI ZEMİN ETKİLEŞİM ANALİZLERİ**
SOİL STRUCTURE INTERACTION ANALYSES OF A BUILDING LOCATED ON THE COASTAL LINE OF THE GOLDEN HORN
CANDENİZ DOLU ONUR EKİLİ2 EMRE AYTÜLÜN3 SERDAR SOYÖZ4 H.TURAN DURGUNOĞLU5
- 928 **NUMERICAL INVESTIGATION ON PILE GROUP EFFICIENCY EMBEDDED IN SOFT CLAY**
YUMUŞAK KİLDE VERİLEN YAZI GRUBU VERİMLİLİĞİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEME
Abdelkrim FERCHAT1, Sadok BENMEBAREK*1 and Mohamed Nabil HOUHOU1
- 938 **DEVREK (ZONGULDAK) HEYELANI FORMASYON ÖZELLİKLERİNİN DURAYLILIĞA ETKİSİ**
THE EFFECT OF THE FORMATION PROPERTIES OF DEVREK (ZONGULDAK) LANDSLIDE OF STABILITY
HÜSEYİN MUNGAN*1 BÜLENT HANER2 VELİ AKARSU3 AYŞE BENGÜ SÜNBÜL4 CENGİZ TEMİZ5
- 948 **YAĞIŞ İLE SIZMANIN DOLGU ŞEVLERİNİN STABİLİTESİNE ETKİSİ**
EFFECT OF RAINFALL AND INFILTRATION ON FILL SLOPES STABILITY
Begüm KARABULUT1 Havvanur KILIÇ 2
- 958 **DONATILI ŞEVLERDE MARJİNAL DOLGU MEKANSAL DEĞİŞKENLİĞİNİN DIŞ STABİLİTEYE ETKİSİ**
EFFECTS OF SPATIAL VARIABILITY OF MARGINAL FILLS ON EXTERNAL STABILITY OF REINFORCED SLOPES
Muhammet DURMAZ1 Nejan HUCAJ 2* Atalay Mert TURGUT 3 Nur ÖZTÜRK 3



- 968 **ŞEVLERDE EROZYON KONTROLÜ İÇİN
GEOSENTETİKLERİN KULLANIMI VE TASARIMI**
DESIGN AND APPLICATIONS OF GEOSYNTHETICS FOR EROSION CONTROL ON
SLOPES
Hakan ÖZÇELİK1 Pietro RIMOLDI2
- 980 **BİR DOLGU TAŞKIN SETİNİN YÜKLENMESİYLE
OLUŞAN ŞEV STABİLİTESİ PROBLEMİNİN ÇÖZÜMÜ**
SOLUTION OF A SLOPE STABILITY PROBLEM RESULTING FROM THE LOADING
OF A LEVEE
Irem Zeynep YILDIRIM* 1
- 990 **KARMAŞIK YAPILI GEOSENTETİK DONATILI ZEMİN
DUVARLARIN TASARIM ESASLARI**
DESIGN OF MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS WITH
COMPLEX GEOMETRICS
Tolga Tonguç DEĞER1 Hayriye SARI 2
- 1001 **CHARACTERISTICS AND FAILURE MECHANISM OF A HIGHWAY LANDSLIDE
BİR KARAYOLU HEYELANININ KARAKTERİSTİKLERİ VE GÖÇME
MEKANİZMASI**
**MURAT TONAROĞLU*1 MURAT E. SELÇUK2 SAADET A. BERİLGİN3
MUSTAFA YILDIRIM4**



**ÇEVRE
GEOTEKNIĐİ
VE ENERJİ
GEOTEKNIĐİ**



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

DONMA-ÇÖZÜLME ÇEVİRİMLERİNİN UÇUCU KÜL KATKILI BENTONİTİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE ETKİSİ

THE EFFECT OF FREEZE-THAW CYCLES ON THE UNCONFINED
COMPRESSIVE STRENGTH OF BENTONITE TREATED WITH FLY ASH

Kaan ÇİFTLİKLİOĞLU¹

Efe ASLAN²

Aykut ŞENOL³

ABSTRACT

Freeze-thaw behavior in the cold climatic zones will adversely affect the physical and mechanical properties of the soil. The aim of this experimental research is to investigate the strength behavior of high plasticity clays with no additives and treated by the chemical additives. In order to achieve this aim, high plasticity clay samples were treated with different fly ash mixture contents, followed by freeze-thaw experiments and then unconfined compression tests were performed to examine the loss on the strength of the soil specimens. The untreated samples and %8 and %12 fly ash mixtures were prepared and subjected to variable freeze and thaw (F-T) cycles (0-1-3-10). Thereafter, the unconfined compression tests performed before and after the F-T cycles. The geotechnical parameters of the bentonite were improved by use the fly ash as a treatment material. As the result of the research, the most significant loss of strength was observed in all samples after the 1st F-T cycle. As the number of F-T cycles increased, the results of the unconfined compressive strengths of the samples continued to decrease and showed a tendency to stabilize from the 10th cycle. Consequently, the unconfined compression test results of the treated samples have higher values than untreated samples after freeze-thaw cycles.

Keywords: Bentonite; Freeze-Thaw; Unconfined Compressive Strength; Stabilization; Fly Ash

ÖZET

Soğuk bölgelerdeki zeminler, sürekli donmuş, kısmen donmuş ve mevsimsel olarak donma gösteren yerlerde bulunabilirler. Soğuk bölgelerdeki mevsimsel koşullara bağlı tekrarlı donma-çözülme döngüleri yılda bir iki defa tekrar edebilmekte ve sıkı bir şekilde kompakte edilmiş zeminlerin geoteknik özelliklerini olumsuz yönde önemli bir biçimde değiştirmektedir. Soğuk iklim bölgelerinde tekrar eden bu donma çözülme davranışı

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, ciftliklioglu.k@gmail.com

² Araştırma Görevlisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, aslanef@itu.edu.tr

³ Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, senol@itu.edu.tr



zeminin fiziksel ve mekanik birçok özelliğini olumsuz etkileyecektir. Bu yüzden tekrarlı donma-çözülme davranışları göz önüne alınarak bu bölgelerde bulunan ve dona karşı hassas zeminlerin iyileştirilmesine ihtiyaç vardır. Bu çalışma kapsamında, uçucu kül ile iyileştirilmiş yüksek plastisiteli bentonitin donma-çözülme gibi iklim koşulları altında gerilme-şekil değiştirme davranışını incelemek amacıyla serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Katkısız, %8 ve %12 uçucu kül katkılı numuneler hazırlanmıştır. 7 günlük kür sonunda hazırlanan bu numuneler üzerinde 4 adet çevrim olacak şekilde donma-çözülme deneyleri gerçekleştirilmiştir (0-1-3-10). Bu deneylerin ardından numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilerek gerilme-şekil değiştirme davranışı incelenmiştir. 7 günlük kür sonunda hazırlanan uçucu kül katkılı karışımların nihai mukavemetleri yalın numunelere göre toplamda 1,28 katına çıkmıştır. Yalın ve katkı malzemesini içeren numuneler üstünde yapılan donma çözülme deneyleri sonucu tüm numunelerde birinci donma-çözülme çevrimi ile birlikte büyük bir mukavemet kaybı yaşanmıştır. Donma-çözülme çevrim sayısı arttıkça numunelerin serbest basınç dayanımındaki düşüşler azalarak devam etmiş ve 10. çevrimden itibaren sabitlenme eğilimi göstermişlerdir.

Anahtar Kelimeler: Bentonit; Donma Çözülme; Serbest Basınç Mukavemeti; Uçucu Kül ile iyileştirme

1. GİRİŞ

Dünyada ve ülkemizde nüfus yoğunluğunun artması ile birlikte yapılaşmada, zayıf taşıma gücüne sahip problemlili zeminlerin de değerlendirilmesi söz konusu olmuştur. Şişme ve çökme potansiyeline sahip problemlili zeminlerin katkı maddeleri ile geoteknik özelliklerinin iyileştirilerek inşaata elverişli duruma getirilmesi uzun zamandır araştırılan bir konu olmasına rağmen iklim koşullarının da taşıyıcı zeminin özelliklerini olumsuz yönde etkilediği ve bu bölgelerde özellikle yol dolgularının inşaat projelendirmeleri yapılırken tasarım yüklerinin artırılabilmesi için de zemin iyileştirme çalışmalarına ihtiyaç duyulabileceği göz önünde bulundurulmalıdır.

Yeryüzünün önemli bir kısmı soğuk iklim kuşağında yer almakta ve bu bölgelerde bulunan zeminler senede birkaç defa donma-çözölmeye maruz kalmaktadırlar. Donma-çözölmeye maruz kalan zeminlerin permeabilite, boşluk oranı, porozite, kıvam limitleri gibi fiziksel özellikleri ile konsolidasyon katsayısı, şişme potansiyelleri ve taşıma gücü gibi mekanik özellikleri de olumsuz etkilenebilmektedir. Birçok araştırmacı donma-çözölmeye çevrimleri ve zemin stabilitesi arasındaki ilişkiyi incelemiştir. Zemin sınıflandırması, dane dağılımı, donma hızı, donma sırasındaki su içeriği ve donma-çözölmeye çevrimlerinin zemin stabilitesi ve zemin yapısı üzerindeki etkileri incelenmiştir.

Firoozi ve diğ. (2014), kireç ile stabilize edilmiş illit ve kaolin numunelerde donma-çözölmeye çevrimlerinin serbest basınç dayanımları üzerindeki etkisini incelemiştir. Donma ve çözölmeye çevrimleri kapalı bir sistemde gerçekleştirilmiştir. 1%, 3%, 5%, 7% kireç katkısı ile hazırlanan numuneler 24saat boyunca -15°C'de donmaya maruz bırakıldıktan sonra 24 saat boyunca nem odasında 22°C'de çözölmeye bırakılmıştır. Birinci, ikinci ve üçüncü donma-çözölmeye çevrimi sonunda serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bütün donma-çözölmeye çevrimlerinde katkılı zemin örneklerinin serbest basınç dayanım değerlerinin yalın haldeki örneklere göre daha yüksek olduğu gözlemlenmiştir.



Xie, Qu, Lai ve diğ. (2015), Qinghai-Tibet Plateau'dan toplanan kil zemin numuneleri üzerinde donma-çözülme çevrimlerinin mekanik özelliklerine etkisini incelemek amacıyla serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. -40°C 'de 12 saat donma ve $+20^{\circ}\text{C}$ 'de 12 saat çözülmeye maruz kalan numuneler toplam 0, 1, 3, 6, 9, 12 ve 15 donma-çözülme çevrimine maruz bırakılmıştır. Çevrimlerin sonunda gerçekleştirilen serbest basınç deneyleri ile dayanımların altıncı çevrimden sonra fazla değişiklik göstermediği ve stabil hale geldiği gözlemlenmiştir. İlk donma-çözülme hareketi, daneler arasındaki boşlukların değişimi ve dağılımı zeminin fiziksel özelliklerine doğrudan etki ettiği belirlenmiştir. Porozitenin ilk altı donma-çözülme döngüsünde en hızlı şekilde arttığı da ulaşılan bir diğer sonuçtur.

Hotineanu ve diğ. (2015), tekrarlı donma-çözülme döngülerine maruz kalan kireç ile stabilize edilmiş kil zeminlerin mukavemet özelliklerini incelemiştir. Bu çalışmada iki farklı plastisiteli kil (bentonit ve kaolinit) kullanılmıştır. Bentonit ve kaolinit numuneleri ağırlıkça %5 ve %3 kireç kullanılarak stabilize edilmiştir. Hazırlanan numuneler 20°C oda sıcaklığında farklı kür sürelerinde (3, 28 ve 300 gün) kürlenmeye bırakılmıştır. Her bir kür süresi sonunda, stabilize edilen zemin numuneleri standarda uygun bir şekilde kapalı sistem donma-çözülme odasında 0, 1, 2, 5 ve 10 adet donma-çözülme döngülerine tabi tutulmuş kil numuneleri üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yalın halde bulunan bentonit numunelerinin serbest basınç değerleri artan donma-çözülme döngüleri ile birlikte azalma eğilimi göstermiştir. Kireç ile stabilize edilmiş bentonitin donma-çözülme çevrimleri altında davranışında ilk çevrimde mukavemetin artırdığı gözlemlenmektedir. Donma-çözülme döngülerinin artmasıyla mukavemet değerlerindeki düşüş doğrusal olarak gerçekleşmektedir. Kireç ile stabilize edilmiş kaolinit kilinin mukavemetinin arttığı, fakat dayanımdaki artış miktarlarının stabilize edilmiş bentonite göre daha az olması kaolinit kilinin daha az reaktif olduğu sonucunu göstermektedir. Katkısız kaolinit kilinde artan donma-çözülme çevrimleri ile serbest basınç değerlerinde azalma görülmektedir.

Dayıoğlu (2017), kış koşullarının etkilerini gözlemlemek ve donma ve çözülmenin şişme potansiyeli üzerindeki etkileri araştırmak için donma-çözülme deneylerini gerçekleştirilmeden önce laboratuvar koşullarında hazırlanan katkısız, %30 C sınıfı uçucu kül katkılı, %20 F sınıfı uçucu kül katkılı ve %8 kireç katkılı Belle Fouche silindirik kil numunelerini 7 gün boyunca nem odasında kürlenmeye bırakmıştır. Bu zemin numuneleri 0, 2, 4 ve 8 adet donma-çözülme döngüsüne tabi tutulmuş, ardından serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerin sonucunda katkılı örneklerde mukavemet artışı gözlenmekle beraber artan donma-çözülme çevrimleri ile mukavemet değerlerinde azalma gözlemlenmiştir. Donma-çözülme çevrimleri, yalın kil numunelerinin ve F sınıfı uçucu kül ile iyileştirilmiş numunelerin serbest basınç mukavemet değerlerinde azalmaya sebep olmuştur.

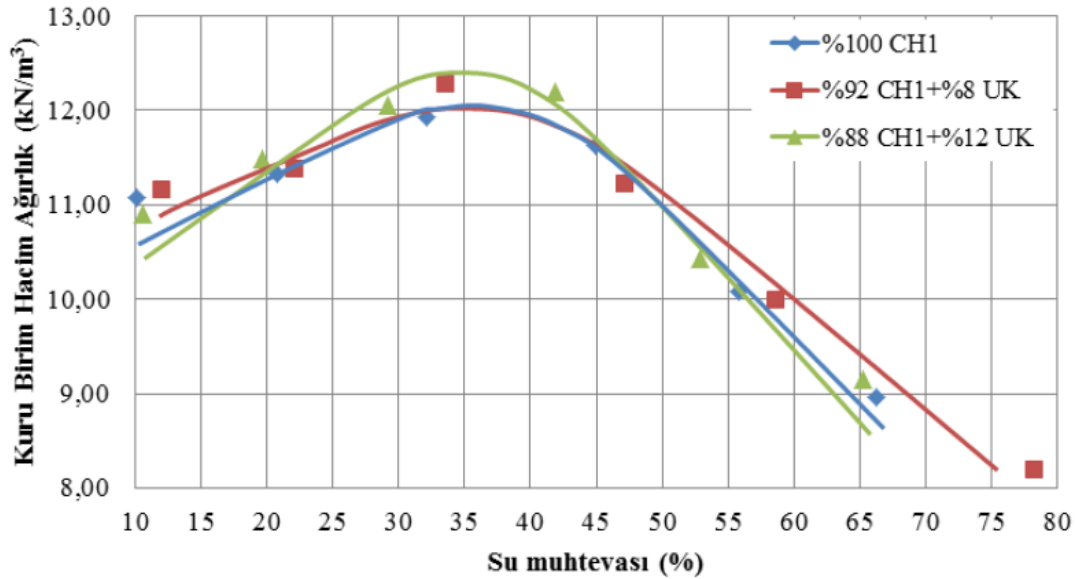
2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Laboratuvar deneyleri İstanbul Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Laboratuvar deneyleri ASTM (American Society of Testing Material) standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Araştırmada kullanılacak olan uçucu kül ve bentonit karışımlarının mühendislik özelliklerini belirlemek için; elek analizi, hidrometre analizi, Atterberg limit testleri ve piknometre testleri yapılmıştır. Optimum su içeriğini

belirlemek için standart Proctor testi, Harvard minyatür kompaksiyon testleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra 4 farklı donma-çözülme çevrimi (0, 1, 3, 10) ve her bir çevrim için serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

2.1. Zemin Sınıflandırma Deneyleri

Zemin örneklerinin ASTM standartlarına göre indeks özelliklerini belirlemek için ASTM C136 standartına uygun olarak elek analizi, ASTM D7928'e göre hidrometre analizi, ASTM D854'e göre piknometre deneyi, ASTM D4318'e göre Atterberg limit testleri ve ASTM D698'e göre kompaksiyon deneyleri gerçekleştirilmiştir. Zemin örnekleri, sınıflandırma deneylerinden sonra elde edilen veriler kullanılarak Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırması'na (USCS) göre sınıflandırılmıştır. Katkısız CH₁ kilinin kıvam limitleri deneyleri sonucu likit limit, $w_L = \%185$, plastik limit, $w_p = \%40$, plastisite indisi, $IP = \%145$ olarak belirlenmiştir. Şekil 1, araştırmada kullanılan malzemelerin Harvard minyatür kompaksiyon eğrilerini göstermektedir. Çizelge 1'de araştırmada kullanılan malzemeler için elde edilen indeks özellikleri özetlenmiştir.



Şekil 1. Yalın CH₁ ve uçucu kül karışımlarının Harvard minyatür kompaksiyon eğrileri.

Harvard minyatür kompaksiyon deneylerinin sonuçlarına göre yalın CH₁ kili için optimum su muhtevası %35, kuru birim hacim ağırlık $12,10 \text{ kN/m}^3$ olarak belirlenmiştir. %8 ve %12 oranında uçucu kül katkılı karışımlarda, optimum su içeriği yalın CH₁ sonuçları ile aynıdır. Kuru birim hacim ağırlık değerlerinde %8 katkılı karışım için yalın CH₁ sonuçları ile aynıdır. %12 katkılı karışımda bu değer $12,40 \text{ kN/m}^3$ olarak belirlenmiştir.

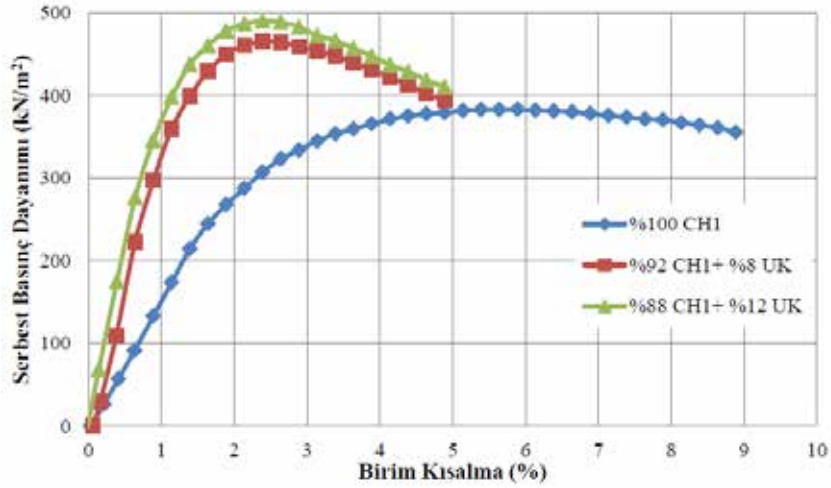
Çizelge 1. CH₁ kili ve uçucu kül katkılı karışımlarının indeks özellikleri

Malzeme	%100 CH ₁	%92 CH ₁ + %8 UK	%88 CH ₁ + %12 UK
w_L (%)	185	143	139
w_p (%)	40	45	48
IP (%)	145	98	91
γ_{kmax} (kN/m ³)	12,10	12,10	12,40
$\omega_{opt.}$ (%)	35	35	35
USCS	CH	CH	CH

2.2. Serbest Basınç Deneyleri

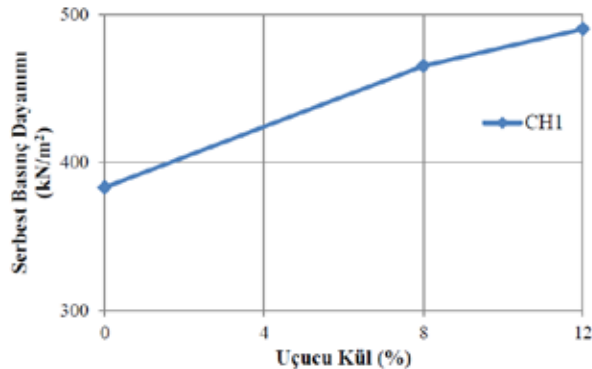
Optimum su muhtevasında hazırlanacak numuneler 3 tabaka halinde 21 vuruş ile Harvard minyatür kompaksiyon deney aletinde sıkıştırıldıktan sonra kalıptan çıkarılmış ve streç film ile iyice sarılarak su muhtevasını kaybetmesi engellenmiştir. Katkısız CH₁ kili için numune hazırlandıktan sonra, kür için bekletilmeksizin kırım gerçekleştirilerek serbest basınç mukavemeti belirlenmiştir. Desikatörlerde kür için bekletilen katkılı numuneler üzerinde ise 7. günün sonunda serbest basınç deneyleri ASTM standartlarına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Deney esnasında düşey şekil değiştirme hızı 1,27 mm/dk olacak şekilde ayarlanmıştır. Okunan eksenel yük değerleri maksimuma ulaştıktan sonra 5 okuma daha alınıp sona erdirilmiştir.

Uçucu kül katkılı karışımların ve yalın CH₁ kili için donma-çözülme çevrimlerinden önce serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Yalın, %8 ve %12 oranında uçucu kül katkılı karışımların gerilme-şekil değiştirme eğrileri Şekil 2’de verilmiştir. Artan uçucu kül katkısı ile serbest basınç dayanımında artışlar görülmüştür.



Şekil 2. CH₁ kili ve uçucu kül karışımlarının gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

Şekil 2’de görüleceği üzere %8 uçucu kül oranı 7. günün sonunda CH₁ kilinin serbest basınç dayanımını 383 kN/m² değerinden 465 kN/m² değerine, %12 uçucu kül katkısı ise 490 kN/m² değerine yükselterek toplamda %28’lik bir mukavemet artışı sağlanmıştır. Kullanılan katkı oranı ile serbest basınç dayanımının değişimi Şekil 3’de belirtilmiştir.



Şekil 3. CH₁ ve uçucu kül karışımlarının serbest basınç dayanımı değişimi.

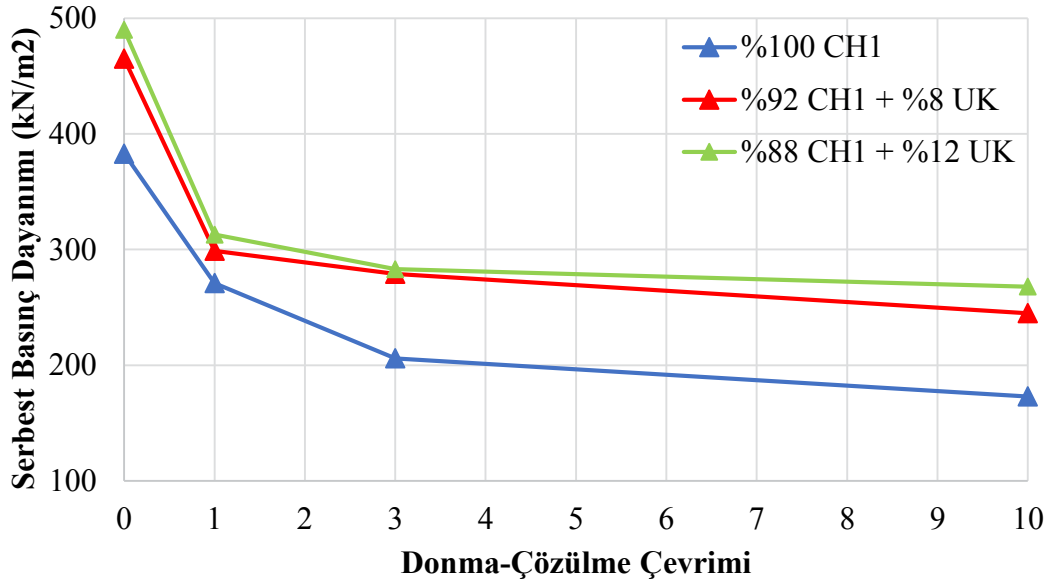
2.3. Donma-Çözülme Deneyleri

Donma-Çözülme deneyine tabi tutulacak numunelerin hazırlanma biçimi, serbest basınç deneyindeki gibidir. Doğal zemin, ağırlıkça farklı oranlarda uçucu kül içeren karışımlar, optimum su muhtevalarında Harvard minyatür kompaksiyon kalıbında sıkıştırılır. Hazırlanan 5 cm çapa, 10 cm yüksekliğe sahip silindirik numuneler, su muhtevalarında değişiklik olmaması için streç film ile sarılarak 7 gün boyunca kürlenmesi için desikatörde bekletilmiştir. Kür süresi dolan numuneler ($-23\pm 2^{\circ}\text{C}$) sabit sıcaklığa sahip dondurucuda 24 saat boyunca dondurulduktan sonra, dondurucudan çıkartılarak ($+23\pm 2^{\circ}\text{C}$) sıcaklığında ve sabit nem koşulları altında 24 saat boyunca desikatörlerde çözdürülmüştür. 24 saat donma ve 24 saat çözülme işlemi 1 donma-çözülme çevrimine karşılık gelmektedir. Daha sonra farklı donma-çözülme çevrimlerinde (0-1-3-10) serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlar, donma-çözülme çevrimine maruz kalmamış doğal ve katkılı zeminlerin mukavemet değerleriyle karşılaştırılıp yorumlanmıştır. Bu çalışmada kullanılan kapalı donma-çözülme sistemi Şekil 4'de gösterilmiştir.



Şekil 4. Numunelerin donma-çözülme deneyine tabi tutulduğu dondurucu.

CH₁ kili ve uçucu kül karışımlarının 4 adet donma-çözülme çevrimleri sonrası mukavemet davranışı karşılaştırıldığında, en hızlı mukavemet kaybının ilk donma-çözülme çevriminin sonunda gerçekleştiği görülmektedir. %8 uçucu kül katkılı karışım için serbest basınç dayanımı ilk çevrimin sonunda 465 kN/m² değerinden %36'lık bir kayıpla 299 kN/m² değerine düşerken %12 uçucu kül katkılı karışım için ise aynı şekilde %36'lık bir mukavemet kaybı ile 490 kN/m²'den 313 kN/m² değerine düşmüştür. İlk donma-çözülme çevriminin ardından 5. donma-çözülme çevrimi ile birlikte genel olarak tüm numuneler için serbest basınç dayanımlarındaki azalma yavaşlayarak 10. çevrimden itibaren mukavemet değerleri sabitlenme eğilimi göstermektedir. 0. donma-çözülme çevriminden 10. çevrimin sonunda yalın CH₁ numunesi için toplamda %55'lik mukavemet kaybı gözlenirken, %8 ve %12 uçucu kül katkılı numunelerde 10. çevrimin sonunda nihai serbest basınç dayanımı 245 ve 268 kN/m² olarak belirlenmiştir. Şekil 5'de CH₁ kili ve uçucu kül karışımlarının donma-çözülme çevrimleri sonrası mukavemet davranışı gösterilmiştir. Çizelge 2'de CH₁ kili ve katkılı karışımlarının donma-çözülme çevrimleri sonrası serbest basınç mukavemeti sonuçları özetlenmiştir.



Şekil 5. CH₁ kili ve katkılı karışımlarının donma-çözülme çevrimleri sonrası mukavemet davranışı.

Çizelge 2. CH₁ kili ve katkılı karışımlarının donma-çözülme çevrimleri sonrası serbest basınç mukavemeti sonuçları

Malzeme	D-Ç Çevrimi	q _u (kN/m ²)	Normalize q _u /q _{u,0}
%100 CH ₁	0	383	1,00
	1	271	0,71
	3	206	0,54
	10	173	0,45
%92 CH ₁ + %8 UK	0	465	1,21
	1	299	0,78
	3	279	0,73
	10	245	0,64
%88 CH ₁ + %12 UK	0	490	1,28
	1	313	0,82
	3	283	0,74
	10	268	0,70

4. SONUÇLAR

Bentonit (CH₁) ve uçucu kül katkılı karışımlar için elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibidir;

- Yalın CH₁ kili için birinci donma-çözülme çevriminin sonunda serbest basınç mukavemeti 383 kN/m² değerinden yaklaşık %30'luk bir mukavemet kaybı ile 271 kN/m² değerine düşmüştür. Yalın numune için en yüksek mukavemet kaybı 0. ile 1. çevrim arasında gerçekleşmiştir. Bunun gerçekleşmesindeki en önemli sebep olarak birinci çevrimde numunenin donmasıyla birlikte boşluklarındaki suyun hacminin

genişlemesi sonucu artan boşluk oranı ve zemin danelerinin bu boşluklara düzensiz bir şekilde yerleşmesiyle oluşan segregasyon gösterilebilir.

- Donma-çözülme çevrim sayısının artmasıyla 5. çevrime kadar mukavemet kaybındaki hız azalmış, 5. donma-çözülme çevriminden itibaren 10. çevrime kadar numunelerin serbest basınç dayanımlarında kayda değer bir kayıp yaşanmamıştır. Dayanımların belirli bir çevrim sayısından itibaren değişmemesi ise artan boşluk oranının çevrim sayısı artıkça rezidüel değere ulaşmasıyla açıklanabilir.
- 10. çevrimin sonunda yalın numunenin serbest basınç mukavemeti %55 kayıpla 173 kN/m² değerine düşmüştür. Uçucu kül katkılı numunelerde de yalın numunelerde görülen eğilim değişmemiş, ilk çevrimde hızlı bir mukavemet kaybının ardından azalan mukavemet kayıpları ile 10. çevrimden itibaren mukavemet değerleri sabitlenmiştir. Genel olarak tüm katkılı numuneler için artan donma-çözülme çevrimleri ile birlikte serbest basınç dayanımları yalın numuneye ait serbest basınç dayanımlarından yüksek olmuştur ve uçucu kül katkılarının donma-çözülme çevrimlerinden kaynaklı mukavemet kayıplarını puzolanik reaksiyonların çevrimler boyunca devam ettirmesinden dolayı yavaşlattığı belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

- ASTM C136/C136M. (2014), “Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates “, ASTM International, West Conshohocken, PA
- ASTM D560/D560M. (2016), “Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures “, ASTM International, West Conshohocken, PA
- ASTM D698. (2012), “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort “, ASTM International, West Conshohocken, PA
- ASTM D854. (2014), “Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer “, ASTM International, West Conshohocken, PA
- ASTM D4318. (2017), “Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils “, ASTM International, West Conshohocken, PA
- ASTM D7928. (2017), “Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis “, ASTM International, West Conshohocken, PA
- Dayıoğlu, M., Çetin, B., & Nam, S. (2017), “Stabilization of Expansive Belle Fourche Shale Clay with Different Chemical Additives”, Applied Clay Science, 146, 56–69. doi: 10.1016/j.clay.2017.05.033
- Firoozi, A. A., Taha, M. R., Firoozi, A. A., Khan, T. A. (2015), “The Influence of Freeze-Thaw Cycles on Unconfined Compressive Strength of Clay Soils Treated with Lime “, Jurnal Teknologi, 76(1), 107-113.
- Hotineanu, A., Bouasker, M., Aldaood, A., ve Al-Mukhtar, M. (2015), “Effect of Freeze–Thaw Cycling on the Mechanical Properties of Lime-Stabilized Expansive Clays “, Cold Regions Science and Technology, 119, 151-157.
- Xie SB, Qu JJ, Lai YM ve diğ. (2015), “Effects of Freeze-Thaw Cycles on Soil Mechanical and Physical Properties in the Qinghai-Tibet Plateau ”, Journal of Mountain Science, Vol. 12(4).



DERİN KAZI VE İKSA SİSTEMLERİ



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13- 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KAYA BİRİMLERDE EKLEM YÖNELİMLERİNİN KAZI DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFICIENT TO EXCAVATION BEHAVIOR OF JOINTS AT ROCK UNITS

S. Şehnaz. AKTAŞ¹

Mehmet M. BERİLGİN²

ABSTRACT

Although general opinion stability and deformation problems are not expected during excavations in rock units, this expectation is not valid for soft and multi-jointed-rock units. This requires the design of a supporting system that does not lead to stability and deformation problems during excavations in soft and multi-jointed-rock units. In order for this support system to meet the design expectations, the analysis for the design should be based on the principles of rock mechanics. In this context, idealizing the behavior of the rock environment to represent the field and developing the design according to the rock unit emerges as the current engineering approach. In this paper, it is aimed to investigate the effect of fracture orientations on excavation behavior in deep excavations in weak rock units with joint fractures by numerical analysis. For this purpose, a hypothetical deep excavation was taken into consideration, and the Jointed Rock Constuction Model, in which rock joints could be taken into account, was carried out numerically. In these analyzes performed on a hypothetical excavation geometry, firstly the effect of rock joint orientation on displacement and safety number was determined by sensitivity analyzes and then stress strain and stability analyzes were performed for incremental excavation depths for different dip angles. The data obtained from these analyzes were plotted with the number of depth and the relationship between safety and depth. According to these results, it was seen that the plunging angle significantly affected the excavation stability depending on the depth of excavation.

Key Words: Deep Excavations, Rock Mechanics, Joint, Numerical Analysis

ÖZET

Kaya birimlerde açılan kazılarda genel kanı stabilite ve deformasyon sorunu beklenmemekle beraber yumuşak ve çok eklemli- çatlaklı kaya birimlerde bu beklenti geçerli değildir. Bunun için yumuşak ve çok eklemli- çatlaklı kaya birimlerde yapılan kazılarda stabilite ve deformasyon problemine yol açmayacak bir destekleme sisteminin tasarımına ihtiyaç vardır. Bu destekleme sisteminin tasarım beklentilerini karşılayabilmesi

¹ İnş.Yük. Müh.- Hrt.Müh. , EMAY Uluslararası Müh. ve Müş. A.Ş. Üsküdar-İstanbul, saktas@emay.com

² Prof. Dr., YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü İstanbul, berilgen@yildiz.edu.tr



için tasarım için yapılan analizlerin kaya mekaniği prensiplerine dayalı olması gerekmektedir.

Bu bağlamda çalışılan kaya ortamının davranışının sahayı temsil edecek şekilde idealize edilmesi ve tasarımın kaya birime göre geliştirilmesi günümüz mühendislik yaklaşımı olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu bildiriye, eklemli çatlaklı zayıf kaya birimlerde yapılan derin kazılarda çatlak yönelimlerinin kazı davranışı üzerinde etkisinin sayısal analizler ile incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için dikkate alınan varsayımsal bir derin kazıda kaya eklemelerinin göz önüne alınabildiği Jointed Rock Bünye Modeli ile sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Varsayımsal bir kazı geometrisi üzerinde yapılan bu analizlerde ilk olarak kaya eklem yönelim durumunun yer değiştirme ve güvenlik sayısına etkisi hassaslık analizleri ile belirlendikten sonra farklı dalım açıları için artımsal kazı derinlikleri için gerilme şekil değiştirme ve stabilite analizleri yapılmıştır. Bu analizlerden elde edilen veriler ile güvenlik sayısı-derinlik ilişkisi dalım açısı grefiği çizilmiştir. Bu sonuçlara göre ve dalım açısının kazı derinliğine bağlı olarak kazı stabilitesini önemli ölçüde etkilediği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Derin Kazılar, Kaya Mekaniği, Jointed Rock Model, Nümerik Analiz.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan problemlerden biri olan derin kazılar, günümüz koşullarında artan nüfusla paralel olarak kent içinde sıkça yapılan bir inşaat mühendisliği uygulaması olarak karşımıza çıkmaktadır. Derin kazılar zemin ve/veya kaya olarak nitelendirilen jeolojik birimlerde yapıldığından zemin mekaniği ve kaya mekaniği prensiplerinin göz önüne alınması gerekmektedir. Derin kazıların modellenmesi ve projelendirilmesi esnasında genellikle zemin birimlerin geçileceği kabulü, günümüzde kazıların derinliğinin artması ve kazı çukurlarının çok farklı jeolojik birimlerde açılması konuları da göz önünde bulundurulduğunda problemi tam olarak ortaya koymamaktadır. Artan kazı derinlikleriyle beraber derin kazıların çok sık olarak hem zemin hem de kaya birimlerde açılmasını gerektirmektedir. Kaya birimlerde açılan kazılarda genel kanı stabilite ve deformasyon sorunu yaşanmayacağı olsa da yumuşak ve çok eklemli- çatlaklı kaya birimlerde bu beklenti geçerli değildir. Bunun için yumuşak ve çok eklemli- çatlaklı kaya birimlerde yapılan kazılarda stabilite ve deformasyon problemine yol açmayacak bir destekleme sisteminin tasarımına ihtiyaç vardır. Bu destekleme sisteminin tasarım beklentilerini karşılayabilmesi için tasarım için yapılan analizlerin kaya mekaniği prensiplerine dayalı olması gerekmektedir. Bu bağlamda çalışılan kaya ortamının davranışının sahayı temsil edecek şekilde idealize edilmesi ve tasarımın kaya birime göre geliştirilmesi günümüz mühendislik yaklaşımı olarak karşımıza çıkmaktadır.

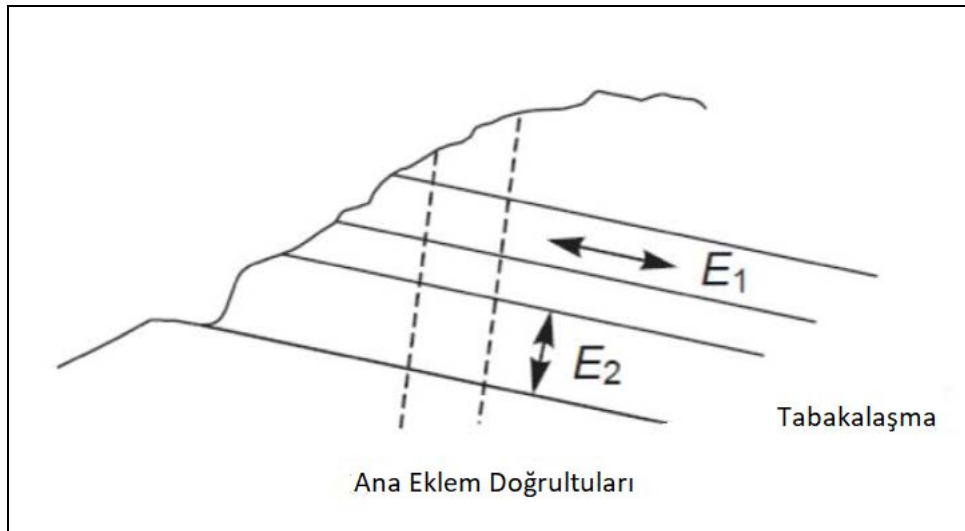
Bu bildiriye, eklemli çatlaklı zayıf kaya birimlerde yapılan derin kazılarda çatlak yönelimlerinin kazı davranışı üzerinde etkisinin sayısal analizler ile incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için dikkate alınan varsayımsal bir derin kazıda kaya eklemelerinin göz önüne alınabildiği Jointed Rock Bünye Modeli ile sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizler sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis 2D yazılımı ile yapılmıştır.

2. JOINTED ROCK KAYA MALZEME MODELİ

Eklemli kaya birimlerin davranışını sayısal analizlerde modelleyebilmek için geliştirilen Jointed Rock (JR) malzeme modeli eklemli kayalar için anizotropik elastik ve tam (ideal) plastik bir sürekli ortam malzeme modelidir (Brinkgreve, 2014).

JR modelde eklemli kayanın iki ana bileşeni olan sağlam kaya ve maksimum üç ana eklem doğrultusunu (kayma düzlemleri) birleştirdiği kabulü ile sağlam kaya elastik bir malzeme olarak ve farklı doğrultular için farklı (anizotropi) elastisite modülleri ile tanımlanabilir.

Bu davranış enine anizotropik elastik rijitlik matrisi ile uygulanır. Böylelikle sağlam kaya elastik bir malzeme olarak hareket eder ve farklı elastikiyet özellikleri atayarak, çapraz anizotropi (yani tabakalaşma) modellenebilir. Eklem takımlarının mukavemet özellikleri Coulomb'un göçme mekanizmasına göre limit kayma gerilmesi ve kayma düzlemine dik doğrultuda limit çekme gerilmesi (tension cut-off) ile tanımlanır (Şekil 1). JR model eklem takımlarının paralel olduğu ve eklem kümelerinin fay kili ile dolmadığı durumlar için uygun bir bünye modelidir.



Şekil 1 Jointed Rock model (Brinkgreve et al. 2014'a)

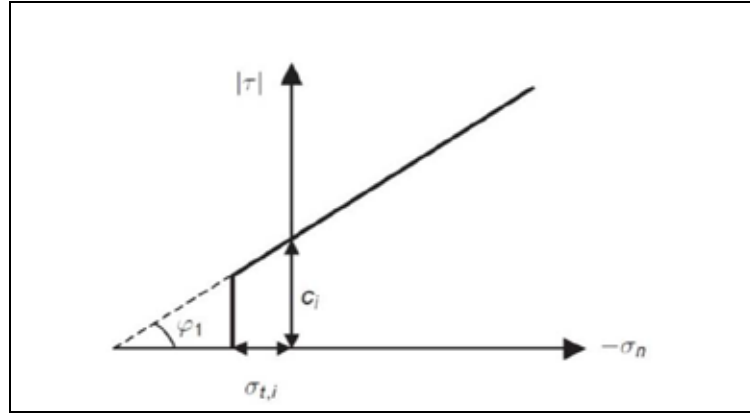
JR modelde Şekil 1'de gösterildiği şekilde kaya ortamındaki süreksizlikler dikkate alınmakta ve bu süreksizliklere göre malzeme parametreleri olarak sağlam kaya için Young modülü (E_1), sağlam kayanın Poisson oranı (ν_1), Düzlem 1'e dik yöndeki Young modülü (E_2), Düzlem 1'e dik Poisson oranı (ν_2), Düzlem 1'e dik yöndeki kayma modülü (G_2) ile maksimum üç kayma doğrultusu için Mohr Coulomb göçme kriteri parametreleri (c_i : kohezyon, ϕ_i : kayma mukavemeti açısı, ψ_i : dilatasyon açısı ve $\sigma_{t,i}$: çekme mukavemeti) ve eklem yönü sayısı (n) Dalım açısı [$\alpha_{1,i}$ ($-180 \leq \alpha_{1,i} \leq 180$)], tabaka yönü ($\alpha_{2,i}$) kullanılmaktadır. Young modülü E_1 ve Poisson oranı ν_1 , Hooke Yasası'na göre, sürekli ortama ait elastik parametreleridir. Tabakalanma için anizotropi seçeneği, tabakalanma yönüne dik kütlenin rijitliğini tanımlayan E_2 ve ν_2 parametreleriyle temsil edilir. Anizotropi yönündeki kayma direnci kullanıcı tarafından G_2 kayma modülü ile tanımlanır. Her kayma düzlemi için mukavemet parametreleri kayma mukavemeti parametreleri kohezyon c_i ve kayma mukavemeti açısı ϕ_i ile dilatansi açısı ψ ile tanımlanmıştır. Maksimum kesme kuvveti ise Mohr-Coulomb'un göçme kriterine göre Şekil 2'de gösterildiği gibi tanımlanmıştır. Kayma düzlemlerine dik çekme gerilmesi göz önüne

alınabilmektedir. Yerel (n, s, t) koordinatlarına sahip bir düzlem için göçme fonksiyonu aşağıda, (1) ve (2) eşitlikleri ile gösterilmiştir:

$$f_i^c = |\tau_s| + \sigma_n \tan \varphi_i - c \quad (1)$$

$$f_i^t = \sigma_n - \sigma_{t,i} (\sigma_{t,i} \leq c_i \cot \varphi_i) \quad (2)$$

Burada f_i^c ve f_i^t basınç ve çekme durumları için akma fonksiyonunu, τ_s kayma gerilmesini, σ_n normal gerilmeyi, $\sigma_{t,i}$ çekme gerilmesini göstermektedir.

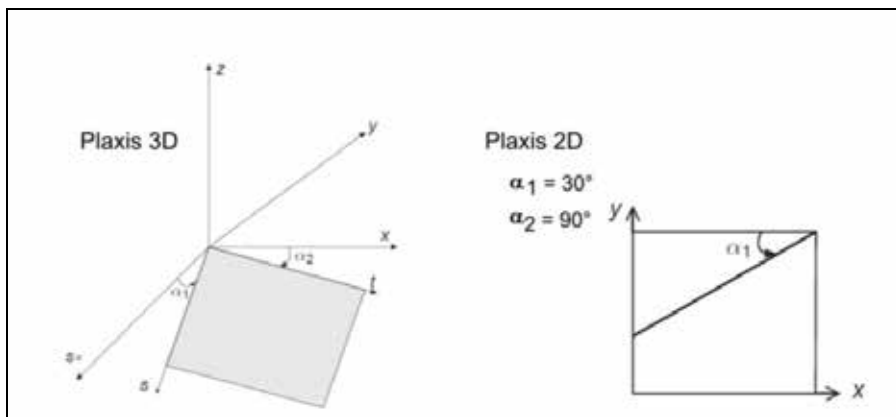


Şekil 2 i düzlemi için Mohr-Coulomb Göçme Kriteri

Eklem yönleri dalım açısı α_1 ve tabaka yönü α_2 ile tanımlanmıştır. 2 boyutlu modelleme yapıldığından tabaka yönü (strike) varsayılan olarak $\alpha_2 = 90^\circ$ 'dir. Ayrıca:

$$(-\alpha_1) \equiv 180 - \alpha_1 \quad (3)$$

α_1 ve α_2 tanımlamaları Şekil 3'te verilmektedir.



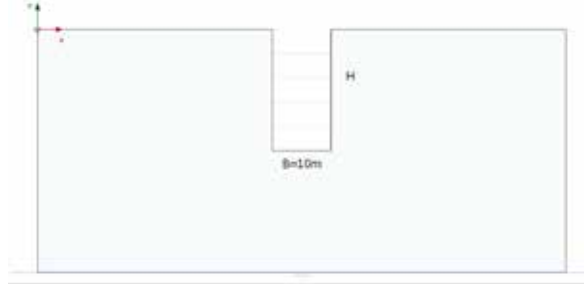
Şekil 3 Tabaka dalım açısı ve dalım yönü (Brinkgreve et al. 2014a)

3. SAYISAL MODEL

Eklemli kaya birimde yapılan kazı davranışını incelemek için Şekil 4'de verilen kazı geometrisi dikkate alınmıştır. Sonlu elemanlar modeli 15 düğüm noktalı elemanlarla

oluşturulan düzlem şekil değiştirme modelidir. Tek doğrultuda süreksizlikleri bulunan bir kaya ortamında yapılan bir derin kazıda dalım açısı, içsel sürtünme açısı ve kohezyon parametrelerinin kazı derinliğine bağlı olarak stabilite ve yer değiştirmeler üzerindeki etkisi sayısal analizler ile incelenmiştir. Sayısal analizlerde göz önüne alınan sonlu elemanlar modeli Şekil 4’de verilmiştir.

Modellerde yeraltı suyunun olmadığı kabul edilmiştir. Analizler 4m kazı adımları dikkate alınarak yapılmıştır. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Çizelge 1’de verilmiştir



Şekil 4 Derin kazı geometrisi

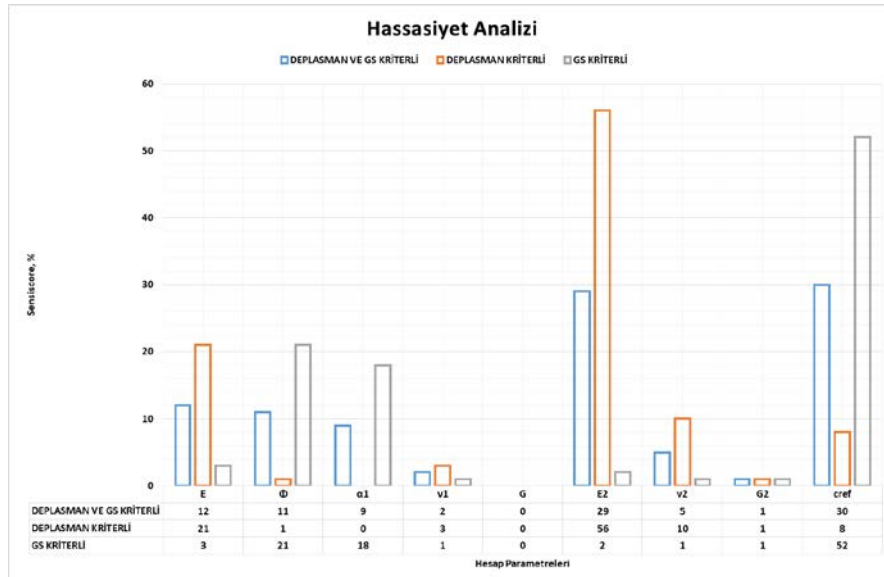
Çizelge 1. Kazının yapıldığı kaya birimin malzeme parametreleri

Parametre	Birim	Sağlam Kaya	Kayma Düzlemi
γ	kN/m ³	22	
E_1	kN/m ²	100 000	
ν_1	–	0.3	
E_2	kN/m ²	100 000	
ν_2	–	0.3	
G_2	kN/m ²	38 450	
c_i	kN/m ²		100
ϕ_i	°		20
ψ_i [°]	°		0
$\sigma_{t,i}$	kN/m ²		275
n	-		1
$\alpha_{1,i}$	°		0, 30, 45, 60, 90, 120, 135, 150
$\alpha_{2,i}$	°		90

2.1 Hassaslık Analizleri

Göz önüne alınan kazı geometrisi için yapılan sayısal analizler ile yer değiştirme ve stabilite yönünden hangi parametrenin daha etkili olduğu seçilen parametrelerin hassaslık sayıları’na (sensitivity score) göre belirlenmiştir. Burada etkisinin az olduğu düşünülen parametreler değişmez kabul edilerek Parametre Değişimi Analizleri yapılmıştır. Hassaslık analizlerinden elde edilen hassaslık sayıları, yer değiştirme ve güvenlik sayısına elastisite modülleri (E_1 ve E_2), kayma modülleri (G_1 ve G_2) kayma mukavemeti parametreleri (c ve ϕ), Poisson oranları (ν_1 ve ν_2) ve dalım açısı α_1 için Şekil 5’de verilmiştir. Şekil 5’den görüldüğü gibi yer değiştirmeleri en fazla etkileyen malzeme parametresinin Düzlem 1’e dik yöndeki elastisite modülü, E_2 (%56) olurken güvenlik sayısını en fazla etkileyen

parametre kohezyon (c) (%52) olmuştur. Stabilitate ve yer değiştirmenin birlikte değerlendirilmesi durumu içinse sonuçları en fazla etkileyen parametre E_2 ve c olmuştur.

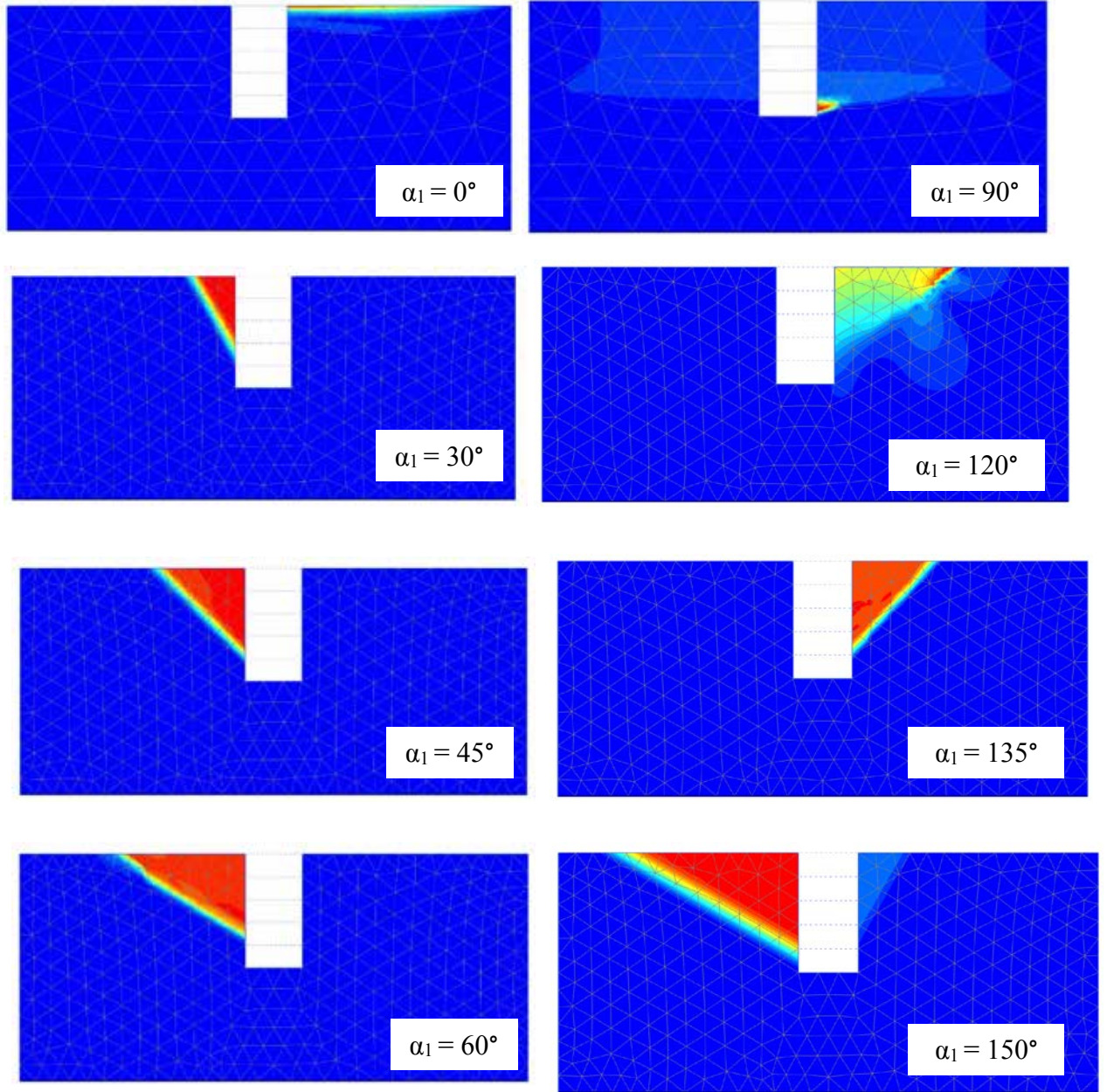


Şekil 5 Hassasiyet analizlerine göre deplasman ve güvenlik sayısını etkileyen parametrelerin %si

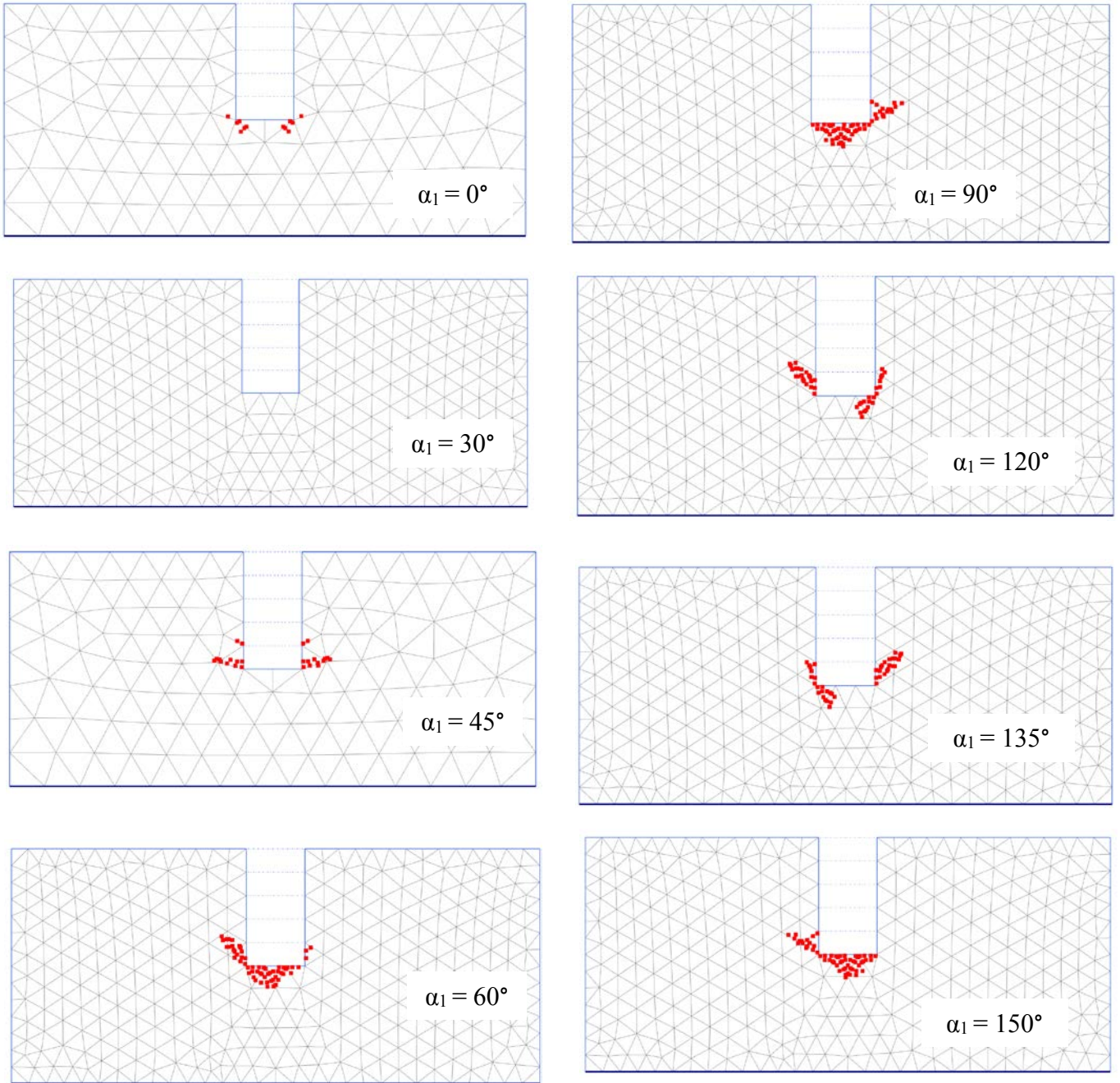
Şekil 5’den görüldüğü gibi dalım açısı α_1 stabiliteyi %18 mertebelerinde etkilemektedir. Kayma mukavemeti parametrelerinden sonra stabiliteyi en çok etkileyen malzeme parametresi olarak dalım açısı güvenlik sayısını etkilemektedir. Bu sonuç, arazide eklem yönlerinin kazıya doğru olması durumunda stabilite sorunu ortaya çıkabileceği gerçeği ile örtüşmektedir.

2.2 Kazı Stabilitesine Dalım Açısının Etkisi

Çatlaklı ve eklemli kaya birimlerde yapılan kazılarda çatlak ve eklem doğrultularının kazı stabilitesine etkisini göstermek için yapılan analizlerde dalım açısı $\alpha_1 = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 120^\circ, 135^\circ, 150^\circ$ olması durumları için 4, 8, 12, 16, 20 m kazı derinliklerinde gerilme şekil değiştirme ve stabilite analizleri yapılmıştır. Stabilite analizleri sonucunda dalım açısının değişimine göre olası kayma düzlemlerinin durumu artımsal yer değiştirmelere göre Şekil 6’da verilmiştir. Kaya birimde çekme gerilmesi ve kayma gerilmesinin limit değerine ulaştığını gösteren plastik noktaların kazı sonrası durumu ise Şekil 7’de verilmiştir. Şekil 6 dalım açısının değişimine göre olası kayma düzlemleri doğrultularının değiştiği görülmektedir. Şekil 7’e göre ise kazı sonrası plastikleşmelerin yoğunlukla kazı tabanı ve civarında oluştuğu görülmektedir.

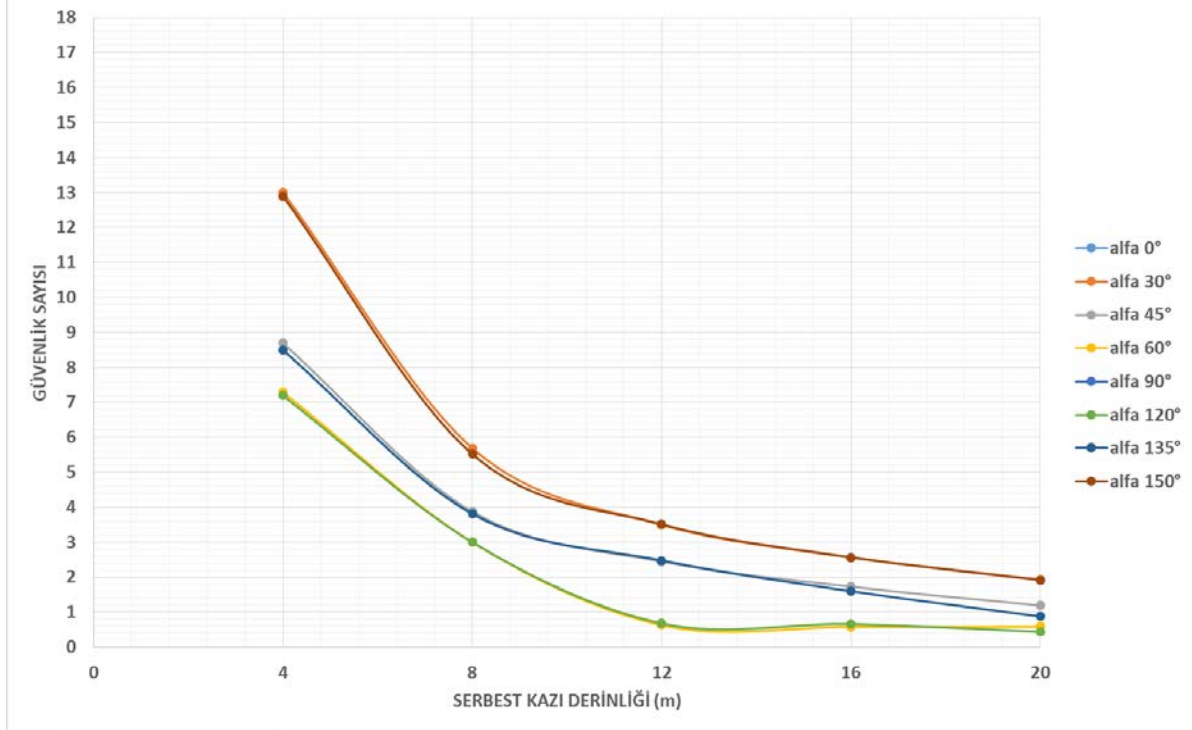


Şekil 6 Stabilite analizleri sonucunda dalım açısının değişimine göre olası kayma düzlemlerinin durumu artımsal yer değiştirmeler



Şekil 7 Plastik noktaların kazı sonrası durumu

Çalışma kapsamında dikkate alınan kayma mukavemeti ve elastik parametreler için farklı dalım açısı değerine göre güvenlik sayısının kazı derinliğine bağlı değişimi Şekil 8'de verilmiştir.



Şekil 8 Dalım açısı α_1 'in kazı derinliği-güvenlik sayısı değişimine etkisi

Şekil 8'de görüldüğü gibi dalım açısı kazı stabilitesini önemli şekilde etkilemektedir. Bu grafiğe göre simetrik bir kazı kesitinde eklem yönelimlerinin $\alpha_1=30^\circ$ ve $\alpha_1=150^\circ$ olması durumlarında güvenlik sayısı $G_s=2.0$ olduğu durum dikkate alındığında 20m derinliğe kadar derin kazı yapılabilirken $\alpha_1=0^\circ$ ve $\alpha_1=90^\circ$ için 13.5m, $\alpha_1=60^\circ$ ve $\alpha_1=120^\circ$ için 9.0m mertebelerinde kazı yapılabilir.

4. SONUÇLAR

Kaya birimlerde yapılan kazılarda eklem yönelimlerinin stabiliteye etkisini incelemek için yapılan bu çalışmada çatlaklı-eklemlili kaya davranışını modelleyebilen Jointed Rock bünye modeli ile sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamında dikkate alınan varsayımsal simetrik ve desteksiz bir derin kazı sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmiştir. Bu modelde kaya eklem yönelimlerinin tek doğrultuda olması durumu dikkate alınmıştır. Yukarıda ayrıntısı verilen çalışmalardan elde edilen bulgulara dayanarak aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

1. Eklemlili bir kaya birim için dikkate alınan parametrelere göre yapılan hassaslık analizlerinde dalım açısının stabiliteye %21 mertebelerinde etkisi olduğu belirlenmiştir.



2. Dalım açısı kayma mukavemeti parametreleri yanında kazı stabilitesini önemli ölçüde etkileyen bir malzeme parametresidir. Buna göre güvenli ve ekonomik bir kazı ve destekleme sistemi tasarımı yapabilmek için kaya birimin çatlak ve eklemlerin durumları ve doğrultularının bilinmesine ihtiyaç vardır.
3. Kaya birimlerde yapılacak derin kazılar için farklı dalım açılarına göre yapılacak stabilite analizleri sonuçları ile Şekil 8'deki gibi bir grafik oluşturularak ekonomik ve güvenlik seviyesi tanımlı bir tasarım gerçekleştirilebilir.
4. Jointed Rock bünye modeli ile çatlaklı ve eklemlili kaya birimlerde açılan kazıların sayısal modellenmesi için uygun görülmeyle birlikte, bu bünye modelinin yaygın ve doğru şekilde kullanılabilmesi için arazi gözlemleri ile doğrulanmasına ihtiyaç olduğu açıktır.

KAYNAKLAR

- [1] Aktaş S.Ş., (2009), Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi İle İnşa Edilen Bir Tünelin Sonlu Elemanlar Yöntemi Kullanılarak Analizi Ve Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [2] Yüzer E., Vardar M., (1986), Kaya Mekaniği, İTÜ Vakfı Kitap Yayınları No:11, İTÜ Maden Fakültesi Ofset Atölyesi, 187 s
- [3] Vardar M., (2005), Time dependent stability problems in tunnels and time-dependent behavior of the rock mass, ITA / AITES Training course tunnel engineering.
- [4] Brinkgreve R.B.J., Broere W., (2004), PLAXIS 3D TUNNEL- Version 2 Manuel, Delft University of Technology & Plaxis B.V., The Netherlands.
- [5] Magdalena Stelzer, (2015), Numerical Studies on the PLAXIS Jointed Rock Model, Master Thesis, Graz University of Technology.
- [6] Wittke W., (2014), Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model, Wilhelm Ernst & Sohn.
- [7] Sert S., Önalp A., (2011), Derin Kazılarda Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi, 4. Geoteknik Sempozyumu, Adana.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

GRANÜLER ZEMİNLER İÇİN DEPLASMAN ÖLÇÜTLÜ DAYANMA YAPISI TASARIMI

DISPLACEMENT BASED RETAINING STRUCTURE DESIGN ON GRANULAR SOILS

Bünyamin ODABAŞI¹ Sami ARSOY²

ABSTRACT

The design and the construction of the retaining structures are one of the most common applications a geotechnical engineer faces. In the current applications, the lateral earth pressures are mostly obtained from either Rankine or Coloumb theories based on the limit equilibrium state of soils. However, in order to achieve the limit equilibrium state, every point of the soil behind the retaining structure should yield, which requires that the retaining structure must make a certain displacement. These displacement values vary according to the relative density and the type of the soil. There is a significant difference between the true lateral earth pressures at a lower deformation level compared to the lateral earth pressures at the deformation values required for the limit equilibrium state. In granular soils, the relationship between the strain and the mobilized internal friction angle was defined with the slip strain theory proposed by Rowe (1954). The proposed relationship between the internal friction angle in the limit equilibrium state by Arsoy (2004) and the mobilized internal friction angle before the failure state can be assembled with Rowe's suggestion. Thus the mobilized internal friction angle depending on the wall displacement level can be determined and the corresponding displacement dependent lateral earth pressure can be calculated.

Keywords: Lateral Earth Pressure, Limit Equilibrium State, Retaining Structures, Mobilized Internal Friction Angle

ÖZET

Günümüzde en sık karşılaşılan geoteknik uygulamalarının başında dayanma yapılarının projelendirilmesi ve imalatı gelmektedir. Tasarım için dayanma yapısına etki eden yanal toprak basınçlarının belirlenmesi gerekmektedir. Yanal toprak basınçlarının belirlenmesi için Rankine ve Coloumb gibi birçok teori öne sürülmüştür. Hâlihazırdaki uygulamalarda, Rankine veya Coloumb teorilerinden elde edilen yanal toprak basınçları limit denge durumuna göre hesaplanmaktadır. Dayanma yapısı arkasındaki zeminin her noktasının yenildiği durum olan limit denge durumunun gerçekleşebilmesi için iksa yapısının belirli bir deplasman yapması gerekmektedir. Bu deplasman miktarları ise zemin tiplerine göre

¹ Yüksek Lisans Öğr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, bunyaminodabasi@gmail.com

² Prof. Dr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, samiarsoy@yahoo.com

farklılık göstermektedir. Limit denge durumuna karşılık gelen deformasyondan daha düşük bir deformasyon değerindeki yanal toprak basıncı ile limit denge durumundaki yanal toprak basıncı arasında özellikle düşük deformasyon değerlerinde bir farklılık söz konusudur. Rowe (1954) tarafından granüler zeminler için öne sürülen yenilme düzlemindeki birim şekil değiştirme teorisiyle, limit denge durumu öncesi hareketlenmiş içsel sürtünme açısı ile zemin gerinimi (strain) arasındaki ilişki tanımlanmıştır. Arsoy (2004) tarafından önerilen limit denge durumundaki içsel sürtünme açısıyla göçme öncesi durumdaki hareketlenmiş içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki Rowe(1954) önerisi ile birleştirilerek hareketlenmiş içsel sürtünme açısı bulunabilir ve böylelikle yanal toprak basıncı da hesaplanabilir.

Anahtar Kelimeler: Yanal Toprak Basıncı, Limit Denge, Dayanma Yapıları, Hareketlenmiş İçsel Sürtünme Açısı

1. GİRİŞ

Dayanma yapılarının tasarımında yaygın kullanılan Rankine veya Coloumb gibi yanal toprak basıncı teorilerinden elde edilen yanal toprak basınçları dayanma yapısı arkasındaki zeminin tümünden yenildiği limit denge durumuna göre hesaplanmaktadır. Ancak, limit denge durumuna karşılık gelen bu deformasyon değerlerinden daha düşük bir deformasyon değerinde gerçekleşecek olan yanal toprak basıncı değeri limit denge durumundaki yanal toprak basıncı değerinden daha büyük olmaktadır. Granüler zeminler için yenilme düzlemindeki birim şekil değiştirmenin evrilimi Rowe (1954) tarafından ayrıntılı olarak sorgulanmış ve konu ile ilgili özel bir teori sunulmuştur. Rowe, bu teoride limit denge durumu öncesi hareketlenmiş içsel sürtünme açısı ile zemin gerinimi (strain) arasında matematiksel bir ilişki seti tanımlanmıştır. Rowe' un bu önerisi üzerine, Arsoy (2004) limit denge durumundaki içsel sürtünme açısıyla göçme öncesi durumdaki hareketlenmiş içsel sürtünme açısı arasında deneysel verilere dayalı yarı ampirik bir ilişki tanımlayarak pasif toprak basınçları için deformasyon miktarına ve moduna bağlı bir abak seti hazırlamıştır. Arsoy (2004) tarafından önerilen bağıntılarla Rowe (1954) önerisi ile birleştirilerek hareketlenmiş içsel sürtünme açısı bulunabilir ve böylelikle yanal toprak basıncı da hesaplanabilir. Bu çalışmalardan anlaşılacağı üzere, eğer göçme öncesi durumdaki içsel sürtünme açısı tasarımcı tarafından belirlenen deplasman miktarı ve formuna göre belirlenebilirse daha güvenli bir tasarım yapılabilir.

Konu ile ilgili Kocaeli Üniversitesi'nin üye olduğu akademik dergi ve yayınlarla birlikte kullanıma açık olan diğer akademik yayınlarda yapılan araştırmalarda Rowe (1954) çalışmasının devamı niteliğinde başka bir çalışmaya rastlanmamıştır. Günümüzde deformasyon miktarına bağlı yanal toprak basınçlarına ihtiyaç duyulduğundaki yaygın uygulama ise bünye denklemlerinin kullanıldığı sayısal analizler yolu ile hesaplama yolu olarak belirmektedir. Yapılan hesaplamaların başarısı seçilen bünye denklemlerine ve analiz yaklaşımına bağlı olarak değişkenlik arz edebilmektedir.

Hesaplamaların doğruluğu ancak gerçek şartlar altında ölçümler yapılırsa belirlenebilir. Ayrıca uygun model seçimi için mühendislik deneyimi ve özel bir yazılım gereklidir. Bu çalışma da ise Rowe(1954) teorisi ile Arsoy(2004) tarafından getirilen katkılar birleştirilerek granüler zeminler için deplasman ölçütlü duvar tasarımının gerçekleştirilebilirliği irdelenmiştir.

2. AKTİF YANAL TOPRAK BASINCI

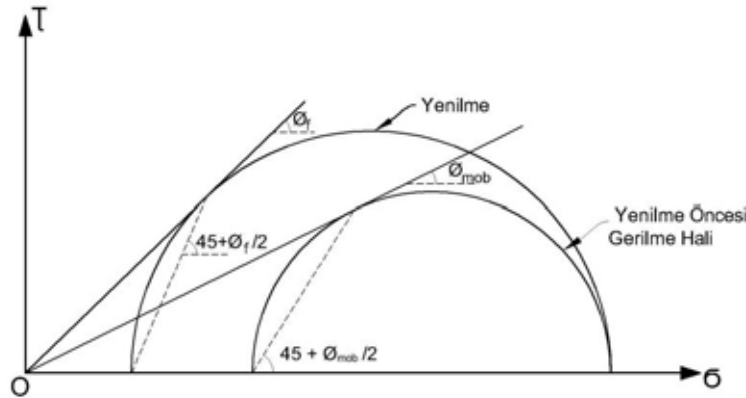
İki boyutlu ve yarı sonsuz bir zemin ortamında yapılan sonsuz rijit bir dayanma yapısında herhangi bir ötelenme olamayacağından zemin sükûnet halinde olacaktır. İksa sistemi zemin düzlemi dışına doğru hareketlendiğinde zemin aktif denge durumuna zorlanır. Aktif durumuna ulaşılrken zemin danelerine etkiyen düşey gerilme (σ_V büyük asal gerilme) sabit kalırken yatay gerilme (σ_H küçük asal gerilme) azalır. Mohr çemberinin göçme düzlemiyle çakıştığı andaki küçük asal gerilme aktif toprak basıncı olarak adlandırılır. Aktif denge durumunda iksa sistemine etki eden yanıl toprak basıncı en düşük değerindedir. Aktif denge durumunun oluşması için dayanma yapısının belirli bir deplasman yapması gerekmektedir.

Tablo.1 Aktif toprak basıncı oluşabilmesi için gerekli duvar hareketi(G.Ranjan,2005)

Zemin	Tepe Noktası Ötelenmesi
Sıkı Kum	0.001H~0.002H
Gevşek Kum	0.002H~0.004H
Sert Kil	0.01H~0.02H
Yumuşak Kil	0.02H~0.05H

3. HAREKETLENMİŞ İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI

Zemin ortamında inşa edilen dayanma yapısı zemin düzleminde dışı doğru deplase olmaya başlayınca zemin sükûnet halinden aktif hale geçişe zorlanır ve bu deplasmandan sebep zeminde mobilize olmuş(hareketlenmiş) içsel sürtünme açısı ($\phi_{mob.}$) etkin hale gelir. Deplasman değeri belirli bir sınıra ulaştığında ise nihai kayma direnci açısına (ϕ_f) ulaşılır.

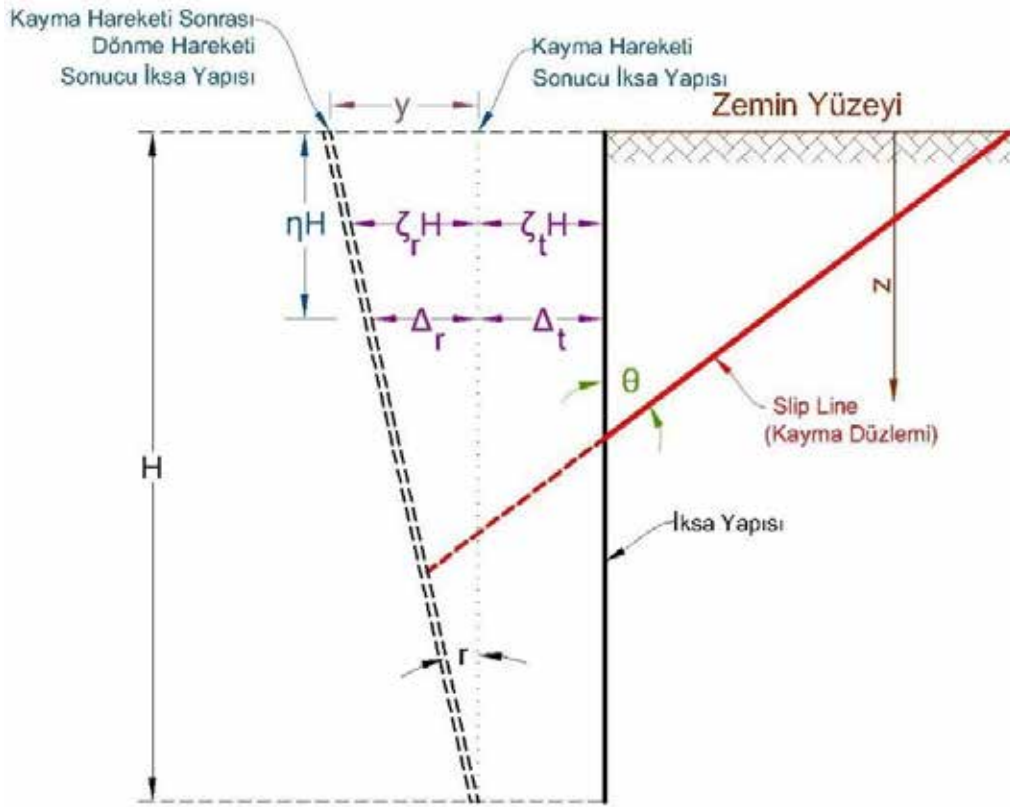


Şekil.1 Hareketlenmiş kayma direnci açısının Mohr dairesinde genelleştirilmiş gösterimi.(Arsoy'dan uyr.)

Rowe hareketlenmiş içsel sürtünme açısı ile zemin birim şekil değıştirmesi arasında dayanma yapısının kayma ve dönme hareketleri için sırasıyla Eş.1 ve Eş.2'yi sunmuştur.

$$\epsilon_s \tan \left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2} \right) = \frac{\zeta}{j} \left(1 + 1.15 \log_{10} \frac{1}{j} \right) \quad (1)$$

$$\epsilon_s \tan \left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2} \right) = \frac{r}{2j} \left(1 - j + 2.3 \log_{10} \frac{1}{j} \right) \quad (2)$$



Şekil.2 Dayanma yapısı kayma ve dönme durumları (Rowe'dan uyarlanmıştır.)

Burada; ζ normalize ötelenmeyi (y/H), η normalize derinliği (z/H), z zemin yüzeyinden derinliği, r normalize dönmeyi [$\zeta/(1-\eta)$], y ötelenmeyi, ϵ_s ilgili derinlikte yer değiştirmeden dolayı zemin birim şekil değiştirmesini ve ϕ_{mob} ise ilgili derinlikte yer değiştirmeden sebep hareketlenmiş (mobilize olmuş) içsel sürtünme açısını temsil etmektedir. Eşitliklere dikkat edilirse tasarımcı tarafından öngörülen deplasman şekli (dayanma yapısının kayma hareketi, dönme hareketi ya da her ikisini birlikte yapması durumu) ve miktarına göre eşitliğin sağ tarafı belirlenerek eşitliğin sol tarafının sayısal değeri elde edilebilir.

4. ÖNERİLEN HESAP YÖNTEMİ

4.1 Zemin Sınıflandırmasının Yapılması

Önerilen hesap yönteminde ilk adım olarak zemin sınıflandırması yapılır. Önerilen yöntem granüler zeminler için geçerli olup zemin sınıflandırma kriteri aşağıda verilmiştir.

Tablo.2 Çalışma kapsamında kullanılan zemin sınıflandırma sistemi

Zemin Sınıfı	Sınıflandırma Kriteri
Gevşek Kum	$\phi_f < 30^\circ$
Orta Sıkı Kum	$30^\circ \leq \phi_f < 37^\circ$
Sıkı Kum	$\phi_f \geq 37^\circ$

4.2 $\emptyset_{mob} - \epsilon_{mob} \tan(45 - \emptyset_{mob}/2)$ Grafiğinin Elde Edilmesi

Arsoy(2004) tarafından hareketlenmiş kayma direnci açısı (\emptyset_{mob}) ile yenilme anındaki kayma direnci açısı (\emptyset_f) arasında her iki açı değerindeki birim şekil değiştirmelere bağlı olarak aşağıdaki eşitlik önerilmiştir.

$$\emptyset_{mob} = \emptyset_f \frac{(\epsilon / \epsilon_f)}{0.13 + 0.87(\epsilon / \epsilon_f)} \quad (3)$$

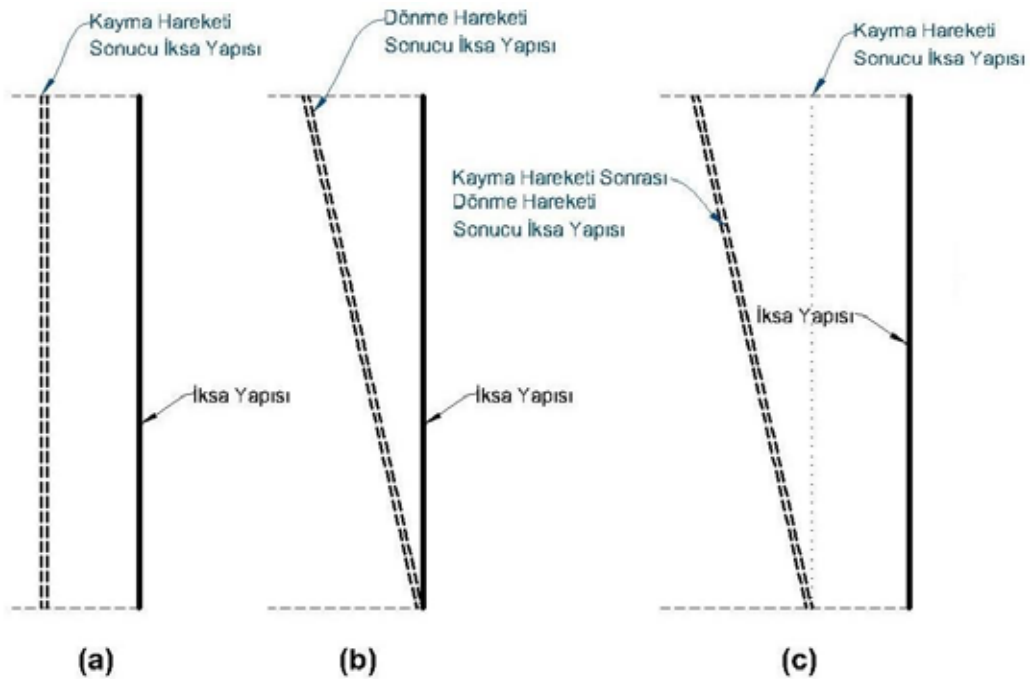
Eşitlikteki \emptyset_f ve ϵ_f ifadeleri çeşitli zemin mukavemet deneylerinden elde edilebilir. Ancak yenilme anındaki birim şekil değiştirme değeri (ϵ_f) için herhangi bir bilgi bulunmaması durumunda Arsoy tarafından önerilen ve aşağıda verilen eşitlik kullanılabilir.

$$\epsilon_f = 4 - 0.057\emptyset_f \quad (4)$$

ϵ_f değeri belli bir değere bölünerek (hassas bir grafik elde edebilmek 100 ve üzeri bir değer seçilmesinde fayda vardır.) sıfırdan başlayıp ϵ_f değerinde biten ϵ_{mob} değerleri üretilir. Eşitlik 3 yardımı ile her bir ϵ_{mob} değerine karşılık gelen \emptyset_{mob} açısı bulunur. Bulunan değerler kullanılarak $\emptyset_{mob} - \epsilon_{mob} \tan(45 - \emptyset_{mob}/2)$ grafiği çizilir.

4.3 Deplasman Şeklinin Belirlenmesi

Bu aşamada tasarımcı tarafından bir deplasman şekli öngörülür. Tanımlanan deplasman şekli salt dönme (Şekil.3-a) veya kayma (Şekil.3-b) şeklinde olabileceği gibi kayma ve dönmenin süperpozitesi (Şekil.3-c) şeklinde de olabilir. Tasarımcının bunun dışındaki herhangi bir nonlineer deplasman formunu verilen kayma ve dönme durumlarının kombinasyonu şeklinde uyarlaması mümkündür. Bununla birlikte, önerilen hesap yönteminin geçerliliği için tasarımcının zeminde aktif durum oluşumuna sebebiyet veren deplasman değerine çok yakın yer değiştirme değerleri seçmemesi gerekmektedir.



Şekil.3 Dayanma yapısı için çeşitli deplasman formları

4.4 Başlangıç Birim Şekil Değiştirme Değerinin Elde Edilmesi

Mobilize olmuş(hareketlenmiş) kayma direnci açısı Eş.3'te görüldüğü üzere birim şekil değiştirmelere bağlıdır. Dayanma yapısı inşa edilmeden önce zemin kendi ağırlığından kaynaklı çevre basıncından dolayı bir miktar birim şekil değiştirme değerini üzerinde barındırır. Başlangıç birim şekil değiştirme değerleri Rowe(1954)'un çalışmasında gevşek ve sıkı kumlar için zemin ortamında herhangi bir derinlikteki zemin danesinin üzerindeki zemin yükünden dolayı oluşan çevre basıncına bağlı olarak verdiği abaklar kullanılarak hesaplanabilir. Orta sıkı kumlar için ise verilen bu abakların ortalaması kullanılabilir.

4.5 Dayanma Yapısı Deplasmanından Dolayı Birim Şekil Değiştirmelerin Bulunması

Tasarımcı tarafından eğer kayma deformasyonu seçilmiş ise seçilen deplasman miktarına göre ilgili derinlikte Eş.1'in sol tarafının sayısal değeri belirlenir. Belirlenen bu değer kullanılarak daha önce elde edilen $\phi_{mob} - \epsilon_{mob} \tan(45 - \phi_{mob}/2)$ grafiği yardımıyla ϕ_{mob} değerlenir. Belirlenen ϕ_{mob} değeri Eş.3'te yerine koyularak kayma hareketinden sebep ilgili derinlikteki zemin birim şekil değiştirmesi hesaplanır. Eğer tasarımcı dönme deformasyon modunu seçmiş ise aynı adımlar Eş.2 kullanılarak yapıp dönme hareketinden kaynaklı birim şekil değiştirme hesaplanır. Deplasman modu olarak dönme ve kayma birlikte seçilirse birim şekil değiştirmeler ayrı ayrı bulunarak toplanır.

4.6 Hareketlenmiş Toplam Birim Şekil Değiştirmenin Bulunması

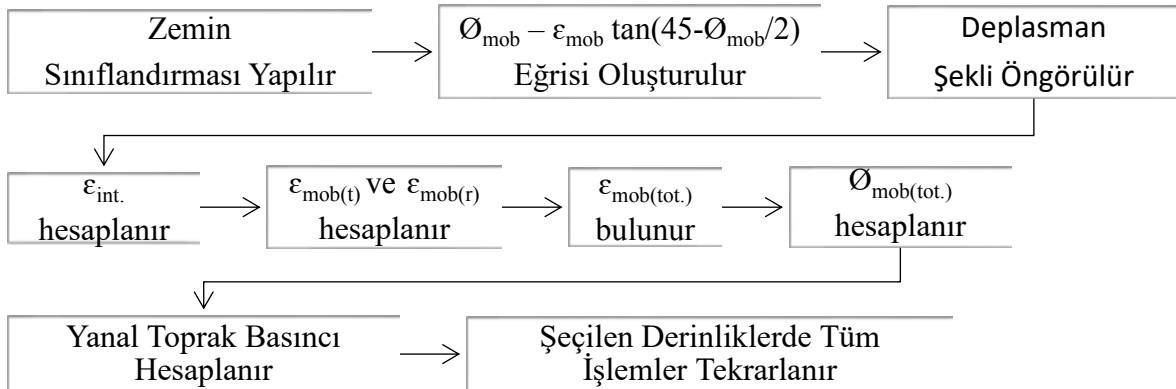
Başlangıç birim şekil değiştirme değeri ile duvar deplasmanından dolayı meydana gelen birim şekil değiştirmeler toplanarak toplam hareketlenmiş birim şekil değiştirme hesaplanır.

4.7 Hareketlenmiş Kayma Direnci Açısının Hesaplanması

İlgili derinlikte hesaplanan hareketlenmiş toplam birim şekil değiştirme değeri Eş.3'te yerine konularak hareketlenmiş kayma direnci açısı hesaplanır.

4.8 Dayanma Yapısına Etki Eden Yanal Toprak Basıncının Hesaplanması

Tasarımcı tarafından belirlenen derinliklerde yukarıda bahsedilen tüm adımlar tekrarlanarak belirlenen her bir derinlikteki hareketlenmiş kayma direnci açıları bulunur. Daha sonra ise Rankine veya Coloumb gibi yanıl toprak basıncı teorileri kullanılarak dayanma yapısına etki eden basınçlar belirlenir. Önerilen hesap yöntemi adımları aşağıdaki gibi özetlenebilir.



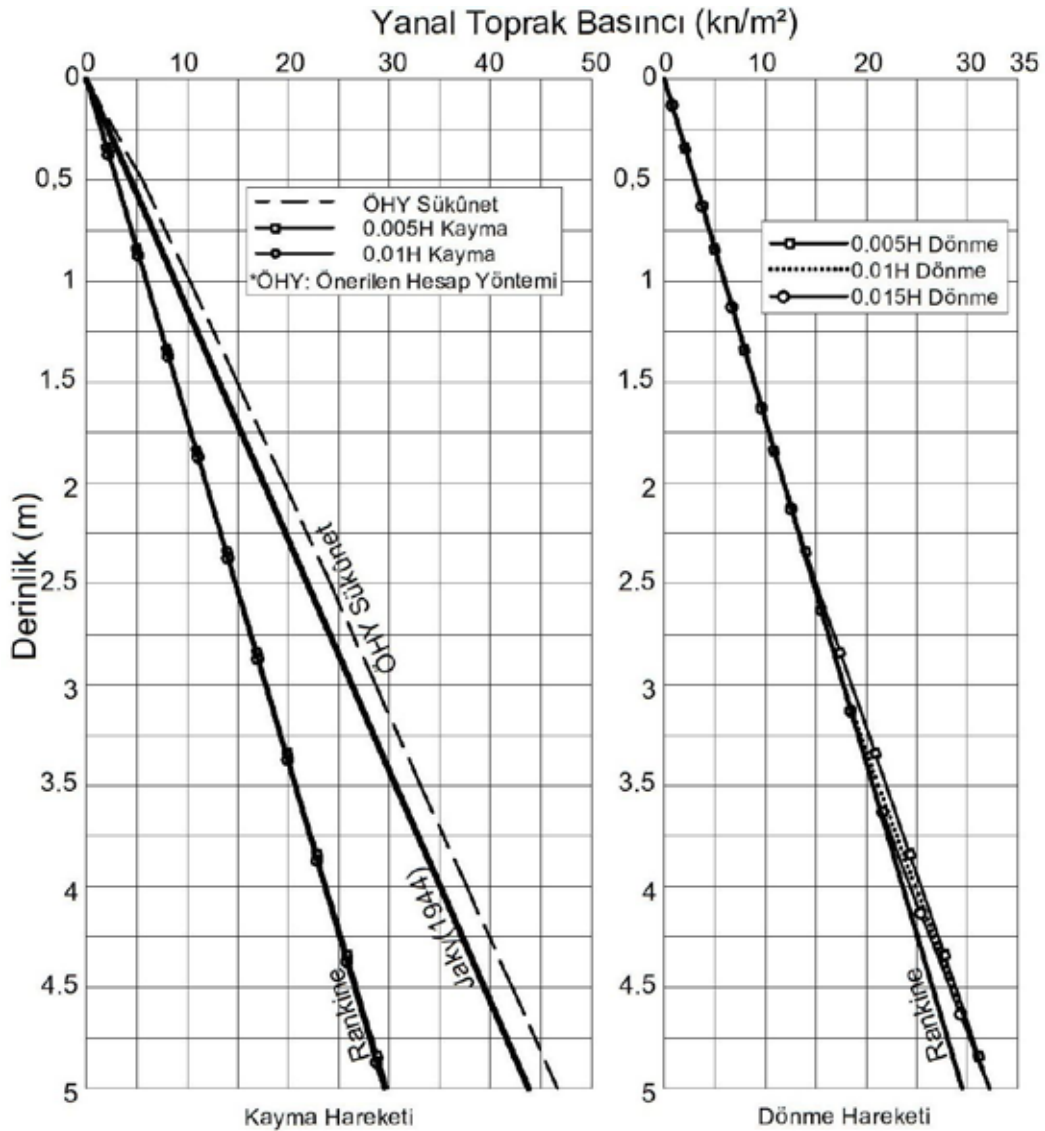
Şekil.4 Önerilen Hesap Yöntemi Özeti

5. ÖNERİLEN HESAP YÖNTEMİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Çalışma kapsamında önerilen hesap yöntemi gevşek, orta sıkı ve sıkı kum zemin sınıfları için 5 m yükseklikli dayanma yapısı, dönme ve kayma hareketlerine göre ayrı ayrı incelenmiş olup elde edilen bulgular değerlendirilmiştir. Hesaplamalarda dayanma yapısı arkasındaki zeminin örselenmediği kabul edilmiştir.

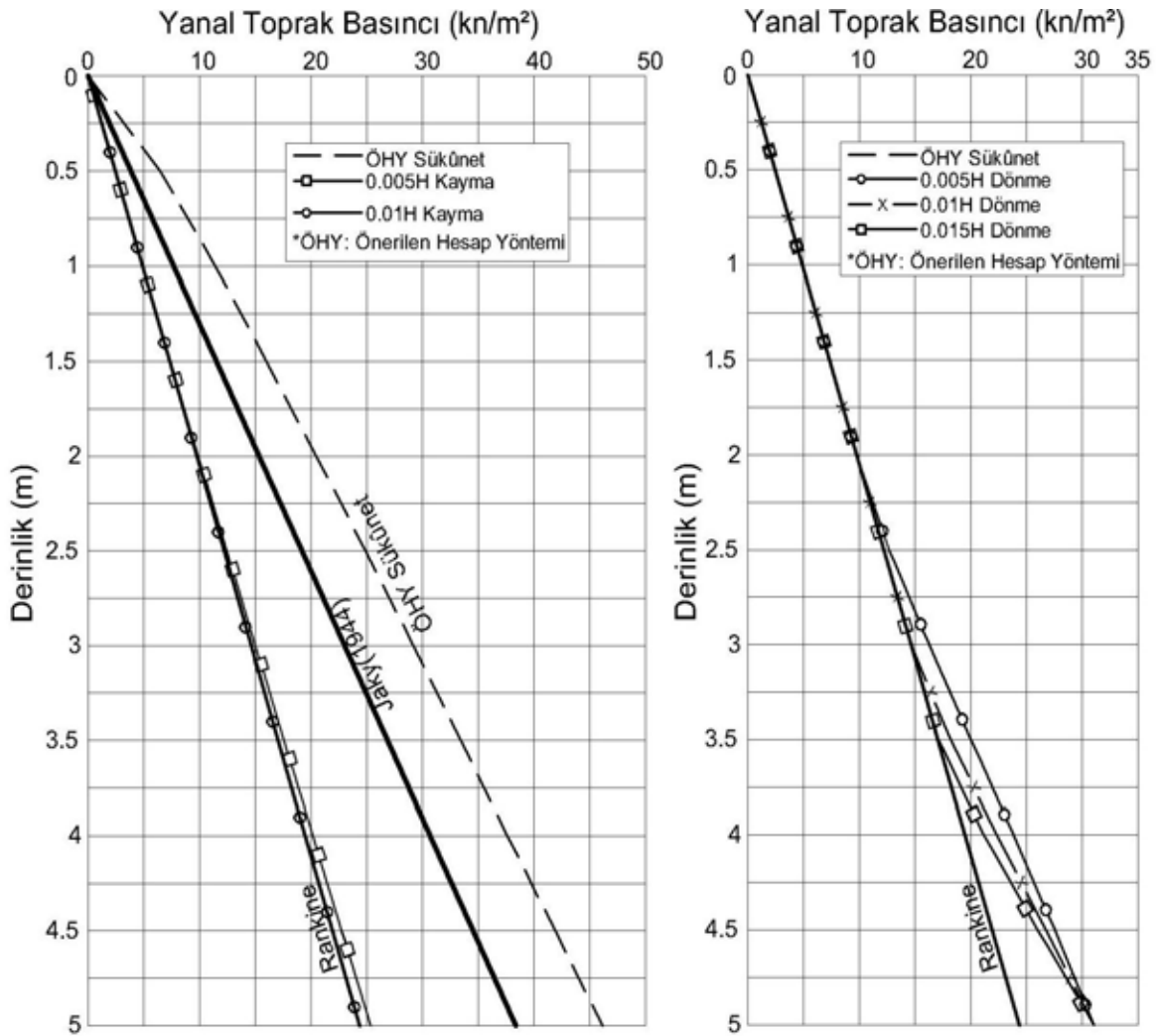
Tablo.3 Çalışma kapsamında önerilen hesap yönteminin irdelendiği zemin değerleri

Zemin Sınıfı	Nihai Kayma Direnci Açısı (ϕ_f)	Zemin Birim Hacim Ağırlığı γ (kn/m ³)
Gevşek Kum	29°	17
Orta Sıkı Kum	35°	18
Sıkı Kum	40°	20



Şekil.5 Gevşek kum zeminde 5 m yükseklikli dayanma yapısı için önerilen hesap yöntemi ile elde edilen yanal toprak basınçları

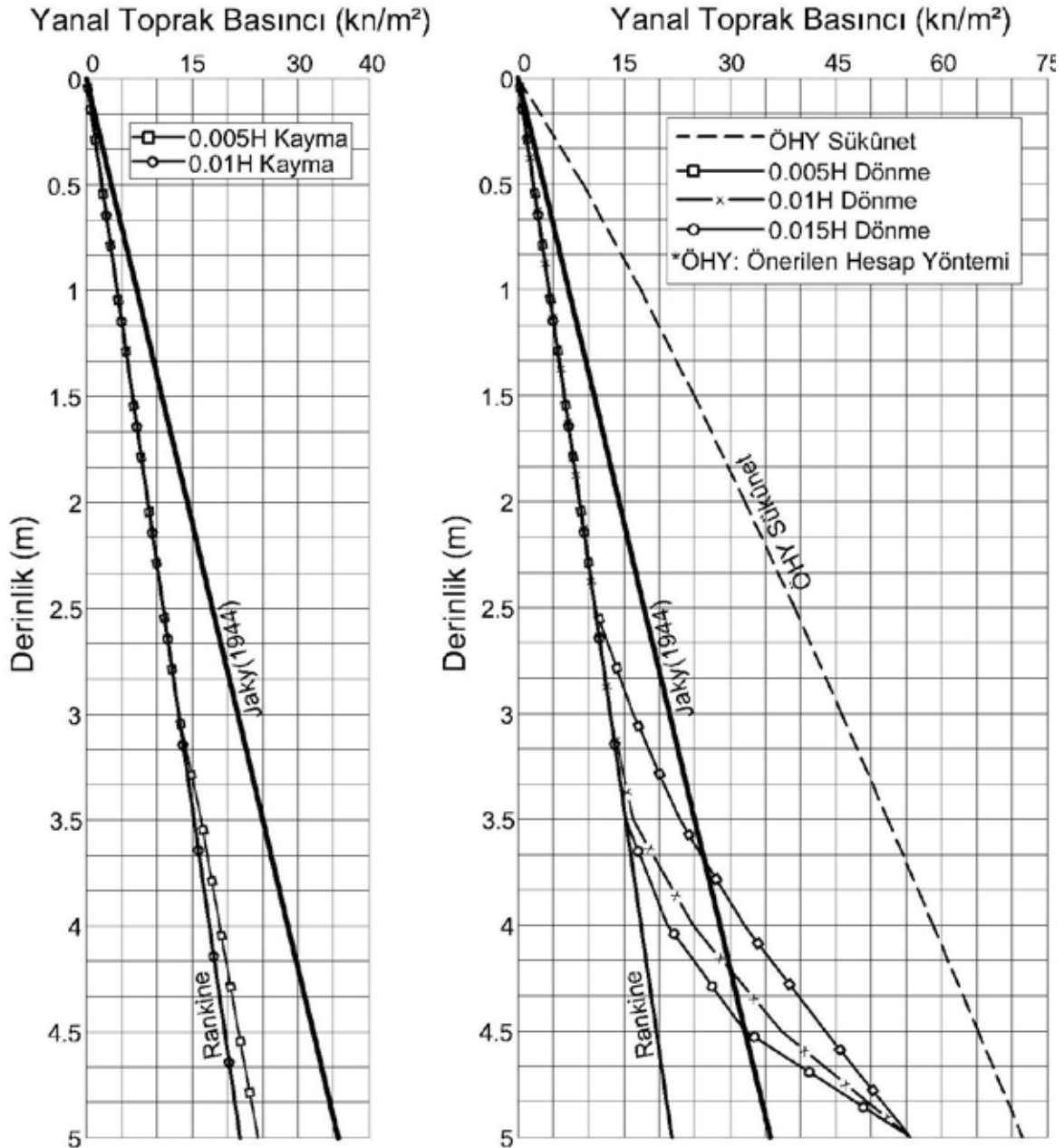
Şekil 5'ten anlaşılacağı üzere gevşek kumda dayanma yapısının kayma hareketi yapması durumunda $0.01H$ deplasman değerinde aktif duruma ulaşılmıştır. Dönme hareketi için ise tepe noktasının $0.015H$ deplasman yapması durumunda duvar derinliğinin ortalama olarak %75'inde aktif durumu ulaşılmış kalan kısmında ise aktif durum ile Jaky(1944) formülü ile hesaplanan sükûnet halinin arasında kalınmıştır. Ayriyeten 0 deplasman durumu olan sükûnet durumu Jaky(1944) sükûnet durumuyla kıyaslandığında önerilen hesap yöntemi ile hesaplanan değer sıg derinliklerde (0-3 m) Jaky(1944) değerinden yaklaşık %15 daha büyük olmaktadır. Derinlik arttıkça bu değer azalarak %4 mertebelerinde sabit kalmıştır. Dönme hareketinde dayanma yapısı tabanına doğru inildikçe $0.03H$ gibi çok yüksek tepe noktası yer değiştirmelerinde bile aktif duruma ulaşamamıştır.



Şekil.6 Orta sıkı kum zeminde 5 m yükseklikli dayanma yapısı için önerilen hesap yöntemi ile elde edilen yanıl toprak basınçları

Şekil 6'dan anlaşılacağı üzere orta sıkı kumda dayanma yapısının kayma hareketi yapması durumunda $0.01H$ deplasman değerinde aktif duruma ulaşılmıştır. Dönme hareketi için ise tepe noktasının $0.015H$ deplasman yapması durumunda duvar derinliğinin ortalama olarak %70'inde aktif durumu ulaşılmış kalan kısmında ise aktif durum ile Jaky(1944) formülü ile hesaplanan sükûnet halinin arasında kalınmıştır. Ayriyeten 0 deplasman durumu

olan sükûnet durumu Jaky(1944) sükûnet durumuyla kıyaslandığında önerilen hesap yöntemi ile hesaplanan değer sıg derinliklerde (0-3 m) Jaky(1944) değerinden yaklaşık %40 daha büyük olmaktadır. Derinlik arttıkça bu değer azalarak %15 mertebelerinde sabit kalmıştır. Dönme hareketinde dayanma yapısı tabanına doğru inildikçe 0.03H gibi çok yüksek tepe noktası yer değiştirmelerinde bile aktif duruma ulaşılammıştır.



Şekil.7 Sıkı kum zeminde 5 m yükseklikli dayanma yapısı için önerilen hesap yöntemi ile elde edilen yanıl toprak basınçları

Şekil 7'den anlaşılabilceği üzere orta sıkı kumda dayanma yapısının kayma hareketi yapması durumunda 0.01H deplasman değerinde aktif duruma ulaşılmıştır. Dönme hareketi için ise tepe noktasının 0.015H deplasman yapması durumunda duvar derinliğinin ortalama olarak %70'inde aktif durumu ulaşmış kalan kısmında ise aktif durum ile Jaky(1944) formülü ile hesaplanan sükûnet halinin arasında kalınmıştır. Ayriyeten 0 deplasman durumu olan sükûnet durumu Jaky(1944) sükûnet durumuyla kıyaslandığında önerilen hesap



yöntemi ile hesaplanan değer sıg derinliklerde (0-3 m) Jaky(1944) değerinden yaklaşık %130 daha büyük olmaktadır. Derinlik arttıkça bu değer azalarak %87 mertebelerinde sabit kalmıştır. Dönme hareketinde dayanma yapısı tabanına doğru inildikçe 0.03H gibi çok yüksek tepe noktası yer değiştirmelerinde bile aktif duruma ulaşılammıştır.

6. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında önerilen hesap yöntemi gevşek, orta sıkı ve sıkı kum zemin sınıfları için ayrı ayrı ele alınmıştır. Çalışma sonucunda tüm zemin sınıfları için kayma hareketinde literatür değerleri hemen hemen yakalanmıştır. Dönme hareketinde deplasman değeri duvar tabanına doğru azaldığından bu kısımda başlangıç birim şekil değiştirme değerleri etkin olmaktadır. Özellikler orta sıkı ve sıkı kumlarda başlangıç birim şekil değiştirme değerlerine bağlı olarak önerilen hesap yöntemi ile elde edilen değerler literatür değerlerinden ciddi derecede farklı olmaktadır. Bu sebepten dolayı dönme hareketinde dayanma yapısı derinliğinin son %20'lik kısmında yer değiştirme miktarının küçük olmasından dolayı literatür verilerinden daha farklı değerler elde edilmiştir. Rowe(1954) tarafından önerilen başlangıç durumu birim şekil değiştirme abakları yeniden ele alınırsa çok olumlu sonuçlar alınacağı görülmüştür. Ayrı bir çalışma olarak; deneysel veriler ve gerçekçi bünye denklemleri kullanılarak nümerik yöntemlerle karşılaştırmalar yapılması faydalı olacaktır. Ayriyeten çalışma kapsamında yalnızca zemindeki aktif denge durumu incelenmiş olup yapılan çalışmanın pasif denge durumu için de araştırmacılara yol gösterici olacağı düşünülmektedir.

7. KAYNAKLAR

- Arsoy, S. (2004), “Granüler Zeminlerde Kayma Direnci Açısının Deformasyonla Değişmesi ve Potansiyel Kullanım Alanları”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi
- Arsoy, S. (2004), “Mobilization of Passive Earth Pressures Behind Abutments of Jointless Bridges”, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No.1868, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 199-204.
- Ranjan, G., A.S.R, Rao (2005), “Basic and Applied Soil Mechanics”, New Age International Limited Publishers
- Rowe, P. W. (1954), “A Stress–Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressure at Rest and Moving Walls”, Geotechnique, Vol. 4, No. 2 , pp. 70–88.

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

TEK SIRA ANKRAJLI PERDE DUVAR DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZ ÇALIŞMALARI İLE İNCELENMESİ

THE INVESTIGATION OF THE SINGLE ROW ANCHORED WALL BEHAVIOUR BY NUMERICAL ANALYSIS STUDIES

¹Gamze Yalçın

²Erdal Uncuoğlu

ABSTRACT

In this study, a parametric study was carried out to investigate the effect of anchor application depth, anchor slope or angle and wall penetration depth on single row anchored wall behavior. The wall penetration depth, anchor force and maximum bending moment values acting on the wall were determined by using conventional method based on limit equilibrium method. In this study, it was investigated that anchor application depth, anchor slope or angle and wall penetration depth how effect wall displacements, wall bending moments, as well as anchor forces, anchor bond forces and the safety factor values of the deep excavation problem supported by a single row anchored wall. In order to perform numerical analyses PLAXIS 2D program based on the finite element method was used.

Keywords: Deep excavation, Anchored Wall, Plaxis, Finite Elements.

ÖZET

Bu çalışmada, ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkisini araştırmak için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Duvar çakma derinliği, ankraj kuvveti ve duvara etkiyen maksimum eğilme momenti değerleri tasarım esnasında limit denge yöntemine dayalı geleneksel yöntem kullanılarak belirlenmiştir. Yapılan çalışmada; ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin duvar deplasmanlarını, duvar eğilme momentlerini nasıl etkilediğinin yanısıra ankraj kuvvetleri, ankraj kök kuvvetleri ve tek sıra ankrajlı perde duvar ile desteklenmiş derin kazı problemine ait güvenlik katsayısı üzerindeki etkileri de araştırılmıştır. Sayısal analiz çalışmaları, sonlu elemanlar yöntemine dayanan PLAXIS 2D programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Derin kazı, Ankrajlı Perde Duvar, Plaxis, Sonlu Elemanlar.

¹, İnşaat Yüksek Mühendisi, gamze_yalcinn@hotmail.com

², Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, erdal@erciyes.edu.tr

1. GİRİŞ

Son yıllardaki gelişmeler derin kazıları gerektirmekte, çevre şartları, teknik ve ekonomik sebeplerle de şevli kazı yapılamadığından düşey veya düşeye yakın kazılar zorunlu olmaktadır. Kazının düşey yüzeylerinin göçmeyi önlemek için destekleme sistemleri kullanılarak desteklenmesi gerekmektedir. Özellikle geniş kazılarda kazı yüzeylerinin çukur içinden desteklenmesi ekonomik ve inşai sorunlar doğurmakta, yer altı suyunun bulunması halinde sorunlar daha da büyümektedir. Bu nedenlerle düşey kazı yüzeylerinin, gerektiğinde geçirimsiz olarak teşkil edilecek iksa perdeleri ile zemin ankrajları kullanılarak kazı dışından desteklenmesi büyük kolaylık sağlayacaktır (Kumbasar ve Kip, 1999).

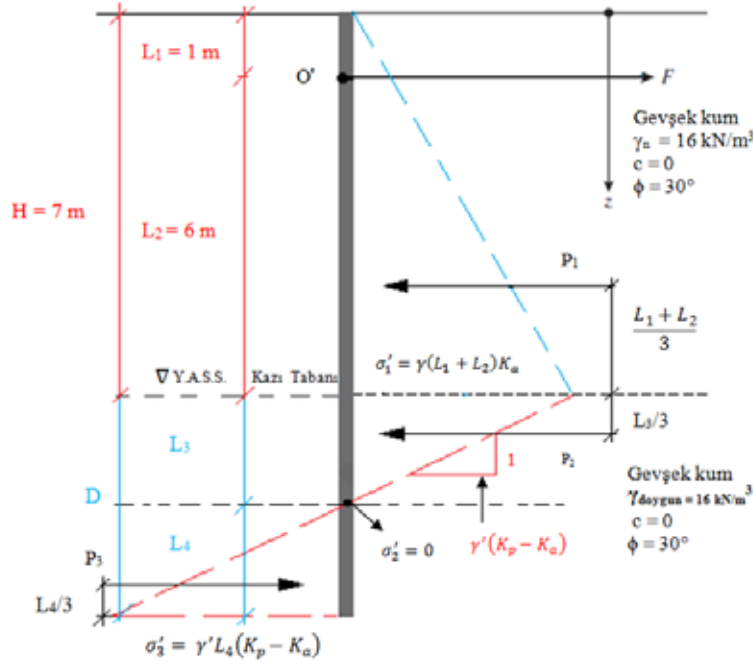
Değişik zemin türleri ve saha koşullarına göre uygulanabilecek birçok farklı destekleme sistemi mevcut olup kazık elemanlar, diyafram duvar ya da palplanş elemanlar kullanılarak imal edilen ankrajlı perde duvarlar bunlar içerisinde yaygın kullanım alanına sahip olan bir sistemdir.

Bu bildiriye; ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkisini araştırmak için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Teorik duvar çakma derinliği, ankraj kuvveti ve duvara etkiyen maksimum eğilme momenti değerleri limit denge yöntemine dayalı geleneksel yöntem kullanılarak el ile hesaplanmıştır. Sayısal analizler için sonlu elemanlar yöntemine dayalı olarak hesaplama yapan PLAXIS 2D paket programı kullanılmıştır. Her bir parametrenin analizinde tek sıra ankrajlı perde duvarda oluşan deplasmanlar, eğilme momentleri, kök kuvveti, ankraj kuvveti ve güvenlik katsayısı değerleri elde edilmiş ve sonuçlar yorumlanmıştır.

2. GELENEKSEL YAKLAŞIMLA ÇÖZÜMLEME

$H = 7.0$ m derinliğindeki derin kazı durumu için gevşek kum zeminde inşa edilecek tek sıra ankrajlı bir perde duvar sisteminin tasarımı ele alınmıştır. Yer altı su seviyesi (Y.A.S.S.) kazı taban kotunda olup duvarın yapılacağı bölgede mevcut yapıların ya da altyapı tesislerinin bulunmadığı varsayılmıştır. Tek sıra ankrajlı perde duvarların tasarımında kullanılacak toprak basınç dağılımları ile ilgili tartışmalı bir durum söz konusu olup üçgen basınç dağılımı, sanal toprak basınç dağılımları ve serbest ya da sabit toprak destek yöntemi' ne dayalı toprak basınç dağılımları kullanılarak tasarımın yapıldığı örnekler mevcuttur (Rutherford vd. 2005; Weatherby, 1998; Mueller vd. 1998).

Bu çalışmada; perde duvara etkiyen toprak basınçları, Şekil 1' de gösterilen Serbest Toprak Destek Yöntemi (Free Earth Support Method) kullanılarak hesaplanmış ve ankraj uygulama derinliği (AUD)' nin 1.0, 1.5, 2.0 ve 2.5 m olduğu durumlarda teorik duvar çakma derinliği, ankraj kuvveti ve duvara etkiyen maksimum eğilme momenti değerleri limit denge yöntemine dayalı olarak geleneksel yaklaşımla elde edilmiştir. \bar{z} , maksimum eğilme momentinin meydana geldiği, diğer bir ifade ile kesme kuvvetinin sıfır olduğu derinliktir. Geleneksel yöntemle yapılan hesaplamalarda, göçme durumunu tanımlayan aktif ve pasif toprak basınçları kullanılarak kuvvet ve moment dengesinden yararlanılmakta, duvar deformasyonları göz önüne alınmamaktadır. Şekil 1' de gösterilen serbest toprak destek yönteminde duvarın rijit olduğu varsayılmaktadır (DOT, 2004; Das, 2011).



Şekil 1. Toprak basınç dağılımlarının serbest toprak destek yöntemi ile elde edilişi

Yapılan hesaplamalar sonucunda, AUD' nin artmasıyla birlikte duvar çakma derinliklerinin azaldığı, ankrajlara gelen kuvvetlerin arttığı ve duvarda oluşan maksimum eğilme momenti değerlerinin azaldığı görülmüştür (Çizelge 1).

Çizelge 1. Zemin ankrajının farklı uygulama derinlikleri için elde edilen sonuçlar

L_1 (m)	1.0	1.5	2.0	2.5
D_{teorik} (m)	5.3	5.16	5.06	4.93
F_{ankraj} (kN/m)	98.4	103.0	108.0	113.6
M_{maksimum} (kNm/m)	315.60	283.49	249.72	214.61
\bar{z} (m)	6.07	6.22	6.40	6.53

Geleneksel yöntemle yapılan hesaplamalar sonucu her bir ankraj uygulama derinliği, L_1 , için teorik duvar çakma derinliği değerleri kullanılarak, uygulanacak duvar çakma derinlikleri $D_{\text{uygulanan}} = 1.3$ ila $1.4 D_{\text{teorik}}$ eşitliği ile elde edilmiştir.

Perde duvar, C30 betonu kullanılarak donatılı şekilde imal edilecektir. Duvar tasarımı sırasında C30 betonu mekanik özellikleri (karakteristik basınç dayanımı, f_{ck} ; tasarım basınç dayanımı, f_{cd} ve elastisite modülü, E) kullanılmıştır. Maksimum duvar eğilme momenti, M_{maksimum} ve malzeme dayanımı kullanılarak perde duvar kalınlığına karar verilmiştir. Sayısal analizlerde kullanılacak duvar kalınlığı, $d = 0.30$ m olarak elde edilmiştir. Perde duvar kalınlığı seçildikten sonra da sayısal analiz çalışmalarında duvar elemanın modellenmesinde gerekli olan duvar eğilme rijitliği (EI), duvar eksenel rijitliği (EA) ve duvar yayılı düşey yük (w) değerleri birim duvar uzunluğu için hesaplanmıştır.

Zemin ankrajlarının tasarımı ile ilgili olarak yapılan hesaplamalarda; kritik potansiyel göçme yüzeyinin tanımlanması, toprak basınç dağılımları kullanılarak ankraj yüklerinin hesaplanması, ankraj serbest boyu ve ankraj kök uzunluğunun elde edilmesi, ankrajlar arasındaki yatay ve düşey mesafelerin seçilmesi, ankrajın eğimine karar verilmesi, öngermeli çelik elemanlar için izin verilebilir yük sınırlarının tanımlanması, duvar eleman için düşey yük taşıma kapasitesinin tahkiki, ankraj deney yüküne karşı dayanımın ortaya konması,

ankrajlı destek sisteminin dış stabilite ve toptan göçme tahkiklerinin yapılması adımları gerçekleştirilmiştir (Sabatini vd., 1999).

Zemin ankrajının 15° lik eğimle zemine yerleştirileceği ve ankrajlar arası yatay mesafenin 2.5 m olduğu kabulü ile geleneksel yöntemle hesaplanmış olan ankraj kuvveti, F_{ankraj} , değerleri kullanılarak ankraj tasarım yükleri elde edilmiştir. Daha sonra; zeminde imal edilecek küçük çaplı, düz gövdeli ve cazibe ile harçlanan bir zemin ankrajının ön tasarımı için ankraj kökünün birim uzunluğu ile zemine aktaracağı tahmini nihai yük değeri Sabatini vd. (1999) (Table 6. Presumptive ultimate values of load transfer for preliminary design of small diameter straight shaft gravity-grouted ground anchors in soil.) kullanılarak gevşek haldeki kum ve silt zemin için 70 kN/m seçilmiştir. Harç uygulamasının düşük basınçta yapıldığı ve küçük çaplı bir zemin ankrajının imal edildiği varsayılarak güvenlik katsayısının 2.0 olduğu durumda ankraj kök boyu 8.0 m olarak hesaplanmıştır.

Ankraj serbest boyu seçilirken; serbest uzunluğun kritik göçme yüzeyinden 1.5 m (ya da 0.2H) kadar uzağa devam etmesi gerektiği, çelik halat ankrajlar için minimum serbest uzunluğunun 4.5 m olması gerektiği ve ankraj kökü orta noktası üzerinde minimum 5.0 m örtü yükü olması gerektiği göz önünde tutulmuştur. Ankraj deney yükü, tasarım yükünün %133' ü olarak seçilmiş ve tasarım yükünün, halat kopma yükünün 0.6 katını geçmemesi gerektiği göz önünde tutularak ankraj halat sayısı ASTM A 416/A416M' den yararlanıp seçilmiştir. 15 mm çaplı ve 140 mm^2 kesit alanlı ankraj halatlarından kullanılarak 3 halatlı bir ankraj demeti tasarlanmıştır. Bu durumda; ankraj elemanının izin verilebilir çekme kapasitesi 469.0 kN olup 2.5 m aralıklarla imal edilecek zemin ankrajı için uygulanacak ön germe kuvvetinin değeri de 187.6 kN/m olacaktır. Zemin ankrajlarını temsil eden çelik halat için elastisite modülü değeri, $E=200 \text{ GPa}$ olarak kabul edilerek ankraj elemanı eksenel rijitliği, EA, hesaplanmıştır.

3 halatlı bir ankraj demeti için tahmini minimum kuyu çapı da Sabatini vd. (1999) (Table 11. Guidance relationship between tendon size and trumpet opening size.)' den yararlanılarak, Sınıf I korozyon koruması için, 150 mm olarak belirlenmiştir. 150 mm' lik kuyu çapı değeri hem ankraj kök hesabı sırasında yüzey alanının hesaplanmasında hem de sayısal analiz çalışmalarında ankraj kök kısmının modellenmesinde kullanılmıştır. Sayısal analiz çalışmalarında, zemin ankrajı kök kısmı Geogrid eleman kullanılarak modellenmiştir. Ankraj kökünü imal etmek için kullanılacak harç malzemesi elastisite modülü değeri, $E = 20000 \text{ MPa}$ olarak alınmıştır.

Ankrajlı perde duvar ile ilgili çeşitli tahkiklerin de sağlandığının gösterilmesi gerekmektedir.

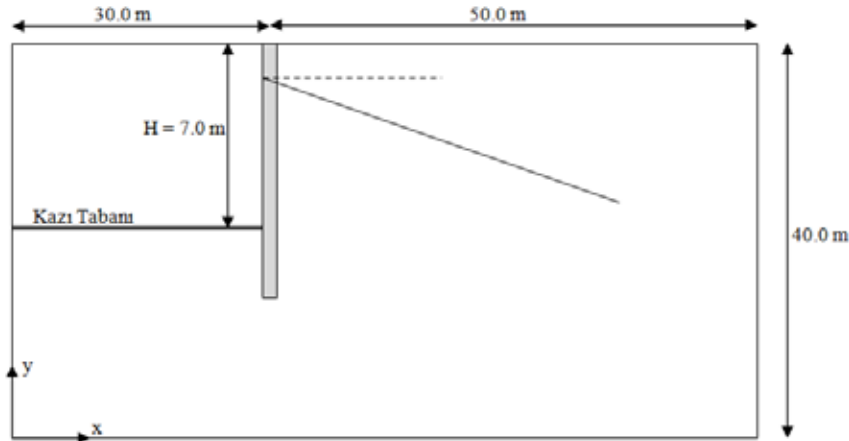
Ankraj kuvvetinin düşey bileşeni ve perde duvar ağırlığının toplamı sonucu elde edilen düşey yük değerinin perde duvar elemanı tarafından yeterli bir güvenlik katsayısı ile karşılanabildiği göz önüne alınan bütün kesitlerde gösterilmiştir.

Zemin ankrajlarının kabulü sırasında uygulanacak ankraj deney yükü değerinde, ankraj uygulama derinliği üzerinde yer alan zeminin yeterli pasif direnci oluşturması ve bir göçme meydana gelmemesi istenir. Pasif göçmeye karşı güvenlik katsayısı, genelde, 1.5 olarak kullanılmaktadır. Tek sıra ankrajlı perde duvar için dış stabilite ve toptan göçme tahkiki, Plaxis 2D programında Phi-c reduction - Safety analiz seçeneği kullanılarak gerçekleştirilen güvenlik analizleri ile değerlendirilmiştir. Yapılan her bir analiz sonucu güvenlik katsayısı değerleri elde edilerek 1.5 ile karşılaştırılıp değerlendirme yapılmıştır.

3. SAYISAL ANALİZ ÇALIŞMALARI:

Sayısal analiz çalışmaları sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan Plaxis 2D bilgisayar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Problem; tek sıra ankrajlı perde duvarın birim uzunluğu için düzlem deformasyon (plain strain) koşullarında iki boyutlu olarak çözümlenmiştir.

Geometrik model sınırları, analiz sonuçları üzerinde sınır etkilerinin görülmeceği yeterli uzaklıkta seçilmiştir. Model geometri sınırları Şekil 2’ de gösterilmiştir. Geometrik modelin düşey sınırlarının yatay doğrultulardaki (x doğrultusu), alt sınırının da bütün doğrultulardaki (x ve y doğrultusu) hareketleri önlenmiştir.



Şekil 2. Model geometri sınır mesafeleri

Analizlerde kullanılacak ağ sıklığına karar vermeden önce farklı ağ sıklıklarında deneme analizleri yapılmıştır. Analizler sırasındaki işlem süresi de göz önüne alınarak sonlu elemanlar ağının orta ağ sıklığı ile oluşturulmasına karar verilmiştir. Problem geometrisi 15 düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak sonlu elemanlara ayrılmıştır.

Non-lineer zemin davranışı Mohr-Coulomb (MC) malzeme modeli kullanılarak simüle edilmiştir. Kum tabakası lineer elastik-tam plastik davranış sergileyen drenajlı bir malzeme olarak göz önüne alınmıştır. Kum zeminlerin gerilme-deformasyon davranışları, dilatasyon açısı değerinden etkilenmektedir. Dilatasyon açısının (ψ) değerinin kum zeminin içsel sürtünme açısının kritik durumdaki değeri (ϕ'_c) ve pik değeri (ϕ'_p) ile ilişkili olarak elde edilebileceği bilinmektedir. Sayısal analizlerde, ψ açısının değeri Plaxis tarafından önerilen formülasyon kullanılarak tanımlanmıştır. 1 no. lu eşitlikte görülen 30° , kum zeminin kritik durumdaki içsel sürtünme açısı değeri olarak kabul edilmiştir.

$$\psi \approx \phi'_p - 30^\circ \quad (1)$$

Gevşek kum zemin tabakası ile ilgili olarak analizlerde kullanılan malzeme modeline ait parametrik değerler Çizelge 2’ de özetlenmiştir.

Sonlu eleman analizlerinde; perde duvar, plate eleman kullanılarak modellenmiştir. Perde duvar ve duvar bitişiğinde yer alan zemin arasındaki etkileşim ara yüzey katsayısı R_{inter} kullanılarak temsil edilmiştir. R_{inter} katsayısının değeri; perde duvarın imalatı, kazı aşamaları ve ankraj imalatı sırasında duvar ve zemin arasındaki etkileşimde meydana gelecek değişimi temsil etmekte ve bu aşamaların etkileşim üzerindeki oluşturacağı olumsuzlukları hesaba

katmaktadır. Perde duvar eleman için yayılı düşey değeri, $w = (\gamma_{\text{beton}} - \gamma_{\text{zemin}}) \times d$ eşitliği kullanılarak hesaplanmıştır. Plate elemana ait malzeme özellikleri Çizelge 3' de verilmiştir.

Çizelge 2. Gevşek kum zemine ait malzeme özellikleri

		Birim
Malzeme modeli	Mohr- Coulomb (MC)	-
Malzeme davranışı	Drenajlı	-
Zemin birim hacim ağırlık (γ_k ya da γ_n)	16	kN/m ³
Elastisite modülü (E)	15000	kN/m ²
Poison oranı (ν)	0.20	-
Kohezyon (c)	0.3	kN/m ²
Sürtünme açısı, (ϕ)	30	°
Dilatasyon açısı, (Ψ)	0	°
Ara yüzey mukavemeti (R_{inter})	0.67	-

Çizelge 3. Perde Duvar (Plate) Eleman için Malzeme Özellikleri

		Birim
Malzeme tipi	Elastik	-
Eksenel Rijitlik, EA	9.6×10^6	kN/m
Eğilme Rijitliği, EI	73600	kNm ² /m
Duvar Kalınlığı, d	0.30	m
Yayılı düşey yük, w	2.7	kN/m/m
Poisson oranı (ν)	0.20	-

Plaxis 2D bünyesinde zemin ankrajlarının modellenmesi için kullanılabilir iki seçenek bulunmaktadır. Bunlardan ilki; fixed-end anchor olarak adlandırılan strut eleman olup bu elemanlar genellikle eksenel basınç yüklerine çalışmaktadır. İkincisi ise node-to-node anchor eleman olup bu elemanlar da eksenel çekmeye çalışırlar. Zemin ankrajı node-to-node eleman kullanılarak modellenmiştir. Sayısal analiz çalışmalarında, zemin ankrajının elastik davranış özelliğine sahip olduğu kabul edilmiştir.

Zemin ankrajı kök kısmı Geogrid eleman kullanılarak modellenmiştir. Geogrid elemanlar çekme kuvvetlerini karşılayabilen ancak basınç kuvvetlerine karşı koyamayan elemanlardır. Ankraj kökünün modellenmesi için kullanılan geogrid elastik davranış özelliğine sahiptir.

Model geometrisi oluşturulduktan sonra zemin tabakaları, kazı aşamaları ve yapısal elemanlar tanımlanmış ve ardından her bir farklı malzeme için o malzemelere ait özellikler atanmıştır. Bu aşamadan sonra ise model geometri sonlu elemanlara ayrılmıştır. Sonlu elemanlara ayırma (mesh) işleminin devamında hesaplama aşamasına geçilmiştir. Hesaplama aşaması; başlangıç gerilme durumunun oluşturulması, yer altı su seviyesinin tanımlanması ve boşluk suyu basınçlarının oluşturulması ile başlamaktadır. Devamında ise sırası ile perde duvarın oluşturulması, kazı aşamaları ve zemin ankrajlarının tanımlanması ile devam etmektedir. En son hesaplama aşamasını ise modele ait güvenlik katsayısının elde edilmesi oluşturmaktadır.

Sayısal analizlerde başlangıç gerilme durumu K_0 Procedure kullanılarak Jaky (1944)' nin önermiş olduğu $K_0 = 1 - \sin\phi'$ eşitliği ile oluşturulmuştur. Yer altı su seviyesi kazı taban kotunda tanımlanmıştır. 7.0 m derinliğindeki kazı üç aşamada gerçekleştirilmiş olup farklı parametrelerin duvar davranışı üzerindeki etkileri değerlendirilirken farklı kazı derinliğine sahip kazı aşamaları ile de analizler gerçekleştirilmiş, kazı aşamalarında farklı derinlik seçiminin sonuçlar üzerinde etkisinin olup olmadığı da yorumlanmıştır. Hesaplama bölümünün son aşamasında, güvenlik analizi yapılmış ve sonucunda güvenlik katsayısı değeri elde edilmiş ve bu güvenlik katsayısı değeri aynı zamanda sistemin dış stabilite (external stability) değerlendirmesinde de kullanılmıştır. Sistemin toptan göçmeye karşı stabil olup olmadığı bu sonuca bakılarak yorumlanmıştır.

4. BULGULAR

4.1. Ankraj Uygulama Derinliğinin Etkisi

Ankraj uygulama derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışına etkisini değerlendirmek ve optimum ankraj uygulama derinliğini belirlemek için ankrajın duvar üst kotundan itibaren 1.0, 1.5, 2.0 ve 2.5 m derinliklerde yer aldığı dört farklı model geometri için sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Farklı ankraj uygulama derinlikleri (AUD) için yapılan analizlerde kazı aşamalarına ait derinlikler de farklılık göstermektedir. Sayısal analiz çalışmalarından elde edilen sonuçlar Çizelge 4' de verilmiştir.

AUD' nin artması ile birlikte duvar gövdesi boyunca oluşan maksimum eğilme momenti değerleri azalmaktadır. AUD = 1.0 m durumunda; perde duvar, zemine ankastre bir konsol duvar gibi davranırken AUD' nin artması ile ankraj bölgesindeki eğilme momenti değerleri artmaya başlamıştır. AUD' nin artması ile birlikte duvar üst kotunda zemine doğru gerçekleşen yatay hareket miktarlarında azalma olduğu görülmüştür. Ankraj uygulama derinliği üzerinde yer alan zemin kütlelerinin, artan AUD ile birlikte pasif direncinin artıyor olması da yatay duvar hareketindeki azalmanın nedeni olarak gösterilebilir.

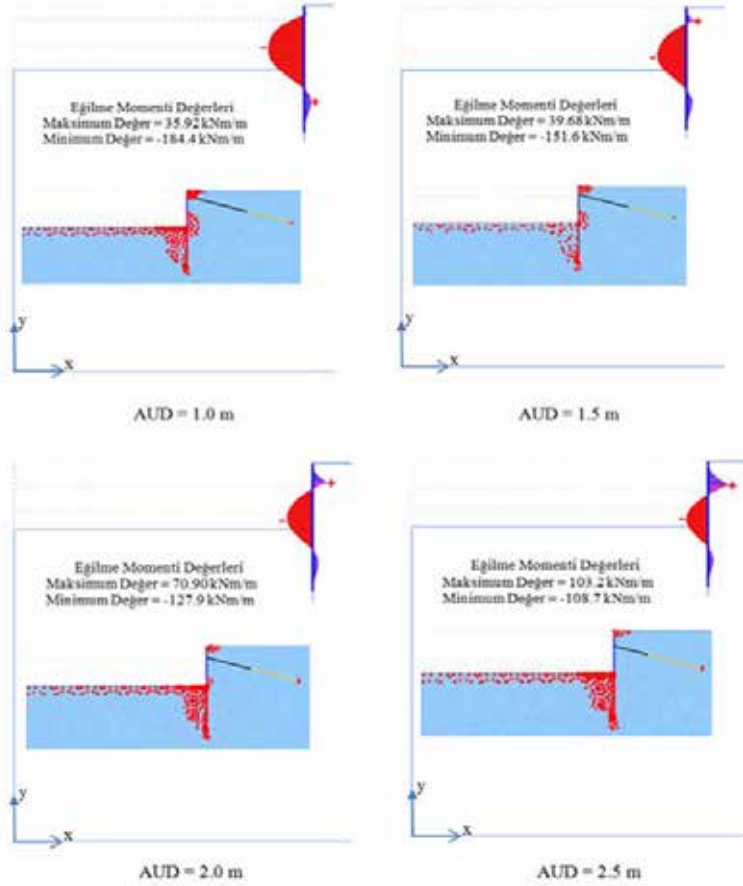
Çizelge 4. Ankraj uygulama derinliğinin perde duvar davranışına etkisi

AUD (m) (Kazı Aşamaları Derinlikleri)	Duvar Deplasmanları, u (m)			Duvar Eğilme Momenti M_{max} (kNm/m)	Ankraj Kuvveti (kN/m)	Kök Kuvveti (kN/m)	FS
	u_{Toplan}	$u_{Düsey}$	u_{Yatay}				
1.0 - (1.5-3.0-2.5)	0.09083	0.06953	0.05852	184.4	196.356	153.2	1.7305
1.5 - (2.0-3.0-2.0)	0.08266	0.06841	0.04649	151.6	201.535	160.2	1.7219
2.0 - (2.5-2.5-2.0)	0.07596	0.06723	0.03547	127.9	206.794	165.7	1.6656
2.0 - (2.0-2.5-2.5)	0.07632	0.06720	0.03631	130.3	207.309	168.4	1.6529
2.0 - (3.0-2.5-1.5)	0.07491	0.06732	0.03299	122.2	205.822	166.1	1.6546
2.5 - (3.0-2.0-2.0)	0.07052	0.06650	0.02365	108.7	212.329	175.2	1.6031

Ankrajlı perde duvarlarda, duvarın yanal hareketi için izin verilen maksimum sınır $\%0.5H$ olup ortalama duvar hareketi için izin verilen değer ise $\%0.2H$ 'dir (Sabatini, 1999). 7 m' lik kazı derinliği için izin verilen maksimum yanal hareket miktarı $0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$ dir.

Çizelge 4' teki duvar yatay deplasman değerleri incelendiğinde AUD = 1.0 ve 1.5 m için duvar üst kotundaki yatay hareketin izin verilen sınırları aştığı görülmektedir. AUD = 2.0 m ve 2.5 m için oluşan yanal deplasman değerleri belirtilen sınır koşula uymaktadır. AUD' nin artması ile birlikte ankraj çekme kuvveti değerleri ve buna bağlı olarak kök kuvvetlerinde de artışlar gözlenmiştir. Ankraj kökünde meydana gelen artış kök uzunluğu boyunca üniform olmayıp kök başlangıcında maksimum değerdedir. Ankraj kuvvetlerinin artması ve kök

uzunluğu boyunca daha büyük kök kuvvetlerinin mobilize olması duvar davranışında ankraj sisteminin de davranışa dahil olduğunun bir göstergesidir. Öyle ki Şekil 3’ de gösterilen plastik göçme bölgeleri incelendiğinde ankraj kapasitesindeki artış ile birlikte kazı derinliği boyunca duvardaki göçme bölgelerinin azaldığı ve göçme bölgelerinin duvar çakma derinliği boyunca duvar ön yüzünde yoğunlaştığı görülmüştür.



Şekil 3. Duvar eğilme momentlerinin ve plastik göçme bölgelerinin AUD ile değişimi

Yapılan uygulamada perde duvar arkasında bir sürşarj etkisi göz önüne alınmamıştır. Sürşarj etkisinin varlığı duvar üst kısmını daha büyük yanıl hareketlere zorlayacağından AUD belirlenirken bu husus da göz önünde bulundurulmuş ve AUD = 2.0 m olmasına karar verilmiştir. Çizelge 4’ de verilen sonuçlar incelendiğinde kazı aşamalarının derinliklerinin farklı olması farklı sonuçlar doğursa da elde edilen sonuçlar arasında önemli sayılabilecek bir farkın oluşmadığı gözlenmiştir.

4.2. Ankraj Açısının Etkisi

Ankrajların yatayla yapmış oldukları açının davranışa olan etkisini araştırmak için ankrajların yatayla 15°, 20°, 25° ve 30° açı ile yapıldıkları dört farklı model üzerinde sayısal analiz çalışmaları gerçekleştirilerek elde edilen sonuçlar Çizelge 5’ de verilmiştir.

Ankrajların yatayla yaptıkları açının artması ile birlikte ankrajlara gelen yük değerleri de artmaktadır. Buna paralel olarak ankraj kök kuvvetlerinin de arttığı görülmüştür. Ankraj açısının artması ile birlikte kök bölgesi üzerindeki zemin ağırlığı etkisi de artmaktadır. 15° eğimle yerleştirilen ankraj elemanında kök orta noktası üzerindeki zemin kalınlığı yüzeyden

İtibaren 5.0 m iken 20°, 25° ve 30° eğimle yerleştirilen ankrajlar için bu değerler sırası ile 5.967 m, 6.90 m ve 7.80 m olmuştur. Ankraj kökü üzerindeki zemin ağırlığının artması ile kökün ankrajlara gelen yükü karşılama yüzdesi de artmıştır. Bu durum, duvar eğilme momentlerinde azalma olarak da kendini göstermektedir. Ankraj kökünde mobilize olan kuvvet ile ankrajlara gelen yüklerin oranlanması ile ankraj kökünün ankraj yüklerini karşılama oranı belirlenmiştir. 15°'lik eğim için bu oran % 80.13 iken 20°, 25° ve 30° için sırası ile % 81.3, % 83.94 ve % 86.47 olarak elde edilmiştir.

Ankrajlar, ankraj kilitleme yükleri nedeni ile ortaya çıkan düşey yük etkilerinin minimize edilmesi için özel sebepler ve sınırlamalar dışında mümkün olduğunca yataya yakın yerleştirilmektedirler. Yapılan analizler sonucunda; ankraj düşey yük bileşenlerinin ankraj açısı ile birlikte önemli oranda artış gösterdiği ortaya konmuştur. Öyle ki; 15°'lik eğimle yerleşmiş ankrajdaki düşey yük bileşeni ile 30°'lik eğimle yerleşmiş ankrajdaki düşey yük bileşeni arasında yaklaşık %115 oranında fark bulunmaktadır. Optimum ankraj açısı değeri olarak 15° veya 20° kullanılabilir.

Çizelge 5. Ankraj açısı ya da eğiminin perde duvar davranışına etkisi

Ankraj Açısı (°)	Duvar Deplasmanları, u (m)			Duvar Eğilme Momenti M _{max} (kNm/m)	Ankraj Kuvveti (kN/m)	Kök Kuvveti (kN/m)	FS
	u _{Toplam}	u _{Düşey}	u _{Yatay}				
15°	0.07596	0.06723	0.03547	127.9	206.794	165.7	1.67
20°	0.07451	0.06616	0.03443	126.1	208.722	169.7	1.69
25°	0.07285	0.06499	0.03311	124.2	210.617	176.8	1.68
30°	0.07120	0.06392	0.03156	122.0	212.106	183.4	1.65

4.3. Duvar Çakma Derinliğinin Etkisi

Ankraj uygulama derinliğinin 2 m ve ankraj eğiminin 15° olduğu durumda farklı duvar çakma derinlikleri için gerçekleştirilmiş sayısal analizler ile duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 6' da verilmiştir.

Çizelge 6. Duvar çakma derinliğinin perde duvar davranışına etkisi

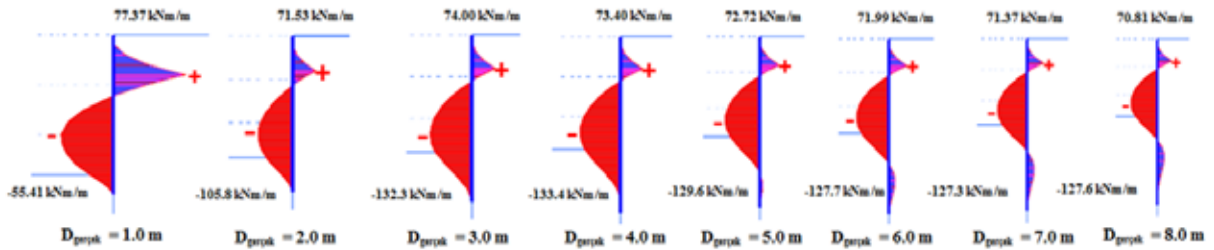
D, Çakma Derinliği, (m)	D / H	Duvar Deplasmanları, u (m)			Duvar Eğilme Momenti M _{max} (kNm/m)	Ankraj Kuvveti (kN/m)	Kök Kuvveti (kN/m)	FS
		u _{Toplam}	u _{Düşey}	u _{Yatay}				
1		Kazı aşamasında zeminde göçme meydana geldi.						
2		Kazı aşamasında zeminde göçme meydana geldi.						
3	0.43	0.07271	0.06437	0.03387	132.3	207.643	168.6	1.17
4	0.57	0.07244	0.06426	0.03352	133.4	207.218	169.5	1.31
5	0.71	0.07322	0.06492	0.03395	129.6	206.949	168.3	1.47
6	0.85	0.07318	0.06487	0.03398	127.7	206.976	168.6	1.59
7	1.00	0.07350	0.06514	0.03417	127.3	207.094	166.6	1.66
8	1.14	0.07353	0.06513	0.03426	127.6	207.496	168.8	1.70

Duvar çakma derinliği değerleri 1 m ile 8 m aralığında değişmekte olup sonuçlar duvar çakma derinliğinin, kazı derinliği ile bölünmesi sonucu elde edilen normalize derinlik D/H için değerlendirilmiştir. Duvar çakma derinliği; duvar deplasmanlarında, duvar eğilme momentlerinde ve göçme mekanizmasında önemli sayılabilecek değişimin oluşmadığı duruma kadar artırılmıştır. Sayısal analizler sırasında, azalan ya da artan duvar çakma derinlikleri için model geometri sınırları değiştirilmemiştir.

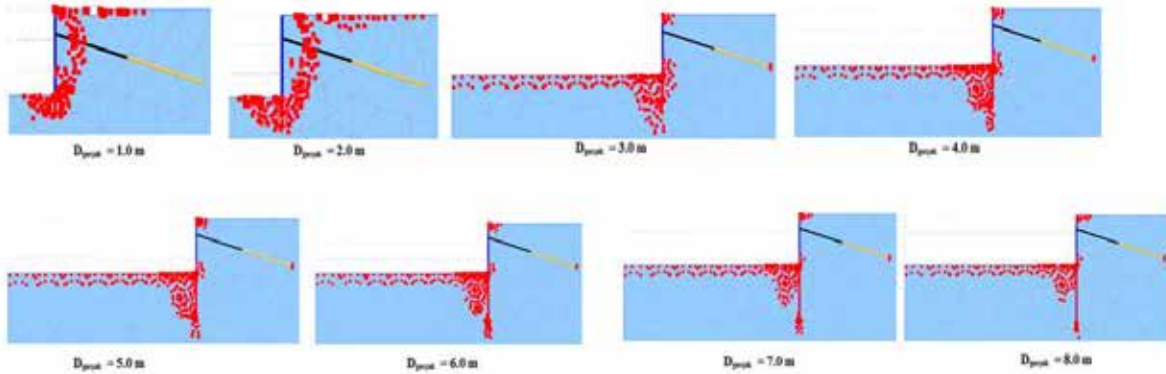
Şekil 4' te, farklı duvar çakma derinlikleri için, duvar eğilme momentleri ve Şekil 5' te de plastik göçme bölgelerinin duvar uzunluğu boyunca oluşumları gösterilmiştir. D/H = 0.143 ve 0.286 durumlarında yapılan analizlerde 3. kazı aşaması sırasında zemin kütlelerinde göçme

meydana gelmiştir. Plastik göçme bölgeleri incelendiğinde duvar arkası boyunca oluşan ve duvar topuğundan devam ederek kazı tabanına ulaşan bir kayma dairesi boyunca toptan göçme davranışı olduğu görülmektedir. $D/H \geq 0.429$ için plastik göçme bölgelerinin çoğunlukla ve yoğun şekilde duvar gömülü uzunluğu boyunca ve duvar ön tarafında olduğu görülmektedir ki duvar çakma derinliğinin artması aynı zamanda $D/H = 0.143$ ve 0.286 için meydana gelen kayma dairesi oluşumunu da engellemiştir. Bunun sonucunda duvar stabilitesi artmaktadır. Güvenlik sayısı değerleri de bu sonucu doğrulamaktadır. Öyle ki; $D/H = 0.429$ için güvenlik sayısı değeri (GS) 1.166 olarak elde edilmiş olup $D/H = 0.571$; 0.714 ; 0.857 ; 1.0 ve 1.143 için GS değerleri sırası ile 1.314; 1.467; 1.588; 1.658 ve 1.701 olarak elde edilmiştir.

$D/H \geq 0.429$ durumunda duvarda oluşan eğilme momentleri incelenmiştir. (+) maksimum eğilme momentleri ankraj uygulama noktasında oluşurken (-) maksimum eğilme momentleri kazı tabanı ile ankraj uygulama derinliği arasında kazı tabanına yakın bölgede oluşmuştur. Duvar çakma derinliğinin artması duvar gömülü uzunluğu boyunca ankastreliği güçlendirmektedir. Bunun bir sonucu olarak da, önemli sayılmayacak büyüklükte de olsa, duvar eğilme momentlerinde azalmalar görülmektedir.



Şekil 4. Duvar duvar eğilme momenti değerlerinin duvar çakma derinliği ile değişimi



Şekil 5. Plastik göçme bölgelerinin oluşumunun duvar çakma derinliği ile değişimi

Geleneksel yöntem ile $D/H = 0.94$ için hesaplanmış olan maksimum eğilme momenti değeri $249.72 kNm/m$ olup $D/H \geq 1.0$ için bu değere göre maksimum moment değerinde % 50 oranında bir azalmanın olduğu da görülmektedir. Duvar çakma derinliğindeki artış, ankraj kuvvetlerini ve ankraj kök kuvvetlerini etkilememektedir.

5.SONUÇLAR

Bu çalışmada; ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin gevşek kum zemin üzerinde yer alan tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkisini araştırmak için parametrik bir çalışma yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- AUD' nin artması ile birlikte duvar gövdesi boyunca oluşan maksimum eğilme momenti değerleri azalmaktadır. AUD' nin artması ile birlikte duvar üst kotunda zemine doğru gerçekleşen yatay hareket miktarlarında azalma olduğu görülmüştür. AUD' nin artması ile birlikte ankraj çekme kuvveti değerleri ve buna bağlı olarak kök kuvvetlerinde de artışlar gözlenmiştir. Ankraj kapasitesindeki artış ile birlikte kazı derinliği boyunca duvardaki göçme bölgelerinin azaldığı ve göçme bölgelerinin duvar çakma derinliği boyunca duvar ön yüzünde yoğunlaştığı görülmüştür.
- Ankrajların yatayla yaptıkları açının artması ile birlikte ankrajlara gelen yük değerleri de artmaktadır. Buna paralel olarak ankraj kök kuvvetlerinin de arttığı görülmüştür. Ankraj açısının artması ile birlikte kök bölgesi üzerindeki zemin ağırlığı etkisi de artmaktadır. Ankraj kökü üzerindeki zemin ağırlığının artması ile kökün ankrajlara gelen yükü karşılama yüzdesi de artmıştır. Bu durum, duvar eğilme momentlerinde azalma olarak da kendini göstermektedir. Ankraj düşey yük bileşenlerinin ankraj açısı ile birlikte önemli oranda artış gösterdiği ortaya konmuştur.
- $D/H = 0.143$ ve 0.286 durumlarında yapılan analizlerde 3. kazı aşaması sırasında zemin kütlelerinde göçme meydana gelmiştir. Plastik göçme bölgeleri incelendiğinde duvar arkası boyunca oluşan ve duvar topuğundan devam ederek kazı tabanına ulaşan bir kayma dairesi boyunca toptan göçme davranışı olduğu görülmektedir. $D/H \geq 0.429$ için plastik göçme bölgelerinin çoğunlukla ve yoğun şekilde duvar gömülü uzunluğu boyunca ve duvar ön tarafında olduğu görülmektedir ki duvar çakma derinliğinin artması aynı zamanda $D/H = 0.143$ ve 0.286 için meydana gelen kayma dairesi oluşumunu da engellemiştir. Bunun sonucunda duvar stabilitesi artmaktadır. Duvar çakma derinliğinin artması duvar gömülü uzunluğu boyunca ankastreliği güçlendirmektedir. Bunun bir sonucu olarak da, önemli sayılmayacak büyüklükte de olsa, duvar eğilme momentlerinde azalmalar görülmektedir. Duvar çakma derinliğindeki artış, ankraj kuvvetlerini ve ankraj kök kuvvetlerini etkilememektedir.

KAYNAKLAR

1. Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999). "Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi İstanbul, 671s.
2. Sabatini, P. J., Pass, D. G. ve Bachus, R. C. (1999). "Ground Anchors and Anchored Systems. Office of Bridge Technology", Washington D.C., 281s.
3. Das, B.M. (2011). "Principles of Foundation Design Engineering". Cengage Learning USA, 795s.
4. Jaky, J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest", Journal for the Society of Hungarian Architects and Engineers, 78 (22): 355–358.
5. California Department of Transportation (California DOT) (2004). "Retaining walls design" Bridge Design Specifications.
6. Rutherford, C., Biscontin, G., ve Briaud, J.L. (2005), "Design Manual For Excavation Support Using Deep Mixing Technology", TEXAS A&M UNIVERSITY.
7. Mueller, C.G., Long, L.H., Weatherby, D.E., Cording, E.J., Powers III, W.F., and Briaud, J.-L. (1998). "Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor



Walls, Volume III: Model-scale Wall Tests and Ground Anchor Tests,” Report No. *FHWA-RD-98-067*, Federal Highway Administration, McLean, VA.

8. Weatherby, D. (1998). “Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls”, FHWA report no. *FHWA-RD-97-130*, Federal Highway Administration, Washington, DC.
9. ASTM A416/A416M - 06 (Historical Version) Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

DERİN KAZILARDA ANKRAJ VE ÇELİK BORU İLE DESTEKLENMİŞ DİYAFRAM DUVARLARIN PERFORMANSI

IN DEEP EXCAVATIONS PERFORMANCE OF DIAPHRAGM WALLS SUPPORTED BY ANCHORAGE AND STRUTS

Serkan AVCI¹

Aslı CAN²

ABSTRACT

The foundation excavations up to H=16,00m were carried out in the Yenimahalle district of Ankara; for the retaining system the diaphragm wall supported by struts and anchors were chosen. The deep excavation analyzed with Plaxis 2D software and the comparison of the lateral displacements obtained from the inclinometers placed in the diaphragm wall panels is found compatible with the numerical analysis. The maximum horizontal deformations taken from the inclinometers in the diaphragm wall were observed to be within the world standards. It is observed that the data obtained from the Plaxis 2D software and the inclinometric measurements are compatible with each other on the anchor system and strut applied facade.

Keywords: Deep excavation, diaphragm wall, struts, anchor, inclinometric observation.

ÖZET

Ankara ili Yenimahalle ilçesinde H=16,00m ye varan temel kazıları gerçekleştirilmiş olup; iksa sistemi olarak çelik boru destekli (strut) ve ankraj ile desteklenmiş diyafram duvar imalatı seçilmiştir. Kazı çukuru Plaxis 2D yazılımı ile analiz edilmiş ve diyafram duvar panelleri içine yerleştirilen inklinometrelerden elde edilen yanal deplasmanların sayısal analizler ile ne kadar uyumlu olduğu konusunda bir mukayese yapılmıştır. Diyafram duvar içindeki inklinometrelerden alınan maksimum yatay deformasyonların dünya standartları içinde gerçekleştiği görülmüştür. Çelik boru destek sistemi uygulanmış olan cephe ile öngermeli zemin ankraji uygulanmış cephede yapılan Plaxis 2D hesaplamalarından elde edilen verilerin inklinometrik ölçümler ile uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Derin kazı, diyafram duvar, çelik boru, ankraj, inklinometrik gözlem.

1. GİRİŞ

Ankara ili Yenimahalle ilçesinde yapılacak olan Ankara Üniversitesi Diş Hekimliği Fakültesi Ek Binası inşaatı kapsamında temel ve bodrumlarının oluşturulması için derinliği

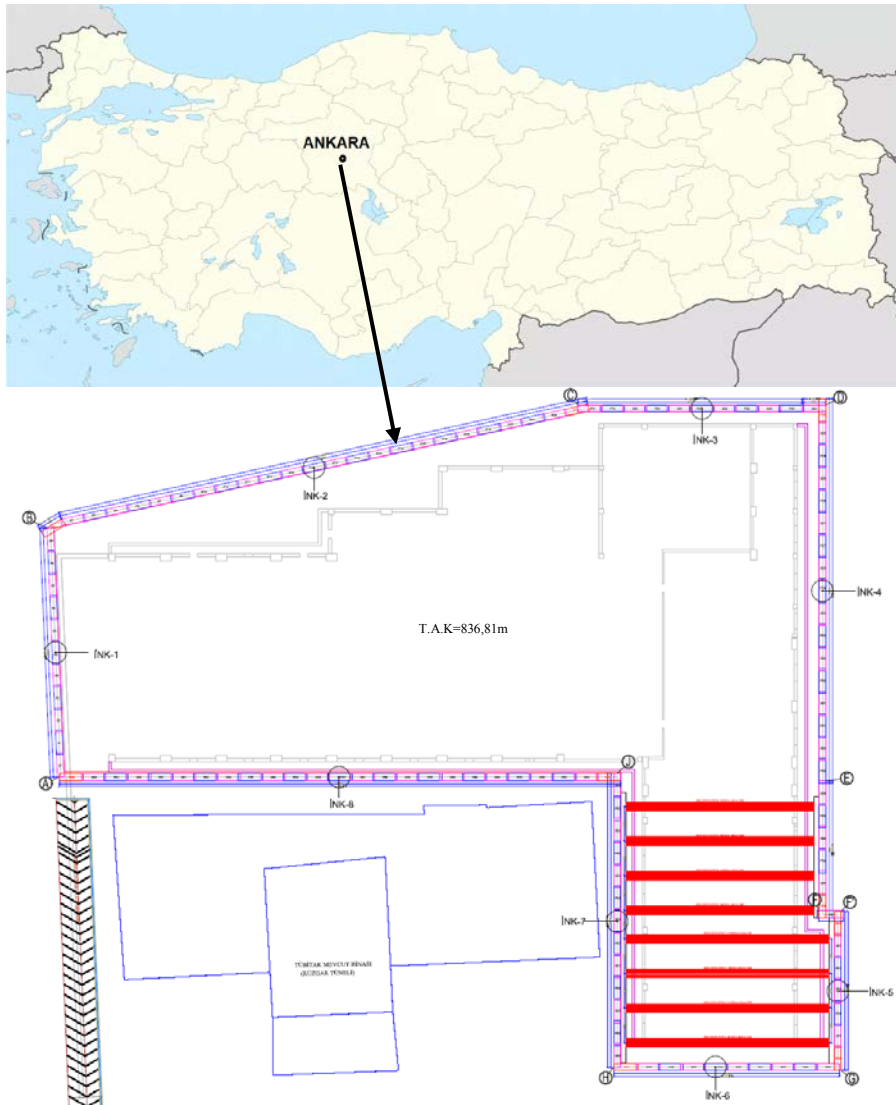
¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, İKSA Mühendislik, Ankara, Türkiye, s.avci@iksamuhendislik.com.tr

² Jeoloji Yüksek Mühendisi, İKSA Mühendislik, Ankara, Türkiye, a.can@iksamuhendislik.com.tr

16,00m'ye varan kazılar yapılmıştır. Arazi kotunun cephelere göre değişiklik gösterdiği ve kazı taban kotunun -16,00m olacağı mimari projede belirtilmiştir. Şevli kazılar için yeterli mesafe bulunmamasından dolayı, tüm cephelerde temel kazısı iksa tedbiri alınarak yapılmıştır. İksa sistemi olarak cephelerde gerek zemin durumu ve yer altı su seviyesi, gerekse çevre yol ve yapıların varlığından dolayı, geçici öngermeli ankrajlar ve çelik borular ile desteklenmiş geçirimsiz bir iksa sistemi seçilmiştir.

2. PROJE TANIMI VE SAHA ARAŞTIRMASI

İnceleme alanı Ankara ili-Yenimahalle ilçesi-Emniyet Mahallesi Ada No:7374, Parsel No:1 imar sınırları içerisinde yapılacak olan Ankara Üniversitesi Dış Hekimliği Fakültesi ek bina inşaatı alanı imar sınırları dahilindedir. Bölge olarak Türkiye'nin İç Anadolu Bölgesinde yer almaktadır (Şekil 1).



Şekil 1. Proje alanı yer bulduru haritası, temel yerleşimi ve iksa sistemine ait vaziyet planı

Ankara ve civarı en yaşlı kayaç birimleri olarak Karbonifer ve Permian'e ait (doğuda) kireçtaşı ve kırıntılı kireçtaşı blokları ile Triyas yaşlı metagrovaklar, fillitler şistlerle ayırt edilmiştir. Jura'ya ait istif, bu temel birimler üzerine uyumsuz olarak gelir. Kretase yaşlı

kireçtaşı bloklu melanj ile ofiyolitli melanj bölgede tektonik hareketlerin en yoğun olduğu dönemi temsil etmektedir. Daha çok Keçiören Andezitleri olarak anılan Andezitik volkanitler ile volkanoklastik kayaç topluluğu Ankara civarında Miyosen volkanizmasının ürünüdür. Pliyosen'e ait karasal çökeller "Ankara Kili" olarak adlandırılmış olup ve volkanitler üzerinde örtü çökelleri konumundadır. Aşınma- Taşınma ve birikme şekillerinden oluşmuş alüvyon yelpazesi, yamaç molozu, eski ve yeni alüvyonlar ise Ankara yöresinin en genç birimleridir.

Proje alanında hakim zemin birimi, 0.50m-7.50m arasında değişen dolgu malzemenin devamında görülen, Pliyosen yaşlı birimler olarak tarif edilen, Ankara ve çevresinde çok sık rastlanan "Gölbaşı formasyonu" üyesi Ankara kili olduğu anlaşılmaktadır (Manga ve Özkan, 2015).

Proje alanında yapılan sondajlar ve sondajlardan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar ve arazi deneyleri incelendiğinde proje alanına hakim zemin biriminin çok sıkı kum çakıl yada çok sert kil sınıfına girdiği görülmektedir.

Arazi çalışmalarında 45,00m derinliğinde 3 adet ve 48,00m derinliğinde 1 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Açılan sondajlarda gözlemlenen litoloji şu şekildedir;

SK-1; 0,50m'ye kadar dolgu malzeme, 4,50m'ye kadar kumlu-çakıl, 9,50m'ye kadar siltli-kil, 11,00m'ye kadar çakıllı-kum, 15,00m'ye kadar siltli-kil ve 45,00m'ye kadar daha sıkı karbonat konkresyonlu siltli-kil birimleri gözlenmiştir.

SK-2; 3,00m'ye kadar dolgu malzeme, 6,00m'ye kadar kumlu-çakıl, 8,50m'ye kadar siltli-kil, 10,50m'ye kadar çakıllı-kum, 24,00m'ye kadar siltli-kil ve 45,00m'ye kadar daha sıkı karbonat konkresyonlu siltli-kil birimleri gözlenmiştir.

SK-3; 4,50m'ye kadar dolgu malzeme, 7,00m'ye kadar kumlu-çakıl, 9,00m'ye kadar çakıllı kum, 21,00m'ye kadar siltli-kil, 24,00m'ye kadar siltli-kil ve 48,00m'ye kadar daha sıkı karbonat konkresyonlu siltli-kil birimleri gözlenmiştir.

SK-4; 7,50m'ye kadar dolgu malzeme, 10,00m'ye kadar kumlu-çakıl, 12,50m'ye kadar çakıllı kum, 27,00m'ye kadar siltli-kil ve 45,00m'ye kadar daha sıkı karbonat konkresyonlu siltli-kil birimleri gözlenmiştir.

İnceleme alanında yapılan sondajlarda ortalama 10,00m de yeraltı suyuna rastlanılmıştır.

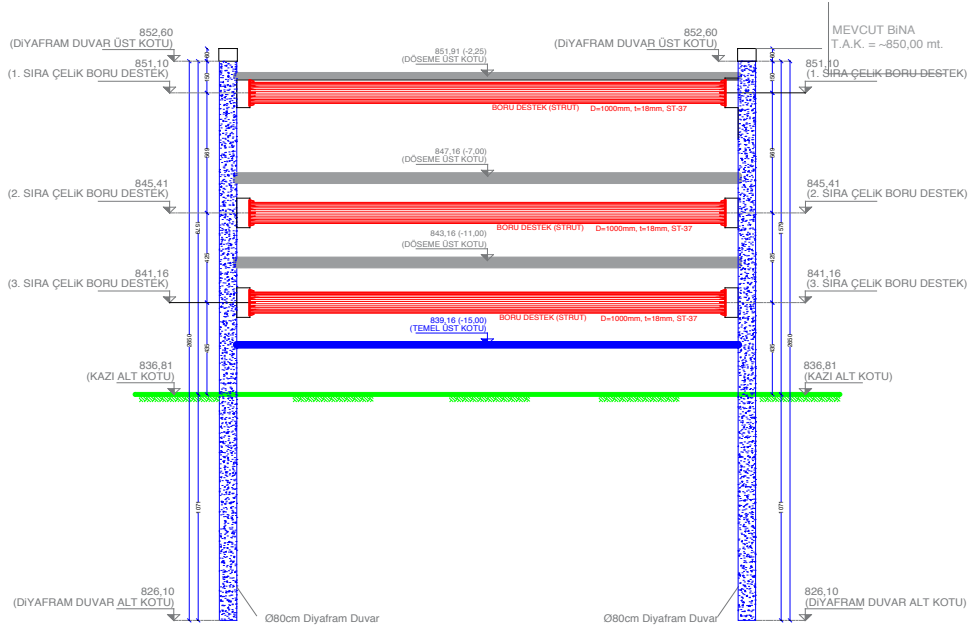
3. İKSA SİSTEMİ TASARIMI

Arazi kotunun cephelere göre değişiklik gösterdiği ve yapılacak binanın temel alt kotunun -16,00m olacağı mimari projede belirtilmiştir. Şevli kazılar için yeterli mesafe bulunmamasından dolayı tüm cephelerde temel kazısı iksa tedbiri alınarak yapılmıştır. Özellikle binanın yapısal geometrisi nedeni ile gerekli bölgelerde karşılıklı çelik boru destekler kullanılması uygun bulunmuştur (Acar, 2015). İksa sistemi genel görünüşüne ait vaziyet planı Şekil 1'de gösterilmiştir.

Yapılacak binanın kuzey doğu cephesinde 80cm'lik diyafram duvarlar içten destekli elemanlar olarak adlandırılan çelik borular ile desteklenmiş olup, bu cephedeki içten destekli elemanlar reaksiyon kuvvetini iksa sistemi içindeki karşı düşey destek elemanlarına aktarmıştır. Bu sistemde çelik boru yerleşimi yatayda 4,00m-4,25m, düşeyde 5,69m-4,25m olarak tasarlanmıştır ve tasarım detayları Şekil 2'de verilmiştir. Sahada uygulanan çelik boru destek sistemi Şekil 3'te gösterilmiştir. Kullanılan çelik boruların özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

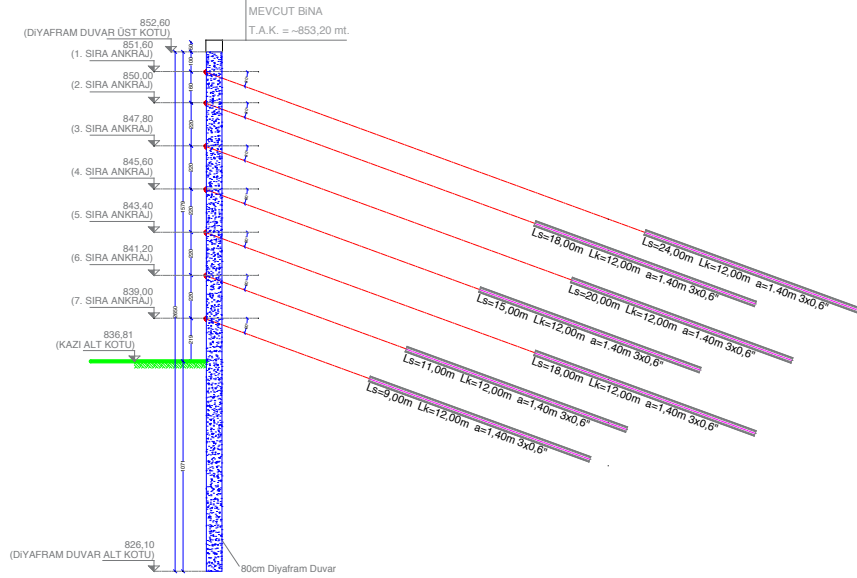
Tablo 1. Çelik boruların özellikleri

API5L X70	Kimyasal Özellikler				Mekanik Özellikler	
	C (maks)	Mn (maks)	P (maks)	S (maks)	Akma Yüğü (min) Mpa	Kopma Yüğü (min) Mpa
	0,28	1,65	0,030	0,030	485	570

**Şekil 2. Çelik boru destekli kesit****Şekil 3. Proje alanında uygulanan çelik boru destekli sistemi**

J-A cephesinde ise 80cm'lik diyafram duvarlar geçici öngermeli zemin ankrajları ile desteklenmiştir. Düşeyde 2,20m yatayda ise 1,40m olarak tasarlanan ankrajlı sisteme ait tasarım Şekil 4'te, saha uygulaması ise Şekil 5'de gösterilmiştir. Plaxis 2D programında yapılan kesit analizlerinde ankrajlara gelen maksimum yükler 370 kN/m mertebesinde olup

buna göre 3*0,6'' (inch) ankraj halatları kök boyu $L=12,00m$ olarak tasarlanmıştır. İmalatı tamamlanan her bir ankraja proje yükünün %125'ine denk gelen yükler uygulanıp BS8081 standartlarına uygun olarak test edilmiş ve ankrajlar proje yüklerine kilitlemiştir.



Şekil 4. Ankraj destekli kesit



Şekil 5. Proje alanında uygulanmış ankraj destekli sistem

3.1. Sonlu Elemanlar Modeli

İksa sistemi proje hesapları Plaxis 2D sonlu elemanlar yazılımı ile yapılmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi çok geniş bir mühendislik uygulama alanına sahiptir (Potts and Zdravkovic, 1999). Bu yöntem ile yapılan analizlerde, yapı elemanlarının ve zeminlerin çeşitli yükler altında ve çevresel etkilere göre deplasmanları, momentleri ve kesme kuvvetleri hesaplanabilir. Yapılan analizlerinden alınan sonuçlarının hassasiyetini

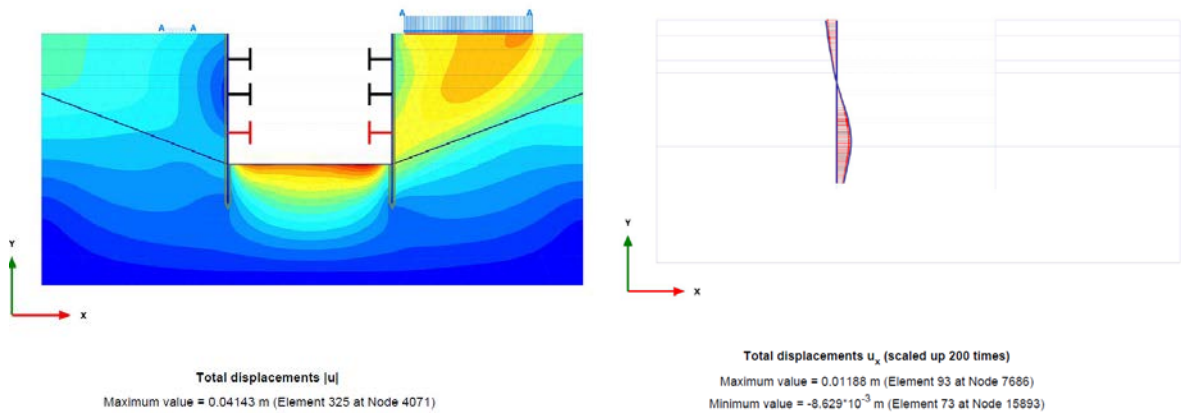
modelleme yapılırken kullanılan idealize zemin parametreleri ve zemin modeli belirler. Geoteknik mühendisliği problemlerinin birçoğunda bilgisayar programları ile yapılan sayısal modellemeler farklı koşullardaki zemin davranışlarını tahmin etmek için oldukça yararlı araçlardır. Sonlu elemanlar yöntemi ile hazırlanan bu modellerden alınan sonuçların yerinde yapılan testlerle karşılaştırılmasıyla sistemin güvenilirliği teyit edilebilir.

Derin kazı sistemlerinin sayısal analizlerinde çeşitli zemin modelleri kullanılabilir. Bu çalışmada, sayısal analizlerde idealize zemin, Hardening Soil (HS) modeli ile modellenmiştir. Hardening Soil (HS-Pekleşen zemin) modeli plastisite teorisi çerçevesinde oluşturulan gelişmiş bir zemin modelidir ve Mohr-Coulomb parametrelerini kullanır (Schanz, 1998). Analizlerde kullanılan idealize zemin parametreleri Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2. İdealize zemin parametreleri

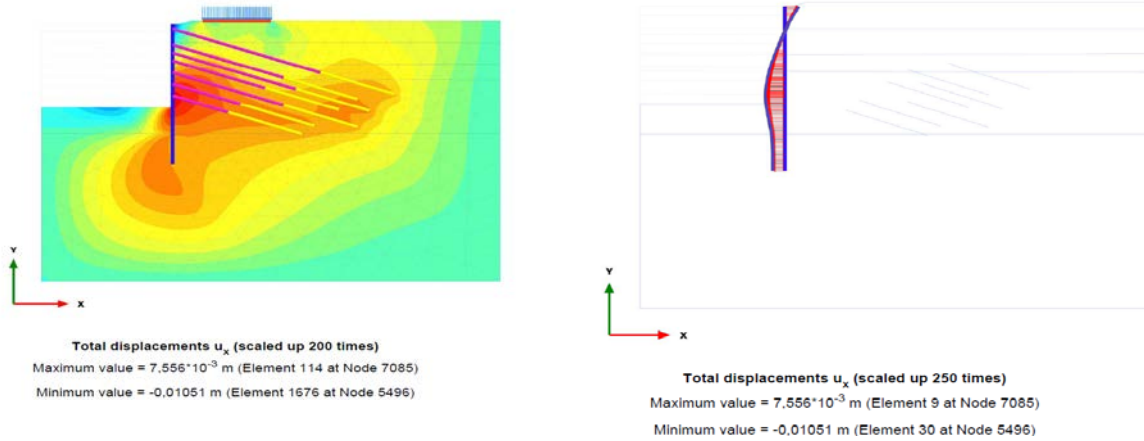
	Dolgu (1m-3m)	Kumlu Çakıl (3m-7m)	Çakıllı Kum (7m-9m)	Siltli Kil (9-21m)	Siltli Kil (21m-50m)
γ (KN/m ³)	18	19	19	20	20
ϕ (phi)	22	32	35	28	35
C_{ref} (kN/m ²)	10	3	7	10	10
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	20,00E3	35,00E3	40,00E3	27,50E3	35,00E3
E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	20,00E3	35,00E3	40,00E3	27,50E3	35,00E3
E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	60,00E3	105,00E3	120,00E3	82,50E3	105,00E3

80cm’lik diyafram duvarların çelik borular ile desteklenmiş tasarımına ait Plaxis 2D modeline göre x yönünde hesaplanan deplasman 11,88mm’dir. Bu modele ait deplasman grafikleri Şekil 6’da verilmiştir.



Şekil 6. Çelik boru destekli sistem Plaxis analizi deplasman değerleri

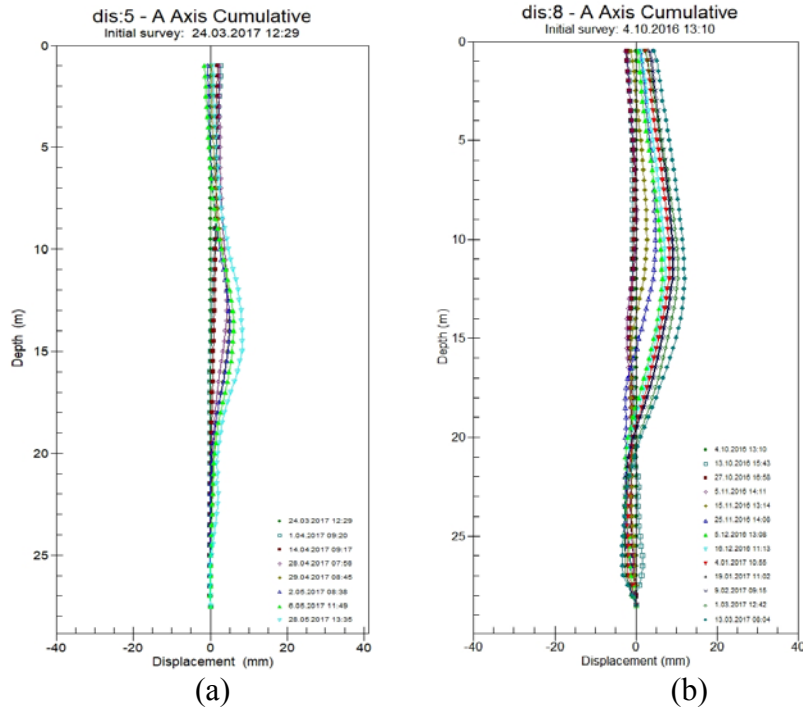
80cm’lik diyafram duvarların ankraj ile desteklenmiş tasarımına ait Plaxis 2D modeline göre x yönünde hesaplanan deplasman 10,51mm’dir. Bu modele ait deplasman grafikleri Şekil 7’de verilmiştir.



Şekil 7. Ankraj destekli sistem Plaxis analizi deplasman değerleri

4. İNKLINOMETRİK GÖZLEMLER

Yapılmış olan bu kazıda toplamda 8 adet inklinometre yerleştirilmiş olup, inklinometre yerleşim yerleri Şekil 1 de yer alan vaziyet planında gösterilmiştir. İnklinometrelerden elde edilen deplasmanlar Plaxis 2D analizlerinden alınan veriler ile karşılaştırılmıştır. Kazı derinliğine bağlı olarak gerçekleşen deformasyonlar dünya standartları içinde kalmış olup burada inklinometrik ölçümlerden 2 tanesi incelenmiştir. F'-G cephesindeki inklinometreden (INK-5) alınan okumalar ile elde edilen grafik Şekil 8(a)'da verilmiş olup en fazla deplasman 28.5.2017 tarihinde 10,00mm olarak gerçekleşmiştir. J-A cephesinde bulunan inklinometreden (INK-8) alınan okumalar ile elde edilen grafik Şekil 8(b)'de verilmiş olup en fazla deplasman 13.3.2017 tarihinde 11,00mm olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 8. Deplasman değerleri (a) Çelik boru destekli sistem inklinometrik ölçüm
(b) Ankraj destekli sistem inklinometrik ölçüm

Plaxis 2D programı ile yapılan çözümler, sahada imalat aşaması ve imalat sonunda alınan inklinometre okumaları sonucu elde edilen değerler Tablo 3’de karşılaştırılmıştır.

Tablo 3. Plaxis analizinden ve inklinometrik ölçümlerden elde edilen deplasmanlar

Deplasman Değerleri	Plaxis 2D Analizi (mm)	İnklinometrik Ölçüm (mm)
Çelik Boru Destekli İksa Sistemi	11,88	10,00
Ankraj Destekli İksa Sistemi	10,51	11,00

5. SONUÇLAR

Ankara ili Yenimahalle ilçesinde H=16,00m ye varan temel kazıları gerçekleştirilmiş olup; iksa sistemi olarak çelik boru destekli (strut) ve ankraj ile desteklenmiş diyafram duvar imalatı seçilmiştir. Kazı destek sistemi Plaxis 2D yazılımı ile analiz edilmiş ve diyafram duvar panelleri içine yerleştirilen inklinometrelerden elde edilen yanal deplasmanların sayısal analizler ile ne kadar uyumlu olduğu konusunda bir mukayese yapılmıştır.

Çelik boru destek sistemi uygulanmış olan F’-G cephesinde sonlu elemanlar metodu Plaxis 2D ile yapılan çözümlerde maksimum deformasyon 11,88mm olarak hesaplanmıştır. İmalat sırasında ve imalat sonunda alınan inklinometre ölçümlerinde sistemde 10,00mm mertebelerinde deformasyon gerçekleşmiştir. Çelik boru destek sistemi uygulanmış olan cephede Plaxis 2D çözümleri ile inklinometrik ölçümlerin birbiri ile uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.

Öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş olan J-A cephesinde de Plaxis 2D sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan çözümlerde maksimum deformasyon 10,51mm hesaplanmıştır. İmalat sırasında ve imalat sonunda alınan inklinometre ölçümlerinde sistemde maksimum 11,00mm’lik deformasyon gerçekleşmiştir. Öngermeli zemin ankrajı uygulanmış olan cephede Plaxis 2D sonlu elemanlar metodu kullanılarak yapılan hesaplamaların, imalat sırasında alınan inklinometre ölçümleri ile uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Manga, M.M., Özkan, F., “T.C. Ankara Üniversitesi Dış Hekimliği Fakültesi Ek Binasına ait arazinin Zemin Etüd Raporu”, Mart 2015, Ankara.
- [2] Acar, K., “T.C. Ankara Üniveristesi Dış Hekimliği Fakültesi Ek Binası İksa Sistemleri Projesi Hesap Raporu”, Nisan 2015, Ankara.
- [3] Potts, M. D., Zdravkovic, L. “Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering” 1999, Heron Quay, London.
- [4] Schanz, T., Vermeer, P.A. (1998). Special issue on pre-failure deformation behaviour of geomaterials. Géotechnique, 48, 383–387.
- [5] Plaxis “PLAXIS Material Models Manual” 2019.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

EUROCODE TASARIM YAKLAŞIMLARININ DAYANMA YAPILARININ ANALİZİNDE KULLANILMASI

THE USE OF EUROCODE DESIGN APPROACHES IN THE ANALYSIS OF RETAINING STRUCTURES

Gökhan ÜSTÜNYER¹

M. Kubilay KELEŞOĞLU²

Sadık ÖZTOPRAK³

ABSTRACT

Back-to-back incidents related to retaining structures brought back the concerns for the design of deep excavations and retaining walls and revealed the need for a national code to regulate both the design and the construction of such structures. Among various codes exist in the literature, Eurocode-7 provides a good opportunity to be implemented. In this context, design approaches defined by Eurocode-7 were examined in this study. The practical applications of different design approaches on a multi-anchored bearing structure were investigated. Staged construction of a typical deep excavation system was analyzed with both Ultimate Limit State and Serviceability Limit State designs by using Plaxis 2D finite element program. Based on the procedures defined for Design Approach 1 (TY1) and Design Approach 2 (TY2) the numerical analyses were carried out; actions exerted on the system were factored by higher than unity while soil resistance was factored by lower than unity to satisfy the ultimate conditions. The effects of actions calculated from the SLS, TY1-K1 and TY2 were compared. The minimum safety values was obtained in TY1-K2 in the analysis with Plaxis 2D and in TY2 in the analysis with Slope W.

Keywords: Eurocode-7 Design Approaches, Plaxis 2D, Retaining Wall, Soil Anchors

ÖZET

Ülkemizde son zamanlarda dayanma yapılarında gözlenen göçmeler nedeniyle oluşan maddi hasarlar derin kazı tasarımıyla ilgili önemli bir farkındalık yaratmış ve ülkemizde bu konuda eksik olan ulusal yönetmelik ihtiyacının tekrar gündeme gelmesine neden olmuştur. Eurocode Avrupa'da kullanılan ve ülkemiz de dahil olmak üzere birçok ülkenin benimsediği ve örnek aldığı yönetmelikler bütünüdür. Bu çalışma kapsamında çok sıra ankrajlı bir dayanma yapısının Eurocode-7 esaslarına göre nasıl incelenebileceği ve farklı Tasarım Yaklaşımlarının sonuçlar üzerinde ne kadar etkili olabileceği incelenmiştir.

¹ İnşaat Mühendisi , Teknofor İnşaat Taahhüt Ltd. Şti. Gokhan_ustunyer@hotmail.com.tr

² Doç. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, kelesoglu@istanbul.edu.tr

³ Doç. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, oztoprak@istanbul.edu.tr

Plaxis 2D sonlu elemanlar programı ile hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) ve nihai sınır durumları (ULS) için kademeli inşaat aşamaları tanımlanarak dayanma yapısının analizi gerçekleştirilmiştir. Tasarım Yaklaşımı 1 (TY1) ve Tasarım Yaklaşımı 2'ye (TY2) göre zemin parametreleri azaltılmış, geçici ve kalıcı yüklere uygulanan faktörler ile yükler arttırılmıştır. TY2'de ankraj çeper sürtünme değerine kısmi faktör uygulanarak azaltılmış ve analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler neticesinde elde edilen kesit tesirleri en büyük değerlerine Tasarım Yaklaşımı 1- Kombinasyon 1 (TY1-K1) ve TY2'de ulaşılmaktadır. Minimum güvenlik sayısı Plaxis 2D ile yapılan analizlerde TY1K2, Slope w ile yapılan analizlerde TY2'de elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Eurocode-7 Tasarım Yaklaşımları, Plaxis 2D, Dayanma Yapıları, Zemin Ankrajları

1. GİRİŞ

Son yıllarda ülkemizde istinat ve dayanma yapılarında hatalı tasarım ve uygulama nedeniyle can ve mal kayıpları meydana gelmektedir. Özellikle son birkaç yılda sıklıkla yaşanan göçmeler nedeniyle derin kazıların tasarımında ve uygulamasında esas alınması gereken kriterler konusunda arayışa girilmiştir. Bu noktada referans alınabilecek birçok önemli kaynak bulunmaktadır. Eurocode-7, BS, DIN ve FHWA tarafından yayınlanan şartnameler ve el kitapları önemli referans noktalarıdır. Bu çalışmada Avrupa'da kullanılan ve ülkemiz de dahil olmak üzere birçok ülkenin benimsediği ve örnek aldığı Eurocode-7 tarafından önerilen Tasarım Yaklaşımları esas alınarak ve sayısal yöntemler de kullanılarak nihai ve hizmet görebilirlik sınır durumları için bir seri analiz yapılmıştır. Hizmet görebilirlik limit durum (SLS) analizlerinden elde edilen sonuçlarda deplasman değerleri, nihai limit durum (ULS) analizlerinde ise güvenlik sayıları ve kesit tesirleri dikkate alınmıştır. Tasarım Yaklaşımlarına göre yapılan analizlerde seçilen kısmi faktörlere göre etkiler arttırılır, zemin parametreleri ve dirençler ise azaltılır. Tasarım Yaklaşımlarında kullanılan kısmi faktörler sırası ile;

- Tasarım Yaklaşımı 1-Kombinasyon 1 (TY1-K1) etkilere (yüklerle),
- Tasarım Yaklaşımı 1-Kombinasyon 2 (TY1-K2) zemin parametrelerine,
- Tasarım Yaklaşımı 2 (TY2) yüklere ve dirençlere,
- Tasarım Yaklaşımı 3 (TY3) yüklere ve zemin parametrelerine

uygulanır. Etkilere uygulanan kısmi katsayılar yükün şiddetini artıracak şekilde 1,0'dan büyük iken zemin parametrelerine ve dirençlere uygulanan kısmi katsayılar ise 1,0'dan küçüktür. Bu çalışma kapsamında 4 ankrajlı bir sistemde SLS, TY1 ve TY2 kullanılarak sayısal analizler yapılmıştır. SLS analiz neticesinde verilen deplasman değerlerinin FHWA sınır değerleri içinde kaldığı görülmüştür. Yapılan analizler neticesinde en büyük kesit tesirlerinin TY1-K1 ve TY2'de hesaplanmıştır. Bu durumda dayanma yapısı önündeki pasif zemin direncine ve ankraj çeper sürtünme değerine kısmi faktör uygulayan TY2 yaklaşımından elde edilen güvenlik sayısı değerlerinin daha kritik olduğu düşünülmektedir. Elde edilen güvenlik sayılarına bakıldığında Plaxis'te en düşük değer TY1-K2'de, Slope/W yapılan analizlerde TY-2de elde edilmiştir. Her analizde ankrajlarda meydana gelen maksimum yük değerleri ve ankrajın yeterliliği kontrol edilmiştir.

2. EUROCODE-7 TASARIM YAKLAŞIMLARI

2.1. Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu (SLS)

Dayanma yapısının ve komşu yapılarının konfor ve kullanım fonksiyonlarını sorunsuz bir şekilde devam edebilmesi için deplasmanları dikkate alan sınır durumudur (Harris ve Bond, 2008). Tasarlanan dayanma yapısı ve kazı yapılan zemine bağlı olarak deplasman sınır şartları tasarımcı tarafından belirlenmelidir. Örneğin, FHWA'ye göre kum ve katı killerde tasarlanan ankrajlı yapılar için ortalama deplasman $0,2H$ iken en büyük deplasman $0,5H$ dir.

2.2. Nihai Sınır Durumu (ULS)

Yapısal elemanlar ile zeminden oluşan sistemin göçmesini kontrol etmek ve hayati risklere bertaraf etmeyi esas alan sınır durumudur. Eurocode içinde yapılan tanımlamaya göre yapısal elemanlar göçme kontrolü (STR) ve zemin için göçme kontrolü (GEO) ayrı ayrı yapılmalı ve tasarımın göçme durumuna karşı yeterli güvenlik seviyesinde olduğu kontrol edilmelidir. Bu nedenle dayanma yapısı ve ankraj elemanları buradan elde edilen sonuçlara göre boyutlandırılır (EN 1997-1, 2004). ULS hesaplarının yapılabilmesi için Eurocode-7'de üç adet tasarım yaklaşımı tanımlanmıştır. Bu yaklaşımlarda yukarıda bahsedildiği üzere sırasıyla; etkilere (yüklere), zemin parametrelerine ve dayanımlara kısmi faktörler uygulanır. Etkilere uygulanan faktörler yükün geçici, kalıcı, elverişli ve elverişsiz olarak farklı yük durumları mevcuttur.

- Kalıcı yük; yapının kullanım ömrü boyunca karşılaşacağı yük durumudur.
- Geçici yük; belli bir zaman diliminde etkiyen yüküdür.
- Elverişli yük; dayanma yapısını göçmeye karşı tutan yüklerdir. (dayanma yapısı önünde bulunan pasif toprak basınçları gibi.)
- Elverişsiz yük; dayanma yapısını göçermeye çalışan yüklerdir.

Geçici elverişli yük durumları hesaplamalara dahil edilmez. Yükler ile ilgili olarak uygulanabilecek kısmi faktörler Çizelge 1'de zemin parametreleri için uygulanacak kısmi faktörler Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 1. Tasarım Yaklaşımlarında uygulanacak kısmi yük faktörleri (EN 1997-1, 2004)

Tasarım Yaklaşımlar	Elverişsiz Kalıcı Yük	Elverişli Kalıcı Yük	Elverişsiz Geçici Yük
TA1-K1	1,35	1,00	1,50
TA1-K2	1,00	1,00	1,30
TA2	1,35	1,00	1,50
TA3	1,00	1,00	1,30

Çizelge 2. Tasarım yaklaşımlarına göre zemin ve direnç faktörleri.

Tasarım Yaklaşımları	$\tan \phi'$	c'	c_u	Pasif Direnç
TA1-K1	1,00	1,00	1,00	1,00
TA1-K2	1,25	1,25	1,40	1,00
TA2	1,00	1,00	1,00	1,40
TA3	1,25	1,25	1,40	1,00

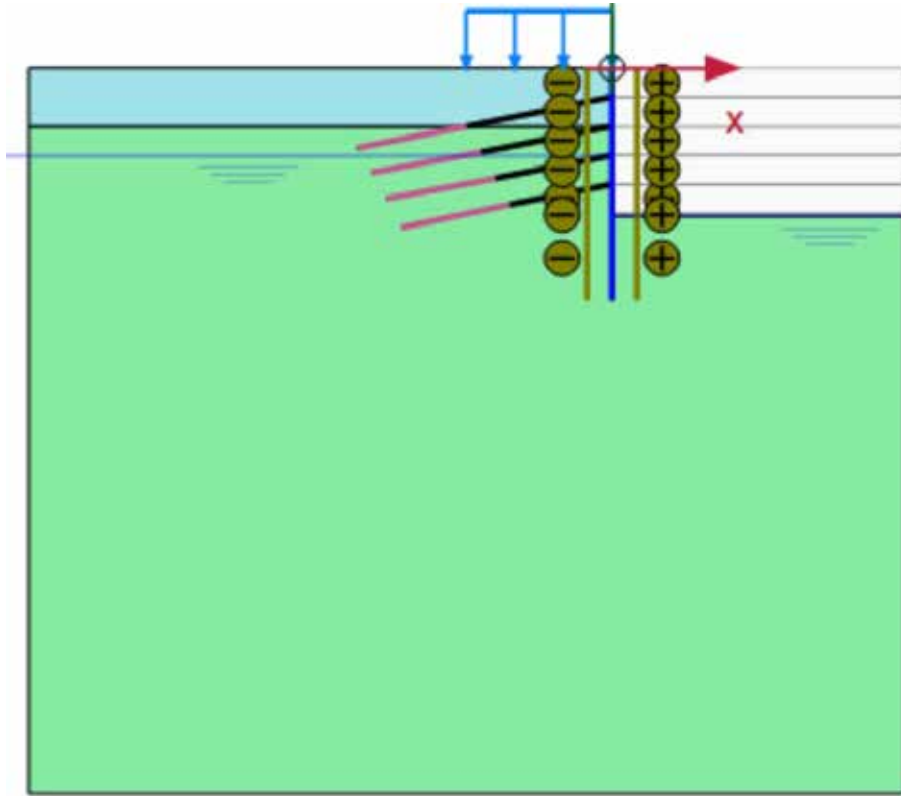
2.3. Sayısal Analiz ile Tasarım

Plaxis 2D sonlu elemanlar programı içinde uygulanabilecek kısmi faktörler kullanıcı tarafından programa dahil edilebilir. Analizler yürütülürken kademeli inşaatı tanımlamak üzere hazırlanan ULS fazları iki farklı şekilde oluşturulabilir. (1) Her SLS fazından sonra bir ULS fazı veya (2) tüm SLS fazları tamamlandıktan sonra başlangıç fazına bağlı olarak ULS fazları analize dahil edilir (Plaxis Bulletin, 2011). Bu çalışma kapsamında hazırlanan sayısal model 2 no.lu yaklaşıma göre yürütülmüştür. Plaxis yazılımında kısmi faktörlerin uygulanmasını kolaylaştıran “Design Approach” seçeneğinde programın içinde gömülü olarak hali hazırda bulunmaktadır. Uygulanacak tasarım yaklaşımına göre etkilerde ya da zemin özelliklerinde kullanılacak kısmi faktörler seçilmelidir.

Şekil 1. ULS analiz fazlarının 2. duruma göre analize dahil edilmesi.

3. EUROCODE-7'YE GÖRE YÜRÜTÜLEN SAYISAL ANALİZLER

Bu çalışma kapsamında 0,8 m kalınlığında ankrajlı diyafram duvar sistemi ile desteklenen 10,0 m derinliğinde kazı imalatı yapılmıştır. Zemin özellikleri Çizelge 3’de, diyafram duvar özellikleri Çizelge 4’de verilmiştir. Ankraj elemanı olarak 3x0,6 inç halat kullanılmış ve her ankraja 300,0 kN öngerme uygulanmıştır. Zeminde -6,0 kotunda yeraltı suyu bulunmaktadır. Kazı kademeleri ilerledikçe yeraltı su seviyesi düşürülmüştür. Analizlerde nihai kazı kotuna ulaşıldığında, öngörülemeyen kazı miktarı kadar daha ilave kazı yapılmış ve modele dahil edilmiştir. Bu değer konsol kazılarda katı derinliğinin %10’u kadar iken destekli kazılarda, son kademenin %10’u olarak alınacaktır. Bu derinlik 0,5 metreden fazla olamaz. Çalışma kapsamında çalışılan zemin modeli temsili olduğu için iki tabakalı bir zemin modeli tercih edilerek bu tabaka isimleri ile uyumlu olabilecek tipik geoteknik parametreler seçilmiştir (Çizelge 3). Hazırlanan sonlu elemanlar modeli, sınır ve yükleme koşulları ile yeraltı suyu durumu Şekil 2’de verilmiştir.



Şekil 2. Kullanılan analiz modeli.

Çizelge 3. Zemin özellikleri.

Zemin	Kil		Kum	
Zemin Modeli	Hardening Soil		Hardening Soil	
Drenaj Durumu	Drained		Drained	
γ_{unsat}	20		18	
γ_{sat}	20		20	
E_{50}^{ref}	15 E3		20 E3	
E_{eod}^{ref}	15 E3		20 E3	
E_{ur}^{ref}	45 E3		60 E3	
c	5	4*	1	0,8*
ϕ	30	24,8*	36	30,2*

* ile verilen değerler kısmi faktör sonucu elde edilen değerlerdir.

Strength				
c'_{ref}	kN/m ²	5,000	Effective cohesion (c')	4,000
ϕ' (phi)	°	30,00	Effective friction angle (phi')	24,79
ψ (psi)	°	0,000	(None)	0,000

Şekil 3. Zemin parametrelerine kısmi faktör uygulanması.

Çizelge 4. Plaxis diyafram duvar özellikleri.

d	0,8
w	20
EA	24E+6
EI	128E+4
L	16

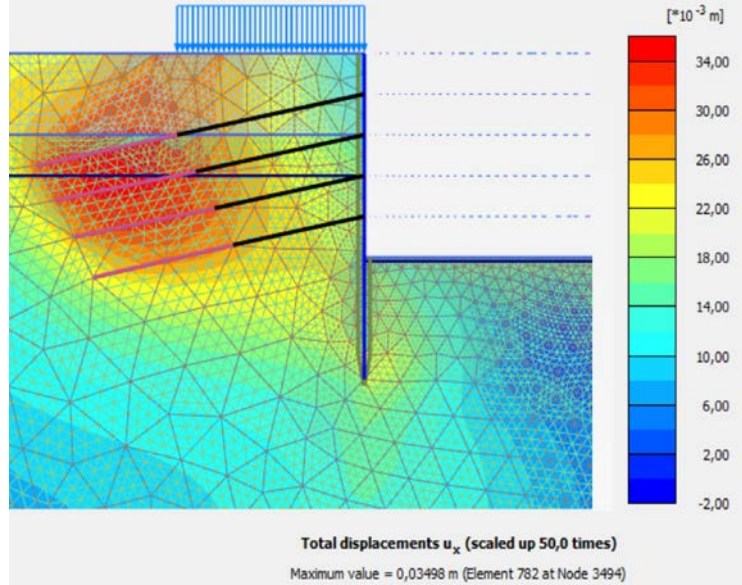
Kısmi faktör sonucu değişen mukavemet parametreleri Çizelge 3’te ayrıca belirtilmiştir. Dayanma yapısı arkasındaki 10 kPa değerindeki geçici elverişsiz yük için TY1-K2’de 1.30 kısmi faktörü uygulanır. TY1-K1 ve TY2 için geçici elverişsiz yük durumunda 1,50 kısmi faktörü uygulanması gerekir. Ancak kalıcı elverişsiz yük olan yatay toprak basıncı itkisi sonlu elemanlar yazılımlarında ayrı bir katsayı ile faktörlenemediği için farklı bir yaklaşım takip edilir. Kalıcı yüklere faktör uygulanmadığı için yük faktörü geçici yüklerde “1,5/1,35=1,11” olarak ve kalıcı yüklerde “1,35/1,35=1,0” olarak kullanılır ve katsayıların oranları 1,35 kat azaltılır. Analiz sonucunda hesaplanan kesit tesirleri ise daha sonra 1,35 yük etki faktörü çarpılır ve bu sayede hesaplanan kesit tesirlerinin etkileri arttırılmış olur. Limit denge yaklaşımında dengeyi bozan ve dengeyi koruyan kuvvetlerle ilgili net bir şekilde ayırım yapılabildiği için kalıcı yüklere uygulanan kısmi faktör zemin birim hacim ağırlığını arttırarak suretiyle hesaplamalara dahil edilmiş olur.

Analizler 11 fazda gerçekleştirilmiş olup sırası ile SLS, TY1-K1, TY1-K2 ve TY2 analizleri yapılmıştır. Analizler neticesinde elde edilen kesme kuvveti, moment ve normal kuvvet değerleri aşağıda verilmiştir. TY1-K1 ve TY2 için aşağıda verilen değerler analiz sonucu elde edilen değerlerin yük etki faktörü ile çarpılmış halidir. SLS, TY1-K1, TY1-K2 ve TY2 için güvenlik sayılarına bakılmış ve elde edilen ankraj yük değerleri için tasarımların yeterliliği kontrol edilmiştir.

<p>LineLoad_1_1</p> <p>Distribution: Uniform</p> <p>q_{x,start,ref}: 0,000 kN/m/m</p> <p>q_{y,start,ref}: -10,00 kN/m/m</p> <p> q_{start,ref} : 10,00 kN/m/m</p> <p>LoadFactorLabel: LoadFactorLabel_3</p> <p>Identification: Variable unfavourable</p> <p>LoadFactor: 1,110</p> <p>q_{x,start,design}: 0,000 kN/m/m</p> <p>q_{y,start,design}: -11,10 kN/m/m</p> <p> q_{start,design} : 11,10 kN/m/m</p>	<p>LineLoad_1_1</p> <p>Distribution: Uniform</p> <p>q_{x,start,ref}: 0,000 kN/m/m</p> <p>q_{y,start,ref}: -10,00 kN/m/m</p> <p> q_{start,ref} : 10,00 kN/m/m</p> <p>LoadFactorLabel: LoadFactorLabel_3</p> <p>Identification: Variable unfavourable</p> <p>LoadFactor: 1,300</p> <p>q_{x,start,design}: 0,000 kN/m/m</p> <p>q_{y,start,design}: -13,00 kN/m/m</p> <p> q_{start,design} : 13,00 kN/m/m</p>
---	---

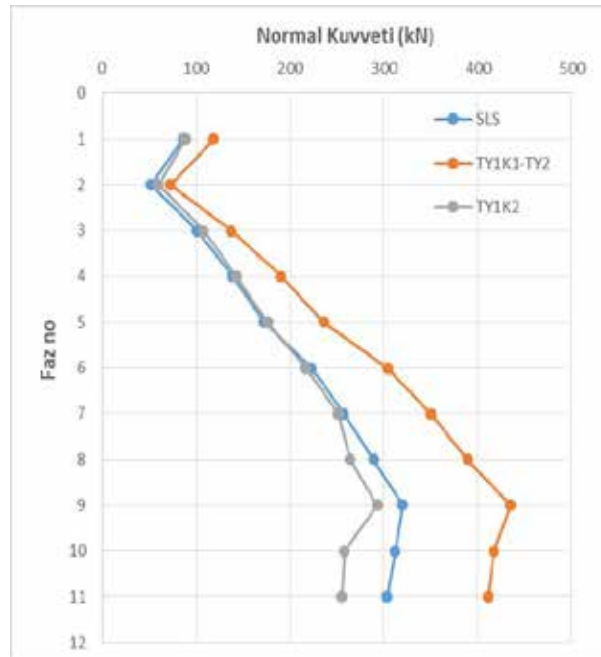
Şekil 4. Tasarım yaklaşımlarına göre yük faktörlerinin uygulanması.

Şekil 4’de 10 kPa geçici yüke uygulanan yük faktörleri gösterilmiştir. Bu değerler yükün aktif edildiği fazda yükün geçici veya kalıcı olacağı seçilerek belirlenebilir. Bu işlem yapıldıktan sonra her fazda tekrar edilmesi gerekmez fakat uygulanacak tasarım yaklaşımının her fazda seçilmesi gerekir.



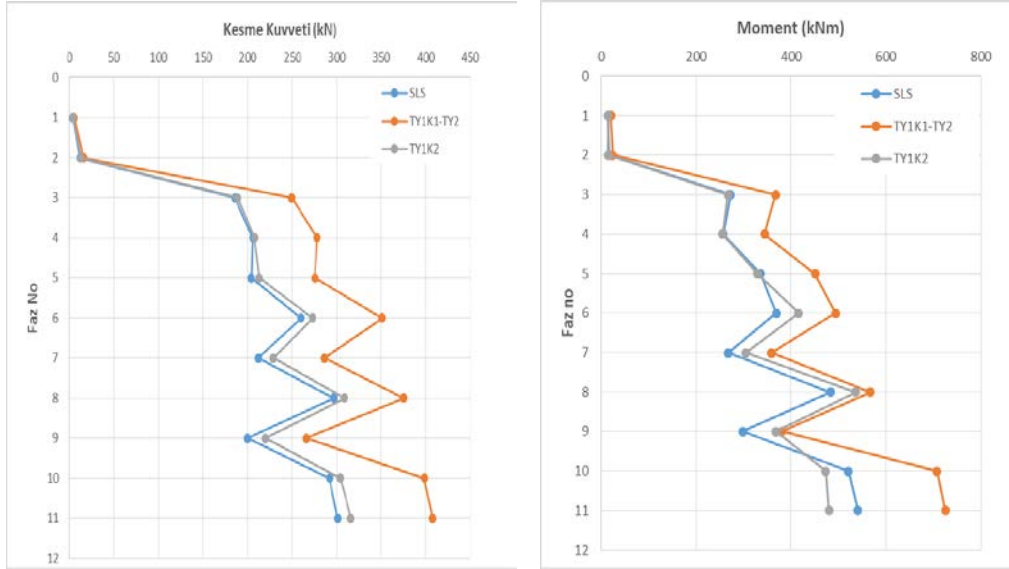
Şekil 5. SLS analiz sonucu elde edilen en büyük yatay deplasman.

Şekil 6 ve Şekil 7’de TY1-K1 ve TY2 değerleri birbirine çok yakın olduğu için ayrı ayrı gösterilmemiştir. Bu iki yaklaşımda Plaxis’e uygulanan tek farklılık ankraj çeper sürtünmesine uygulanan azaltma faktörüdür. Bu çalışma kapsamında uygulanan direnç azaltma faktör sonuçlarda büyük değişikliklere neden olmayıp sonuçlarda göz ardı edilebilir.

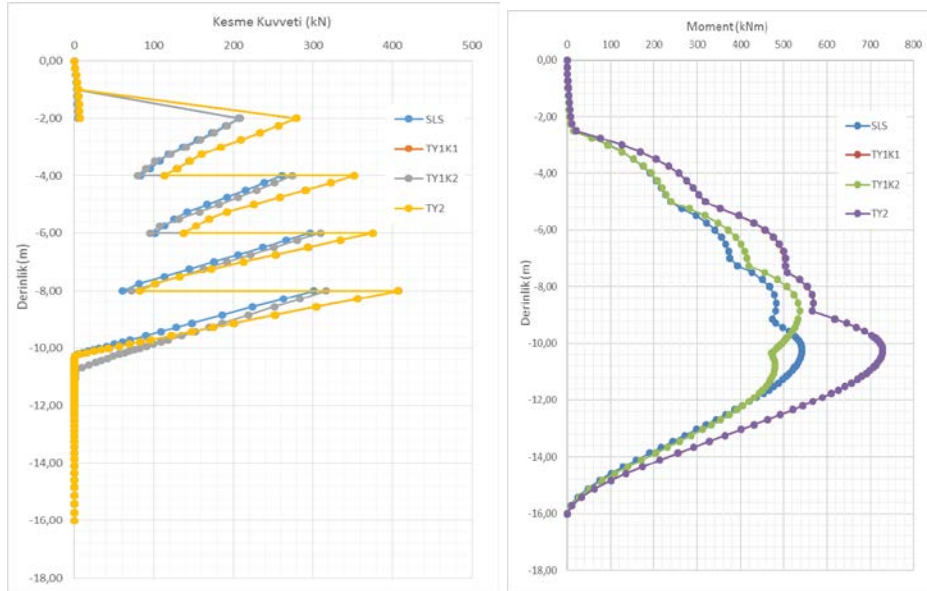


Şekil 6. Analiz sonucu elde edilen normal kuvvet grafiği.

Şekil 6 ve Şekil 7’de verilen grafiklerde her fazda oluşan maksimum değerler dikkate alınmıştır. Ankraj kademelerinde uygulanan öngerme sonucu meydana gelen kesme ve moment değerleri artmıştır. Tasarım aşamasında hangi tasarım yaklaşımı kullanılacak ise en yüksek değer alınarak belirlenen kesit kontrolü yapılmalı ve gerekli donatı hesabı yapılmalıdır. Kazık kesiti boyunca kesme kuvvetinin ve eğilme momentinin en yüksek değerleri TY1-K1 ve TY2 analizlerinden elde edilmiştir.



Şekil 7. Analiz sonucu elde edilen kesme kuvveti ve moment grafikleri.



Şekil 8. Derinlik-kesme kuvveti ve derinlik-moment grafikleri.

Dayanma yapısında kazı derinliği ile birlikte diyafram duvarda oluşan kesme ve moment grafikleri Şekil 8’de verilmiştir. Derinlikle birlikte kesme kuvveti ve moment değerleri artmış maksimum değerlerine ise nihai kazı kotunda ulaşılmıştır.

Çizelge 5. Analizler neticesinde elde edilen maksimum halat yükleri.

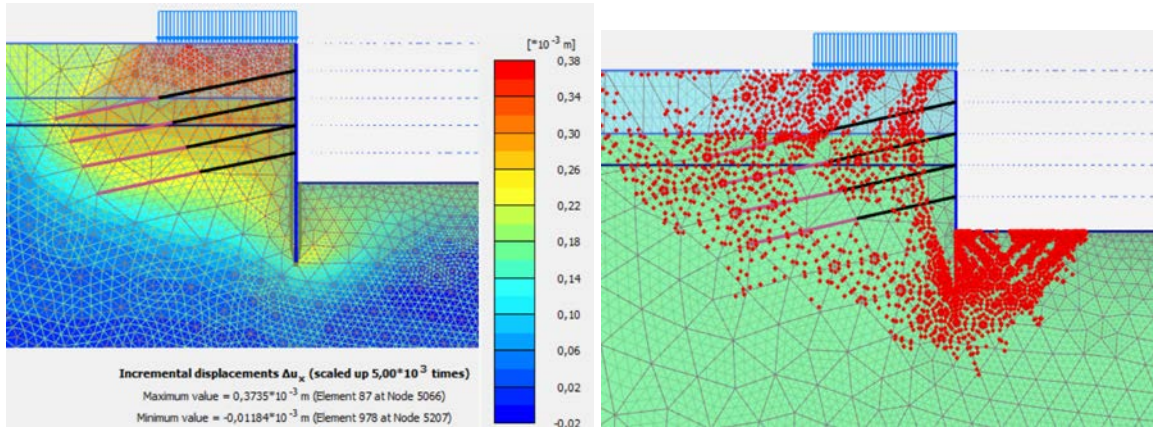
Halat No	SLS	TY1-K1	TY1-K2	TY2
1.Halat	306	413	306	413
2.Halat	312	421	314	421
3.Halat	322	423	322	423
4.Halat	333	450	360	450

Halatlarda meydana gelen maksimum yük değerleri Çizelge 5’de verilmiştir. Halatlar aynı özelliklere sahip olduğu için maksimum yük olan 450 kN değerinde ankraj tasarımının yeterliliğine bakılmıştır. Bu çalışma kapsamında ankraj çeper sürtünme değerinin yeterliği olduğu ve ankrajların akma yükünün tasarımda kullanılacağı kabul edilmiştir. 0,6 inç ankraj halatının kopma yükü 260 kN’dur. Bir ankraj halatının taşıyabileceği yük akmasının %80 değerinde olup 1,1 kısmi faktörü ile azaltılırsa bir ankraj halatı yaklaşık 152 kN olacaktır. 3 halatlı bir sistemde meydana gelen maksimum yüklere karşı halatların kapasitesi yeterli olacaktır.

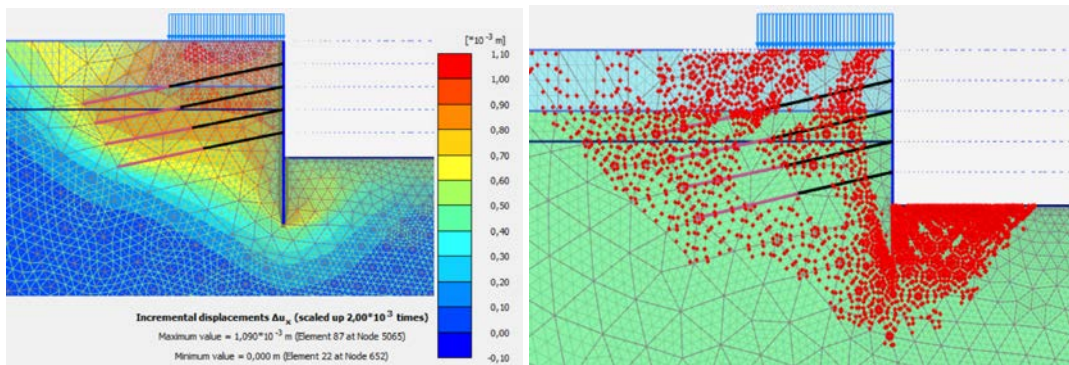
Çizelge 6. Analiz sonucu elde edilen güvenlik sayıları.

Analiz	Güvenlik Sayısı
SLS	1,45
TY1-K1	1,45
TY1-K2	1,17
TY2	1,44

ULS analizlerde deplasmanlardan ziyade elde edilen güvenlik sayıları önem taşımaktadır. Tasarımın göçmeye ulaşıp ulaşmayacağı minimum güvenlik sayısı ile elde edilen güvenlik sayısının karşılaştırılması ile yapılır. Çizelge 6’da analiz sonucunda elde edilen güvenlik sayıları verilmiştir. Minimum güvenlik sayısı uygulanan tasarım yaklaşımına göre belirlenir.



Şekil 9. SLS analizi sonucu elde edilen artan deplasman ve plastik noktalar.



Şekil 10. TY1K2 analizi sonucu elde edilen artan deplasman ve plastik noktalar.

Şekil 9 ve Şekil 10'de görüldüğü gibi oluşan plastik noktalar benzerdir. TY1-K2'de oluşan noktalar kazı çukurunda daha yoğun oluşmuştur. Zemin parametrelerinin azaltılması nedeniyle oluşan kabarmaların arttığı ve güvenlik sayısında fark edilir azalmalar görülmüştür.

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, ankrajlı iksa sisteminde Eurocode-7 tasarım yaklaşımları kullanılarak SLS ve ULS analizleri yapılmıştır. SLS, TY1-K1, TY1-K2 ve TY2 tasarım yaklaşımları sırasıyla analiz edilmiştir. SLS analiz neticesinde deplasman değerleri kontrol edilmiş ve FHWA sınır değerleri içinde kaldığı görülmüştür. Daha sonra başlangıç fazına uygulanacak tasarım yaklaşımları eklenerek analiz modeli oluşturulmuştur. Yapılan analizler neticesinde maksimum kesit tesirleri TY1-K1 ve TY2 analiz sonuçlarında elde edilmiştir. TY2'de dayanma yapısı önünde bulunan pasif toprak basıncına ve ankraj çeper sürtünmesine faktör uygulandığı için TY2 değerleri TY1-K1'den daha kritik olmaktadır. Elde edilen güvenlik sayılarına bakıldığından en kritik durum olarak TY1-K2 analizi görünmektedir. Ancak TY1-K1 ve TY2 yaklaşımlarında kalıcı yüke faktör uygulanmadığından, yük etkisine uygulanan kısmi faktörün güvenlik sayısı üzerinde etkisi görülmemektedir. Bu nedenle minimum güvenlik sayısı 1,0 yerine 1,35 olarak dikkate alınmıştır. Elde edilen maksimum ankraj yükü 450 kN olarak elde edilmiştir. Ankrajların yeterliliğine bakıldığına 3x0,6" ankrajın yeterli olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- British Standart Institution. (2001). Code Of Practice for Earth Retaining Structures. CIRIA C760. (2017). Guidance on Embedded Retaining Wall Design. London.
- EN 1997-1. (2013). EC 7-Geotechnical Design Worked Example. Dublin: Eurocode Commission.
- FHWA-IF-99-105. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. Washington.
- Harris ve Bond . (2008). Decoding Eurocode 7. London and Newyork: Toylor And Francis Group.
- Plaxis Bulletin. (2011). The Use of Design Approaches with Plaxis. Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis Bv. Hollanda
- Plaxis Manual. (2019). Plaxis 2D Reference Manual 2019. The Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis bv. Hollanda.
- Simpson ve Powrie. (2001). Embedded Retaining Walls, Theoary, Practice and Understanding. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. İstanbul.
- Simpson B. (2007). Approaches to ULS design- The merits of design approach 1 in Eurocode 7. First International Symposium on geotechnical safety and risk. Shangai
- Teodoru, I. B. (2013). Application of numerical methods In design of embedded retaining structures according to Eurocode-7

Numerical Analysis of Jet Grout on Dynamic Lateral Displacements: A Case study at Ormara Naval Harbour Dry-Dock Project

Hakan ELMAS, Nurhan ECEMİŞ, Özgür AKARSU

Abstract

In this study, the numerical analysis of jet grout ground improvement method on lateral displacements, the shear forces, and the bending moment in the retaining wall during the dynamic loading was investigated. The two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) finite element analyses, by using the Midas GTS NX program, were carried out for a 22-meter cantilever wall within the expansion project of the Ormara Naval Port in Pakistan. The cantilever retaining wall was formed by three rows of bored pile system. At the back of the retaining wall, 1 m diameter jet columns with 2 x 2 pattern were designed. The preliminary dynamic analysis of jet columns on lateral displacements is considered in terms of ground improvement with two different approaches. In the first approach (Model 1-2D & 3D), jet columns were used with its strength parameters as ground layers. In the second approach (Model 2-2D & 3D), the composite soil layers represent soil and jet grouts as together. According to the results of the analyses, it was determined that the lateral displacements, the shear forces and the bending moment in the retaining wall were less in the models, which used the composite soil parameters. Moreover, as expected, three-dimensional analyses gave less displacement value than two-dimensional analyses.

Key Words: jet grouting, lateral displacement, finite element method, drydock, composite soil parameters

1. INTRODUCTION

The Ormara Naval Harbour is located to the southeast of the city of Ormara, Pakistan. The current wharf has been in use since 1995. One of the important structures within the scope of the Ormara Naval Harbour Extension Project (Figure 1) is the dry-dock structure. Dry-dock is a type of onshore structures where decayed or damaged vessels are repaired, or new ones are constructed (Sadeghi et al.,2018). The type of dry-dock is graving dry-docks, where the water in the basin is pumped away for settling down on the slab for dry works. The entrance of the ship and the prevention of seawater are provided by the gates.

The construction of the cantilever wall, formed with 1.2-meter diameter continuous concrete bored piles, for dry-docks structure has 22-meter-deep excavation depth which is supported two rows of concrete bored piles. It was analyzed that the cantilever wall's lateral displacement to exceed the engineering criteria due to higher cantilever wall height and low strength of soil in the project area. As a result, jet columns are designed to reduce the lateral displacements by increasing the soil strength parameters.

In the jet grouting method for ground improvement, the grout is injected with high pressure into the ground. The high velocity of jet erodes the soil replaces some or all of it with grout. This method is widely used in the geotechnical area as the construction of horizontal barriers, control of groundwater, underpinning, tunneling, and support for excavation. The effect of jet columns on lateral displacements is considered in terms of ground improvement with two different approaches. In the first approach, jet columns were used with their strength parameters as ground layers. In the second approach, the composite soil layers represent soil and jet grouts together.

In this study, the reducing of lateral displacement in deep excavation with jet grouting was examined in terms of two approaches on the Ormara Naval Harbour Dry-dock Project. The performance of the approaches was compared with two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) numerical analyzes.



Figure 1. The Project Area

2. MODELING OF THE DEEP EXCAVATION

The models were created by GTS NX software which uses the Finite Element Method for solution of equations. As shown in Figure 2, soil improvement approaches were modeled as Model 1 and Model 2. The depth of the deep excavation is 22 meters in the models. Silty-clay units were introduced to the model as Clay 1, Clay 2, and Clay 3. In Model 1, jet columns were defined as soil layer, and in Model 2, the composite soil layers represent soil and jet grouts together. After the construction of the retaining wall, the site elevations were increased with fill material. Modified Mohr-Coulomb soil model has been selected due to considering the unloading strength parameters for excavation. Continuous bored piles formed the cantilever retaining wall structure. The wall was supported by two rows of concrete bored piles and the cantilever retaining wall and supported piles were connected by the cap at the top. In the model, the ground elevation was at +1.50 m, and the ground water elevation was at -1.0 m. In the model soil weights, distributed project loads, and dynamic load, which was caused by earthquake lateral acceleration, were applied. Moreover, the construction stage type was used as a solution type.

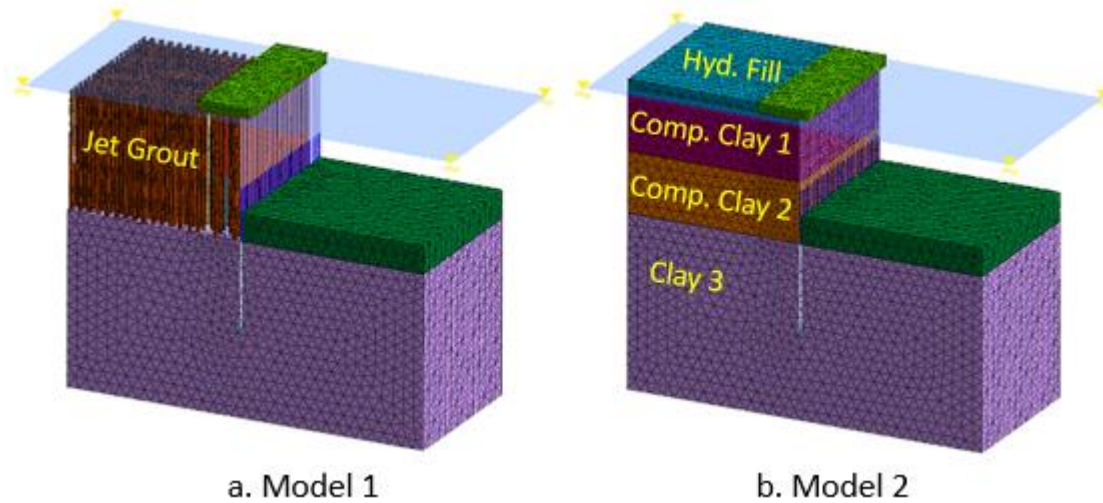


Figure 2. The improved soil models for (a) Model 1, and (b) Model 2

2.1 SOIL AND STRUCTURAL PROPERTIES

According to the soil investigation study, there was a low - medium plasticity silty-clay unit in the project area, and the strength parameters of clay layers increased depending on the depth. According to the standard penetration test (SPT) results on these units, the mean corrected N_{60} value was 5 for the first clay layer, 0 to 10 meters deep, the mean corrected N_{60} value was 9 for the second clay layer, 10 to 22 meters deep, and the mean corrected N_{60} value was 13 for the third clay layer. Modified Mohr-Coulomb soil model was used for these layers due to properly representing soil behavior in the excavation. For jet columns, which was used as a soil layer, and hydraulic fill material, which was used to increase site elevation, Mohr-Coulomb soil model was used. The mobilized shear strains in the jet grout columns have been calculated to ensure sufficient strength can be mobilized at small deformation because jet grouted material is brittle. Moreover, the limiting criterion of maximum shear strain has been adopted as 0.5% (Cheuk et al.,2013). The formulas used in parameter selection of composite materials, which was used in Model 2, was given below (Erol and Çekinmez, 2014). The selected soil parameters under earthquake loading condition were given in Table 1 and Table 2 for the Model 1 and Model 2, respectively.

$$\gamma_{\text{comp}} = \gamma_s(1-a_r) + \gamma_{\text{ig}}a_r \quad (2.1)$$

$$c_{\text{comp}} = c_s(1-a_r) + c_{\text{ig}}a_r \quad (2.2)$$

$$\phi_{\text{comp}} = \tan^{-1} [a_s \tan \phi_s] \quad (2.3)$$

$$E_{\text{comp}} = E_s(1-a_r) + E_{\text{jg}} a_r \quad (2.4)$$

where; a_r = displacement ratio, a_s = soil area ratio, γ_{comp} = unit weight of composite material, c_{comp} = cohesion of composite material, ϕ_{comp} = friction angle of composite material, E_{comp} = deformation modulus of composite material, γ_s = unit weight of soil, c_s = cohesion of soil, ϕ_s = friction angle of soil, E_s = deformation modulus of soil, γ_{jg} = unit weight of jet grout, c_{jg} = cohesion of jet grout, E_{jg} = deformation modulus of jet grout.

Table 1. The Selected Soil Parameters for Model 1

	ψ	c_u (kPa)	ϕ_u	E_s (MPa)	$E_{50 \text{ ref}}$ (MPa)	$E_{50 \text{ oed}}$ (MPa)	E_{ur} (MPa)	m	R_f	ν
Clay 1	0	35	0	-	12	12	36	1	0.9	0.495
Clay 2	0	65	0	-	22	22	66	1	0.9	0.495
Clay 3	0	100	0	-	35	35	105	1	0.9	0.495
Hyd. Fill	0	32	5	80	-	-	-	-	-	0.29
Jet Grout	0	300	0	350	-	-	-	-	-	0.25

Table 2. The Selected Soil Parameters for Model 2

	ψ	c_u (kPa)	ϕ_u	E_s (MPa)	$E_{50 \text{ ref}}$ (MPa)	$E_{50 \text{ oed}}$ (MPa)	E_{ur} (MPa)	m	R_f	ν
Comp. Clay 1	0	87	0	-	78	78	98	1	0.9	0.495
Comp. Clay 2	0	111	0	-	87	87	123	1	0.9	0.495
Clay 1	0	35	0	-	12	12	36	1	0.9	0.495
Clay 2	0	65	0	-	22	22	66	1	0.9	0.495
Clay 3	0	100	0	-	35	35	105	1	0.9	0.495
Hyd. Fill	0	32	5	80	-	-	-	-	-	0.29

Continuous bored piles formed the cantilever retaining wall structure. The pile diameters were 120 cm, and spacing between the piles were 130 cm. 2 rows of concrete bored piles supported the wall. The diameter of the piles were 120 cm, and spacings between piles were 450 cm. The cantilever retaining wall and supported piles were connected by the cap at the top. The cap had a width of 11 m and a height of 2.2 m. All structural elements were modeled as one dimensional (1D) with concrete material. Moreover, piles were created as embedded beam elements, and the cap was created as a beam element. The schematic view of the structural beam element is shown in Figure 3.

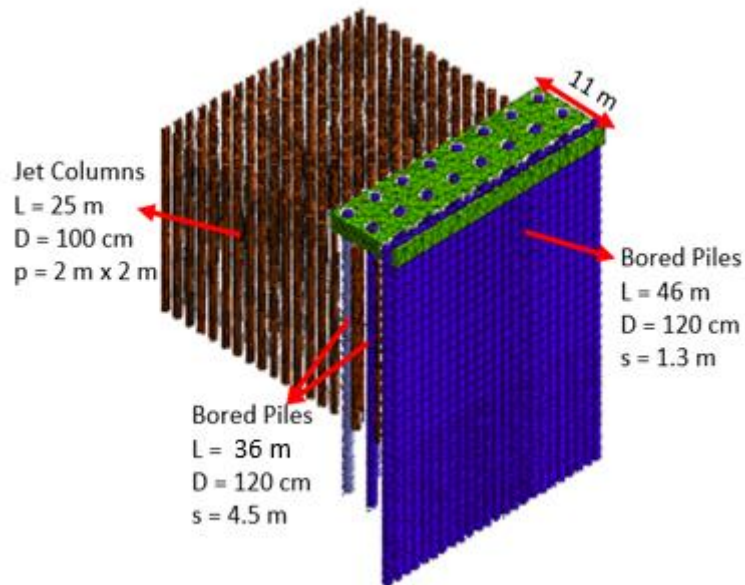


Figure 3. Schematic view of the Structural Element

2.2 CONSTRUCTION AND LOADING CONDITIONS

In each model, there were six construction steps as initial, null, pile construction, excavation (dredge), static loading, and dynamic loading. In the initial stage, the equilibrium conditions were introduced. In the null stage, the strain occurrences and displacements caused by the K_0 differences of the ground were reset. In the pile construction stage, the piles, the jet columns for Model 1 and composite material for Model 2 and the cap were modeled. In the excavation stage, 22 m excavation for dry-dock area was modeled. In the static loading stage,

the crane load that was used for the ship construction was introduced as 60 kPa. In the dynamic loading stage, 0.12g horizontal ground acceleration has been entered into the model.

3. ANALYSES RESULTS

Analyses have performed for Model 1, which in the jet columns were used with its strength parameters as ground layers and for Model 2, which in the composite soil layers represent soil and jet grouts together. The two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) analysis of maximum lateral pile displacement results for model 1 and model 2 at excavation, static loading, and dynamic loading stages are given in Figure 4. In the 3D analysis, for dynamic loading stage, the maximum pile lateral displacement value in Model 1 is approximately 8 times higher than Model 2. Moreover, in 2D analysis, the maximum pile lateral displacement value in Model 1 is approximately 2.3 times more than Model 2.

In addition to the lateral displacement results, the two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) analysis of the shear force results of the piles for model 1 and model 2 at excavation, static loading and dynamic loading stages are given in Figure 5. In the 3D analysis, the shear force values in Model 1 is 2 times higher than those in Model 2 for dynamic loading stage. Moreover, in 2D analysis, the maximum pile lateral displacement value in Model 1 is approximately 1.5 times more than Model 2.

In addition to the lateral displacement and shear force results, the two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) analysis of the bending moment results of the piles for model 1 and model 2 at excavation, static loading, and dynamic loading stages are given in Figure 6. In a 3D analysis, the shear force values in Model 1 is 2.5 times higher than those in Model 2 for dynamic loading stage. Moreover, in 2D analysis, the maximum pile lateral displacement values in Model 1 is approximately 1.5 times more than Model 2.

In general, the differences of shear force results and bending moment results were less than the difference of displacement results for each stage in dynamic loading conditions. Moreover, the two-dimensional analyses for each Model gave higher displacement value than three-dimensional analyses.

These preliminary results show that for Model 2, which analysis the composite material underestimates the lateral displacement, shear force, and bending moment of piles. Therefore,

several parametric analysis and on site-instrumentation tests need to be performed to modify the composite material parameters given in equations 2.1 to 2.4.

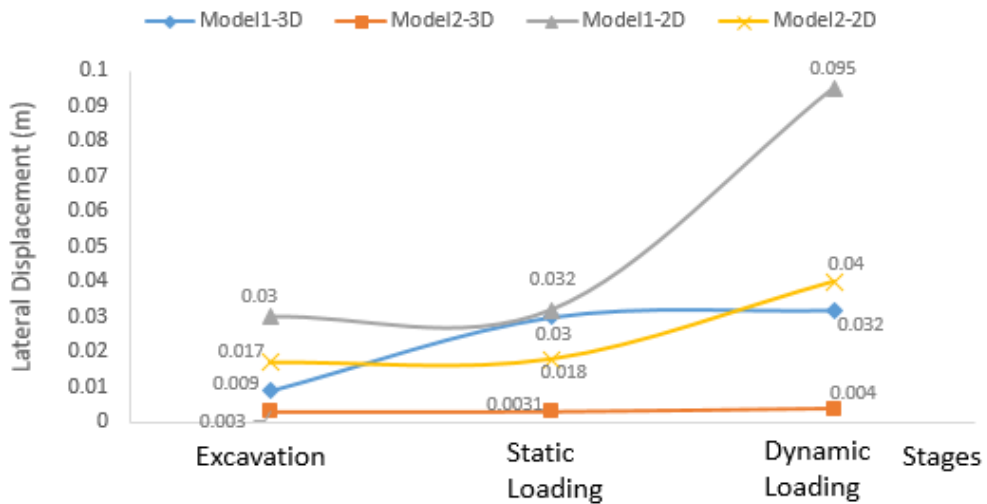


Figure 4. The Maximum Lateral Displacement of Pile at excavation, static loading and dynamic loading stages for each 2D and 3D models

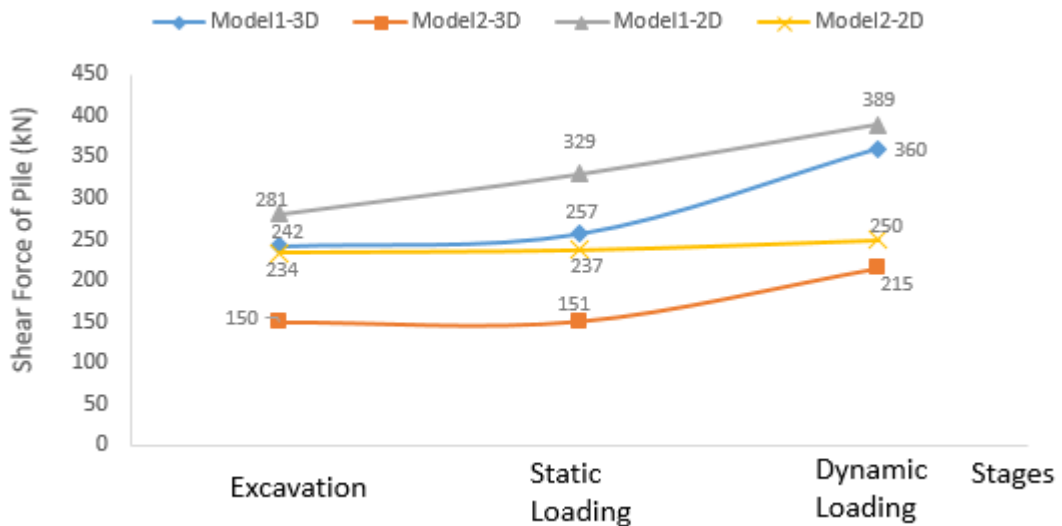


Figure 5. The Maximum Shear Force of Pile at excavation, static loading and dynamic loading stages for each 2D and 3D models

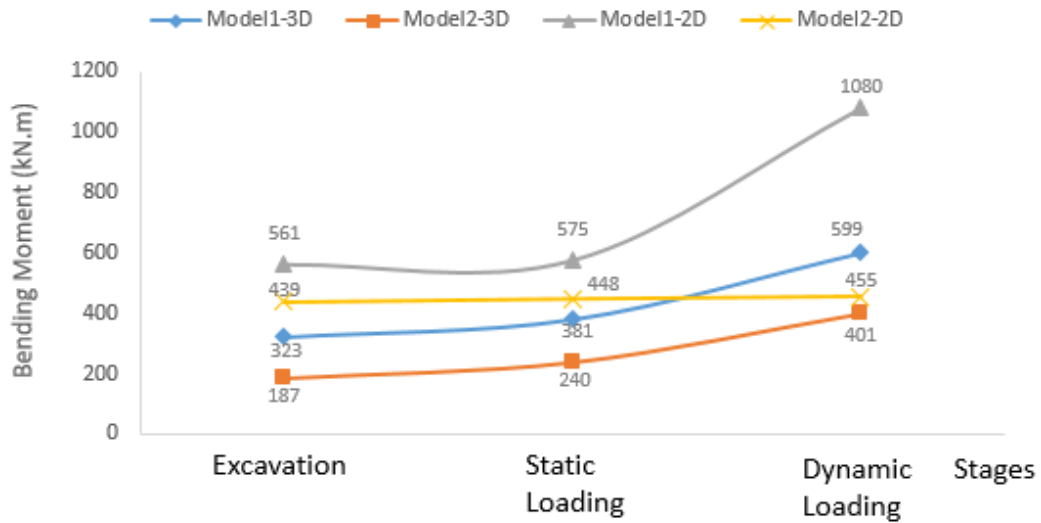


Figure 6. The Maximum Bending Moment of Pile at excavation, static loading and dynamic loading stages for each 2D and 3D models

4. CONCLUSIONS

In this study, 2D and 3D numerical analysis were performed to study the effect of jet grout ground improvement method with two different approaches. In the first approach, jet columns were used with its strength parameters as ground layers, and in the second approach, the composite soil layers represent soil and jet grouts together. The lateral displacements, the shear forces, and the bending moment in the retaining wall during the dynamic loading was investigated. In light of the findings in this study the following conclusions can be made;

- The jet grout ground improvement method is useful to decrease lateral displacements, the shear forces, and the bending moment in the retaining wall.
- The first approach (Model 1-2D & 3D) results were higher than the second approach (Model 2-2D & 3D), This shows that; if the first approach is more accurate than the second approach, the safety of projects is affected negatively. On the contrary, if the second approach is more accurate, the economy and time of projects are affected negatively.
- Although it was reasonable to make two-dimensional analyses due to uniform geometry and loading conditions, the results of the three-dimensional analyses were less than the two-dimensional analyses. Moreover, Model 1-2D analyses were carried out until 0.12

g lateral earthquake acceleration, but in the real project, this value was greater than 0.2 g. As a result, Model 1-2D analysis increase the cost and time of the project.

REFERENCES

- Adsero, M. E. (2008). Impact of Jet Grouting on the Lateral Strength of Soil Surrounding Driven Pile Foundations.
- Ausilio, E., Conte, E., & Dente, G. (2001). Stability analysis of slopes reinforced with piles. *Computers and Geotechnics*, 28(8), 591-611.
- Cheuk, J. C. Y., Lai, A. W. L., Cheung, C. K. W., Man, V. K. W., & So, A. K. O. (2013). The Use of Jet Grouting to Enhance Stability of Bermed Excavation. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*, (1) (pp. 1255-1258).
- de Gijt, J. G., & Broeken, M. L. (Eds.). (2013). *Quay walls*. CRC Press.
- Erol, O and Çekinmez, Z. (2018). *Jet Enjeksiyon Yöntemi*. Yüksel Proje Uluslararası A.Ş.
- Nikbakhtan, B., Pourrahimian, Y., & Aghababaei, H. (2007, June). Investigation of jet grouting effect on slope stability—a case study at the Shahriar dam, Iran. In *Proceedings of the International Mining Congress Exhibition (IMCET 2007)* (pp. 229-237).
- Rawlings, C. (2017, November). Geotechnical finite element analysis-a practical guide. In *PROCEEDINGS OF THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS-CIVIL ENGINEERING* (Vol. 170, No. 4, pp. 152-153). INST CIVIL ENGINEERS, 1 GREAT GEORGE ST, WESTMINISTER SW 1P 3AA, ENGLAND: ICE PUBLISHING.
- Sadeghi, K., Derki, A., & Shlash, A. (2018). DRY DOCKS: OVERVIEW OF DESIGN AND CONSTRUCTION.



STUDY ON THE BEHAVIOR OF REINFORCED WALLS BY SCREW AND GROUTED NAILS IN CLAYEY SOILS

KİL TOPRAKLARDA VİDALI VE YÜKSELTİLMİŞ ÇİVİ TARAFINDAN TAKVİYELİ DUVARLARIN DAVRANIŞI ÜZERİNE ÇALIŞMASI

Pouya ZAHEDI¹

Hossein SOLTANI-JIGHEH *²

ABSTRACT

In this study, excavation walls stabilized by both grouted nail and a new type of screw nail with helix plates and treaded shaft were modelled and the results were compared. The effects of surcharge load and wall height on the screw and grouted nails performance were investigated. The results showed that the settlement profile of the ground surface within the excavated wall has the same shape for different values of slope height, and consists of two main parts, critical and non-critical parts. The length of the critical zone is 0.60-0.7 times of the slope height and the rate of changes of the surface settlement in critical part is greater than the other one. The rate of increase of surface settlement and the maximum settlement of the ground surface at the edge of the reinforced wall by screw nails and grouted nails have the same values in clayey soils. There is not significant difference in safety factor of slope and the vertical and horizontal displacements of the reinforced wall by screw and grouted nails in clayey soils. It can be concluded that, there is not considerable difference between the performance of the screw and grouted nails in clayey soils.

Keywords: New screw nail; Grouted nail; Abaqus-3D; Excavation; Clayey soil.

ÖZET

Bu çalışmada, hem oluklu çiviyle hem de helis plakalı ve işlem görmüş şaftlı yeni bir vida çivisiyle sabitlenen kazı duvarları modellenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ek yük ve duvar yüksekliğinin vida ve oluklu tırnak performansına etkileri incelenmiştir. Sonuçlar, kazılan duvar içindeki zemin yüzeyinin yerleşim profilinin farklı eğim yüksekliği değerleri için aynı şekilde olduğunu ve kritik ve kritik olmayan parçalar olmak üzere iki ana bölümden oluştuğunu göstermiştir. Kritik bölgenin uzunluğu, eğim yüksekliğinin 0.60-0.65 katıdır ve kritik kısımdaki yüzey yerleşiminin değişim oranı diğerinden daha büyüktür. Vidalı çiviler ve oluklu çivilerle, yüzey yerleşimi artış hızı ve betonarme duvarın kenarındaki toprak yüzeyinin maksimum yerleşimi killi topraklarda aynı değerlere sahiptir. Killi topraklardaki emniyet eğiminde ve güçlendirilmiş duvarın dikey ve yatay yer değiştirmelerinde vida ve oluklu çiviler açısından önemli bir fark yoktur. Killi topraklarda vidanın performansı ve oluklu tırnakların arasında önemli bir fark olmadığı sonucuna varılabilir.

¹ Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran, e-mail: zahedi.pouya7@gmail.com

*² Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran, e-mail: hsoltani@azaruniv.ac.ir



Anahtar Kelimeler: Yeni vida çivisi; Oluklu tırnak; Abaqus-3D; Kazı; Killi toprak

1. INTRODUCTION

Screw anchors were firstly used as tie back walls by Chance in civil construction, while screw nails are new elements to stabilize excavation walls [1]. Screw nails made from central rod and helix plates and, in comparison with conventional ones, grouting and auxiliary equipments are eliminated. Consequently, the project costs and construction time decrease [2]. Behavior of conventional screw nails depends on the spacing of the helix plates, which is generally described by ratio of plates spacing to helix diameter (S/D_h).

There is another type of screw anchors without helix plates. In this anchors, the surface of the rod of the screw element is treaded and the interface frictional force between soil and central rod interface resists against pullout forces [3]. Rawat and Gupta studied the performance of this type of screw nails in sandy soils via laboratory and numerical investigations [3]. They proved that the safety factor and the deformations of screw nailed slope respectively are greater and lower than the smooth nails. They also showed that the nails with treaded surface produces a greater interface friction between soil-nail interface than conventional nails due to gain soil-nail interaction. Rawat and Gupta investigated the pullout of helical soil nails by numerical modelling [4]. They showed that Plaxis-2D software with axisymmetric modelling can be used to study the pullout behavior of soil nails, and the pullout capacity of screw nail increases with increasing helix plate number. The inter-helix spacing of helical plates has considerable effects on the pullout capacity of screw nails. Tokhi carried out laboratory tests and numerical modelling to study the pullout force of screw nails in sand. They proved that the pullout force of screw nails in sandy soils increases when the overburden pressure enhances [1].

The most of the studies in this field mainly have been focused on the pullout behavior of the screw nails. In this research, the behavior of reinforced walls by a new screw and grouted nails in clayey soils was studied and compared. In new type of the screw nail, in addition to use the helix plates, the shaft surface is also treaded. Therefore, the frictional force between the shaft-soil interface and the bearing capacity of helix plates provide resisting forces against pullout forces.

2. NUMERICAL MODELLING

2.1. Soil nails and Shotcrete Properties

An 11 m height soil nailed wall by new screw and grouted nails was considered as a base model. The material properties of the soil nails and shotcrete are listed in Table 1.

2.2. Soil Properties

Since the main objective of this research is studying and comparing the behavior of reinforced walls by screw and grouted nails in cohesive soils, therefore, as recommended by FHWA, the medium clay, with geotechnical properties listed in Table 2, was selected for soil materials [5]. A linear elastic-perfect plastic Mohr-Coulomb model used for modeling the soil behavior.

Study on the Behavior of Reinforced Walls by Screw and Grouted Nails in Clayey Soils

Table 1. Material properties of soil nails and shotcrete [1].

Parameters	Soil nails	Shotcrete
Poisson ratio, ν	0.33	0.2
Unite weight, γ (kN/m ³)	78	24
Elastic modulus, E (GPa)	210	21
Yield stress, f_y (MPa)	400	-

Table 2. The material specifications of clayey soil [6].

Parameters	Clayey soil
Internal friction angle, ϕ (Degree)	20
Dilation angle, ψ (Degree)	0
Cohesion, c (kN/m ²)	100
Poisson ratio, ν	0.3
Unite weight, γ (kN/m ²)	18
Elastic modulus, E (MPa)	35

3.2. Model Geometry, Meshing and Boundaries

Nail reinforced walls with three different heights (i.e., 5, 8 and 11 meters) were modelled to evaluate the performance of new screw nails. Three-dimensional geometry of modelled walls is displayed in Figure 1. Boundary conditions was selected in a manner to minimize their effects on the results (see Figure 1).

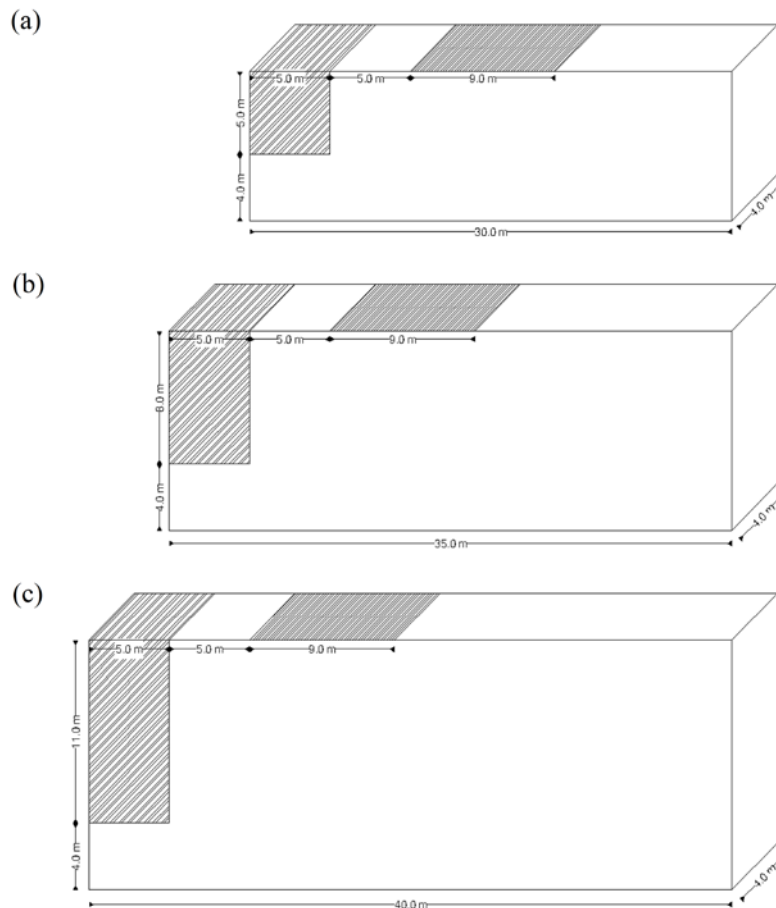


Figure 1. Model Geometry for slopes with height of: a) 5 m, b) 8 m, c) 11 m.

Pouya Zahedi, Hossein Soltani-Jigheh

Vertical boundaries of the model in x -direction were fixed in x -direction, the vertical boundaries of the model in y -directions were fixed in y -direction and the bottom boundary of the model was fixed in all directions, and ground surface is free in all directions. Both soil model and screw nails were modelled by linear hexahedral elements of type C3D8R. Their property was set up as elastic deformable solid elements with each node having three degrees of freedom corresponding to the displacements along the XYZ axis. A schematic view of modeled nail is presented in Figure 2. The main difference between the nail model and the actual geometry is in tip helices which have been simplified to circular disks instead of a continuous spiral. The grouted nails were modelled using truss elements and the shotcrete wall was simulated by shell element with the virtual thickness. The geometry of the soil nails and shotcrete for 11m height wall are presented in Figure 3 and the specification for three modeled walls have been listed in Table 3.

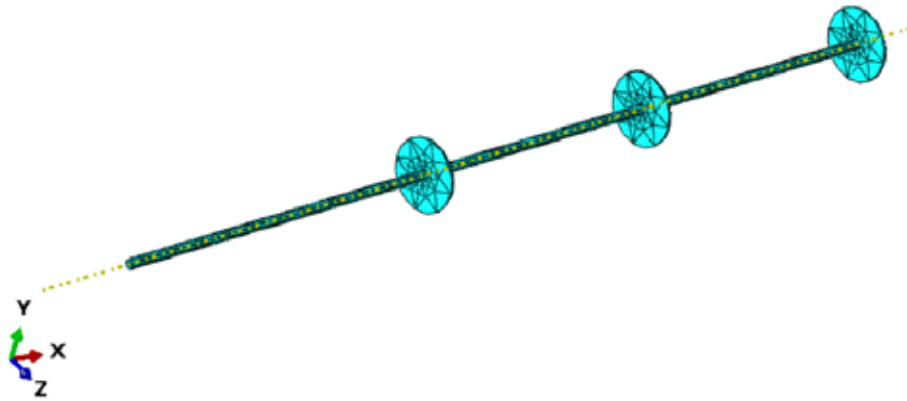


Figure 2. Screw nail model meshing.

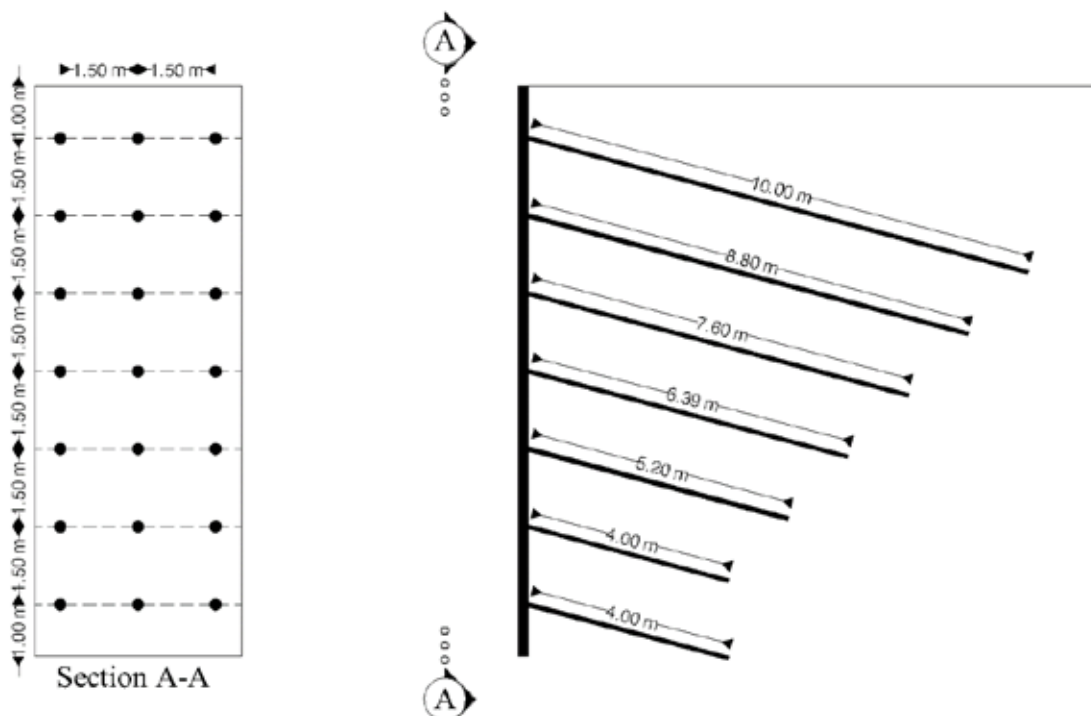


Figure 3. The soil nails arrangement and specifications in 11 m height wall.

Table 3. Geometry of the soil nails and shotcrete wall.

Parameters	Slope height. H (m)		
	5	8	11
Nail length- 1 row (m)	5.00	8.00	10.00
Nail length- 2 row (m)	3.80	6.80	8.80
Nail length- 3 row (m)	3.80	5.60	7.60
Nail length- 4 row (m)	-	4.40	6.40
Nail length- 5 row (m)	-	4.40	5.20
Nail length- 6 row (m)	-	-	4.00
Nail length- 7 row (m)	-	-	4.00
Shotcrete thickness, t (m)	0.05	0.10	0.20
Nails angle (Degree)	15	15	15
Shaft diameter of soil nails, d (m)	0.02	0.02	0.02
Helix plate diameter, D (m)	0.30	0.30	0.30
Inter-helix spacing, S (m)	1.20	1.20	1.20
Vertical and horizontal spacing of the soil nails (m)	1.50	1.50	1.50

2.3. Interaction

The materials of shotcrete and grouted nail are completely attached to the soil grains and there is no slip in the interface of soil-grouted nail and soil-shotcrete. Therefore, the penalty method with the strength reduction factor of 1.0 was utilized to model the soil-shotcrete interface behavior. The grouted nails are considered as embedded region within the soil [7].

To simulate the treaded surface of the rod in screw nails, in general, penalty method with the strength reduction factor of 1.0 is utilized [3, 8]. The results of pullout behavior of new screw nail, modelled in Plaxis software by penalty method (PM) and embedded region method (EM), indicated that there is no clear difference between the pullout force of the nails (Figure 4) and shear strain patterns of the soil (Figure 5), obtained from both methods. Therefore, the new screw nails are considered as embedded region within the soil. According to the Figure 5, the pullout force of the new screw nails is greater than the pullout force of conventional screw nails by 10%.

2.4. Parametric Analysis

In this research, the behavior of the reinforced wall by screw and grouted nails including, vertical and horizontal displacement of the reinforced wall and the safety factor of the slope with and without overburden pressure for different values of slope height were investigated. Also, the displacements of the adjacent soil of the slope reinforced by screw and grouted nails were studied.

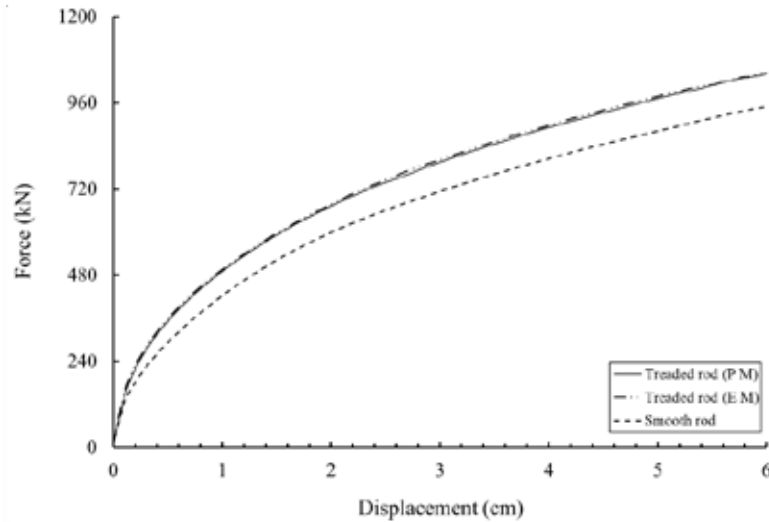


Figure 4. The pullout force of the screw nail with and without treaded shaft.

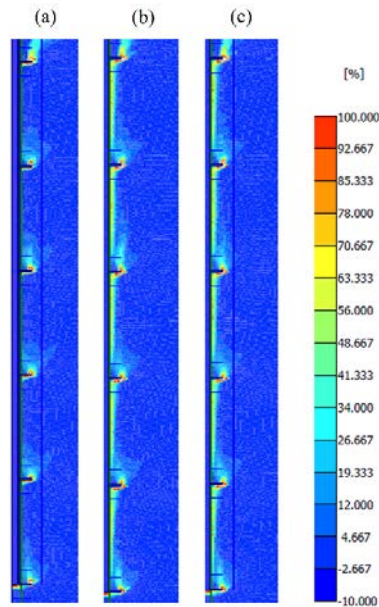


Figure 5. The shear strain patterns of the soil within screw pile with: a) Treaded shaft modelled by PM, b) Treaded shaft modelled by EM, c) Smooth shaft.

3. RESULT AND DISCUSSION

3.1. Lateral Displacements

The maximum lateral displacement at edge of the walls reinforced by screw nails are lower than those grouted nails (Figure 6), however, the difference values are negligible. For instance, the lateral displacements of the grouted nailed wall with 11 m height under surcharge pressure (L) of 0, 20, 30 and 40 kN/m^2 are higher than those obtained for screw nailed walls and the differences almost are 1.4%, 1.8%, 1.9% and 2.0%, respectively. Therefore, it can be said that screw and grouted nails have similar performance in controlling the lateral displacements of the nailed wall in medium clayey soils.

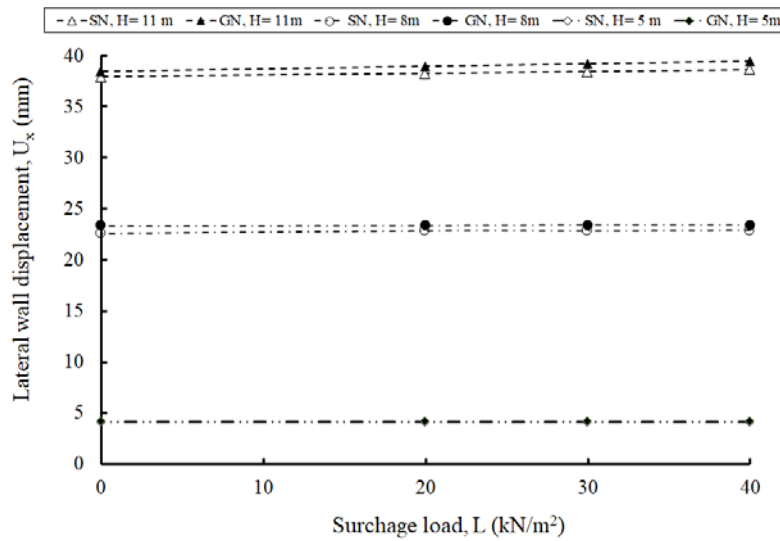


Figure 6. Comparison maximum lateral displacement of walls reinforced by screw and grouted nails with height of 5 m, 8 m and 11 m.

3.2. Settlement at Ground Surface

The settlement profile of the ground surface behind the walls reinforced by screw and grouted nails are compared in Figure 7. It can be found that the settlement profile of the ground surface have the similar shapes for different wall heights, and consists of two main parts, critical and non-critical parts. The rate of increasing of settlement and the maximum settlement at the wall edge have closer values in clayey soil in both screw and grouted nails. The maximum settlement versus overburden pressure (Figure 8) revealed that there is not considerable difference between the performance of the screw and grouted nails in controlling the vertical displacements of the reinforced walls.

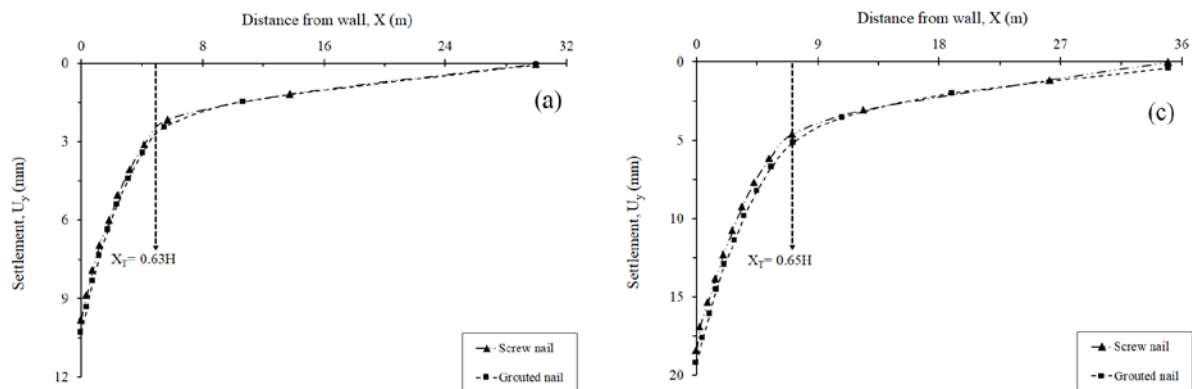


Figure 7. Settlement profile of ground surface for walls with height of: a) 11 m, b) 8 m.

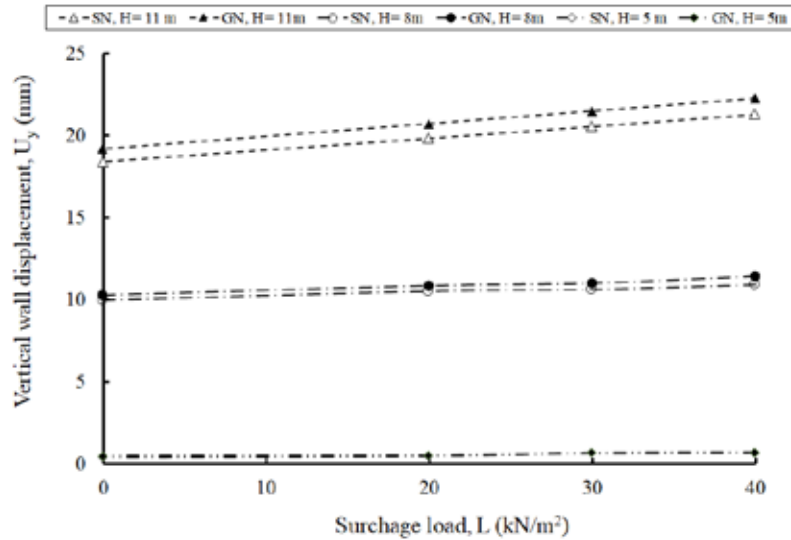


Figure 8. Vertical displacement of the reinforced wall by screw and grouted nails in clayey soil with the height of 5 m, 8 m and 11 m.

3.3. Factor of Safety of the Slope

The safety factor of the walls reinforced by screw and grouted nails for wall heights of 8 m and 11 m at various surcharge pressures is presented in Figure 9. The results shows that there is not considerable difference between the safety factor of the slope reinforced by screw and grouted nails in clayey soils.

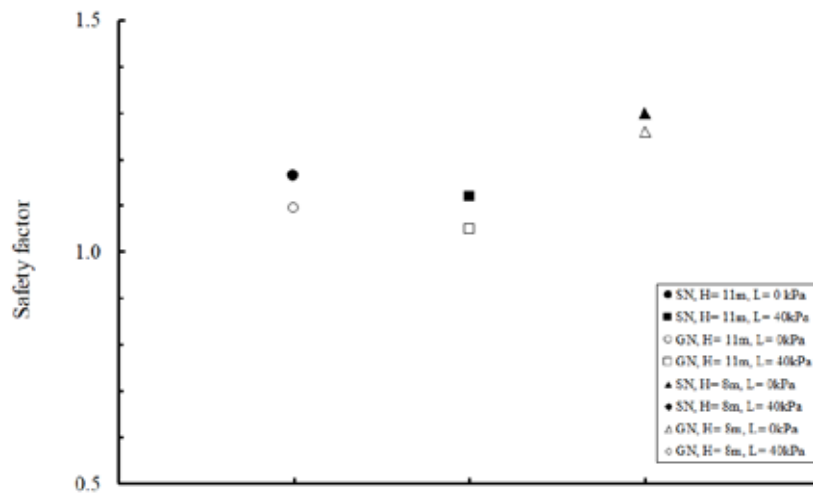


Figure 9. The factor of safety of excavations with heights of 8 m and 11 m reinforced by screw and grouted nails under surcharge load values of 0 and 40 kN/m².

4.3. Discussion

According to Merifield, the uplift capacity of screw anchors is defined by the summation of the frictional force between soil cylinder and surrounding soil (first term of Eq (1)) and the pullout resistance of the topmost helix plate (second term of Eq.(1)) [10]:

$$Q_u = \pi \cdot D \cdot L_p \cdot (c + \sigma_v \tan \phi) + \frac{\pi D^2}{4} \cdot (1.3cN_c + \sigma_v N_q) \quad (1)$$

where, D (m^2) is the helix plate area, L_p (m) is the space of the first and last helix plates, c (kN/m^2) is the cohesion of the soil, σ_v (kN/m^2) is the effective overburden pressure at helix plate, ϕ (degree) is the soil internal friction angle, N_c and N_q are the bearing capacity factors for general shear [11].

In clayey soils, $\tan \phi$ and N_q parameters have low values and, therefore, the pullout capacity of the screw nails are mainly dependent on the cohesion parameter and the effect of overburden pressure and embedded depth of the nails is the next priority. As a result, it becomes clear why the overburden pressure and excavation height have not significant effects on the effectivity of the screw nails in clayey soils.

4. CONCLUSION

The present study deals with the behavior of the reinforced wall by new screw nails and grouted nails in medium clayey soils. Based on the results, the following conclusions may be drawn:

- Although the maximum lateral displacement at edge of the walls reinforced by screw nails are slightly lower than those grouted nails, however, it can be said that screw and grouted nails have similar performance in controlling the lateral displacements in medium clayey soils.
- The settlement profile of the ground surface behind the wall face has the same pattern for different excavation height, and consists of two main parts, critical and non-critical parts.
- The length of the critical zone is 0.60-0.7 times of the slope height and the rate of changes of the surface settlement in critical part is greater than the second one.
- In general, safety factor of screw nailed walls is higher than that of grout-nailed walls, but the difference is not impressive in clayey soils
- It can be concluded that, regardless the advantages of the screw nails in sandy soils, screw nails have not sufficient efficiency in clayey soils when they are compared with grouted nails.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research has been supported by Azarbaijan Shahid Madani University and “Omran Tejarat Marpich Aras” knowledge based enterprise. The authors special thanks to the their authorities for their help on this research.

REFERENCES

- [1] Tokhi, H, (2016), “A Study of New Screw Soil Nail”, RMIT University, Civil Environmental and Chemical Engineering, Melbourne, Australia.
- [2] Hubble Power Systems Inc., (2015), “Soil Screw Design Manual”, Second Edition, Chance Civil Construction, USA.
- [3] Rawat, S., and Gupta, A.K., “Testing and Modelling of Screw Nailed Soil Slopes”, Indian Geotechnical Journal, Vol. 48 (1), pp. 52-71, 2018.



- [4] Rawat, S., and Gupta, A.K., “Numerical Modelling of Pullout of Helical Soil Nail”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 9(4), pp. 648-658, 2017.
- [5] Lazarte, C.A., Robinson, H., Gómez, J.E., Baxter, A., Cadden, A., and Berg, R., (2015), “Soil Nail Walls Reference Manual” (No. FHWA-NHI-14-007).
- [6] Zhu, T., (2013), “Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials (Geologic and otherwise). Accessed Jan, 9, 2013.
- [7] ABAQUS Analysis User’s Manual (2017).
- [8] Brinkgreve, R.B. J., Broere, W., and Waterman, D., (2002), “Plaxis V8, Reference Manual”, Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands.
- [9] Singh, V.P., and Babu, G.S., “2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls”, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 28 (4), pp. 299-309, 2010.
- [10] Merifield, R.S., “Ultimate uplift capacity of multiplate helical type anchors in clay”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 137 (7), pp.704-716. 2010
- [11] Terzaghi, K. (1943). “Theoretical soil mechanics”, Wiley, New York.



A STUDY ON THE BEARING CAPACITY OF SCREW PILES IN SAND

KUMDA VİDA YIĞINLARININ RULMAN KAPASİTESİ ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA

Pouya ZAHEDI¹

Hossein SOLTANI-JIGHEH ^{*2}

ABSTRACT

Screw piles, as a member of screw anchor group, are designed to resist axial compression, axial tension and lateral loads. In this study, the effects of helix spacing on screw piles behavior and soil properties on the bearing capacity of these piles under compressive loading in sandy soils are investigated.

The results show that the bearing capacity of screw piles increases with rising the elastic modulus and internal friction angle of the soil. The bearing capacity of pile is relatively more sensitive to change of helix diameter in soils with high elastic modulus. At screw piles with great helix spacing, helix plates act individually, while for ones with low helix spacing the soil between helix plates acts as rigid cylindrical soil. In addition to the introduced mechanisms of screw pile performance, the new behavior of screw pile was identified, which is the combination of previous mechanisms. Also, there is a direct relationship between the elastic modulus and internal friction angle of soil and bearing capacity of screw piles.

Keywords: Screw Pile; Bearing Capacity; Plaxis Software; Soil Properties

ÖZET

Vida yığınları, vida çapa grubunun bir üyesi olarak eksenel sıkıştırma, eksenel gerilim ve yanal yüklere karşı dayanıklı olarak tasarlanmıştır. Bu çalışmada, sarmal aralığının vida yığınları davranışı ve toprak özellikleri üzerindeki etkileri kumlu topraklarda sıkıştırıcı yüklemeye altında bulunan bu yığınların rulman kapasitesi üzerine araştırılmıştır. Sonuçlar, vida yığınlarının rulman kapasitesinin toprağın elastik modülünü ve iç sürtünme açısının yükselmesiyle arttığını göstermektedir. Kazık rulman kapasitesi yüksek elastik modülle topraklarda sarılık çapının değişimine göre daha hassastır. Büyük sarkıt aralığına sahip vida yığınlarında, sarilis plakaları ayrı ayrı hareket ederken, sarik plakalar arasındaki toprağı nitresiyonu olan saraklı kısıklıklı olanlar sert silindirik toprak görevi görür. Vida

¹ Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran, e-mail: zahedi.pouya7@gmail.com

^{*2} Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran, e-mail: hsoltani@azaruniv.ac.ir

kazık performansı nın tanıtılan mekanizmalarına ek olarak, vida yığınının yeni davranışı tespit edilmiştir, bu da önceki mekanizmaların birleşimidir. Ayrıca, toprağın elastik modül ve iç sürtünme açısı ile vida yığınlarının rulman kapasitesi arasında doğrudan bir ilişki vardır.

Anahtar Kelimeler: Vida Kazık; Rulman Kapasitesi; Plaxis Yazılım; Toprak Özellikleri

1. INTRODUCTION

Screw piles are a member of screw anchor group, which are designed to resist axial compression, axial tension and lateral loads. Screw anchor group consists of screw nails, screw tie back walls, screw piles (Figure 1) and screw micro piles. In these elements, because of eliminating grout and auxiliary equipment, the project costs and construction time decrease (Perko, 2009).

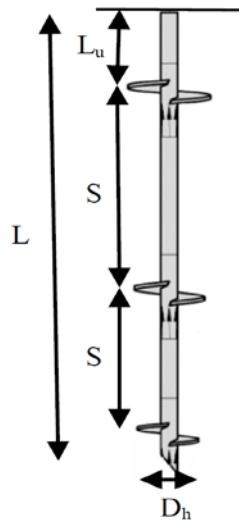


Figure 1. Geometry of screw pile.

Screw piles were firstly used in England for moorings and the foundation of lighthouse structures. Application of these piles developed worldwide during nineteenth century (FSI Technical Manual, 2014). Pile behavior against compressive loading depends on the ratio of plate spacing to helix diameter (S/D_h). For S/D_h values higher than 3, helix plates act individually and ultimate pile capacity is equal to the sum of the individual helix plate capacities (Adams and Klym, 1972; Hoyt and Clemence, 1989). For S/D_h values lower than 3, the soil between helix plates acts as rigid cylinder of soil and ultimate pile capacity determine by the summation of the shear strength of the soil cylinder and end bearing of lower helix (Mitsch and Clemence, 1985).

Zhang et al. (1999) showed that, in cohesionless soil, if S/D_h is less than 2.0, the soil between helix plates behaves like a cylinder and failure will be cylindrical. Donal and Clayton (2005) and Canadian and European offices (2010) reported that, in cohesionless soil, when spacing ratio of helix plates is greater than 3.0, each helix plates behave independently. In order to study the failure mechanism of soil between helix plates, several

A Study on the Bearing Capacity of Screw Piles in Sand

laboratory studies have been done by Hoyt and Clemence (1989), Narasimha and Prasad (1993), Meyerhof and Adams (1968) and Bella (1961). The failure mechanism of soil around helix plates have been investigated by Sakr (2011) using large scale tests.

In this study, the effect of helix plate spacing on screw pile behavior and the impact of soil properties on the bearing capacity of these piles were investigated.

2. NUMERICAL MODELLING

2.1. Pile Characteristics

As shown in Figure 1, screw pile with length (L) of 10 meters, shaft diameter of 10 centimeters, helix diameter of 50 centimeters and helix thickness of 2 centimeters modeled. The helix plates are simulated by circular disks and linear elastic model was used to model pile material with listed properties in Table 1. An axisymmetric condition was used to model the pile and its surrounding soil via Plaxis software.

Table 1. Pile material properties

Parameters	Values
Poisson ratio, ν	0.33
Unit weight, γ (kN/m ³)	78.0
Modulus of elasticity, E (GPa)	210

2.2. Soil Properties

Since the main objective of this study is evaluating the bearing capacity of screw pile within soil with various properties, a base sandy soil, with specification listed in Table 2, was used. A linear elastic-perfect plastic Mohr-Coulomb model was selected for modeling the behavior of sandy soil.

Table 2. Soil properties.

Parameters	Values
Internal friction angle, ϕ_i (degree)	25
Cohesion, c_i (kN/m ²)	0
Poisson ratio, ν_i	0.33
Unit weight, γ_i (kN/m ³)	18
Modulus of elasticity, E_i (MPa)	48

2.3. Model Geometry, Meshing and Boundaries

To minimize the effects of boundary condition on the results, Prat and Mestat recommendations were considered in geometry modeling (Salhi et al., 2013). They recommended that the width and depth of the model should be twice and three times the pile length, respectively (Figure 2). Interface elements with Mohr-Coulomb criteria utilized to simulate pile and soil interaction. As proposed in Brinkgrieve et al., (2002), shear strength reduction factor (R_{int}) for interface material is considered 0.65.

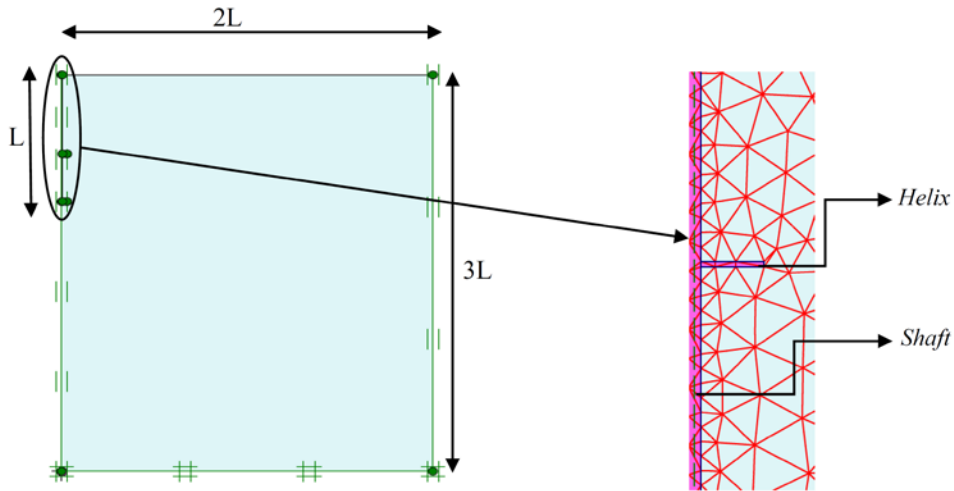


Figure 2. Details of model meshing.

2.4. Parametric Analysis

In general, two series of analyses were performed. In first series, the effects of helix plate spacing on the pile behavior were investigated. For this aim, screw piles with S/D_h of 18, 9, 4.5 and 2.25 were modeled and analyzed under compressive loading (Figure 3).

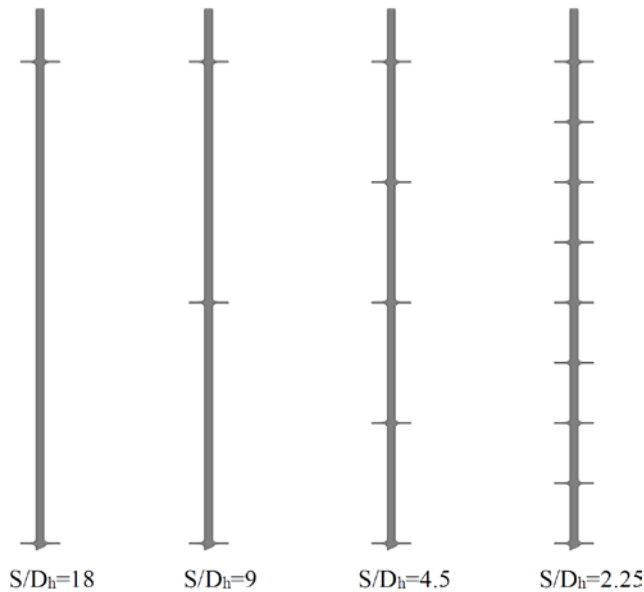


Figure 3. Screw piles with various helix plate spacing.

In second series, the impact of soil properties, including elastic modulus (E) and internal friction angle (ϕ), were studied on the bearing capacity of screw piles under compressive loading with various helix diameters. In this series, a 2-helix screw pile with the inter-helix spacing to helix diameter ratio (S/D_h) of 5 was considered. In parametric analyses, for evaluating the effect of E and ϕ parameters, a parameter was changed and other ones were assumed according to base model. To compare the effect of soil properties on the bearing capacity, the selected value of E varies from 15-75 MPa and ϕ changes from 24 to 34 degrees.

A Study on the Bearing Capacity of Screw Piles in Sand

2.5. Estimating Bearing Capacity of Screw Pile

There are several criteria for calculating the bearing capacity of screw piles. According to ISSMGA, the bearing capacity of screw pile (Q_u) was defined as a load that produces a settlement value of 10 percent of the largest helix diameter (Mohajerani et al., 2016). Derivation of Q_u with mentioned methodology for base model is depicted in Figure 4.

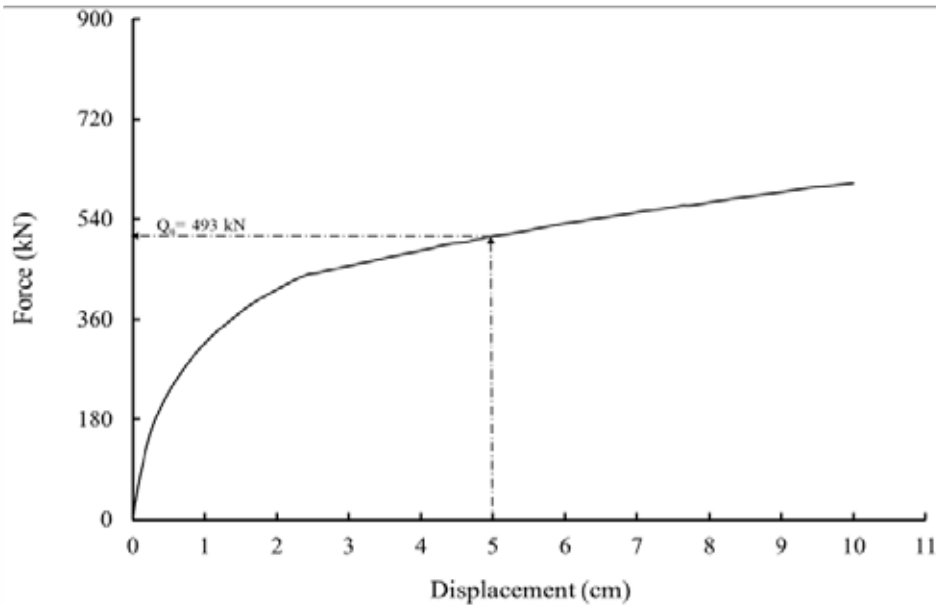


Figure 4. Axial force-displacement of screw pile.

3. RESULT AND DISCUSSION

3.1. Effect of Helix Plate Spacing (S/D_h)

Distribution of shear strain patterns along pile length (Figure 5) indicates that, for S/D_h of 18 and 9, the shear strains are produced in the vicinity of helix plates and there is no shear strain at the soil between plates; i.e., helix plates act individually. For $S/D_h = 2.25$, shear strains induce in the soil around the pile, which means that the soil between the plates acts as a cylinder. For $S/D_h = 4.5$, induced shear strains concentrate within the soil around the helix plates, nonetheless there is straining at the soil between the helix plates. It proves that for $S/D_h = 4.5$, the behavior is in intermediate.

Bearing capacity of screw pile versus spacing ratio indicates that for S/D_h greater than 4.5, with an increase in S/D_h value the bearing capacity decreases and the increment value remains constant for S/D_h lower than 4.5 (Figure 6). It means that adding helix plates has not any effect on the bearing capacity of screw pile for $S/D_h < 4.5$. As shown in Figure 5, for $S/D_h = 4.5$ the behavior of screw pile changes gradually to shear cylinder, when inter-helix spacing ratio decreases. Therefore, the adding helix plate cannot act individually and enhance the bearing capacity.

3.2. Effect of soil elastic modulus (E)

The bearing capacity of screw piles with various helix diameter gains when the elastic modulus of soil increases (Figure 7). This figure explains that Q_u is more sensitive to

Pouya Zahedi, Hossein Soltani-Jigheh

changes in modulus of elasticity when E values are low. For example, for pile with $D_h=0.6$ m, Q_u increases about 15% when E parameter increases from 15 to 25 MPa, while the increment value is about 3% when E rises from 65 to 75 MPa.

The bearing capacity of screw piles within the soil with higher E values is relatively more sensitive to change of helix diameter. For example, increasing D_h from 0.3 to 0.6 m, enhances Q_u value about 217% and 244% for soil with $E = 15$ and 75 MPa, respectively.

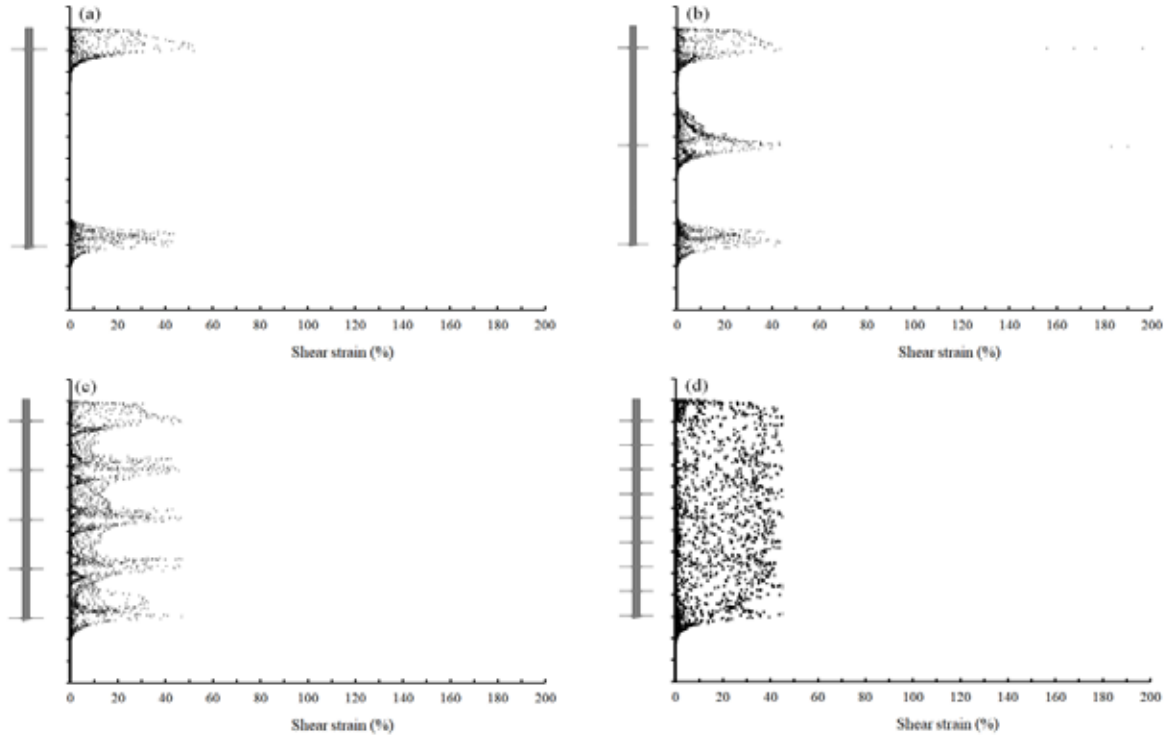


Figure 5. Shear strain distribution along the screw pile with: (a) $S/D_h=18$, (b) $S/D_h=9$, (c) $S/D_h=4.5$, (d) $S/D_h=2.25$.

Figure 6. Bearing capacity of pile with different inter-helix spacing.

A Study on the Bearing Capacity of Screw Piles in Sand

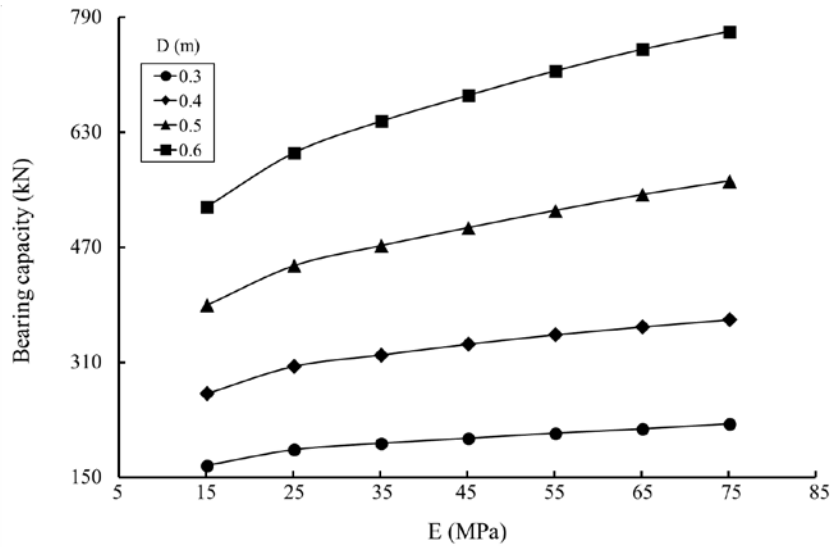


Figure 7. The bearing capacity of pile versus soil elastic modulus.

3.3. Effect of soil friction angle (ϕ)

Figure 8 indicates that there is a direct relationship between the soil internal friction angle and bearing capacity of screw pile, so that as internal friction of the soil increases, the bearing capacity of screw pile rises.

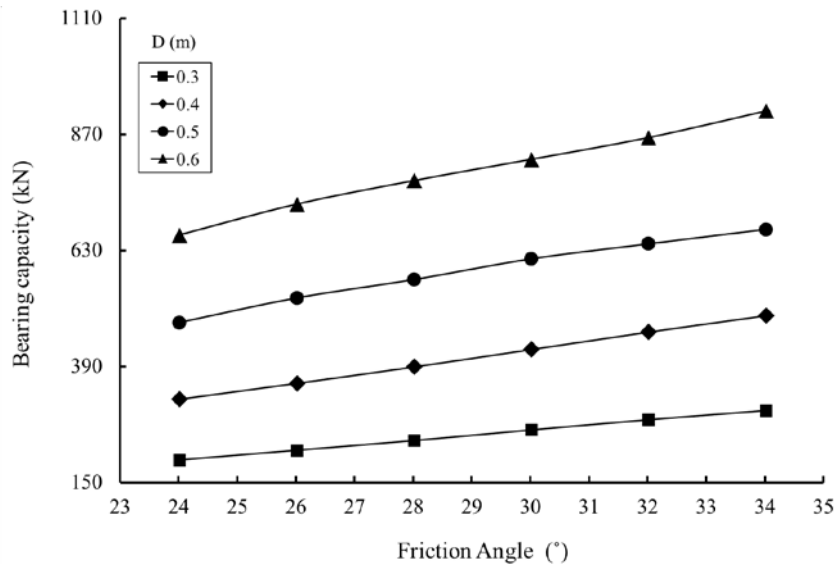


Figure 8. Effect of friction angle on the bearing capacity of pile.



Pouya Zahedi, Hossein Soltani-Jigheh

4. CONCLUSION

In the present study, the effects of helix plate spacing on the pile behavior as well as soil properties effect on the bearing capacity of screw piles in dry sand were investigated. Based on the results, the following conclusions can be made:

1. In addition to the introduced mechanisms of screw pile performance, the new behavior of screw pile was identified, which is the combination of previous mechanisms.
2. For S/D_h values lower than 4.5 the bearing capacity of screw pile remains fix when S/D_h value decreases and the associated value rises for S/D_h values greater than 4.5.
3. There is a direct relationship between the E and ϕ values of soil and bearing capacity of screw piles.
4. The bearing capacity of pile is relatively more sensitive to change of helix diameter when soil elastic modulus is high.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research has been supported by Azarbaijan Shahid Madani University and “Omran Tejarat Marpich Aras” knowledge-based enterprise of Aras Free Zone. The authors special thanks to the their authorities for their help on this research.

REFERENCES

- Adams, J.I., and Klym, T.W., “A Study of Anchorages for Transmission Tower Foundations”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9 (1), pp. 89–104. 1972, Doi:10.1139/t72-007.
- Brinkgreve, R.B. J., Broere, W., and Waterman, D., (2002), “Plaxis V8, Reference Manual”, Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands.
- Bella, A., “The Resistance to Breaking-out of Mushroom Foundations for Pylons”, Proceeding of the 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, Vol. 1, pp. 269-576, 1961.
- Donal, J., and Calyton P.E., “Basic Helical Screw Pile Design”, ECP Torque Anchor Brand of Helical Screw Piles, Earth Contact Products, pp. 1-28, 2005.
- Foundation support works Inc., (2014), “FSI Technical Manual, Second Edition”.
- Head Office and Canadian Offices., (2010). European Offices, “Helical Pile Engineering Handbook. HPS 7th Edition”, pp. 20-28.
- Hoyt, R.M., and Clemence, S. P., “Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil”, Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 2, pp. 1019–1022, 1989.

A Study on the Bearing Capacity of Screw Piles in Sand

Lutenegger, A.J., “Behavior of Multi-Helix Screw Anchors in Sand”, Proceedings of the 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011.

Meyerhof, G.G., and Adams, J.I., “The Ultimate Uplift Capacity of Foundations”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4 (5), pp. 225-244, 1968.

Mohajerani, A., Bosnjak, D., and Bromwich, D., “Analysis and Design Methods of Screw Piles: A Review”, Soils and Foundations, Vol. 56 (1), pp. 115-128, 2016.

Mitsch, M.P., and Clemence, S.P., “The Uplift Capacity of Helix Anchors in Sand. In Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil”, Proceedings of a Session Sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in Conjunction with the ASCE Convention, Detroit, Mich. ASCE, New York. pp. 26–47, 1985.

Narasimha R.S., Prasad, Y., “Estimation of Uplift Capacity of Helical Piles in Clays”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119 (2), pp. 352-357, 1993.

Perko, H.A., (2009), “Helical Piles: A Practical Guide to Design and Installation”, 1st Edition by John Wiley Sons Ed., 512 p.

Sakr M., “Installation and Performance Characteristics of High Capacity Helical Piles in Cohesionless Soils”, Deep Foundation Institute Journal, Vol. 5 (1), pp. 39-57, 2011.

Salhi, L., Nait-Rabah, O., Deyrat, C., and Roos, C., “Numerical Modeling of Single Helical Pile Behavior under Compressive Loading in Sand”, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 18, pp. 4319-4338, 2013.

Zhang, D., (1999), “Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils”, MSc. thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KAYA OYMA YAPILARIN DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF ROCK CAVERN STRUCTURE WITH NUMERICAL ANALYSIS

Bahar YAMAN^{1*}

Mehmet M. BERİLGİN²

Murat E. SELÇUK³

ABSTRACT

Rock cavern structures used for living or storage purposes are being widely built in Nevşehir region, today. In the scope of this research, rock cavern structure used for storage purposes were examined. Geological environment conditions of Nevşehir Kavak region were taken into consideration and numerical analyses were made by finite element software in this study. Linear Elastic and Perfectly Plastic models were used in the numerical analyses. Displacements, total deviatoric, and normal stressed were evaluated in these numerical analyses. In addition to this, the effective parameters on the behavior of rock cavern structures were examined by sensitivity and parameter analyses using Linear Elastic and Perfectly Plastic models. As a result of the numerical analyses, it is observed that compressive stresses mostly observed around the rock cavern structure. The results of Linear Elastic and Perfectly Plastic model were found to be close to each other and the selected parameters remained within elastic limits.

Key Words: Rock cavern structure, linear elastic model, ideal plastic model, sensitivity

ÖZET

Yaşam ve depo amaçlı kullanılan kaya oyma yapılar, günümüzde Nevşehir bölgesinde yaygın olarak inşa edilmektedir. Bu araştırma kapsamında depo amaçlı yapılan kaya oyma yapılar incelenmiştir. Yapılan inceleme de Nevşehir Kavak bölgesi jeolojik ortam şartları göz önünde bulundurularak sonlu elemanlar yazılımı ile sayısal analizler yapılmıştır. Nümerik analizlerde Lineer Elastik ve İdeal Plastik bünye modelleri kullanılmıştır. Kullanılan bu bünye modelleri ile yer değiştirme, kayma şekil değiştirmesi ve gerilme durumu incelenmiştir. Bunlara ek olarak İdeal Plastik bünye modeli kullanılarak sensitivite ve parametre analizi yapılmış, oyma yapı üzerinde etken parametreler belirlenmiştir. Yapılan sayısal analizler sonucunda oyma yapı etrafında çoğunlukla basınç gerilmelerinin oluştuğu gözlenmiştir. Lineer Elastik ve İdeal Plastik bünye modeli sonuçlarının birbirine yakın olduğu, seçilen parametrelerin elastik sınırlar içinde kaldığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kaya oyma yapılar, lineer elastik model, ideal plastik model, sensitivite

¹ Geoteknik ABD Yüksek Lisans Öğrencisi, Yıldız Teknik Üniversitesi, bahar.yaman.41@gmail.com

² Prof. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, berilgen@yildiz.edu.tr

³ Dr. Öğr. Üyesi, Yıldız Teknik Üniversitesi, meselcuk@yildiz.edu.tr

1. GİRİŞ

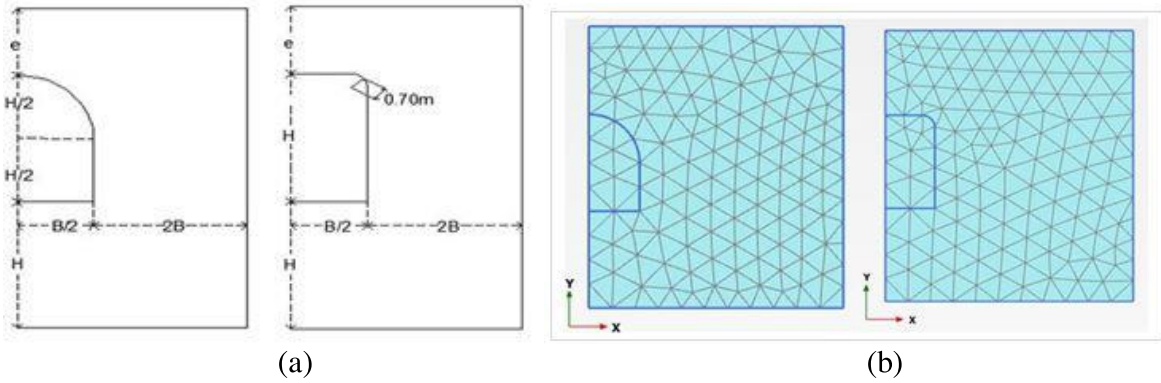
Varlığı tarih öncesi devirlere dayanan kayadan oyma yapılar medeniyetin ihtiyaçları doğrultusunda hep kullanılmıştır. Kentlerin, yoğun nüfusa karşın dar yerleşim alanlarını artırmak için yeraltında otopark, depo gibi yeni yaşam alanları açılırken kent dışındaki alanlarda ise tarım ürünlerinin saklanması, savunma amaçlı yapılar ve atıkların bertaraf edilmesi ihtiyaçları için yeraltı yapıları inşa edilmektedir. İhtiyaca göre uygun jeolojik ortamlarda inşa edilen yeraltı yapılarının önemli bir kısmını kayada açılanlar oluşturmaktadır. Bir yeraltı yapısının kayaların oyularak açılması elde edilmesi durumunda destekleme ihtiyacı olmaması veya çok az olması onu çok çok cazip bir yapı durumuna sokmaktadır. Diğer yandan kaya içinde oluşturulan mekânın ortam sıcaklığı tarım ürünlerinin uzun saklanmasına olanak vermekte böylece enerji tasarrufu da sağlanabilmektedir (Örüng vd., 2016). Böylesi bir kaya oyma yapı ülkemizde en yaygın olarak Nevşehir bölgesinde bulunmaktadır. Konut ve tarım ürünlerinin depolanması için kullanılan bu yapıların mühendislik ilkelerine göre tasarımı ve inşası için ülkemizde 2017 yılında Kayadan Oyma Yapılar Yönetmeliği yayımlanmıştır.

Bu bildiriye Nevşehir Kapadokya bölgesinde volkanik tüflerde depo amaçlı açılan kayadan oyma yapıların sayısal analizlerle incelenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda, bölgede yaygın olarak kullanılan kemerli ve düz tavanlı iki kayadan oyma yapı davranışı sayısal analizlerle incelenmiştir. Sayısal analizler için sonlu elemanlar yöntemi benimseyerek kaya davranışını da modelleyebilen Plaxis 2D yazılımı kullanılmıştır. Düzlem şekil değiştirme idealizasyonu ile yapılan analizlerde Lineer Elastik ve İdeal Plastik bünye modelleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde ele alınan modellerin geometrisi Kayadan Oyma Yapılar Yönetmeliği 2017’de önerilen boyutlar ve sahada yerinde yapılan gözlemlere dayandırılmıştır. Kaya malzeme özellikleri ise Nevşehir’in Kapadokya Bölgesi’nde yer alan tuf kayaç için literatürde yer alan değerlerden elde edilmiştir.

2. SAYISAL MODELLEME

Kayadan oyma yapıların boyut ve şekilleri bölgede var olan jeolojik birimlere, inşa alanına uygun makine boyutlarına ve kaya süreksizlik içeriği gibi birçok etkene bağlıdır. Nevşehir bölgesi için kaya oyma yapı boyutları bölgeden bölgeye farklılık göstermekle birlikte 3.5 m ile 8.0 m arasında değişmektedir. Kemer veya düzlem tavanlı olarak inşa edilebilen kaya oyma yapılar için çoğunlukla Şekil 2.1a’da gösterilen en kesitler kullanılmaktadır. Şekil 2.1a’da gösterilen H, kayadan oyma yapı yüksekliğini; B, kayadan oyma yapı genişliğini; e, örtü yüksekliğini ifade etmektedir. Kaya oyma yapı tavanının düzlem olması durumunda kullanılan makinenin özelliğine göre köşeler pahtlı olarak açılmaktadır. Sayısal modeller, inceleme yapılan Bahçeli-Kavak Bölgesi’nde yer alan kaya oyma yapıların geometrisine sadık kalınarak yükseklik (H) ve genişlik (B) değerleri 5.5 m ve örtü kalınlığı (e) değeri 5.0 m olarak dikkate alınmıştır.

Gerilme şekil değiştirme analizlerinde daha gerçekçi sonuçlara ulaşmak için 15 düğüm noktalı üçgen sonlu elemanlar kullanılması tercih edilmiştir. Modelleme kolaylığı ve hesap hızı düşünülerek sayısal analizlerde simetriden yararlanılmış, sayısal modelin yarısı dikkate alınmıştır. Buna göre kemerli ve düzlem tavanlı kaya oyma yapılarının sayısal analizleri için Şekil 2.1b’de verilen sonlu elemanlar ağları oluşturulmuştur. Analizlerde yeraltı suyunun çok derinlerde olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 2.1 Kaya oyma yapı (a) en kesitleri, (b) sonlu elemanlar ağı

Analizlerde ilk olarak kaya oyma işleminin yapılmadığı başlangıç durumu için gerilmeler belirlendikten sonra yapılan kazı işlemi tek aşamada gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kayanın gerilme şekil değiştirme davranışının lineer ve plastik davranış göstermesi durumları dikkate alınmıştır. Lineer elastik ve plastik analizler için yapılan kabuller, dikkate alınan malzeme katsayıları ve analizlere ilişkin diğer ayrıntılar her iki bünye modeli durumu için aşağıda açıklanmıştır.

2.1. Lineer Elastik Analizler

Kayanın elastik davranış göstermesi durumu için hesaplanan gerilme ve yer değiştirmelerin mertebesi ile bu değerlerin plastik davranış durumu ile mukayese edilebilmesi için lineer elastik analizler yapılmıştır. Bu analizlerde kaya ortamın homojen izotrop lineer elastik olduğu kabul edilmiştir. Lineer elastik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri literatür taraması sonucunda Kavak Tüfü için elde edilen parametre değer aralıkları (Ulusay ve Aydan, 2018) göz önünde bulundurularak belirlenmiştir (Tablo 2.1). Kaya oyma yapıların sayısal modellenmesinde kullanılan tüm fiziksel ve mekanik parametre değerleri ortamın Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) değerine bağlı olarak belirlenir. Bu çalışmada GSI için minimum 60 değeri alınmış ve Oyma Yapılar yönetmeliğinden sedimanter kaya için önerilen katsayı 0,3 olarak belirlenmiştir.

Tablo 2.1 Elastik ve İdeal Plastik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

Katsayı	Sembol	Birim	Elastik	İdeal Plastik
Kuru birim hacim ağırlık	γ	kN/m^3	14	14
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	20	20
Elastisite modülü	E_d	MPa	1400	1400
Poisson oranı	ν	-	0,25	0,25
Kohezyon	c	MPa	-	1,0
İçsel sürtünme açısı	ϕ	°	-	26
Çekme dayanımı	σ_T	MPa	-	0,5
Dilatasyon açısı	ψ	°	-	0

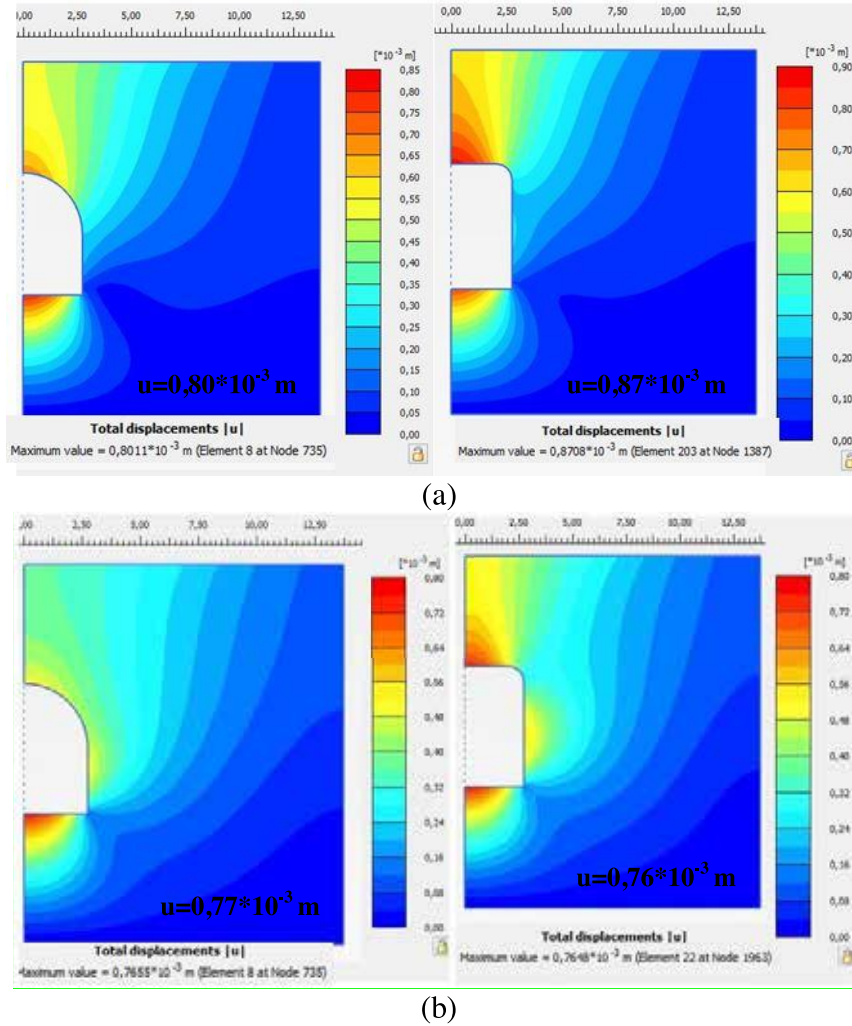
2.2. Plastik Analizler

Kayanın oyulması ile ortaya çıkan yapı mekanik olarak bir yük boşaltılması durumu olup bunun sonucunda jeolojik ortamda şekil değiştirmeler meydana gelmekte ve gerilme değişimleri oluşmaktadır. Kayanın oyulması sonucunda yapılan yük kaldırılma işlemi ortamda çekme gerilmeleri ve kayma gerilmelerinde artışa neden olur. Bu artışların mertebesi başlangıçta plastik şekil değiştirmelere yol açarken daha yüksek mertebelerde jeolojik

ortamın çökmesi ve/veya göçmesine neden olur. Güvenli bir yeraltı yapısı kazısı yapabilmek için kazı dolayısı ile jeolojik ortamda değişen gerilmeler ile ortaya çıkan şekil değiştirmelerin önceden belirlenerek bir destekleme sistemi tasarımı yapılması yoluna gidilmektedir. Kayadan oyma yapılar için de bu mühendislik yaklaşımına göre ortamda kazı dolayısı ile meydana gelen gerilme ve şekil değiştirmelerin gerçekçi olarak belirlenmesi gerekmektedir. Kaya oyma yapısının boyutları ve açıldığı ortamın mekanik özelliklerine bağlı olarak ortamda oluşacak plastik şekil değiştirmelerin ve buna karşılık normal ve kayma gerilmelerin belirlenmesi için elasto-plastik analizlerin yapılmasına ihtiyaç vardır. Bunun için projenin bu aşamasında basitliği, yaygın kullanımı, az sayıda ve çok bilinen malzeme parametreleri gerektiren ideal plastik bünye modeli tercih edilmiştir. Plaxis sonlu elemanlar yazılımında ideal plastik bünye modelinde akma durumu Mohr-Coulomb göçme kriteri ile modellenmektedir. İdeal Plastik model ile yapılan analizlerde Tablo 2.1’de verilen malzeme parametreleri kullanılmıştır.

2.2. Analiz Sonuçları

Kayadan oyma yapıların her iki türü için lineer elastik ve ideal plastik bünye modelleri ile elde edilen toplam yer değiştirme dağılımları Şekil 2.2’de gösterilmiştir.

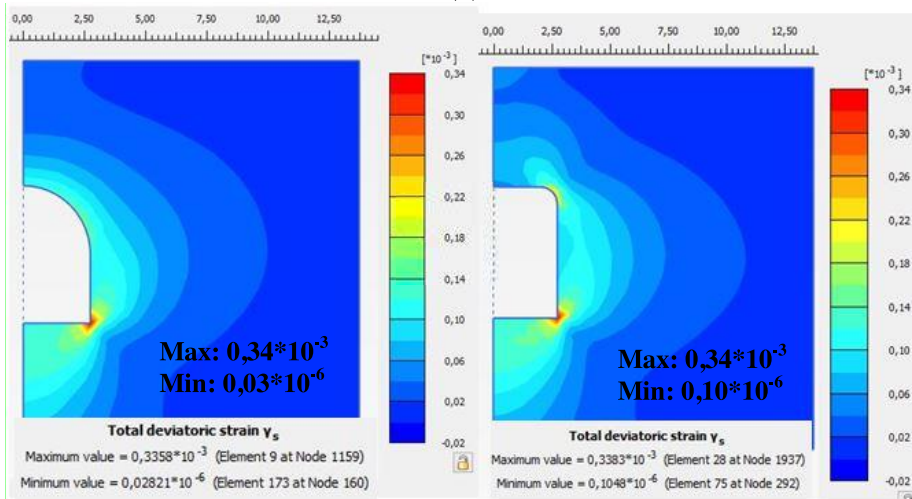
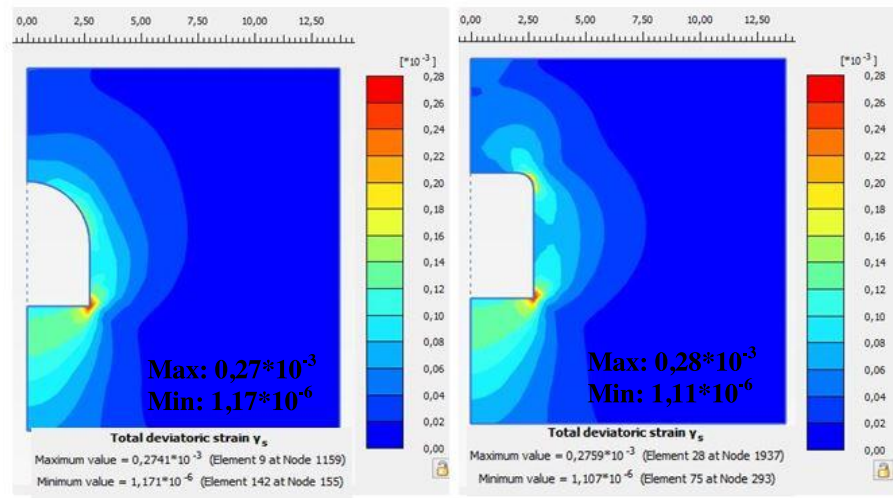


Şekil 2.2 (a) Lineer Elastik, (b) İdeal Plastik bünye modelleri ile elde edilen toplam yer değiştirme dağılımları

Şekil 2.2 incelendiğinde yer değiştirmelerin oyma yapısının taban ve taç kısmında daha büyük oranda meydana gelebileceği görülmektedir. Bu durum kabul edilen analiz şartları için oyma yapı üzerine gelen yükün büyük bir kısmının bu noktalarda taşındığını göstermektedir. Aynı

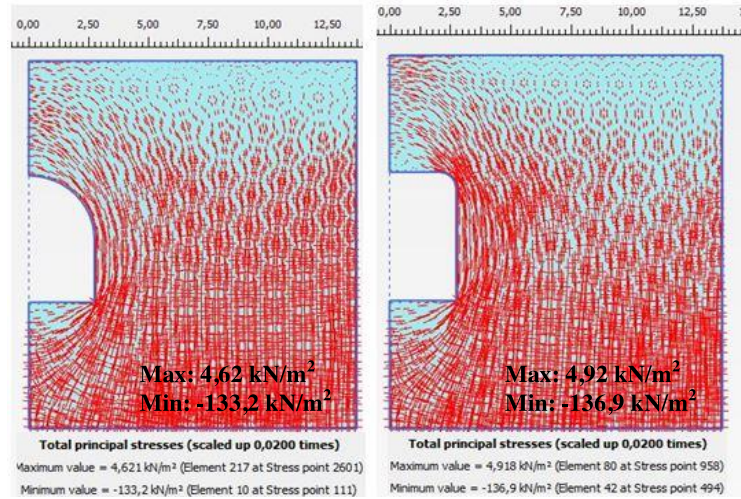
zamanda bu bölgelerin olası göçme bölgeleri olduğu sonucunu da ortaya çıkartmaktadır. Her iki kaya oyma geometrisi için Lineer Elastik bünye modeli ile İdeal Plastik bünye modeli karşılaştırıldığında yer değiştirmelerin birbirlerine yakın çıktığı görülmektedir. Bu durum ortamın yüksek mukavemete sahip olması dolayısı ile elastik davrandığını göstermektedir. Kemer tavanlı kaya oyma yapıda oluşturulan kemer sistemi, ortamda çekme gerilmesi oluşturmadığı ve daha küçük kayma gerilmeleri oluşturduğundan düzlem tavanlı kaya oyma yapıya göre daha küçük yer değiştirme sonuçları vermiştir.

Yapılan analiz sonucunda incelenen kayma şekil değiştirmeleri Şekil 2.3'de gösterilmiştir. Şekil 2.3 incelendiğinde her iki bünye modelinde de oyma yapı taban köşe noktasında daha büyük kayma şekil değiştirmeleri olduğu görülmektedir. Kayma şekil değiştirmelerinin büyük olduğu bu bölgeler, deviator gerilmelerinde büyük olduğu bölgeleri ifade etmektedir.

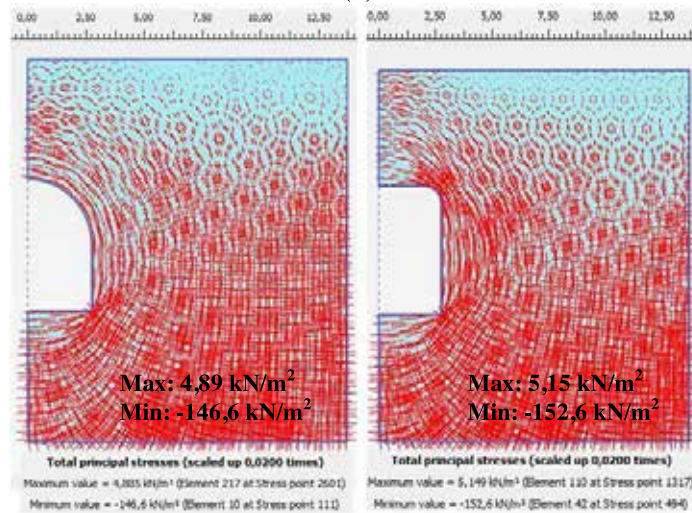


Şekil 2.3 (a)Lineer Elastik, (b)İdeal Plastik analiz sonuçlarında meydana gelen kayma şekil değiştirme dağılımları

İncelenen diğer bir durum olan toplam asal gerilmeler Şekil 2.4'de gösterilmiştir. Şekil 2.4'e bakıldığında her iki bünye modeli içinde asal gerilmelerin kemer ve düzlem tavanlı yapıda taban köşe noktasında yoğunlaştığı görülmektedir. Bu durum, bu noktalarda gerilme büyüklüklerinin daha fazla olduğunu göstermektedir.



(a)



(b)

Şekil 2.4 (a)Lineer Elastik, (b)İdeal Plastik analiz sonuçlarında meydana gelen asal gerilme dağılımları

Elastik ve İdeal Plastik analizlerden elde edilen büyük ve küçük asal gerilmeler ile deviatör gerilmeler ve yer değiştirmelerin maksimum ve minimum değerleri Tablo 2.2’de gösterilmiştir. Yapılan sayısal analizler sonucunda oyma yapı etrafındaki yanıl çekme gerilmelerin (σ_3) düşey çekme gerilmelerden (σ_1) daha büyük olduğu; basınç gerilmeleri içinse tam tersi durumun geçerli olduğu belirlenmiştir.

Tablo 2.2 Elastik ve İdeal Plastik analiz sonuçları

Analiz ve Model		σ_1 (kN/m ²)		σ_3 (kN/m ²)		$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (kN/m ²)		u (m)
		Min	Max	Min	Max	Min	Max	
Lineer Elastik	Kemer tavanlı	-120,6	0,01	-32,13	4,82	-47,0	-0,18	$0,8 \cdot 10^{-3}$
	Düzlem Tavanlı	-122,8	0,03	-32,1	5,26	-48,74	-0,17	$0,87 \cdot 10^{-3}$
İdeal Plastik	Kemer Tavanlı	-145,6	0	-55,14	5,17	-50,44	0	$0,77 \cdot 10^{-3}$
	Düzlem Tavanlı	-147,0	0,02	-55,11	5,5	-51,07	-0,02	$0,76 \cdot 10^{-3}$

Gerilmelerde (+) çekme, (-) basınç gerilmelerini ifade etmektedir.

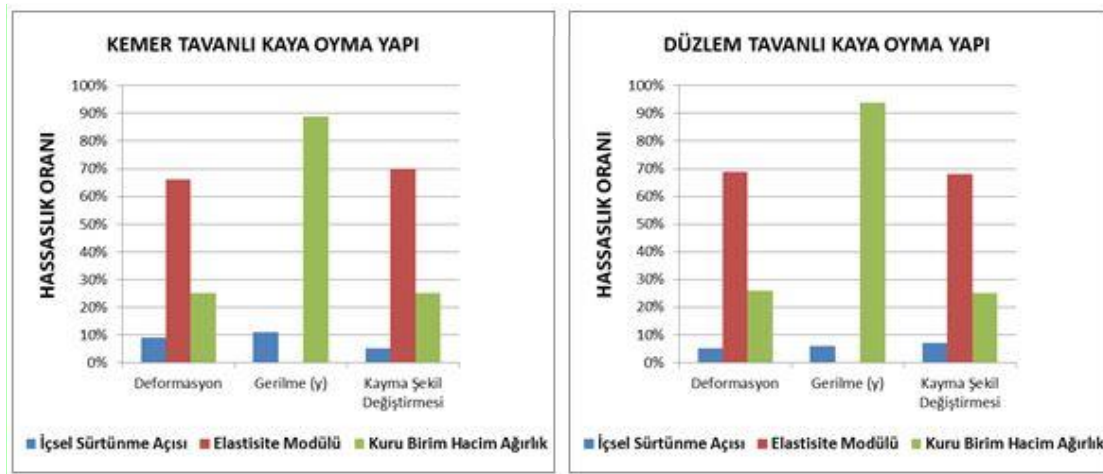
2.3. Sensitivite ve Parametre Analizleri

Sensitivite ve Parametre analizinin temel amacı her bir parametrenin alt ve üst sınırlarının kullanılmasıyla olası bütün kombinasyonların oluşturularak çözüm yapmaktır. Sayısal modelde başlangıç gerilmeleri için analiz yapıldıktan sonra oluşturulan tüm kombinasyonlar için bütün hesap aşamaları için analizler ayrı ayrı yapılmaktadır. Tüm aşamaların her bir sonuç için tek tek hesaplanması analiz süresi için çok fazla zaman gerektireceğinden önce sensitivite analizi ile etken parametrelerin belirlenmesi yoluna gidilmektedir. Kaya oyma yapıların gerilme şekil değiştirme davranışında etkin olan malzeme parametrelerini belirlemek için ideal plastik bünye modeli kullanılarak sensitivite analizi ve parametrik analizler yapılmıştır. Yapılan sensitivite analizinde, kaya ortamı için dikkate alınan Kavak Tüfü formasyonuna ait malzeme parametreleri için Tablo 2.3'de verilen maksimum ve minimum değerleri göz önüne alınmıştır. Tablo 2.3'de verilen değerler ile yapılan sensitivite analizi sonucunda yer değiştirme, gerilme (σ_{yy}) ve kayma şekil değiştirmeleri üzerinde etken olan parametreler belirlenmiştir. İncelenen bu durumlar için etken parametre yüzdeleri Şekil 2.5'de gösterilmiştir.

Tablo 2.3 Sensitivite ve parametre analizi değer aralıkları (Ulusay ve Aydan, 2018)

Parametre	Minimum	Referans	Maksimum
γ_{unsat} (kN/m ³)	12	14	16
E_d (MPa)	1100	1400	3000
ϕ (°)	16	26	40
σ_T (MPa)	0,3	0,5	0,7
c (MPa)	0,9	1,0	2,2

Şekil 2.5'de verilen grafikler incelendiğinde her iki oyma yapı türü içinde yer değiştirme ve kayma şekil değiştirmesinin büyük oranda Elastisite Modülüne, y yönündeki gerilmenin büyük oranda birim hacim ağırlık değerine bağlı olduğu görülmektedir. Tablo 3.1'de verilen kohezyon ve çekme gerilmesi değerlerinin incelenen durumlar üzerinde etkisi olmadığı da sensitivite analizi sonucunda ortaya çıkmıştır.



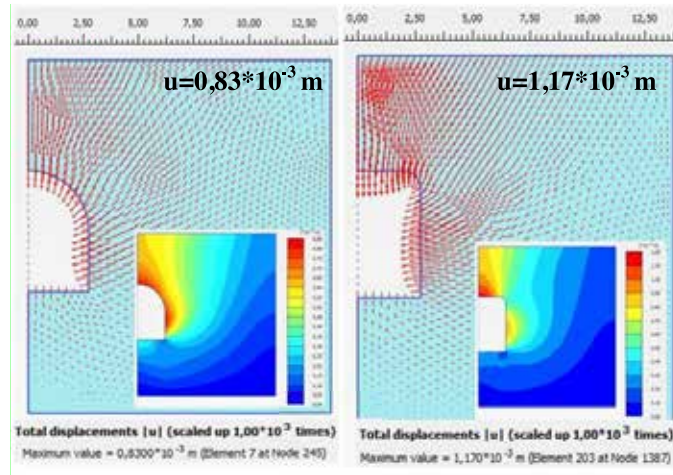
Şekil 2.5 Kaya oyma yapı davranışını etkileyen malzeme parametrelerinin hassaslık oranları

Parametre analizinde kullanılan tüm durumlar için yapılan analizler sonucunda elde maksimum ve minimum durumda toplam yer değiştirme sonuçları Şekil 2.6'da gösterilmiştir. Şekil 2.6 incelendiğinde maksimum durumda, en büyük yer değiştirmelerin oyma yapının taban orta noktasında; minimum durumda ise oyma yapının taç bölgesinde meydana geldiği

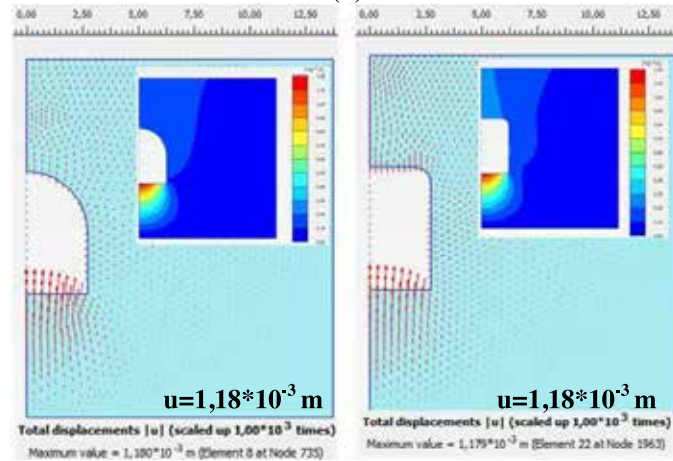
görülmektedir. Seçilen maksimum Elastisite modülü için elde edilen analiz sonuçları incelendiğinde ele alınan kaya ortamının göz önüne alınan en rijit durumda dahi kabarma şeklinde yer değiştirmelerin meydana gelebileceği görülmektedir. Ortam rijitliğinin az olması durumunda ise taç bölgesinde oturma meydana geldiği görülmüştür.

Yapılan parametre analizlerinde ortamda kazı dolayısı ile oluşan kayma şekil değiştirmeleri incelendiğinde düşük kayma mukavemeti ve rijitliklerde taban civarında, yüksek kayma mukavemeti ve rijitliklerde ise kenar ve özellikle omuz bölgesinde kayma şekil değiştirmelerinin daha büyük değerlere ulaştığı görülmektedir (Şekil 2.7). Her iki yapı durumu için düşük ve yüksek kayma mukavemeti ve rijitliklerde alt köşelerde maksimum kayma şekil değiştirmeleri olduğu görülmektedir. Kayma şekil değiştirmelerin arttığı bu bölgelerin kaya oyma yapılarında yaşanabilecek sorunların bu bölgelerden başlayacağı sonucu ortaya çıkmıştır.

Parametre analizlerinde göz önüne alınan maksimum ve minimum parametreler için elde edilen toplam asal gerilmelerin doğrultuları Şekil 2.8'de gösterilmiştir. Bu şekil incelendiğinde kemerli yapıda toplam asal gerilmelerin oyma yapı çevresi boyunca çok değişmediği, dikdörtgen yapı için de oyma yapı tavan köşe noktasında yoğunlaştığı görülmektedir. Yoğunlaşmanın olduğu bu bölgede asal gerilmelerin arttığı ve buna bağlı olarak deformasyonların da artabileceği sonucu ortaya çıkmaktadır. Aynı zamanda minimum durum için oluşan gerilmelerin biraz daha büyük olduğu da sonuçlarda görülmüştür.

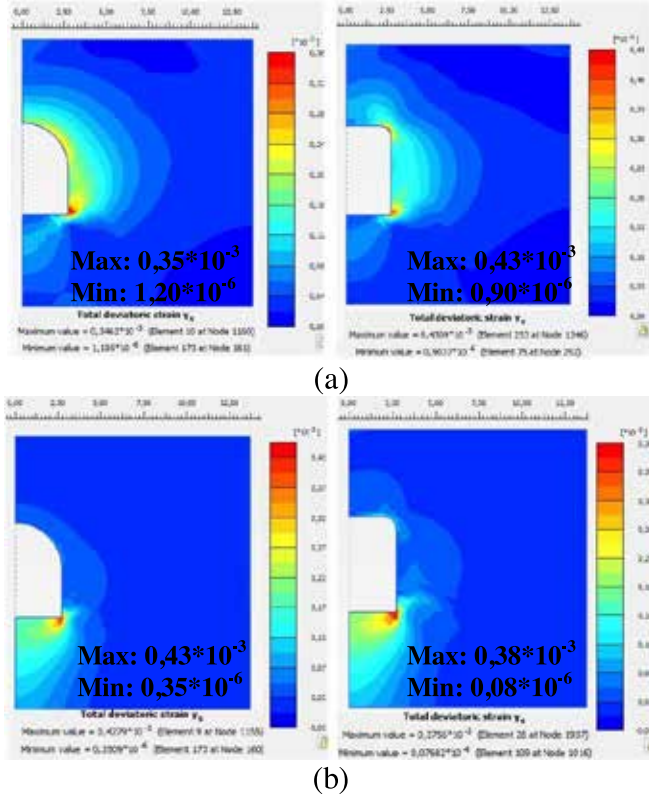


(a)

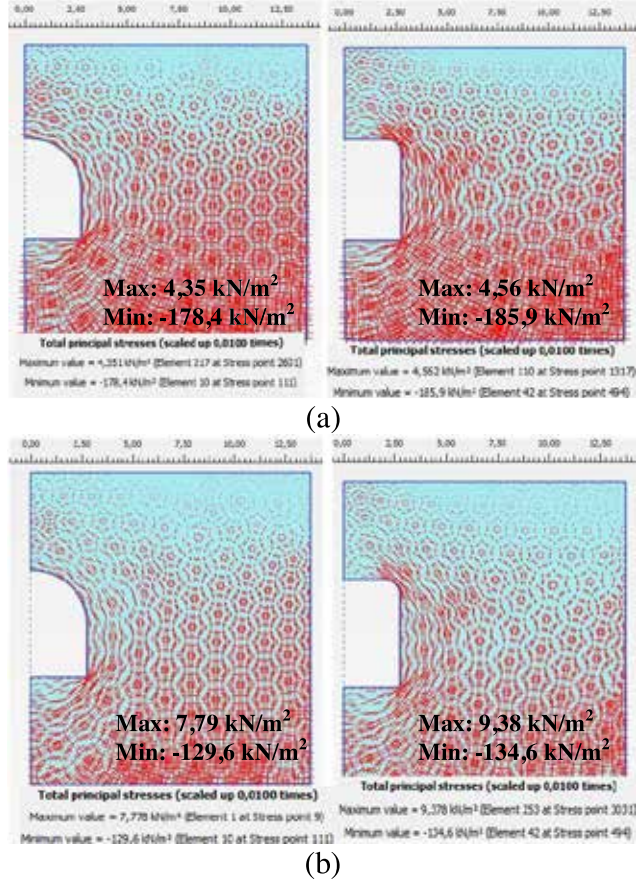


(b)

Şekil 2.6 Malzeme parametrelerinin (a)minimum, (b)maksimum olması durumunda elde edilen toplam deformasyonlar



Şekil 2.7 Malzeme parametrelerinin (a)minimum, (b)maksimum olması durumunda elde edilen kayma şekil değiştirme dağılımları



Şekil 2.8 Malzeme parametrelerinin (a)minimum, (b)maksimum olması durumunda elde edilen toplam asal gerilmeler

3. SONUÇLAR

Bu bildiri Nevşehir Kapadokya bölgesinde volkanik tüflerde depo amaçlı olarak kullanılan kemerli ve düz tavanlı iki kayadan oyma yapı davranışı sayısal analizlerle incelenmiştir. Düzlem şekil değiştirme idealizasyonu ile yapılan analizlerde Linear Elastik ve İdeal Plastik bünye modelleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde ele alınan modellerin geometrisi Kayadan Oyma Yapılar Yönetmeliği 2017’de önerilen boyutlar ve sahada yerinde yapılan gözlemlere dayandırılmıştır. Kaya malzeme özellikleri ise Nevşehir’in Kapadokya Bölgesi’nde yer alan tuf kayaç için literatür taraması ile belirlenmiştir. Kayadan oyma yapının gömülme derinliğinin 5.0m ve yüksekliğinin genişliğine eşit olması durumu dikkate alınarak yapılan gerilme-şekil değiştirme analizlerinden elde edilen bulgulardan aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilir:

1. Göz önüne alınan açıklık, yükseklik (5.5m) ve örtü kalınlığı (5.0m) durumu için ortamın elastik davranış sergilediği anlaşılmaktadır.
2. Volkanik tuf için dikkate alınan malzeme parametreleri için iki yapının yer aldığı kaya ortamında dikkate değer bir çekme gerilmesi oluşmadığı görülmektedir. Bu sonuç Kayadan Oyma Yapılar Yönetmeliği’nin önerdiği ortamda çekme gerilmesinin oluşumuna sayısal analizlerde izin verilmemesi koşulunu sağlamaktadır.
3. Parametre ve sensitive analizi sonucunda incelenen model üzerinde elastisite modülü, birim hacim ağırlık ve içsel sürtünme açısı değerlerinin analiz sonuçları üzerinde etken olduğu gözlenmiştir.
4. Yapılan parametrik analizler kemerli ve düz tavanlı oyma yapı için ortam rijitliğine göre en büyük yer değiştirmelerin konumunun değiştiğini göstermektedir. Buna göre her iki tip yapıda yüksek rijitliklerde tabanda kabarma görülürken düşük rijitliklerde taç kısımlarda oturma görülmektedir.
5. Parametrik analizlerde en büyük gerilme ve kayma şekil değiştirmelerin her iki tip oyma yapıda da alt köşelerde meydana geldiği, düşük rijitlik ve kayma mukavemeti durumu için alt köşeler yanında üst köşelerde de oluşabileceği görülmektedir.

TEŞEKKÜR

TÜBİTAK tarafından desteklenen 118M321 numaralı proje kapsamında incelenen bu çalışmada desteğinden dolayı proje yürütücüsü Prof. Dr. Nabi YÜZER’e ve jeolojik araştırmalara yardımlarından dolayı Doç. Dr. Ömer ÜNDÜL’e teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Aydan Ö., Ulusoy R. (2013), “Geomechanical Evaluation of Derinkuyu Antique Underground City and its Implications in Geoengineering”, Rock Mech Rock Eng, Vol 46, 731-754.
- Kayadan Oyma Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik, Resmi Gazete, 18 Ekim 2017.
- Örüng İ., Karaman S. ve Şirin Ü. (2016), “Nevşehir Yöresindeki Doğal Depoların Modern Depolarla Karşılaştırılması”, Nevşehir Bilim ve Teknoloji Dergisi, Özel sayı, 9-18.
- Ulusay R., Aydan Ö. (2018), “Geo-engineering Aspects on the Structural Stability and Protection of Historical Man-made Rock Structures: An Overview of Cappadocia Region (Turkey) in the UNESCO’s World Heritage List.”, Bull Eng Geological Environment, Vol 77, 457-488.
- Yıldırım M., Gökaşan, E. (2013), “Mühendisler için Jeoloji Bilgileri, Genişletilmiş İkinci Baskı”, Yıldız Teknik Üniversitesi Basım Yayın Merkezi, İstanbul, 2003.



GEOTEKNİK DEPREM MÜHENDİSLİĞİ



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KUMLARDA GÖRECELİ SIKILIK İLE SİSMİK SIVILAŞMA DİRENCİ ARASINDAKİ İLİŞKİNİN DİNAMİK BASİT KESME DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION ON THE RELATIONSHIP BETWEEN RELATIVE
DENSITY AND SEISMIC LIQUEFACTION RESISTANCE OF SANDS
VIA CYCLIC SIMPLE SHEAR TESTS

M. Murat MONKUL¹

Sena Begüm KENDİR²

ABSTRACT

It is well known both by the practicing engineers and researchers that relative density (D_r) is one of the most important parameters which influences the undrained shear strength of saturated clean and silty sands during rapid loading conditions and their seismic liquefaction resistance during earthquake loadings. When other factors such as grain size distribution, confining stress, dynamic loading conditions etc. are kept the same, the trend of increasing liquefaction resistance with increasing relative density is a known concept. However, it seems that the studies in literature which investigates the function of the relationship between relative density and liquefaction resistance are limited. In the first part of this study, constant volume dynamic simple shear test results are investigated, which were conducted on clean Sile Sand specimens prepared by dry funnel deposition and consolidated under 100kPa vertical stress. Tests were performed with three different cyclic stress ratios (CSR=0.08, 0.1 ve 0.12). Under each CSR, liquefaction behavior of specimens prepared at six to twelve different relative densities are analysed, and the mathematical function between number of cycles to liquefaction (N_L) and D_r was developed. In the second part of the study, 15% and 25% non-plastic silt was added to the Sile Sand 20/30 and the relationship between D_r and cyclic resistance ratio (CRR) of both clean and resulting silty sands are discussed.

Keywords: Sand, Silt, Dynamic Simple Shear, Liquefaction, Relative Density

ÖZET

Geoteknik projelerde sıkça karşılaşılan suya doymun temiz ve siltli kum gibi zeminlerin ani yüklenme koşullarında drenajsız kayma dayanımlarına, deprem gibi dinamik yükler altında ise sismik sıvılaşma dirençlerine etki eden en önemli parametrelerden birinin de göreceli sıkılık (D_r) olduğu hem uygulamacı mühendisler hem de araştırmacılar tarafından iyi bilinmektedir. Zeminin dane dağılımı, çevre basıncı, dinamik yüklenme koşulları vb. diğer

¹ Prof. Dr., Yeditepe Üniversitesi, murat.monkul@yeditepe.edu.tr

² Bursiyer Araştırma Görevlisi, Yeditepe Üniversitesi, sena.kendir@yeditepe.edu.tr

etkenler sabit tutulduğunda, göreceli sıklıktaki artış ile beraber ilgili zeminin sıvılaşma direncinde bir artış olacağı bilinen bir kavramdır. Ancak bu artışın nasıl bir fonksiyon ile ifade edilebileceği hakkında literatürde pek fazla çalışma olmadığı görülmektedir. Bu çalışmanın ilk kısmında kuru huni yöntemiyle hazırlanan temiz Şile Kumu 20/30 numuneleri 100kPa düşey gerilme altında konsolide edildikten sonra gerçekleştirilen sabit hacim kontrollü dinamik basit kesme deney sonuçları incelenmiştir. Deneyler, üç farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranında (CSR=0.08, 0.1 ve 0.12) gerçekleştirilmiştir. Her bir çevrimsel kayma gerilmesi oranında ise altı ila onbeş farklı göreceli sıklıkta oluşturulan numunelerin sıvılaşma davranışı analiz edilerek, göreceli sıklık ile sıvılaşma için gereken çevirim sayısı (N_L) arasındaki ilişkinin matematiksel fonksiyonu irdelenmiştir. Çalışmanın ikinci kısmında ise Şile Kumu 20/30'un içerisine %15 ve %25 olacak şekilde plastik olmayan silt katılarak oluşturulan siltli kumlarda gözlemlenen D_r ile çevrimsel direnç oranı (CRR) ilişkisi temiz ve siltli kumlar için tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kum, Silt, Dinamik Basit Kesme, Sıvılaşma, Göreceli Sıklık

1. GİRİŞ

Suya doygun gevşek kumlu zeminler özellikle geoteknik deprem mühendisliği açısından sıvılaşma potansiyellerinin yüksek olması sebebiyle özel önem arzetmektedirler. Dünyanın çeşitli yerlerinde meydana gelen 1989 Loma Prieta (ABD) (Bardet ve Kapuskar 1993), 1999 Chi Chi (Taiwan) (Stewart ve diğ. 2001), 1999 Kocaeli (Bray ve diğ. 2004), 2011 Tohoku (Japonya) (Bhattacharya ve diğ. 2011), 2011 Christchurch (Yeni Zelanda) (Taylor ve diğ. 2012) gibi depremlerin hepsinde de siltli kumların sıvılaştığı vakalar ve hasarlar raporlanmıştır. Sıvılaşma son derece karmaşık bir konu olup birçok değişik faktörden etkilenmektedir. Kumlu zeminlerin sıvılaşma davranışının onyıllardır deneysel olarak birçok araştırmacı tarafından incelenmiş olması ve halen de incelenmeye devam edilmesi tesadüf değildir. Bu bildirinin sorumlu yazarı da önceki deneysel çalışmalarında ince dane yüzdesi (FC) ve boyutu (Monkul ve Yamamuro 2011); dane dağılımı ve uniformluk katsayısı (Monkul ve diğ. 2016); siltlerin şekil-oran-dane dağılımlarının bileşik etkisi (Monkul ve diğ. 2017); plastisite- D_r -FC'nin bileşik etkisi (Eseller-Bayat ve diğ. 2017) gibi çeşitli faktörlerin kumların sıvılaşma davranışına etkisini incelemiştir.

Bu çalışmada ise temiz ve siltli kumlarda göreceli sıklık ile sıvılaşma direnci arasındaki ilişkinin matematiksel fonksiyonu incelenmiştir. D_r 'nin artmasıyla beraber sıvılaşma direncinin de artacağı bilinen bir eğilimdir. Ancak bu ilişkinin (örneğin D_r ve sıvılaşma için gereken çevirim sayısı, N_L arasında) bir fonksiyonla ifade edilip edilemeyeceği, eğer ifade edilebiliyorsa aralarında nasıl bir ilişki olduğu (doğrusal, kuvvet, üstel, logaritmik, polinom vs. tipi fonksiyon) literatürde pek de irdelenmemiştir.

Deneysel programda temiz Şile Kumu 20/30 kullanılmış, ayrıca kumun içerisine plastik olmayan SI silti üç farklı yüzdede karıştırılarak (FC=%0, %15 ve %25) elde edilen temiz ve siltli kumlar üzerinde sabit hacim kontrollü dinamik basit kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Numuneler, 0.08, 0.1 ve 0.12 olacak şekilde üç farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranında (CSR= τ_{cyc}/σ_{vc}) dinamik basit kesme yüklemesine maruz bırakılmış ve her çevrimsel kayma gerilmesi oranında altı ila onbeş farklı göreceli sıklık değerinde hazırlanan numuneler test edilmiştir. Gerçekleştirilen doksanbeş adet dinamik basit kesme deneyi sonucuna dayanarak hem temiz hem de siltli kumlarda D_r ile sıvılaşma direnci

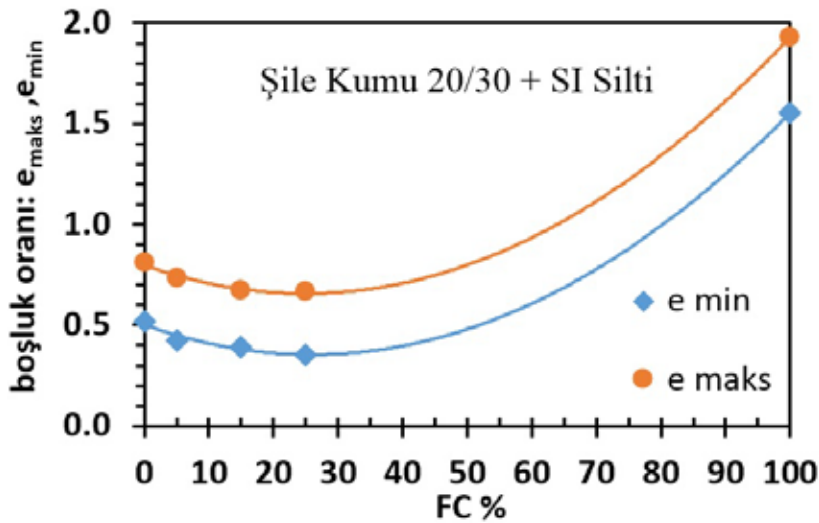
arasındaki ilişkiyi ifade edebilecek çeşitli matematiksel fonksiyonlar tartışılmış ve D_r 'nin sivilaşma direnci üzerindeki önemli etkisi anlatılmıştır.

2. KULLANILAN ZEMİNLER VE DENEYSEL PROGRAM

2.1. Kullanılan Zeminler ve İndeks Özellikleri

Deneysel programda ana zemin olarak temiz Şile Kumu 20/30 kullanılmıştır. Söz konusu kumun ortalama dane boyutu (D_{50}) 0.572mm, üniformluk katsayısı (C_U) 2 olup Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına göre kötü derecelenmiş temiz kumdur (SP). Yapılan özgül ağırlık deneyleri sonucunda Şile Kumu 20/30'un özgül ağırlığı (G_s) 2.65 olarak bulunmuştur. Çalışmada kullanılan silt ise Kırklareli bölgesinden getirilmiş, SI silti olarak adlandırılmış ve 200 No'lu eleğin altında kalacak şekilde kullanılmıştır. SI silti'nin G_s 'si 2.68 olarak ölçülmüş olup non-plastik özelliktedir. SI silti Şile Kumu 20/30'un içerisine kuru ağırlıkça %15 ve %25 olacak şekilde karıştırılarak siltli kum elde edilmiştir. Sonuç olarak deneysel programda biri temiz, ikisi siltli kum olmak üzere aynı kum matrisini içeren ancak farklı ince dane yüzdelere sahip ($FC=0, 15$ ve 25) üç zemin kullanılmıştır.

Herbir zeminin maksimum (e_{maks}) ve minimum (e_{min}) boşluk oranları Lade ve diğ. (1998)'nin yöntemine göre belirlenmiş olup, Şekil 1'de gösterilmiştir. Şekil 1'den de görülebileceği üzere artan silt yüzdesiyle beraber kumun e_{maks} ve e_{min} değerleri önce azalmış, yaklaşık %25 mertebelerinde dip yapmış, sonra ise sistematik bir artış içerisine girmiştir. Gözlemlenen eğilimin sebebi $FC \leq 25\%$ olduğunda siltlerin öncelikli olarak kum matrisi tarafından oluşturulan iri daneler arası boşlukları doldurmasıdır. Artan ince dane oranında ise ($FC > 25\%$) silt matrisi artık iri daneler arası boşluklara sığmayarak kum danelerinin arasını giderek açmış ve böylelikle nihayetinde artan FC ile beraber kum matrisi silt matrisi içerisinde ayrı bir şekilde yüzer hale geçmiştir. Maksimum ve minimum boşluk oranı eğrilerinin FC ile değişimi ve dip yaptığı değer çeşitli etkenlere bağlı olmakla beraber en önemlileri zeminin dane dağılımı ve şekil özellikleridir.



Şekil 1. Şile Kumu 20/30'un çeşitli oranlarda SI silti ile karıştırılması sonucu elde edilen maksimum ve minimum boşluk oranlarının FC ile değişimi.

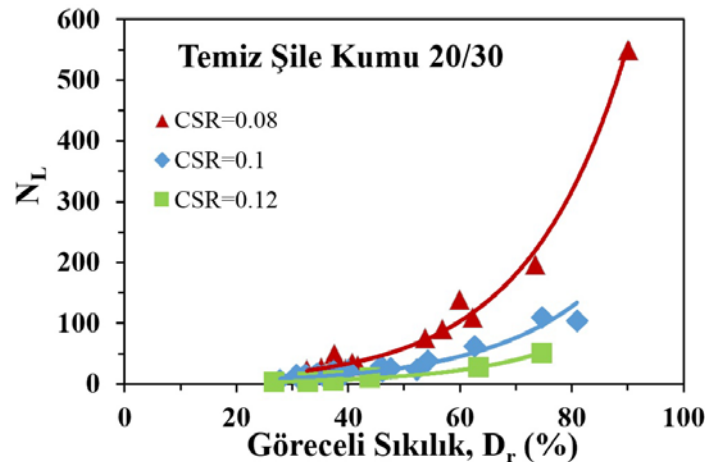
2.2. Sabit Hacim Kontrollü Dinamik Basit Kesme DeneYleri

Dinamik basit kesme deneyleri Yeditepe Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarındaki NGI tipi ve sabit hacim kontrollü bir cihaz ile gerçekleştirilmiştir. Kum numuneleri kuru huni yöntemi ile hazırlanmış olup, oluşan numuneler yaklaşık 20mm yüksekliğinde ve 64mm çapındadır. Basit kesme hücresi için özel tasarlanmış alüminyum huni numune düşey eksenini boyunca 15-150 saniye arasında çeşitli hızlarda çekilerek farklı göreceli sıklıkta (D_r) numuneler elde edilmiştir (Yenigün ve diğ. 2018). Numuneler oluşturulduktan sonra doyurulmamış, sabit hacim kontrollü dinamik basit kesme deneylerine tamamen kuru olarak devam edilmiştir. Sabit hacim kontrollü basit kesme deneylerinde kuru numunelerden sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinin mantığı ve şartları ilk yazarın daha önceki yayınlarında detaylıca açıklanmıştır (Monkul ve diğ. 2015, 2017b). Numunelere konsolidasyon aşamasında 100 kPa düşey gerilme uygulanmıştır ($\sigma_{vc} = 100$ kPa). Basit kesme aşamasında ise herbiri 0.1 Hz frekansında olacak şekilde üç farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranına denk gelecek ($CSR = 0.08, 0.1$ ve 0.12) sinüs formunda tekrarlı kayma gerilmelerine maruz bırakılmışlardır. Bu çalışma kapsamında toplam 95 adet dinamik basit kesme deneyi gerçekleştirilmiş olup, eşdeğer aşırı boşluk suyu basıncının düşey konsolidasyon gerilmesine eşit olduğu durumda ($\Delta u = \sigma_{vc} = 100$ kPa) veya çift genlikteki birim kayma deformasyonu %7.5 mertebesine ulaştığı anda (ç.g. $\gamma = \%7.5$) numunelerin sıvılaşmasının gerçekleştiği kabul edilmiştir.

3. DİNAMİK BASİT KESME DENEYİ SONUÇLARI

3.1. Göreceli Sıklık ile Sıvılaşma için Gereken Çevirim Sayısı Arasındaki İlişki

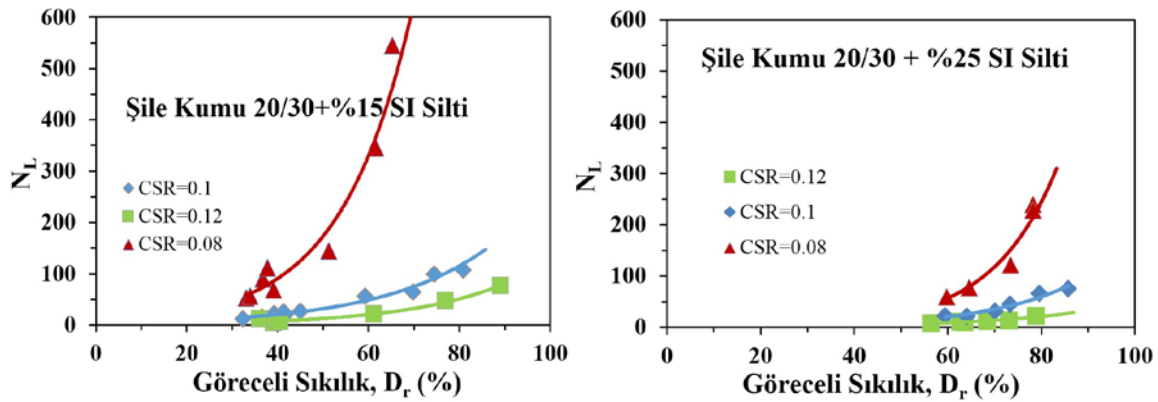
Temiz Şile Kumu 20/30'un sıvılaşması için gereken çevirim sayısının (N_L) göreceli sıklık (D_r) ile ilişkisi Şekil 2'de gösterilmiştir. Beklenildiği üzere her üç CSR değeri için de temiz kumunun sıvılaşma direnci göreceli sıklık yükseldikçe artmıştır. Sabit bir CSR değerinde yapılan tekrarlı yüklemeler için N_L ile D_r arasındaki ilişki, Denklem 1'de gösterildiği üzere üstel bir fonksiyon ile ifade edilebilir. Bu denklemde a ve b üstel fonksiyonun katsayıları, e ise Euler sayısı olan 2.718'dir (zemin mekaniğinde sıkça kullanılan boşluk oranı parametresi ile karıştırılmamalıdır).



Şekil 2. Temiz Şile Kumu 20/30'un sıvılaşması için gereken çevirim sayısının (N_L) göreceli sıklık (D_r) ile farklı CSR değerleri altında değişimi.

$$N_L = a \cdot e^{[b \cdot D_r(\%)]} \quad (\text{sabit CSR altında}) \quad (\text{Denklem 1})$$

Aynı çevrimsel kayma gerilmesi oranlarında bu kez Şile Kumu 20/30'un içerisinde %15 ve %25 SI silti katılarak elde edilen siltli kumların sıvılaşması için gereken çevirim sayısının göreceli sıklık ile değişimi de sırasıyla Şekil 3a ve 3b'de verilmiştir. Şekil 3 incelendiğinde çeşitli hususlar dikkat çekmektedir. Öncelikli olarak N_L ile D_r arasındaki ilişki, her iki siltli kum için de aynı temiz kumda olduğu gibi Denklem 1 ile oldukça başarılı bir şekilde ifade edilebilmektedir.



Şekil 3. Siltli Şile Kumu 20/30'un sıvılaşması için gereken çevirim sayısının (N_L) göreceli sıklık (D_r) ile farklı CSR değerleri altında değişimi a) FC=%15, b) FC=%25.

Denklem 1'deki a ve b katsayılarının ince dane yüzdesine bağlı olarak CSR ile değişimi Çizelge 1'de verilmiştir. Çizelge 1'de a katsayısı, denklemin başlangıç değerini ifade etmesi açısından önemlidir. Fiziksel olarak düşünüldüğünde $D_r=0\%$ olması durumunda numunelerin sıvılaşacağı çevirim sayısını göstermektedir. Çizelge 1'deki b katsayısı ise fonksiyonun artış hızını etkilemesi açısından önemlidir.

Çizelge 1. Temiz ve siltli kumlar için Denklem 1'deki a ve b katsayılarının değişimi

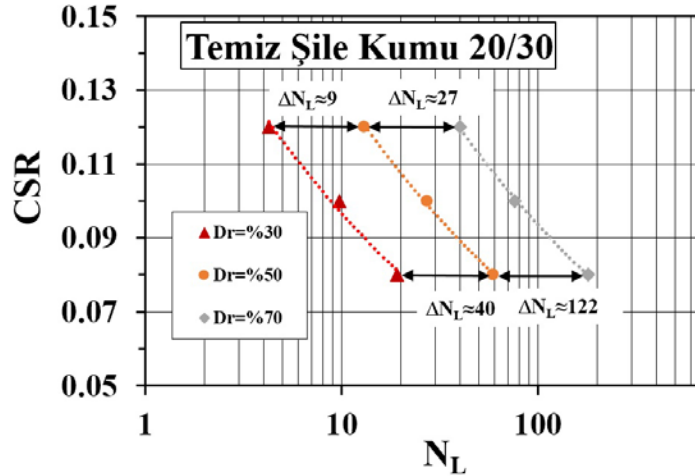
FC (%)	CSR	Denklem 1		
		a	b	R ²
0	0.08	3.558	0.056	0.95
	0.1	2.077	0.052	0.89
	0.12	0.788	0.056	0.98
15	0.08	6.885	0.065	0.94
	0.1	3.769	0.043	0.97
	0.12	1.307	0.046	0.91
25	0.08	0.724	0.073	0.96
	0.1	0.873	0.053	0.94
	0.12	0.666	0.043	0.93

Şekil 2 ve 3, Çizelge 1'deki değerler gözönüne alınarak dikkatlice incelendiğinde göreceli sıklık parametresinin, kumlu zeminlerin sıvılaşma davranışlarına etkisinde, CSR ve FC

gibi çeşitli faktörlerin önemli etkisi olduğu görülecektir. Örneğin a katsayısı genel eğilim olarak artan CSR ile birlikte azalmaktadır.

3.2. CSR'nin Göreceli Sıklık ile Sıvılaşma için Gereken Çevirim Sayısı Arasındaki İlişkiye Etkisi

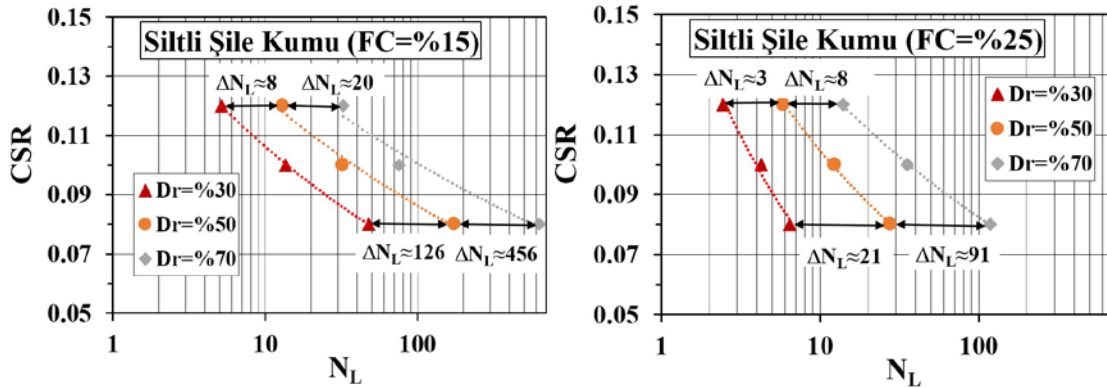
Bu çalışmada kullanılan temiz ve siltli kumlar için gevşek ($D_r=30\%$), orta sıkı ($D_r=50\%$) ve sıkı ($D_r=70\%$) duruma denk gelecek şekilde üç farklı göreceli sıklık değeri seçilmiştir. Söz konusu sabit D_r değerlerinde Denklem 1 kullanılarak hesaplanan N_L değerlerinin CSR ile değişimi temiz Şile Kum 20/30 için Şekil 4'te gösterilmiştir. Sabit bir D_r değerinde, beklenildiği üzere CSR değeri düştükçe N_L artmıştır, ancak şekilde eğrilerin birbirine paralel gibi gözükmesi yanlış yorumlanmamalıdır. Örneğin $CSR=0.12$ değerinde, D_r 30% 'den 50% 'ye yükseldiğinde sıvılaşma için gereken çevirim sayısındaki artış (ΔN_L) 9 iken, D_r 50% 'den 70% 'e yükseldiğinde ΔD_r ($=20\%$) aynı olmasına rağmen sıvılaşma çevirim sayısındaki artış yaklaşık üç katına yükselmiştir ($\Delta N_L=27$). CSR değeri düştükçe, örneğin $CSR=0.08$ 'de aynı ΔD_r değişimleri için gerçekleşen ΔN_L miktarı, 0.12 CSR'de gerçekleşenlerin yaklaşık 4.5 katı olarak gözlemlenmiştir ($40/9 \approx 122/27 \approx 4.5$). Daha açık bir ifade ile Şile Kumuna uygulanacak sabit bir iyileştirmede (örneğin $\Delta D_r = 20\%$) CSR 0.12 'den 0.08 'e düştüğünde çevirim sayısı farkı 4.5 kat yükselecektir. Şekil 4'teki bir diğer ilginç gözlem ise aynı $CSR=0.12$ 'de olduğu gibi $CSR=0.08$ 'de de orta-sıkı durumdan sıkı duruma geçildiğindeki çevirim sayısı farkının (122), gevşek orta-sıkı geçişindeki farkın (40) yaklaşık üç katı olmasıdır ($27/9 \approx 122/40 \approx 3$).



Şekil 4. Temiz Şile Kum 20/30'un sıvılaşması için gereken çevirim sayısının (N_L) gevşek, orta sıkı ve sıkı durumlarda CSR ile değişimi.

Aynı D_r değerleri için bu kez Şile Kum 20/30'un içerisine 15% ve 25% SI silti katılarak elde edilen siltli kumların sıvılaşması için gereken çevirim sayısının CSR ile değişimi de sırasıyla Şekil 5a ve 5b'de verilmiştir. Şekil 5a incelendiğinde, Şekil 4 'te temiz kum için belirtilen sabit oranların siltli kumlar için geçerli olmadığı görülebilir. Ancak 15% ince dane yüzdesine sahip siltli kumda CSR'deki düşüşün (0.12 'den 0.08 'e), ΔD_r etkisini temiz kuma kıyasla abartılı bir şekilde artırdığı göze çarpmaktadır. Gevşek durumdan orta-sıkı duruma geçildiğindeki farkın yaklaşık 16 kat ($126/8$), orta-sıkı durumdan sıkı duruma geçildiğindeki çevirim sayısı farkının yaklaşık 23 kat ($456/20$) arttığı söylenebilir.

Şekil 5b'de, FC'nin %25'e yükselmesiyle beraber kumun sıvılaşma direncinde 15% silt içeriğine göre belirgin bir azalma gözlemlenmektedir (eğriler bariz bir şekilde sola kaymış ve eğimleri artmıştır). Benzer şekilde CSR'deki düşüşün (0.12'den 0.08'e) $\Delta D_r - \Delta N_L$ ilişkisine etkisi göreceli olarak azalmıştır. CSR'deki düşüş sebebiyle, gevşek durumdan orta-sıkı duruma geçildiğindeki farkın yaklaşık 7 kat (21/3), orta-sıkı durumdan sıkı duruma geçildiğindeki çevirim sayısı farkının yaklaşık 11 kat (91/8) arttığı görülmektedir. Bu oranlar, temiz kuma göre halen fazla gözükmele beraber, mutlak değerlerin temiz kuma göre oldukça küçük olduğu unutulmamalıdır(bknz. Şekil 5b ve Şekil 4).



Şekil 5. Siltli Şile Kumu 20/30'un sıvılaşması için gereken çevirim sayısının (N_L) gevşek, orta sıkı ve sıkı durumda CSR ile değişimi a) FC=%15, b) FC=%25.

Şekil 4 ve 5 incelendiğinde, hem temiz hem de siltli kumlar için sabit bir D_r değerinde, çevrimsel kayma gerilmesi oranındaki değişimin sıvılaşma için gereken çevirim sayısını Denklem 2'de verilen kuvvet fonksiyonuyla değiştirdiği görülecektir.

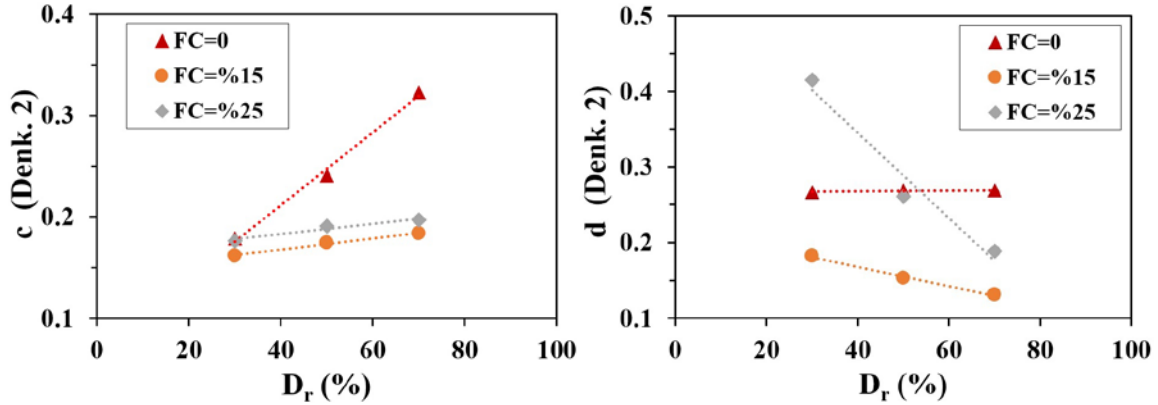
$$CSR = c \cdot N_L^{-d} \quad (\text{sabit } D_r \text{ değerinde}) \quad (\text{Denklem 2})$$

Çizelge 2. Temiz ve siltli kumlar için Denklem 2'deki c ve d katsayılarının değişimi

FC (%)	D_r (%)	Denklem 2		
		c	d	R^2
0	30	0.179	0.267	0.99
	50	0.241	0.269	1
	70	0.322	0.269	1
15	30	0.162	0.182	1
	50	0.175	0.153	0.99
	70	0.184	0.131	0.97
25	30	0.177	0.415	0.98
	50	0.191	0.261	1
	70	0.197	0.189	1

Denklem 2'de c ve d kuvvet fonksiyonunun katsayıları olup, Çizelge 2'de verilen değerlerin zeminin birçok özelliğinden etkilenmesi beklenmelidir (ör: göreceli sıklığı, dane dağılımı, ince dane yüzdesi, ince dane plastisitesi, şekil özellikleri vs.). Şekil 6a'da c katsayısının D_r ile değişimi çizdirilmiştir. Buna göre, hem temiz, hem de siltli kumlarda c katsayısı ile D_r

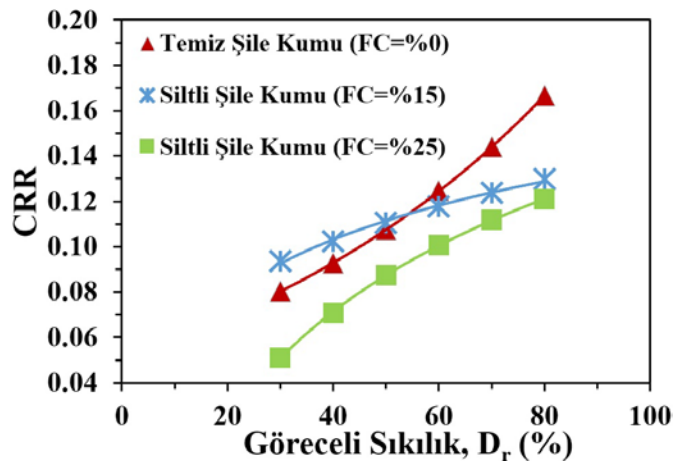
arasında doğrusal bir ilişki gözükmemektedir, ancak temiz kumdaki ilişkinin eğimi, siltli kumlara göre oldukça yüksektir (c 'nin D_r 'ye hassasiyeti temiz kumda daha yüksektir). Şekil 6b'de ise d katsayısının D_r ile değişimi çizdirilmiştir. Buna göre, temiz kumda d katsayısı D_r 'den pek etkilenmemekte, ancak siltli kumlarda D_r arttıkça d katsayısı düşmektedir. Aynı zamanda siltli kumlardaki ilişkinin eğimi FC ile artmaktadır (d 'nin D_r 'ye hassasiyeti FC arttıkça yükselmektedir).



Şekil 6. Denklem 2'de belirtilen katsayıların D_r ile değişimi a) c katsayısı, b) d katsayısı.

3.3. Göreceli Sıklık ve İnce Dane Yüzdesinin Şile Kumu 20/30'un Çevirimsel Direnç Oranına (CRR) Etkisi

Bu çalışma için, laboratuvar ortamında 20 muntazam çevirimsel yüklemde sıvılaşmanın gerçekleştiği kayma gerilmesi oranı çevirimsel direnç oranı ($CRR=CSR_{[@N_L=20]}$) olarak seçilmiştir (Ishihara 1993). Temiz ve siltli Şile Kumu'nun farklı göreceli sıklık değerleri için sahip olacağı CRR değerleri Denklem 1 ve 2 yardımıyla hesaplanabilir. Şekil 7'de, Şile Kumu'nun sıvılaşma direncinin göreceli sıklıkla değişimi çizdirilmiştir.



Şekil 7. Şile Kumu 20/30'un çevirimsel direnç oranının (CRR) farklı ince dane yüzdesinde (FC) göreceli sıklık (D_r) ile değişimi.

Şekil 7 dikkatli incelendiğinde bir çok ilginç bulgu fark edilecektir. Bunlardan belkide en önemlisi ince dane yüzdesinin, kumların sıvılaşma direncine etkisinin FC'nin ve D_r 'nin değerlerinin bileşik etkisine göre değişiklik göstermesidir. Sorumlu yazarın da içinde yer aldığı bir çok araştırmacı ve mühendis yıllardır ince dane yüzdesinin kumların sıvılaşma

direncini olumlu mu yoksa olumsuz mu etkilediğini tartışılmaktadır. Ancak Şekil 7’de Şile Kumu üzerinde yapılan analizlerden de görülebileceği üzere bu sorunun tek bir cevabı olmayıp, cevap; zeminin ince dane oranı ile birlikte arazideki D_r ’sine göre değişken olabilir. Örneğin, $D_r=30$ olduğunda %15 silt içeriğindeki siltli kumun sıvılaşma direnci, temiz kuma göre daha yüksekken, $D_r=53$ civarında eşitlenmekte ve daha büyük D_r değerlerinde (zemin sıkılaştıkça) temiz kum daha dirençli hale gelmektedir. %25 siltli kum kıyaslandığında ise temiz kumun sıvılaşma direnci, çalışılan geniş D_r aralığının tümünde siltli kumunkinden fazladır. Şekil 7’deki bir diğer ilginç gözlem ise sıkı duruma doğru artan D_r ile beraber %15 ve %25 eğrilerinin birbirine yaklaşmasıdır. Daha açık bir ifade ile, sahada ince dane yüzdesinin %15’den %25 gibi bir değere yükselmesinin siltli kumların sıvılaşma direnci üzerindeki etkisinin gevşek zeminlerde (ör: $D_r=30$), sıkı zeminlere göre (ör: $D_r=80$) çok daha belirgin olacağı beklenebilir.

4. SONUÇLAR

Göreceli sıklığın, kumlu zeminlerin sıvılaşma direncini etkileyen en önemli parametrelerden biri olduğu bilinmektedir. Ancak literatürde mevcut deneysel çalışmalarda genelde bir veya iki sabit D_r değeri seçilerek, çevre basıncı, ince dane yüzdesi, dane dağılımı, statik kayma gerilmesi, numune hazırlama yöntemi vs. gibi çeşitli faktörlerin sıvılaşma direncine etkileri incelenmiştir. İlginç bir şekilde (belki de basit ve sıradan olduğu düşünülerek), D_r ’nin kumlu zeminlerin sıvılaşma direnci üzerindeki etkisini ifade eden basit matematiksel fonksiyonlar çok da irdelenmemiş gözükmektedir. Bu çalışma kapsamında temiz ve siltli ($FC=15$ ve %25) Şile Kumu üzerinde 95 adet dinamik basit kesme deneyi gerçekleştirilmiş olup elde edilen bulgular ana hatları ile aşağıda belirtilmiştir:

- 1) Sabit bir CSR değerinde yapılan tekrarlı yüklemeler için N_L ile D_r arasındaki ilişki, hem temiz hem siltli kumlar için üstel bir fonksiyon ile ifade edilebilir (bkz. Denklem 1, Çizelge 1).
- 2) Sabit bir D_r değerinde ise, çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile sıvılaşma için gereken çevrim sayısı arasındaki ilişkinin, Denklem 2’de verilen kuvvet fonksiyonuyla ifade edilebileceği gösterilmiştir (bkz. Denklem 2, Çizelge 2).
- 3) Hem Denklem 1, hem de Denklem 2’deki katsayıların zeminin birçok özelliğinden etkilenmesi beklenmelidir (ör: göreceli sıklığı, dane dağılımı, ince dane yüzdesi, ince dane plastisitesi, şekil özellikleri vs.). Denklem 2’deki c ve d katsayılarının D_r ve FC ile nasıl değiştiği gösterilmiştir (bkz. Şekil 6).
- 4) Yıllardır ilgili araştırmacılar ve uygulamacılar tarafından tartışılan ince dane yüzdesinin (FC) sıvılaşma direnci üzerindeki olumlu veya olumsuz etkisi, düşünüldüğünden daha karmaşık olup, zeminlerin D_r değerinden etkilenmektedir. Örneğin bu çalışmada incelenen kum için $D_r=30$ olduğunda %15 silt içeriğindeki siltli kumun sıvılaşma direnci, temiz kuma göre daha yüksekken, $D_r=53$ civarında temiz ($FC=0$) ve siltli kumun ($FC=15$) sıvılaşma dirençleri eşitlenmekte ve daha büyük D_r değerlerinde (zemin sıkılaştıkça) temiz kum daha dirençli hale gelmektedir. Ayrıca sıkı duruma doğru artan D_r ile beraber $FC=15$ ve %25 içeriğindeki siltli kumların direnç eğrilerinin birbirine yaklaştığı gözlemlenmiştir. Bu gözlem, ince dane yüzdesinin örneğin %15’den %25 gibi bir değere yükselmesinin siltli kumların sıvılaşma direnci

üzerindeki etkisinin gevşek zeminlerde (ör: $D_r=30\%$), sıkı zeminlere göre (ör: $D_r=80\%$) çok daha belirgin olacağı anlamına gelir. (bkz. Şekil 7).

KAYNAKLAR

- Bardet, J. P., and Kapuskar, M. (1993). “Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta Earthquake.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3), 543–562.
- Bhattacharya, S., Hyodo, M., Goda, K., Tazoh, T., and Taylor, C. A. (2011). “Liquefaction of soil in the Tokyo Bay area from the 2011 Tohoku (Japan) earthquake.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, 31(11), 1618–1628.
- Bray, J. D., Sancio, R. B., Durgunoglu, T., Onalp, A., Youd, T. L., Stewart, J. P., Seed, R. B., Cetin, O. K., Bol, E., Baturay, M. B., Christensen, C., and Karadayilar, T. (2004). “Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(7), 673–685.
- Eseller-Bayat, E. E., Monkul, M. M., Akin, Ö., and Yenigun, S. (2017). “The Coupled Influence of Relative Density, CSR, Plasticity and Content of Fines on Cyclic Liquefaction Resistance of Sands.” *Journal of Earthquake Engineering*, 1–21.
- Ishihara, K. (1993). “Liquefaction and flow failure during earthquakes.” *Geotechnique*, 43(3), 351–415.
- Lade, P. V., Liggió, C. D. J., and Yamamuro, J. A. (1998). “Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand.” *Geotechnical Testing Journal*, 21(4), 336–347.
- Monkul, M. M., Etminan, E., and Şenol, A. (2016). “Influence of coefficient of uniformity and base sand gradation on static liquefaction of loose sands with silt.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 89, 185–197.
- Monkul, M. M., Etminan, E., and Şenol, A. (2017a). “Coupled influence of content, gradation and shape characteristics of silts on static liquefaction of loose silty sands.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Monkul, M. M., Gültekin, C., Gülver, M., Akin, Ö., and Eseller-Bayat, E. (2015). “Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 27–36.
- Monkul, M. M., and Yamamuro, J. A. (2011). “Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands.” *Canadian Geotechnical Journal*, 48(6), 931–942.
- Monkul, M. M., Yenigün, Ş., and Eseller-Bayat, E. E. (2017b). “Kuru kum numunelerin sismik sıvılaşma potansiyelinin dinamik basit kesme deneyinden belirlenmesi.” *Uluslararası Katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu*, 697–706.
- Stewart, J. P., Chu, D. ., Seed, R. B., Ju, J. W., Perkins, W. J., Boulanger, R. W., Chen, Y. C., Ou, C. Y., Sun, J., and Yu, M. S. (2001). “Chi-Chi Earthquake reconnaissance report_soil liquefaction.” *Earthquake Spectra*, 17(S1), 37–60.
- Taylor, M. L., Cubrinovski, M., and Bradley, B. A. (2012). “Characterisation of ground conditions in the Christchurch Central Business District.” *Australian Geomechanical Journal*, 47(4), 43–58.
- Yenigün, Ş., Monkul, M. M., and Eseller-Bayat, E. E. (2018). “Kuru huni yöntemiyle geniş aralıkta göreceli sıklık değerlerinin elde edilmesi.” *Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı*, Vol 3, 1249-1260.

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KUM - FİBER KARIŞIM ORANINA BAĞLI OLARAK GÖMÜLÜ BORULARIN DÜŞEY DEPLASMANLARININ SARMA TABLASI DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF VERTICAL DISPLACEMENTS OF BURIED PIPES
WITH SHAKING TABLE TESTS ACCORDING TO SAND-FIBER MIXTURE
RATIO

Meryem YILMAZ¹

S. Banu İKİZLER²

Berrak TEYMUR³

ABSTRACT

Due to the seismic effects of earthquakes in the past and present, large structural damage has occurred in the buried pipelines. During the earthquake, the ground which the pipe is buried settles due to ground movements, resulting in large damage to the pipes. In this study, the vertical behavior of 32 mm diameter PPRC flexible pipe buried in silica sand and fiber mixed sand was investigated by a series of shaking table tests. Within the scope of the study, fiber mixed sand at different relative densities and fiber percentages were used. In the experiments carried out within the scope of the investigation, silica sand having a relative density of 80% was used as a base in the test box, whereupon 1% and 2% by weight of fiber was mixed into silica sand having a relative density of 20% and the test ground was prepared. The burial depth of the pipe is buried in the sand-fiber mixed ground of different densities, 1.2D and 2D, depending on the pipe diameter (D). In this study, many different earthquake data were used for each test environment depending on the density, fiber ratio and depth of pipe burying. As a result, it was determined that fiber and pipe used for soil improvement during seismic loading significantly reduced the displacement in the vertical direction.

Key Words: Buried pipes, fiber, silica sand, fill material.

ÖZET

Geçmişte ve günümüzde depremlerin sismik etkilerinden dolayı gömülü boru hatlarında büyük yapısal hasarlar meydana gelmektedir. Deprem sırasında yer hareketinin etkisiyle borunun gömülü olduğu zeminin sıkışmaya, oturmaya veya kabarması sonucunda borularda büyük hasarlar meydana gelmektedir. Bu çalışmada 32 mm çapındaki PPRC (polypropylene random copolymer) esnek boru, silis kumu ve fiber karışımli dolgu malzemesi içine gömülerek deprem yükleri altındaki düşey yöndeki davranışı laboratuvar ortamında bir seri tek eksenli sarma tablası deneyleri ile incelenmiştir. Çalışmalarda, deney kutusu, sarma tablası, fiber, silis kumu ve ivmeölçerler kullanılmıştır. Çalışma kapsamında yapılan deneylerde %80 rölatif sıklığa sahip

¹ Öğr. Gör., Haliç Üniversitesi, merymyilmaz@gmail.com

² Doç. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, banuh73@gmail.com

³ Dr. Öğr. Üyesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, teymurb@itu.edu.tr

silis kumu deney kutusunda taban olarak kullanılırken, bunun üzerine ağırlıkça %1 ve %2 oranlarında fiber, %20 rölatif sıklıktaki silis kumuna karıştırılarak tabakalar halinde serilerek deney zemini hazırlanmıştır. Boru gömme derinliği boru çapına (D) bağlı olarak yüzeyden 1.2D ve 2D olmak üzere farklı sıklıklardaki kum- fiber karışımı zemin içerisine gömülmüştür. Bu çalışmada her deney ortamı için birçok farklı deprem verilerinden yararlanılarak sıklığa, fiber oranına ve boru gömme derinliğine bağlı olarak çalışmalar yapılmıştır. Sonuç olarak yapılan deneylerde sismik yüklemeler sırasında zemini iyileştirme amaçlı kullanılan fiber ile borunun düşey doğrultudaki deplasmanı önemli mertebelerde azalttığı tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Gömülü borular, fiber, silis kumu, dolgu malzemesi.

1. GİRİŞ

Medeniyet tarihi boyunca mühendislik alanında yapılan çalışmalara baktığımızda oluşan sorunların birçoğunun zemin-yapı etkileşiminden kaynaklı olduğu görülmektedir. Bu etkileşimden kaynaklı gerek alt gerekse üst yapıda zemine gelen hem statik hem de dinamik yükler nedeniyle yapılarda birçok hasar meydana gelmektedir. Altyapı alanında en sık karşılaşılan problemlerden biri de gömülü borularda oluşan hasarlardır. Gündelik hayatı etkileyen birçok alanda kullanılan gömülü borularda oluşabilecek hasarların önüne geçilmesi amacıyla birçok araştırmacı bu konu üzerinde çalışmalar gerçekleştirmiştir. Bu çalışmalardan bilinen en eskisi, Marston ve Anderson (1913) tarafından yapılan gömülü borular üzerine sistematik çalışmadır. Yapılan birçok araştırma gömülü boruların zemin ile çevrili ve direk etki alanı içinde olduğunu gösterdiğinden dolayı, tasarımında en çok dikkat edilmesi gereken parametrenin zemin olduğunu ortaya koymuştur. Hindy ve Novak (1979), gömülü boru hatlarının sismik tepkisini dinamik zemin boru etkileşimini dikkate alarak incelemiştir.

Depremler sonucunda zeminde oluşan deplasmanlar ve deformasyonlardan kaynaklı altyapı hasarlarını en aza indirebilmek adına zemin iyileştirilmesi en yaygın olarak kullanılan yöntemlerden biridir. Yapılan bir çok araştırma da, zemin iyileştirme amaçlı yaygın olarak kullanılan fiber takviyesinin, zeminin mukavemetini artırdığını göstermiştir (Gray ve Ohashi, 1983; McGown vd., 1985; Maher ve Gray, 1990; Noorzad ve Amini, 2014; İbrahim vd., 2018). Bu sismik etkilerin altyapıda oluşturabileceği hasarları katkı malzemesi kullanarak hem zemin iyileştirmek hem de iyileştirilen zemin sayesinde boruda oluşacak hasarların önüne geçebilmek için çalışmalar yapılmıştır (Söylemez, 2017; Karaman ve Ecemiş, 2017).

Bu çalışmada, fiberin kum zemine rastgele karıştırılmasıyla oluşan dolgu malzemesine gömülü PPRC boru üzerinde deprem sırasında oluşabilecek oturmalarda fiberin etkisi incelenmiştir. İnceleme kapsamında toplam 18 tane sarsma tablası deneyi gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneylerden elde edilen sonuçların gerçek hayattaki durumları yansıtması adına geometrik ölçekleme faktörü kullanılmıştır. Deney sonuçları incelendiğinde zemin iyileştirme amaçlı kullanılan fiberin, deprem gibi sismik yüklemeler esnasında gömülü borunun düşey doğrultudaki yer değiştirmesi üzerinde azaltıcı etkisi olduğu görülmüştür.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada fiber katkılarının, temiz kum zemine gömülü borular üzerindeki dinamik davranışlarına etkisini incelemek amacıyla ağırlıkça %1 ve %2 fiber katkısı, farklı rölatif sıklıkta %20, silis kumu ile rastgele karıştırılarak, 1,2D ve 2D boru gömü derinliğine bağlı

olarak çalışmalar yapılmıştır. Fiber katkılı ve katkısız numuneler farklı rölatif sıklık oranlarında farklı boru gömme derinliğiyle hazırlanmış ve dinamik davranışları incelenmiştir. Bu kapsamda tek eksenli sarsma tablası deneyleri gerçekleştirilmiştir.

2.1. Kullanılan Numuneler

Deneylerde kullanılacak olan malzeme miktarları fiber katkılı ve katkısız kum numunenin rölatif sıklığı ve karışım oranına bağlı olarak hesaplanmıştır. Rölatif sıklık kullanılacak zeminin sıkı veya gevşek olması açısından önemli bir parametredir. Laboratuvar deneylerinde kullanılan numunelerin arazideki durumu aynı şekilde temsil etmesi açısından rölatif sıklık değerlerine dikkat edilmiştir.

Çalışmada %80 rölatif sıklıkta saf kum ve %20 rölatif sıklıkta fiber katkılı (%1 ve %2) olmak üzere iki ayrı sıklıkta numune kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan silis kumuna ait ASTM standardına göre elek analizi sonuçları Tablo 1’de gösterilmiştir.

Tablo 1. Elek analizi deney sonuçları

Elek No	Delik Çapı	Eleğin Üstünde Kalan	Elekten Geçen	
#	mm	Gr	Gr	%
40	0,42	1,76	292,94	99,40
70	0,21	21,63	271,31	92,06
100	0,149	181,51	89,8	30,47
200	0,074	89,8	0	0,00

Polipropilen fiberler birçok araştırmada zeminin basınç dayanımını artırabilmek için zemin takviyesi olarak kullanılmaktadır. Katkı malzemesi olarak kullanılan fiber BASF tarafından üretilen MasterFiber 15 MF adlı, ASTM C 116/C standardına uygun üretilen polipropilen malzemedir yapılmış, 19 mm uzunluğunda (Şekil 1) lifli yapıya sahip olan bir fiber türüdür. MasterFiber 15 MF 0,91 Mg/m³ özgül yoğunluk ve 50-70 KN/cm² gerilme dayanımına sahiptir.



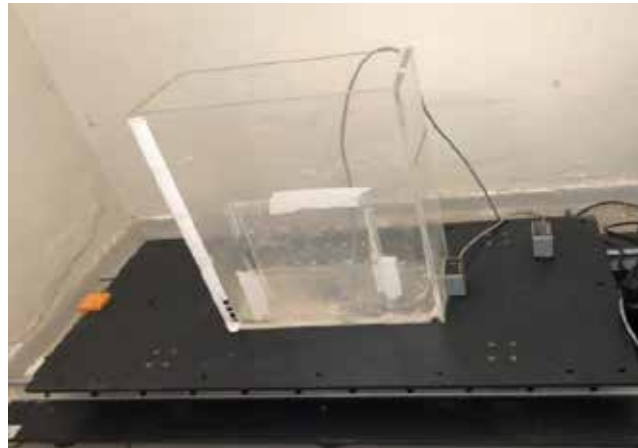
Şekil 1. Polipropilen fiber.

Deneylerde kullanılacak %1 ve %2 fiber oranı kuru kumun ağırlıkça %1 ve %2'si kadar hesaplanarak elde edilmiştir.

Çalışmada gömülü boru olarak kullanılan Polipropilen (PPRC) borular, yüksek moleküler ağırlıklı ve yüksek esnekliğe sahip Polipropilen Random Kopolimer hammaddesinden imal edilmiştir. Kullanılan PPRC borunun dış çapı 32 mm, et kalınlığı 3 mm ve boyu 18 cm'dir. Deneylerde kullanılan boru çapı gerçekte kullanılacak olan boru çapının 1/16 ölçeğine göre düzenlenmiş halidir.

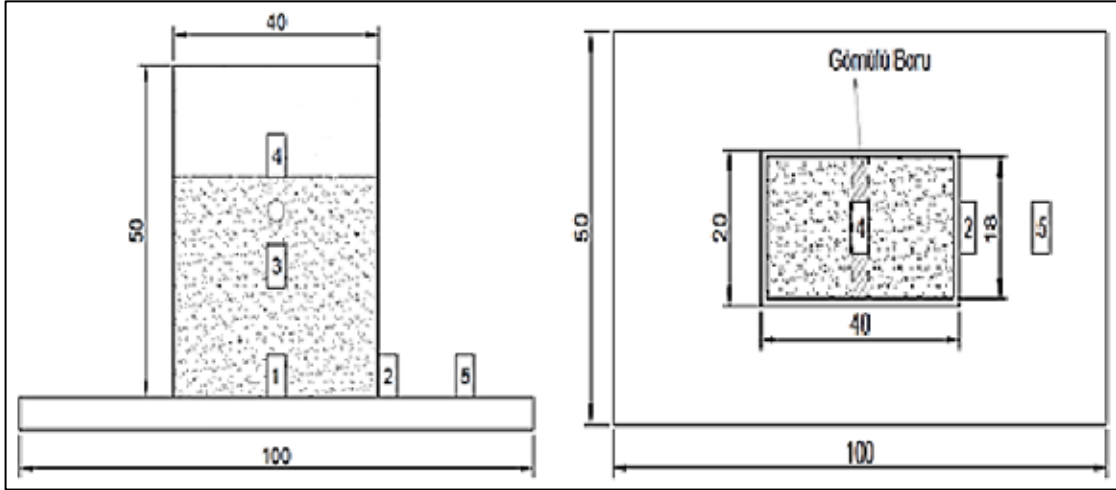
2.2. Deney Düzenineğinin Hazırlanması ve Sarsma Tablası Deneyleri

Model haznesi 10 mm et kalınlığı dahil uzunluğu 400 mm, genişliği 200 mm ve derinliği 500 mm olan pleksiglas cam levhalardan oluşmaktadır. Model haznenin iç ölçüleri, cam levhaların et kalınlıkları nedeni ile 38x18x 50 cm (Şekil 2) şeklindedir. Haznenin cam olarak tercih edilme nedeni, deneyler sırasında oluşabilecek deformasyonların gözlemlenmesine imkân sağlamaktır. Model haznesi üzerine yerleştirilecek olan zeminin miktarı sarsma tablasının taşıma kapasitesi dikkate alınarak hesaplanmıştır. Oluşturulan numunenin 10 cm'lik 3 tabaka halinde serilmesi uygun görülmüştür. Malzeme hazneye yağmurlama tekniği ile şişeler yardımıyla serilerek, belirlenen rölatif sıklık oranına göre sıkıştırılmıştır.



Şekil 2. Model Haznesi

Sistemde toplam 5 adet ivmeölçer bulunmaktadır. Bunlardan üçü hazne içinde, ikisi hazne dışında yer almaktadır. Düşey doğrultudaki yer değiştirmeyi saptamak adına zemine farklı sismik hareketler uygulayarak, hazne içine aynı doğrultuda yerleştirilen üç ivmeölçerden veriler kayıt altına alınmıştır. Bu amaçla, ilk olarak hazne tabanına yerleştirilen ivmeölçerin üzerine 10 cm'lik zemin serilmesiyle oluşan yüzeye ikinci ivmeölçer yerleştirilmiştir. Bu ivmeölçer üzerine de 20 cm'lik zemin serilerek oluşturulan son tabaka yüzeyine üçüncü ivmeölçer yerleştirilir. İvmeölçerlerin yerleşim kesiti ve planı Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Model haznesi içinde ivmeölçerlerin yerleşimine ait kesit ve planı.

Farklı boru gömme derinliğine bağlı olarak farklı fiber oranlarına ve rölatif sıklılığa sahip deney setleri üzerinde deneyler yapılmıştır. Verilen ivme değerinde, zemin tabakalarında oluşan titreşimler ivmeölçerler tarafından ölçülerek Dinamik Veri Toplama cihazına aktarılarak kaydedilmiştir. Yapılan deneyler, sırası ile verilen farklı sismik yükler, karışımında kullanılan fiber oranları, boru gömme derinliği ve zeminin tabakalar halinde rölatif sıklılıklarına göre Tablo 2’de özetlenmiştir.

Tablo 2. Yapılan Sarma Tablası Deneyleri

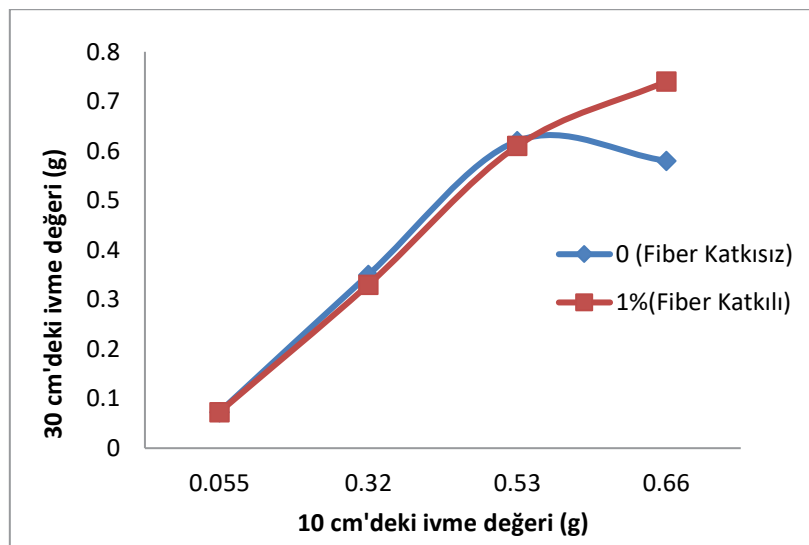
Deney Numarası	Verilen Pk ivme Değeri (g)	1.Tabaka (10 cm)	2.Tabaka (10 cm)	3.Tabaka (10 cm)	Boru Gömme Derinliği (D)
1	0.055	%80 Sıkı Kum	%20 Sıkı Kum	%20 Sıkı Kum	1,2 D
2	0.32				
3	0.53				
4	0.66				
5	0.055	%80 Sıkı Kum	%20 Sıkı Kum + %1 Fiber	%20 Sıkı Kum+ %1 Fiber	1,2 D
6	0.32				
7	0.53				
8	0.66				
9	0,05	%80 Sıkı Kum	%20 Sıkı Kum + %1 Fiber	%20 Sıkı Kum+ %1 Fiber	2 D
10	0,32				
11	0,53				
12	0,62				
13	1,04	%80 Sıkı Kum	%20 Sıkı Kum + %2 Fiber	%20 Sıkı Kum+ %2 Fiber	2D
14	0,05				
15	0,32				
16	0,53				
17	0,62				
18	1,04				

3. BULGULAR

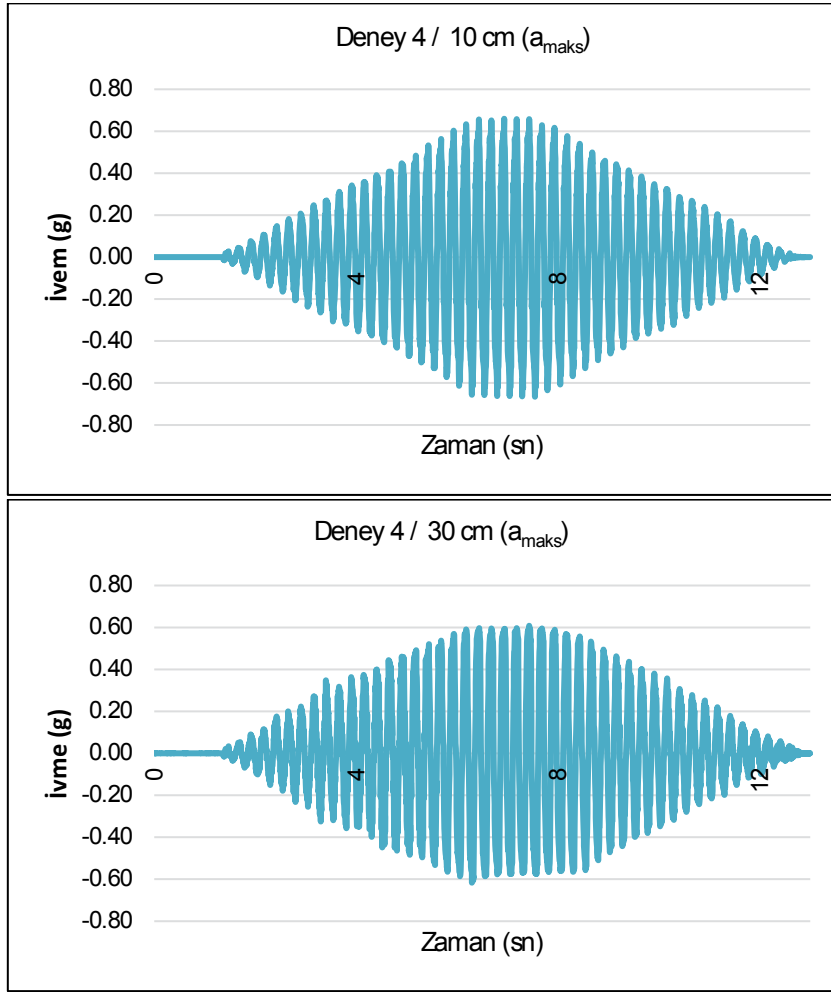
Deney kayıtlarından elde edilen veriler Tablo 3'te özetlenmiştir. Saf kuma ve %1 fiber katkılı kuma 1,2D derinlikte gömülü boruya çeşitli büyüklüklerde ivme değerlerinin borunun altına ve üstüne yerleştirilen ivmeölçerlerde oluşturduğu etkiler ile alınan veriler grafiklere aktararak, Şekil 4'de gösterilmiştir. Tablo 3 ve Şekil 4 incelendiğinde, Deney 1, 2, 3 ve Deney 5, 6, 7'de fiber katkısız ve %1 fiber katkılı kuma gömülü borulu numunelerde uygulanan sismik yüklemelerde aynı ivme değerlerinde boru altında ve üstünde bulunan ivmeölçerlerden alınan verilerin benzer olduğu görülmüştür. Bunun yanı sıra Deney 4' te ise bu durumdan farklı olarak verilen aynı ivme değerinin saf kuma gömülü borunun altındaki ve üstündeki ivmeölçerlerden farklı veriler alındığı, ölçülen ivme değerlerinde azalış gözlemlendiği saptanmıştır. Ayrıca Deney 8'de %1 fiber katkılı kuma gömülü boru bulunan numunede verilen ivme değerlerine göre ivmeölçerlerden alınan verilerde artış gözlemlenmiştir. Zeminde sıklığın artışı ve boşluk oranının düşüşü ivme iletimiyle doğru orantılı olduğundan dolayı, fiber katkısının zemin iyileştirmesine olan etkisi bu deneyler aracılığıyla incelenmiş, bu incelemeler ışığında oluşturulan grafikler Şekil 5 ve Şekil 6'da gösterilmiştir.

Tablo 3. Fiber katkılı (%1) ve katkısız zeminde derinliğe bağlı alınan ivme kayıtları.

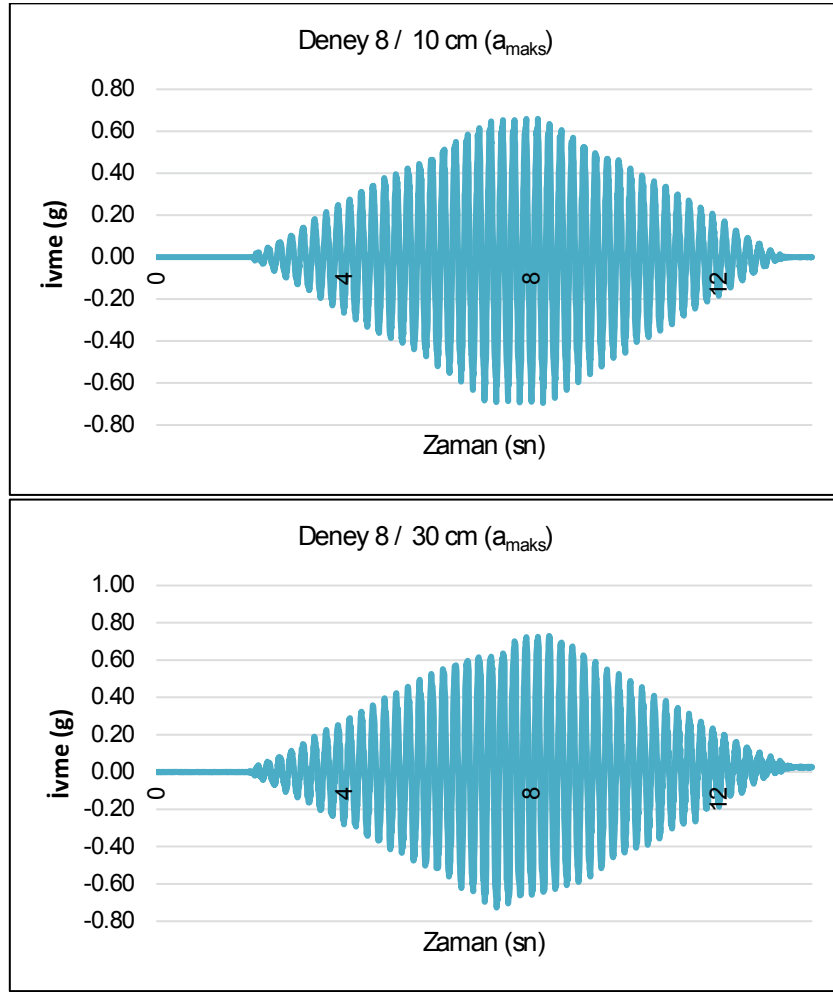
1,2D Boru Gömme Derinliği	Gömülü Boru+ Kum			İvmeölçerlerin Konumu	%1 Fiber + Kum + Gömülü Boru		
	Taban	10 cm	30 cm		Taban	10 cm	30 cm
İvmeölçerlerin Konumu	Taban	10 cm	30 cm	İvmeölçerlerin Konumu	Taban	10 cm	30 cm
1.Deney (a_{min})	0,055g	0,055g	0,074g	5.Deney (a_{min})	0,055g	0,055g	0,073g
2.Deney (a_{orta})	0,32g	0,32g	0,35g	6.Deney (a_{orta})	0,31g	0,31g	0,33g
3.Deney (a_{kobe})	0,53g	0,53g	0,62g	7.Deney (a_{kobe})	0,53g	0,53g	0,61g
4.Deney (a_{maks})	0,66g	0,66g	0,58g	8.Deney (a_{maks})	0,65g	0,65g	0,74g



Şekil 4. Maksimum İvme Değerinde 1,2D Boru Gömü Deriliğindeki Fiber Katkısız ve %1 Fiber Katkılı Numuneler Arasındaki İvme Farkları (Dr:%20).



Şekil 5. Fiber Katkısız Kum Numunede (1,2D) 10 cm ve 30 cm'deki İvmeölçerlerden Alınan İvme Kayıtları (Dr:%20).

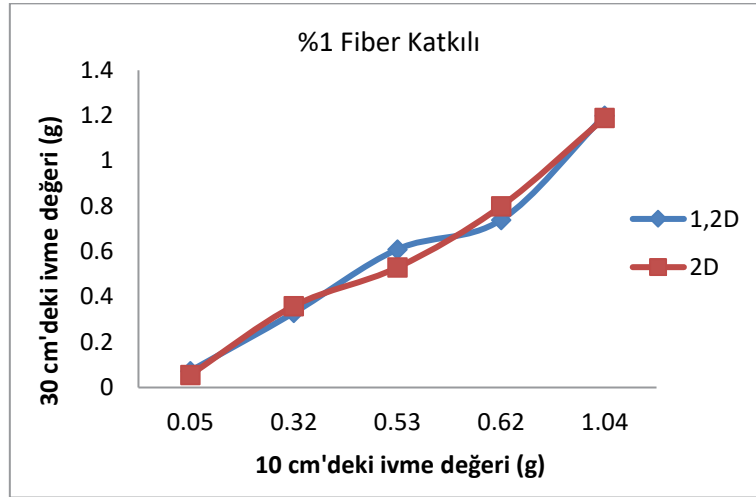


Şekil 6. %1 Fiber Katkılı Kum Numunede (1,2D) 10 cm ve 30 cm'deki İvmeölçerlerden Alınan İvme Kayıtları (Dr:%20).

Çalışma kapsamında sismik hareketler sonucu, boru gömme derinliğinin boru deplasmanı üzerinde etkisinin olup olmadığı incelenmiştir. 2D boru gömü derinliğinde %1 ve %2 fiber katkılı zemine verilen sismik yüklemelerden elde edilen veriler Tablo 4'te gösterilmiştir. %1 fiber katkılı zeminde 1,2D ve 2D boru gömü derinliği üzerindeki etkisi Şekil 3'te grafiğe dönüştürülmüştür. Şekil 7'den de görülebileceği gibi boruda meydana gelecek deplasmanların boru gömme derinliğine bağlı olarak incelenemeyeceği tespit edilmiştir.

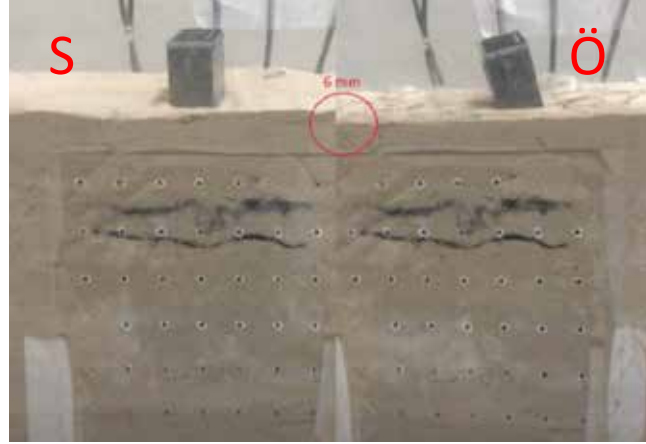
Tablo 4. %1 ve %2 Fiber katkılı zeminde derinliğe bağlı alınan ivme kayıtları

2D Boru Gömme Derinliği	%1 Fiber + Kum + Gömülü Boru			2D Boru Gömme Derinliği	%2 Fiber + Kum + Gömülü Boru		
	İvmeölçerlerin Konumu	Taban	10 cm		30 cm	İvmeölçerlerin Konumu	Taban
9.Deney (a_{min})	0,05g	0,05g	0,056g	14.Deney (a_{min})	0,05g	0,05g	0,067g
10.Deney (a_{orta})	0,32g	0,32g	0,36g	15.Deney (a_{orta})	0,32g	0,32g	0,36g
11.Deney (a_{kobe})	0,53g	0,53g	0,53g	16.Deney (a_{kobe})	0,53g	0,53g	0,60g
12.Deney (a_{maks1})	0,62g	0,62g	0,8g	17.Deney (a_{maks1})	0,62g	0,62g	0,71g
13. Deney (a_{maks2})	1,04g	1,04g	1,19g	18. Deney (a_{maks2})	1,02g	1,02g	1,06g



Şekil 7. Maksimum İvme Değerinde %1 Fiber Katkılı, %20 Rölatif Sıklıktaki Kum Numune Üzerinde Boru Gömme Derinliklerinin Kıyaslanması.

Ayrıca Şekil 8' den görüldüğü gibi yapılan deneyler sonucunda fiber katkılı numunelerde boru konumunda herhangi bir yer değiştirme görülmezken, borunun üstünde kalan yüzeysel zemin tabakasında ölçülebilen oturmalar tespit edilmiştir.



Şekil 8. %2 Fiber Katkılı, %20 Rölatif Sıklıktaki Kum Numunede 2D Derinlikteki Gömülü Boru.

4. SONUÇLAR

Yapılan bu çalışmada, fiber katkısı ile zemin iyileştirmesinin, gömülü borular üzerindeki etkileri incelenmiş ve çalışma sonucunda fiber katkısı ile zemin iyileştirmesinin faydalı olduğu gözlemlenmiştir. Fiber katkısının zeminin dayanımını artırdığı, ivme iletimlerinden ve deplasman ölçümlerinden görülmüş ve yapılan analizler sonucunda da tespit edilmiştir. Özellikle yüksek şiddetli depremlerde fiber katkısının etkisi daha çok ortaya çıkmaktadır. Bunun yanında farklı oranlardaki fiber katkılarının zeminin iyileştirilmesine etkisi incelendiğinde, belirli bir orandan sonra fiber katkısının artırılmasının, zemini iyileştirmeye etkisindeki faydayı, lineer bir biçimde artırmadığı görülmüştür. Yapılan deneylerde, %1 ve %2 oranlarında kullanılan fiber katkılı numuneler arasında zemini iyileştirme ve dayanım açısından değerlendirilebilecek bir

fark oluşmuş olsa da, bu fark lineer değildir. Daha yüksek oranlı fiber katkılarının daha yüksek dayanım sonuçlarına ulaştırabileceği konusunda kesin bir sonuca ulaşılammıştır (Yılmaz, 2019). Bunun yanında daha yüksek fiber katkı oranlarına sahip ve homojenize olmayan zeminlerin ayrışmaya sebebiyet verme ihtimali ayrı bir deney ve araştırmanın konusu olabilir.

İvmeölçerlerle hesaplanan değerler değerlendirilerek, fiber katkısıyla zemin iyileştirmesinin gömülü borular üzerinde yarattığı etki değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmelerin sonucunda gömülü borularda oluşabilecek deformasyonların azaldığı tespit edilmiştir. Gömülü boruların üzerindeki tabakada fiziksel olarak gözlemlenebilecek yüzeysel oturmalar oluşmuştur ancak gömülü boru düzleminde kayda değer bir oturma ve bu oturmaya bağlı olarak gömülü boruda bir deformasyon tespit edilmemiştir.

Elde edilen bu veriler ve değerlendirmelere dayanarak fiber katkı ile zemin iyileştirmesinin, gömülü boru tasarımlarında kullanılabilir bir yöntem olduğu sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- Gray, D. H. and Ohashi, H., (1983), “Mechanics Of Fiber Reinforcement İn Sands”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 109 (3), 335–353.
- Hindy, A. and Novak, M.,(1979), “Earthquake Engineering and Structural Dynamics”, Vol.7(5), 451-476.
- İbrahim, E., Camenen, J. F., Diambra, A., Kairelis, K., Visockaite, L. and Consoli, N. C.,(2018), “Energy Efficiency of Fibre Reinforced Soil Formation at Small Element Scale: Laboratory and Numerical İnterpretation”, Geotextiles and Geomembranes, 46 (2018) 497–510.
- Karaman, M. and Ecemiş, N., (2017), “ Kum -Lastik Kırpıntı Çapının ve Karışım Oranının Sıvılaşıma Potansiyeline Etkisinin Sarsma Tablası Deneyleri ile İncelenmesi”, 7. Geoteknik Sempozyumu,
- Maher, M. H. and Gray, D. H., (1990), “Static Response of Sands Reinforced With Randomly Distributed Fibers”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.116, 11, 1661-1677.
- Marston, A. and Anderson, A.O., (1913), “ The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe”. Bull. 31. Iowa Engineering Experiment Station, Ames, IA.
- McGown, A., et al. (1985), “Soil Strengthening Using Randomly Distributed Mesh Elements”, Proc, Xlth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.,HI, San Francisco, Calif., 1735-1738.
- Noorzad, R. and Amini, P. F., (2014), “Liquefaction Resistance Of Babolsar Sand Reinforced with Randomly Distributed Fibers Under Cyclic Loading”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.66, 281-292.
- Söylemez, B., (2017), “Laboratory Experiments on Improvement of Buried Flexible Pipes by Using Geofom”, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yılmaz, M., (2019), “Fiber ile İyileştirilmiş Zemine Gömülü Boruların Sismik Etkiler Altındaki Dinamik Davranışı”, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

BEKLENEN İSTANBUL DEPREMİ İÇİN MUHTEMEL ZEMİN HAREKETLERİNE GÖRE DOĞALGAZ BORU HATLARININ DEPLASMAN KAPASİTESİ

DISPLACEMENT CAPACITIES OF NATURAL GAS PIPELINES
ACCORDING TO POSSIBLE GROUND MOVEMENTS FOR EXPECTED
ISTANBUL EARTHQUAKE

Adil YİĞİT¹

ABSTRACT

Buried pipelines can be damaged by earthquakes due to seismic wave propagation, pipeline-faultline intersection and earthquake-induced ground movement. When historical events are examined, especially when the natural gas pipeline explosion caused by the recent landslides in Sakarya is investigated, it is seen that how dangerous the amount of ground motion is for the safety of buried pipeline systems. If expected Istanbul earthquake is taken into consideration, it can be understood that earthquake-induced ground movement will affect the infrastructure systems of Istanbul, as well. In particular, the safety of natural gas transmission and distribution pipelines is more important because they are used for the transportation of dangerous substance. In this study, it is aimed to investigate the maximum tolerable ground displacements in terms of the pipes used in Istanbul natural gas transmission and distribution network, according to expected Istanbul Earthquake.

Keywords: Earthquake, Ground Displacement, Natural Gas Pipeline

ÖZET

Gömülü boru hatları depremler tarafından sismik dalga yayılımı, boru-fay hattı kesişimi ve deprem kaynaklı zemin hareketi nedeniyle hasar görebilirler. Yaşanan tarihi olaylar incelendiğinde, özellikle son zamanlarda Sakarya'da meydana gelen heyelanlar sonucu doğalgaz boru hattında oluşan patlama araştırıldığında, zemin kaymasının gömülü boru hattı sistemlerinin güvenliği için ne derece bir tehlike oluşturduğu görülmektedir. Beklenen İstanbul (Marmara) depremi dikkate alındığında deprem kaynaklı heyelanların meydana gelmesinin İstanbul'un altyapı sistemini de etkileyeceği anlaşılmaktadır. Özellikle doğalgaz iletim ve dağıtım boru hattı güvenliği, tehlikeli madde taşınması anlamında, bir derece daha fazla önem arz etmektedir. Bu çalışma kapsamında, beklenen İstanbul depremi özelinde, İstanbul doğalgaz iletim ve dağıtım ağında kullanılan boruların katlanabileceği maksimum zemin deplasmanlarının araştırılması amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Zemin Deplasmanı, Doğalgaz Boru Hattı

¹ Dr. (PhD)-Teknik Şef, İGDAŞ, adilyigit75@hotmail.com

1. GİRİŞ

Deprem güvenliği anlamında üst yapılar kadar alt yapıların da dikkate alınması gerektiği hususu yaşanan tarihi depremlerin meydana çıkardığı etkilerden anlaşılabilir. Bu açıdan incelendiğinde alt yapı boru hatlarının deprem etkilerine karşı davranışı önemli bir konu olarak karşımıza çıkmaktadır. Boru hattı sistemleri sürekli (kaynaklı) ve parçalı (geçmeli) boru hattı şeklinde imal edilmektedir. Doğalgaz boru hatları sürekli boru hattı şeklinde inşa edildiğinden bu çalışma kapsamında sürekli boru hattı sistemleri ele alınmaktadır.

Deprem-boru hattı etkileşimi literatürde; boru hattı- fay hattı kesişimi durumu, deprem kaynaklı kalıcı zemin hareketi durumu ve sismik dalga yayılımı durumu şeklinde üç ana başlıkta incelenmektedir. Sismik dalga yayılımı durumunda etkileşim daha geniş bölgeyi kapsamına rağmen deprem kaynaklı lokal kalıcı zemin hareketi durumu boru hatları üzerine daha büyük yıkıcı etkilere neden olmaktadır. Ayrıca İstanbul özelinde bakıldığında boru-fay hattı kesişimi durumu söz konusu olmamaktadır. Bütün bunların ışığı altında bu çalışmada deprem kaynaklı kalıcı zemin hareketi durumuna odaklanılmıştır.

Zeminde meydana gelebilecek bir hareketin boru hatlarına etkisi anlamındaki önemi son zamanlarda (deprem kaynaklı olmamasına rağmen) Sakarya'da meydana gelen heyelan sonucu oluşan patlamadan anlaşılabilir (Şekil-1).



Şekil 1. Doğalgaz Boru Hattı Patlaması (Url-1)

İstanbul açıklarından geçen Kuzey Anadolu Fay Hattı'nda 7,5 büyüklüğünde bir depremin bekleniyor olması muhtemel heyelanların da boru hatları açısından dikkate alınmasını elzem kılmaktadır (Şekil-2). Buna bağlı olarak İstanbul doğalgaz şebekesinde kullanılan boru malzemelerinin zeminde oluşabilecek muhtemel deplasmanı karşılayabilme kapasitesi de incelenmesi gereken diğer bir önemli konu olarak karşımıza çıkmaktadır.



Şekil 2. Kuzey Anadolu Fay Haatı Marmara Parçası (Erdik, 2004)

Muhtemel zemin hareketlerine karşı İstanbul şehri doğalgaz iletim ve dağıtım boru hatlarının deplasman kapasitesinin incelenmesini amaçlayan bu çalışmada öncelikli olarak boru-zemin etkileşimi konusu ele alınmıştır. İstanbul doğalgaz şebekesinde kullanılan boru malzemeleri ve boru hattı imalat şekilleri ikinci olarak incelenmiş olup bu iki madde ışığında doğalgaz şebekesi boru hatlarının deplasman kapasitesi bu çalışma kapsamında araştırılmıştır.

2. AÇIKLAMALAR

2.1. Deprem Kaynaklı Kalıcı Zemin Hareketi - Boru Hattı Etkileşimi

Doğalgaz iletim ve dağıtım hatları sürekli boru hattı şeklinde imal edildiklerinden bu konu başlığı altında sürekli boru- zemin hareketi etkileşimi hususu ele alınmaktadır. Kalıcı zemin hareketinin boru hattına etkisi zemin hareket yönü ile boru ekseninin konumlandırılması durumuna göre “boru eksenine dik hareket” ve “boru eksenine paralel hareket” diye iki ayrı başlıkta incelenmektedir. Boru eksenine dik hareket durumunda burada meydana gelebilecek en büyük eğilme şekil değiştirmesi,

$$\varepsilon_b = \frac{\delta \beta_v^2 e^{-\frac{\pi}{4}} D}{\sqrt{2} \cdot 2} \quad (1)$$

olarak ifade edilemekte ve en büyük eksenel şekil değiştirme oranı ise,

$$\varepsilon_a = -1 + \sqrt{1 + \frac{\beta_v^2 \delta^2}{4}} \quad (2)$$

denklemlerle belirlenebilmektedir (Gedikli, 2008). Burada δ zemin hareket miktarı, D boru çapı olup β_v ($\beta_v^4 = k_v/4EI$) katsayısı ise Çizelge-1'den alınabilmektedir. Burada k_v eksene dik zemin yay (yatak) katsayısıdır (ASCE,1984).

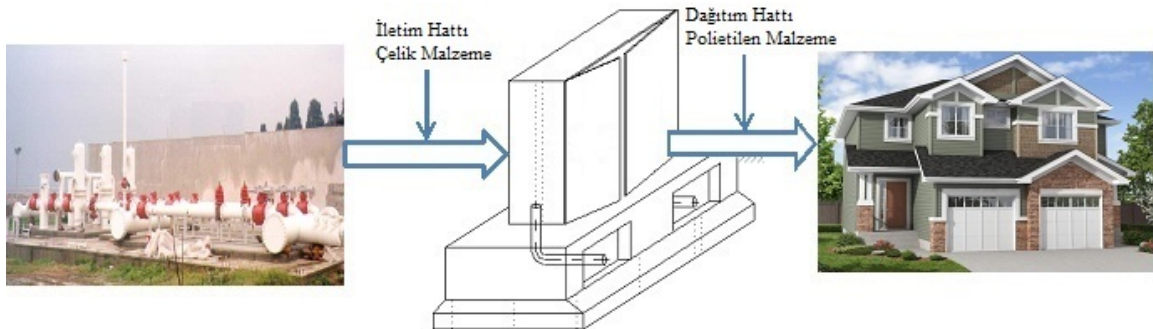
Eksene paralel zemin hareketi durumunda ise sadece aksenal şekil değiştirmeden söz edilebilir ve bu şekil değiştirme,

$$\varepsilon_x = \beta_u \sqrt{\frac{x_u \delta}{2}} \quad (3)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Yiğit, 2015). Burada δ zemin hareket miktarıdır, x_u (model zemin yayının elastik olarak en büyük uzama miktarı) değeri için zeminin sıkılık durumuna göre 2,54-5,08 mm arası bir değer önerilmekte (ASCE,1984) olup bu çalışmada ortalama değer olarak 4 mm alınmıştır, β_u ($\beta_u^2 = k_u/EA$) katsayısı da Çizelge-1'den temin edilebilir. Burada k_u aksenal zemin yay (yatak) katsayısıdır (ASCE,1984).

2.2. İstanbul Doğalgaz Network Ağı

İstanbul doğalgaz şebeke tasarımı ana istasyondan (RMS), gaz ithalatçısı firmadan doğalgazın teslim alınmasıyla başlar, tüketim noktasında sona erer. Yüksek basınçlı gazın bir bölgeden başka bir bölgeye iletilmesi işleminde yüksek basınç dayanımına sahip çelik borular kullanılmaktadır. Ancak büyük tüketici konumundaki sanayi türü tüketimler hariç, evsel kullanım gibi düşük çaplı tüketicilere gaz arzı sağlayabilmek için bölgesel dağıtım network ağında polietilen (PE) borular kullanılmaktadır (Şekil-3). İstanbul doğalgaz şebekesinde kullanılan boru malzemeleri ve özellikleri aşağıda Çizelge-1'de belirtilmiştir (Türkel, 2012).



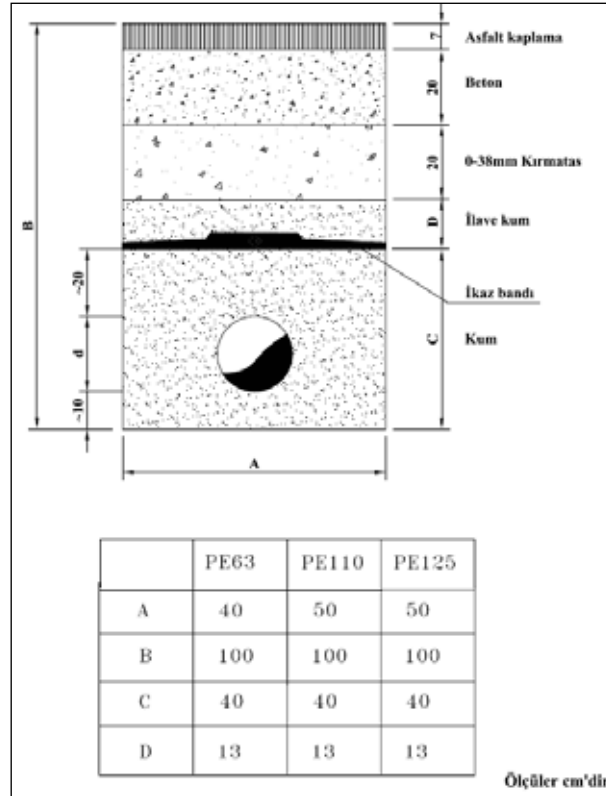
Şekil 3. İstanbul İçin Evsel Tüketim Doğalgaz Arzı Tasarım Mantığı

Deprem kaynaklı olsun veya olmasın zemin hareketi durumunda boru malzemesinin özelliklerinin yanı sıra (boru çapı, et kalınlığı, malzeme türü, vb.) boru gömme derinliği, tranşe dolgu malzemesi ve dolgu malzemesi- boru yüzeyi arayüzü durumu dikkate alınması gereken hususlar olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu nedenle tipik tranşe kesitlerinin de incelenmesi önem arz etmektedir (Şekil-4,5). Zemin-boru arayüzü konusu

zemin deplasmanı durumunda oluşacak sürtünme kuvvetleri nedeniyle elzemdir. Bu anlamda bakıldığında polietilen hatlarda bu arayüz PE malzeme olmaktadır.

Çizelge 1. İstanbul Doğalgaz Şebekesinde Kullanılan Boru Malzemesi ve Özellikleri

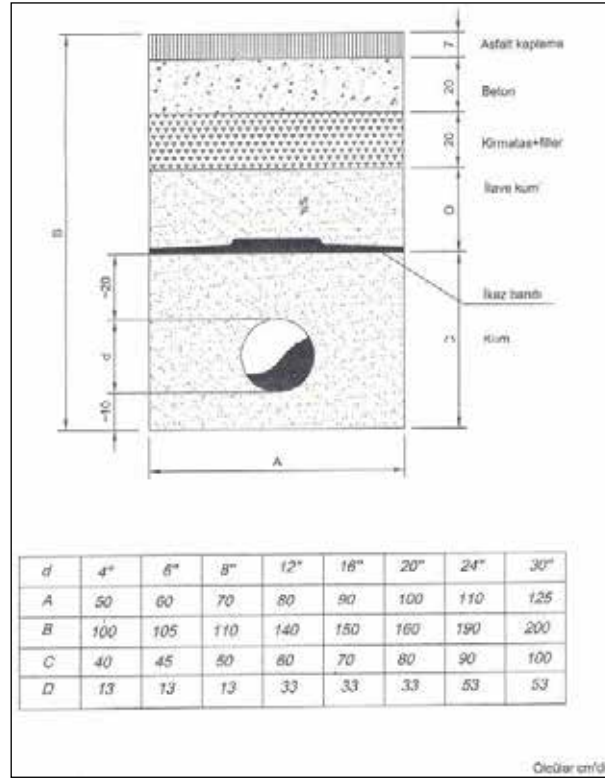
Malzeme	Anma Çapı	Çap, D (m)	Et Kalınlığı, t (m)	β_v (1/m)	β_u (1/m)
Polietilen	Ø 63	0,063	0,0058	5,743	0,699
	Ø 110	0,11	0,01	3,594	0,525
	Ø 125	0,125	0,0114	3,213	0,489
Çelik	4"	0,1143	0,00437	1,059	0,050
	6"	0,1683	0,00437	0,829	0,051
	8"	0,2191	0,00478	0,688	0,049
	12"	0,3238	0,00556	0,534	0,051
	16"	0,4064	0,00635	0,451	0,049
	20"	0,508	0,00714	0,382	0,047
	24"	0,6096	0,00792	0,340	0,049
	28"	0,7112	0,00952	0,296	0,045
	30"	0,762	0,01113	0,273	0,042



Şekil 4. PE Tranşe Kesiti (Türkel, 2012)

Bunun yanı sıra katodik koruma açısından çelik doğalgaz iletim boruları polietilen kaplı bir şekilde imal edildiğinden çelik hatlarda da bu arayüzün yine PE malzeme olduğu görülmektedir. O halde hem doğalgaz iletim hem de dağıtım hatlarında zemin-boru arayüzünün polietilen olduğu anlaşılmaktadır. Tranşe kesitlerinden de görüldüğü üzere

(Şekil-4,5) buradaki zeminden kasıt dolgu malzemesidir. Buna göre zeminde meydana gelecek bölgesel bir hareketlenmede boru yüzeyinde oluşacak sürtünme kuvvetleri dolgu malzemesi (tranşe kumu) – polietilen malzeme arasındaki sürtünme katsayısına bağlı olacaktır.



Şekil 5. Çelik Boru Tranşe Kesiti (Türkel, 2012)

2.3. İzin Verilen Boru Hattı Şekil Değişirme Oranları

a) Basınç Etkisi Altında

Basınç etkisi altında kalan bir boru hattı çeperinde yerel (lokal) süreksizlikler meydana gelir (Şekil-6). Boru duvarındaki bu büyük eğilmeler genellikle boru duvarının çevresinde çatlama ve sızıntıya neden olur. Yapılan teknik çalışmalar sonucunda boru et kalınlığı (t) ve boru yarıçapına (R) bağlı olarak bir boru hattında Denklem-4 ile ifade edilen kritik şekil değiştirme oranı değerinde lokal burkulmanın başladığı kabul edilmiştir (ASCE,1984).

$$\varepsilon_{cr} = 0,175 \frac{t}{R} \quad (4)$$

Bu denkleme göre bu çalışma kapsamındaki doğalgaz boru hatlarının kritik şekil değiştirme oranları Çizelge-2'deki gibi elde edilmiştir.



Şekil 6. Burkulma (Uçkan,2017)

Çizelge 2. Burkulma Etkisinde Kritik Şekil Değişirme Oranları

Malzeme	Anma Çapı	Çap, D (m)	R(m)	t (m)	ϵ_{cr}
Polietilen	Ø 63	0,063	0,0315	0,0058	0,03222
	Ø 110	0,110	0,055	0,01	0,03182
	Ø 125	0,125	0,0625	0,0114	0,03192
Çelik	4"	0,1143	0,05715	0,00437	0,01338
	6"	0,1683	0,08415	0,00437	0,00909
	8"	0,2191	0,10955	0,00478	0,00764
	12"	0,3238	0,1619	0,00556	0,00601
	16"	0,4064	0,2032	0,00635	0,00547
	20"	0,508	0,254	0,00714	0,00492
	24"	0,6096	0,3048	0,00792	0,00455
	28"	0,7112	0,3556	0,00952	0,00469
30"	0,762	0,381	0,01113	0,00511	

b) Çekme Etkisi Altında

Çekme etkisi altındaki gaz taşıyan sürekli boru hatları için üst sınır değer olarak izin verilebilecek şekil değiştirme oranları ilgili literatürlerde tespit edilmiştir (ASCE,1984). Buna göre hem çelik hem de polietilen borular için Çizelge-3'te belirtilen şekil değiştirme oranları kontrol değer olarak alınmaktadır.

Çizelge 3. İzin Verilen Çekme Şekil Değişirme Oranları

Boru Hattı Türü	Boru Malzeme Türü	İzin Verilen Çekme Şekil Değişirme Oranı (ϵ_i)
Gaz ve Petrol Taşıyan Sürekli (Kaynaklı) Boru Hatları	Çelik	0,03
	Polietilen	0,2

2.4. İç Basınç Kaynaklı Şekil Değiştirme Oranı

İşletme durumundaki bir boru hattında taşınan malzemenin çeperlere yaptığı iç basınç nedeniyle gerilmeler ve buna bağlı olarak şekil değiştirme meydana gelir. Katlanılabilecek zemin deplasmanını hesaplarken öncelikli olarak izin verilen şekil değiştirme miktarından bu iç basınç kaynaklı şekil değiştirme oranı düşülmelidir. Bunun yanı sıra iç basınç kaynaklı gerilmelerle kıyaslandığında gömme derinliğine bağlı olarak ortaya çıkan gerilmeler düşük olduğundan iç basınç yanında bu gerilmeler ihmal edilmiştir. Trafik yükü, varsa sıcaklık değişimi gibi işletme şekil değiştirmeleri yine bu iç basınca kıyasla ihmal edilmiştir. Ancak iç basınç yanında küçük kalan gerilmeler emniyet katsayısı kullanıldığında zaten kendisini tolere edecektir.

Gömülü sürekli boru hatları açık uçlu silindir (tek eksenli gerilme) haline bir örnektir. Açık uçlu silindir durumunda yalnızca teğetsel gerilme meydana gelip eksenel gerilme oluşmaz ancak sadece poisson oranı nedeniyle bir şekil değiştirmeden bahsedilebilir.

$$\varepsilon_E = \frac{\sigma_T}{E} = \frac{pd}{2Et} \quad (5)$$

Burada p iç basınç, d boru iç çapı, t ise et kalınlığıdır. Elastik sınırdaki çalışılması durumunda şekil değiştirme oranı Denklem-5 şeklinde ifade edilebilmektedir. Buna göre 20 bar iç basıncı olan araştırma konusu çelik doğalgaz iletim hatları ile 4 bar basıncı çalışan polietilen doğalgaz dağıtım hatlarının sahip olduğu iç basınç şekil değiştirme miktarları ve kalan ($\varepsilon_T = \varepsilon_i - \varepsilon_E$) şekil değiştirme oranları Çizelge-4'te hesaplanmıştır.

Çizelge 4. İzin Verilen Toplam Çekme Şekil Değiştirme Oranları

Malzeme	Anma Çapı	D (m)	t (m)	E (kN/m ²) x1000	P (kN/m ²)	ε_E	ε_i	Kalan Şekil Değiştirme Oranı, ε_T
Polietilen	Ø 63	0,063	0,0058	850	400	0,00209	0,20	0,19791
	Ø 110	0,11	0,01	850	400	0,00212	0,20	0,19788
	Ø 125	0,125	0,0114	850	400	0,00211	0,20	0,19789
Çelik	4"	0,1143	0,00437	200.000	2.000	0,00012	0,03	0,02988
	6"	0,1683	0,00437	200.000	2.000	0,00018	0,03	0,02982
	8"	0,2191	0,00478	200.000	2.000	0,00022	0,03	0,02978
	12"	0,3238	0,00556	200.000	2.000	0,00028	0,03	0,02972
	16"	0,4064	0,00635	200.000	2.000	0,00031	0,03	0,02969
	20"	0,508	0,00714	200.000	2.000	0,00035	0,03	0,02965
	24"	0,6096	0,00792	200.000	2.000	0,00037	0,03	0,02963
	28"	0,7112	0,00952	200.000	2.000	0,00036	0,03	0,02964
30"	0,762	0,01113	200.000	2.000	0,00033	0,03	0,02967	

3. UYGULAMALAR

Bu bölümde öncelikle boru eksenine dik zemin hareketi, eğilme durumu (Denklem-1) için katlanılabilecek zemin deplasmanı, hem izin verilen toplam çekme şekil değiştirme oranı

hem de kritik şekil değiştirme oranı dikkate alınarak hesaplanmıştır. (Çizelge-5). Denklem-2 ve Denklem-3 için de Çizelge-6 hazırlanmıştır.

Çizelge 5. Denklem-1 İçin Zemin Deplasmanı (cm)

Malzeme	Anma Çapı	D (m)	β_v (1/m)	ϵ_T	ϵ_{cr}	ϵ_T İçin Karşılık Gelen Zemin Deplasmanı, δ_b (cm)	ϵ_{cr} İçin Karşılık Gelen Zemin Deplasmanı, δ_{cr} (cm)
Polietilen	Ø 63	0,063	5,7	0,19791	0,03222	59	10
	Ø 110	0,11	3,6	0,19788	0,03182	86	14
	Ø 125	0,125	3,2	0,19789	0,03192	95	15
Çelik	4"	0,1143	1,1	0,02988	0,01338	145	65
	6"	0,1683	0,8	0,02982	0,00909	160	49
	8"	0,2191	0,7	0,02978	0,00764	178	46
	12"	0,3238	0,5	0,02972	0,00601	200	40
	16"	0,4064	0,5	0,02969	0,00547	223	41
	20"	0,508	0,4	0,02965	0,00492	248	41
	24"	0,6096	0,3	0,02963	0,00455	261	40
	28"	0,7112	0,3	0,02964	0,00469	295	47
30"	0,762	0,3	0,02967	0,00511	325	56	

Çizelge 6. Denklem-2,3 İçin Zemin Deplasmanı (cm)

Malzeme	Anma Çapı	D (m)	β_v (1/m)	β_u (1/m)	ϵ_T	Eksene Dik Harekette Zemin Deplasmanı, δ_a (cm) (Denkl.-2)	Eksene Paralel Harekette Zemin Deplasmanı, δ_a (cm) (Denkl.-3)
Polietilen	Ø 63	0,063	5,7	0,70	0,19791	23	40
	Ø 110	0,11	3,6	0,52	0,19788	37	71
	Ø 125	0,125	3,2	0,49	0,19789	41	82
Çelik	4"	0,1143	1,1	0,05	0,02988	47	177
	6"	0,1683	0,8	0,05	0,02982	59	174
	8"	0,2191	0,7	0,05	0,02978	71	185
	12"	0,3238	0,5	0,05	0,02972	92	169
	16"	0,4064	0,5	0,05	0,02969	109	183
	20"	0,508	0,4	0,05	0,02965	128	197
	24"	0,6096	0,3	0,05	0,02963	144	182
	28"	0,7112	0,3	0,05	0,02964	166	212
30"	0,762	0,3	0,04	0,02967	180	253	



Eğilme durumunda boru kesitinin iç kısmında basınç (buna bağlı lokal burkulma) dış kısmında ise çekme meydana geleceğinden kontrol hem çekme hem de basınca göre yapılmalıdır. Çizelge-5'teki çekme durumuna göre katlanılabilecek zemin deplasman miktarları (δ_b) daha yüksek olmasına rağmen asıl bağlayıcı olan kesit iç kısmında oluşan basınç etkisine bağlı şekil değiştirmeler olduğundan katlanılabilecek sınır zemin deplasman miktarları δ_{cr} olarak hesaplanan değerlerdir.

4. SONUÇLAR

İstanbul'u bekleyen tahmini 7,5 büyüklüğünde bir depremin özellikle heyelan riski olan bölgelerde zemin kaymalarına sebep olması muhtemeldir. Doğalgaz hat imalatı açısından değerlendirilmek istenen böyle riskli bir bölge için öncelikle beklenen depreme göre bu bölgede ne kadarlık bir zemin kayması meydana gelebileceği tahmin edilir, sonrasında da bu çalışma kapsamında elde edilen değerlerle kıyaslama yapılarak tasarlanan boru hattıyla bu deplasmanın karşılanıp karşılanamayacağı tespit edilebilir. Çalışmada elde edilen katlanılabilecek deplasman miktarları tabloları üst sınır noktalarının görülebilmesi için önem arz etmekte olup buradaki veriler bir emniyet katsayısı vasıtasıyla indirgenmiş veriler değildir. Bu nedenle hesaplamalarda (önem durumuna göre) 2-3 arası bir emniyet katsayısı kullanılarak (bölünerek) elde edilen emniyetli değerler kullanılmalıdır.

KAYNAKLAR

- American Society of Civil Engineers (ASCE). (1984). Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifeline, ASCE.
- Erdik M., Demircioglu M., Sesetyan K., Durukal E and Siyahi B. (2004). Earthquake Hazard in Marmara Region, Turkey. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, Paper No:270.
- Gedikli A., Lav M. A., Yiğit A. (2008) Seismic Vulnerability of Natural Gas Pipeline Network, ASCE, International Pipelines Conference, Georgia, USA
- Türkel, V. (2012). *Doğalgaz Dağıtımında Tasarım, İmalat ve Yönetim*. İstanbul: İBB İstanbul Gaz Dağıtım A.Ş. (İGDAŞ) Yayınları
- Uçkan, E. (2017). Factors affecting the seismic performance of critical Infrastructures: Major Hydrocarbon pipelines, INGAS (7th International Natural Gas Congress&Fair), Istanbul, Turkey.
- Url-1 < <http://www.hurriyet.com.tr/>>, erişim tarihi: 14.01.2019.
- Yigit A. (2015), Deprem Etkisi Altındaki Gömülü Sürekli Boru Hatları, Doktora Tezi, I.T.U. Fen Bilimleri Enstitüsü, Eylül.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

MUĞLA İLİ'NİN OLASILIKSAL DEPREM TEHLİKE ANALİZİ

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS OF MUĞLA PROVİNCE

Gökçe Çiçek İNCE¹

Mehmet Uğur YILMAZOĞLU²

ABSTRACT

During the course of history, among all natural disasters, humans faced most casualties due to earthquakes. One of the most important reasons for this is that it is not possible to estimate the behavior of the structures and facilities with static and stable properties when they are exposed to dynamic ground impacts that occur during a possible earthquake. In order to predict the ground originated effects that may occur during an earthquake on a structure or facility to be built in any research area, the seismic activity and geological-tectonic structures of the region should be known. The impact of the earthquake hazard that may occur and its effects on the surface in the research area can be assessed by various approaches. In this study, the earthquake risk of Muğla province in Turkey was selected as the area to be examined using probabilistic approach. The required source models for the seismic risk analysis were formed by composite repeating models using existing fault maps and the seismic activity data of the region. In order to model the variety of ground movement, ground motion attenuation relations were determined using local seismic data and global ground motion attenuation relations (NGA) were used. The seismic risk evaluation was undertaken probabilistically with the SEISRISK III program using a Poisson model to calculate the bedrock peak and spectral acceleration values according to a 10% exceeding probability. All obtained data were mapped using geographical information systems.

Keywords: Muğla, Probabilistic seismic hazard analysis, SEISRISK III, Peak and spectral acceleration, Geographical information system.

ÖZET

Tarih boyunca meydana gelmiş doğal afetler içinde insanlar en çok can kayıplarını depremler sonucu vermiştir. Bunun en önemli sebeplerinden biri statik olarak durağan bir özelliğe sahip olan yapı veya tesislerin, olması muhtemel deprem sonucunda ortaya çıkan dinamik zemin etkilerine maruz kaldıklarında nasıl bir davranış sergileyeceğinin önceden tam olarak kestirilememesidir. Herhangi bir çalışma sahasında yapılacak yapı veya tesiste meydana gelecek deprem neticesinde zeminden gelecek etkilerin önceden tahmini için

¹ Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniv., Muğla Meslek Yüksekokulu, İnşaat Teknolojisi Programı, gokce@mu.edu.tr

² Arş.Gör., Kastamonu Üniv., Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği, myilmazoglu@kastamonu.edu.tr

bölgenin sismik aktivitesi ve jeolojik-tektonik yapıları bilinmelidir. Ayrıca meydana gelebilecek deprem tehlikesi ve çalışma sahasındaki zemin koşullarına göre yüzeydeki etkileri en uygun yaklaşımlarla hesaplanarak göz önüne alınmalıdır. Bu çalışmada inceleme bölgesi olarak seçilen Muğla İli'nin deprem tehlikesi olasılıksal yaklaşım kullanılarak hesaplanmıştır. Sismik tehlike analizi için gerekli kaynak modelleri bölgeye ait mevcut fay haritaları ve sismik aktivite verileri kullanılarak kompozit tekrarlanma modelleri ile oluşturulmuştur. Yer hareketi değişkenliğini modellemek için ise yerel sismik veriler kullanılarak bölgesel ve küresel yer hareketi tahmin denklemleri (NGA modelleri) kullanılmıştır. Olasılıksal olarak yapılan sismik tehlike değerlendirmesinde poisson modeline göre çalışan SEISRISK III (Bender ve Perkins, 1987) paket programı kullanılmış ve anakaya pik ve spektral ivme değerleri %10 aşılma olasılığına göre hesaplanmıştır. Elde edilen tüm veriler coğrafi bilgi sistemleri kullanılarak haritalanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Muğla, Olasılıksal deprem tehlike analizi, SEISRISK III, Pik ve spektral ivme, Coğrafi bilgi sistemleri

1. GİRİŞ

Sismik tehlike analizlerinin amacı, yapı ve tesislerin taşıyıcı sisteminde aşırı hasar meydana gelmeden, depremler sonucu meydana gelen belirli bir düzeydeki sarsıntıyı karşılayabilecek yapı ve tesisleri inşa etmektir. Bu yapı ve tesislerin güvenli olarak inşası için yapıya gelecek sarsıntının düzeyinin önceden kestirilmesi gereklidir. Sarsıntı düzeyi ise belirli yer hareketi parametreleri kullanılarak karakterize edilen tasarım-yer hareketi ile tanımlanabilmektedir (İnce, 2005). Sismik bakımdan hareketli bir bölgede gelecekte olabilecek depremlerin zamanı, yeri, büyüklüğü ve diğer özellikleri önceden kestirilemez. Geoteknik deprem mühendisliğinin en zor ve önemli problemlerinden birisi, belirli bir zaman aralığında olabilecek depremlerin inşaat sahasında yaratabilecekleri etkilerin, özellikle yapı üzerinde yıkıcı etkiler meydana getiren zemin hareketi ile ilgili parametreler için gerçekleşebilecek en büyük değerlerin saptanmasıdır. Bu konuda literatürde yapılmış çalışmalardan bazıları aşağıda özetlenmiştir.

Deniz ve Yüçemen (2005), Türkiye genelinde meydana gelmiş farklı ölçekteki deprem verilerini kullanarak ortogonal (toplam en küçük kareler yöntemi) regresyon yöntemleri ile moment magnitudü ölçeğine çeviren deneysel denklemler elde etmiş ve stokastik (rastlantısal) yöntemlerle Antalya yöresinin deprem tehlikesini incelemiştir. Yüz yıllık bir gözlem süresi içerisinde Antalya merkez kabul edilerek 250 km çapında kalan alanda sismik veriler incelemiş ve alansal deprem kaynakları oluşturmuştur. Ulusal ve uluslararası yer hareketi tahmin modellerini (zemin azalım ilişkileri) kullanılarak bölgenin 475 yıllık bir periyotta Poisson Modeli'ne göre deprem tehlikesi modellenerek en büyük pik ivme değerleri elde edilmiştir.

İnce (2005) tarafından yapılan doktora çalışmasında Eski İstanbul (Fatih ve Eminönü ilçeleri) Bölgesi'nin mikrobölgelemesi yapılarak zemin büyütme, sıvılaşma ve heyelan risk haritaları oluşturulmuştur. Bölgenin deprem tehlikesi GSHAP (1999) çalışmasında yapılmış deprem kaynak bölgeleri kullanılarak olasılıksal yaklaşımla hesaplanmıştır. SEISRISKIII (Bender vd., 1987) programı ile 50 yıllık periyot içerisinde %10 ve %40 aşılma olasılığına göre bölgede oluşması muhtemel en büyük yatay ivme değerleri hesaplanarak, yüzeyde ve anakayada pik ve spektral ivme haritaları oluşturulmuştur.

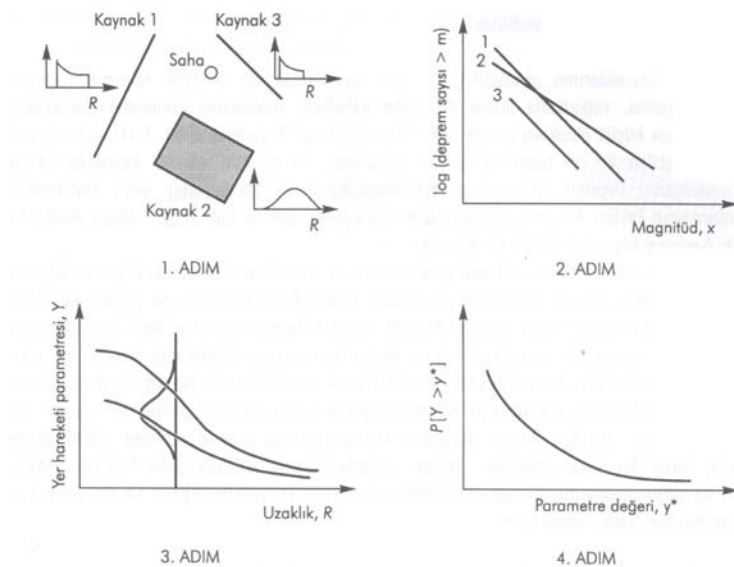
Erdik ve diğerleri (2006) tarafından yapılan çalışmada Türkiye genelinin tektonik ve sismik verileri detaylı olarak incelenmiş ve ülke bazında deprem tehlikesinin olasılıksal olarak

hesaplanabilmesi için bölgedeki etkin fay zonları tespit edilip bölge için alansal deprem kaynakları oluşturulmuştur. Çalışmada deprem kaynaklarının depremselliği belirlenirken küçük depremleri tam olarak içeren kısa süreli deprem grubu, büyük depremleri tam olarak içeren uzun süreli deprem grubu ve her iki veri grubunu birleştirilerek eksik verileri tamamlayıp, homojen bir veri temeli kullanılmıştır. Deprem tehlikesi, yapıların 50 yıllık ekonomik ömürleri için sırasıyla 72, 475 ve 2475 yıllık periyotlara sahip depremler için SEISRISK III programı ile en büyük yatay ivme değerleri hesaplanarak pik ve spektral ivme haritaları oluşturulmuştur.

Ansal ve diğerleri (2011) tarafından zemin büyütmesi ve sahaya özel tasarım depremi özelliklerinin belirlenmesine yönelik model oluşturulması hedeflenmiştir. Çalışmada 475 ve 2475 yıllık tekrarlama periyotları için 1999 Kocaeli depremi spektral ivme kayıtları, Shake91 (İdriss ve Sun., 1992) programında oluşturulan spektral ivmeler ve NEHRP(1997) ivme spektrum değerleri karşılaştırılmıştır.

1.1 1.1 Olasılıksal Deprem tehlikesi

Probabilistik deprem tehlike analizi Şekil 1'deki gibi dört aşamada ifade edilebilmektedir. İlk aşamada, bölgeyi etkileyebilecek deprem kaynakları (deprem kaynak bölgelendirilmesi) tespit edilmektedir. Bir sonraki adımda, depremsellik veya deprem tekrarlanmasının zamansal dağılımı (yinelenme ilişkileri) ortaya konulmaktadır. Üçüncü adımda, kaynak alanının herhangi bir noktasında oluşabilecek herhangi bir büyüklükteki depremin inceleme alanında üreteceği yer hareketi, azalım ilişkileri kullanılarak belirlenmektedir. Dördüncü ve son adımda ise deprem lokasyonu, deprem büyüklüğü ve yer hareketinin kestirilmesi ile ilgili belirsizlikler birleştirilerek, belirli bir zaman aralığında yer hareketi parametresinin aşılma ihtimali deprem oluşum modelleri ile elde edilmektedir(Kramer, 1996).



Şekil 1. Probabilistik sismik tehlike analizinin dört aşaması (Kramer, 1996)

1.2. Deprem tehlikesinin modellenmesi

İlk kez Cornell (1968) tarafından ortaya atılan deprem tehlikesinin olasılıksal analiz yöntemi; deprem tehlikesini modellerken depremlerin büyüklükleri, oluşma yerleri ve

sıklıklarındaki belirsizlikleri, büyüklükleri ve oluşma yerleri ile yer hareketi özelliklerinin değişimini dikkate aldığı için başarılı sonuçlar vermektedir. Deprem tehlikesi analizindeki amaç, eskiden olmuş deprem olaylarına ait farklı disiplinlerdeki verileri, istatistiksel olarak sistematik bir şekilde birleştirerek belirli konumdaki inşaat sahasında ileride beklenebilecek depremsel etkinlik için belirli olasılık değerlerini saptayabilmektir (Yüçemen, 2008). Analizler sonucunda en büyük yer ivmesi değeri veya herhangi bir periyoda karşılık gelen spektral ivme değerleri elde edilebilmektedir. Deprem tehlikesinin modellenmesinde yaygın olarak kullanılan modeller Homojen Poisson Modeli ve Bağlı Olasılık (Yenilenme) Modelidir.

1.2.1. Homojen Poisson Modeli

“Poisson Modeli” Cornell (1968) tarafından geliştirilmiş olan en basit modeldir. Depremlerin bu modelin kurallarına uyabilmesi için bağımsızlık, düzenlilik ve kararlılık şartının olması gerekmektedir. Poisson yönteminde belirli bir sismik kaynak için depremlerin meydana gelmesi aşağıdaki bağıntı ile ifade edilebilmektedir (Kramer, 1996; Meral ve Meral, 2002; Yüçemen, 2008);

$$P_A(n/m, t) = [exp(-\lambda_A(m)t)n]/n! \quad (3.10)$$

Burada $P_A(n/m, t)$, t zaman aralığında, $M \geq m$ büyüklüğüne eşit veya daha büyük, n sayıda depremlerin meydana gelme olasılığıdır. Meydana gelme hızının ortalaması ise $-\lambda_A(m)$ ile ifade edilmektedir. T zaman diliminde meydana gelmesi beklenen $M \geq m$ büyüklüğüne eşit veya daha büyük depremlerin sayısı aşağıdaki gibi verilmektedir:

$$E_A\left(\frac{n}{m}, t\right) = \lambda_A(m) \quad (3.11)$$

t zaman aralığında, $M \geq m$ büyüklüğüne eşit veya daha büyük en az bir depremin meydana gelme olasılığı:

$$P(n > 0|m, t) = 1.0 - exp[-\lambda_A(m)] \quad (3.12)$$

ile ifade edilmiştir. Bir depremin ortalama tekrarlamaya aralığı, $RIA(m)$, meydana gelme hızının tersi ile ifade edilmektedir:

$$RIA(m) = 1/\lambda_A(m) \quad (3.13)$$

Basit Poisson Yöntemi kullanılarak, t sene içerisinde, z seviyesi üstünde en az bir depremin meydana gelme olasılığı

$$P_F(A > z, t) = 1 - exp[-v(A > z)t] \quad (3.14)$$

veya

$$R_z = P_F(z) = 1 - exp[-V_z t] \quad (3.15)$$

Burada $V_z = V(A > z)$ bir sahada z seviyesi üstünde gerçekleşen yer hareketinin yıllık oranıdır (frekansdır). Kuvvetli yer hareketi seviyesi için ortalama dönüşüm periyodu (RP), V_z 'nin tersi olarak tanımlanmaktadır:

$$RP = 1/V_z \quad (3.16)$$

Uygulamada probabilistik sismik tehlike analizi sonuçları, $P_F(z)$, P ve V_z parametrelerinden biri veya birkaçı ile ifade edilmektedir.

2. İNCELEME ALANININ TANITILMASI

İnceleme alanı olarak seçilen Muğla tarihi doku ve turistik açıdan oldukça zengin ve birçok doğal güzelliklere sahip bir şehirdir. Turizm geliri bakımından Türkiye'nin lokomotif bir şehri olan bölge sismik aktivite açısından da riskin yüksek olduğu bölgelerden biridir. Sınırları içerisinde birçok graben, körfez ve faylanmalar barındırdığı bilinen Muğla İli'nde geçmişte can ve mal kaybına neden olan birçok deprem yaşanmıştır.

Böylesine önemli bir bölgenin deprem tehlikesi ve etkilerinin tahmini yapılarak alınabilecek önlemlerin belirlenmesinin bölge açısından önemli olduğu düşünülmektedir.

2.1. BÖLGENİN TEKTONİK YAPISI

Çalışma bölgesinin içinde bulunduğu Ege Açılma Bölgesi (EAB), Avrasya-Arabistan çarpışmasının ürünüdür ve bu çarpışma sonucu Doğu Anadolu'daki sıkışma hareketinin Kuzey Anadolu Fayı (KAF) ile batıya taşınmasıyla birlikte bölgede çöküntü hendekleri oluşmuştur. Ayrıca EAB, Doğu Akdeniz Bölgesi'nin deprenselliği en etkin ve bu deprenselliğin de hızla devam ettiği bir parçasıdır. Ege Açılma Bölgesinde iki neotektonik yapı öne çıkar. İlki, Afrika Plakası'nın güneyinde yer alan Ege Dalma-Batma Bölgesi'nin (EDBB) Anadolu Plakası'nın altına dalmasıdır. Diğer bir önemli tektonik özellikte kuzeydeki Kuzey Anadolu Fay Bölgesi'dir. Batı Anadolu'nun Avrupa'ya göre plaka hareketi Şekil 2'deki gibi 24 mm/yıllık ortalama bir hızla saat yönünün tersi yönde bir dönmeyle tanımlanabilir.

2.2. MUĞLA VE ÇEVRESİ'NDEKİ ETKİN FAYLAR

Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü (MTA) tarafından yapılan çalışmada Muğla ve Çevresi'nde büyük deprem oluşturabilecek beş diri fay sistemi belirlenmiştir. Bölgedeki tektonik sistemlerdeki faylar genellikle D-B doğrultulu ve özellikle doğrultu ve yanıl atım mekanizmasına sahiptirler. Muğla ve Çevresi'ne ait diri fay haritası Şekil 3' te gösterilmektedir.

Muğla İli'ni etkileyecek sismik yapılar;

- Büyük Menderes Fay Bölgesi
- Karaova – Milas Fay Bölgesi
- Muğla – Yatağan Fay Bölgesi
- Gökova Fay Bölgesi

Fethiye – Burdur Fay Bölgesi'dir.

2.3. MUĞLA VE ÇEVRESİNİN DEPREMSELLİĞİ

Gerek tarihsel dönem gerekse aletsel dönem deprenselliği açısından Muğla İli ve Çevresi'nin kayda değer bir sismik etkinlik söz konusudur. Bölgede 35.5- 38.5 kuzey enlemleri ile 26.0 – 31.0 doğu boylamları koordinatları arasındaki alanda son yüzyılda toplam 19824 adet deprem meydana gelmiştir (AFAD, 2013;UDİM, 2014; USGS, 2014). Son yıllarda Muğla-Bodrum, Yatağan, Gökova Körfezi deprem etkinliğinin arttığı görülmektedir. Yakın tarihte bölgeyi etkilemiş olan en önemli depremler 1957 Fethiye Depremleri'dir. Yedi saat ara ile oluşan bu depremler, Rodos ve Fethiye arasındaki bölgede ve Oniki Adalar bölgesinde büyük çaplı hasara yol açmıştır. 24 Nisan 1957'de olan birinci

deprem ($M_s=6.8$) daha küçük olup, çok geniş alanda hissedilmiştir. 25 Nisan 1957'de olan

ikinci deprem ($M_s=7.1$) ise daha büyük olup daha büyük hasar meydana getirmiş ve birinci depreme göre daha dar bir alanda etkili olmuştur. Bölgede olan son önemli deprem ise 5 Ekim 1999 yılındaki Marmaris Depremi olup, bu deprem Marmaris'in güneyindeki tali bir fayın kırılması sonucu meydana gelmiştir. Kara içindeki depremleri meydana getiren faylanma mekanizmaları genelde düşey atımlı fayların bölgede egemen olduğunu ortaya koymaktadır. Bölgenin deprem oluş düzeni oldukça karışık yapıya sahiptir. Kara içerisinde

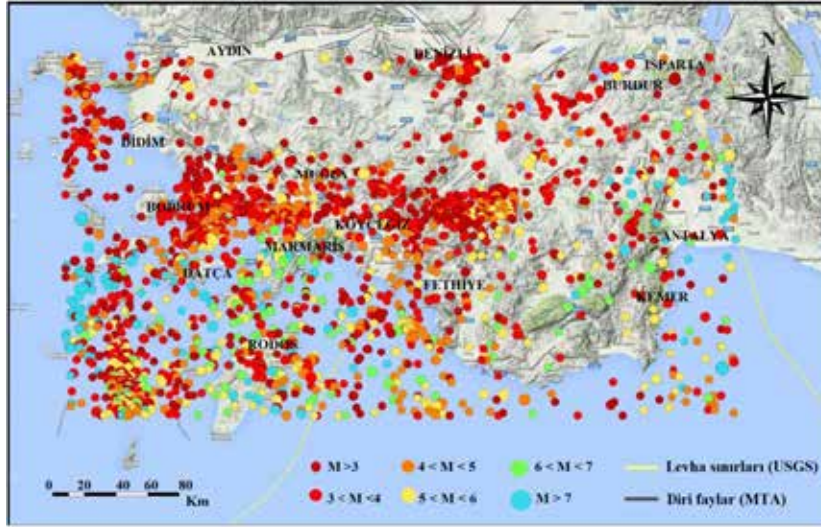
genelde deprem oluş düzeni deprem dizileri şeklinde oluşmakta ve deprem dizileri içlerinde yoğun deprem faaliyetleri barındırmaktadır. Fakat Oniki Adalar bölgesi, genelde Ege-Anadolu Levhası'nın sınırını oluşturmakta, bölgede bindirme ve hem düşey hem de yatay yönde atılım oluşturan oblik faylanmalar büyük depremleri meydana getirebilmektedir. Ege-Anadolu Levhası'nın orta ve iç kesimlerinde sıkı odaklı ve çekme gerilimine bağlı depremler, kenar kesimlerinde ise sıkışma gerilimine bağlı depremler meydana gelmektedir. Çekme gerilimi normal fayların oluşumuyla açılarak levha içi genişleme meydana gelmektedir. Şekil 4'te Muğla ve çevresine ait aletsel dönem depremselliği gösterilmiştir.



Şekil 2. Ege ve Çevresi'nin yer değiştirme mekanizması (Barka ve Reilinger, 1997)



Şekil 3. Muğla ve çevresindeki aktif fay zonları (MTA)



Şekil 4. Muğla İli ve Çevresi aletsel dönem depremselliği (1900-2014).

Muğla İli ve Çevresi'nin tarihsel kayıtlar incelendiğinde 155 yılından itibaren 5 adet şiddetli deprem meydana gelmiştir. Tablo 1'de tarihsel depremler ve şiddetleri gösterilmektedir.

Tablo 1. Muğla'daki tarihsel depremler (UDİM, 2014)

Yıl	Şiddeti	Merkez Üssü
1887	7	Köyceğiz/Muğla
1885	8	Fethiye/Muğla
1852	7	Fethiye/Muğla
1851	9	Fethiye/Muğla
155	10	Fethiye/Muğla

3. BÖLGENİN OLASILIKSAL DEPREM TEHLİKESİNİN MODELLENMESİ

3.1. Deprem Kaynak Bölgelerinin Oluşturulması

Çalışmada UDİM (Ulusal Deprem İzleme Merkezi), AFAD (Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı) ve USGS (Birleşik Devletler Jeolojik Araştırma Merkezi) kataloglarından yararlanılmış ve 1900-2014 yılları arasında Muğla ve Çevresi'ndeki 5 ve daha büyük olan depremler derlenmiştir. 1900-2014 yılları arası sismik aktivite verileri ile MTA (2013) tarafından oluşturulmuş diri fay haritası birlikte irdelenerek bölge 7 alt zona ayrılmıştır (Şekil 5).

3.2. Deprem Kaynak Bölgelerinin Yineleme (tekerrür) İlişkilerinin Hesaplanması

Çalışmada ilk olarak Muğla ve Çevresi'ni içine alacak şekilde seçilen 36.5-37.8 Kuzey Enlemleri ile 26.8-29.5 Doğu Boylamları arasındaki alanda bulunan depremlerden en

küçük deprem büyüklüğü (M_w) 5.0 olan depremler Tablo 2'deki zaman-uzaklık penceresine göre öncü ve artçı depremlerinden ayrılmıştır. Oluşturulan 7 deprem kaynak bölgesinin her biri için en küçük kareler metodu kullanılarak Gutenberg-Richter (1944) bağıntısına göre yineleme ilişkileri hesaplanmıştır. Her bir kaynak bölgesi için Gutenberg-Richter parametreleri (a ve b), fay sistemleri ve özellikleri Tablo 3'te topluca gösterilmiştir.

3.3. Analizde Kullanılan Yer Hareketi Tahmin (azalım ilişkisi) Modelleri

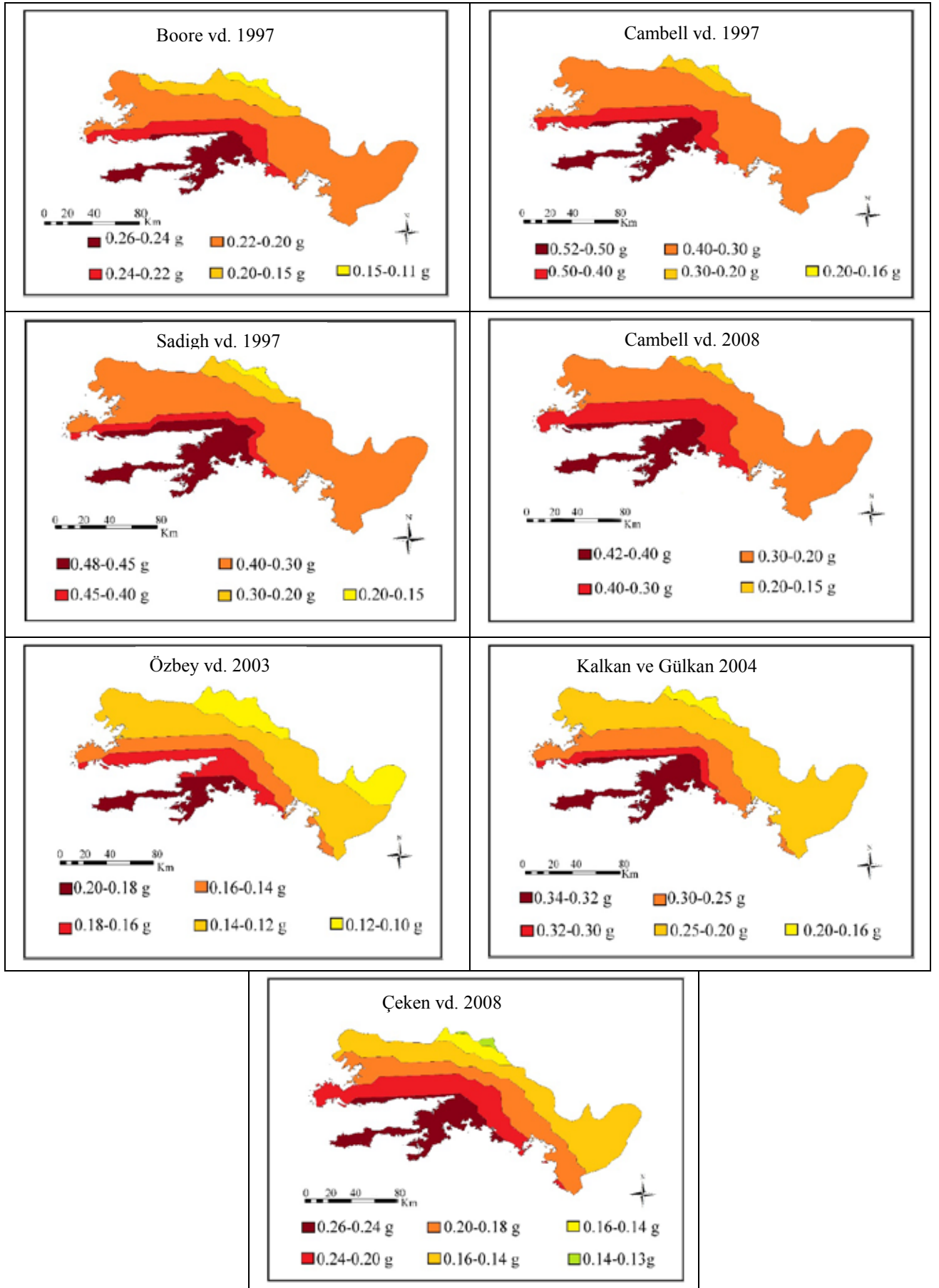
Ülkemizde kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak özel olarak geliştirilmiş azalım ilişkisi modelleri mevcuttur (Özbey vd., 2003, Kalkan ve Gülkan, 2004, Çeken vd., 2008). Her ne kadar yerel verilere göre oluşturulmuş modeller bölgesel farklılıkları yansıtması bakımından küresel modellere göre daha iyi olsa da sınırlı veri tabanına göre oluşturuldukları ve büyük belirsizlikler taşıdıkları için küresel modellere göre daha düşük deprem tehlikesi vermektedir. Bu çalışmada bölgesel modeller yanında küresel modellerde kullanılmıştır. Kullanılan küresel yer hareketi tahmin modelleri Boore-Atkinson (1997), Campbell-Bozorgnia (1997, 2008) ve Sadigh vd. (1997) olarak seçilmiş ve hesaplamalarda bunların ortalaması alınmıştır. Bu modeller California bölgesindeki depremler için üretilmiş ancak USGS tarafından Avrupa için kullanılabilir olduğu tespit edilmiştir. Zemin azalım ilişkileri hesaplanırken zemin özellikleri NEHRP (1997) B/C sınırına göre alınmıştır.

4. BÖLGENİN OLASILIKSAL DEPREM TEHLİKE ANALİZİ

Çalışmada Bender ve Perkins (1987) tarafından olasılıksal deprem tehlikesi analizi yapmak için geliştirilen SEISRISK III programı kullanılmıştır. Yazılımda inceleme alanının koordinatları ve deprem zonları Muğla İli merkez alınarak tanımlanmıştır. Her bir zonun magnitüde bağlı yıllık oluşum ilişkileri Gutenberg-Richter Bağıntısı kullanarak ifade edilmiş, zonların inceleme alanında yaratacağı sismik tehlikenin belirlenmesi amacıyla uygun azalım ilişkileri kullanılmıştır. 50 yıllık bir yapı ömrü içerisinde %10 aşılma ihtimali ile hesaplanmış pik yüzey ivmesi (PGA) değişimi Şekil 5'te farklı araştırmacılara göre haritalanmıştır.

5. SONUÇLAR

Muğla İli için anakaya yatay pik ivme değerlerinin hesaplanması için yapılan analizlerde en büyük değerler Campbell vd., (1997) tarafından önerilen yer hareketi tahmin modelinde elde edilmiş olup; %10 aşılma olasılığına göre hesaplanmış anakaya pik ivme değerleri 0.16 g-0.52 g olarak değişmektedir. En düşük ivme değerleri ise 0.10 g-0.20g ile Özbey vd.(2003) yapılan çalışmada önerilen model kullanıldığında elde edilmiştir.



Şekil 5. Muğla İli ve Çevresi'nin %10 aşılma olasılığına göre hesaplanmış PGA haritası (Yılmazoğlu, 2015)



9. KAYNAKLAR

AFAD, Alındığı tarih: 04.06.2014, adres: <https://www.afad.gov.tr/TR/Index.aspx>

Bender, B., and D. M. Perkins. (1987), “SEISRISK III: A Computer Program for Seismic Hazad Estimation”, USGS Bulletin 1772, U. S. Government Printing Office, Washington.

Boore, D. M., Joyner, W. B. And Fumal, T.E. (199), “Equations for estimating horizontalresponse spectra and peak acceleration from Western North American earthquakes: Asummary of recent work”, Seismological Research Letters, Vol.68, No.1, s:128-153.

Campbell, K. W. (1997), “Empirical near-source attenuation relationships for horizontal andvertical components of peak ground acceleration, peak groundvelocity and pseudo-absoluteacceleration response spectra”, Seism, Res. Lett.,Vol.68, No.1, s: 154-179.

Çeken, U., Beyhan G. ve Gülkan P. (2008), “Kuzeybatı Anadolu Depremleri için Kuvvetli Yer Hareketi Azalım İlişkisi”, 18. Uluslararası Jeofizik Kongre ve Sergisi, Vol:3B14, ss:1-4,Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Kültür Sitesi, Ankara.

Deniz, A., Yüçemen, M.S. (2005), “Antalya yöresi için deprem tehlikesinin skolastik yöntemler il tahmini”, Antalya yöresinin İnşaat Mühendisliği sorunları kongresi, Bildiriler Kitabı, s: 540-551.

İnce, G.Ç. (2005), “Sismik bölgeleme ve İstanbul’un deprem zararlarının tahmini”, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul/Türkiye.

Kalkan E. and Gülkan P. (2004), “Site-Dependent Spectra Derived from Ground Motion Records in Turkey”, Earthquake Spectra 20, 1111.

Özbey, C., SARI, A., Manuel, L., Erdik, M. and Fahjan, Y. (2003), “Empirical strong Groundmotion attenuation relations for Northwestern Turkey”, Fifth National Conference onEarthquake Engineering, Istanbul, Turkey.

Sadigh K., Chang C.Y., Egan J.A., Makdisi F., and Youngs R.R. (1997), “Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data”, Seismological Research Letters Vol. 68(1), s: 180-189.

UDİM, .Alındığı tarih: 30.05.2014, adres: <http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/zeqdb/>

USGS, Alındığı tarih: 30.05.2014, adres:<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>

Yılmazoğlu, M.U. (2015), “Muğla İli’nin Olasılıksal Deprem Tehlike Analizi ve Tek Boyutlu Dinamik Analiz ile Yerel Zemin Davranışının İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Aksaray Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

MUĞLA İLİ MESUDIYE BÖLGESİ ZEMİN DAVRANIŞININ FARKLI DEPREM KAYITLARI KULLANILARAK EŞDEĞER LİNEER ANALİZ YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF SOIL BEHAVIOR OF MESUDIYE REGION OF MUĞLA BY USING EQUIVALENT LINEAR ANALYSIS METHOD USING DIFFERENT EARTHQUAKE RECORDS

Mehmet Uğur YILMAZOĞLU¹

Gökçe Çiçek İNCE²

ABSTRACT

In the design of all buildings, dynamic effects that may occur to a result of earthquake on ground should be considered as complete and accurate. For this it should be estimated and calculated potential earthquake magnitude and its surface effects with respect to soil properties. In this study, dynamic soil behavior of selected study area that is Mesudiye region of Muğla Province was analyzed using by one-dimensional equivalent linear analysis. The ideal soil profile of study area was established using by geological-geotechnical study report that was development plan course main (Demirtaş et al., 2012). EERA (Bardet et al., 2000) program is used for soil dynamic analysis and each soil layer material feature is defined by the appropriate damping relation at the program. The maximum acceleration values of the bedrock was taken the probabilistic earthquake analysis results for Muğla made by Yılmazoğlu (2015). Earthquake records were selected from the national and international literatures and the dynamic soil behavior analysis was performed using them. The values that obtained from analyses were created as peak acceleration-depth and surface peak acceleration-time graphics. In addition, in order to analyze the surface acceleration values of change with different earthquake records and topography have used ground sections which made by etc. Demirtaş (2012) and were compared by surface acceleration values of selected characteristics of national and international earthquake acceleration records.

Keywords: Muğla, One dimensional dynamic soil behaviour analysis, EERA

ÖZET

Bütün yapıların tasarımında depremler sonucunda zeminde meydana gelebilecek dinamik etkiler tam ve doğru olarak dikkate alınmalıdır. Bunun için meydana gelmesi muhtemel

¹ Arş.Gör., Kastamonu Üniv., Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği, myilmazoglu@kastamonu.edu.tr

² Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniv., Muğla Meslek Yüksekokulu, İnşaat Teknolojisi Programı, gokce@mu.edu.tr



deprem büyüklüğü tahmin edilmeli ve zemin özelliklerine göre yüzeyde oluşturacağı etkiler hesaplanmalıdır. Bu çalışmada inceleme alanı olarak seçilen Muğla İli Datça İlçesi Mesudiye bölgesinin dinamik zemin davranışı bir boyutlu eşdeğer lineer analiz yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Sahanın ideal zemin profilleri imar planına esas jeolojik-geoteknik etüt raporu (Demirtaş vd., 2012) kullanılarak oluşturulmuştur. Zeminin dinamik davranış analizi için EERA (Bardet vd., 2000) programı kullanılmış, programda her bir zemin tabakası materyal özelliğine uygun sönüm bağıntıları ile tanımlanmıştır. Anakayaya ait maksimum ivme değerleri Yılmazoğlu (2015) tarafından Muğla ve çevresi için yapılmış olasılıksal yaklaşım analizi sonuçlarından alınmıştır. Deprem kaydı olarak literatürden seçilen ulusal ve uluslararası karakteristik deprem ivme kayıtları kullanılmış ve dinamik zemin davranış analizleri yapılmıştır. Elde edilen değerler pik ivme-derinlik ve anakaya-yüzey pik ivme-zaman grafikleri şeklinde oluşturulmuştur. Ayrıca yüzey ivme değerlerinin farklı deprem kayıtları ve topografya ile değişimini irdelemek için Demirtaş vd. (2012) tarafından yapılmış zemin kesitleri kullanmış ve seçilen ulusal ve uluslararası karakteristik deprem ivme kayıtlarının yüzey ivme değerleri elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Muğla, Tek boyutlu dinamik zemin davranış analizi, EERA.

1. GİRİŞ

Mühendislikte yapısal hasar dağılımında önemli rol oynayan problemlerden biri zemin tepkisinin önceden kestirimidir. Tasarım tepki spektrumlarının geliştirilmesi için gerekli yer yüzeyi hareketlerinin kestirilmesinde, sınırlama tehlikelerinin değerlendirilmesinde, gerekli dinamik gerilme ve birim deformasyonların değerlendirilmesinde ve toprak dolgular ile zemin istinad yapılarının duraysızlığına yol açacak deprem kaynaklı kuvvetlerin belirlenmesinde zemin davranış analizleri kullanılmaktadır (Kramer, 1996).

Deprem esnasında açığa çıkan enerjinin neden olduğu sismik dalgalar yayılma yolu ile jeolojik ve yerel koşullar tarafından değişime uğrarlar (Haşal, 2009). Eksiksiz bir zemin davranış analizinde deprem kaynağındaki kırılma mekanizması ve gerilme dalgalarının yer içinde yayılarak belirli bir sahadaki alanın altındaki anakayanın tepesine ulaşması modellenerek yeryüzündeki zeminlerin nasıl etkileneceği kestirilmeye çalışılır. Bu mekanizma çok belirsizlikler içerdiğinden çoğunlukla kaydedilmiş depremlerden üretilen ampirik yöntemler kullanılır. Aynı zamanda bu bağıntılar anakaya hareketi özelliklerini kestirmek için sismik tehlike analizlerinde kullanılmaktadır. Sismik dalgaların kaya ortamlarda yüzlerce km ilerleyebilmesine rağmen zemin içinde çoğu zaman 100 metreden daha az yol aldığı gerçeği öz önüne alındığında yüzeydeki hareket özelliklerinin belirlenmesinde zemin tabakaları çok önemli rol oynadığı görülmektedir (Kramer, 1996).

Tasarım depreminin yüzeydeki etkilerini kestirebilmek için yapılan zemin davranış analizlerinde topoğrafik özellikler dahil tüm yerel zemin koşulları dikkate alınmalıdır. Zemin davranışlarının analizi için hesap yöntemleri bir, iki ve üç boyutlu olarak gruplandırılmaktadır. İki ve üç boyutlu yaklaşımlarda zemin tabakalarının ve anakayanın iki veya üç boyutlu geometrisi gerektiğinden çoğunlukla bir boyutlu zemin davranış analizi tercih edilmektedir. Bir boyutlu analiz yapılırken tabakaların yatayda sınırlı bir boyuta sahip oldukları ihmal edilmektedir (İyisan ve Haşal, 2007).

Zemin tabakaları içinde doğrusal olmayan birçok süreksizlikler mevcut olduğundan meydana gelecek olan tepkilerin önceden kestirimi için ulusal ve uluslararası birçok yaklaşımlar literatürde mevcuttur. Ülkemiz içinde bölgesel veya ülkeler bazında çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalardan bazıları aşağıda özetlenmiştir.



Mohamedzein vd.(2004), Sudan'nın Khartoum bölgesini sismik, geotektonik ve jeolojik acılardan detaylı bir şekilde incelemiştir. Bölgenin ideal zemin profili oluşturulmuş ve EERA programı ile yapılan tek boyutlu zemin analiz için uluslararası önemli deprem kayıtları kullanarak yeni bir tasarım spektral ivme spektrumu oluşturulmuştur.

Yalçın (2008) tarafından İzmir Körfezi'nin güneydoğu kıyı bölgesinde yapılan çalışmada bölge sismoteknik açıdan incelenmiş ve kritik deprem fayı İzmir Fayı olarak belirlenmiştir. Bölgenin deprem tehlikesi deterministik yaklaşımla hesaplanmış ve elde edilen ana kaya ivme değerleri bölge için oluşturulan ideal zemin profilleri kullanılarak EERA programı ile eşdeğer lineer analiz yapılarak yüzey ivmesi(M_s)ve ortalama kayma gerilmeleri değerleri elde edilmiştir. Elde edilen değerler kullanılarak bölgenin sıvılaşma riski ortaya çıkarılmıştır.

Kirikit vd. (2010), rijit kaya zemin üzerinde kil zemin tabakalarının deprem sırasındaki davranışı doğrusal ve eşdeğer doğrusal yaklaşım kullanılarak analiz edilmiştir. Doğrusal analiz için 1992 Landers depreminin kayıtları bir Matlab kodu yazılarak oluşturulan programda analiz edilmiş ve yüzey zemin hareketleri bulunmuştur. Eşdeğer doğrusal zemin analizi için ise Shake2000 (2009) programı kullanılmış ve her iki yaklaşımda elde edilen sonuçlar mukayese edilerek farklar ortaya çıkarılmıştır.

Ansal ve diğerleri (2011) tarafından zemin büyütmesi ve sahaya özel tasarım depremi özelliklerinin belirlenmesine yönelik model oluşturulması hedeflenmiştir. Çalışmada 475 ve 2475 yıllık tekrarlama periyotları için 1999 Kocaeli depremi spektral ivme kayıtları, Shake91 (İdriss ve Sun., 1992) programında oluşturulan spektral ivmeler ve NEHRP (2003) ivme spektrum değerleri karşılaştırılmıştır.

Unutmaz ve diğerleri (2011) tarafından yapılan çalışmada İzmir ili, Karşıyaka ilçesinde alüvyon zemine sahip bir bölgesinin sismik tehlikesi hesaplanmıştır. Çalışmada bölgede yapılmış sondaj verileri kullanılarak ideal zemin profilleri oluşturulmuştur. Sahanın sismotektonik yapısına uygun olarak seçilen 12 adet yer hareketi kullanılarak Shake2000(2009) programında inceleme alanının tek boyutlu zemin davranış analizleri yapılmıştır. Ayrıca bölge üç boyutlu sonlu farklar yöntemi ile doğrusal olmayan analiz yapan FLAC-3D(2009) programında modellenmiş ve aynı girdilerle iki yaklaşımda elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

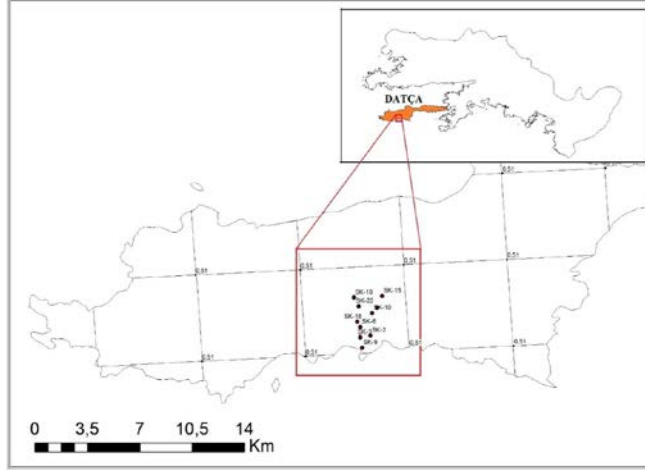
2. İNCELEME ALANININ TANITILMASI

İnceleme alanı olarak seçilen Muğla, tarihi doku ve turistik açıdan oldukça zengin ve birçok doğal güzelliklere sahip bir şehirdir. Turizm geliri bakımından Türkiye'nin lokomotif bir şehri olan bölge sismik aktivite açısından da riskin yüksek olduğu bölgelerden biridir. Sınırları içerisinde birçok graben, körfez ve faylanmalar barındırdığı bilinen Muğla İli'nde geçmişte can ve mal kaybına neden olan birçok deprem yaşanmıştır. Böylesine önemli bir bölgenin deprem tehlikesi ve etkilerinin tahmini yapılarak alınabilecek önlemlerin belirlenmesinin ülkemiz açısından faydalı olacağı düşünülmektedir. Şekil 1'de analizlerde kullanılan Muğla ili Mesudiye bölgesine ait sondaj yerleri gösterilmiştir.

3. İNCELEME ALANININ TEK BOYUTLU DİNAMİK DAVRANIŞ ANALİZİ

Yerin yüzeyi altında bir fay kırıldığında cisim dalgaları kaynaktan tüm yönlerde doğru yayılır. Farklı jeolojik birimlerin sınırlarına eriştiklerinde yansır ve kırılırlar. Sığ derinlikteki birimlerin dalga iletme hızları derinde bulunan birimlerden genellikle daha

düşük olduğundan, yatay katman sınırına çarpan eğimli ışınlar (cisim dalgaları) genellikle daha düşey bir konuma doğru kırılırlar (Kramer,1996). Bir boyutlu zemin davranış analizleri, tüm sınırların yatay olduğu ve zeminin tepkisine egemen olarak anakayadan düşey yönde yayılan SH dalgalarının neden olduğu varsayımına dayanmaktadır. Bir boyutlu



Şekil 1. Muğla İli Mesudiye Bölgesine ait sondaj yerleri

yer tepki analizlerinde zemin ve anakaya yüzeylerinin yatay yönde sonsuz uzanımlı olduğu kabul edilmektedir (Kramer, 1996; Çokar, 2012).

3.1 Analizde Kullanılan Deprem Özellikleri

Anakaya girdisi olarak %10 aşılma ihtimaline göre hesaplanan ivme değerlerine göre mobilize edilmiş ulusal ve uluslararası depremler kullanılmıştır. Depremlere ait yer ve zaman bilgileri Tablo 1’de verilmiştir.

3.2 Analiz için Oluşturulan Zemin Profilleri

Zemin dinamik davranışının analizinde kullanılmak için seçilen sondajlarda 3 adet formasyon dikkati çekmektedir. Bunlar Alüvyon, Plaj Çökelleri, ve Karaböğürtlen Formasyonudur.

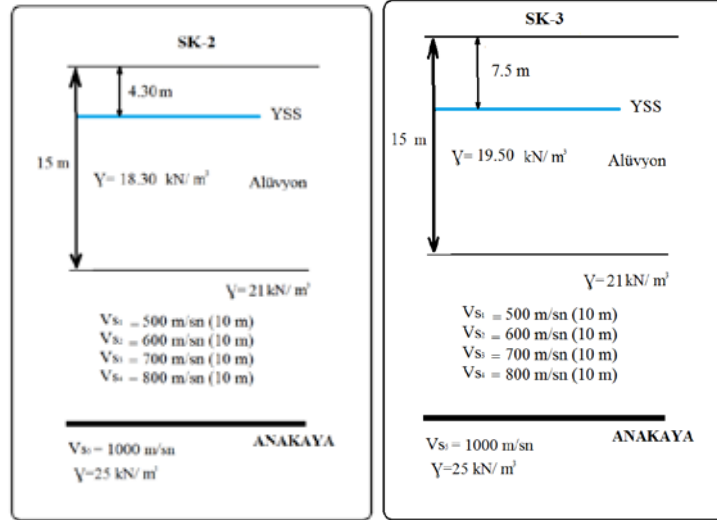
Alüvyon: Nergizli tepe ile Adatepe arasında kıyı düzlüklerinde grift halde yer alan alüvial çökeller gevşek ve suya doymun kahverengi çakıl, kum ve çamurdan oluşur.

Plaj Çökelleri: Plaj çökelleri ise kahverengi kum ve killi birimlerden oluşur.

Karaböğürtlen Formasyonu: Nergizli Tepe ile Ürküntülük Tepe arasında geniş bir alanda yüzeyleyen bloklu fliş olarak temsil edilen Üst Senoniyen yaşlı Karaböğürtlen formasyonu ince-orta-kalın tabakalı, gri, siyahımsı gri, yeşilimsi gri, siyah, açık kahve, sarımsı kahve, kirlili sarı, kırmızı vb. renklerde kumtaşı, kiltası ve silt taşlarından oluşur. Yer yer kumlu-killi kireçtaşı, mikrit, çörtlü mikrit, kalsitürbidit, marn gibi düzeyler, yer yer de serpantin, bazik volkanit, kireçtaşı vb. bloklar kapsar. Genelde kaotik yapı gösterir, yanal ve düşey yönde sık kaya türü değişimi sunar (Demirtaş vd., 2012).

Mesudiye Belediyesi sınırları içerisinde imar planına esas jeolojik ve jeoteknik etüt raporu için yapılmış sondaj verileri kullanılarak idealleştirilmiş bir boyutlu zemin profilleri hazırlanmış ve Şekil 2’de gösterilmiştir. Hazırlanan ideal zemin profilleri için literatürden plastisite indisine bağlı olarak seçilen kayma modülü, sönüm oranı değerleri ve tanımlanan malzeme tipleri Tablo 2’de topluca verilmiştir. Alüvyon, Plaj Çökelleri, Karaböğürtlen Formasyonu ve anakaya için uygun sönüm bağıntıları seçilmiş ve özgül ağırlıklarına göre

sınıflandırılmıştır. Anakayadan zemin tabakalarına geçiş kayma dalga hızına göre 5 kademede yapılmıştır (Anakaya-1, $V_s = 500 \text{ m/sn}$; Anakaya-2, $V_s = 600 \text{ m/sn}$; Anakaya-3, $V_s = 700 \text{ m/sn}$; Anakaya-4, $V_s = 800 \text{ m/sn}$; Anakaya-5, $V_s = 1000 \text{ m/sn}$). Ayrıca her ideal zemin profilinde yeraltı suyu dikkate alınmış ve EERA programına tanıtılmıştır.

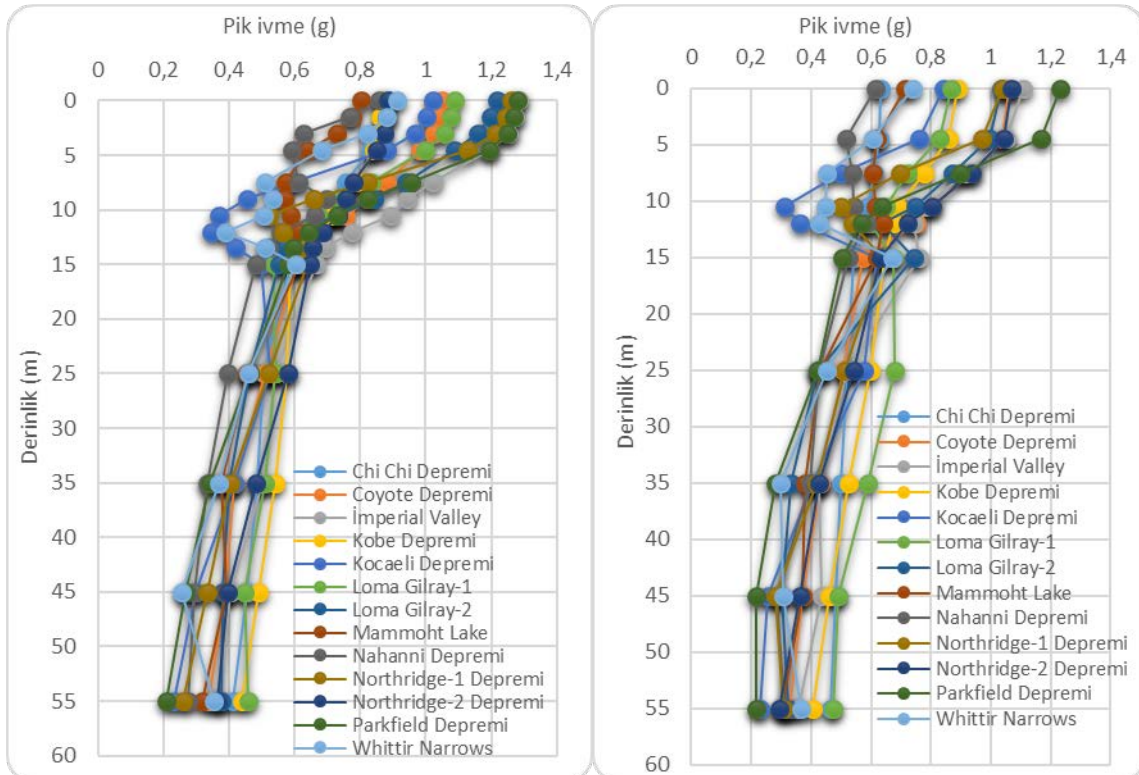


Şekil 2. Sk-2 ve Sk-3 için hazırlanmış İdeal zemin profilleri (Yılmazoğlu, 2015)

3.3. Elde Edilen Analiz Sonuçları

Pik İvme-Derinlik Değişim Grafikleri

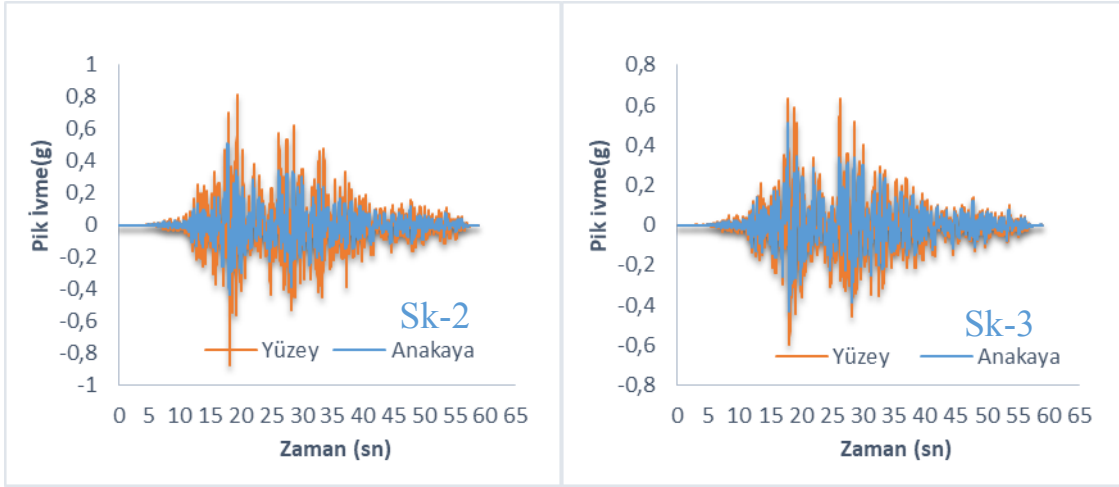
Tablo 1'deki deprem ivme kayıtları kullanılarak Sk-2 ve Sk-3 sondajları için oluşturulmuş zemin profillerine ait pik ivme-derinlik sonuçları elde edilmiş ve Şekil 3'te gösterilmiştir.



Şekil 3. Sk-2 ve SK-3 için Pik İvme-Derinlik Sonuçları (Yılmazoğlu, 2015)

Anakaya-Yüzey İvme-Zaman Değişim Grafikleri

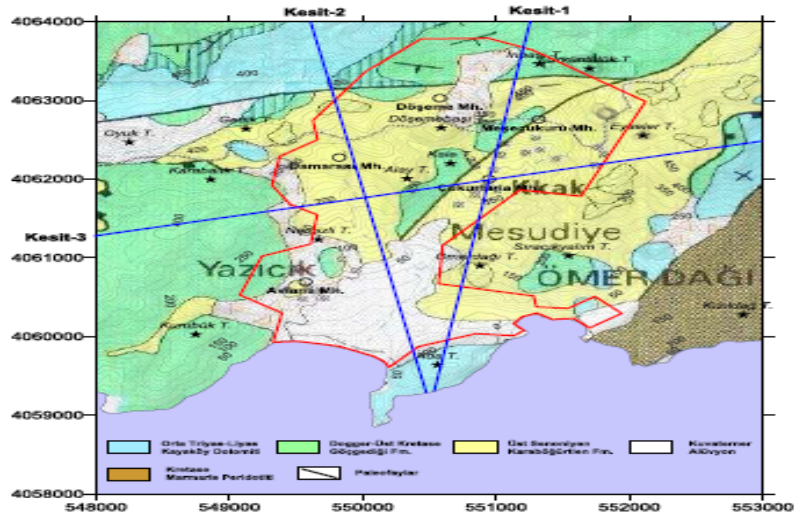
EERA programı girdi olan anakaya ivmesini yüzeye kadar taşımanın yanı sıra yüzeyde oluşan ivmelerin ivme-zaman kaydını oluşturabilir. Böylelikle anakaya ile yüzey arasında daha kolay karşılaştırma yapmaya imkân sağlar. Analizlerde zemin profilleri için elde edilen anakaya ve yüzey ivme-zaman grafikleri seçilen Chi-Chi depremi için karşılaştırılmış ve Şekil 4'te SK2 ve SK-3 için gösterilmiştir. Ayrıca Tablo 1'de tanımlanan tüm depremler kullanılarak SK-2 ve SK-3 sondajlarına ait anakaya ve yüzey pik ivme değerleri ve büyütme oranları elde edilmiş ve Tablo 3'te gösterilmiştir.



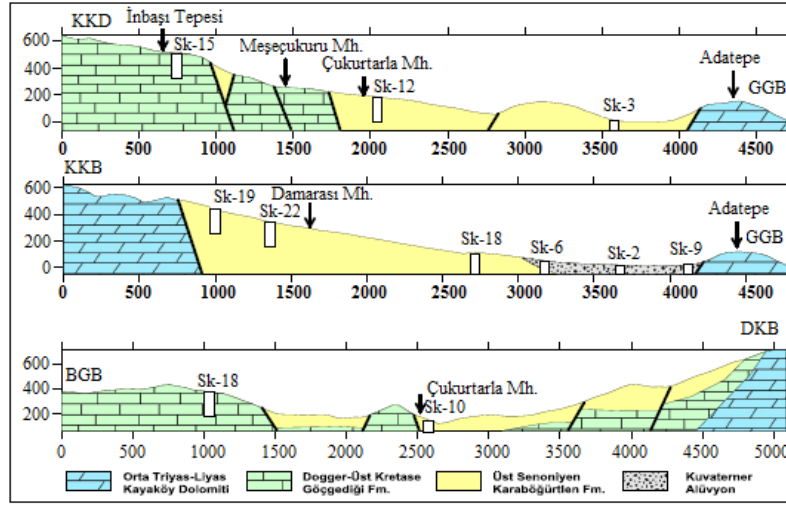
Şekil 4. Chi-Chi Depremi kullanılarak SK-2 ve SK-3 sondajı için anakaya-yüzey ivme değerlerinin karşılaştırılması (Yılmazoğlu, 2015)

Yüzey İvmesinin Topografya ile Değişiminin İncelenmesi

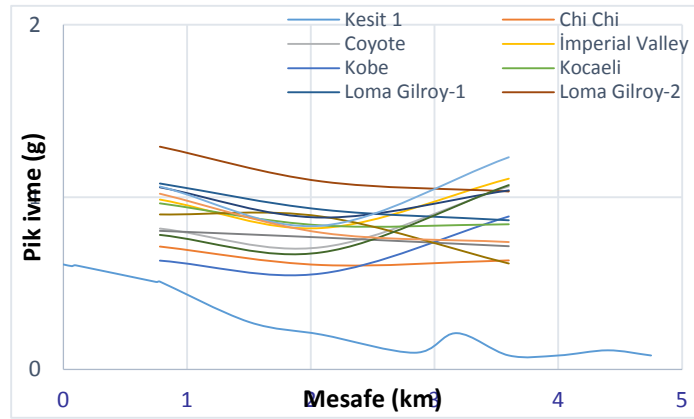
Elde edilen yüzey ivme değerlerinin topografya ile değişimini irdelemek için Demirtaş vd. (2012), tarafından yapılmış çalışmada oluşturulmuş zemin kesitleri (Şekil 5 ve Şekil 6) ile yüzey ivme değerleri karşılaştırılmış ve Şekil 7 ve Şekil 8'de gösterilmiştir.



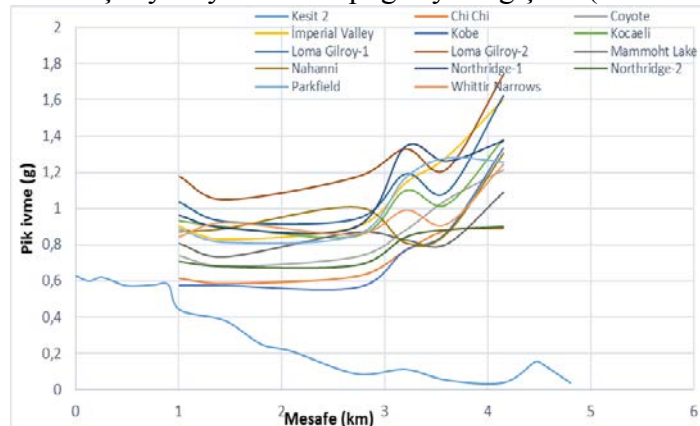
Şekil 5. İnceleme Alanındaki Kesitlerin Haritadaki Konumları (Demirtaş Vd., 2012)



Şekil 6. İnceleme alanına ait düşey zemin kesitleri (Demirtaş vd.,2012)



Şekil 7. Kesit 1 için yüzey ivmesi topografya değişimi (Yılmazoğlu, 2015)



Şekil 8. Kesit 2 için Yüzey İvmesi Topografya Değişimi (Yılmazoğlu, 2015)

4. SONUÇLAR

Yapı veya tesislerin deprem etkisindeki davranışını; yapı özellikleri, deprem özellikleri ve zemin özellikleri belirlemektedir. Depremlerin yapı veya tesislerde meydana getirdiği hasarları bu üç özelliğin bileşkesi oluşturur. Bu yüzden deprem tehlikesinin önceden

tahmini çalışmalarında zemin ve deprem özellikleri birlikte dikkate alınması gerekir. Tek boyutlu dinamik zemin analizlerinde girdi olarak kullanılan deprem ivmelerinin karakteristiğinin meydana gelen ivme değerlerini etkilediği görülmüştür. Örneğin Kaliforniya’da bulunan San Anderans fayı üzerinde bulunan aynı mekanizmaya sahip Coyote, İmperial Valley, Loma Gilroy-1, Loma Gilroy-2 Mammoht Lake, Parkfield ve Whittir Narrows depremlerinde benzer sonuçlar elde edilirken farklı mekanizmalı deprem kayıtlarında oluşan ivme değerlerinin değiştiği Şekil 7 ve Şekil 8’de görülmektedir.

Yapılan tek boyutlu analizler sonuçları incelendiğinde; SK-2 sondajı için anakaya pik ivme değerinin en yüksek değeri 0,45872 ile Loma Gilroy 1’de elde edilirken, en düşük değer 0,20755 ile Parkfield Depremi’nde elde edilmiştir. Yüzey ivme değerinin en yüksek değeri 1,2832 ile İmperial Vallley Depremi’nde elde edilirken, en düşük değeri ise 0,80252 ile Mammoht Lake Depremi’nde elde edilmiştir. Büyütmenin en yüksek değeri 4,837 ile Northridge 1 Depremi’nde elde edilirken, en düşük değer ise 1,972 ile Kobe Depremi’nde olmuştur.

SK-3 sondajı için anakaya pik ivme değerinin en yüksek değeri 0,47531 ile Loma Gilroy 1 Depremi’nde elde edilirken, en düşük değer 0,21690 ile Parkfield Depremi’nde elde edilmiştir. Yüzey ivme değerinin en yüksek değeri 1,23080 ile Parkfield Depremi’nde elde edilirken, en düşük değeri ise 0,61535 ile Nahanni Depremi’nde elde edilmiştir. Büyütmenin en yüksek değeri 5,674 ile Parkfield Depremi’nde elde edilirken, en düşük değer ise 1,365 ile Chi-Chi Depremi’nde olmuştur.

Pik ivme-derinlik grafikleri incelendiğinde SK-2 sondajı için Alüvyon tabakanın başladığı 15. m’ye kadar değerlerde çok fazla bir değişimin olmadığı ve tüm depremler için 0,20-0,70 arasında değiştiği ancak ilk 15m’lik kısımda değerlerin hızla yükselerek 0,30-1,30 arasında değiştiği görülmüştür. Aynı şekilde benzer tabakalanmaya sahip olan SK-3 sondajı için de Alüvyon tabakanın başladığı 15. m’ye kadar değerlerde çok fazla bir değişimin olmadığı ve tüm depremler için 0,20-0,80 arasında değiştiği ancak ilk 15m’lik kısımda değerlerin hızla yükselerek 0,30-1,30 arasında değiştiği görülmüştür.

Tablo 1. Analizlerde kullanılan ulusal ve uluslararası önemli depremler

Depremler		Tarih	Yer
1	ChiChi	20 Eylül 1999	Chy002/Taiwan
2	Coyote	8 Nisan 1968	Kaliforniya/ABD
3	İmperialValley	19 Mayıs 1940	Kaliforniya/ABD
4	Kobe	16 Ocak 1995	Kakogawa
5	Kocaeli	17 Ağustos 1999	İzmit /Türkiye
6	Loma Gilroy-1	18 Ekim 1985	Kaliforniya/ABD
7	Loma Gilroy-2	18 Ekim 1985	Kaliforniya/ABD
8	Mammoht Lake	25 Mayıs 1980	Kaliforniya/ABD
9	Nahanni-1	23 Aralık 1985	Kanada
10	Nahanni-2	23 Aralık 1985	Kanada
11	Northridge	17 Ocak 1994	Beverly Hills
12	Parkfield	28 Eylül 2004	Kaliforniya/ABD
13	WhittirNarrows	4 Ekim 1987	Kaliforniya/ABD

Tablo 2. Zemin tabakaları için seçilen G/Gmax ve sönüm oranları

No	FORMASYON	γ_n (kN/m ³)	TİP	BAĞLI ALINAN DEĞERLER
1	Alüvyon-1	18.30	Mat 1	G/G max : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%25 Sönüm oranı : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%25
2	Alüvyon-2	19.50	Mat 1	G/G max : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%25 Sönüm oranı : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%25
3	Alüvyon-3	19.76	Mat 1	G/G max : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%25 Sönüm oranı : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%25
4	Plaj Çökelleri	20.20	Mat 2	G/G max : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%30 Sönüm oranı : Vucetic ve Dobry (1991), I_p =%30
5	Karaböğürtlen Formasyonu-1	21	Mat 8	Kaya için sönüm oranı ve azalım ilişkisi ortalama değerleri Idriss (1990)
6	Karaböğürtlen Formasyonu-2	19.98	Mat 8	Kaya için sönüm oranı ve azalım ilişkisi ortalama değerleri Idriss (1990)
7	Karaböğürtlen Formasyonu-3	19.35	Mat 8	Kaya için sönüm oranı ve azalım ilişkisi ortalama değerleri Idriss (1990)
8	Anakaya-1	21	-	Idriss (1990)
9	Anakaya-2	21	-	Idriss (1990)
10	Anakaya-3	21	-	Idriss (1990)
11	Anakaya-4	21	-	Idriss (1990)
12	Anakaya-5	25	-	Idriss (1990)

Tablo 3. Sk-2 ve Sk-3 için büyütme oranları (Yılmazoğlu, 2015)

Depremler	SK-2			SK-3		
	Anakaya	Yüzey	Büyütme	Anakaya	Yüzey	Büyütme
ChiChi	0,41357	0,88045	2,129	0,46354	0,63272	1,365
Coyote	0,33902	1,04900	3,094	0,32636	1,06200	3,254
İmperialValley	0,37162	1,28320	3,453	0,35798	1,10723	3,093
Kobe	0,43961	0,86686	1,972	0,40328	0,88819	2,202
Kocaeli	0,23340	1,02278	4,382	0,22856	0,84263	3,687
Loma Gilroy-1	0,45872	1,08913	2,374	0,47531	0,86572	1,821
Loma Gilroy-2	0,37714	1,21601	3,224	0,32204	1,03229	3,205
Mammoht Lake	0,31902	0,80252	2,516	0,30264	0,71436	2,360
Nahanni	0,27337	0,85928	3,143	0,31233	0,61535	1,970
Northridge-1	0,26078	1,26136	4,837	0,30681	1,03963	3,389
Northridge-2	0,36311	0,88484	2,437	0,29436	1,07034	3,636
Parkfield	0,20755	1,27903	6,163	0,21690	1,23080	5,674

WhittirNarrows	0,35489	0,91378	2,575	0,36616	0,73862	2,017
ORTALAMA			3,254	ORTALAMA		2,898

6. KAYNAKLAR

- Ansal, A., Tönük, G., Kurtuluş, A. (2011), “Zemin büyütme analizleri ve sahaya özel tasarım depremi özelliklerinin belirlenmesi”, 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, Ankara, Bildiriler kitabı, 1-8.
- Bardet, J.P., Ichii, K., and Lin, C. H. (2000), “EERA: A computer program for equivalentlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits”, University of Southern California, Los Angeles.
- Çokar, T. (2012), GYTE “Çayırova Kampüsü Zemininin Eşdeğer Lineer Analiz Yöntemi Kullanılarak Davranış Analizlerinin Değerlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Kocaeli.
- Demirtaş, R., Yavuz, M.A., Derin, F., Tadıç, Y. (2012), “Muğla İli, Fethiye İlçesi, Mesudiye Belediyesi 1/1000 ölçekli O-19-D-02-C, O-19-D-02-D, O-19-D-07-A, O-19-D-07-B Pafta Sınırları İçerisinde Kalan Yerleşim Alanının İmar Planına Esas Jeolojik - Jeoteknik Etüt Raporu”.
- FLAC3.0 (2009). FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.0, Itasca Consulting Group
- Haşal M.E. (2009), “Topoğrafik düzensizliklerin zemin büyütmesine etkisi”, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul/Türkiye.
- Idriss, I.M., Sun, J.I. (1992), “Shake91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits”, User’s Guide. University of California.
- İyisan R., Haşal M.E. (2007), “Trapez kesitli vadi modelinde yerel zemin koşullarının Dinamik davranışa etkisi”, İTÜ Mühendislik Dergisi, 6, s:3-14.
- Kirikit, M., Siyahi, B., Akgünler, C. (2010), “Kohezyonlu Zeminlerin Davranış Analizinde Doğrusal ve Eşdeğer Doğrusal Yaklaşımlarının Karşılaştırılması”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği On üçüncü Ulusal Kongresi, Bildiriler Kitabı, s: 225-234.
- Kramer, S.L. (1996), “Geoteknik Deprem Mühendisliği”, Kayabalı, K., 1. Baskı, Gazi Kitabevi, Ankara/Türkiye.
- Mohamedzem, A., Abdalla, J.A., Abdelwahab, A.B. (2004), “13th World Conference OnEarthquake Engineering Vancouver”, B.C., Canada, August 1-6.
- NEHRP (2003). Recommended Provisions for New Buildings and other Structures, FEMA-450, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Ordenez, G.A. (2000), “SHAKE 2000: A computer program for the I-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems”.
- Unutmaz B., Siyahi B., Fahjan Y., Akbaş B., 2011. Derin Alüvyon Dolgunun Doğrusal Olmayan Davranışının Eşdeğer Lineer Ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Karşılaştırılması. Türkiye 1. Deprem ve Sismoloji Konferansı, Ankara.
- Yalçın, İ.A., Kuruoğlu, M., Kayalar, A.Ş. (2008), “Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi”, Selçuk Üniversitesi, Konya, Bildiriler Kitabı, s: 62-72.
- Yılmazoğlu, M.U. (2015), “Muğla İli’nin Olasılıksal Deprem Tehlike Analizi ve Tek Boyutlu Dinamik Analiz ile Yerel Zemin Davranışının İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Aksaray Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

BENZER KAYMA DALGASI HIZINA SAHİP FARKLI ZEMİNLERİN SAHAYA ÖZEL ANALİZLERİNİN KIYASLANMASI VE YENİ DEPREM YÖNETMELİĞİ PERFORMANSININ İNCELENMESİ

COMPARISON OF SITE SPECIFIC ANALYSES OF DIFFERENT SOILS WITH SIMILAR SHEAR WAVE VELOCITIES AND EVALUATION OF PERFORMANCE OF THE NEW BUILDING CODE

Kamil Bekir AFACAN¹ Ersin GÜLER²

ABSTRACT

Behavior of soils under seismic loads varies with many factors such as soil classes, plasticity properties, densities and so on. Under earthquake excitations, the deformation levels of the soil surface differ depending on local soil conditions. Related institutions of the countries guide the designers by proposing a systematic method about the dynamic loads on the superstructure. Seismic maps are designed to provide response spectra depending on the location which the structure will feel. In order to obtain the spectrum envelope, it is necessary to determine the soil class which depends on the shear wave velocity. At the beginning of 2018, Turkey's Disaster and Emergency Management has issued a new building earthquake (TBDY18) and required the use as January 1, 2019. Accordingly, site-specific analyses are made compulsory for ZF type soils and left to the designer's preference for others. In this study, nonlinear analyses were performed for different soils with similar shear wave using real boring data. Ground response spectra were calculated based on soil type and similarities/differences were discussed. The surface response from the nonlinear analysis and the envelope proposed by the regulation were compared and the necessity of site-specific analyses and the performance of the new earthquake regulation were investigated. Regarding the results, it was found that the use of shear wave velocity solely neglecting the index properties of the soils in the analyses was not sufficient to predict the ground response.

Keywords: Site-specific analyses, building earthquake regulation, shear wave velocity, soil classes

¹ Dr. Öğr. Üyesi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, kafacan@ogu.edu.tr

² Öğr. Gör, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, eguler@ogu.edu.tr



ÖZET

Sismik yükler altında zeminlerin davranışı, cinslerine, plastisite özellikleri, sıkılıklarına vb. birçok faktöre bağlı olarak farklılıklar göstermektedir. Deprem yükleri altında, yapıların maruz kalacağı deformasyon seviyeleri de yerel zemin koşullarına bağlı olarak değişmektedir. Üstyapıya gelecek yükler, ülkelerin ilgili kurumları tarafından yönetmelikler çerçevesinde sistematik bir metodoloji önererek tasarımcıya yol göstermektedir. Oluşturulan sismik haritalar eşliğinde konuma bağlı olarak tepki spektrumları sunarak yapının maruz kalacağı deprem hareketi hakkında tahminde bulunmaktadır. Tahmini spektrum zarfının belirlenebilmesi için öncelikle kayma dalgası hızına bağlı olan zemin sınıfının belirlenmesi gereklidir. 2018 yılının başında Türkiye Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı tarafından yeni bir bina deprem yönetmeliği yayınlamış (TBDY18) ve 1 Ocak 2019 itibarıyla kullanılması şart koşulmuştur. Yeni yönetmeliğe göre sahaya özel analizler ZF tür zemin sınıfları için zorunlu kılınırken, diğer zemin sınıfları için tasarımcının tercihine bırakılmıştır. Bu çalışma kapsamında benzer kayma dalgasına sahip farklı zeminler için, gerçek sondaj datası kullanılarak, sahaya özel eşdeğer lineer ve lineer olmayan analizler yapılmıştır. Zemin cinsine bağlı olarak yüzey tepki spektrumları hesaplanarak benzerlikler/farklılık tartışılmıştır. Lineer olmayan analizler sonucunda elde edilen yüzey tepkisi ile yönetmeliğin önerdiği spektrum zarfı kıyaslanarak sahaya özel analizlerin gerekliliği ve yeni deprem yönetmeliğiyle kıyaslanarak ortaya çıkan farklılıkla tasarımcıya yeni bir perspektif sunulması amaçlanmıştır. Elde edilen sonuçlar yorumlandığında, yalnızca kayma dalgasının zeminlerin özelliklerinden bağımsız bir şekilde analizlerde kullanılmasının yüzey tepkilerini tahminde yeterli olmadığı saptanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Sahaya özel analizler, bina deprem yönetmeliği, kayma dalgası hızı, zemin sınıfları

1. GİRİŞ: SAHAYA ÖZEL ANALİZ

Yerel zemin koşulları, sismik hareketlerin yüzeye iletilmesi üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Anakaya deprem dalgalarının karakteristikleri olarak adlandırılan parametreleri olan frekans, genlik ve süreyi önemli ölçüde değiştirerek yüzeye iletmektedir. Depremin, yerel zemin koşullarına bağlı olarak zemin tabakalarından geçerken ya yansıdığı ya da kırıldığı varsayılmaktadır. Ancak bazı durumlarda deprem dalgaları çok yüksek kayma dalgası hızına sahipse anakaya davranışı göstermekte ve hareketi aynen yüzeye iletmektedir.

Ülkemizin deprem bölgesinde yer alması ve geçmişte büyük depremlere maruz kalması nedeniyle, zeminlerin dinamik davranışlarının gerçekçi bir şekilde tahmin edilmesi gerekmektedir. Deprem dalgalarının yıkıcı etkisi yerel zemin koşullarına, zeminlerin litolojik özelliklerine, topoğrafyaya bağlı olması sebebiyle; sahaya özel çalışmalar yapılmalı, zeminin dinamik özellikleri doğru belirlenerek yapının maruz kalacağı yükler gerçekçi hesaplanmalıdır.



Tabaka özelliklerinin değişimi sebebiyle oluşacak yüzey sismik zemin tepkisinin gelen sismik dalgaların hasar dağılımı üzerinde önemli bir etkisi olduğu çok iyi bilinmektedir. Buna verilebilecek örneklerin başında Amerika'da gerçekleşen 1986'daki Loma-Prieta depremi verilebilir. Bu deprem sonucu yapılan en büyük değerlendirmelerden birisi yumuşak zeminlerde gözlenen büyük yıkımların bahsedilen "saha etkileri" sebebiyle olduğudur. Ülkemizde ise 1995 Dinar depremi, zemin tabakalarının ve jeolojik koşulların anakaya davranışını değiştirdiğini vurgulayan bir başka örnektir. Ansal vd. (2001), yumuşak kil zeminlerde beklenen spektral ivmelerin, anakaya hareketine göre 3-6 kat arttığını bildirmiştir. Yerel saha koşulları çok küçük mesafede bile önemli ölçüde değişebilmektedir. Bu değişikliğe neden olan temel faktörler; jeolojik birimlerdeki değişiklikler, tabakaların statik ve dinamik özellikleri, mevcut yer altı su seviyesi, topoğrafya, anakaya derinliği vb farklılıklar olarak sıralanabilir. Son 35 yılda depremlerin bize öğrettikleri önemli çıkarımlardan bir tanesi, yerel saha koşullarının yapısal hasar üzerindeki etkileri ne denli etkili olduğudur ve bu etkiler bir çok araştırmacı tarafından gözlemlenmiştir (Gazetas vd., 1990; Ansal vd. 1993; Lekkas vd., 1996; Ishihara 1997; Ansal vd. 2001a; Özel vd. 2002).

Sahaya özel analizler, bölgesel sismisiteyi de göz önüne alarak yerel jeolojinin doğru tanımlanmasıyla dikey olarak iletilen ve yüzey kayma dalgalarına maruz kalan herhangi bir yapının tepkisini doğru bir şekilde ifade eden yaklaşımlardır (Kramer 1996). Bu analizler, bölgeye ait gerçekleşebilecek deprem senaryoları için yüzey hareketlerini doğru öngörmek için önemli bir adımdır. Analizlerin modellenmesi bakımından farklı yaklaşımlar mevcuttur: a) doğrusal, b) eşdeğer doğrusal ve c) doğrusal olmayan analizler. Doğrusal analiz artık kullanılmazken, eşdeğer lineer analiz literatürde çokça kullanılmaktadır. Fakat zeminin önemli dinamik özelliklerinden olan sönüm özelliğini tanımlamıyor olması yüzey davranışının doğru tahmin edilmesi konusunda soru işaretlerini barındırmaktadır.

Lineer olmayan analizler bir çok zemin parametresini barındırması ve mevcut verilerle bu parametrelerin tahminlerinin zor olmasının yanında zemini diğer yaklaşımlara göre doğru modellemesi kullanımının gerekliliği ve artırılması hususundaki teorileri haklı kılmaktadır. Sahaya özel analizler bina deprem yönetmelikleri tarafından da desteklenmekte fakat sadece belli zemin sınıfları için zorunluluk gerektirmektedir. Bunun yerine sismik tehlike haritaları da kullanılarak bölgeye ait tepki spektrumları önerilerek, bölgede inşaatı gerçekleştirecek bir yapı için tahmini yüzey sismik hareketi uygulamacıya sunulmaktadır.

2. BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ

Ülkeler, insanlığı ve güvenliğini korumak amaçlı bina deprem yönetmelikleri vasıtasıyla tasarım kurallarını belirleyerek, binaların yapımının belirli bir çerçevede olmasını zorunlu kılmaktadır. Türkiye, 1939'da Erzincan Depremi'ne uğramış ve daha sonra 1940'ta deprem yönetmeliklerini belirlemek ve uygulamak için yasal girişimler başlatmıştır. 1944'te ise mecliste yasalaşarak uygulanması zorunluluğu getirilmiştir. Daha sonra, 1961, 1968 ve 1975'te sismik tasarımda bazı iyileştirmeler yapılmış olup ve sonuç olarak 1998'de gelişmiş ve ilk ayrıntılı versiyonu yayınlanmıştır. 1999 Kocaeli ve Düzce Depremleri göstermiştir ki, 1998 deprem yönetmeliği yapıların hissettiği deprem hareketlerini tahmin etme konusunda iyi bir iş çıkaramamıştır. Bu depremlerden 8 yıl sonra, yük ve tasarım açısından büyük iyileştirmeler yapılarak bir sonraki sürümü 2007'de yayınlanmıştır.

Deprem yönetmeliğini iyileştirme çalışmaları hız kesmemiş ve yapı deprem yönetmeliğinin son hali 2018 yılında yayınlanmış, deprem riski algısını iyileştirerek revize edilmiş ve 2019 itibarıyla yürürlüğe girmiştir.

Yayınlanan sismik haritalarla yersel hareketler tepki spektrum zarflarıyla tanımlarak tasarımcının kullanımına sunulmuştur. Bölgesel davranışı tahmin için gerekli girdiler, yapı için aranan deprem düzeyine, zemin sınıfına ve koordinatlara bağlanmıştır. Böylelikle yapı mühendisi, farklı deprem düzeylerine bağlı olarak yapı temelinin maruz kalacağı yüzey tepkilerini kullanarak yapı elemanlarına gelecek yükleri hesaplayarak boyutlandırmayı gerçekleştirecektir.

2.1. Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Zemin Sınıfları

Dünyanın en önemli deprem kuşaklarının birinde olan ülkemizde, Türkiye Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı tarafından 2018 yılında yeni bir bina deprem yönetmeliği yayınlamıştır. TBDY 2018'e göre depreme dayanıklı yapı tasarımı için gerekli olan tasarım ivme spektrumu, yerel zemin koşulları göz önünde bulundurularak belirlenmektedir.

Deprem yönetmeliğinin güncel versiyonu, önceki yönetmeliklerden farklı olarak 6 farklı zemin sınıfı kabul etmiş ve bu sınıfları ZA, ZB, ZC, ZD, ZE ve ZF olarak belirlenmiştir. Zemin sınıfı için üç temel parametre tanımlanmış olup, zemin sınıfları için önerilen alt ve üst limitler Çizelge 1'de gösterilmiştir. Bahsi geçen büyüklükler, kayma dalgası hızı, standart penetrasyon deneyi sonucu elde edilen vuruş sayısı (düzeltilmiş değer) ile drenajsız kayma dayanımından oluşmaktadır.

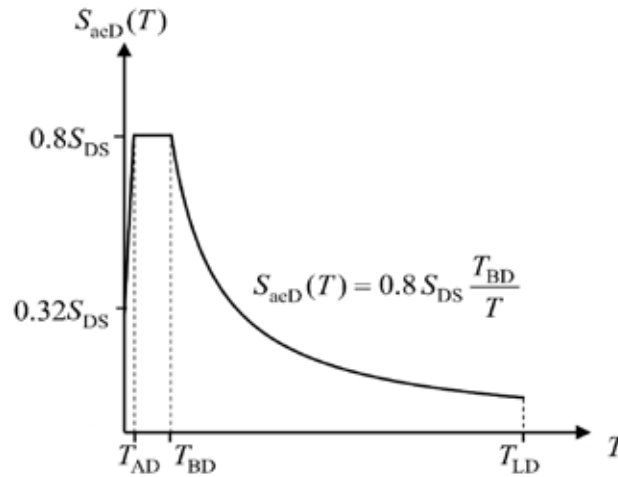
Çizelge 1. Yerel Zemin Sınıfları (TBDY 2018).

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 m ortalama		
		(Vs) ₃₀ [m/s]	(N ₆₀) ₃₀ [darbe/ 30cm]	(C _u) ₃₀ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	>1500	-	-
ZB	Az ayrışmış, orta sağlam kayalar	760-1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360-760	>50	>250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180-360	15-50	70-250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya PI > 20 ve w > % 40 koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası (c _u < 25 kPa) içeren profiller	<180	<15	<70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli (PI >50) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

Kayma dalgası hızı, V_s , hem laboratuvar da hem de arazide ölçülebilen zemin özelliklerinden biridir. Bunların dışında ise, diğer arazi ve laboratuvar deneyleriyle korelasyonlara sahip bazı amprik modellerle de tahmin edilebilir. Standart penetrasyon deneylerinden elde edilen vuruş sayılarıyla ilgili ilişkiler literatürde çokça bulunmaktadır (İyisan (1996), Akin (2011), vb). $V_{s,30}$ ise deprem yönetmeliklerinde kullanılan, yüzeye yakın 30 m'lik tabaka için ortalama kayma dalgası hızı olarak belirlenmiştir. Salt bu büyüklüğe bağlı zemin sınıfı ayırımı bina deprem yönetmelikleri tarafından şart koşulsa da, zemin profilini göstermek için en iyi kriter değildir. Sahaya özel analizler için tabaklanmayı belirlemede $V_{s,30}$ önemli bir parametre olmakla birlikte, plastisite indisi, ön konsolidasyon basıncı, efektif gerilme, aşırı konsolide oranı gibi bir çok değişkenden sadece bir tanesidir.

Yönetmeliğin sahaya özel analiz konusunda yaklaşımı incelendiğinde, ZF zemin sınıfı profiller için bu analizler şart koşulmuş, diğer zeminlerde ise tasarımcının tercihine bırakılmıştır. Gerekli şartlar altında 2 temel başlıkta toplanabilir: 1) Sıvılaştırılabilir zeminler ve 2) Hassas ve yumuşak killer. Böylece, $V_{s,30}$ değeri 180 m/s den büyük zemin profilleri için ZF zemin için tanımlanan özel koşullar sağlanmadıkça sahaya özel analiz zorunluluğu tanımlanmamıştır.

Deprem bölgelerinde yapılacak olan yapılar için deprem yükünü belirlemek için yönetmeliklerde önerilen tasarım spektrum eğrileri kullanılmaktadır. Bu spektrum zarfları Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı tarafından Türkiye Deprem Tehlikeleri Haritaları interaktif web uygulamalarıyla direkt olarak elde edilebilmekle birlikte, spektrumu belirleyen karakteristik değerlerin rapor edilmesiyle farklı frekanslardaki/perirotlardaki değerleri hesaplanabilmektedir. Yönetmelik tarafından sunulan standart yatay elastik tasarım spektrumu Şekil 1'de sunulmaktadır.



Şekil 1. Yatay elastik tasarım ivme spektrum grafiği (TBDY 2018).

Burada S_{DS} kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, T_{AD} ve T_{BD} köşe periyotları ve T_L sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışma kapsamında, 2 farklı alandan alınan sondajlar için sahaya özel doğrusal olmayan analizler yapılmış, yeni yönetmeliğin önerdiği metodoloji takip edilerek tasarım spektrum zarfları hesaplanmış ve yönetmeliğin sahaya temsili bakımından performansı tartışılarak sahaya özel analiz gerekliliği yorumlanmıştır.

TBDY 2018 yönetmeliğinin ilgili maddesine göre, bir boyutlu ya da iki boyutlu hesaplarda kullanılmak üzere belirlenmesi gereken ivme kaydı sayısı en az onbir olarak belirlenmiştir. Benzer depremlerin farklı versiyonlarının kullanılması ise üç ile kısıtlanmıştır. Burada yapılan analizlerin temel amacı kayma dalgası hızı parametresinin zemin cinsinden bağımsız bir şekilde değerlendirmesinin sahaya özel analizleri ne kadar etkilediğinin tartışılmasıdır. Aksi takdirde bölgeye ait sahaya özel analiz kullanılarak tasarım spektrum zarfları elde edilmek marifetiyle projelendirme yapılmak istenirse, deprem kayıt sayısı yönetmeliğin belirlediği üzere en az onbir olarak seçilmelidir.

3. ZEMİN PROFİLLERİ VE ANALİZLER

Çalışma konusu olan bölge Yalova'nın Hersek ve Çiftlikköy çevresi olup, alınan sondajlardan (SK-H(Hersek) ve SK-Ç(Çiftlikköy)) alınan ve özellikleri belirlenen zemin profili için sahaya özel lineer olmayan analizler yapılmıştır. Alınan sondajlar arası mesafe yaklaşık 10-12 km'dir. Çalışmada DeepSoil v6 analiz programı yardımıyla sondaj loglarından elde edilen veriler ile iki farklı yaklaşım çerçevesinde zemin büyütme analizleri yapılmıştır.

Çalışmada iki adet benzer kayma dalgasına sahip zemin profilleri kullanılmıştır. Araziden alınan 25.5 m'lik sondajlar için derinliğe bağlı olarak zemin sınıfları ve birim hacim ağırlık değerleri Çizelge 2'de gösterilmiştir.

Çizelge 2. Sondajlardan elde edilen zemin değerleri

Derinlik (m)	Zemin sınıfı		γ_n (kN/m ³)	
	SK-H	SK-Ç	SK-H	SK-Ç
0.0-3.0	CL-CH	CL-CH	18.8	18.5
3.0-7.0	SM	CL-CH	18.0	18.5
7.0-9.0	CL-CH	CL-CH	18.8	18.5
9.0-14.0	SM	CL-CH	18.5	18.5
14.0-22.0	SM	CL-CH	19.0	18.5
22.0-24.0	CL	CL-CH	18.0	18.5
24.0-25.5	SP-SM	CL-CH	18.5	18.5

Çizelgeden de anlaşılacağı üzere Çiftlikköy'den alınan sondaj tamamen düşük ve yüksek plastisiteli killerden oluşurken, Hersek'ten alınan zemin numuneleri içinde çokça siltli kum ve yer yer kötü derecelenmiş kuma rastlanmıştır. Standart Penetrasyon Deneyi sonucu zemin değerlerinin derinliğe bağlı olarak N_{30} (ham) ve N_{60} (düzeltilmiş) değerleri Çizelge 3'de verilmiştir.

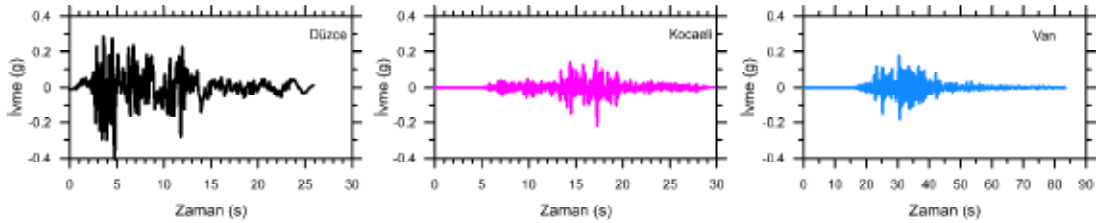
Çizelge 3. Derinliğe bağlı olarak N_{30} ve N_{60} değerleri

Sondaj No	Derinlik (m)	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	13.5	15.0	16.5	18.0	19.5	21.0	22.5	24.0	25.5
SK-H	N_{30}	8	23	16	20	21	34	13	14	43	43	50	45	43	28	16	27	31
	N_{60}	5	16	12	17	18	29	12	13	39	39	45	41	39	25	14	24	28
SK-Ç	N_{30}	6	14	13	22	32	27	26	35	47	42	44	49	43	18	30	28	28
	N_{60}	4	9	10	19	27	23	23	32	42	38	40	44	39	16	27	25	25

Çizelge 3'de verilen değerler kullanarak $N_{60,30}$ hesaplanmış ve Hersek zemin profili için $N_{60,30}=19$ ve Çiftlikköy için $N_{60,30}=18$ bulunmuştur. TBDY2018'e göre iki profil de ZD zemin sınıfı içine girmektedir. Kayma dalgası hızını belirlemek amacıyla Çok Kanallı

Yüzey Dalgaları Analizi ile ölçüm yapılmıştır. Zemin sınıfı belirlemede asıl kullanılan parametrenin $V_{s,30}$ olduğu düşünülerek 2 farklı sondaj için araziden alınan bu ölçümler göz önüne alınarak 30 m için ortalama kayma dalgası hızı değerleri sırasıyla 207 m/s ve 212 m/s olarak hesaplanmıştır. İki farklı parametreye göre de zemin sınıfı ZD olarak belirlenmiştir.

DeepSoil v6 analiz programında zemin profillerinin tanımlanmasının ardından 3 adet deprem ivme kaydı kullanılarak analiz yapılmıştır. Analizlerde kullanılmak üzere Düzce, Kocaeli ve Van deprem ivme kayıtları seçilmiş ve Şekil 2’de gösterilmiştir.



Şekil 2. Analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtları

Bölgeye yakın olması ve büyüklüğü sebebiyle Kocaeli ve Düzce depremleri seçilirken, tarihsel olarak en son gerçekleşen Van depremi ile birlikte farklı süre, genlik ve frekans içeriğine sahip toplam 3 ivme-zaman kaydı sahaya özel analizlerde kullanılmıştır. Yukarıda belirtildiği gibi analizlerin temel hedefi dizayn spektrumu elde etmek değil, seçilen ivme kayıtları için sahaya özel analizler ile zemin cinsinin etkisini ortaya çıkarmaktır. Bu sebeptendir ki deprem kayıtları olduğu gibi alınmış ve farklı deprem düzeylerine bağlı olarak olasılıksal sismik beklentilere göre ölçeklendirme yapılmamıştır. Böylece, çalışma kapsamı deprem karakteristikleri, ölçeklendirme gibi faktörlerin etkileri en alt düzeyde tutulmuştur.

Verilen kayıtlar zemin kolon tabanlarına etkilerek, lineer olmayan (nonlinear) model (NL) ve kıyaslamak amacıyla eşdeğer lineer (EL) yaklaşımlar için sahaya özel analizler yapılmış ve bulgular bir sonraki bölümde tartışılmıştır.

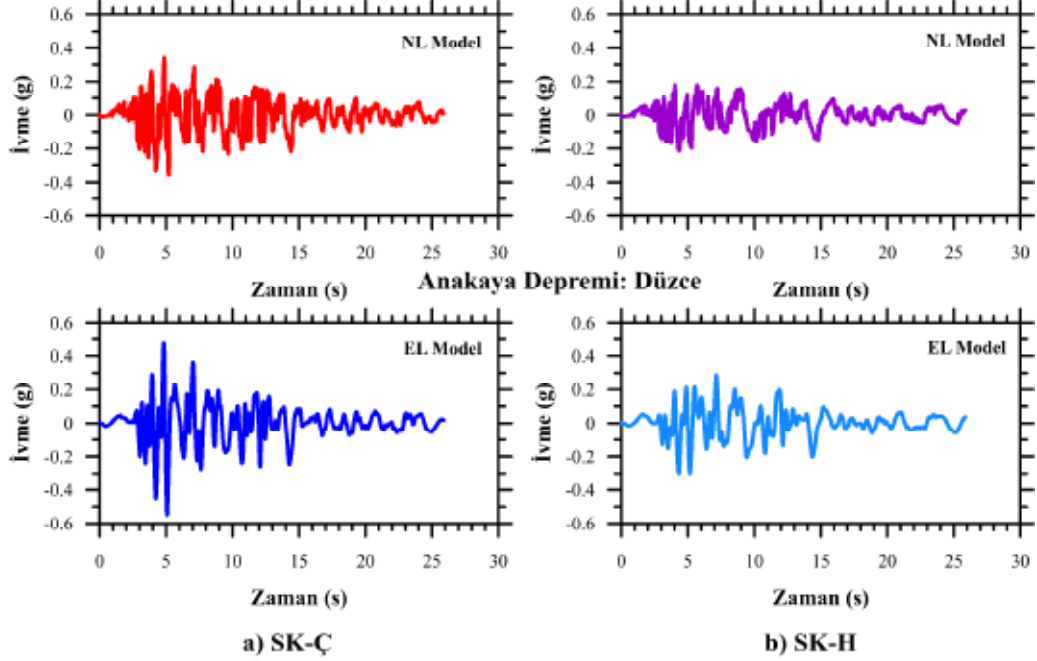
4.BULGULAR

Analizler sonucu elde edilen verileri değerlendirmek amacıyla öncelikle seçilmiş bir deprem kaydı için eşdeğer ve lineer olmayan yaklaşımlar sonucu yüzey ivmesinin zamanla değişimi sunulacak, daha sonra bu ivmelere karşılık hesaplanan yüzey tepki spektrumlar gösterilecek ve sonunda sondajlar için derinlik boyunca elde edilen pik spektrum ivmeleri ve maksimum birim kayma şekil değişimleri sunulacaktır. Şekil 3’te Düzce depremi kullanılarak bulunan yüzey ivmeleri sunulmaktadır.

Tahmini yüzey ivme kayıtları için 4 farklı grafik sunulmuştur. Sol taraftakiler Çiftlikköy sondaj profili için EL ve NL modellerle tarafından, sağ taraftakiler için Hersek için farklı iki yaklaşım için elde edilen ivme kayıtlarını göstermektedir.

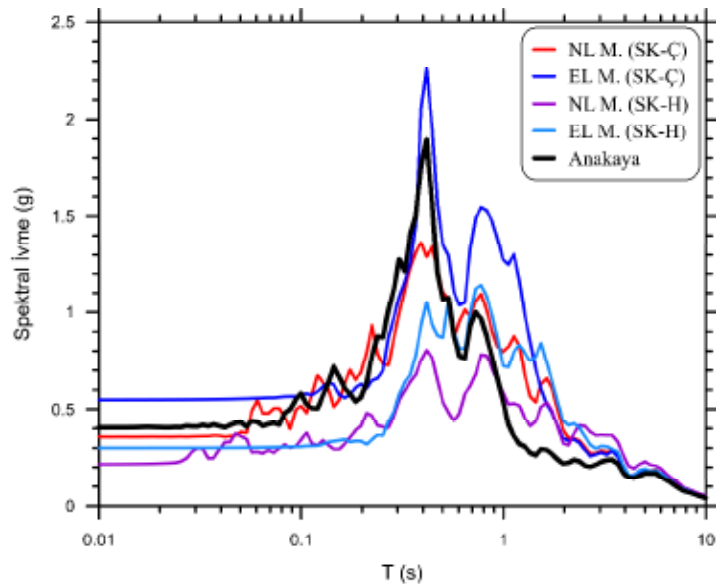
Sol taraftaki grafikler değerlendirildiğinde, en büyük ivme için lineer olmayan analizler tarafından 0.32g civarında hesaplanırken bu değer eşdeğer lineer model tarafından yaklaşık 0.58g’lerde bulunmuştur. Nonlinear analizlerde 4. sn civarı 2. bir pik değer görülürken

eşdeğer lineer analiz sonucu elde edilen benzer sürelerdeki değer pik değerden daha düşük olduğu görülmüştür. Bunun dışında pik ivmelerin görüldüğü zamanlar yaklaşık 5. sn'lerde kaydedilmiştir. Ayrıca frekans içeriğinde olan değişimlerde aşıkardır.



Şekil 3. Düzce depremine ait EL ve NL model analizleri

Hersek'ten alınan sondaj için yapılan analizler sonucu elde edilen ivmeler için de benzer yorumlar yapmak mümkündür. Pik ivme değerleri lineer olmayan analizler için 0.2g civarında hesaplanmışken, bu değer eşdeğer lineer analizde 0.3g olarak gerçekleşmiştir. Zemin yüzeyinde modeller tarafından tahmin edilen ivme-zaman kayıtlarına karşılık spektral tepkileri belirlenmiş ve Şekil 4'te sunulmuştur. Spektral ivme yüzeydeki yapının yaklaşık olarak hissedeceği ivme değeri olarak tanımlanmıştır.

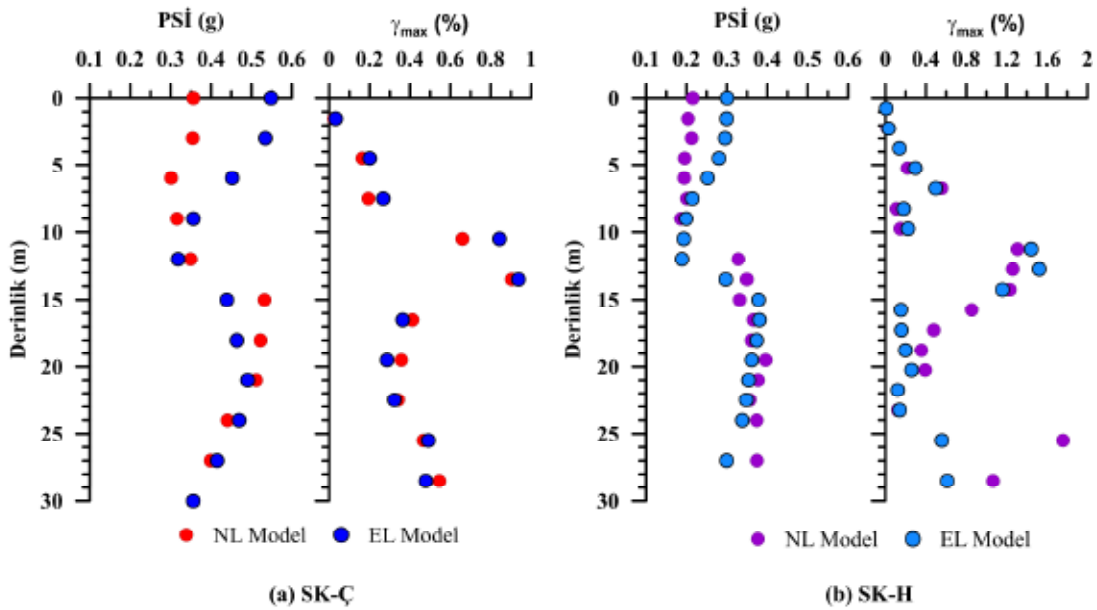


Şekil 4. Sondaj loglarının EL-NL model spektral davranışları

Kısa periyot seviyelerinde (yaklaşık 0.1 sn'lere kadar) yatay bir hareket gözlenmesine rağmen spektral ivme arasındaki farklılık yaklaşık 0.2g - 0.58g seviyeleri arasında yer almıştır. Çiftlikköy zemin profili eş değer lineer analiz sonucu spektral davranışın büyümüş olup lineer olmayan yaklaşımla kısa ve orta periyotlarda anakayayla benzer davranış göstermiş fakat maksimum spektral ivme azalarak uzun periyotlarda davranış değişmiştir. Hersek profili göz önüne alındığında ise iki farklı yaklaşım da anakaya ivmesini sönümlenmiştir.

Maksimum spektral ivmelerin oldukları periyotlar incelendiğinde, Çiftlikköy profili için EL modeli ilk ve ikinci pikleri anakayayla benzer saniyelerde yakalamış fakat ikinci pikin içeriğini hem büyütmüş hem uzatmıştır. NL Model ise piklerinin gerçekleştiği periyotlarda anakayanın davranışıyla benzeşmektedir. Hersek profilinde ise bu davranışta bariz farklılıklar gözlenmiştir. İki farklı pik de sönümlenmiş fakat görüldüğü periyot uzun bir bölgeye yayılmıştır. 0.3 sn'de görülen 1.8g'lik spektral bir ivme yerine bu değer 1.0g'lere düşmüş fakat görüldüğü bölge 0.3sn ile 0.8s aralığına uzamıştır. Ayrıca 1.0 s periyot seviyelerinden sonra anakaya spektral ivmesi iki farklı sondaj ve iki farklı yaklaşım tarafından da büyütülerek tahmin edilmiştir. Eşdeğer yaklaşımlar bile farklı davranışlar gösterirken, zeminin lineer olmayan özelliklerin spektral tepkiler üzerindeki etkileri bariz olarak ortaya çıkmıştır.

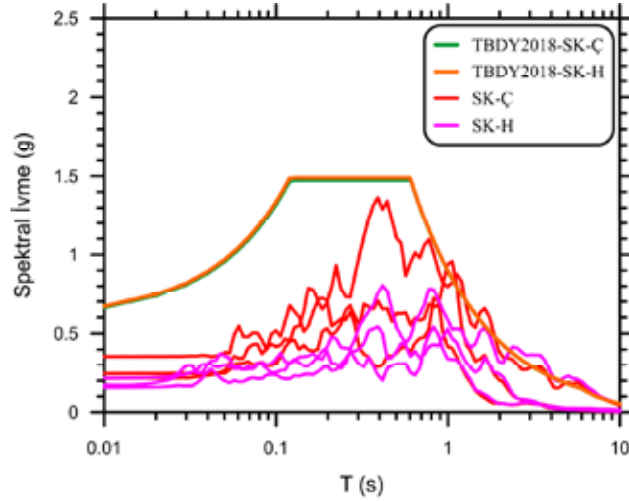
Son olarak aynı deprem kaydı kullanılarak profil boyunca tahmin edilen pik spektral ivme (PSİ) ile maksimum birim kayma şekil değiştirme değerleri Şekil 5'te yer almaktadır.



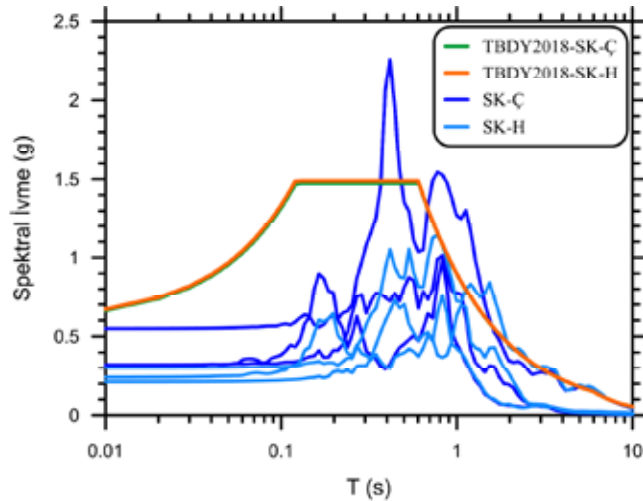
Şekil 5. Derinliğe bağlı olarak maksimum spektral ivme ve kayma birim şekil değişimi

Aynı deprem kaydı kullanılarak elde edilen maksimum spektral ivme ve kayma birim şekil değiştirmeleri göz önüne alındığında sismik davranışın iki farklı profil için ne kadar farklı olduğu hem EL hem de NL modeller için açıkça görülmektedir. Örneğin Çiftlikköy profili göz önüne alınırsa, sondaj tabanından 5 m yükseklikte benzer maksimum spektral ivmeler görülürken bu seviyeden sonra ayrılarak yüzeyden ilk 10 m derinlikte davranış tamamen

değiştirilmiştir. Buna karşılık maksimum kayma birim şekil değiştirmeler, iki farklı yaklaşım tarafından yeterince yakın deformasyon seviyelerini tahmin ettiği saptanmıştır. Hendek sondajı için de EL ve NL modeller farklı pik spektral ivmeler hesaplarlarken, maksimum birim şekil değiştirmelerde bariz farklılıklar göze çarpmaktadır. İki sondaj birbirleriyle kıyaslandığında ise benzer kayma dalgasına hızına sahip iki profilin zemin cinsine ve lineer olmayan özelliklerine bağlı olarak davranışın farklılaştığı tespit edilmiştir. 3 farklı deprem kaydı kullanılarak elde edilen sonuçlar ile TBDY2018'in bölge için önerdiği spektrum zarfları Şekil 6 ve Şekil 7'de sunularak yeni deprem yönetmeliği performansı tartışılmıştır.



Şekil 6. NL Model sonucu elde edilen spektral ivmeler ve TBDY 2018'e ait yüzey tepki spektrumu



Şekil 7. EL Model sonucu elde edilen spektral ivmeler ve TBDY 2018'e ait yüzey tepki spektrumu

2 farklı sondaj için toplam 6 lineer olmayan analiz sonucu elde edilen yüzey tepki spektrumları ile yönetmeliğin önerdiği tasarım spektrumu kıyaslandığında, tasarım spektrumunun kısa ve orta periyotlarda güvenli tarafta olduğu görülmektedir. Daha önce Şekil 1'de gösterilen zarf özellikleri için başlangıç noktası olan $0.32S_{DS}$ 'nin dataya pozitif

yönde uzak ve ilk köşe periyodu olan T_{AD} 'nin de kısa kaldığı görülmüştür. Aslında pik spektral ivmeler daha bir aralığa sıkışmış fakat plato bölgesi için tasarım spektrumu tarafından doğru tahminde bulunmuştur. Göreceli olarak aynı bölgede sayılan ve aynı kayma dalgası hızını, dolayısıyla zemin sınıfına sahip olan 2 sondaj için de tasarım spektrum zarflarının üst üste gelmesi yönetmelik açısından doğrulama olarak adlandırılabilir. Yönetmeliğin eşdeğer lineer analizler için performansını incelemek amacıyla yapılan analiz sonuçları ve ilgili spektral davranış Şekil 7'de gösterilmektedir.

Eşdeğer lineer analiz sonucu bulunan spektral ivmeler lineer olmayan analizlere kıyasen göreceli olarak büyümüş ve az da olsa davranış sağa kaymıştır. Yönetmeliğin önerdiği zarfın başladığı maximum ivme değerleri biraz güvenli de olsa makul seviyededir. Ancak plato bölgesi orta periyotların bir bölgesini temsil etmede eksiklik göstermiştir. Plato bölgesini aşan bir sadece bir analiz olup, T_{BD} nin sağa kaydırılmasıyla daha iyi bir temsili tasarım spektrumu elde etmek mümkün olacaktır.

5.SONUÇLAR

Yerel zemin koşulları, deprem bölgelerinde yapılacak olan analizlerde büyük önem arz etmektedir. Sahaya özel yapılan analizlerde yüzeyde oluşacak tepkilerin bilinmesi yapının hissedeceği davranışı doğru modellemek yönünden gerekmektedir. Benzer kayma dalgası hızına sahip olan SK-Ç ve SK-H sondajlarından elde edilen zemin profilleri için eşdeğer lineer ve lineer olmayan yaklaşımlarla DeepSoil v6 kullanılarak sahaya özel analizler yapılmıştır.

Yapılan analizler sonucu görülen en önemli noktalardan biri, zeminlerin sınıflandırılması konusunda kayma dalgası hızının tek belirleyici olmasının yanında, spektral davranışın zeminin kum veya kil olmasına bağlı olarak değişebileceğinin altı çizilmeli ve sahaya özel analizlerin yaygınlaşması konusunda daha teşvik edici olmalıdır. Bununla beraber Türkiye Deprem Tehlikeleri Haritaları ile tasarımcıya doğru bir perspektif sunulmuştur. Sismik yükler altında olası farklı spektral davranışlar konusunda ilgili mühendisin bilinçlendirilmesi uygun olacaktır. Bir önemli nokta da literatürde çokça kullanılan eşdeğer lineer analizin yanında belirleyici parametrelerin çok olmasına rağmen lineer olmayan davranışın modellenmesiyle zeminin dinamik davranışını doğru tanımlaması, böylelikle yeri geldiğinde daha ekonomik yeri geldiğinde daha güvenli tasarım yapılmasının önemi belirtilmelidir. Son olarak altı çizilmesi gereken nokta ise deprem karakteristiklerinin iyi tanımlanmasıyla yapı temeline gelecek davranışın doğru tahmin edilmesi olacaktır.

KAYNAKLAR

- Akin, M.K., Kramer, S.L., and Topal, T. (2011). "Empirical Correlations of Shear-Wave Velocity and Penetration Resistance for Different Soils in an Earthquake-Prone Area," Engineering Geology, Vol. 119, No. 1, pp. 1-17.
- Ansal A, Şengezer B. S, İyisan R & Gençoğlu S (1993) The Damage Distribution in March 13, 1992 Earthquake and Effects of Geotechnical Factor, Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Ed.P.Seco e Pinto, Balkema, Rotterdam, pp.413-434, (invited lecture)
- Ansal A, İyisan R & Yıldırım H (2001) The Cyclic Behaviour of Soils and Effects of Geotechnical Factors In Microzonation" Soil Dynamics and Earthquake



Engineering, Vol.21, No.5, pp.445-452 [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00026-4](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00026-4)

- Ansal A, İyisan R & Güllü H (2001) Microtremor Measurements for the Microzonation of Dinar, Pure Appl Geophys, Special Issue, Vol.158, N.11. 2525-2541 <https://doi.org/10.1007/PL00001184>
- Gazetas G, Dakoulas P, & Papageorgiou A (1990) Local soil and source-mechanism effects in the 1986 Kalamata (Greece) Earthquake. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 19, 431-456 <https://doi.org/10.1002/eqe.4290190310>
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2016) "DEEPSOIL 6.1, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign
- Ishihara K (1997) Terzaghi oration: geotechnical aspects of the 1995 Kobe earthquake. In: Proceedings of ICSMFE. Hamburg, pp 2047-2073
- Iyisan R (1996) Correlations between shear wave velocity and in situ penetration test results. Chamber of civil engineers of Turkey. Teknik Dergi 7(2):1187-1199
- Kramer, S.L. (1996) Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, New Jersey.
- Lekkas E, Lozios S, Skourtsos E, & Kranis H (1996) Liquefaction, ground fissures and coastline change during the Egio earthquake (15 June 1995; Central-Western Greece). Terra Nova, 8(6), 648-654. <https://doi.org/10.1111/j.1365-3121.1996.tb00793.x>.
- Ozel O, Cranswick E, Meremonte M, Erdik M, Xafak E (2002) Site effect in Avcılar, west of Istanbul, Turkey from strong and weak motion data. Bull. Seismol. Soc. Am. 92, 499 – 508
- TBDY (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Türkiye Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

SUYA DOYGUN ZEMİN PROFİLLERİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN EFEKTİF GERİLME ANALİZLERİ YOLUYLA DİNAMİK ZEMİN BÜYÜTMESİ

DYNAMIC SOIL AMPLIFICATION IN SATURATED SOIL PROFILES USING EFFECTIVE STRESS BASED NONLINEAR METHODS

Pınar AKDOĞAN¹

Gürkan ÖZDEN²

ABSTRACT

Seismic waves from bedrock during their propagation are affected by the properties of the layer through which they passed; there may be changes in time, frequency and amplitude. Seismic waves is affected by local condition such as bedrock depth, thickness of soil layer, dynamic properties, lateral discontinuity of the soil and topographical properties. In this study, how to the effects of local condition on soil response analysis were investigated. One-dimensional nonlinear site response analyses were performed using in an area located on the coast of the Izmir Bay where of deep alluvial soils govern the local geology. Nonlinear analyses were performed with the acceleration-time records that are taken from the PEER Ground Motion Database. The free field design spectra obtained by bedrock level depth of 240m with nonlinear methods were compared with those obtained by bedrock level depth of 1000m using effective and total stress based nonlinear methods. Also specific site response analyses results were compared with code-based design spectra. Results of the study showed that model depth and effective stress analysis affect site response analysis significantly and also obtained response spectra according to code-based desing was conservative than according to the specific site response analysis. The other important result of the specific site response analysis is extension of the period.

Key Words: Nonlinear Site Response Analysis, Non-Linear Analysis İn Time Domain, Strong Ground Motion, Bedrock Level

ÖZET

Ana kayadan gelen sismik dalgalar, içinden geçtikleri tabakaların özelliklerinden etkilenirler ve bu durum deprem dalgasının zaman, frekans ve genliğinde değişikliklere sebep olur. Deprem dalgaları; ana kaya derinliği, zemin tipi, tabakaların kalınlığı, dinamik özellikleri, zeminin yanal süreksizliği ve topografik özellikleri gibi yerel koşullardan etkilenir. Bu çalışma özelinde, yerel koşulların zemin tepki analizi sonuçlarını ne derecede etkilediği araştırılmıştır. İzmir Körfezi'nin kıyısında yer alan suya doygun derin alüvyonlu zeminlerin tek boyutlu doğrusal olmayan saha

¹ İnşaat Müh., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fenbilimleri Enstitüsü, pnrkdgn1990@gmail.com

² Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, gurkan.ozden@deu.edu.tr

teпки analizleri gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan zemin tepki analizi, PEER Yer Hareketi Veri Tabanından alınan ivme-zaman kayıtları ile yapılmıştır. Bu çalışma içeriğinde ana kaya derinliği 240 m ve 1000 m olan iki farklı zemin modeli için doğrusal olmayan yöntemlere göre efektif ve toplam gerilme analizleri kullanılarak sahaya özel tasarım tepki spektrumları elde edilmiştir. Elde edilen sahaya özel tasarım tepki spektrumları, yönetmelik bazlı elde edilen tasarım tepki spektrumları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca efektif ile toplam gerilme analizlerinin sonuçları karşılaştırılmış, boşluksuyu basıncının tasarım tepki spektrumlarına etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonuçları değerlendirildiğinde, model derinliğinin ve efektif gerilme analizinin saha tepki analizlerini önemli derecede etkilediği ve yönetmelik bazlı elde edilen tasarım tepki spektrumlarının, sahaya özel tasarım tepki spektrumlarına göre peak değerlerin konservatif olduğu görülmüştür. Diğer önemli sonuç ise sahaya özel tasarım spektrumlarında periyot uzamasının görülmesidir.

Anahtar Kelimeler: Doğrusal Olmayan Saha Tepki Analizi, Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz, Kuvvetli Yer Hareketi, Ana Kaya Derinliği

1. GİRİŞ

Deprem sırasında sismik dalgalar deprem kaynağından uzaklaşır ve yeryüzüne süratla ulaşır. Deprem dalgalarının anakayadan çıktıktan sonra yeryüzüne ulaşana kadar bir kısmı kaya içinde olsa da önemli bir kısmı zemin içinde katledilmektedir. Zemin şartları yeryüzünde meydana gelen sarsıntının niteliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Geoteknik deprem mühendisliğinin en önemli konularından biri, yerel zemin koşullarının kuvvetli yer hareketi üzerinde ki etkisidir.

Yerel zemin koşullarının kuvvetli yer hareketini etkileyen değişkenleri sırasıyla anakaya derinliği, tabakaların kalınlıkları ve dinamik zemin parametreleri olarak sıralanabilir. Yerel zemin şartları, yüzey hareketlerin frekans içeriğini, süresini ve dolayısıyla ürettikleri tepki spektrumlarını (genlikleri) etkilemektedir. Zeminler bazı frekanstaki deprem dalgalarının genliklerini sönmülerken, bazı frekanstaki genlikleri büyötmektedir.

Bu çalışma kapsamında yerel zemin şartlarından biri olan ana kaya derinliğinin tepki spektrumuna etkisi, PEER Yer Hareketi Veritabanı'ndan alınan ivme-zaman kayıtları kullanılarak araştırılmıştır. Analiz, doğrusal olmayan tek boyutlu yer tepki analiz programı (DeepSoil) kullanılarak, zamana bağlı, tekrarlı doğrusal olmayan malzeme modeli ile suya doymuş zemin profilinin efektif ve toplam gerilme analizleri kullanılarak yapılmıştır. Ayrıca yönetmelik bazlı belirlenen tasarım tepki spektrumları ile sahaya özel tepki spektrumları karşılaştırılarak sonuçlar yorumlanmıştır.

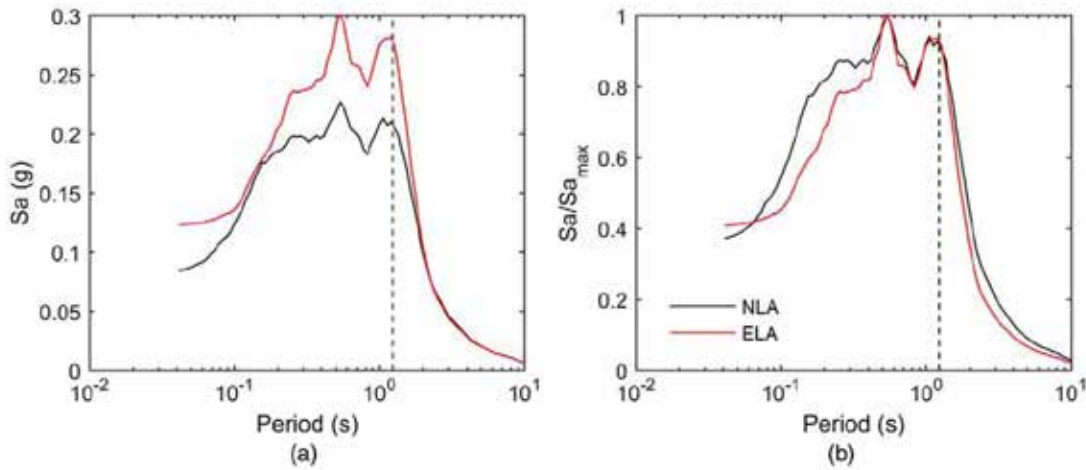
2. DOĞRUSAL OLMAYAN SAHA TEPKİ ANALİZLERİ

Normal şartlar altında tam anlamıyla yer tepki analizi, anakayadan çıkan deprem hareketinin anakaya üzerindeki zeminlerden nasıl etkilendiğini belirlemektedir. Başka bir ifade ile yer tepki analizi problemi sadece zemin çökellerinin anakayadan çıkan deprem hareketine verdiği tepkinin belirlenmesinden ibarettir.

Yer tepki analizleri konusunda bir, iki ve üç boyutlu teknikler geliştirilmiştir. Bir boyutlu tepki analizleri, gerek orta düzey bilgisayarların yeterli olması gerek ise programların kolay erişilebilirliği açısından geoteknik mühendisliği uygulamalarında yaygınca kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında bir boyutlu (1D) yer tepki analizi kullanılarak analizler yapılmıştır. Bir boyutlu yer tepki analizleri, tüm sınırların yatay olduğu, zeminin tepkisine egemen olarak anakayadan düşey yönde yayılan SH dalgalarının neden olduğu ve zemin-anakaya yüzeylerinin yatay yönde sonsuz uzanımlı olduğu kabulüne dayanmaktadır (Kramer, 1996).

Doğrusal ve eşdeğer doğrusal yöntemler, yer tepki analizleri açısından uygun sonuçlar vermesine rağmen, eşdeğer doğrusal yöntem yer tepkisinin doğrusal olmayan gerçek davranışını yaklaşık olarak veren bir yöntemdir. Eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan yer tepki analizi bir çok

araştırmacı tarafından karşılaştırılmıştır. Bu çalışma kapsamında eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan yer tepki analizleri üzerinde çalışmaları incelenen araştırmacılardan bazıları şunlardır; Pruikma (2016), Carlton and Tokimatsu (2016) and Selcuk et al. (2007). Araştırmacıların yaptığı sonuçlara göre eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan yer tepki analizleri saha ve girdi yer hareketi özelliklerine göre seçilmelidir. Eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan analizlerin sonuçları arasındaki farklılıklar gerçek zemin davranışındaki doğrusal olmayan zemin özelliğine bağlıdır. Birim deformasyon düzeylerinin düşük tutulduğu problemlerde (sert zemin ve/veya zayıf girdi hareketi), iki analiz türü de yer tepkisi için kabul edilebilir sonuçlar verirken, birim deformasyon değerinin yüksek olduğu durumlarda doğrusal olmayan yer tepki analizi daha kabul edilebilir sonuçlar vermektedir. Eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan yer tepki analizleri ile ilgili çalışan Pruikma (2016), Carlton and Tokimatsu (2016) benzer sonuçlar bulmuştur. Sonuçlar iki method arasındaki farkın düşük period bölgelerinde (yüksek birim deformasyon bölgesi) önemli ölçüde farklılık gösterdiğini belirtmektedir. Doğrusal olmayan analiz sonuçlarının, eşdeğer doğrusal yöntemle karşılaştırıldığında PGA ve spektral ivme değerlerinin düşük period bölgesinde daha düşük sonuçlar verdiği görülmüştür (Şekil 1).

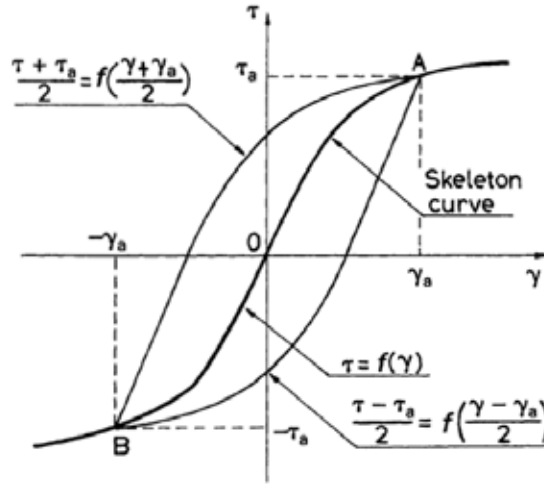


Şekil 1 Eşdeğer Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması (Carlton ve Tokimatsu, 2016).

Tekrarlı yükler altında zeminlerin doğrusal olmayan gerilme birim deformasyon davranışını, gerçek gerilme birim deformasyon izini takip eden tekrarlı doğrusal olmayan zemin modelleri temsil etmektedir. Tekrarlı doğrusal olmayan zemin modelinin omurga eğrisi Şekil 2.'de verilmiştir. Tekrarlı dorusal olmayan zemin modelinin omurga eğrisi 2 farklı model ile ifade edilebilir. Bunlar sırasıyla “Ramberg-Osgood Model” and “Hyperbolic Model”. Bu çalışma kapsamında “Hyperbolic Model” ile omurga eğrisi ifade edilmiştir.

Kondner ve Zelasko (1963) tarafından geliştirilen “Hyperbolic Model”, zeminin küçük birim şekil değiştirmeye denk gelen maksimum kayma modülüne ($G_{max}=G_0$) ve referans birim şekil değiştirmeye (γ_r) bağlı olarak ifade edilmiştir (Konder & Zelasko, 1963). Referans birim şekil değiştirme, zeminin modül azalım eğrilerinde $G/G_{max}=0.5$ olduğu yere denk gelmektedir.

Hyperbolik omurga eğrisi Konder and Zelasko (1963) eğrisi referans alınarak Matasovic (1993) tarafından geliştirilmiştir. Matasovic zemin davranışını temsil etmek ve omurga eğrisinin şekline uydurmak için iki parametre (β and s) geliştirmiştir. Matasovic and Vucetic (1993) tarafından KZ (Konder and Zelasko, 1963) modeli ile MKZ modeli, laboratuvarında ölçülen değerler ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar modifeye edilen KZ modelin (MKZ), deneyler ile elde edilen değerler ile daha uyumlu olduğu gösterilmiştir. Matasovic tarafından geliştirilen hiperbolik modeli kullanarak Hashash ve Park (2001) yanal basınçların hiperbolik zemin modeli üzerinde etkisini araştırmış ve yanal basınçların kayma birim deformasyonu ile ilişkisini gösteren denklemi geliştirmişlerdir. Hashash ve Park (2001) geliştirdikleri yeni zemin modelini “pressure-dependent hyperbolic model” olarak adlandırmışlardır.



Şekil 2. Gerilme-Şekil Değişirme Eğrilerinden Oluşan Omurga Eğrisi (Ishihara, 1996)

Doğrusal olmayan zaman tanım alanında yer tepki analizleri için 2 tür sönüm modeli vardır. Bunlar Hysteretic and Viscous sönüm olarak bilinir. Hysteretik sönüm; hysteretik gerilme-deformasyon çevrimi ile ilişkilidir. Doğrusal olmayan zemin modellerinde hysteretik tepki zeminin sönüm oranını tam olarak ifade etmek için yeterli değildir. Çoğu zemin modeli küçük yer değiştirmelerde zeminin sönüm oranını saha ölçümlerine ve laboratuvar verilerine göre neredeyse sıfır verir. Bu yüzden yer tepki analizlerinde küçük yer değiştirmelerde zeminin sönüm oranını ifade etmek için hız orantılı viscous damping kullanılır. Kwok, et al. (2007), Park and Hashash (2004) ile benzer çalışmayı yapmış ve çalışmasında küçük yer değiştirmelerde sönüm oranı doğru hesaplamak için hız orantılı viscous damping kullanılmasını önermiştir.

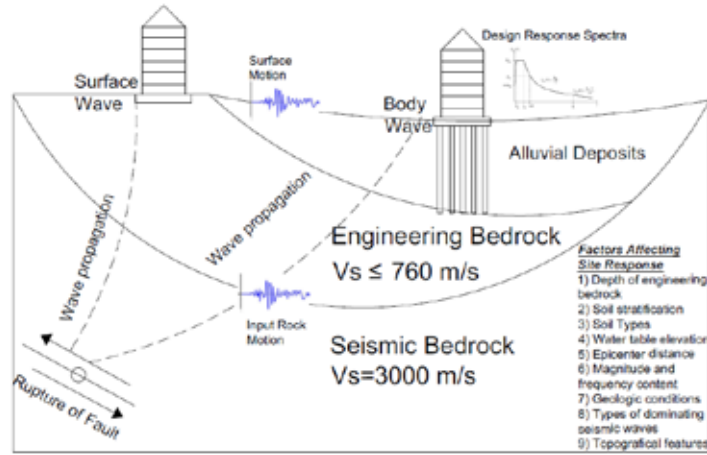
Doğrusal olmayan efektif gerilme analizleri sırasında boşluk suyu basıncının etkisini dikkate alabilmek için bir çok araştırmacı konu üzerinde çalışmıştır. Boşluk suyu basıncının belirlenmesi, kumlar ve killer için ayrıca ele alınmış ve farklı korelasyonlar geliştirilmiştir. Doğrusal olmayan efektif gerilme analizlerinde aşırı boşluk suyu basıncı, kumlar için Matasovic and Vucetic (1993), killer için Matasovic and Vucetic (1995) modelleri dikkate alınarak elde edilmiştir. Carlton (2014) çalışmasında kumlar ve killer için Matasovic and Vucetic (1993), (1995) 'in önerdiği eğri uydurma parametreleri için korelasyonlar geliştirmiştir. Bu çalışmada Carlton (2014)'ün eğri uydurma parametreleri kullanılmıştır.

Özet olarak bu çalışma içeriğinde sahaya özel bir boyutlu yer tepki analizleri, doğrusal olmayan zaman tanım alanında çözüm yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Ayrıca zeminin doğrusal olmayan davranışı MKZ zemin modeli kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Küçük yer değiştirmelerde viscous damping, büyük yer değiştirmelerde ise hysteretik sönüm üzerine, Philips ve Hashash (2009)'ın önerdiği azalım katsayıları (MRDF) uygulanarak kullanılmıştır. Analizlerde efektif gerilme analizi kullanılmış, efektif gerilme analizlerinde ihtiyaç duyulan boşluk suyu basınçları, Carlton (2014) tarafından geliştirilen korelasyonlar ile elde edilmiştir. Zeminin dinamik zemin parametreleri, Ishibashi ve Zhang (1993) tarafından önerilen korelasyonlar yardımı ile elde edilmiştir. Kayalar için dinamik parametreler ise EPRI (1993) raporunda verilen derinlikle değişen eğrilerden yararlanılmıştır. Gerçek deprem kayıtları sahanın deprenselliğine ve deprensellik özelliklerine bağlı olarak PEER (2006)'dan seçilmiştir. Sahaya özel yer tepki analizleri DEEPSOIL yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. Son olarak sahaya özel yer tepki analiz sonuçları, yönetmelik bazlı elde edilen tasarım spektrumları ile karşılaştırılmıştır.

3. SAHAYA ÖZEL YER TEPKİ ANALİZ ÇALIŞMASI

Yer tepki analizleri yöntemlik tabanlı ve sahaya özel gerçekleştirilmektedir. Bu çalışma kapsamında gerçek deprem kayıtları ile sahaya özel yer tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Sahanın

depremselliği araştırılmış, Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER, 2006) veri tabanından gerçek deprem kayıtları seçilmiştir. Seçilen gerçek deprem kayıtları TBDY (2018)'e göre elde edilen tasarım spectrumuna göre ölçeklendirilmiş, sahaya özel yer tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Sahaya özel yer tepki analizleri gerçekleştirilirken saha özellikleri, seçilen deprem kayıtları, kurduğunuz zemin modeli ve analiz yöntemleri gibi bir çok parametre yer tepki analizlerinin sonuçlarını etkilemektedir. Bunlardan ana kaya derinliği, zemin tabakalaşması, zemin tipi, su seviyesi, jeolojik şartlar, deprem büyüklüğü ve frekans içeriği, sahanın deprem kaynağına olan mesafe gibi saha tepki analizlerinin etkileyen faktörlere değinilmiştir. Analiz aşamasında gerekli zemin özellikleri, anakaya derinliği, zemin modelleri, gerçek deprem kayıtları, derem parametreleri, analiz için matematik model vs. belirlenmiştir. Tipik saha tepki analiz modeli Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 3. Saha Tepki Analizi Modeli

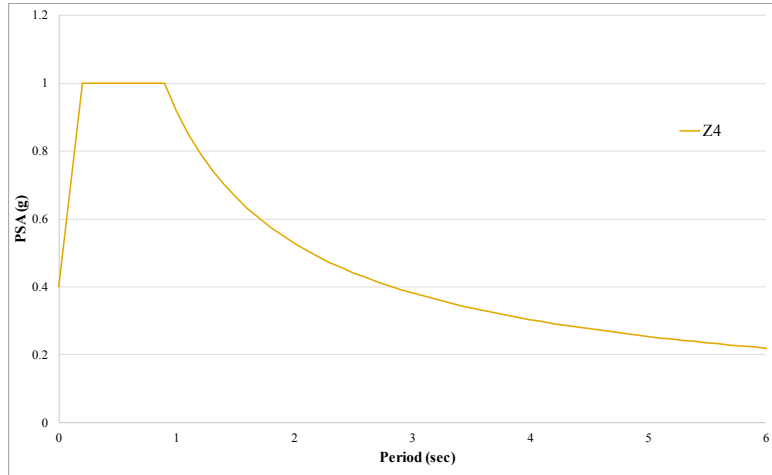
Yer tepki analizi yapılacak saha İzmir İli, Konak İlçesi, Halkapınar mahallesinde yer almaktadır. İzmir körfezi yakın çevresi akarsuların etkisi altında kaldığı için üst zemin alüvyal çökellerden oluşmaktadır. Bölge aktif faylara yakın olduğu için depremselliği yüksektir (Şekil 4).



Şekil 4. Çalışma Alanı Jeolojik Formasyonu ve Fay Gösterimi

3.1 Yönetmelik Bazlı Tasarım Tepki Spektrumlarının Belirlenmesi

Tasarım tepki spektrumları yönetmelik bazlı olarak elde dilmektedir. Bu çalışma kapsamında eski deprem yönetmeliği olan DBYBHY (2007) ve yeni deprem yönetmeliği TBDY (2018)'e göre elde edilen tasarım tepki spektrumları, sahaya özel tepki spektrumları ile karşılaştırılmıştır. DBYBHY (2007), spektrum karakteristik periyotlarına göre elde edilen tasarım tepki spektrumu Şekil 5.'de verilmiştir. Tasarım tepki spektrumu elde edilirken $A_0=0.4g$, $I=1$ ve Z4 zemin sınıfı için karakteristik periyotları kullanılarak elde edilmiştir.

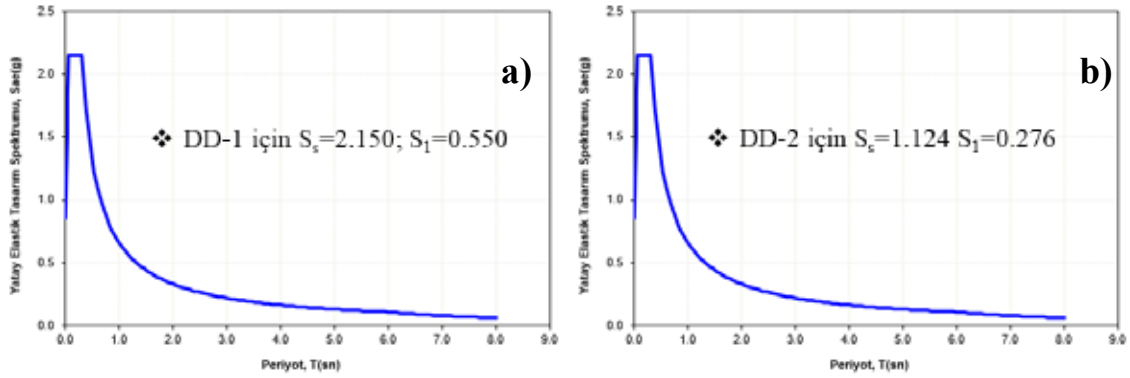


Şekil 5. DBYBHY (2007)'e Göre Z4 Zemin Sınıfı için Tasarım Tepki Spektrumu

TBDY (2018)'e göre tasarım tepki spektrumu harita spektral ivme katsayıları ile zemin sınıfına bağlı katsayılar yardımı ile belirlenmektedir. Haritada yer alan koordinatlara göre bölgenin kısa ve uzun periyot ivme katsayıları değeri kolayca belirlenmektedir. Daha sonra zemin sınıfına göre belirlenen uzun ve kısa periyot zemin katsayıları ile harita spektral katsayıları çarpılarak, tasarım spektral ivme değerleri elde edilebilir. TBDY (2018)'e göre ilk 30m'deki tabakanın kayma dalgası hızına ve SPT değerine göre zemin sınıfı ZD olarak tanımlanmaktadır. Ancak profilin tamamı incelendiğinde, profile 35m kalınlığın üzerinde kil tabakası yer aldığı için TBDY (2018)'e göre zemin sınıfı ZF (Tablo 1) olarak belirlenmiştir. Sahanın koordinatlarına bağlı olarak DD-1 (2475 yıl) ve DD-2 (475 yıl) deprem düzeyleri için TBDY (2018)'e göre belirlenmiş tasarım tepki spektral ivme değerleri Şekil 6'de verilmiştir.

Tablo 1. Yerel Zemin Sınıfları (TBDY, 2018)

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe /30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	-	-
ZB	Az ayrışmış, orta sağlam kayalar	760 – 1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 – 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 – 360	15 – 50	70 – 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	< 180	< 15	< 70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas küller, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek küller, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) küller, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı küller.			



Şekil 6. TBDY (2018)'e Göre Tasarım Tepki Spektrumları a) DD-1 Deprem Seviyesi, b) DD-2 Deprem Seviyesi, Yerel Zemin Etki Katsayıları Etki Ettirilmemiş Tasarım Tepki Spektrumları

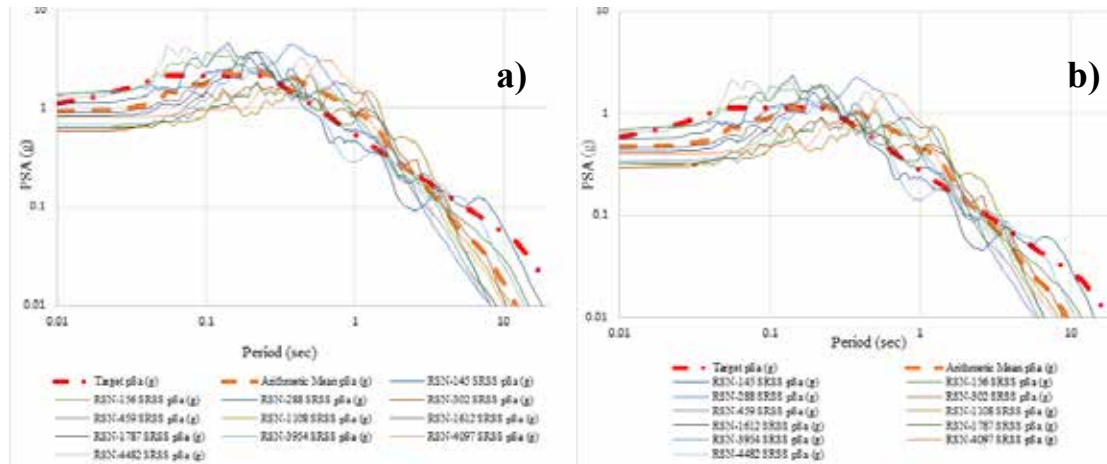
3.2 Deprem Kaydı Seçilmesi ve Ölçeklendirilmesi

Bu çalışma kapsamında yer tepki analizlerinde 11 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Bu deprem kayıtları İzmir'in depremselliği ve anakaya zemin sınıfı (ZB) göz önüne alınarak elde edilen tasarım spectrumuna uygun PEER (2006)'den seçilmiştir. Gerçek deprem kayıtları, fay türü, deprem büyüğü, saha ile kırılma yüzeyi arasındaki mesafe, kayma dalgası hızı, depremin süresi gibi parametrelere uygun seçilmiştir. Gerçek deprem kayıtlarını seçerken çalışması yapılacak olan sahaya uygun olması önemlidir. Wells ve Coppersmith (1994)'ün önerdiği yüzey kırığı uzunluğu ile deprem momenti ilişkisi kullanılarak, izmirdeki aktif faylardan meydana gelebilecek deprem momenti büyüklüğü 6.0-8.0 arasında hesaplanmış ve deprem tehlike düzeyi DD-1 ve DD-2 olarak seçilmiştir. DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeylerinin özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. DD-1 ve DD-2 Deprem Tehlike Düzeylerinin Özellikleri

Deprem Tehlike Düzeyi	50 Yılda Aşılma Olasılığı	Tekrar Süresi (yıl)	Spektral İvme Katsayıları, S_s ve S_1		PGA (g)
			S_s	S_1	
DD-1	2%	2475	2.15	0.55	0.853
DD-2	10%	475	1.12	0.28	0.458

Belirli bölgeye uygun seçilen gerçek deprem kayıtları zaman tanım alanında, en küçük kareler yöntemi kullanılarak tasarım ivme spectrumuna uygun şekilde ölçeklendirilmiştir. Ölçeklendirme, hareketin frekans içeriğinde hiçbir değişikliği yapmamaktadır. DD-1 hedef spektrumuna göre ölçeklendirilmiş ortalama spektrum eğrisi Şekil 7-a.'de verilmiştir. DD-2 hedef spektrumuna göre ölçeklendirilmiş ortalama spektrum eğrisi Şekil 7.-b' de verilmiştir.



Şekil 7. a) DD-1 Deprem Tehlike Düzeyinin Hedef Spektrum Eğrisine Göre Ölçeklendirilmiş Ortalama Spektrum Eğrisi, b) DD-2 Deprem Tehlike Düzeyinin Hedef Spektrum Eğrisine Göre Ölçeklendirilmiş Ortalama Spektrum Eğrisi

3.3 İdealize Zemin Profili ve Özellikleri

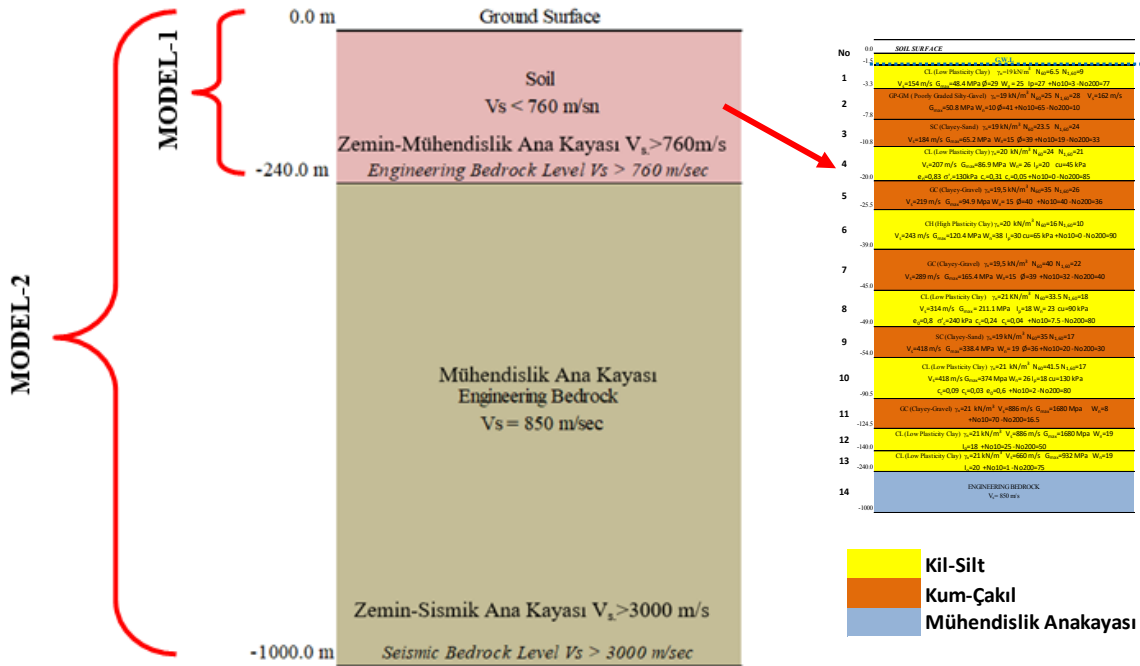
Sahadaki zemin modelini idealize etmek için arazide jeolojik ve jeofizik zemin araştırma çalışmaları yapılmış ve yapılan saha ve laboratuvar deney sonuçları değerlendirilmiştir. Zemin tabakaları ağırlıklı olarak kil tabakalarından oluşmakta ve çakıl-kum birimleri içermektedir. 0-3 m arasında killi-dolgu birimler, ilk 40 m’de zayıf kil tabakaları ile kumlu ve çakıllı killer, 40m ile 240 m arasında yine ağırlıklı olarak kil tabakaları ve yer yer çakıllı, kumlu birimler yer almaktadır. Arazide sondaj 240 m derinliğe kadar yapılmış olduğundan 240-1000’ m arası mühendislik kayası kabulü ile analizler yapılmıştır. Tabakaların zemin sınıflandırması, zeminin sıklığı hakkında bilgi veren düzeltilmiş SPT değerleri, zeminin kıvam hakkında bilgi veren plastisite indisi ve derinlikle değişen kayma dalgası değeri Tablo 3.’de verilmiştir.

Derinlik ile değişen kayma dalgası hızının belirlenmesi dinamik analizlerde önemli bir yer tutmaktadır. Sismik deney sonuçları kullanılarak derinlikle değişen kayma dalgası profili elde edilmesi önemlidir. daha önce bahsettiğimiz sismik deneylerden MASW ve Downhole yöntemleri ilk 30 m de neredeyse aynı değerler vermiş, 50.0 m ye kadar biraz farklılık gözlenmiştir. İlk 50 m’ de Downhole ve MASW deney sonuçlarının ortalaması alınmıştır. 50.0-80.0 m derinlikleri arasında Downhole ve SPAC sonuçlarının ortalaması, 80 m’den sonra direkt SPAC sonuçları alınmıştır.

Zemin anakaya modeli zemin tabakaları ile anakaya seviyesinin belirlenmesi olarak adlandırılmıştır. Bir çok araştırmacı tarafından mühendislik anakaya seviyesi ile sismik anakaya seviyesi kayma dalgası hızına göre belirlenmiştir. Nath (2007) ve Morikawa et al. (2008) sismik anakaya seviyesini, kayma dalgası hızının >3000 m/s olduğu yer olarak belirlemiştir. Son olarak Akgün et al. (2013) çalışmalarında kayma dalgasının 760 ile 3000 m/s arasında kalan kısmı mühendislik kayası, 3000 m/s den büyük olduğu yeri sismik ana kaya olarak açıklamıştır. Bu araştırmanın konusu mühendislik ana kayası ile sismik ana kaya seviyesinde yapılan dinamik zemin tepki analizlerinin karşılaştırılmasıdır. Bu çalışmada Akgün et al. (2013)’un belirlediği mühendislik anakaya ve sismik anakaya seviyeleri kabul edilmiştir. Zemin-Mühendislik anakayası ve Zemin-Sismik anakaya modelleri Şekil 8’de verilmiştir. Zemin tabakaları ile mühendislik kayası arasındaki ayrılmış kayanın (240-1000 m) kayma dalgası hızı 850 m/s, sismik ana kayanın kayma (>1000 m) dalgası hızı 3000 m/s kabul edilmiştir.

Tablo 3. Zemin Tabakalarının Özellikleri

No	Zemin Tipi	Zemin Sınıfı	Tabaka Ortası Derinlik (m)	PI (%)	N _{60,avr}	İdealize Kayma Dalgası Hızı, V _s (m/s)
1	Kil	CL	1.7	27	6.5	154
2	Çakıl	GP-GM	5.6	-	25	162
3	Kum	SC	9.3	0	23.5	184
4	Kil	CL	15.4	20	24.2	207
5	Çakıl	GC	23.0	-	34.8	219
6	Kil	CH	32.3	30	15.7	243
7	Çakıl	GC	42.0	-	39.8	289
8	Kil	CL	47.0	18	33.5	314
9	Kum	SC	51.5	-	35.0	418
10	Kil	CL	72.3	18	41.5	418
11	Çakıl	GC	107.5	-	>50	886
12	Kil	CL	132.3	18	>50	886
13	Kil	CL	190.0	20	>50	660
14	Müh. Kayası		616.7	-	-	850

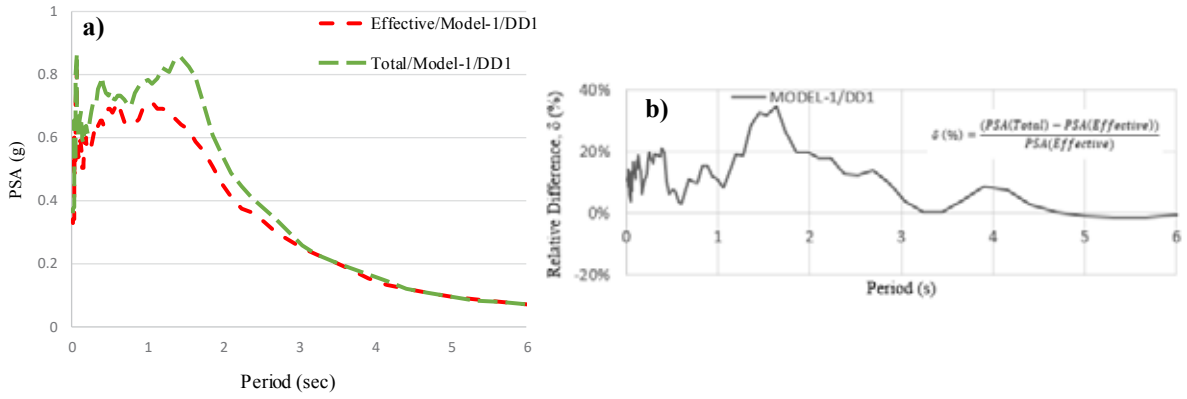


Şekil 8. Zemin-Anakaya Modeli

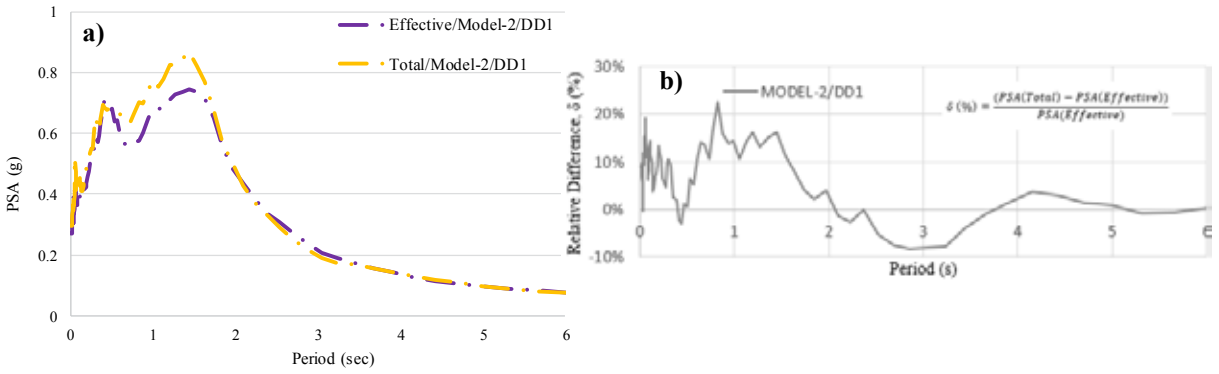
4. ANALİZ SONUÇLARI

Yer tepki analizi yapılacak saha İzmir Körfezi yakınlarında derin alüvyon zemindedir. Sahaya özel yer tepki analizleri, sahanın depremselliği ve zemin sınıfı göz önünde bulundurularak PEER'den seçilen on bir adet deprem kaydı ile toplam ve efektif gerilme analizleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmanın esas konusu, boşluk suyu basıncının tepki spektrumlarına etkisinin araştırılması, bunun yanı sıra anakaya derinliğinin yer tepki analizlerine etkisi ve sahaya özel elde edilen tepki spektrumlarının, yönetmelik bazlı elde edilen tasarım tepki spektrumları ile karşılaştırılmasıdır. Analizi edilecek zemin modelleri daha önce tanımlanmış olan Zemin-Mühendislik Anakayası (Model-1) ve Zemin-Sismik Anakayası (Model-2) modelleridir. Yer tepki analizleri Model-1 ve Model-2 için on bir adet deprem kaydı ile sonuçları karşılaştırılmak üzere gerçekleştirilmiştir. Bu bölüm içeriğinde her bir deprem kaydı için yapılan saha tepki analizleri 2 model için de gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçlarının karşılaştırılması şu şekildedir; efektif-toplam gerilme analizlerinin karşılaştırılması, model derinliklerinin karşılaştırılması ve son olarak sahaya özel ve yönetmelik bazlı elde edilen tasarım tepki spektrumlarının karşılaştırılması.

Model-1 ve Model-2 için efektif ve toplam gerilme analiz sonuçları karşılaştırılmış, sırasıyla Şekil 9 ve Şekil 10'de verilmiştir. Sonuçlara bakıldığında toplam gerilme analizinin sonuçları efektif gerilme analizine göre daha yüksek ivme spektrumları vermiştir. İki analiz arasındaki farkı rakamlar ile ifade etmek için göreceli farkları hesaplanmıştır. Sonuçlardan görüleceği üzere her iki deprem tehlike düzeyi içinde göreceli fark %40 değerlerine ulaşmaktadır. Deprem düzeylerine göre göreceli farkın ağırlıklı değeri DD-1 için daha fazladır. Buradan yola çıkarak şunu söyleyebiliriz ki depremlerin ivme değerleri arttıkça toplam gerilme analizi ile efektif gerilme analizi arasındaki fark artmaktadır.

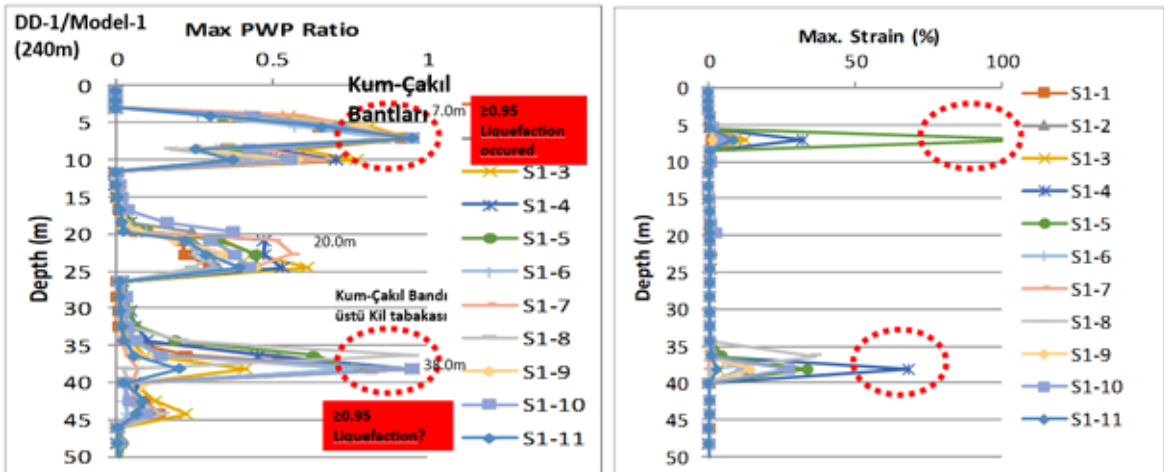


Şekil 9. Model-1, DD-1 Deprem Düzeyi için a) Efektif ve Toplam Gerilme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırması, b) Görelî Fark



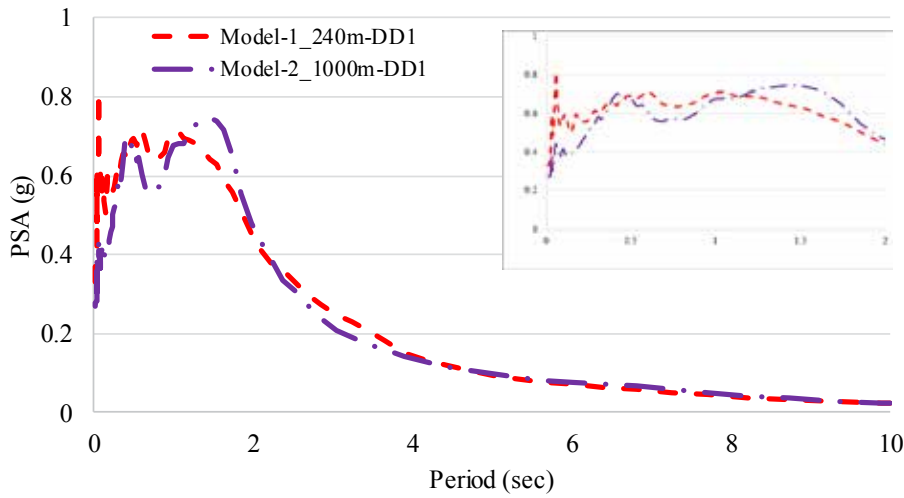
Şekil 10. Model-2, DD-1 Deprem Düzeyi için a) Efektif ve Toplam Gerilme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırması, b) Görelî Fark

Efektif gerilme analizleri incelendiğinde, boşluk suyu basıncının zemin yüzeyine yakın yerlerde ($u/s'v$) 1'e ulaştığı görülmüştür. Bu derinliklerde zemin dayanımı kaybetmiş sıvılaşma meydana geldiği anlaşılmaktadır. Ancak daha derin kısımlarda kum bandının üzerinde yer alan kil bandında da boşluk suyu basıncının 1'e ulaştığı görülmüştür. Analiz sonrası bu durumlara dikkatle yaklaşmak gerekmektedir. 38.0 m'de yer alan kil bandında literatürde yer alan bilgilere göre sıvılaşma beklenmemektedir. Burada meydana gelen yenilmenin zemin doğrusal olmayan malzeme özelliğinden mi yoksa kum bandı üzerinde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncından mı meydana geldiği konusu araştırılıp ona göre bir değerlendirme yapılması önerilmektedir.

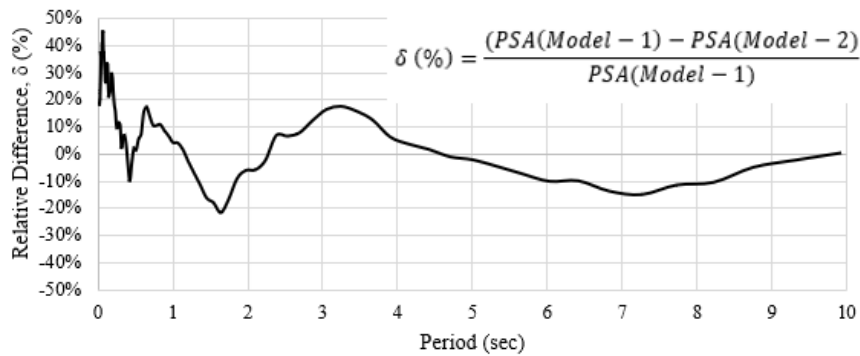


Şekil 11. Derinlikle Boşluk Suyu Basıncı ve Şekil Değişikliklerinin Değişimi

Bu çalışma kapsamında diğer bir konu ise model derinliklerinin ivme spektrumuna etkisinin araştırılmasıdır. Bu etkinin araştırılması için farklı derinliklere sahip modellerin efektif gerilme analizi kullanılarak DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyleri için karşılaştırılması yapılmıştır. Etkif gerilme analizi kullanılarak Model-1 ile Model-2 'nin ivme spektrumlarının karşılaştırması Şekil 12'da verilmiştir. İki analiz arasındaki farkı rakamlar ile ifade etmek için görel farkları hesaplanmış ve Şekil 13' de verilmiştir. Sonuçlara göre 240m profil derinliğine sahip olan Model-1, 1000 m profil derinliğine sahip modele göre düşük period değerlerinde daha yüksek ivme spektrumu değeri vermiştir. Fakat yüksek periyotlarda (>4 sn) Model-2 (1000m) daha yüksek ivme değerleri vermiştir. Model-1 ve Model-2 arasındaki görel fark periyot ile birlikte değişmektedir. DD-1 deprem düzeyi düşük periyot (<1sn) bölgesinde görel fark %40'ları (Model-1>Model-2) görmüş, uzun periyot (>4sn) bölgesinde görel fark -%20 (Model-1<Model-2) değerlerindedir. DD-2 deprem düzeyi ise kısa periyot (<1sn) bölgesinde görel fark %40'ları (Model-1>Model-2) görmüş, uzun periyot (>4sn) bölgesinde ise görel fark -%40 (Model-1<Model-2) değerlerindedir. olarak ifade edilmektedir.



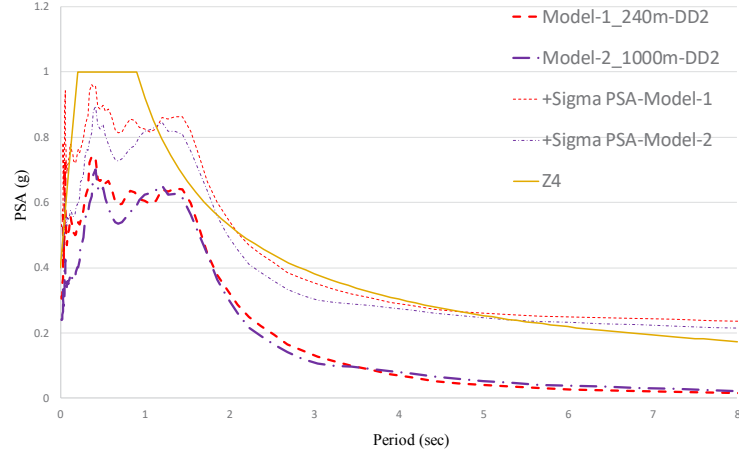
Şekil 12. DD-1 Deprem Tehlike Düzeyi için Etkif Gerilme Analizi Kullanılarak Elde Edilen PSA Değerinin Model-1 ve Model-2 İçin Karşılaştırması



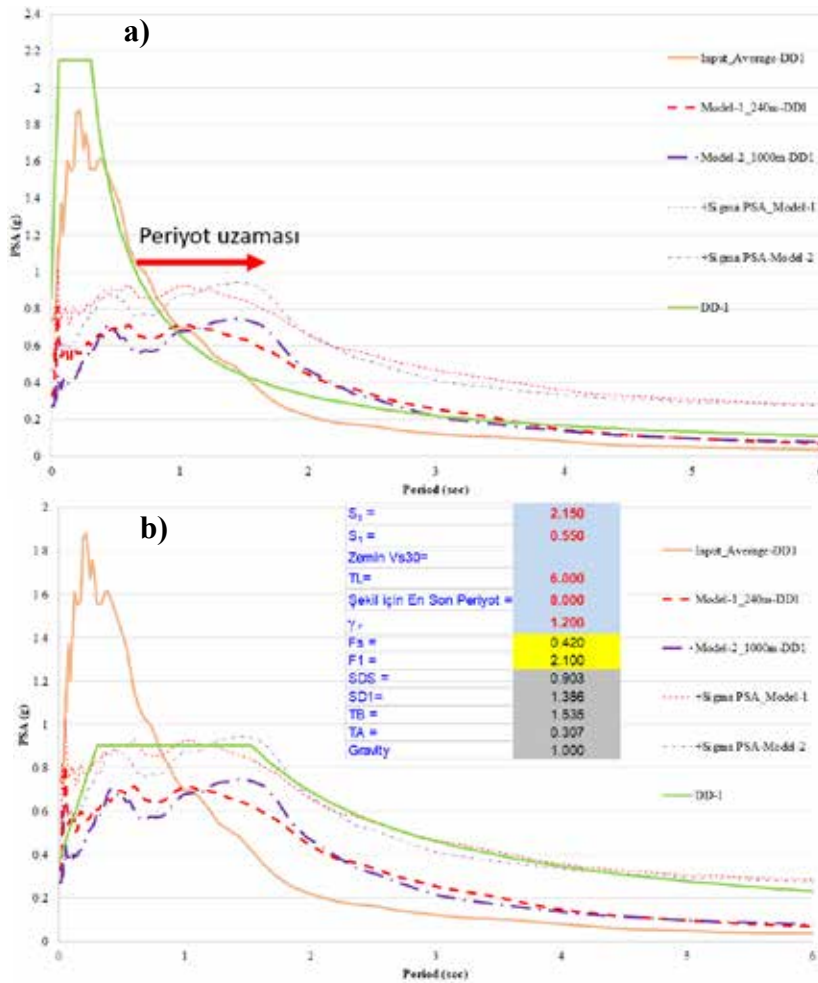
Şekil 13. DD-1 Deprem Tehlike Düzeyi için Etkif Gerilme Analizi Kullanılarak, Model-1 ve Model-2 İçin Hesaplan PSA Değerleri Arasındaki Görel Farkı

Son olarak tasarım bazlı elde edilen tasarım tepki spektrumları ile sahaya özel yer tepki analizleri karşılaştırılmış, Şekil 14'de sunulmuştur. Sonuçlar incelendiğinde, DBYBHY (2007)'e göre elde edilen pik spektral ivme değerleri sahaya özel tasarım spektrumlarına göre konservatif olduğu, ayrıca uzun periyot bölgesinde bir miktar periyot uzaması görülmüştür. Bu durumun yüksek periyotlarda sahip yapılar için kritik olabileceğinin altı çizilmiştir. Yeni yönetmelikte zayıf zeminler (ZF) için yerel zemin etki katsayılarının önerilmemesi ve sahaya özel yer tepki analizinin önerilmesi, bu durumları ortadan kaldıracığından daha yerinde bir çözüm ortaya koymaktadır.

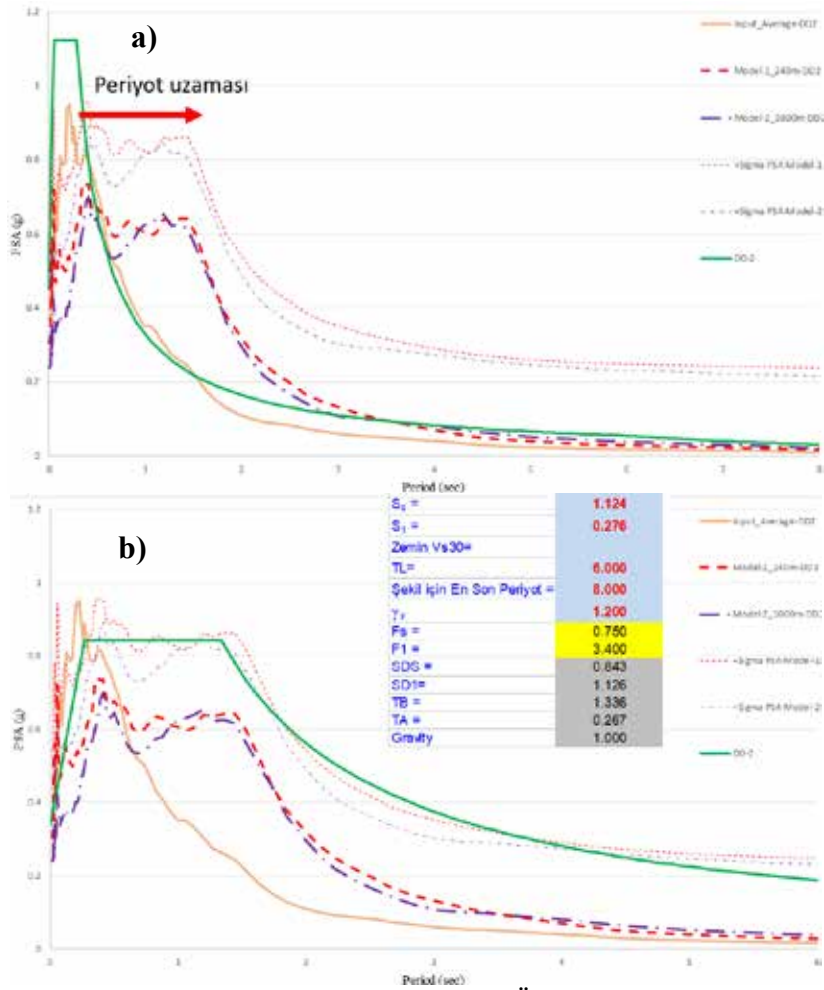
Sahaya özel yer tepki analizler sonucu, İzmir, Körfez kıyısında yer alan derin alüvyon zeminler (ZF) için yerel etki katsayıları önerilmiştir. Yerel zemin etki katsayısı etki ettirilmemiş ve etki ettirilmiş hali ile tasarım tepki spektrumlarının karşılaştırması DD-1 ve DD-2 için sırasıyla Şekil 15 ve Şekil 16'de verilmiştir. Çalışma alanı özelinde, sahaya özel yer tepki analizleri sonucu elde edilen yerel zemin etki katsayıları Tablo 4'de verilmiştir.



Şekil 14. Z4 (DBYBHY, 2007) zemin sınıfına göre elde edilen tasarım tepki spektrumu ile sahaya özel elde edilen tasarım tepki spektrumunun karşılaştırılması



Şekil 15. DD-1 Deprem Tehlike Düzeyi için a) Sahaya Özel PSA ile TBDY'e Göre Elde Edilen PSA Eğrilerinin Karşılaştırılması b) ZF zemin sınıfı için yerel zemin etki katsayılarının elde edilmesi



Şekil 16. DD-2 Deprem Tehlike Düzeyi için a) Sahaya Özel PSA ile TBDY'ye Göre Elde Edilen PSA Eğrilerinin Karşılaştırılması b) ZF zemin sınıfı için yerel zemin etki katsayılarının elde edilmesi

Tablo 4. Analizler sonucu elde edilen, İzmir körfez kısmında yer alan derin alüvyon birimlere sahip, ZF zemin sınıfı için yerel zemin etki katsayıları

Deprem Tehlike Düzeyi	S_s	S_1	F_s	F_1
DD-1 (2475 yıl)	2.15	0.55	0.42	2.1
DD-2 (475 yıl)	1.124	0.276	0.75	3.4

4.1 Sonuç ve Öneriler

Küçük ana kaya ivmeleri (DD-2), yumuşak (düşük rijitlik) zemin çökelleri tarafından büyütülerek zemin yüzeyinde ana kayadakinin daha yüksek ivme değerlerine sebep olmuştur. Büyük ana kaya ivmeleri (DD-1) ise yumuşak zemin çökellerinin düşük rijitliği ve doğrusal olmayan zemin davranışından dolayı anakayaya göre daha düşük ivme değerlerine sebep olmuştur. Bu değerlendirmeler Model-1 ve Model-2 için de geçerlidir.

Ayrıca zemin şartları hareketin frekans içeriğini de değiştirmiştir. Zeminin büyütme faktörü zayıf zeminlerde düşük frekanslarda (yüksek period) maksimum değerler almış girdi hareketinin düşük frekans değerlerini büyütüştür.

Doğrusal olmayan yer tepki analizleri sırasında, toplam gerilme analiz sonuçları, efektif gerilme analiz sonuçlarına göre daha yüksek ivme spektrumları vermiştir. Her iki deprem tehlike düzeyi



(DD-1 ve DD-2) içinde göreceli fark max. %40 değerlerine ulaşmaktadır. Ancak deprem düzeylerine göre göreceli farkın ağırlıklı değeri DD-1 için daha fazladır. Buradan yola çıkarak şunu söyleyebiliriz ivme değerleri arttıkça toplam gerilme analizi ile efektif gerilme analizi arasındaki farkın arttığı görülmüştür.

Efektif gerilme analizleri kendi içinde incelendiğinde, özellikle yüzeye yakın yerlerde yer alan kum bantlarında boşluk suyu basıncı oranının (u/s'_v) 1'e ulaştığı görülmüştür. Bu bölgelerde zeminin dayanımını kaybettiği ve sıvılaşmanın meydana geldiği, yüksek şekil değiştirmelerin ve göreceli yer değiştirmelerin meydana geldiğinden anlaşılmaktadır. Ancak bazı derinliklerde kil bandında da boşluk suyu basıncı oranının (u/s'_v) 1'e ulaştığı görülmüş, analiz sonrası bu durumlara dikkatle yaklaşılması gerekmektedir.

Model derinliğinin etkisi incelendiğinde 240m derinliğine sahip olan Model-1, 1000 m derinliğine sahip Model-2'ye göre düşük periyot ($<1s$) bölgesinde daha yüksek (Model-1>Model-2) ivme spektrumu değeri vermiştir. Fakat uzun periyot ($>4s$) bölgesinde daha düşük (Model-1<Model-2) ivme spektrum değeri vermiştir. Dahası Model-1 ve Model-2'nin karşılaştırılması, yüksek periyotlarda, Model-2'deki derin ana kaya seviyesinin, daha yüksek periyotlarda ivmeyi arttırdığını göstermektedir. Bu sonuçlara dayanarak, özellikle 40-50 kat arası yapılar için büyütme önemli bir rol oynadığı ve analizlerde mühendislik anakayasası dahil edilerek modellenmesi gerektiği belirtilebilir. Mühendislik anakayalarının yer hareketinin kaynağı varsayımı, yüksek periyotlarda konservatif olmayan sonuçlara yol açabilir.

Son olarak yönetmelik bazlı elde edilen tepki spektrumları sahaya özel tepki spektrumları ile karşılaştırıldığında yüksek değerler verdiği ve miktar da periyot uzaması gözlenmiştir. Bu durumu ortadan kaldırmak için özellikle ZF zeminler için sahaya özel yer tepki analizlerinin gerçekleştirilmesi ve lokal bölgeler için yerel zemin etki katsayılarının elde edilmesi daha yerinde bir çözüm olacaktır. Bu durum TBDY (2018)'in önemini ortaya koymaktadır.

Saha tepki analizlerinde kullanılan malzeme modelleri, özellikle izmir körfez alanında bulunan suya doymuş kum ve çok zayıf kil tabakaları için dinamik üç eksenli deneyler ile geliştirilmelidir. Ayrıca dinamik model İzmir bölgesinde kullanılan uygun yer tepki kayıtları ile kalibre edilmelidir.

Sahaya özel yer tepki analizlerinden sonra bölgesel olarak ZF zemin sınıfları için zemin etki katsayıları önerilmelidir.

KAYNAKLAR

- Akgün, M., Gönenç, T., Pamukçu, O., Özyalın, Ş., & Özdağ, Ö. C. (2013a). *Interpretation of integrated geophysical methods for the determination of engineering bedrock: İzmir new city center*. UCTEA Chamber Geophys.
- Carlton, B. (2014). *An Improved Description of the Seismic Response of Sites with High Plasticity Soils, Organic Clays, and Deep Soft Soil Deposits*. Berkeley: University of California.
- Carlton, B., & Tokimatsu, K. (2016). Comparison of Equivalent Linear and Nonlinear Site Response Analysis Results and Model to Estimate Maximum shear Strain. *Earthquake Engineering Research Institute*, 1867-1887.
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. Austin: University of Texas at Austin.
- Dikmen, S. U., & Ghaboussi, J. (1984). Effective stress analysis of seismic response and liquefaction, theory. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No.5*, 628-644.
- Electric Power Research Institute, E. (1993). *Guidelines for Determining Design Basis Ground Motion*. Electric Power Research Institute Technical Report EPRI TR-102293.
- Hashash, Y. M., & Park, D. (2001). Non-linear one-dimensional formulation wave propagation in the Mississippi Embayment. *Engineering Geology*, v. 62 (1-3), 185-206.



- Hashash, Y. M., Musgrove, M. I., Harmon, J. A., Okan, I., Groholski, D. R., Philips, C. A., & Park, D. (2017). *DEEPSOIL 7.0, User Manual*. Urbana-Champaign.
- Ishibashi, I., & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundation, Vol. 33, No. 1*, 182-191.
- Konder, R. L., & Zelasko, J. S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands. *Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (s. 289-324). Sao Paulo, Brasil.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Kwok, A. O., Stewart, J. P., Hashash, Y. M., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., & Yang, Z. (2007). Use of Exact Solutions of Wave Propagation Problems to Guide Implementation of Nonlinear Seismic Ground Response Analysis Procedures. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 1385-1398.
- Masing, G. (1926). Eigenspannungen und Verfertigung beim Messing. *Proceedings 2nd International Congress on Applied Mechanics*. Zurich.
- Matasovic, N., & Vucetic, M. (1993). Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 119, No. 11, pp 1805-1822.
- Matasovic, N., & Vucetic, M. (1995). GENERALIZED CYCLIC-DEGRADATION-POREPRESSURE GENERATION MODEL FOR CLAYS. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No.1, Paper No. 7376.
- Morikawa, N., Senna, S., Hayakawa, Y., & Fujiwara, H. (2008). APPLICATION AND VERIFICATION OF THE 'RECIPE' TO STRONG-MOTION EVALUATION FOR THE 2005 WEST OFF FUKUOKA EARTHQUAKE (Mw=6.6). *14th World Conference on Earthquake Engineering* (s. No. 02-0039). Beijing: World Conference on Earthquake Engineering.
- Nath, S. K. (2007). Seismic Microzonation Framework – Principles & Applications. *Proc. Workshop on microzonation* (s. 9-35). Bangalore: Indian Institute.
- Park, D., & Hashash, Y. M. (2004). Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 8, (2), 249-274.
- PEER, P. E. (2006). *PEER Ground Motion Database*. Berkeley: <http://peer.berkeley.edu/smcat/>.
- Phillips, C., & Hashash, Y. M. (2009). Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 29 (2009) 1143-1158.
- Pruksma, J. P. (2016). *Nonlinear and Equivalent Linear Site response analysis for the Groningen area*. TNO report.
- Selçuk, M. E., Kılıç, H., & Özyayın, K. (2007). COMPARISON OF LINEAR AND NON-LINEAR SITE RESPONSE ANALYSIS OF DEEP SOILS. *Sixth National Conference on Earthquake Engineering*. Istanbul.
- Shelley, T. L. (1993). EFFECT OF GRAVEL ON HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF COMPACTED SOIL LINERS. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 1, Paper No. 2506.
- TBDY. (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*.
- Wells, D. L., & Coppersmith, K. J. (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, 974-1002.

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13-15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

GÖMÜLÜ BORU HATLARINDA DEPREM ETKİSİ

EARTHQUAKE EFFECT ON EMBEDDED PIPELINES

Ümit KUT¹

Nazile URAL²

ABSTRACT

The buried pipelines used for transportation are indispensable engineering structures for the maintenance of urban life. The first examples of this are the water channels and sewer lines in earlier times, and today they are used in many different areas such as oil and gas lines, drain lines, electricity and telephone lines in addition to water channels and sewer lines. Damage to buried pipelines in earthquakes and similar natural disasters may adversely affect daily life. Therefore, the construction of buried pipelines, especially in earthquake zones or in areas subject to dynamic load (road route, etc.), requires careful and rigorous engineering. In order to prevent the buried pipelines from being damaged in natural disasters such as earthquake, the selection of the bedding material (natural or waste) to be used in the pipelines as well as the design of the pipes is also important. In this study, the usability of waste sand in terms of sustainability in buried pipelines has been investigated according to standards.

Key words: Buried pipelines, waste sand, dynamic behavior, dynamic load, earthquake.

ÖZET

Taşıma amacıyla kullanılan gömülü boru hatları kent yaşamının sürdürülebilmesi için vazgeçilmez mühendislik yapılarıdır. Bunun ilk örneklerini, eski zamanlarda su kanalları ve kanalizasyon hatları oluştururken, günümüzde ise su kanalları ve kanalizasyon hatlarına ek olarak petrol ve doğalgaz hatları, drenaj hatları, elektrik ve telefon hatları gibi çok değişik alanlarda kullanılmaktadır. Deprem ve benzeri doğal afetlerde gömülü boru hatlarında meydana gelebilecek hasarlar günlük yaşantıyı olumsuz etkileyebilir. Bu nedenle, gömülü boru hatlarının, özellikle deprem bölgelerindeki veya dinamik yüke maruz kalacak bölgelerdeki (yol güzergahı vb.), inşası titiz ve özenli bir mühendislik çalışması gerektirmektedir. Gömülü boru hatlarının deprem vb. doğal afetlerde zarar görmemesi için boruların dizaynı kadar boru hatlarında kullanılacak yataklama malzemesinin (doğal veya atık) seçimi de önemlidir. Bu çalışma kapsamında atık kumun sürdürülebilirlik açısından gömülü boru hatlarında kullanılabilirliği standartlara göre araştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Gömülü borular, atık kum, dinamik davranış, dinamik yük, deprem.

¹Araştırma Görevlisi, Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, umit.kut@bilecik.edu.tr

²Doçent, Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, nazile.ural@bilecik.edu.tr

1. GİRİŞ

Gömülü boru hatları taşıma amacıyla kullanılan mühendislik yapılarıdır. Deprem, sel gibi doğal afetlerde gömülü boru hatlarında meydana gelebilecek hasarlar günlük yaşantıyı olumsuz etkilemektedir. Bu sebeplerden dolayı, gömülü boru hatlarının, özellikle deprem bölgelerindeki veya dinamik yüke maruz kalacak bölgelerdeki (yol güzergahı vb.), inşası dikkatli bir mühendislik çalışması gerektirmektedir (Sağlamer vd., 2005).

Günümüzde atık malzeme kullanımı inşaat mühendisliğinde özellikle geoteknik, ulaştırma alanlarında gittikçe yaygınlaşmaktadır. Geri dönüştürülmüş lastik agregalar hem hafif olması hem de yükleri bir dereceye kadar sönmemesi bakımından istinat duvarlarında ve yol yapımında dolgu malzemesi, gömülü borularda ise geri dolgu malzemesi olarak kullanılmaktadır. Uçucu kül, tuğla ve mermer tozu gibi atık malzemeler geoteknik mühendisliğinde zemin iyileştirmesi alanında kullanılmaktadır. Tuğla ve mermer parçaları ise yol inşaatlarında taban alt malzemesi olarak kullanılmaktadır. Farklı atık kumları, gömülü boru hatlarında yataklama (temel, yastık, kenar dolgu ve geri dolgu) malzemesi olarak kullanılmaktadır.

Aruntaş (2006) çalışmasında termik santrallerden elde edilen atık uçucu küllerin çimentoda, betonda, agreaga olarak, kerpiç yapımında, tuğla yapımında, yapı malzemesi üretiminde, yol inşaatlarında ve geoteknik çalışmalarda kullanım potansiyelini araştırmıştır. Araştırmacı atık uçucu külün geoteknik uygulamalarında, yol inşaatlarında ve yapı malzemeleri alanında kullanılmasının uygun olduğunu ortaya koymuştur. Bu çalışma kapsamında atık uçucu külün geri dönüştürülmesiyle ülke ekonomisine katkı sağlandığı, çevreye olan zararlı etkilerinin azaltıldığı, inşaat mühendisliği açısından sürdürülebilirliğin elde edildiği görülmektedir.

Taşpolat, Zorluer ve Koyuncu (2006) çalışmalarında atık mermer tozunun geçirimsiz kil tabakalarda donma-çözölmeye etkisini araştırmışlardır. Araştırmacılar kil tabakası olarak %10 bentonit + %90 kaolin karışımını kullanmışlardır. Bu kil tabakasına belli oranlarda mermer tozunu ilave edip donma-çözölmeye etkisini incelemişlerdir. Çalışmada sonuç olarak %10 ve %15 oranında mermer tozunun kil tabakalarında kullanılmasının donma-çözölmeye karşı kil tabakalarının mukavemetini artırdığı görülmektedir.

Umu, Okur, Yılmaz ve Fırat (2014) çalışmalarında dinamik yükleme şartlarında kum/lastik karışımlarının rijitlik ve sönmü özelliklerini araştırmışlardır. Araştırmacılar bu çalışma kapsamında ISO standart kumuna ağırlıkça belli oranlarda (%5, 10, 15) geri dönüştürülmüş lastik tozunu karıştırmışlardır ve bu lastik tozunun kumun dinamik özelliklerine etkisini incelemişlerdir. Sonuç olarak karışım oranı %5-10 aralığında olduğunda, atık lastik tozunun kumun dinamik özelliklerine pozitif etkisinin maksimum olduğu ve bu karışım oranı arttıkça atık lastik tozunun kumun dinamik özelliklerine etkisinin azaldığı görülmüştür.

Böylelikle, atıkların geri dönüştürülerek kullanılması halinde hem ham madde azalımını engellemesiyle hem de ülke ekonomisine katkı sağlamasıyla önemli olmaktadır. Bu çalışmada kil üretimi yapan firmaların atık olarak nitelendirdikleri ve bertarafını sağlamak istedikleri malzeme incelenmiştir.

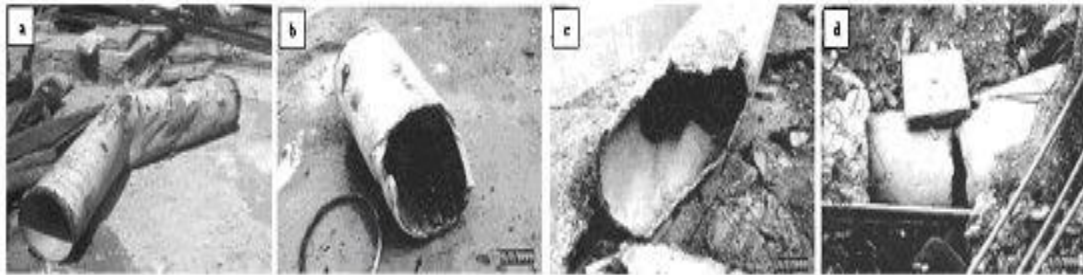
1.1 Gömülü boru hatlarında deprem etkisi

Gömülü borular doğal felaketlerde (deprem gibi) her ne kadar üst yapılara göre fazla zarar görmese de yakın zamanlardaki büyük depremlerde gömülü boru hatlarında ciddi hasarlar meydana gelmiştir (Sağlamer vd., 2005).



Şekil 1: 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Depreminde (M=7.8) Boru Hatlarında Görülen Hasarlar
a) Yüzeğe Çıkan Boru Hattı (100 cm yukarı çıkmıştır) b) Borunun Bağlantı Noktasından Ayrılması (Tani vd., 1995)

Depremlerde hem doğalgaz boru hatlarının hasar görmesi sonucunda yangınlar meydana gelmektedir hem de su borularının kırılması sonucunda su iletimi sağlanamamaktadır. Bu durumlar, deprem gibi doğal afetlerin meydana getirdiği zararları artırmaktadır.

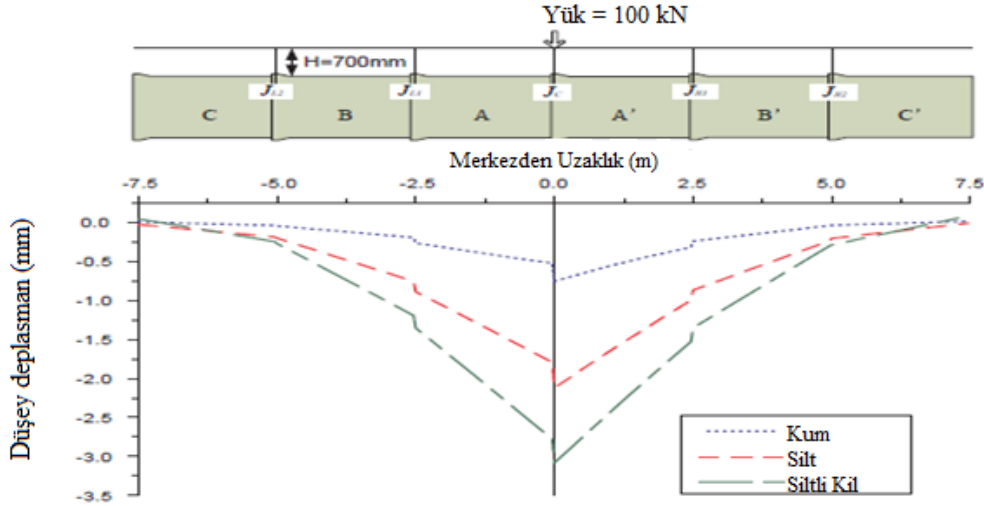


Şekil 2: Adapazarı Su ve Atık Su Hattı Gömülü Borularında Karşılaşılan Yapısal Hasarlar (Sağlamer vd., 2005)

1.2 Gömülü boru hatlarında yataklama malzemesinin önemi

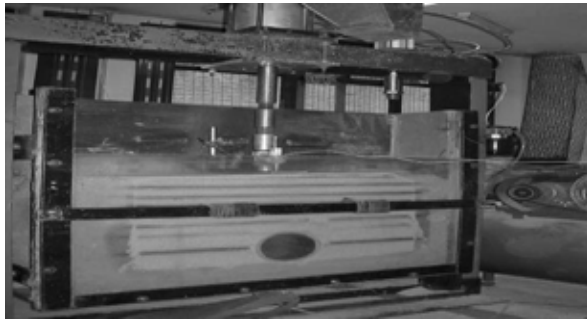
Gömülü boru hatlarının deprem vb. doğal afetlerde zarar görmemesi için boruların dizaynı kadar boru hatlarında kullanılacak yataklama malzemesinin (doğal veya atık) seçimi de önemlidir. Xu, Shen ve Jin (2017) çeşitli zemin koşullarında gömülü olan 1400 mm çaplı birleştirilmiş betonarme boruların yüzey yükleri altındaki (trafik yükleri gibi) davranışını incelemişlerdir. Bu amaçla hem santrifüj testlerini yapmışlardır hem de sonlu farklar programı FLAC^{3D} kullanarak gerekli analizleri gerçekleştirmişlerdir. Gömülü boruların altına yerleştirilen yatak malzemesinin, borunun düşey deplasmanına etkisini incelemek için borunun altına kum, silt ve siltli kil olmak üzere üç farklı zemin ayrı ayrı modellenmiştir. Aynı zamanda her üç durumda da geri dolgu malzemesi olarak kum kullanılmıştır. Bu kapsamda üç farklı durumda da gömülü boruların yüzey yükleri altında düşey deplasmanlarını

incelemişlerdir. Sonuç olarak, gömülü boruların altına siltli kil yerleştirilmesi durumunda daha fazla düşey deplasman yaptığı görülmüştür (Şekil 3). Bu durum ise gömülü boruların altına yerleştirilen yatak malzemesinin borunun düşey deplasmanında önemli bir rol oynadığını göstermektedir.

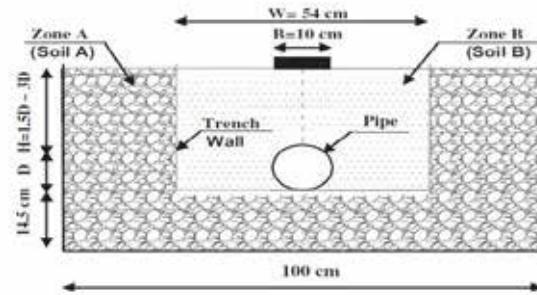


Şekil 3: Borunun altına yerleştirilen zemin türünün borunun davranışına etkisi (Xu vd.,2017)

Tafreshi ve Khalaj (2010) çalışmasında küçük çaplı gömülü boruların (high-density polyethylene (HDPE)) taşıy yüklerini (hareketli yükler) temsil eden tekrarlı yüklerle maruz kalması durumunda borunun ve borunun üzerine dolgu yapılacak malzemenin davranışını incelemek için laboratuvar ortamında model oluşturarak deneyler yapmışlardır (Şekil 4).



(a)

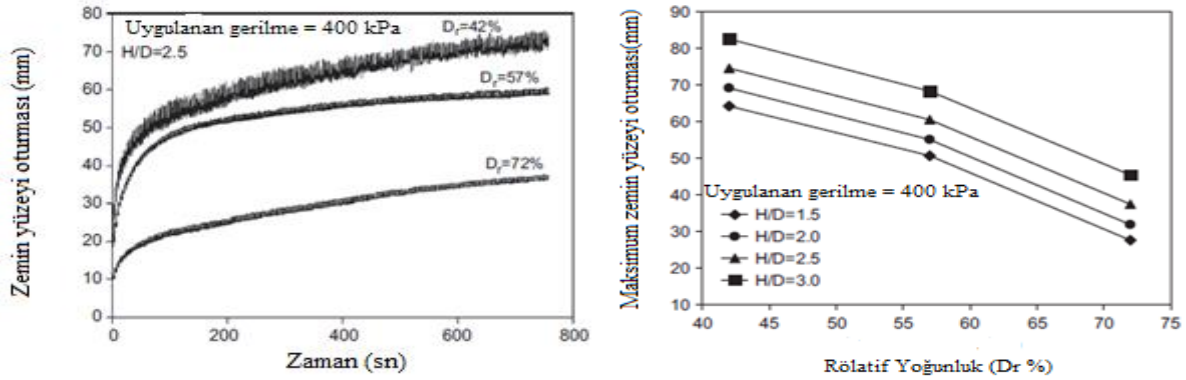


(b)

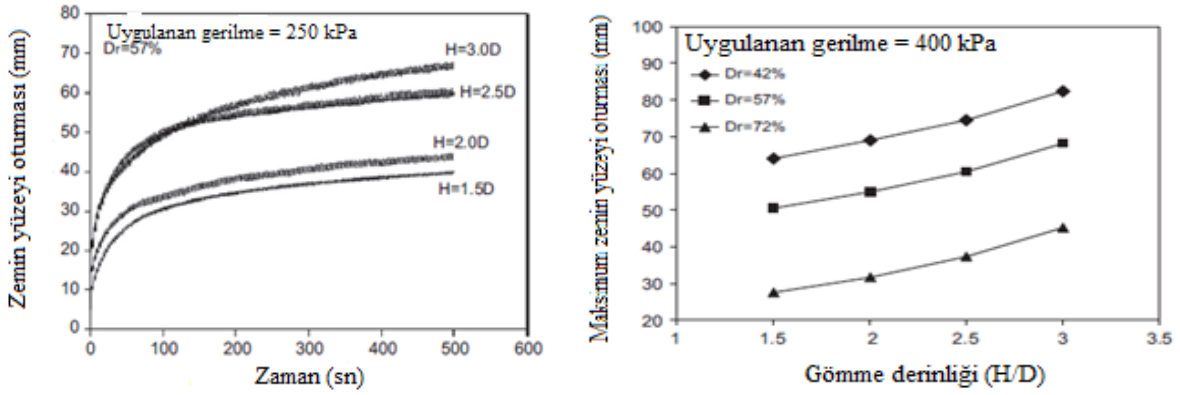
Şekil 4: a) Deney düzeneğinin genel görünümü b) Deney düzeneğinin kesit olarak şematik görünümü (Tafreshi vd., 2010)

Araştırmacılar yaptıkları deneylerde zemin türü olarak 2 farklı kum sınıfını kullanmışlardır. Soil A olarak nitelendirilen kum, yatak ve yan dolgu malzemesi olarak kullanılırken, Soil B diye nitelendirilen kum ise geri dolgu malzemesi olarak kullanılmıştır. Yatak ve yan dolgu malzemesi olarak kullanılan kum %95 sıklık elde edecek şekilde tokmaklar ile sıkıştırılmıştır. Geri dolgu malzemesi olarak kullanılan kum ise yağmurlama metodu ile farklı sıklıklarda sıkıştırılmıştır. Laboratuvar ortamında yapılan bu deneylerde, borunun gömme derinliğini, geri dolgu malzemesi olarak kullanılan kumun sıklığını ve zemin yüzeyine

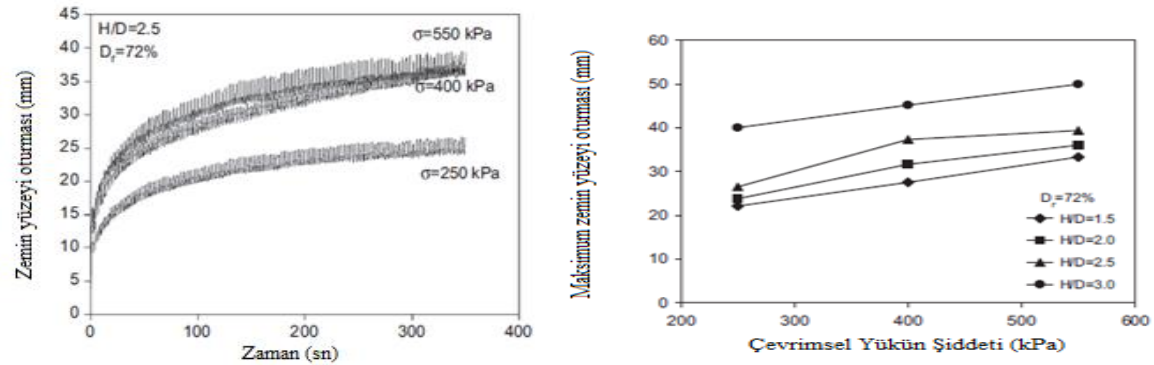
uygulanan gerilmenin şiddetini değiştirerek yaklaşık olarak 42 tane deney yapmışlardır. Deney sonuçlarından zeminin relatif sıkılığı ile zemin yüzeyindeki oturma arasındaki ilişki Şekil 5'te verilmiştir. Eğrilerden zeminin sıkılığının artmasına bağlı olarak zemin yüzeyindeki deformasyonların azaldığı görülmektedir. Borunun gömme derinliği ile zemin yüzeyindeki oturma arasındaki ilişki Şekil 6'da verilmiş ve eğrilerden borunun gömme derinliğinin artmasıyla birlikte zemin yüzeyindeki deformasyonun arttığı görülmektedir. Zemin yüzeyine uygulanan yükün şiddeti ile zemin yüzeyinin oturması arasındaki bağıntı ise Şekil 7'de verilmiş ve eğrilerden yükün şiddetinin artmasına bağlı olarak zemin yüzeyindeki oturmanın arttığı görülmektedir.



Şekil 5: Zeminin relatif sıkılığı ile zemin yüzeyinin oturması arasındaki ilişki (Tafreshi vd., 2010)



Şekil 6: Boru gömme derinliği ile zemin yüzeyinin oturması arasındaki ilişki (Tafreshi vd., 2010)



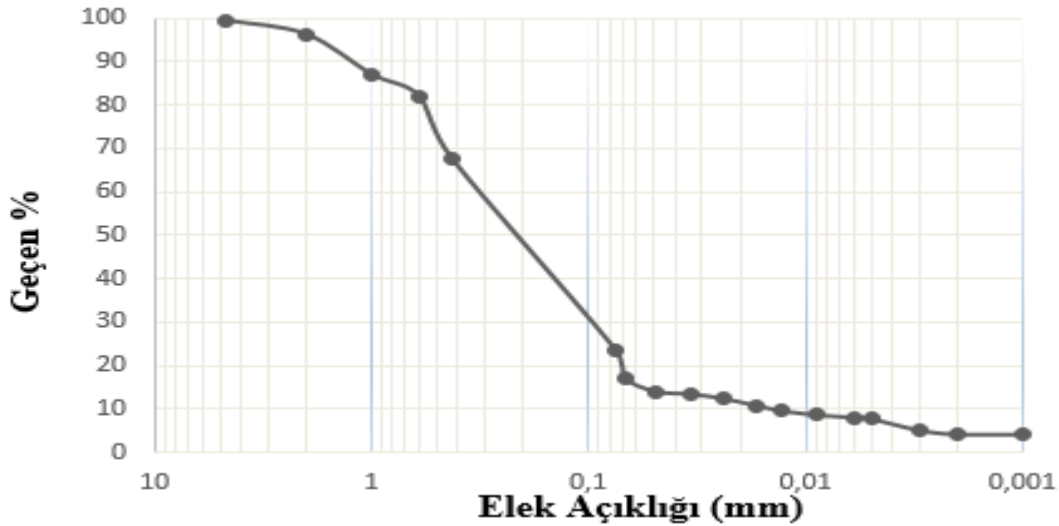
Şekil 7: Tekrarlı yükün şiddeti ile zemin yüzeyinin oturması arasındaki ilişki (Tafreshi vd., 2010)

Araştırmacılar sonuçta, zemin-gömülü boru sisteminin davranışında, borunun gömme derinliğinin, zeminin relatif yoğunluğunun ve tekrarlı yüklerin şiddetinin önemli bir rol oynadığını söylemişlerdir.

Zemin-gömülü boru sistemleri ile ilgili literatür çalışmalarına baktığımızda özellikle doğal afetler sonrası gömülü borularda meydana gelen hasarlar ile ilgili incelemelerin yapıldığı, gömülü boruların statik ve dinamik yükler altındaki davranışını incelemek için laboratuvarında deneyler ve bilgisayar ortamında sayısal analizler yapıldığı görülmüştür. Bunlara ek olarak, bu çalışma kapsamında atık kumun yataklama malzemesi olarak kullanılıp kullanılmayacağı incelenmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR VE YÖNTEM

Bilecik organize sanayi bölgesinde üretilen atık kumun ASTM standartlarına göre gömülü boru hatlarında kullanılabilirliğini araştırmak için sınıflandırma deneyleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 7 ve Çizelge 1’de gösterilmektedir.

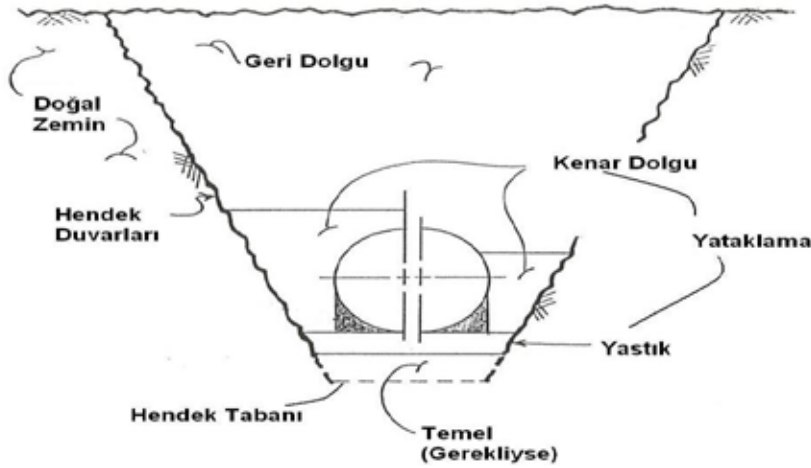


Şekil 8: Atık kuma ait dane çapı dağılımı

Çizelge 1: Atık kuma ait kıvam limitleri ve piknometre deney sonuçları

	Likit Limit	Plastik Limit	Özgül Ağırlık(gr/cm ³)
Atık Kum	NP	NP	2,68

Sınıflandırma deneyleri sonucunda atık kumun zemin sınıfının SM (az çakıllı siltli kum) olduğu belirlenmiştir. Bu atık kumun ASTM D 2321 (2000) standartına göre Sınıf 3 (Class III) e ait kum olduğu ve bu standarta göre gömülü boru hatlarında kullanılabilir olduğu görülmüştür.



Şekil 9: Boru hendeğinin enkesiti (Ayalp, 2006)

ASTM D 2321 (2000) standartına göre, SM atık kumunun gömülü boru hatlarında su koşullarının stabilite problemine sebep olduğu durumlarda kullanılmaması gerekmektedir. Bu atık kumun temel malzemesi olarak kullanılması durumunda tabaka kalınlığının maksimum 30 cm'yi geçmemesi ve bu 30 cm'lik kalınlığında maksimum 15'er cm kalınlıklarda serilip sıkıştırılması gerekmektedir. Yastık malzemesi olarak kullanılması halinde hendeğin kuru olması koşuluyla minimum kalınlığın 10 cm (tabanın kaya olması halinde minimum 15 cm) olması ve maksimum 15'er cm kalınlıklar da sıkıştırılıp serilmesi gerekmektedir. Kenar dolgu malzemesi olarak kullanılması halinde borunun zarar görmemesi için daha dikkatli bir şekilde dolgu yapılmalıdır ve maksimum 15'er cm kalınlıklar halinde sıkıştırılıp serilmelidir. Atık kumun geri dolgu malzemesi olarak kullanılması durumunda ilk ve son geri dolgu olarak iki tabaka halinde serilmelidir. İlk geri dolgu tabakası maksimum 15'er cm kalınlıklarında ve son geri dolgu malzemesi de mühendisin tavsiyesi üzerine sıkıştırılıp serilmelidir. Yastık, kenar dolgu ve ilk geri dolgu tabakaları ise optimum su muhtevasında minimum %90 sıklıkta sıkıştırılmalıdır.

3. SONUÇ

Günümüzde sanayi ve endüstrilerde üretime bağlı olarak tonlarca atık malzeme elde edilmektedir. Bu atık malzemelerin (araba lastiği, kum, uçucu kül, tuğla, mermer gibi) güvenli ve ekonomik bir şekilde taşınması ve gömülmesi ülkenin ekonomisini olumsuz yönde etkilemektedir. Hem daha temiz, daha yeşil bir çevre için hem de sürdürülebilirliği elde etmek için bu atık malzemelerin kullanılması ülkenin ekonomisi bakımından daha da uygun olmaktadır.

Bilecikten temin edilen atık kumun gömülü boru hatlarında yataklama malzemesi olarak kullanılmasının uygun olup olmadığı sınıflandırma deneyleri yapılarak araştırılmıştır ve ASTM D 2321 (2000) standartına göre kullanılabilirliği ortaya konmuştur. Türkiye deprem kuşağında bulunan bir ülke olmasından dolayı, gömülü boru hatlarının deprem gibi doğal afelerde zarar görme ihtimali yüksektir. Bu sebepten dolayı gömülü boru hatlarının depremlerde zarar görmemesi için tasarımının dikkatli bir şekilde yapılması gerekmektedir. Ancak literatürde zemin-gömülü boru sistemlerinde kullanılan yataklama malzemesinin

dinamik yükler altındaki davranışı ile ilgili çalışmaların yeterince bulunmadığı görülmüştür. Bu kapsamda ileriki çalışmalarda ASTM D 2321 (2000) standartına göre kullanılabilirliği ortaya konan SM atık kumunun dinamik yükler altındaki davranışının incelenmesi planlanmaktadır.

4. KAYNAKLAR

Aruntaş, H.Y. (2006), “Uçucuc Küllerin İnşaat Sektöründe Kullanım Potansiyeli”, Gazi Üniversitesi, Ankara.

Taşpolat, L.T., Zorluer, İ. ve Koyuncu, H. (2006), “Atık Mermer Tozunun Geçirimsiz Kil Tabakalarda Donma - Çözölmeye Etkisi”, Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi, 11-16.

Umu, S.U., Okur, D.V., Gülgün, Y. ve Fırat, S. (2014), “Dinamik Yükleme Şartlarında Kum/Lastik Karışımlarının Rijitlik ve Sönüm Özelliklerinin İncelenmesi”, Politeknik Dergisi, Cilt:17, Sayı:1, 13-21.

Sağlamer, A. ve Balkaya, M. (2005), “Gömülü boru hatlarının statik ve dinamik yükler altındaki davranışı”, Antalya Yöresinin İnşaat Sorunları Kongresi, ANTALYA.

Mohri, Y., Yasunaka, M. ve Tani, S. (1995), “Earthquake Geotechnical Engineering”, (Ed. K.Ishihara), Balkema, Rotterdam, 31.

Tani, S. (1995), “Earthquake Geotechnical Engineering”, (Ed. K. Ishihara), Balkema, Rotterdam, 37.

Xu, M., Shen, D. ve Jin, D. (2017), “The behaviour of jointed large-diameter reinforced concrete pipeline buried in various ground conditions”, Engineering Structures, 354-369.

Tafreshi, S.N. M., Khalaj, O. (2010), “Analysis of repeated-load laboratory tests on buried plastic pipes in sand”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1-15.

ASTM D 2321 (2000), “Standard Practice for Underground Installation of Thermoplastic Pipe for Sewers and Other Gravity-Flow Applications”, United States, D2321-89.

Yılmaz, I., Yıldırım, M. ve Keskin, İ. (2016), “Zemin Mekaniği Laboratuvar Deneyleri ve Çözömlü Problemler”, Seçkin Yayıncılık 3.Baskı, Ankara.

Önalp, A. ve Arel, E. (2018), “Geoteknik Bilgisi I Çözömlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği”, Birsen Yayınevi, İstanbul.

TS 1900-1 (2006), “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Lâboratuvar Deneyleri - Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini”, Ankara.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

SPT, CPT VE V_s İLE KARŞILAŞTIRMALI SIVILAŞMA ANALİZİ

COMPARATIVE LIQUEFACTION ANALYSIS WITH SPT, CPT AND V_s

Tansu EMİROĞLU¹ Sami ARSOY²

ABSTRACT

Seismic liquefaction is a type of soil damage that is common in Turkey after an earthquake. Therefore, determination of liquefaction potential is an obligation for the construction fields in earthquake zones. CSR is a commonly used method for liquefaction analysis with rapid results and ease of use. The method is based on the comparison of the cyclic shear stress and shear strength at a reference depth in the soil. SPT and CPT are the most commonly used field tests to determine the CRR, on the ground. Shear wave velocity (V_s) which can be obtained by geophysical tests, is another soil parameter used in strength calculation. In this study, an area where a major soil damage was observed after the 1999 Kocaeli earthquake was chosen. CRR values were obtained by using SPT and CPT results and shear wave velocity reported. By comparing the results obtained for the same field, the suitability of the field experiments in evaluating the liquefaction potential was discussed. As a result of the study, suggestions were made about the field tests which are suitable in terms of applicability and reliability for the soil conditions in the areas to be analyzed for liquefaction.

KEYWORDS: Liquefaction analysis, CRR, SPT, CPT, V_s

ÖZET

Sismik sıvılaşma, ülkemizde deprem sonrasında sıkça rastlanan bir zemin hasarı çeşididir. Bu sebeple, deprem bölgelerinde yapılaşma planlanan araziler için sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi önemli bir ihtiyaçtır. Çevrimsel gerilme oranı yaklaşımı, hızlı sonuç elde etme ve kullanım kolaylığı sebebiyle yaygın olarak tercih edilen bir sıvılaşma analizi yöntemidir. Yöntemde zeminde referans derinlikte, deprem anında beklenen kayma gerilmesi ile kayma dayanımı kıyaslanması esas alınmıştır. Zeminde çevrimsel kayma dayanımı oranının (CRR) belirlenmesi için sıkça kullanılan arazi deneyleri SPT ve CPT'dir. Jeofizik deneyler ile elde edilebilen kayma dalgası hızı (V_s) da dayanım hesabında kullanılan bir diğer zemin parametresidir. Çalışma kapsamında, Sapanca gölü kenarında bulunan ve 1999 Kocaeli depremi sonrasında büyük zemin hasarları gözlenmiş ve üzerindeki mevcut yapının

yıkıldığı bir arazi seçilmiştir. Bu saha ve yakınında gerçekleştirilmiş olan SPT ve CPT sonuçları ile kayma dalgası hızı raporu kullanılarak CRR değerleri elde edilmiştir. Aynı arazi için elde edilmiş olan gerilme oranları kıyaslanarak, arazi deneylerinin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesindeki kullanılabilirliği tartışılmıştır. Çalışma sonucunda sıvılaşma analizi yapılacak olan sahalarda, zemin koşulları için uygulanabilirlik ve güvenilirlik açısından uygun olan arazi deneyleri hakkında edinilen bulgular çerçevesinde önerilerde bulunulmuştur.

ANAHTAR KELİMELELER: Sıvılaşma analizi, CRR, SPT, CPT, Kayma dalgası hızı

1. GİRİŞ

Sismik tehlike barındıran arazilerde yapılaşma öncesinde, özellikle yapı ve geoteknik anabilim dallarının incelediği birçok emniyet koşulu kontrol edilir. Zemin sıvılaşması yapısal hiçbir hasar olmasa bile büyük can ve mal kaybına sebep olacak kritik bir yenilmedir. Deprem bölgelerinde bulunan doygun ve geçirimsizliği az olan zeminler zemin sıvılaşması riski barındıran ve yapılaşma öncesinde analiz edilmesi gereken arazilerdir. Geçici süreliğine zemin kayma dayanımının sıfıra ulaştığı bu hasar çeşiti, ülkemizde de 1999 Kocaeli depreminde gözlenmiştir.

Çalışma kapsamında zemin kayma dayanımının elde edilmesinde yaygın olarak kullanılan arazi deneylerinden olan SPT, CPT ve kayma dalgası hızı esas alınarak sıvılaşma analizi yapılmıştır. Analiz yöntemi olarak çevrimsel gerilme oranı yaklaşımı kullanılmıştır. Sapanca gölü yakınında bulunan araziye ait olan arazi deney verileri kullanılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. YÖNTEM VE ARAZİ SEÇİMİ

2.1. Yöntem Seçimi

Çevrimsel gerilme oranı yaklaşımı (CSR) zemin sıvılaşması potansiyelini, deprem anında meydana gelecek olan kayma gerilmesi ile zemin kayma dayanımı ilişkisine göre belirlemede kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda rijit bir zemin kolonuna, senaryo depremin sebep olduğu ivme karşısında etkiyecek olan kayma gerilmesi tarif edilir. Geçrekte tam rijit olmayan zemin için gerekli düzeltmeler yapıldıktan sonra arazide elde edilecek olan gerçek kayma gerilmesine ulaşılır (Seed vd., 1971). Çalışmada zeminde meydana gelecek olan kayma gerilmesinin belirlenmesinde kullanılan bağıntılar aşağıdaki gibidir.

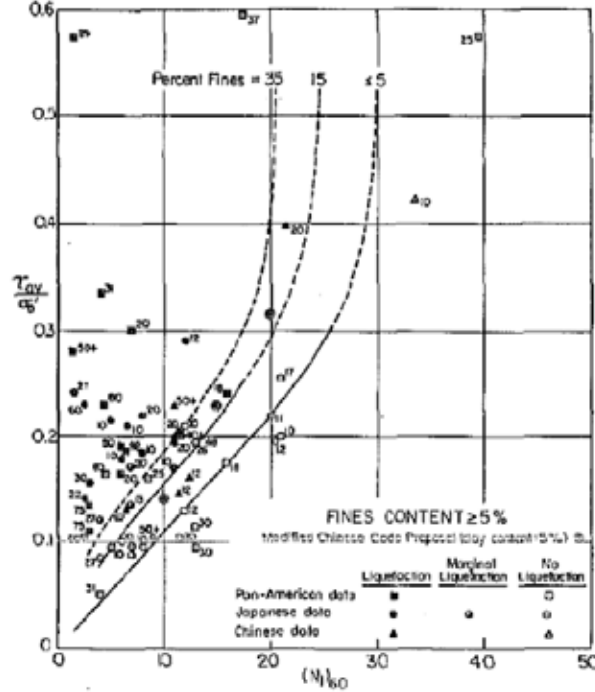
$$CSR=0,65.r_d \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (1)$$

$$r_d=1-0,00765.z \quad (z \leq 9,15 \text{ m}) \quad (2)$$

$$r_d=1,174-0,0267.z \quad (9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}) \quad (3)$$

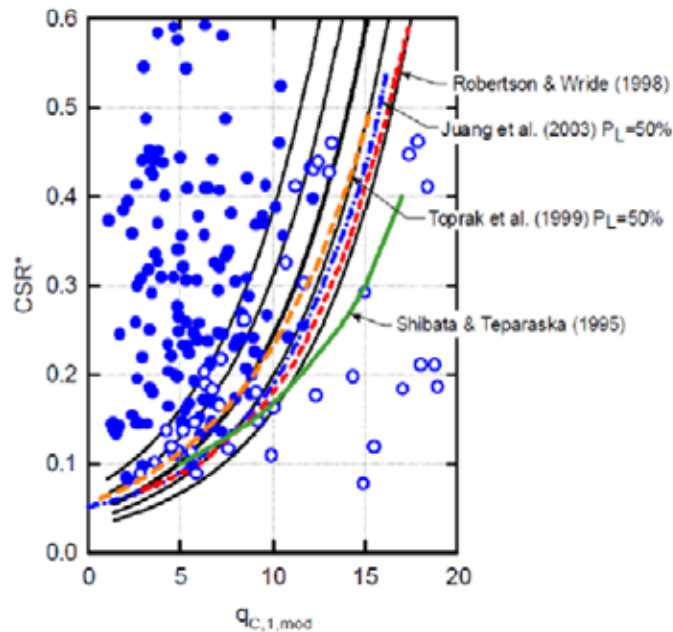
Zeminde çevrimsel kayma dayanımının belirlenmesi için halihazırda sıkça kullanılan SPT, CPT ve kayma dalgası hızı tercih edilmiştir. Ülkemizde yaygın olarak kullanılan SPT

deneyi ile elde edilen darbe sayıları üzerinde gerekli düzeltmeler yapılarak $N_{1,60}$ değerlerine ulaşılmaktadır. Bu veriler ışığında $N_{1,60}$ -CRR grafiği yardımı ile kayma dayanımı derinlik ilişkisi belirlenmesi mümkündür (Şekil 1).



Şekil 1. İnce dane içeriğine göre $N_{1,60}$ -CRR ilişkisi (Seed vd., 1971)

İnce daneli zeminlerde sıkça kullanılan CPT deneyi sayesinde zemin uç direnci (q_c) ve sürtünme oranı (R_f) elde edilmektedir. Bu veriler üzerinde ince dane düzeltmesi ile beraber gerekli olan tüm düzeltmeler yapılarak $q_{c,1}$ değerlerine ulaşılır (Robertson vd., 1998). Bu sayede CPT deneyi ile zemin çevrimsel kayma dayanımı oranı belirlenmesi mümkündür (Şekil 2).

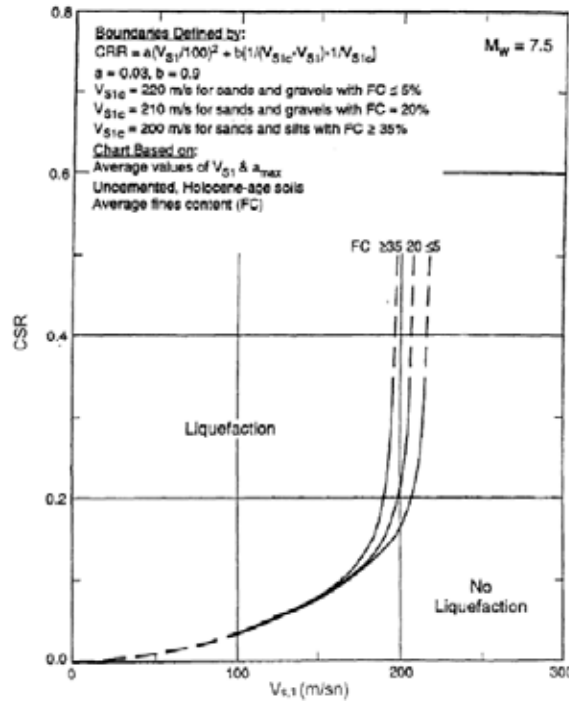


Şekil 2. Farklı çalışmalar sonucunda önerilen $q_{c,1,mod}$ -CRR ilişkisi (R.B.Seed vd., 2003) Zeminde kayma dalgası hızı ortamın sürekliliği ve boşluk durumu ile yakından ilişkili olduğundan dayanımın tahmininde kullanılabilir. Kayma dalgası hızı raporları

kullanılarak zemin tabakaları için düzeltilmiş kayma dalgası hızına ulaşılır (Eşitlik 4, 5). Bu sayede derinlik boyunca çevimsel dayanım oranı profili oluşturulur ve bu sayede sıvılaşma riski tahmini yapılabilir (Şekil 3).

$$C_v = \left(\frac{100}{\sigma_{v0}'(\text{kPa})} \right)^{0,25} \quad (4)$$

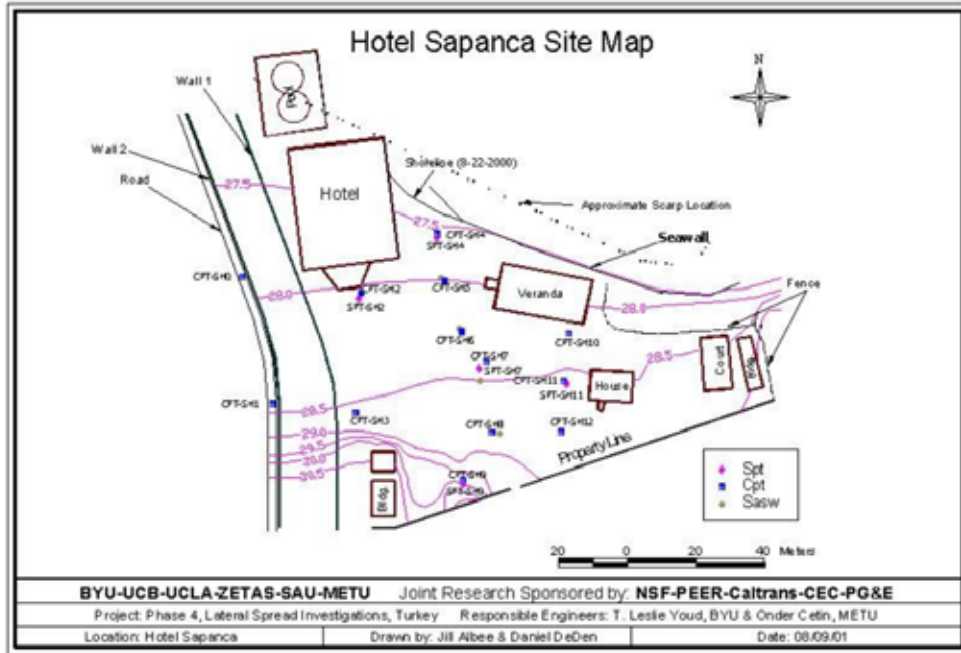
$$V_{s,1} = V_s \cdot C_v \quad (5)$$



Şekil 3. İnce dane içeriğine göre $V_{s,1}$ -CRR ilişkisi (Andrus vd., 2000)

1.2. Arazi Seçimi ve Özellikleri

Bu çalışmada 1999 Kocaeli depremi sonrasında sıvılaşma yenilmesi sonucunda hasar görmüş olan Sapanca Vakıf Oteli arazisi ele alınmıştır (Şekil 4). Arazi göl kıyısında bulunması sebebiyle doymun durumda ve yer altı suyu koşullarını sağlamaktadır. Sakarya ili ve çevresi nehir yatağının zamanla yer değiştirmesi sonucunda yer yer çökellerin bulunduğu ve çoğunlukla silt içerikli zeminlere rastlanılan bir bölgedir. Düşük permeabilite ve yetersiz dayanım sebebiyle sıvılaşma için elverişli olan bu zeminlerde, Kocaeli depremi sonrasında yer yer sıvılaşma gözlenmiş olduğundan karşılaştırmalı analizlerin gerçekleştirilmesi için uygun bulunmuştur.



Şekil 4. Sapanca Vakıf Otel'i arazi planı (URL-1)

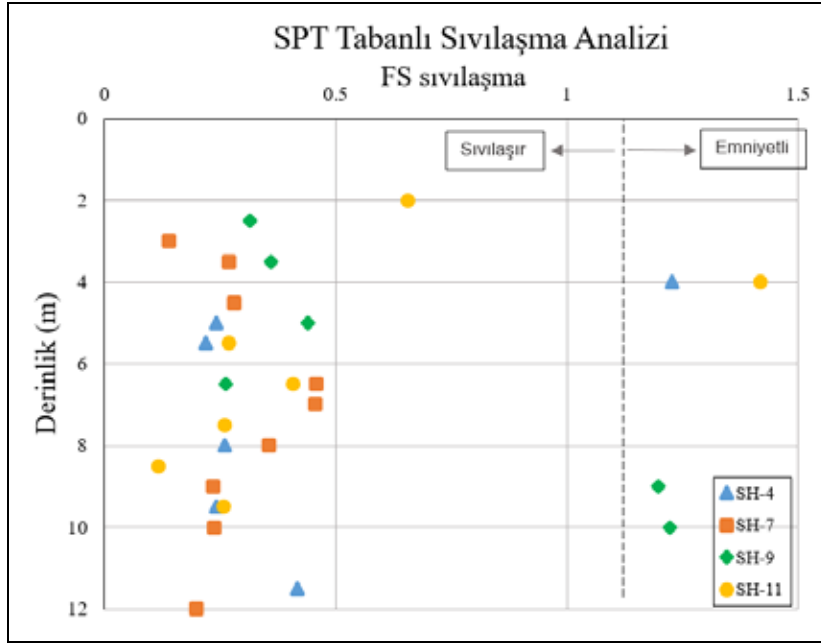
Analiz yapılmak üzere seçilmiş olan SPT, CPT ve kayma dalgası hızı raporlarına ait bilgiler Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Analizlerde kullanılan arazi deneyleri bilgileri (URL-1)

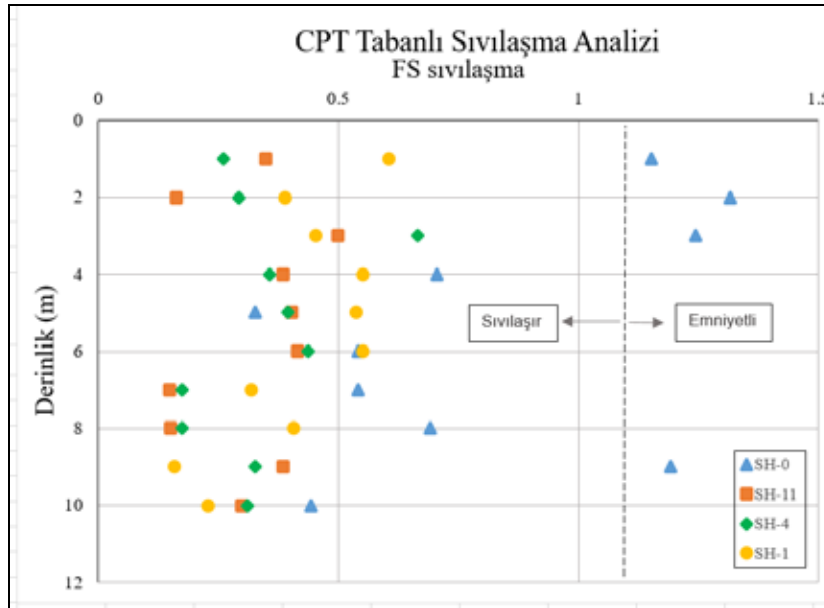
SPT		CPT		V _s	
Test ID	YASS	Test ID	YASS	Test ID	V _{s,ort}
SH4	0,50 m	SH4	0,45 m	Centerline 1	158,6 m/sn
SH7	1,25 m	SH7	1,38 m	Centerline 2	166,9 m/sn
SH9	2,57 m	SH9	0,50 m	Centerline 3	172,6 m/sn
SH11	1,20 m	SH11	0,84 m		

2. SAPANCA VAKIF OTELİ ÇEVRESİNDE SPT, CPT VE V_s TABANLI SIVILAŞMA ANALİZİ

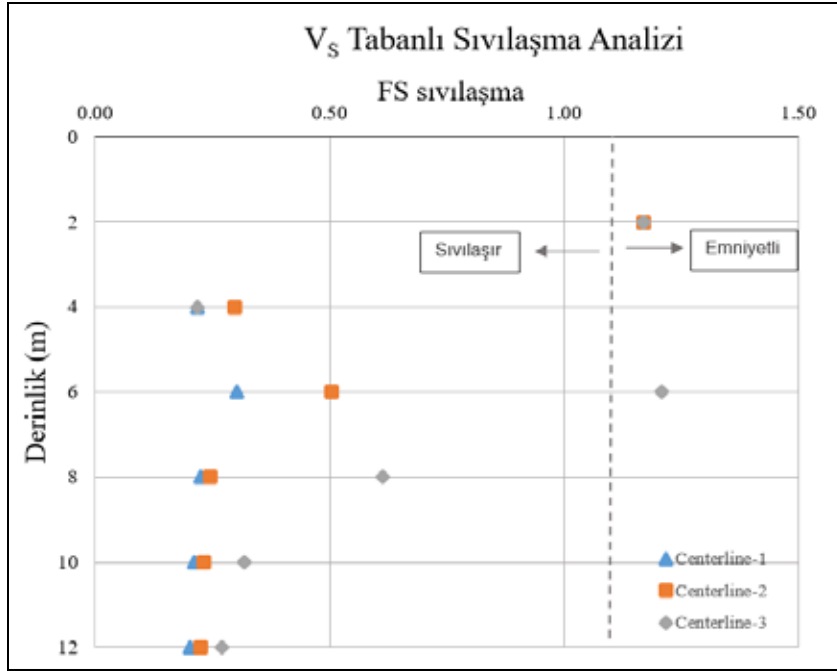
Analiz, sıvılaşma potansiyeli için gerekli olan zemin çevrimsel kayma dayanımının belirlenmesinde kullanılan arazi deneyleri ile elde edilen sonuçların karşılaştırılmasına dayanmaktadır. Bu sebeple seçilen 4 adet SPT raporu, 4 adet CPT raporu ve 3 adet V_s raporu ile CSR yaklaşımı esas alınarak sıvılaşma analizleri yapılmıştır. Analizler 1999 Kocaeli depreminde kaydedilen maksimum yer ivmesi olan 0,41g için yapılmıştır. Zeminde ilk 15 m'lik tabaka için yapılan analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayılarının derinlik ile olan ilişkisi Şekil 5, 6 ve 7'de sunulmuştur.



Şekil 5. Sapanca Vakıf Oteli çevresi için SPT tabanlı FS-Derinlik ilişkisi



Şekil 6. Sapanca Vakıf Oteli çevresi için CPT tabanlı FS-Derinlik ilişkisi



Şekil 7. Sapanca Vakıf Otelı çevresı için V_s tabanlı FS-Derınlık ilişkısi

3. SONUÇLAR

Sismik sınıvılaşma deprem bölgeleri için önemli bir zemin hasarı türüdür. Proje sahaları için zemin etüdü ile sınıvılaşma riski de dikkate alınmalıdır. Arazinin sınıvılaşma direncinin belirlenmesi adına halihazırda SPT, CPT ve kayma dalgası hızı deneyleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Analizlerde kullanılacak olan arazi deneyi zemin yapısı, konum, proje bütçesi gibi etkenler dikkate alınarak belirlenmektedir. Ülkemizde en yaygın kullanılan arazi deneylerinin başında kullanım kolaylığı ve ekonomik olması sebebi ile SPT'dir. İnce daneli zeminlerde uygulanması önerilen CPT deneyine göre, zemin sınıfına göre kullanılabilirliği daha geniş bir yelpazeye sahiptir. Kayma dalgası hızı ise jeofizik yöntemler ile belirlenmekte ve dayanım hakkında bilgi vermektedir.

Analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayıları emniyetli ve sınıvılaşır olarak iki bölgede gösterilmiştir. Güvenlik sayısının 1,15'den büyük olduğu durumlar emniyetli, küçük olduğu durumlar sınıvılaşma riski taşıyan bölgeler olarak gösterilmiştir.

Çalışmada elde edilen FS-Derınlık grafikleri incelendiğinde aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Analiz yapılan bölgenin mevcut koşullarda sınıvılaşığı bilindiğinden sonuçların sınıvılaşmaya elverişli olarak elde edilmesi beklenmektedir.
- Benzer derinlikler için elde edilen güvenlik sayıları kıyaslandığında $FS_{CPT} > FS_{SPT}$ olduğu görülmektedir.
- Kayma dalgası hızı raporları ile tabaka boyunca ortalama V_s elde edildiği için sınıvılaşma analizlerinde diğer iki arazi deneyine kıyasla daha genel yorumlar yapılmasını sağlamaktadır.
- SPT deneyi uygulanabilirlik açısından daha kullanışlı bulunduğu için zemin etüdü ile birlikte hızlı ve ekonomik bir analiz imkanı sağlamaktadır. Birçok zemin sınıfında kullanılabilir olması nedeni ile özellikle kumlu zeminlerde sınıvılaşma analizleri için faydalı olacağı sonucuna ulaşılmıştır.



- CPT deneyi zeminde derinlik boyunca daha hassas ölçüm yapma imkanı sunması sebebi ile sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde daha gerçekçi sonuçlar elde edilmesini sağlamaktadır. Bu sebeple ince dane içeren zeminler için sıvılaşma analizlerinde CPT deneyi kullanılmasının daha ayrıntılı sonuçlar elde edilmesine sebep olacağı öngörülmektedir.

KAYNAKLAR

- Andrus R.D., Stokoe K.H. (1997), Liquefaction Resistance Based On Shear Wave Velocity, National Center for Earthquake Engineering Research, 89-128.
- Robertson P.K., Wride C. (1988), "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test", Canadian Geotechnical Journal, 35, 442-459.
- Seed, H.B. ve Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 107:SM19, 1249-1274.
- Seed R.B., Çetin K.Ö., Moss R.E.S., Kammerer A.M., Wu J., Pestana J.M., Riemer M.F., Sancio R.B., Bray J.D., Kayen R.E., Faris A. (2003), "Recent Advances In Soil Liquefaction Engineering: A Unified And Consistent Framework", Earthquake Engineering Research Centercollege, EERC 2003-06.
- URL-1: <http://peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari/phase4/sapanca/index.html>
(Ziyaret Tarihi: 17 Temmuz 2017)



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ÇOK KATLI BARET KAZIKLI BİNALARIN SİSMİK ZEMİN-KAZIK-YAPI ETKİLEŞİM ANALİZİ

SEISMIC SOIL-PILE-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS OF HIGH
RISE BUILDINGS SUPPORTED WITH BARRETTE PILES

Halil Murat ALĞIN¹

Arda Burak EKMEK²

Egemen KAYA³

ABSTRACT

In this study, the dynamic response of a seismic soil-pile-structure and structure-soil-structure interactive system is analysed in a time domain using nonlinear three-dimensional finite element (3D FE) method. In the analyses taken into account simultaneously the inertial and kinematic interactions of the soil-structure complete system, the effect of the contact surface between the barrette piled foundation and the surrounding soil, the seismic wave non-reflecting boundary conditions and dynamic damping behaviours were considered. The penalty contact interface algorithm is used along with the mass and material damping characteristics dependent on the dominant seismic mode frequency. 3D earthquake analysis of skyscrapers with soil-pile-structure interaction was undertaken under two-way seismic effect. The real dimensions and design conditions were used in the models, the skyscraper structures and their barrette piled foundations in a layered soil profile were taken into consideration. An earthquake excitation in a nearby area in previous years was used as a design earthquake. In this context, linear and nonlinear earthquake analyses were performed and validations were made using previous static settlement measurement results. Seismic deformation values were obtained by performing dynamic response analyses including the structures and their foundation systems. Behaviour of complex soil-pile-structure interaction system under the real design earthquake conditions, the soil-pile interface effect, the appropriate energy damping, the seismic wave reflecting boundary conditions, all seismic interactions as a single system were analysed using realistic soil structure models. Seismic deformation results obtained are presented in this paper.

Keywords: Two-way horizontal earthquake excitation effect, Three-dimensional finite element analysis, Soil-pile-structure interaction, Structure-soil-structure interaction

¹ Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³ Arş. Gör., Harran Üniversitesi, kaya.egemen@harran.edu.tr



ÖZET

Bu çalışmada, sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli bir sistemin zaman tanım alanında tepkisi, doğrusal olmayan üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) metodu kullanılarak analiz edilmiştir. Zemin-yapı sismik etkileşim sisteminin, eylemsizlik ve kinematik etkileşimlerini aynı anda ve tek bir sistem dahilinde dikkate alan analizlerde, baret kazıklı temel sistemi ile zemin arasındaki temas yüzeyinin etkisi, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları ve dinamik sönümlenme davranışları dikkate alınmıştır. Hakim sismik mod frekansına bağlı kütle ve malzeme sönümlenme karakteristiği ile birlikte, penaltı zorlamalı ara yüz algoritması kullanılmıştır. Gökdelenlerin zemin-kazık-yapı etkileşimli 3B deprem analizleri çift yönlü sismik etki altında analiz edilmiştir. Gerçek boyutlar ve tasarım koşulları kullanılarak yapılan modellemede, gökdelen yapısı, baret kazık sistemi ve tabakalı zemin profili dikkate alınmıştır. Daha önceki yıllarda yakın bir bölgede olmuş bir deprem, tasarım depremi olarak kullanılmıştır. Bu kapsamda, doğrusal ve doğrusal olmayan deprem analizleri yapılar ve daha önceki statik oturma ölçüm sonuçları kullanılarak doğrulamalar gerçekleştirilmiştir. Yapılar ve temel sistemleri dahil olmak üzere dinamik tepki analizleri yapılar sismik deformasyon değerleri elde edilmiştir. Karmaşık zemin-kazık-yapı etkileşimli sistemin gerçek tasarım depremi koşullarındaki davranışı, zemin-kazık ara yüz etkisi, uygun enerji sönümlenme, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları dahilinde, tüm sismik etkileşimleri de dikkate alan tek bir sistem olarak ve gerçekçi zemin bünye modelleri kullanılarak, analiz edilmiştir. Elde edilen sismik deformasyon sonuçları bu bildiri kapsamında sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Çift yönlü yatay deprem etkisi, Üç boyutlu sonlu elemanlar analizi, Zemin-kazık-yapı etkileşimi, Yapı-zemin-yapı etkileşimi

1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliği kapsamında, geoteknik ana bilimdalı bünyesindeki, geoteknik deprem mühendisliği alanı açısından, en önemli konulardan biri olan zemin-yapı etkileşimi, son yıllarda ulusal ve uluslararası alanda yoğun ilgi görmektedir. Zemin ve yapı birleşik sistemindeki dalga yayılımı ile ilgili olan zemin-yapı etkileşim çözümlenmeleri, son zamanlarda güçlü bilgisayarlar ve sonlu elemanlar gibi simülasyon araçlarının daha etkili kullanımıyla gelişmektedir. Yapının altındaki zemin veya deformasyon direnci yüksek kaya ortamının, aynı yapının dinamik tepkilerine önemli ölçüde farklılıklar yaptığı zemin-yapı etkileşim araştırmalarından görülmüştür (örneğin, Chopra ve Gutierrez, 1974). Bu farkın önemli nedenlerinden birinin, esnek zemine yerleştirilmiş yapının titreşim enerjisinin bir kısmının, zemindeki gerilme dalga yayılımı ve ortamın kendisindeki devrimsel davranış ile dağılması olarak gösterilmiştir. Dinamik zemin-yapı etkileşimleri ile ilgili literatürde geliştirilen bazı analitik yöntemler Wolf (1985) tarafından derlenmiştir. Ancak bu bağıntıların kapsama alanı dışına çıkılması durumunda, örneğin ortamda birden fazla yapı olması durumunda veya zeminin üç boyutlu (3B) değişimi söz konusu olduğunda, zemindeki yapısal tepkilerin farklılaşması nedeniyle, zemin-yapı sorunu birden fazla yapı ve 3B değişken zeminler arasındaki çapraz etkileşim sorununa dönüşmektedir.

3B sonlu elemanlar (SE) metodu kapsamında zemin-yapı etkileşimi konusunda yapılan ilk araştırmalar arasında, Gonzalez (1977), Roesset ve Gonzalez (1978), Solari ve ark. (1980) sayılabilir. Kare temellerin 3B problemini incelemek amacıyla, dikey olarak yapılan S

dalgaları altında doğrusal elastik bir tabaka üzerinde bu çalışmaları yapmışlardır. Roesset ve Gonzalez (1978) gömülü temelleri değerlendirmiş, Solari ve ark. (1980) ise yüzey temelleri üzerinde odaklanmışlardır. Yıkıcı depremlerin çoğunda, zemin ve yapılar doğrusal olmayan faza giren büyük deformasyonlar gösterirler. Los Angeles'ta kazıklar üzerine inşa edilmiş betonarme bir yapının sismik gözlemleri Sivanoviç (2000) tarafından gerçekleştirilmiş olup, bir yapının sismik tepkisi konusunda en önemli faktörlerden birinin zeminin doğrusal olmayan özelliği olduğu değerlendirilmiştir.

Roesset (1980), zemin-yapı etkileşim analizinin doğruluğu ve rasyonelliği konusunda en önemli faktörlerden birinin zeminin doğrusal olmayan davranışının modellenmesi olduğunu ifade etmiştir. Ancak, doğrusal olmayan olayların karmaşıklığı ve zaman alan hesaplamalar nedeniyle, doğrusal olmayan zemin özelliklerini ihtiva eden araştırmalar sınırlı kapsamda ve sayıda kalmıştır. Matthees ve Magiera (1982), yatay sismik dalga yayılımı etkisindeki, nükleer santrallerin bitişik yapılarının etkileşimi üzerine çalışmış ve özellikle zeminin ve yapının doğrusal olmayan davranışı konusuna önem vermişlerdir. Lin ve ark. (1987), dinamik zemin-yapı etkileşimi konusunda 3B SE analizi temelli bir parametrik çalışma yapmışlardır. Tutarlı sınırlar ile birlikte 3B bir modelin kullanılmasıyla bitişik gömülü temeller arasındaki dinamik etkileşimi etkileyen çeşitli faktörlerin göreceli etkileri incelenmiştir. Çoğu pratik mühendislik uygulamasında, zemin koşullarına ve yapısal bina tipine bağlı olarak, temeller zemine kısmen veya tamamen gömülürler. Bu durum, çevresindeki zeminin etkilerini, yapının statik ve dinamik tepkilerini büyük ölçüde etkiler. Yahyai ve ark. (2008), ANSYS yazılımındaki kodlamalara eklemeler yaparak, yumuşak kil, kumlu çakıl ve sıkıştırılmış kumlu çakıl gibi üç zemin çeşidi için beton perde duvarlı iki çelik moment çerçevesini modellemişlerdir. Yahyai ve ark. (2008)'nin çalışması, zemin-yapı etkileşimi konusunda, üst yapının makul bir şekilde modellendiği önemli çalışmalardan biridir.

Byrne ve diğ. (2006) tarafından, doğrusal olmayan simülasyonların eşdeğer doğrusal yöntem üzerindeki avantajları tartışılmış ve zemin-yapı etkileşim sisteminin sismik tepki analizinde tamamen doğrusal olmayan bir modeli kullanılmıştır. Zeminin kapsamlı doğrusal olmayan modellenmesi için genelde sonlu elemanlar metodu kullanılmaktadır. Bentley ve Naggar (2000), 3B SE analiz programı ANSYS'de alt yazılımları kullanarak, kazıkların kinematik tepkilerini incelemişlerdir. Bu çalışmada zemin için, Drucker-Prager yenilme kriterleri ile elastik-plastik bir bünye modeli kullanılmıştır. Cai ve ark. (2000), 3B SE metodu ile bir yapının sismik tepkilerini zeminin doğrusal olmayan davranışını simüle ederek gerçekleştirmişlerdir.

Kellezi ve Hansen (2003), ABAQUS programını kullanarak, kazıklı temelli bir yel değirmeninin statik ve dinamik analizlerini yapmıştır. Bu çalışmada zemin hem Mohr-Coulomb hem de Drucker-Prager modelleriyle simüle edilmiştir ve dilatasyon açılarının etkileri üzerine duyarlılık analizi yapılmıştır. Ghorbani ve ark. (2014), doğrusal olmayan davranışın zeminin sismik tepkileri üzerine olan etkilerini, Mohr-Coulomb kriterinin NA bağdaştırılmayan akış kuralı temelinde açıklamışlardır. Bayraktar ve ark. (2012), Bayraktar ve Kartal (2010) ve Yue (2015) tarafından Drucker-Prager kriteri, deprem dalga yayılımına maruz kalan yapının doğrusal olmayan tepki analizlerinde zeminin sismik davranışını modellemek için kullanılmıştır. Luo ve diğ. (2016) ise zeminin LS-DYNA yazılımıyla Drucker-Prager kriteri temelinde 3B SE sismik analizlerini yaparak, zeminin doğrusal olmama durumunun sistemin dinamik tepkileri üzerindeki etkilerini tartışmıştır.

Bu bildirinin temel amacı, makul derecede doğru olan bir doğrusal olmayan 3B SE modeli kullanarak, Viyana'daki Avrupanın en uzun gökdelenlerinden olan Donau City (DC) kulelerinin baret kazık temel sistemleri ile birlikte deprem analizlerinin yapılarak, bu iki gökdelenin karşılıklı sismik etkileşimini inceleyerek, seçilen baret kazık sisteminin tasarım depremi durumunda uygunluğunu kontrol ederek, birbirine oldukça yakın olan bu iki kulenin sismik oturmalarını ve kat ötelemelerini belirlemektir. Statik ölçüm değerleri ve daha önce yapılan statik analiz sonuçları (Algın ve ark. 2019) kullanılarak, ana kulenin gerçek oturma verileri statik aşamasında doğrulanmıştır. Sismik doğrusal olmayan davranış tepkileri ise yapılan farklı doğrusal analiz sonuçlarıyla kıyaslanarak doğrulanmıştır.

2. DC KULELERİNİN TEMEL SİSTEMİ VE ZEMİN KOŞULLARI

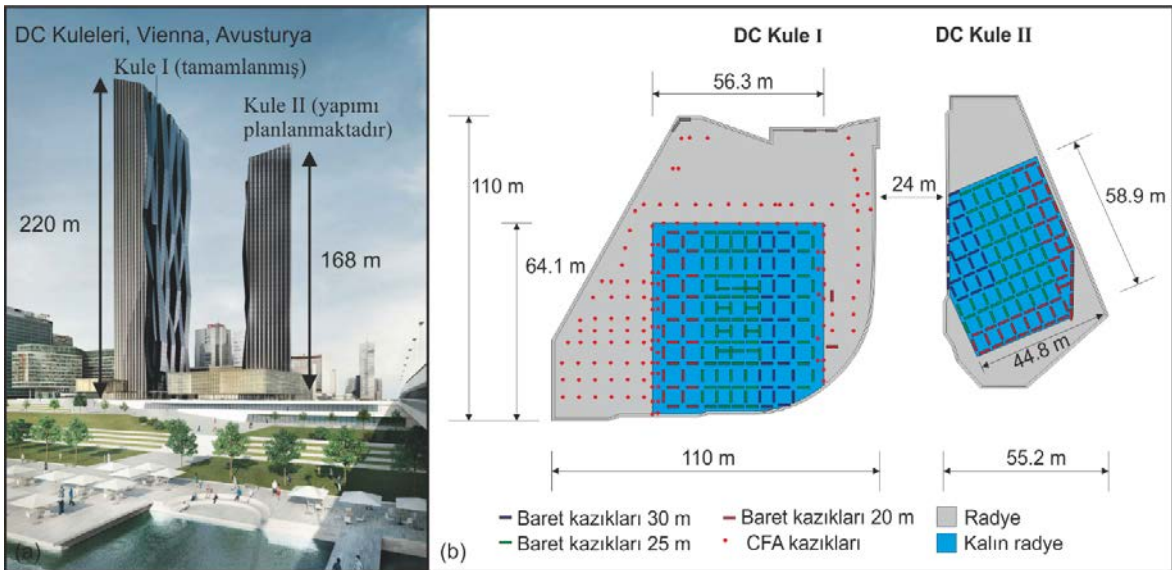
Genelde dikdörtgen kesitli olan baret kazıklar yüksek yük taşıma kapasitesine sahip olduklarından yüksek yapıların inşasında önemli bir kullanım alanı bulmuştur. Uzunluk ve genişlikleri sırasıyla 1.2-7 m ve 0.6-1.5 m arasında değişen baret kazıkların yük taşıma kapasitesinin delgi kazıkları kadar verimli olduğu bilinmektedir. Genel diyafram duvar inşa uygulamalarına benzer bir metotla yapılan baret kazıklar, özellikle taşıyıcı sağlam tabakanın oldukça derinde olduğu zayıf temel zeminlerinde yapılan bir derin temel uygulamasıdır. Baret kazıklar yaygın bir şekilde kullanılmakta olup dünyanın en uzun gökdelenlerinden biri olan, Malezya, Kuala Lumpur'daki Petronas ikiz kulelerinin 40-105 m derinlikli baret sürtünme kazıklı temeli (Baker ve diğ., 1994) ve Viyana'daki Avrupa'nın en uzun gökdelenlerinden biri olan Donau City (DC) kulelerinin derin temel sistemleri (Martak ve diğ., 2007) bu kazık uygulamasına örnek olarak verilebilir. Viyana DC kulelerinin statik oturma analizleri Algın ve ark. (2017 ve 2019) tarafından sunulmuş olup bu bildiri kapsamında bu kulelerin 3B deprem analizleri verilmektedir. Projenin temel sistemi ve zemin koşulları ile ilgili detay bilgilere Algın ve ark. (2017 ve 2019) tarafından yapılan yayınlardan ulaşılabilir.

Bu kazıkların yaygın kullanımına karşın tasarım analizlerinde hala ampirik yaklaşımlar kullanılmaktadır (Ng ve Lei, 2003). Bu tasarımların aşırı boyutlamalara yol açtığı belirtilmekte olup arayüzey direncinin dikkate alınmasıyla daha ekonomik tasarımların yapılabileceği vurgulanmıştır (Ng ve Lei, 2003). Baret kazıkların 3B nümerik analizleri ile ilgili literatürde kısıtlı sayıda araştırma bulunmaktadır. Sonlu farklar metodu kullanılarak 3B analizle tek bir diyafram duvar panelinin davranış mekanizması Ng ve Yan (1998, 1999) tarafından incelenmiştir. 3B SE analizleriyle diyafram duvar panellerinin analizleri Gourvenec ve Powrie (1999) tarafından gerçekleştirilmiştir. Diyafram duvar yakınındaki yanal gerilme azalma miktarının panel uzunluğuna bağlı olduğu ifade edilmiş olup düzlem birim deformasyon koşullarının kullanılmasının aşırı boyutlara ulaşılmasına sebep olduğu açıklanmıştır. 3B analizlerin 2B analizlere kıyasla daha küçük yanal deformasyonların bulunmasını sağladığı, bazı durumlarda 2-4 kat daha ekonomik tasarım yapılmasına imkan sağladığı literatürde belirtilmektedir.

Bir özel yazılım kullanılarak Fellenius ve diğ., (1999) tarafından bazı baret kazık analizleri gerçekleştirilmiş olup elastoplastik malzeme kabulüyle zemin modellenmiştir. Bu analizlerde grup etkisi ve komşu temel sisteminin etkisi dahil edilmemiştir. Sonlu farklar metoduyla simetriden yararlanılarak modellenen bir baret kazığının çeyrek kısmı için 3B bir analiz Lei (2001) tarafından sunulmuştur. Zhang (2003) tarafından 3B SE modelinde sadece tek bir baret kazığının modellenmesi yapılmış ve analizler test sonuçlarıyla

karşılaştırılmıştır. Seo ve diğ. (2009) tarafından baret kazıkların oturma analizleri için analitik bir yaklaşım nümerik analizle tek bir kazık durumu için doğrulanmıştır. Yükleme testi yapılmış bir baret kazığın SE modellemesi eksenel simetri göz önünde bulundurularak oluşturulmuş ve 3B davranış tek bir kazık için Ann ve Fellenius (2012) tarafından incelenmiştir. Yapılan eksenel simetrik modellemeler göz önünde bulundurulduğunda baret kazıkların dikdörtgen kesitli geometrisi sebebiyle eksenel simetrisinin tam anlamıyla uygun olamayacağı düşünülmektedir.

Baret kazık uygulaması içeren karmaşık temellere sahip olan Viyana DC kulelerinin derin temel sistemlerinin statik oturma analizleri ve karşılıklı etkileşimleri 3B SE metoduyla Algın ve ark. (2017 ve 2019) tarafından yapılmış olup elde edilen analiz sonuçları, arazi ölçüm sonuçları ile doğrulanmıştır. Modellemeler Algın (2016 ve 2017) tarafından tanıtılan görüntü işleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Viyana DC kuleleri ile ilgili önceki araştırmalardaki zemin ve yapı bilgilerine uygun malzeme seçimleri yapılmıştır (Adam ve Markiewicz, 2013; Tschuchnigg ve Schweiger, 2013; Martak ve diğ., 2007; Tschuchnigg ve Schweiger, 2010; Tschuchnigg ve Schweiger, 2011). Modelde kullanılan malzeme parametreleri Çizelge 1’de verilmiştir. Şekil 1(a)’da DC kulelerinin genel görünümü verilmiş olup 1. Kule tamamlanmış olup 2. Kulenin inşa edilmesi planlanmaktadır. Şekil 1(b) kazıklı derin temel sistemini ve kazık derinliklerine göre kazıkların yerleşimini göstermektedir. Görüleceği üzere, 1. Kulenin baret kazıklarının yerleşiminin ve boylarının tasarlanmasında kulelerin etkileşimi düşünülerek baret kazık boyları değişiklik göstermiştir (Tschuchnigg ve Schweiger, 2010; Tschuchnigg ve Schweiger, 2011).



Şekil 1. Donau City (DC) kuleleri, Viyana, (a) genel görünüm, (b) kulelerin konumları, yeraltı otoparkı ve kazık temellerin yerleşimleri

DC kulelerin temel sistemlerinde, 20 m, 25 m ve 30 m olmak üzere üç farklı uzunlukta baret kazıklar kullanılmış olup, CFA (Continuous Flight Auger) kazıkları 20 m uzunluğundadır. Diyafram duvar kalınlığı 0.8 m olup kazıklar 0.8 m çapındadır. Sismik analizlerde Donau nehri yakınlarından Gyori ve diğ. (2014), Mulabdic ve Minazek (2015) ve Rakic ve diğ. (2002) tarafından sunulan arazi verilerinin yansira bu konuda yukarıda verilen önceki çalışmalarda sunulan veriler kullanılmıştır.

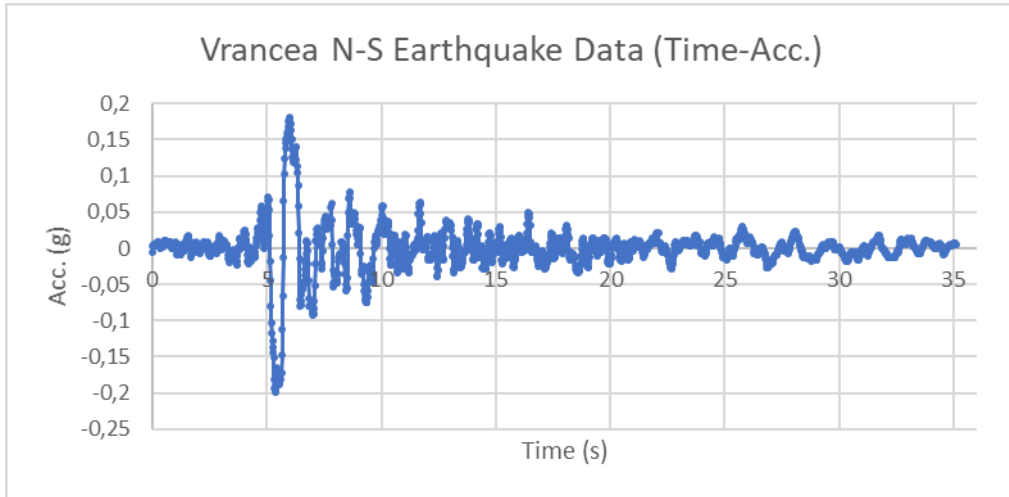
Çizelge1. Modelde kullanılan malzeme parametreleri

Malzeme	γ_n (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c' (MPa)	ϕ' (°)
Kum (MC)	19.5	216	0.2	0.022	32
Çakıl (MC)	21	320	0.2	0	33
Çakıllı Kum (MC)	19	300	0.2	0.015	30
Dolgu (MC)	21	120	0.2	0	33
Diyafraam Duvar (LE)	25	33000	0.2	-	-
İnce Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-
Kalın Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-
CFA Kazıkları (LE)	25	33000	0.2	-	-
Baret Kazıklar (LE)	25	33000	0.2	-	-

3. 3B SE DEPREM ANALİZLERİ

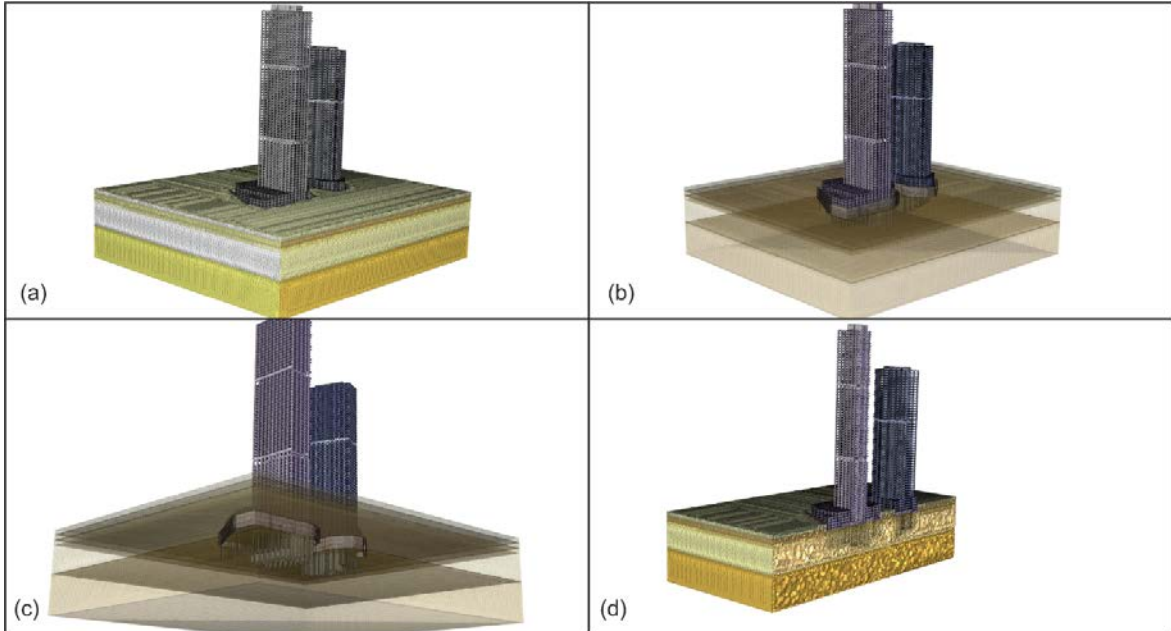
Doğrusal olmayan sismik analizlerde Direkt metot kullanılarak zemin ve yapı sistemi birlikte modellenmiş ve incelenmiştir. Zemin ve kazık arasındaki sürtünme yüzeyinde penaltı zorlamalı arayüz algoritması kullanılmıştır. Analizin hızını bir miktar arttırmak amacıyla daha önce yapılan statik analizlerde kullanılan elastik tam plastik Mohr-Columb yenilme kriterine uyan bünye modeli yerine Drucker-Prager yenilme kriterine uyan elastoplastik bünye modeli kullanılmıştır. Bu modelin dinamik analizlerde tercih edilmesinin sebebi asal gerilme uzayında Drucker-Prager modelinin köşesiz bir değişim sağlamasından ötürü daha hızlı bir çözümleme ortamının oluşmasıdır. Trochanis ve diğ. (1991), monotonik ve devirsel yüklemeye maruz kalan 3B kazıklarla ilgili bir çalışma yapmış ve zemini Drucker-Prager elastoplastik bünye modeliyle idealleştirmiştir. Deneysel sonuçlar ile nümerik analizler arasındaki uyumun yeterince iyi olduğunu ifade etmiştir.

3B doğrusal olmayan sismik analizlerin gerçekleştirilmesi öncesi ilk aşamada yatay tabakalı zemin ortamını esas alan 1B eşdeğer doğrusal sismik tepki analizleri SHAKE91 kullanılarak yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre zeminin 3B modeli kalibre edilerek sınır şartlarındaki viskoz damper katsayıları elde edilmiştir. Dinamik sistemin tepkilerini tanımlamak açısından viskoz damperlerin doğru modellenmesi önemlidir. Tasarım depremi olarak proje alanına yakın en büyük depremlerden biri Vrancea deprem kayıtları kullanılmıştır. 35 saniye olan bu deprem kaydının PGA değeri 0.18g olup zaman aralığı 0.01s olarak uygulanmıştır. Bu tasarım yatay deprem kayıtları taban ana kayasına uygulanmıştır.

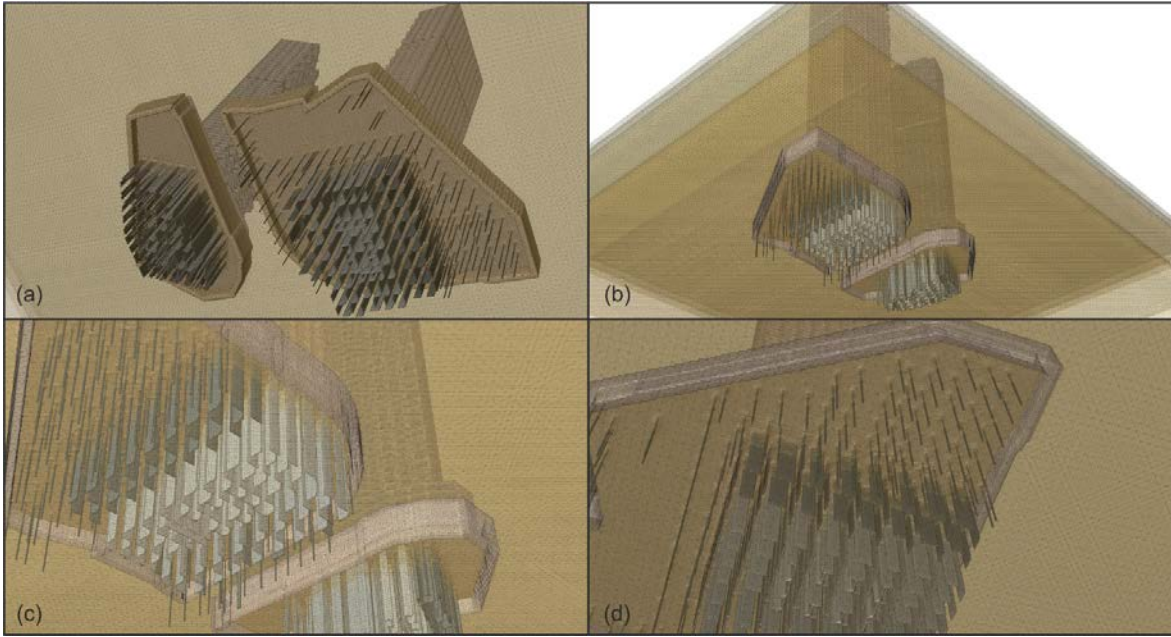


Şekil 2. Kullanılan yatay tasarım ivme-zaman grafiği (x yönü), y yönündeki değişim ise x yönündeki değişimin 0.8 katı olarak uygulanmıştır.

Yapılan modelde kullanılan element büyüklüğü açısından önemli bazı hususlara özellikle dikkat edilmiştir. 3B SE modelinde kullanılan element boyutları büyük seçildiği takdirde yüksek frekanslı kayma dalgası yayılımının zorlaştığı küçük olması durumunda ise model element sayısının çok fazla artmasına sebep olduğu ve etkili hesaplamaların yapılamadığı bilinmektedir. Bu sebepten dolayı literatürde de referans edildiği gibi kayma dalgası hızının maksimum frekansa oranının sekizde biri düşey yönde maksimum element büyüklüğü olarak alınmış olup yatay yönde ise bu büyüklüğün en fazla 5 katı yatay element büyüklüğü olarak alınmıştır (Luo ve diğ., 2016). Yapılan 3B SE Zemin-Yapı-Kazık-Yapı Etkileşimi (ZYKYE) modeli Şekil 3 ve 4’de sunulmuştur.



Şekil 3. Viyana DC kulelerinin 3B sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli modelinin SE ağıının genel görünümü

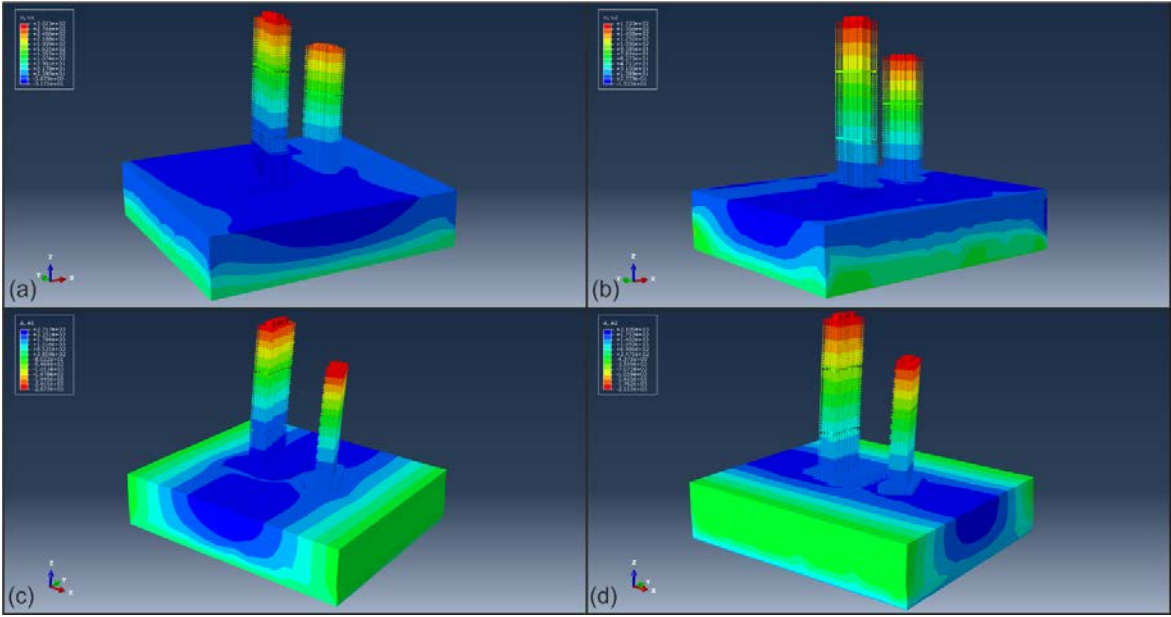


Şekil 4. Viyana DC kulelerinin 3B sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli modelinin SE ağının temel altından zemin içi görünümü

Şekil 3’de görüleceği üzere x ve y yönlerinde model uzunlukları bina temelini yaklaşık 8 katı olarak alınmıştır. Sismik dalgaların sınırlardaki yansımalarını önlemek amacıyla yansısız dalga sınırları ve model dışına doğru gelen dalgaların sönmülmesi için viskoz damperler kullanılmıştır. Bu yaklaşım ilk defa Cohen ve Jennings (1983) tarafından tanıtılmış olup daha sonra viskoz normal ve kayma gerilmesi uygulamasıyla daha da geliştirilmiştir.

4. 3B SİSMİK DOĞRUSAL OLMAYAN SE ANALİZ SONUÇLARI

Maksimum yanal kat ötelemeleri her iki yatay doğrultuda da belirlenmiş ve kazıkları sismik tepkileri elde edilmiştir. Birleşik 3B sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli sistemin analizi yapılarak her iki kulenin birbirleri üzerine hem deformasyon temelli hem de ivme değişimleri açısından nasıl bir etki yaptığı açıklanmıştır. Şekil 5’de bu sonuçlardan bazıları verilmektedir. Sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli sistemin doğrusal olmayan deprem analizleri 3B SE metodu kullanılarak yapılmıştır. Zemin-baret kazık ara yüzünün etkisi dikkate alınmış olup, sismik deformasyonlar ve sismik ivme değişimleri 3B zemin ve yapı beraberce değerlendirilmiştir. 3B SE doğrusal analizinden elde edilen zemin tepkileri 1D eşdeğer doğrusal analiz sonuçları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli sistem zeminin doğrusal olmayan davranışından büyük ölçüde etkilenmektedir ve geleneksel eşdeğer lineer zemin modeli çok daha küçük sismik dalga etkisi bulmaktadır. Depreme maruz kalan bu sistemde tasarım sürecinde, zemin davranışı doğrusal olmayan bir şekilde modellenmelidir. Zeminin ve yığınların belirgin bir şekilde ayrıldığı ve kapandığı gözlenebilir. Arayüz etkisi zemin ile kazıklar arasındaki gerçek davranışı simüle etmek için kullanılmalıdır. Kazık temellerin varlığı, yapının salınım eğilimini baskılar ve zemin ile yapı kütleleri arasındaki etkileşim sırasında zeminin ve yapının yer değiştirme tepkisinin azalmasına sebep olmaktadır.



Şekil 5. Viyana DC kulelerinin 3B sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli sistemin analizi sonuçlarından bazı görseller

5. SONUÇLAR

Sismik zemin-kazık-yapı ve yapı-zemin-yapı etkileşimli karmaşık bir sistem geoteknik deprem mühendisliği açısından önemli referanslar sunarak analiz edilmiştir. Zaman tanım alanında sismik tepkiler doğrusal olmayan 3B SE metodu ile analiz edilmiştir. Bu çözümleme altsistem yaklaşımı olarak bilinen çoklu adım yaklaşımından, sistemin eylemsizlik ve kinematik etkileşimlerini aynı anda ve tek bir sistem dahilinde dikkate alarak önemli bir ölçüde farklılaşmaktadır. Bu sayede daha gerçekçi çözümlerin yapılabilmesi sağlanmaktadır. Bu bildiriye sunulan analizlerde baret kazıklı temel sistemi ile zemin arasındaki temas yüzeyinin etkisi, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları ve dinamik sönümlenme davranışları dikkate alınmıştır. Hakim sismik mod frekansına bağlı kütle ve malzeme sönümlenme karakteristiği ile birlikte, penaltı zorlamalı arayüz algoritması kullanılmıştır. DC kulelerinin zemin-kazık-yapı ve iki kulenin birbirine olan etkisini içeren yapı-zemin-yapı etkileşimli 3B deprem analizleri çift yönlü sismik dalga etkisi altında analiz edilmiştir. Farklı genlik ve yönlere sahip sismik deneyimlerle başa çıkmak amacıyla bu sismik analizlerin farklı deprem senaryolarında tekrarlanması uygun olacaktır.



KAYNAKLAR

- Adam, D., and Markiewicz, R., “Donau City Tower 1 – Deep foundation, excavation and dewaterings cheme for the 220 m tall high-rise building in Vienna” 03.- 04. June 2013, Vplyv vody na geotechnic konštrukcie, Bratislava.
- Algin, H. M., Optimised Design of Jet-Grouted Raft Using Response Surface Method, Computers and Geotechnics, 74; 56–73, 2016.
- Algin, H. M., Optimised Design of Jet-Grouted Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading, Korean Society of Civil Engineers (KSCE), 1-15, 2017.
- Algin H.M., Ekmen A.B., Yenmez L. “3D Finite Elements Analysis of Barrette Piled Raft Foundations”, 7. Geoteknik Sempozyumu, Istanbul, 22-24 Nov. (2017).
- Algin H.M. , Ekmen A.B. , Yenmez L . “Baret Kazıklı Radye Temellerin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Analizi”, İMO Teknik Dergi, 30, 5, (2019).
- Ann T. S. ve Fellenius B. H. (2012), “Failure of a Barrette As Revealed in an O-cell Test”, GeoCongress ASCE, Oakland, California, USA.
- Baker, C. N., Azam, I., Joseph, L. S., Settlement Analysis for 450 Meter Tall KLCC Towers, In Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE, 1650-1671, 1994.
- Bayraktar A, Kartal ME. Linear and nonlinear response of concrete slab on CFR dam during earthquake. Soil Dyn Earthq Eng 2010;30:990–1003.
- Bayraktar A, Altunisik AC, Ozcan M. Safety assessment of structures for near- field blast-induced ground excitations using operational modal analysis. Soil Dyn Earthq Eng 2012;39:23–36.
- Bentley KJ, Naggar MHE. Numerical analysis of kinematic response of single piles. Can Geotech J 2000;37:1368–82.
- Byrne PM. Naesgaard E. Seid-Karbasi M. Analysis and design of earth structures to resist seismic soil liquefaction, In: Proceedings of the 59th Canadian geotechnical conference & 7th joint CGS/IAH-CNC groundwater specialty conference, Vancouver, Canada, (2006) pp. 1–24.
- Cai YX, Gould PL, Desai CS. Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil- pile-structure systems and application. Eng Struct 2000;22:191–9.
- Chopra AK, Gutierrez JA. Earthquake response analysis of multistory buildings including foundation interaction. Earthquake Engineering Structure Dynamics 1974;3:65–77.
- Cohen, M., and P. C. Jennings, Silent Boundary Methods for Transient Analysis (in Computational Methods for Transient Analysis), Ed. T. Belytschko and T. R. J. Hughes, Elsevier, 1983.
- Fellenius B. H., Altaee A., Kulesza R. and Hayes J., 1999, "O-Cell Testing and FE Analysis of 28-m-Deep Barrette in Manila, Philippines", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 7, 566-575.
- Ghorbani A, Hasanzadehshooili H, Ghamari E, Medzvieckas J. Comprehensive three dimensional finite element analysis, parametric study and sensitivity analysis on the seismic performance of soil–micropile-superstructure interaction. Soil Dyn Earthq Eng 2014;58:21–36.
- Gonzalez JJ. Dynamic interaction between adjacent structures, in R77-30. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass; 1977.
- Gourvenec S. M. ve Powrie W. (1999). “Three-dimentional finite element analysis of diaphragm wall installation” Geotechnique, 49, No. 6, 801-823.



- Gyori E., Katona T.J., Ban Z., Toth L., Methods and Uncertainties in Liquefaction Hazard Assessment for Nuclear Power Plants, 2nd. European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Aug. 25-29, p. 1-12, 2014
- Kellezi L., Hansen P., Static and dynamic analysis of an offshore mono-pile windmill foundation, in: Proceedings of the BGA international conference on foundations: innovations, observations, design and practice, Dundee, 2003, pp. 401–10.
- Lei, G., Behaviour of Excavated Rectangular Piles (Barrettes) in Granitic Saprolites, PhD Thesis, Dept. of Civil Eng. Hong Kong University of Science and Technology, Clear Water Bay, Kowloon, Hong Kong, 2001.
- Lin HT, Roesset JM, Tassoulas JL. Dynamic interaction between adjacent foundations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1987;15(3): 323–43.
- Luo C., Yang X., Zhan C., Jin X. and Ding Z., Nonlinear 3D finite element analysis of soil-pile-structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 84, p. 145–156.
- Martak, L., Mayerhofer, A.F., Tschuchnigg, F., Vorwagner, A., "Bahnhof Wien Mitte – Ein zentrales Infrastrukturprojekt im Herzen Wiens". In M. Dietzel et al. (eds.), Proc. 23th Christian Veder Kolloquium, Graz, pp. 79-96, 2007.
- Matthees W, Magiera G. A sensitivity study of seismic structure–soil– structure interaction problems for nuclear power plants. Nuclear Engineering and Design 1982;73(3):343–63.
- Mulabdić, Mensur, and Krunoslav Minažek. "Use of dilatometer in unusual difficult soils– a case study." The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer. 2015.
- Ng C. W. W. ve Yan R. W. M. (1998), "Stress Transfer and Deformation Mechanisms Around A Diaphragm Wall Panel", J. Geotech. And Geoenviron. Engng., ASCE, 124, No. 7, 638-648.
- Ng C. W. W. ve Yan R. W. M. (1999), "Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence", Geotechnique, 49, No.6, 825-834.
- Ng C. W. W. ve Lei G. H., 2003, "Performance of Long Rectangular Barrettes in Granitic Saprolites", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 8, 685-696.
- Rakic D., Lokin P., Coric S., Sakovic S., Tokin A., Geotechnical Investigations for the Design of Foundation of the Bridge Across Danube River in Novi Sad-Yougoslavia, Deep Foundation 2002, p. 1388-
- Roesset JM, Gonzalez JJ. Dynamic interaction between adjacent structures. In: Proceedings of the dynamic mechanical soil and rock mechanics. Karlsruhe, Balkema; 1978. p. 127–66.
- Roesset JM. Soil structure interaction: The status of current analysis methods and research (seismic safety margins research program), in NUREG/CR-1780. Lawrence Livermore Laboratory, University of California, California; 1980.
- Seo, H., Basu, D., Prezzi, M., Salgado, R., Load-Settlement Response of Rectangular and Circular Piles in Multilayered Soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 135, No. 3, 420-430, 2009
- Sivanovic S. Seismic response of an instrumented reinforced concrete building founded on piles. In: Proceedings of the twelfth world conference on earthquake engineering. Auckland, New Zealand; 2000. p. 1–8
- Solari G, Stura D., Vardanega C. On the accuracy of numerical models in 3-D soil–structure interaction. In: Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering. Istanbul, Turkey; 1980. p. 237–44



- Trochanis AM, Bielak J, Christiano P. Three-dimensional nonlinear study of piles. *J Geotech Eng* 1991;117(3):429–47
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., “Study of a complex deep foundation system using 3D Finite Element analysis. Numerical Methods in Geotechnical Engineering” (NUMGE 2010), Numerical Methods in Geotechnical Engineering Benz & Nardal (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-59239-0.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., “Comparison of deep foundation systems using 3D Finite Element analysis.”, Proc. of IACMAG, 9–11 May 2011, Melbourne, Australia
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., “Comparison of Deep Foundation Systems using 3D Finite Element Analysis Employing Different Modeling Techniques.” *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 44(3) September 2013 ISSN 0046-5828
- Wolf JP. *Dynamic Soil–Structure Interaction*. New York: Prentice hall; 1985.
- Yahyai M, et al. Soil structure interaction between two adjacent buildings under earthquake load. *American Journal of Engineering and Applied Sciences* 2008;1(2):121–5.
- Yue Q, Ang AHS. Nonlinear response and reliability analysis of tunnels under strong earthquakes. *Struct Infrastruct E* 2015:1–13.
- Zhang L. M., “Behavior of Laterally Loaded Large-Section Barrettes”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 7, 639-648.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

MARMARAY BATIRMA TÜNELİNİN ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ KAPSAMINDA ÜÇ BOYUTLU DEPREM ANALİZİ

THREE DIMENSIONAL SEISMIC ANALYSIS OF MARMARAY IMMERSED TUNNEL MODEL SIMULATED BASED ON SOIL- STRUCTURE INTERACTION

Halil Murat ALGIN ¹

Arda Burak EKMEK ²

Egemen KAYA ³

ABSTRACT

Within the scope of Marmaray railway line in Istanbul, three dimensional finite element (3D FE) modelling for the Marmaray immersed tunnel having the length of 1387 m constructed between Sirkeci-Üsküdar stations has been accomplished in details and August 17, 1999 Gölcük earthquake records were applied orthogonal bidirectional to this realistic model and the seismic soil-structure effects for the immersed tunnel was investigated. Due to the high level of variation of soil beneath this immersed tunnel constructed approximately 16 km from the active Marmara Fault Line, nonlinear earthquake analyses were performed within the context of the soil-structure interaction of this complex tunnel structure. In order to take into account the friction in the soil-tunnel interface, a penalty contact interface algorithm was utilized. In the 3D FE analyses of the soil-structure seismic interaction system, the tunnel-soil interactions, non-reflecting boundary conditions, viscous damping were simultaneously considered in a single system. The seismic excitation was applied to the model developed considering the kinematic behaviour and the earthquake analyses were performed using elastoplastic realistic soil structure models. The results from the analyses are discussed on how the selected high-scale earthquake affects the Marmaray immersed tunnel between Sirkeci-Üsküdar stations.

Keywords: Istanbul Marmaray immersed tunnel, Three dimensional finite element analysis, Soil-structure interaction, Two-way horizontal seismic effect.

ÖZET

İstanbul, Marmaray demiryolu hattı kapsamında Sirkeci-Üsküdar istasyonları arasındaki Marmaray batırma tünelinin 1387 m uzunluklu kısmının kapsamlı olarak üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modellenmesi yapılmış ve 17 Ağustos 1999 Gölcük deprem kayıtları ortogonal çift yönlü olarak bu gerçek boyutlu modele uygulanarak batırma tünelinin sismik

¹ Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³ Arş. Gör., Harran Üniversitesi, kaya.egemen@harran.edu.tr

zemin-yapı etkileşimi incelenmiştir. Aktif Marmara Fay Hattına yaklaşık 16 km mesafede bulunan bu batırma tünelinin altındaki zeminin değişken yapısından dolayı, bu karmaşık tünel yapısının zemin-yapı etkileşimi kapsamında doğrusal olmayan deprem analizleri gerçekleştirilmiştir. Tünel ve zemin ara yüzündeki sürtünmeyi dikkate alabilmek için penaltı zorlamalı ara yüz algoritması kullanılmıştır. Zemin-yapı sismik etkileşim sisteminin, tünel ve zemin etkileşimlerini aynı anda ve tek bir sistem dahilinde dikkate alan 3B SE analizlerinde, tünel ile zemin arasındaki temas yüzeyinin etkisi, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları ve dinamik sönümlenme davranışları dikkate alınmıştır. Sismik etki kinematik davranışı yansıtacak şekilde geliştirilen modele uygulanmış ve elastoplastik gerçekçi zemin bünye modelleri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Bu bildiri kapsamında, seçilen yüksek ölçekli depremin Sirkeci-Üsküdar istasyonları arasındaki Marmaray tünellerini nasıl etkileyeceği analiz sonuçlarına bağlı olarak tartışılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: İstanbul Marmaray batırma tüneli, Üç boyutlu sonlu elemanlar analizi, Zemin-yapı etkileşimi, Çift yönlü yatay sismik etki.

1. GİRİŞ

İstanbul, Marmaray tüneli gibi uzun batırma tünellerinin sismik analizi, tünel yapısının deprem sırasındaki emniyetinin değerlendirilmesi açısından önemlidir. Basitleştirilmiş uzun tünel modelleri, genelde uygulayıcılar tarafından sismik tasarımda yaygın olarak benimsenmektedir. Bu basitleştirilmiş sistemlerde tünel genellikle zemin tarafından desteklenen bir giriş olarak kabul edilmektedir. Bu modeller, sismik yüklemeye maruz kalan tünel yapısının tepkisini genel anlamıyla elde etmek için belki kullanılabilir, ancak basitleştirilmiş yöntemler, çözüme ulaşmak için yapılması gereken varsayımlar nedeniyle sınırlı sonuçlar vermektedir. Ayrıca, çoğu durumda, tasarım, yapısal ayrıntılar, doğrusal olmayan davranışlar gibi detaylar barındırdığı için basitleştirilmiş kabuller içermeyen sayısal yöntemler ile problemin kapsamlı çözülmesi gerekmektedir. Buna ek olarak, batırma tünelleri önemli uzunluklara sahip olmalarından ve farklı zemin koşullarından geçtiklerinden bu zemin koşullarındaki değişimlerin de analizlere yansıtılması gerekmektedir. Bu türden yüksek önem taşıyan zemin-yapı etkileşimli sistemlerin sismik analizinde yapılan kabuller makro ölçekte tasarım sonuçlarını etkileyecek şekilde olmamalıdır. Bu unsurların hepsi birleştiği zaman, mevcut basitleştirme temelli yaklaşımların hesaplama gücünün özellikle batırma tünelleri gibi kritik yapılar için yetersizliği ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla, çok daha karmaşık olan üç boyutlu modellemelerle zemin-yapı karmaşık sistemi tek bir kapsamlı model temelinde çözümlenmelidir. Bu durum, özellikle ülkemizin en önemli yapılarından biri olan Marmaray batırma tünelinin geniş ölçekli sismik analizlerinin yapılması ihtiyacını doğurmuştur. Bu kapsamda, Marmaray batırma tünelinin sismik analizi geliştirilen kapsamlı 3B SE modeliyle detaylı olarak analiz edilmiştir.

Tünellerin sismik deformasyonlarının incelenmesinde, kapalı form analitik çözümler, elastik giriş (giriş-yay) yöntemi, kütle-yay (kütle-yay-giriş) yöntemi ve 2B sayısal analiz gibi yöntemlerle kıyasla zemin-yapı etkileşimini dikkate alan kapsamlı 3B nümerik analiz çözümlerinin çok daha etkili ve uygun olduğu literatürde genel olarak kabul edilmektedir (Hatzigeorgiou ve Beskos, 2010; Li ve Song, 2015; Stamos ve Beskos, 1996; Taslak Altyapı Yönetmeliği, 2019). Marmaray batırma tünelinin sismik tepkileri konusunda sınırlı sayıda araştırma literatürde bulunmaktadır (Ozturk, 2011; Erdik ve diğ.,

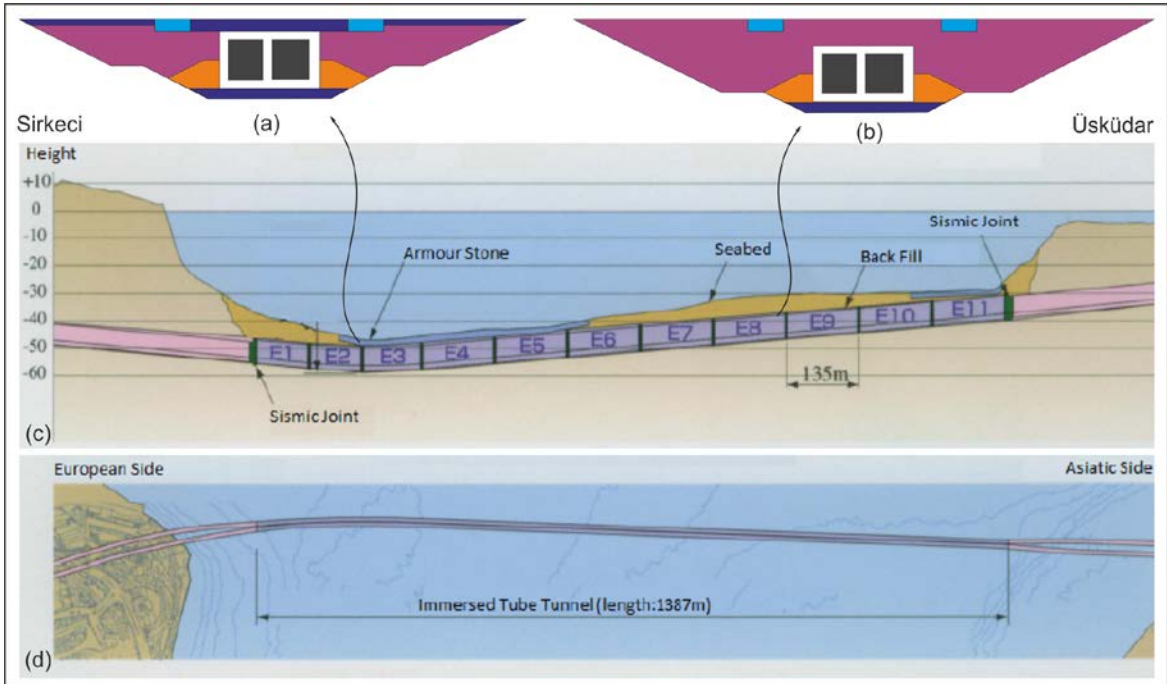


2002; Wang ve diğ., 2005; Yamamoto 2014; Yoshino ve diğ., 2015, Zulfikar 2015). 3B SE modelleme ve analiz sürecinin bazı zorluklarından dolayı uygulamada 3B SE kapsamlı analizleri yerine basitleştirilmiş yöntemler kullanılmaktadır. Yüksek performanslı bilgisayarlar ve gelişmiş hafıza kapasiteleri sayesinde artık günümüzde sismik 3B SE analizlerini gerçekleştirmek daha olanaklı hale gelmiştir (örneğin Ding ve diğ., 2006). Bu sayede analizlerin detay içerikleri ve sistemin dinamik tepki tanımlamaları makro seviyeden mezo seviyeye doğru gelişmiştir.

Bu bildirinin temel amacı, doğrusal olmayan kapsamlı bir 3B SE modeli ile Ülkemizin önemli yapılarından biri olan Marmaray batırma tünelinin deprem analizlerini gelişen teknolojinin olanaklarıyla daha detaylı olarak gerçekleştirmektir. Bu modelleme aşamasında zeminin üç boyutta da değişen yapısı ve özellikleri dikkate alınmış, tünelin inşaa sürecinde kullanılan ve güzergah boyunca değişen tüm yataklama ve koruyucu unsurları yeterli bir hassasiyette modele tanıtılmış, tünelin üç boyutta değişen güzergah kavisleri, sıvılaşmaya karşı önlem olarak yapılmış CPG (Compaction Grouting) iyileşme zonu ve zemin yer değiştirmesi ile iyileştirilmiş bölge gibi tüm unsurlar bu modellemede dikkate alınmıştır. Doğrusal olmayan sismik tepkiler, daha öne yapılan serbest saha zemin deplasman sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. 3B SE modellemesi sadece Sirkeci-Üsküdar istasyonları arasındaki Marmaray batırma tüneline kapsamakta olup toplam tünel uzunluğu 1387 m dir. 1999 Kocaeli Deprem kayıtları ortogonal çift yönlü olarak bu gerçek boyutlu modele uygulanarak baskın yön değişiminin Marmaray tünelinin dinamik tepkileri üzerindeki etkisi sismik zemin-yapı etkileşimi kapsamı dahilinde incelenmiştir. Aktif Marmara Fay Hattına 13-20 km mesafede bulunan bu batırma tünelinin karmaşık geoteknik tasarım unsurlarının tümü analizlere dahil edilmiş ve doğrusal olmayan deprem analizleri gerçekleştirilmiştir. Tünel ve zemin ara yüzündeki sürtünmeyi dikkate alabilmek için penaltı zorlamalı arayüz algoritması kullanılmıştır. Zemin-yapı sismik etkileşim sisteminin, tünel ve zemin etkileşimlerini aynı anda ve tek bir sistem dahilinde dikkate alan 3B SE analizlerinde, tünel ile zemin arasındaki temas yüzeyinin etkisi, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları ve dinamik sönümlenme davranışları dikkate alınmış ve kinematik davranış analiz edilmiştir. Elastoplastik gerçekçi zemin bünye modelleri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir.

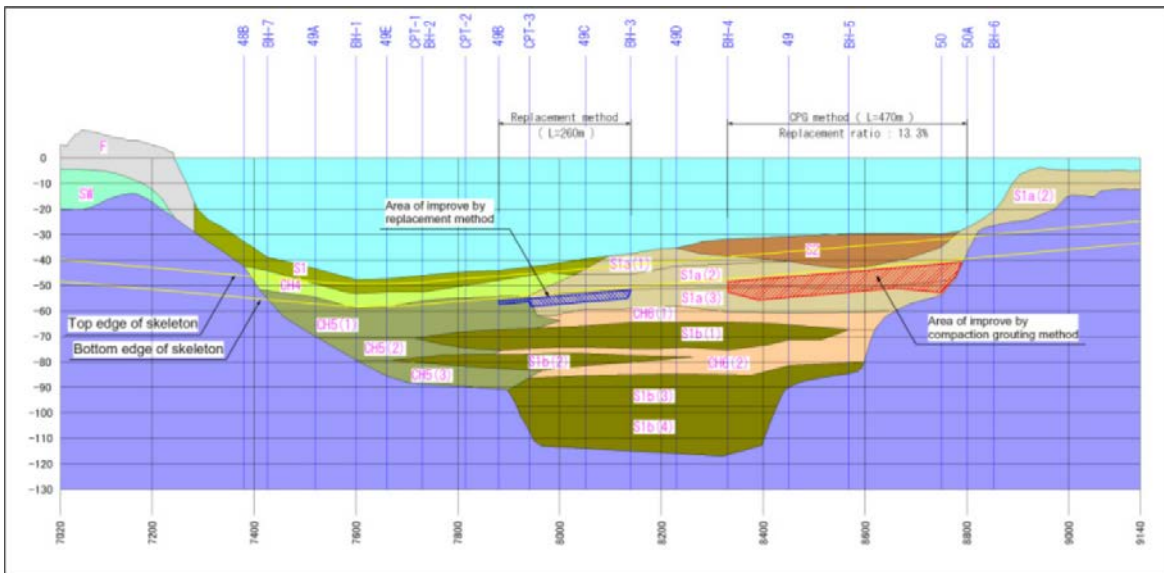
2. MARMARAY BATIRMA TÜNELİ VE ZEMİN KOŞULLARI

Anadolu ve Avrupa yakası arasında yüksek kapasiteli bir demiryolu ulaşımı sağlayan Marmaray Projesi toplamda Gebze ile Halkalı arasında yaklaşık 76 km uzunluğunda bir güzergahı kapsamaktadır. Bu proje kapsamında, Boğazın altında 1387 km uzunluğunda bir batırma tüneli inşa edilmiştir. Şekil 1'de Marmaray batırma tüneli projesinden bazı proje bilgileri sunulmuştur.



Şekil 1. Marmaray batırma tüneli ile ilgili bazı proje bilgileri (Ünlütepe, 2005)

Şekil 1(c ve d)'de gösterildiği gibi gölgelendirilmiş gri hat batırma tüneline, pembe hat TBM tünellerini göstermektedir. Şekil 1(c)'de yeşil renkli olarak sismik yalıtım contaları batırma tünelinin her iki tarafında gösterilmiştir. Şekil 1(a) Sirkeci ve Üsküdar tarafındaki dolgu yüzey kaplamalı kısımlardaki en kesit değişimini, Şekil 1(b) ise tünelin diğer kısımlarındaki en kesit değişimlerini anlatmaktadır. En derin batırma tüneli olduğu ifade edilen bu tünelin en derin noktası deniz seviyesinin yaklaşık 58 m altındadır. Şekil 2'de batırma tünelinin zemin profili ile birlikte tünelin güzergahı sarı çizgilerle gösterilmiştir.



Şekil 2. Marmaray batırma tüneli zemin profili (Ozturk, 2011)

Şekil 1 ve 2'de görülebileceği üzere, 1387 km uzuluğundaki batırma tüneli çift yönlü bir demiryolu işletimi için iki tünelden oluşmakta olup dikdörtgen kesitli iki gözlü bir kesite sahiptir. Bu batırma tünelinin genişliği 15.30 m yüksekliği ise 8.75 m olup 11 adet elemandan oluşmaktadır (Şekil 1c). Bu elemanlar üretim sonrası yüzdürülerek deniz

yoluyla taşınmış, konumlandırılarak batırılmış ve sürekli bir rijit kiriş gibi davranacak şekilde birbirlerine bağlanmıştır (Ozturk, 2011). Bu elemanlar, yerinde dökme donatılı beton üzeri ilave su izolasyonu için çelik kaplamalı olarak imal edilmiştir. Batırma tüneli her iki yakada delme tünellerle karaya bağlanmaktadır. Deniz tabanında açılan hendek içerisine Şekil 1(a ve b)'de görüldüğü gibi oturtulan elemanlar dolgularla kapatılmıştır. Her iki yakada batırma tüneline TBM tünel bağlantıları özel bağlantı yapılarıyla bağlanmış olan bu iki uç için esnek deprem derzleri yapılmıştır (Ozturk, 2011).

Şekil 2'de görüldüğü gibi sıvılaşma ihtimali olduğu hesaplanan bölgeler için 4 m den daha derin tabakalarda CPG (Compaction Grouting) tekniği ile zemin iyileştirilmiştir. 4 m'den daha ince tabakalar için ise yer değiştirme yöntemiyle zemin iyileştirmesi sağlanmış olup Şekil 2'de bu bölgeler belirtilmiştir. Tünel güzergahında Üsküdar'a yakın bir bölgede 470 m uzunluğunda 4-10 m derinliğinde değişen bir bölgede sıvılaşma potansiyelinin olduğu belirlenmiş ve bu bölgeye CPG yöntemiyle zemin iyileştirmesi uygulanmıştır. 2,770 adet CPG kolon imalatı yapılarak toplamda yaklaşık 75 bin m³ zemin iyileştirilmiş (iyileştirme oranının %13.3) olup bu uygulamada toplamda 11 bin m³ enjeksiyon kullanılmıştır (Ozturk, 2011). Şekil 2'de bu bölge gösterilmiştir.

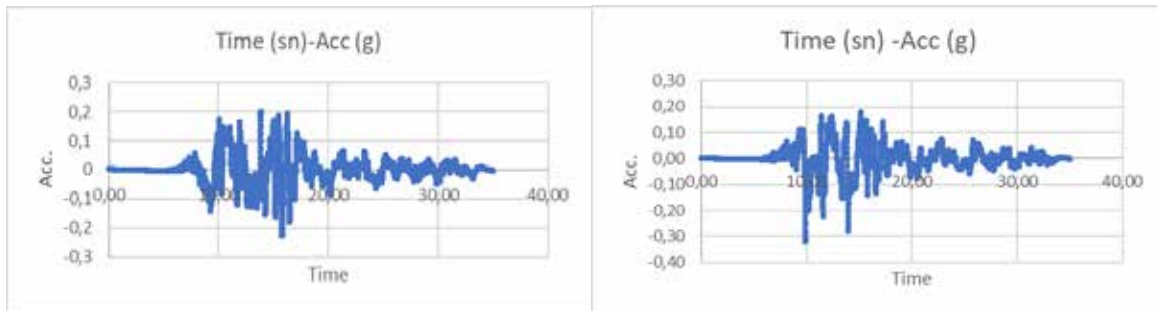
Marmaray batırma tüneli, Kuzey Anadolu Fay Sisteminin uzantısı olan Marmara Fay Hattı'na 13-20 km mesafede olup, çok yüksek sismisiteli bir bölgede konumlanmıştır. Hem tünelin aktif fay sistemine bu kadar yakın olması, hem de Şekil 1 ve 2'de gösterilen zemin ve proje detaylarındaki geoteknik tasarım zorlukları, bu tünelin dinamik 3B SE modelleme ve analizini oldukça zorlaştırmaktadır. Şekil 2'de gösterilen zemin profili ve zemin verilerinin elde edilmesi amacıyla Boğazda birçok zemin etüt çalışması gerçekleştirilmiştir. 1985-1987 yılları arasında ön proje aşamasında bazı sondaj çalışmaları yapılmış, 20 adet sondaj gerçekleştirilmiştir. Deniz sondajları katamaran tipi duba üzerinden SPT deneyleri ile yapılmıştır. 2002-2003 yılları arasında ihale hazırlıkları için daha gelişmiş teknikler kullanılarak 7 noktada sondaj yapılmış olup 85 m derine kadar inen CPT testleri yapılmış ve her 3 metrede bir gerekli numuneler alınmıştır. Deniz tabanından 10 m kaya içine kadar P-S logging test, labotatuvar testleri ve jeofizik sismik yansıma ve batimetrik incelemeler gerçekleştirilmiştir (Ozturk, 2011). Daha sonraki süreçte ise ayrıca yüklenici firma tarafından da gerekli ilave zemin araştırmaları yapılmıştır. Denizde ve karada gerçekleştirilen bu zemin araştırmaları sayesinde, batırma tüneli güzergahı üzerindeki zemin ve kaya birimlerinin geometrik değişim sınırları ve gerekli mühendislik özelliklerinin elde edilmesi sağlanmış olup kaya ve zemin birimlerinin üç boyutta değişimi ve geoteknik parametrelerinin tanımlanması sağlanmıştır. Böylelikle, tünelin maruz kalma olasılığının çok yüksek olduğu Marmaradaki yüksek bir deprem etkisine karşı sismik deformasyonların araştırılabilmesi sağlanmıştır. Bölgede kaydedilen büyük tarihi depremlerin dağılımını esas alan fay segmentasyon modeli Marmaray batırma tünelinin aktif Marmaray Fay Hattına 13~20 km mesafede yer aldığını göstermektedir (Ozturk, 2011). Erdik ve diğ. (2002) tarafından Marmaray batırma tüneline de içine alan proje için deprem tehlike değerlendirilmesi yapıldığı bilinmektedir. Bu çalışma kapsamında temel tasarım depremlerinin belirlendiği Ozturk (2011) tarafından belirtilmiş ve batırma tüneli güzergahına 16 km mesafede, olası 7.5 büyüklüğünde bir deprem tasarım depremi olarak tanımlanmıştır.

Marmaray batırma tüneli üzerine yapılan sismik araştırmalardan (Ozturk, 2011; Erdik ve diğ., 2002; Wang ve diğ., 2005; Yamamoto 2014; Yoshino ve diğ., 2015, Zulfikar 2015) ve Taslak Altyapı Yönetmeliğinden (2019) anlaşıldığı kadarıyla Marmaray batırma tüneli için

3B SE modellemesi temelinde kapsamlı bir deprem analizine tabi tutulmamış olup elastik kiriş (kiriş-yay) yöntemi, kütle-yay (kütle-yay-kiriş) yöntemi ve 2B sayısal analiz gibi yöntemlerle bu analizler gerçekleştirilmiştir. Deprem kayıtları ve ölçümleri gösteriyor ki Marmara Denizi'nden geçen fay hattı bu tüneli etkileyecek en önemli deprem kaynağıdır (Ozturk, 2011). Dolayısıyla, bölgenin yüksek depremselliğinden dolayı, bu fay sisteminin etkisi, depremin farklı yönlerden 3B etkileri ve birleşik etkilerini de kapsayan tüm kombinasyonların bugünkü teknolojik ilerlemeler kullanılarak 3B SE modelleri temelinde kapsamlı bir şekilde yeniden analiz edilmesi ihtiyacı doğmuştur.

3. MARMARAY BATIRMA TÜNELİNİN 3B SE DEPREM ANALİZLERİ

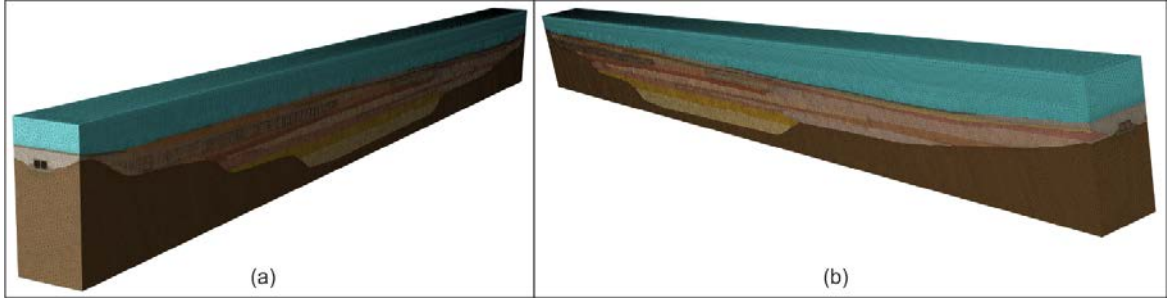
Doğrusal olmayan sismik analizler Direkt metot kullanılarak zemin ve tünel sistemi birlikte modellenmiş ve analiz edilmiştir. Zemin ve tünel arasındaki sürtünme yüzeyinde penaltı zorlamalı arayüz algoritması kullanılmıştır. Analizin hızını bir miktar arttırmak amacıyla daha önce yapılan statik analizlerde kullanılan elastik tam plastik Mohr-Columb yenilme kriterine uyan bünye modeli yerine Drucker-Prager yenilme kriterine uyan elastoplastik bünye modeli kullanılmıştır. Bu modelin dinamik analizlerde tercih edilmesinin sebebi asal gerilme uzayında Drucker-Prager modelinin köşesiz bir değişim sağlamasından ötürü daha hızlı bir çözümleme ortamının oluşmasıdır. Dinamik zemin-yapı etkileşim analizlerinde Drucker-Prager elastoplastik bünye modeli literatürde de tercih edilen bir modeldir. 3B doğrusal olmayan sismik analizlerin gerçekleştirilmesi öncesi ilk aşamada zemin ortamını esas alan 1B eşdeğer doğrusal sismik tepki analizler SHAKE91 kullanılarak yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre zeminin 3B modeli kalibre edilerek sınır şartlarındaki viskoz damper katsayıları elde edilmiştir. Daha sonra kapsamlı tünel analizleri yapılmıştır. Dinamik sistemin tepkilerini tanımlamak açısından viskoz damperlerin doğru modellenmesi önemlidir. Tasarım depremi olarak 17 Ağustos 1999 Gölcük deprem kayıtlarının PGA değerinin olduğu 9.8-12.8 saniyeleri arasındaki 3 saniyelik kısmı kullanılmıştır. Bu kayıtlar ortogonal yatay deprem çifti yayılımı olarak taban ana kayasına uygulanmıştır. Analizlerde zaman aralığı 0.01s olarak uygulanmıştır.



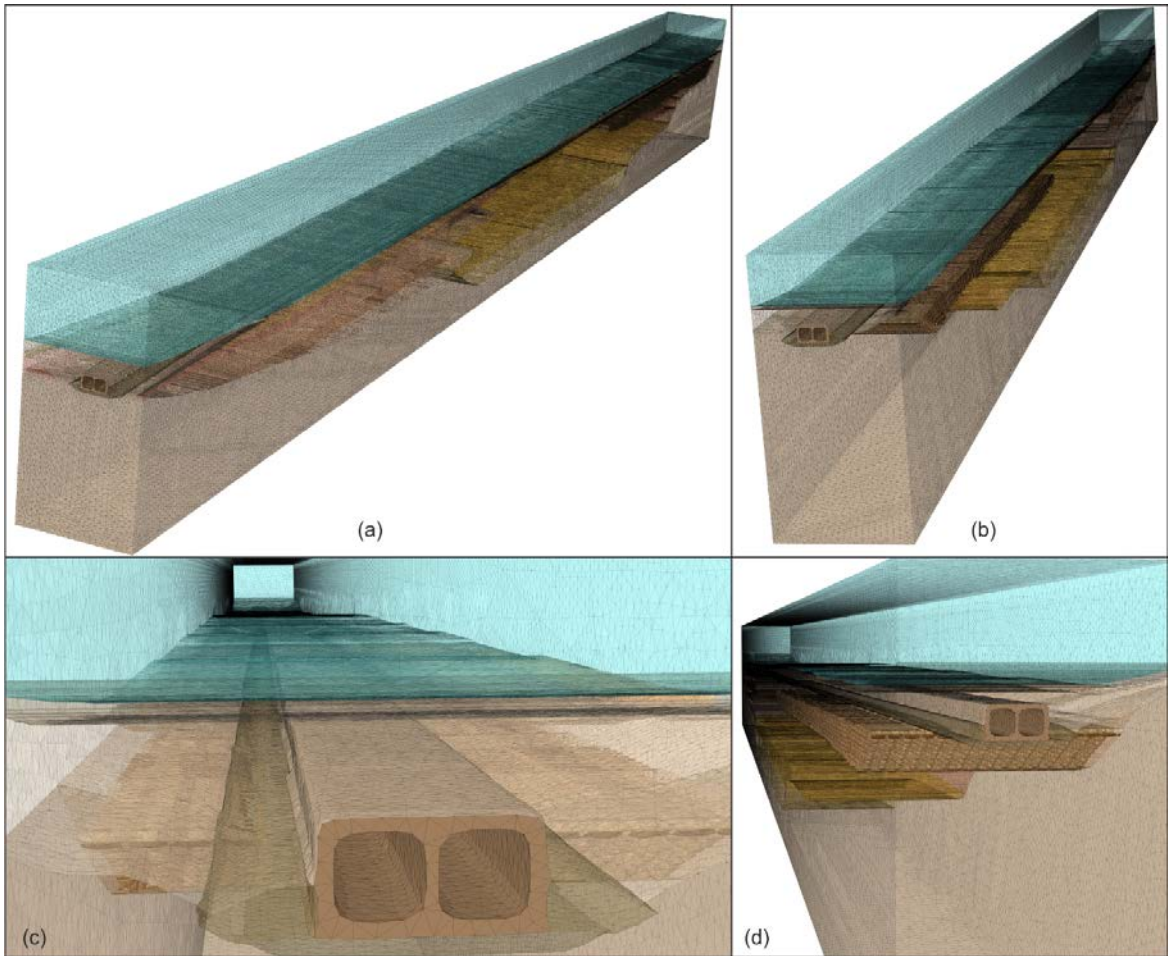
Şekil 3. 17 Ağustos 1999 Gölcük depreminin ivme-zaman grafikleri (x ve y yönleri için)

Yapılan modelde kullanılan element büyüklüğü açısından önemli bazı hususlara özellikle dikkat edilmiştir. 3B SE modelinde kullanılan element boyutları büyük seçildiği takdirde yüksek frekanslı kayma dalgası yayılımının zorlaştığı küçük olması durumunda ise model element sayısının çok fazla artmasına sebep olduğu ve etkili hesaplamaların yapılamadığı bilinmektedir. Bu sebepten dolayı literatürde de referans edildiği gibi kayma dalgası hızının maksimum frekansa oranının sekizde biri düşey yönde maksimum element büyüklüğü

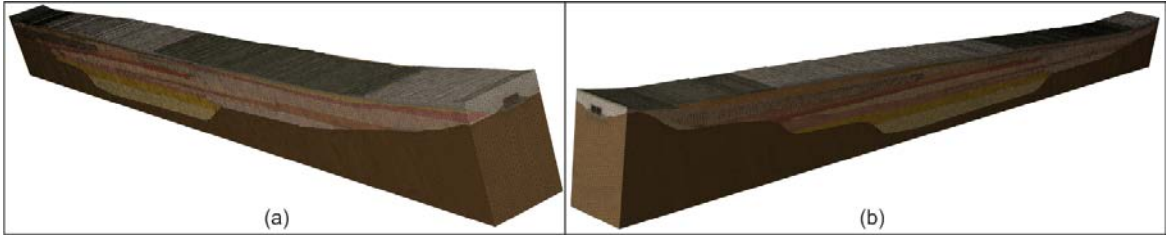
olarak alınmış olup yatay yönde ise bu büyüklüğün en fazla 5 katı yatay element büyüklüğü olarak alınmıştır. Yapılan sismik 3B SE Zemin-Yapı Etkileşimli (ZYE) modeller Şekil 4-9'da sunulmuştur. Modellemeler Algın (2016 ve 2017) tarafından tanıtılan görüntü işleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sismik dalgaların sınırlardaki yansımalarını önlemek amacıyla yansısız dalga sınırları ve model dışına doğru gelen dalgaların sönmülmesi için viskoz damperler kullanılmıştır. Bu yaklaşım ilk defa Cohen ve Jennings (1983) tarafından tanıtılmış olup daha sonra viskoz normal ve kayma gerilmesi uygulamasıyla daha da geliştirilmiştir.



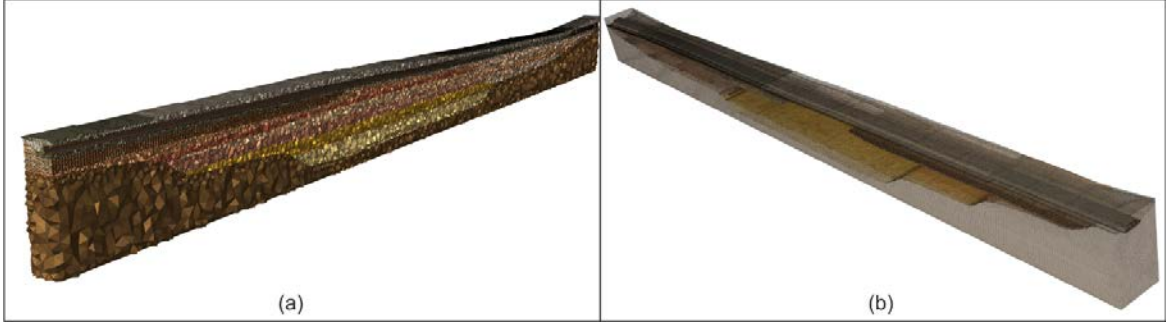
Şekil 4. Boğaz su seviyesi ile birlikte Marmaray batırma tünelinin 3B SE mesh görüntüsü.
(a) Üsküdar tarafından, (b) Sirkeci tarafından



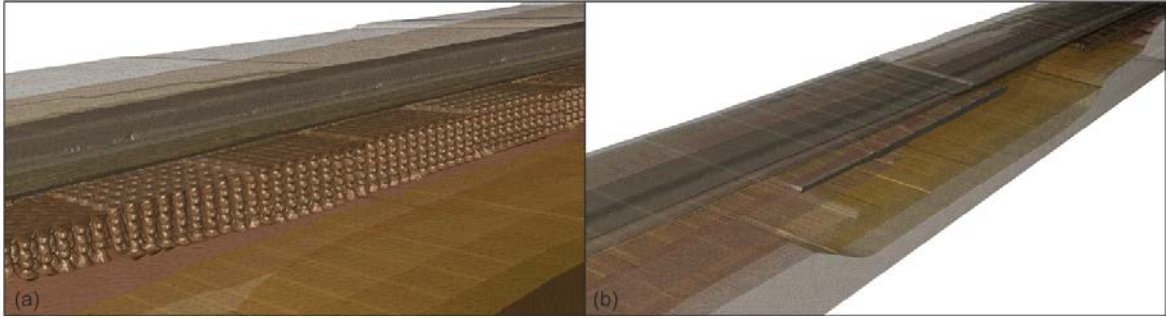
Şekil 5. Boğaz su seviyesi ile birlikte 3B SE ağında Marmaray batırma tünelinin konumu,
(a) Sirkeci tarafından, (b) Üsküdar tarafından, (c) tünelin dolgu içinden görünümü, (d) CPG kolonlarına göre konumu



Şekil 6. Boğaz su seviyesi olmaksızın Marmaray batırma tünelinin 3B SE mesh görüntüsü, (a) Sirkeci tarafından, (b) Üsküdar tarafından



Şekil 7. (a) Marmaray batırma tüneli 3B SE ağının içten görünümü ve (b) 3B SE ağında tünelin konumu



Şekil 8. Marmaray batırma tüneli 3B SE ağında zemin iyileştirmesi yapılan bölgeler, (a) CPG iyileştirmesi yapılan bölgenin yakından görünümü, (b) yer değiştirmeye zemin iyileştirmesi yapılmış bölgenin yakından görünümü.

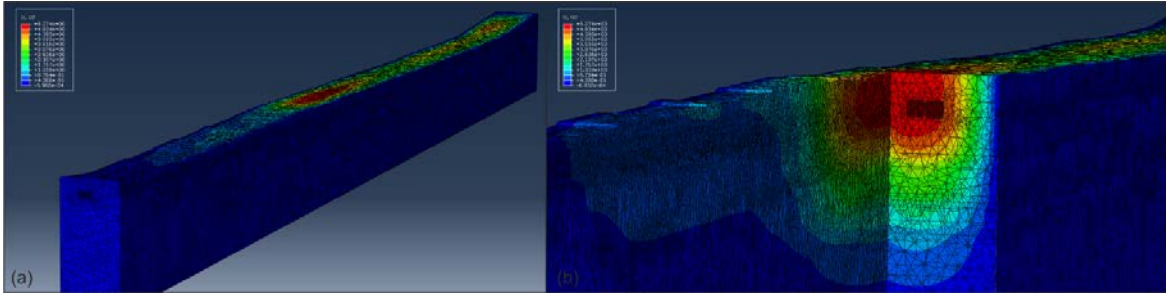


Şekil 9. Marmaray batırma tüneli 3B SE ağında (a) tünel kesitinin yakından görünümü, (b) tünelin içten görünümü

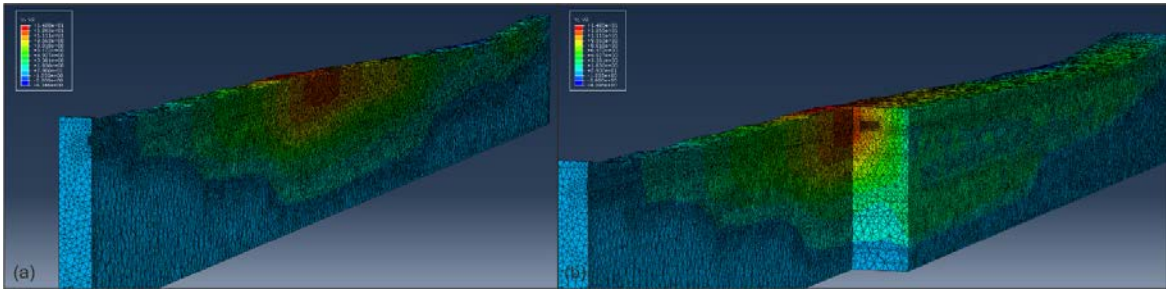
3.1. Marmaray Batırma Tünelinin 3B Sismik Doğrusal Olmayan SE Analiz Sonuçları

3B SE modelinin taban kayasına uygulanan tasarım depremi olarak 17 Ağustos 1999 Gölçük deprem kayıtları kullanılmıştır (Şekil 3). Bu kayıtlarda PGA değerinin olduğu 9.8-12.8 saniyeleri arasındaki 3 saniyelik kısım için analizler gerçekleştirilmiştir. Bu kayıtlar ortogonal yatay deprem çifti yayılımı olarak baskın ivmenin tünelin eni yönde oluşması senaryosuna bağlı olarak yapılmıştır.

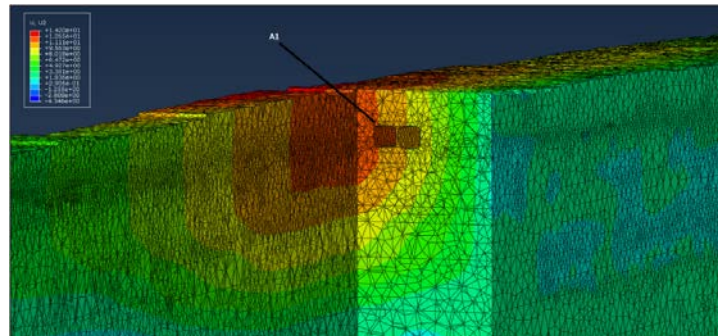
Şekil 10-11'de bu sonuçlardan bazı görseller verilmektedir. Sismik Zemin-Yapı Etkileşimli Marmaray batırma tünelinin doğrusal olmayan deprem analizleri 3B SE metodu kullanılarak yapılmıştır. Zemin-tünel ara yüzünün etkisi dikkate alınmış olup, sismik deformasyonlar ve sismik ivme değişimleri 3B zemin ve tünel beraberce değerlendirilmiştir. 3B SE doğrusal analizinden elde edilen zemin tepkileri 1D eşdeğer doğrusal analiz sonuçları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Proje aşamasında yapılmış olduğu ifade edilen (Taslak Altyapı Yönetmeliği Raporu, 2019) verilere ulaşamadığı için sonuçlar kıyaslanamamıştır.



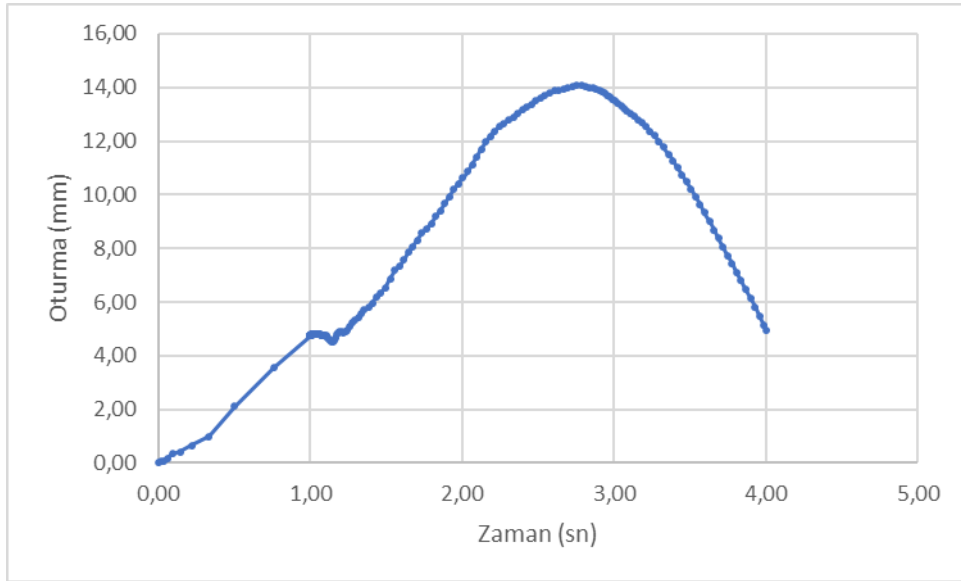
Şekil 10. Marmaray batırma tüneli 3B SE sismik zemin-yapı etkileşimli sisteminin analizi sonuçlarından bazı görseller (1 sn)



Şekil 11. Marmaray batırma tüneli 3B SE sismik zemin-yapı etkileşimli sisteminin analizi sonuçlarından bazı görseller (12.095 sn)



Şekil 12. Marmaray batırma tüneli 3B SE analizinde seçilen A1 noktasının konumu



Şekil 13. Marmaray batırma tüneli 3B SE analizinde seçilen A1 noktasının zamana bağlı deformasyonu (bakınız Şekil 12) (Gerçek depremin PGA değerinin olduğu 9.8-12.8 saniyeleri arasındaki 3 saniyelik kısmı için)

4. SONUÇLAR

Marmaray batırma tünelinin Zemin-Yapı Etkileşimli 3B sismik tepkileri geoteknik deprem mühendisliği açısından önemli referanslar sunarak analiz edilmiştir. Zaman tanım alanında sismik tepkiler doğrusal olmayan 3B SE metodu ile çift yönlü deprem etkisi altında analiz edilmiştir. Bu çözümleme daha önce proje aşamasında yapılmış olduğu düşünülen ((Taslak Altyapı Yönetmeliği Raporu, 2019) elastik kiriş (kiriş-yay) yöntemi, kütle-yay (kütle-yay-kiriş) yöntemi ve 2B sayısal analiz gibi yöntemlerle kıyaslandığında; CPG kolonlarıyla yapılan zemin iyileştirme bölgesi, yer değiştirme ile yapılan iyileştirme zonu ile birlikte toplam 18 zemin farklılaşması, dolgu ve kaplamaları gibi tüm önemli unsurların 3B'li değişimleri dikkate alınmıştır. Ayrıca çözümleme yeni teknolojik gelişmeler sayesinde tek bir sistem temelinde yapılarak daha gerçekçi bir sismik analiz gerçekleştirilmiştir. Farklı genlik ve yönlere sahip sismik deneyimlerle başa çıkmak amacıyla bu sismik analizlerin farklı deprem senaryolarında tekrarlanması Marmara batırma tünelinin sismik etkilere karşı emniyeti açısından uygun olacaktır.

KAYNAKLAR

- Algin, H. M., Optimised Design of Jet-Grouted Raft Using Response Surface Method, Computers and Geotechnics, 74; 56–73, 2016.
- Algin, H. M., Optimised Design of Jet-Grouted Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading, Korean Society of Civil Engineers (KSCE), 1-15, 2017.
- Cohen P.C.J.M. In: Belytschko T., Hughes T.J.R., (Eds.), Computational methods for transient analysis. 1983, Elsevier Science.
- Connection With Tbm Tunnel In Marmaray Project, 2nd. European Conference On Earthquake Engineering And Seismology, Istanbul, Aug. 25-29, P. 1-12, 2014.
- Ding, J. H., Jin, X. L., Guo, Y. Z., & Li, G. G. (2006). Numerical simulation of large-scale seismic response analysis of immersed tunnel. Engineering Structures, 28, 1367–1377.
- Erdik M., Siyahi B., Özbey C., Şeşetyan K., Demircioğlu M., Akman H. (2002). Earthquake Assessment Hazard Assessment, Earthquake Resistant Design Considerations And Design Basis Ground Motion For The Marmaray Project
- Hatzigeorgiou, G. D., & Beskos, D. E. (2010). Soil-structure interaction effect on seism inelastic analysis of 3-D tunnels. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 851–861.
- Karayolu Ve Demiryolu Tünelleri Ve Diğer Zemin Yapıları (Sektör: Ulaşım Tesisleri – A2), Mayıs 2019.
- Li, P., & Song, E. X. (2015). Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input. Computers and Geotechnics, 63, 229–243.
- Stamos, A. A., & Beskos, D. E. (1996). 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15, 111–118.
- Ozturk M., Marmaray Projesi Ve Boğaz Geçışı Kısımında Deprem Etkilerinin Analizi Ve Tasarım Esasları, 1. Türkiye Deprem Mühendisliği Ve Sismoloji Konferansı, 11-14 Ekim 2011, ODTÜ, Ankara
- Taslak Altyapı Yönetmeliği Raporu: T.C. Ulaştırma Ve Altyapı Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Sanat Yapıları Dairesi Başkanlığı, Ulaşım Ve Dağıtım Tesisleri İçin Deprem Yönetmelikleri Hazırlanması Ve Müşavirlik Hizmetleri Danışmanlık Hizmet Alımı İşi, Yüksel Proje, Nihai Rapora Esas Taslak Rapor (Ara Rapor-3),
- Wang J., Erdik M., Otake S., (2005). Seismic Hazard Assessment And Earthquake Resistant Design Considerations For The Bosphorus Tunnel Project.



Yamamoto T., Tateishi A., Tsuchiya M., Seismic Design For Immersed Tube Tunnel And Its

Yoshino A., Zulfikar C., Tunc S., Shimabuku J., Shoji M., Seismic Response Of Marmaray Submerged Tunnel Considering Soil-Structure Interaction, 3rd Turkish Conference On Earthquake Engineering And Seismology, October 14-16, 2015, Izmir/Turkey

Yu H. Yuan Y., Bobet A., Seismic analysis of long tunnels: A review of simplified and unified methods, Underground Space 2 (2017) 73–87.

Zulfikar C., Yoshino A., Mitsuhashi Y., Shoji M., Shimabuku J., Zulfikar O., Tunc S., Yapı-Zemin Etkileşimi Altında Marmaray Batırma Tüp Tünelinin Deprem Davranışı, Sekizinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 11 Mayıs-15 Mayıs, 2015, İstanbul Eighth National Conference On Earthquake Engineering, 11May-15 May 2015, Istanbul, Turkey.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ÇELİKHANE CÜRUFUNUN KİL ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞINA ETKİSİ

THE EFFECT OF FURNACE SLAG ON DYNAMIC BEHAVIOR OF CLAYS

Ersin GÜLER¹ Türker GÜLER² Kamil Bekir AFACAN³ Hasan SAVAŞ⁴
Murat TÜRKÖZ⁴ Gülgün YILMAZ⁵

ABSTRACT

The behavior of clays under dynamic loads is important for geotechnical engineering. Stress-strain behavior of soils under repeated loads due to earthquakes has been extensively investigated. In order to minimize damages in the superstructure due to seismic waves transmitted through soil profile from bedrock, the behavior of the soils under cyclic loads must be determined and the loads that the structure will be exposed must be accurately estimated. Because of the increase in population and needs, recycling of waste materials or using them in different purposes has gained importance. In order to re-evaluate these wastes, the effect of slag on soil dynamic properties was investigated. Dynamic triaxial test system in the Soil Mechanics Laboratory at the Eskişehir Osmangazi University was used for this study. The clay sample was prepared with different proportions of slag and the samples were loaded under a constant confined pressure and soil dynamic properties were obtained at varying shear strain levels under harmonic excitations consisting of a frequency of 1 Hz. The modulus reduction and damping curves of the samples with different slag content were obtained and the effect of the amount of the furnace slag on the behavior of dynamic properties were examined.

Keywords: Dynamic Triaxial Test, Furnace Slag, Shear Modulus Curve, Damping Ratio

ÖZET

Kil zeminlerin dinamik yükleri altında göstereceği davranış geoteknik mühendisliği için önemlidir. Ülkemizde ve dünyada meydana gelen depremler nedeniyle zeminlerin tekrarlı yükler altında gerilme-şekil değiştirmesi davranışı son zamanlarda yoğun olarak incelenmektedir. Anakayada yüzeye iletilen sismik dalgalar nedeniyle üst yapıda meydana

¹ Öğr.Gör., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, eguler@ogu.edu.tr

² Dr.Öğrencisi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, turkerguler25@gmail.com

³ Dr.Öğr.Üyesi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, kafacan@ogu.edu.tr

⁴ Doç.Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, mturkoz@ogu.edu.tr hsavas@ogu.edu.tr

⁵ Prof.Dr., Eskişehir Teknik Üniversitesi, gulgunyilmaz@eskisehir.edu.tr



gelecek hasarları en aza indirmek için zeminlerin dinamik yükler altında davranışının belirlenerek yapıya gelecek yüklerin doğru tahmin edilmesi gerekmektedir. Günümüzde nüfusun ve ihtiyaçların artması nedeniyle atık malzemelerin yeniden dönüştürülmesi yada farklı çalışmalarda kullanılması önem kazanmıştır. Bu atıkların yeniden değerlendirilmesi amacıyla çelikhane cürufunun zemin dinamik özelliklerine etkisi araştırılmıştır. Bu çalışma için Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında yer alan dinamik üç eksenli deney sistemi kullanılmıştır. Kil numunesi içerisine farklı oranlarda (%1, %3 ve %5) çelikhane cürufu katılarak 70 mm çapında 140 mm boyunda numuneler hazırlanmıştır. Numuneler sabit bir çevre basıncında altında yüklenmiş ve 1 Hz frekansa sahip harmonik yükler altında farklı deformasyon seviyelerinde zemin dinamik özellikleri elde edilmiştir. Deney sonuçları değerlendirilmiş olup, farklı oranlarda hazırlanan zeminlerin modül azalım eğrileri ile sönüm oranları elde edilmiştir. Elde edilen eğriler katkı oranına bağlı olarak incelenmiş ve çelikhane cürufunun katkısının zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışı değerlendirilmiştir.

Anahtar kelimeler: Dinamik üç eksenli deney, Çelikhane cürufu, Kayma modülü, Sönüm oranı

1. GİRİŞ

Dinamik yükler altında zeminlerin büyük şekil değiştirmelere maruz kaldığı bilinmektedir. Zeminlerin tekrarlı yükler altında gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet davranışlarının incelenmesi geoteknik mühendisleri için büyük önem arz etmektedir. Böylece üst yapıya gelebilecek sismik yükler doğru tahmin edilerek, tasarımcıya uygun yapı modelleme konusunda gerekli bilgi verilmelidir.

Zeminlerin dinamik özellikleri çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir ve bu çalışmaların temel amacı zeminlerin modül azalım ve sönüm ilişkilerini üzerine yaklaşımlar üretmek olmuştur (Darendeli, 2001; Altun ve Ansal, 2003; Özay ve Erken, 2003; Kaya ve Erken, 2009 vd). Zeminlerde dinamik yükler nedeniyle meydana gelen deformasyonların azaltılması için çeşitli katkı malzemeleri kullanılarak bu çalışmalar farklı bir mecraya taşınmıştır. Günümüzde hem atıkların neden olduğu sorunların giderilmesi hem de geri dönüşüm olarak kullanılması amacıyla çeşitli araştırmacılar tarafından araştırmalar yapılmıştır. Bilgen vd. (2012), yapmış oldukları çalışmada çelikhane cürufunu katkı olarak kullanarak düşük plastisiteli killer üzerine etkisini araştırmış ve kireç ile olan etkileşimini incelemiştir. Develioğlu ve Pulat (2018), ise bir diğer çelikhane yan ürünü olan yüksek fırın cürufunun geoteknik özellikleri ve taşıma kapasitesi performansının incelenmesi üzerine deneyler yapmışlardır. Uysal ve Bahar (2018), çalışmalarında cüruf çeşitlerini ve kullanım alanlarını incelemiş ve cüruf kullanımında ülkemizin gelişmiş ülkelerin gerisinde olduğunu belirtmişlerdir.

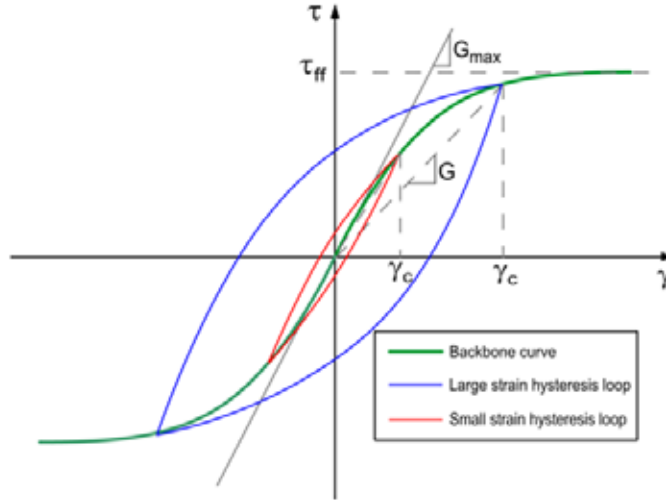
Bu çalışmada kil zeminlerin dinamik davranışlarını incelemek amacıyla çelikhane cürufunun kil zeminlerin dinamik davranışına etkisi incelenmiştir. Bu amaç doğrultusunda hem katkısız hem de farklı oranlarda çelikhane cürufu katılarak kil zeminlerin kayma modülü-birim deformasyon ve sönüm oranı-birim deformasyon eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen eğriler, katkı oranına bağlı olarak incelenmiş ve etkileri tartışılmıştır.

2. ZEMİNLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİ

Deprem bölgelerinde yapılacak olan yapıların tasarımında zeminlerin dinamik özelliklerinin belirlenmesi büyük önem taşımaktadır. Zeminlerin dinamik yükler altında davranışları iki grupta incelenmektedir. Birincisi gerilme-şekil değiştirme ikincisi ise mukavemet özellikleridir. Laboratuvar deneylerinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme verilerinden genellikle dinamik kayma modülü, sönüm oranı ve bu değerlerin birim şekil değiştirmeye bağlı değişimi elde edilmektedir. Mukavemet verilerinden ise kayma gerilmesi genliği ve çevrim sayıları kullanılmaktadır (Altun, 2004).

Laboratuvarında yapılan dinamik deneylerde tekrarlı yükler altında zeminlerin gerilme-şekil değiştirme eğrisi Şekil 1'de gösterilen histeresis ilmiği şeklindedir. Zeminlerin sismik yükler altında davranışlarının incelenebilmesi için bu parametreler bilinmelidir. Başlangıçta çok dik bir eğime dolayısıyla rijitliğe sahip bir özellik gösteren zemin, her çevrim sonucunda başlangıç rijitliğini kaybetmekte ve belli bir miktar enerji sönümlenmektedir.

Zeminlerin en önemli özelliklerinden biri olan kayma modülü G , histeresis ilmiğinin uç noktalarından geçen eğrinin eğimi olarak ifade edilir ve $G = \tau/\gamma$ olarak hesaplanır. Maksimum dinamik kayma modülü olan G_{\max} ise çok küçük kayma gerilmesi genliği içinde başlangıç histeresis döngüsünün uç noktaları olarak ifade edilir (Stewart vd, 2014).



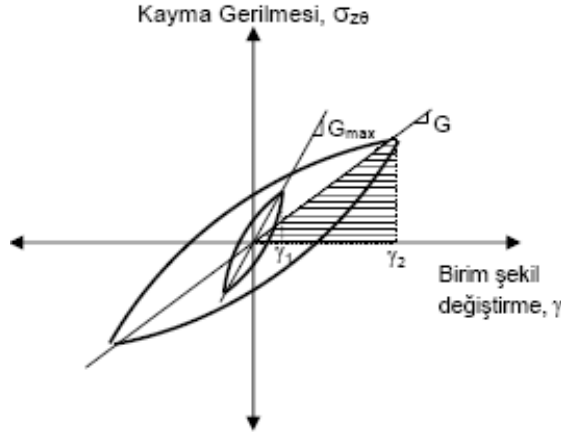
Şekil 1. Gerilme-şekil değiştirme eğrisi örneği (Stewart vd, 2014).

Histeresis ilmeğinin uç noktalarından geçen ve kayma gerilmesi ile birim kayma genliğinin fonksiyonu olan eğri onurga eğrisi olarak tanımlanmaktadır. Maksimum dinamik kayma modülü aynı zamanda arazi deneyleri ile $G_{\max} = \rho V_s^2$ olarak ifade edilir.

Zeminlere uygulanan tekrarlı yükler sonucunda bir çevrim sonucunda kaybolan enerji miktarına sönüm denilmektedir. Sönüm özellikleri, zeminlere ait dalga yayılımı, deprem yükleri karşısında zemin davranışı gibi dinamik problemlerinin çözümünde kullanılmaktadır. Sönüm miktarı, D , gerilme-şekil değiştirme histeresis ilmiğinden hesaplanmaktadır ve ilgili denklem aşağıda sunulmuştur. Sönüm miktarı, histeresis ilmiği alanı ile eğrinin altında kalan alanın hesaplanması ile elde edilir. (Şekil 2) (Okur, 2002).

$$D = \frac{1 W_D}{4\pi W_S} \quad (1)$$

Denklemlerle yer alan W_D o çevrim boyunca sönmülenen enerji miktarını gösterirken, W_S maksimum birim kayma enerjisini belirtmektedir.



Şekil 2. Gerilme-şekil değiştirme eğrisinde sönmü oranı gösterimi (Okur, 2002).

Zeminlerin dinamik özelliklerinin iyileştirilmesi amacıyla farklı katkı türleri kullanılmıştır. Bu katkıların atık olması hem maliyeti düşürmekte hem de kullanılabilirliğini artırmaktadır. Bu sebeple, çalışma kapsamında çelikhane cürufu elde edilerek, zemin dinamik özelliklerine etkisi araştırılmıştır.

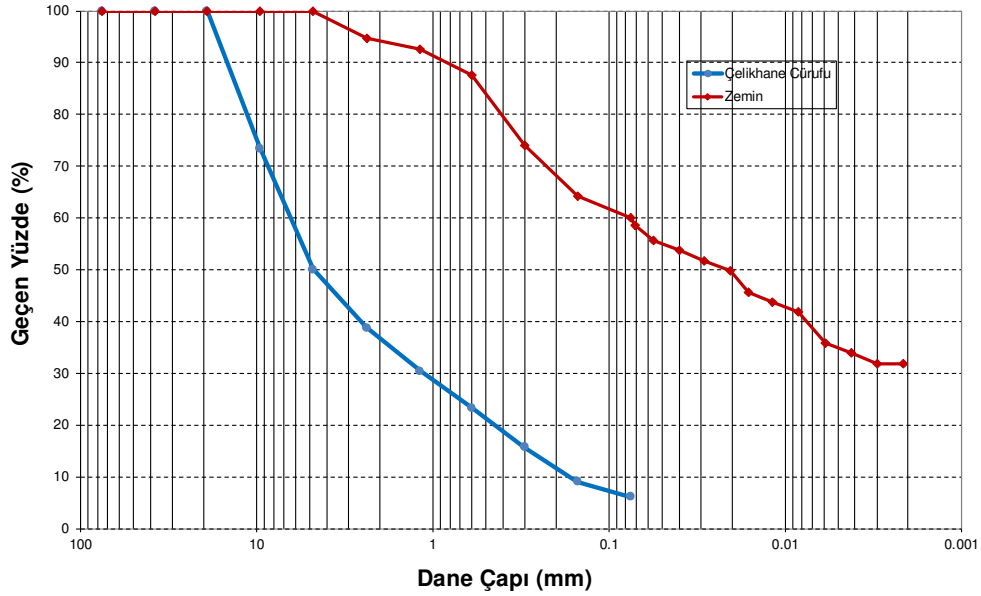
3. MATERYAL VE YÖNTEM

Zeminlerin dinamik özelliklerini incelemek amacıyla kil numunesi ile dinamik üç eksenli deney sistemi kullanılarak dinamik analizler yapılmıştır. Deneylerde kullanılan kil numunesine ait elek analizi ve hidrometre deneylerinden elde edilen dane dağılım eğrisi Şekil 3' de sunulmuştur. Kil numunesi yüksek plastisiteli kil olarak tanımlanmış, indeks özellikleri ise Çizelge 1'de gösterilmiştir.

Çizelge1. Zemin indeks özellikleri

Zemin Sınıfı	CH
Özgül Gravite	2.64
İnce Dane Oranı (%)	60
Likit Limit (%)	52.97
Plastik Limit (%)	27.93
Plastisite İndisi (%)	25.04

Zeminlerin iyileştirilmesi amacıyla incelenen atıklardan birisi de çelikhane cürufudur. Türkiye son yıllarda demir çelik sektöründe büyüyen ülkelerden biridir. Demir çelik tesislerinde, çelik üretim sürecinin ardından çelikhane cürufu ve yüksek fırın cürufu olmak üzere iki çeşit yan ürün oluşmaktadır. Erdemir'den elde edilen çelikhane cürufuna ait dane dağılımı eğrisi, kullanılan numuneyle birlikte Şekil 3'te yer almaktadır.



Şekil 3. Çelikhane cürufu ve yüksek plastisiteli kil için dane dağılımı eğrileri

Bu çalışmadaki deneyler, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Zemin Dinamiği Laboratuvarında bulunan dinamik üç eksenli deney sistemi ile gerçekleştirilmiştir. Sistem, kapalı çevrim, elektro-hidrolik ve düşey yönde hareket kontrolü sağlayan servo valflerden oluşmuş olup; düşey yük, düşey deplasman, boşluk suyu basıncı ve hacim değişimleri ölçülebilmektedir (Şekil 4).



Şekil 4. Dinamik üç eksenli deney sistemi

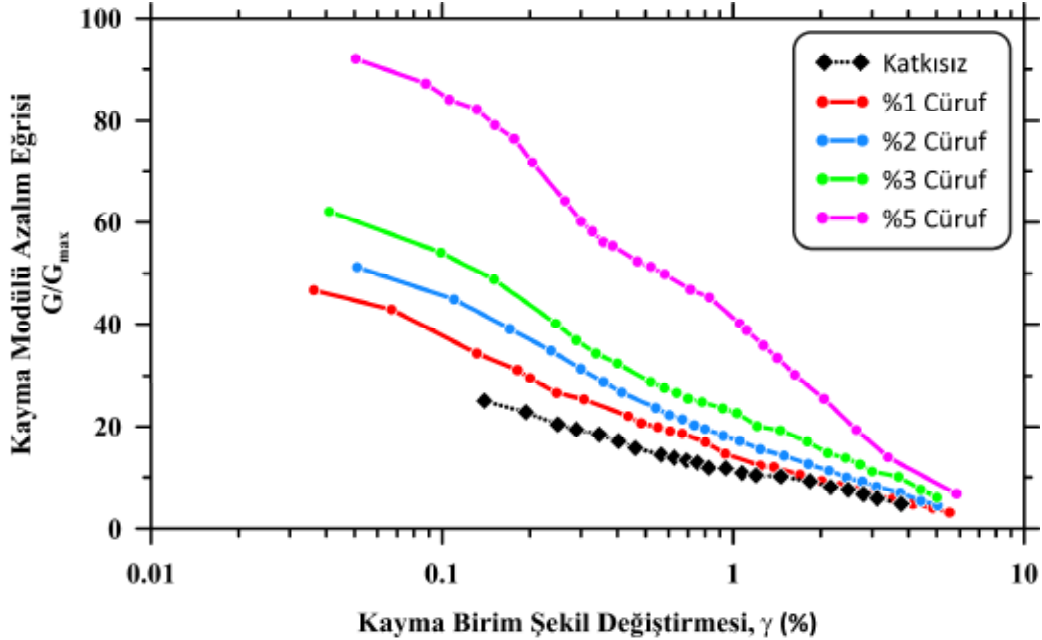
Kil numunesi içerisine farklı oranlarda (ağırlıkça %1, %2, %3 ve %5) çelikhane cürufu katılarak 70 mm çapında 140 mm boyunda optimum su muhtevasında standart proktor enerjisiyle sıkıştırılarak numuneler hazırlanmıştır. Numuneler farklı katkı miktarları göz önünde bulundurularak karıştırılmış ve bekletilmişlerdir. Yukarıda bahsi geçen yüzdelerin

dışında %10, %15, %20 ve %25 katkılı malzemeler de hazırlanmış fakat bu seviyelerde bekleme süresi içinde numune çok sertletmiş ve betonlaşmıştır. Bu sebeple %5 katkı seviyesi deneyler için üst limit olarak tanımlanmıştır.

Numuneler hücre içine yerleştirilmiş ve hücre suyla doldurulmuştur. Daha sonra drenajlar açılarak numunenin doygunluğunu B kontrolü ile sağlanmış ve B değeri 0.96 ve üzerinde bir değer elde edilene beklenilmiştir. Doygunluğun sağlanmasından sonra numuneler, 100 kPa'lık çevre basıncı altında hacim değişimleri tamamlanana kadar izotropik şartlarda konsolide edilmiş ve literatürde çokça rastlanan 1 Hz frekansa sahip harmonik yükler altında farklı deformasyon seviyelerinde numuneler yüklenmiştir. Deneyler ASTM D3999-11 standartında yapılmış olup, elde edilen verilerle birlikte zemin dinamik özellikleri hesaplanmıştır.

4.BULGULAR

Yapılan deneyler ve analizler sonucunda kil numunesine farklı oranlarda çelikhane cürufu katarak zemin dinamik özellikleri incelenmiştir. Deneylerin ardından kayma modülü-birim kayma şekil değiştirmesi ve sönüm oranı-birim kayma şekil değiştirmesi eğrileri elde edilmiştir. Yapılan çalışmada önce katkısız sonra %1, %2, %3 ve %5 cüruf katkılı toplam 5 adet dinamik deney yapılmış ve kayma modülünün farklı birim şekil değiştirmesi değerlerindeki değişimi Şekil 5'de gösterilmiştir. En yüksek kayma modül değerleri %5 katkılı numune için elde edilmiş olup (81 MPa), diğer sonuçlar burdan elde edilen değerlerle normalize edilmiştir. Bu işlemin temel amacı katkı oranlarının değişimleri daha kolay yorumlamaktır.

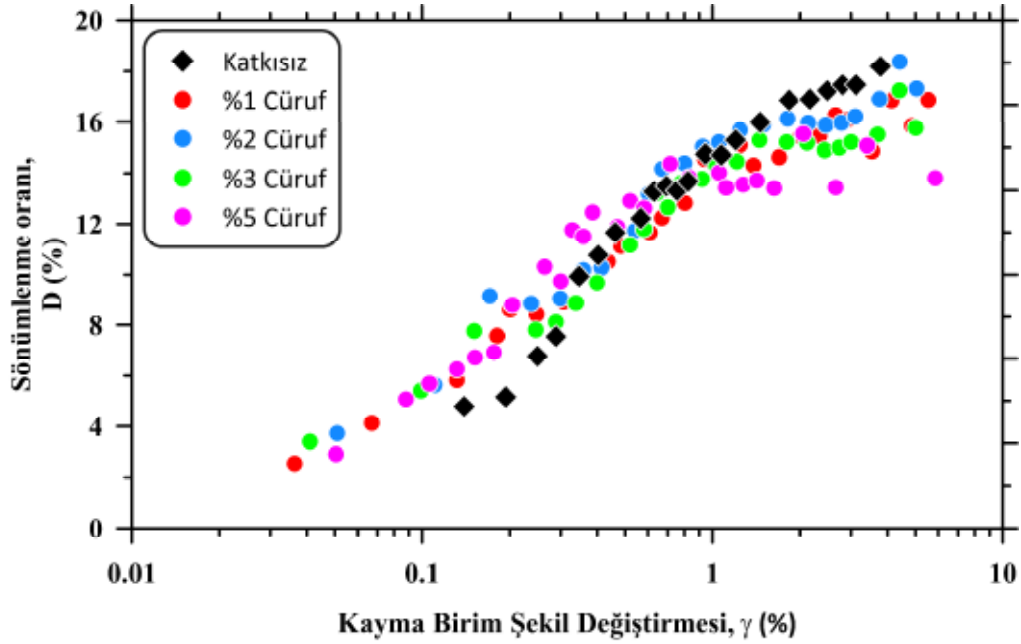


Şekil 5. Kayma modülü-birim şekil değiştirmesi eğrileri

Normalize edilmiş kayma modülü azalım eğrileri kıyaslandığında, katkının etkisinin büyük olduğu görülmüştür. Katkı seviyeleri arttıkça eğrilerin eğimleri artmış ve nihayetinde en

tekrarlı yüklerle en fazla kayma dayanımı gösteren, en dik trende sahip olan numunenin %5 katkılı kil numune olduğu görülmüştür. Katkısız numune eğrisi yaklaşık %30 civarlarında bir başlangıç kayma modülü ile başlarken bu değer %5 katkılı numune için %90'lara kadar çıkmıştır. %1 ve %2 katkılı numuneler %1 kayma birim şekil değiştirmeleri sonrası birbirlerine yakın bir davranış gösterirken, %3 ve %5 katkılı numuneler diğerinden bu noktada ayrılmışlardır. Deneylerin sonlandırıldığı %5 kayma birim şekil değiştirmelerinde ise birbirlerine yakın bir davranış gösterdiği ve kayma modülünün maksimum kayma modülüne oranı %4 ile %6 arasında bir bölgeye sıkışmıştır. Katkılı numuneler için ortaya çıkan kayma modülü azalım davranışı literatürde görülen düz ve tamamen eğrisel bir ilişki göstermemiştir. Dolayısıyla katkılı numunelerin dinamik davranışlarını modellemek için katkısız numuneler için önerilen yaklaşımların kullanılmasının yanlış olacağı anlaşılmaktadır.

Tekrarlı yükleme altında oluşan çevrimlerden farklı kayma birim şekil değiştirmelerinde yukarıda gösterilen denklem (1) kullanılarak sönüm oranları elde edilmiş ve Şekil 6'da gösterilmiştir. Burada altı çizilmesi gereken nokta, sadece düzgün şekiller içeren çevrimler göz önünde bulundurulmuş ve bu değerler için sönüm oranları hesaplanmıştır.



Şekil 6. Sönüm oranı-kayma birim şekil değiştirmesi ilişkileri

Değişen kayma birim şekil değiştirmelerinde hesaplanan sönüm oranları göz önünde bulundurulduğunda, kayma modülü azalım-birim şekil değiştirme eğrisel ilişkilerin yerine daha dağınık bir davranış görülmüştür. Yer yer sönüm değerleri farklılaşarak standard bir yorum yapılmasının önüne geçmiştir. Yine de elde edilen değerlerden yapılabilecek ilk değerlendirme minimum sönüm oranlarının %3 civarlarında olduğudur. Literatürde çokça önerilen (Darendeli, M. B. (2001), Menç, Farn-Yuh (2003), vb) sönüm eğrileri çok küçük minimum sönüm oranlarıyla başlamasına rağmen ($D_{min}=\%0.5$), laboratuvar deneyleri sonucu elde edilen sönümleme oranları %3-5 arası seyrettiği anlaşılmaktadır. Katkısız numune için hesaplanan sönümleme değerleri belli seviyelerden sonra üst limit



($\gamma=0.5$), %5 katkılı numune için elde edilen sönümlenme oranları ise alt limit olmuş, diğer numuneler için bulunan büyüklükler bu iki limit arasında yer almıştır.

Yer yer farklı deformasyon seviyelerinde az katkılı (%1) numune için hesaplanan sönümlenme oranı, artan katkı miktarına bağlı olarak daha az sönümlenme göstermiştir fakat bazen de bunun tersi görülmüştür. Kayma modülü azalım eğrilerinin birbiriyle daha farklı bir davranış göstermesine karşın, sönümlenme değerleri daha sıkı bir alana sıkışmış ve benzer trendler göstermiştir. Buradan da anlaşılacağı üzere, sönümlenme oranı-kayma birim şekil değiştirme ilişkisi için belirli bir eğrisel ifade yerine bir aralığın kullanılmasının uygun olacağı düşünülmektedir.

5.SONUÇLAR

Sismik yükler altında killerin dinamik davranışının incelenmesi önemli konulardan biridir. Zeminlerin tekrarlı yükler altında gerilme-şekil değiştirme davranışının incelenmesi deprem bölgelerinde yapılacak olan yapılar için önemlidir. Zeminlerin dinamik davranışının iyileştirilmesi amacıyla çeşitli katkı malzemeleri kullanılmaktadır. Bu katkı malzemelerinin dinamik davranışa etkisi incelenerek çeşitli deneyler yapılmaktadır. Bu amaçla, çelikhane cürufunun zemin dinamik özelliklerine etkisi 5 adet dinamik üç eksenli deney sistemi yardımıyla incelenmiştir. 100 kPa'lık çevre basıncı altında 1 Hz sinüs dalgalarıyla yüklenen numuneler için modül azalım eğrileri ile sönüm değerleri elde edilmiştir.

Yapılan analizler sonucunda; katkısız kil numune için elde edilen kayma modülü değerlerinin artan katkı miktarlarıyla değiştiği görülmüştür. 4 farklı katkı seviyesi için de aynı davranış gözlenmiştir. Daha yüksek kapasiteli deney sistemlerinde daha fazla katkı miktarları çalışılarak optimum seviyelerin görülmesi uygun olacaktır.

Yüksek kayma birim şekil değiştirme seviyelerinde katkısız, %1 ve %2 katkılı numuneler birbirlerine yakın kayma modülü değerleri göstermiş, %3 ile %5 katkılı numuneler farklılıklarını bu seviyelerde de korumuşlardır. Sönümlenme davranışı incelendiğinde ise verilerin daha dağınık bir dağılım gösterdiği belirlenmiştir. Artan birim şekil değiştirme seviyelerinde en çok rijitliği gösteren %5 katkılı numune için küçük kayma birim şekil değiştirmelerinde diğerleriyle benzer sönümlenme oranları gösterirken, artan seviyelerde diğerlerinden ayrılarak daha düşük değerlere sahip olmuştur. Sönümlenme değerlerinin artan katkı seviyelerine bağlı net bir eğilim göstermemiştir. Bu sebeple katkılı malzemelerin dinamik davranışlarını tahmin ederken davranışın belli eğilim yerine belirli bir aralıkta seyretmesinin göz önünde bulundurulması gerektiği ortaya çıkmıştır.

Yapılan deneylerin sabit bir hücre basıncı ve yükleme frekansında olduğu düşünülerek yapılan değerlendirmelerin sadece bu seviyeler için geçerli olduğu ve farklı seviye ve yükleme seviyelerinde ise daha farklı davranışlar gözlenebileceği düşünülmektedir. Yapılan çalışmadan çıkarılabilecek en önemli sonucun ise çelikhane cürufunun killerin kayma dayanımlarına ne derecede katkı yaptığı ve bu atık malzemenin geri dönüşüm olarak kullanılmasının hem mühendislik, hem de ülke ekonomisi açısından faydalı olacağı aşikardır.



KAYNAKLAR

- Altun S. Ansal A. (2003), “Tekrarlı yükler altında kumların gerilme–şekil değiştirme özellikleri” İtü Mühendislik Dergisi, Vol:2-4 S:25-34
- Altun S. (2004). “Suya Doygun Kumların Drenajsız Koşullardaki Davranışının Tekrarlı Yükler Altında Burulmalı Kesme Deney Aleti İle İncelenmesi”, DEÜ Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi, 139-152.
- ASTM D3999-11, Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org
- Bilgen G. Kavak A. Çapar Ö.F. (2012). “Düşük Plastisiteli Bir Kilde Katkı Olarak Çelikhane Curufunun Kullanılması ve Kireç ile Etkileşimi” Karaelmas Fen ve Mühendislik Dergisi Vol 2 S:30-36
- Darendeli, M. B. (2001), “Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves”, Doktora Tezi, The University of Texas at Austin.
- Develioğlu İ. Pulat H.F. (2018) “Yüksek Fırın Cürufunun Geoteknik Özellikleri ve Taşıma Kapasitesi Performansının İncelenmesi” Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi Vol:24(3) S:433-438
- Kaya Z. Erken A. (2009). “Adapazarı zeminlerinin dinamik davranış özellikleri” İtü Mühendislik Dergisi, Vol:8-5 S:157-168
- Menq, Farn-Yuh (2003). Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, The University of Texas, Austin, Texas.
- Okur V. (2002). “ Farklı Dinamik Gerilme Genlikleri Altında İnce Daneli Zeminlerin Gerilme Şekil Değiştirme Mukavemet Davranışları” Doktora Tezi. İstanbul teknik Üniversitesi
- Özay R. Erken A. (2003). “Killerde plastisitenin dinamik kayma gerilmesi oranına etkisi” İtü Mühendislik Dergisi, Vol:2-1 S:55-63
- Stewart JP, Afshari K and Hashash YMA. (2014). “Guidelines for performing hazard-consistent one- dimensional ground response analysis for ground motion prediction”. Report PEER 2014-16, Pacific Earthquake Engineering Research Center S:152.
- Uysal F.F. Bahar S. (2018). “Cüruf Çeşitleri ve Kullanım Alanları” Trakya University Journal of Engineering Sciences. Vol: 19(1) S:37-52



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

FAY ZONU ÜZERİNDEKİ RADYE TEMEL-BİNA SİSTEMİNİN NATM TÜNEL İNŞA SÜRECİNDEKİ SİSMİK PERFORMANSI

SEISMIC PERFORMANCE OF RAFT FOUNDATION-BUILDING SYSTEM ON THE FAULT ZONE DURING THE NATM TUNNEL CONSTRUCTION PROCESS

Halil Murat ALGIN ¹

Arda Burak EKMEK ²

Egemen KAYA ³

ABSTRACT

This paper tackles the three-dimensional (3D) seismic Soil-Tunnel-Structure Interaction (STSI) problem with the 3D variation of soil in the fault zone. For this purpose the seismic three dimensional (3D) finite elements (FE) model was developed considering the fault zone near Izmir Metro Göztepe Station, 3D variation in the local soil profile and the multi-story building with raft foundation. The analysis results were compared with the previously measured ground deformation and the superstructure damage levels observed during the NATM tunnel construction process. The seismic responses of the soil-tunnel-structure interacted system with the existing fault zone, the multi-story building with raft foundation were evaluated in terms of 3D variation of whole system under the consideration of real design earthquake record which was selected and the analysis was performed for the process corresponding to the stage of NATM tunnel before the concrete lining production. Viscous boundary conditions and dynamic damping behaviour were introduced to this 3D FE analyses. Depending on the dominant seismic mode frequencies, mass and material damping characteristics and the penalty contact interface algorithm were utilised. Accordingly, a more realistic soil-tunnel-structure interaction model is presented including the 3D varying complex structure of the fault zone, soil, foundation, multi-story building and NATM tunnel and the complete system was analysed under the two way seismic excitation effects of an earthquake considering the simultaneous inertial and kinematic seismic effects. The paper presents the results of the mutual interaction of all elements of this seismic soil-tunnel-structure interaction system.

Keywords: Soil-tunnel-structure interaction, Earthquake analysis, Fault zone, Raft foundation, NATM, Three-dimensional finite element analysis

¹ Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³ Arş. Gör., Harran Üniversitesi, kaya.egemen@harran.edu.tr



ÖZET

Bu bildiri, üç boyutlu (3B) sismik Zemin-Tünel-Yapı Etkileşim (ZTYE) problemini fay bölgesinde bulunan zeminin 3B değişimi ile birlikte ele almaktadır. Bu kapsamda, İzmir Metrosu Göztepe İstasyonu yakınlarındaki fay zonu, yerel zemin profilindeki üç boyutlu (3B) değişim ve üst yapı radye temel sistemli çok katlı bina yapısı dikkate alınarak gerçekleştirilen sismik 3B sonlu elemanlar (SE) analiz sonuçlarını sunmaktadır. NATM tünel inşa sürecindeki gerçek ölçüm sonuçlarıyla ve binalarda oluşan üst yapı hasar düzeyleriyle analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. NATM tünelinin kemer betonu imalatı öncesi aşamasına karşılık gelen süreçte seçilen gerçek bir tasarım deprem kaydının sismik analizlerde dikkate alınmasıyla, bu depremin mevcut fay zonunda ve radye temel sistemli binada sebep olacağı sismik tepkiler 3B zemin-yapı etkileşimi açısından değerlendirilmiştir. Bu 3B SE modeline viskoz sınır şartları ve dinamik sönümlenme davranışı tanımlanarak analizler gerçekleştirilmiştir. Baskın sismik mod frekanslarına bağlı olarak kütle ve malzeme sönümlenme karakteristiği ve penaltı zorlamalı ara yüz algoritması kullanılmıştır. Böylece daha gerçekçi bir zemin-tünel-yapı etkileşim modeli oluşturularak fay zonu, zemin, temel, çok katlı bina ve NATM tünel unsurları modele dahil edilmiş ve bütün sistemin 3B değişken karmaşık yapısı ortogonal çift yönlü sismik yayılım şartlarında, eylemsizlik ve kinematik etkileşimleri aynı anda dikkate alacak şekilde analiz edilmiştir. Bildiri bu sismik zemin-tünel-yapı etkileşim sisteminin tüm unsurlarının karşılıklı etkileşim sonuçlarını sunmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Zemin-tünel-yapı etkileşimi, Deprem analizi, Fay zonu, Radye temel, NATM, Üç boyutlu sonlu elemanlar analizi

1. GİRİŞ

Bu çalışma, geoteknik açıdan önemli bir problemi kapsamlı olarak analiz etmektedir. Üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar (SE) metoduna dayanan sayısal analizler, daha önceki çalışmalarda araziden alınan deformasyon ölçümleri ve bina hasar gözlem sonuçları (Kun, 2010; Kun ve Onargan, 2013) ile kıyaslanıp bir zemin-tünel-yapı entegre sistemi tüm karşılıklı unsurların etkisi dikkate alınarak incelenmektedir. Yakın zamanda inşa edilen İzmir Göztepe Metro İstasyonu bölgesindeki riskli fay zonu, NATM tünel inşa aşamasına bağlı olarak üst yapıdaki çok katlı bina yapısında bazı hasarlar gözlemlenmiş ve gerekli tahkimat düzenlemeleri analiz edilmiştir. Bu konuda tüm detay bilgiler Kun (2010) ve Kun ve Onargan (2013) tarafından yayınlanmıştır. İzmir Metrosu konusunda yapılmış tüm yayınlar değerlendirilerek bu bildiri konusu analizler gerçekleştirilmiştir (örneğin, Kun, 2010; Kun ve Onargan, 2013; Kucuk ve diğ.2009; Aksoy ve Onargan, 2010).

Kentsel alanlarda yeni metro hatlarının inşası genellikle, konut binalarına, kültürel miras anıtlarına ve yeraltı hizmet hatlarına yakın yerlerde tünel kazısı yapılmasını gerektirir. Tünel güzergahı ve inşa tekniğinin doğru bir şekilde belirlenmesine etki edecek bir konu olan, önceden var olan yapılarıdaki olası hasarları doğru bir şekilde tahmin etmek ve gerektiğinde koruyucu önlemler tasarlamak, İnşaat Mühendisliği Geoteknik Ana Bilimdalı açısından oldukça önemli bir konudur. Sismik serbest-saha zemin deformasyon profillerine dayanan hasar değerlendirme tekniği basitleştirilmiş bir yaklaşım olup, yapının dayanımı, kütle, temel çesidi, geometrisi, davranışı, zeminin 3B stratigrafik değişimi, fay zonlarının

varlığı ve şekli, açısı, tüm malzeme değişimleri gibi etkileri gözardı etmektedir. Son yıllarda, bu konuda iki boyutlu (2B) ve nadiren 3B yaklaşımlar yapılmaktadır. Bununla birlikte, zemin-tünel-yapı etkileşiminin detaylı incelemesi, ancak 3B sayısal hesaplamalar ile mümkün olmaktadır. Sayısal yaklaşımların güvenilirliği ve doğru simülasyonu, malzeme bünye modelleri, tünel kazı aşaması, yapısal modellemenin detayı gibi unsurlardan güçlü bir şekilde etkilenir.

Bu bildiride sunulan sismik analizlerde Mohr-Columb yenilme kriterine uyan elasto-plastik bünye modeli zeminin modellenmesinde kullanılmış olup zeminin ve radye temel sistemli çok katlı bir yapı altındaki zeminde bulunan fay zonunun 3B değişimi dikkate alınmıştır. NATM tüneli kemer beton öncesi tüm tahkimatlarıyla modellenmiştir. Sismik analizler direkt metoda göre bütün sistem için eş zamanlı yapılmıştır. Bu kapsamda, doğrusal ve doğrusal olmayan deprem analizleri yapılarak daha önceki gerçek ölçüm sonuçları ile karşılaştırmalar yapılmıştır. Zemin-tünel-yapı etkileşimli sistemin dinamik tepki analizleri yapılarak sismik deformasyon değerleri elde edilmiştir. Karmaşık zemin-tünel-yapı etkileşimli sistemin gerçek tasarım depremi koşullarındaki davranışı, ezik fay yüzeyleri arasındaki ara yüz etkisi, uygun enerji sönmüleme, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları dahilinde, tüm sismik etkileşimleri de dikkate alan tek bir sistem olarak ve gerçekçi zemin bünye modelleri kullanılarak, analiz edilmiştir. Elde edilen sismik deformasyon sonuçları bu bildiri kapsamında sunulmuştur.

2. İZMİR GÖZTEPE NATM TÜNELİ VE ZEMİN KOŞULLARI

Çalışma, Türkiye'nin batısındaki İzmir ilinin güneyinde yapılmış olan 5640 m uzunluğundaki İzmir 2. Etap Metro Tünel Projesi kapsamında Göztepe istasyonunun inşaa sürecinde karşılaşılan riskli fay zonu bölgesini esas almıştır (Kun, 2010) (Şekil 1). Çalışma alanı ve civarında gözlenen temel kayaları kesen İzmir fayı Şekil 2(a)'da sunulmuştur. Göztepe İstasyonu faylı zon ve civarında açılan sondajların şematik gösterimi ile faylı zon civarı jeolojik yapı ve tünel açımı sonrasına referans eden fayın konumu Şekil 2'de gösterilmiştir (Kun, 2010). Göztepe istasyonu civarı karşılaşılan fayın ayna kesitleri üzerindeki konumu Şekil 3(a)'da sunulmuş olup modelde kullanılan malzeme özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. Ayrıca 3B olarak fayın yön değişimi, birbirini takip eden uzunluklar için tünel kesitinde fayın konumundaki değişim detay çizimleri ile birlikte çalışma alanında aynada gözlenen birimler Şekil 3'te sunulmuştur, Şekil 3(d)'de verilen birimler yukarıdan aşağıya doğru kıltaşı, silttaşı, siltli kıltaşı, çakıltaşıdır. Şekil 3(e-i) ise aşamalı kazı sürecinde tünel aynasında kazı aşamalarında gözlenen fayın konumundaki değişimleri göstermektedir (Kun, 2010). Şekil 4'te Göztepe İstasyonu güzergahı üzerinde alınan ölçüm noktaları ve güzergah üzerindeki üst yapılarda oluşan çatlaklar ve sapmalar görülmektedir (Kun, 2010).

Çizelge 1. Modelde kullanılan malzeme özellikleri

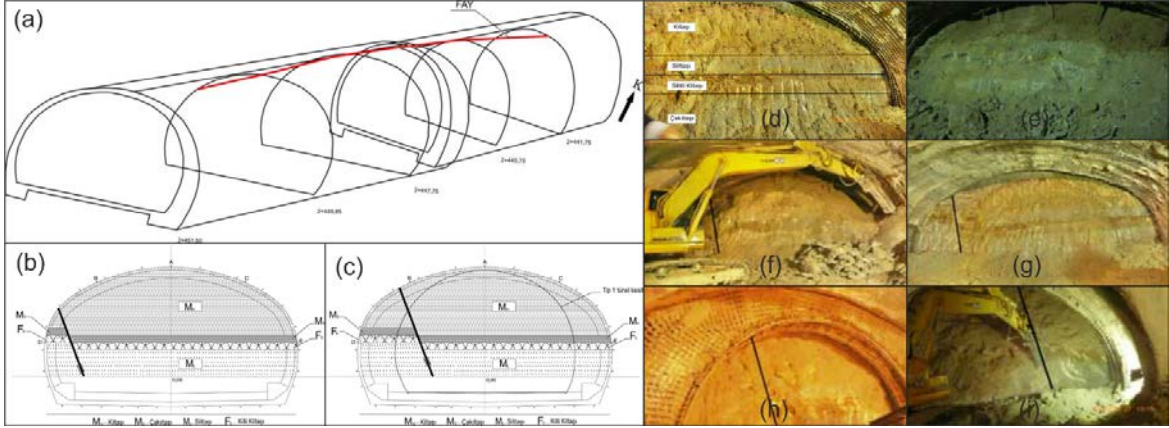
Malzeme	γ_n (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c' (MPa)	ϕ' (°)
Andezit (MC)	21	64500	0.3	0.3	42
Bolt (LE)	25	20000	0.2	-	-
Dolgu (MC)	13	115	0.36	0.065	17
İksa (LE)	78	215000	0.27	-	-
Kıltaşı (MC)	18	580	0.35	0.18	18
Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-

Shot (LE)	25	33000	0.2	-	-
Wall (LE)	25	33000	0.2	-	-
Beton Bina (LE)	25	43000	0.2	-	-

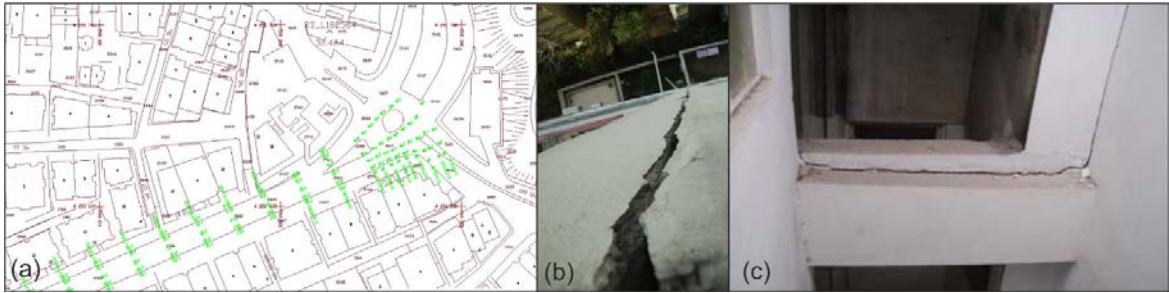


Şekil 1. İzmir Metrosu II. aşama güzargahı uydu görüntüsü (Kun, 2010)

Şekil 2. İzmir metrosu 2. Etap projesi (a) İzmir fayı görseli (b) Faylı zon ve civarında açılan sondajların şematik gösterimi, (c) Faylı zon civarı jeolojik yapı ve tünel açımı sonrasında referans eden fayın konumu (Kun, 2010)



Şekil 3. Göztepe İstasyonu civarı karşılaşılan fayın ayna kesitleri üzerindeki konumu, (a) 3B olarak fayın yön değişimi, (b) 2+449.85'inci km'de Tip-2 kesitinde fayın konumu, (c) Göztepe İstasyonu civarı 2+447.75'inci km'de Tip-2 kesitinde karşılaşılan fay ve ayna kesiti, (d) Çalışma alanında aynada gözlenen jeolojik birimler, yukarıdan aşağıya kıltaşı, silttaşı, sitli kıltaşı, çakıltaşı, (e-i) tünel aynasında kazı aşamalarında gözlenen fay (Kun, 2010)

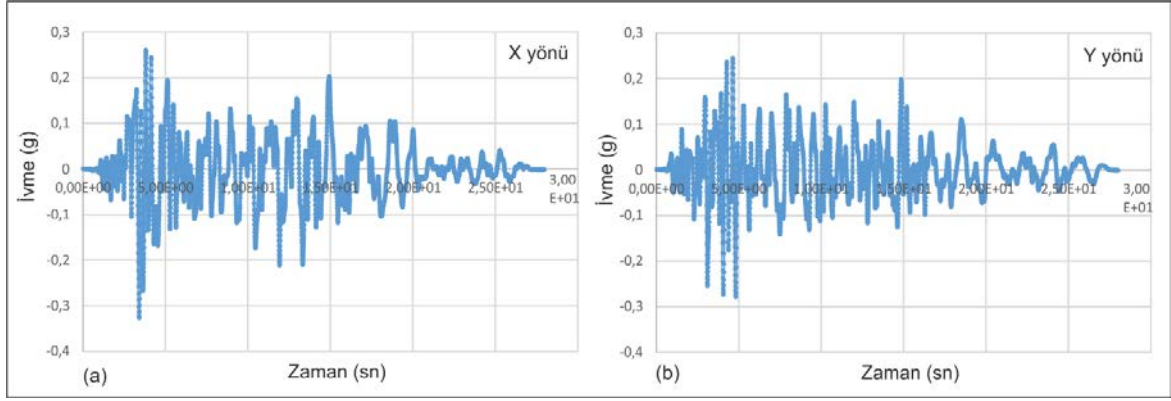


Şekil 4. (a) Güzergah üzerinde alınan ölçüm noktaları, (b-c) Güzergah üzerindeki üst yapılarında oluşan çatlaklar ve diklikten sapmalar (Kun, 2010)

3. İZMİR GÖZTEPE NATM TÜNELİ, FAY ZONU VE ÜST YAPIDAKİ RADYE VE BİNA SİSTEMİNİN 3B SE DEPREM ANALİZLERİ

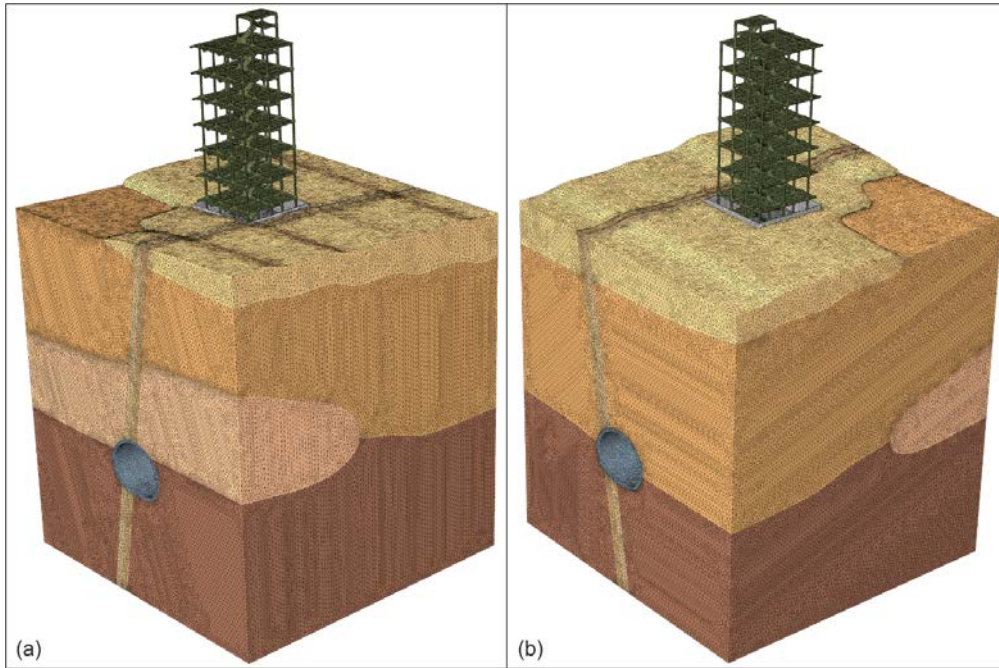
Doğrusal olmayan sismik analizler Direkt metot kullanılarak zemin, tünel ve yapı sistemi birlikte modellenmiş ve analiz edilmiştir. 1 Ekim 1995 Dinar deprem kaydı, İzmir'e yakın olup ulaşılabilir bir veri seti olduğundan tasarım depremi olarak kullanılmıştır. Fay ezik zonları arasındaki sürtünme yüzeyinde penaltı zorlamalı arayüz algoritması kullanılmıştır. Analizlerde elastoplastik Mohr-Columb yenilme kriterine uyan bünye modeli ile zemin malzeme davranışı tanımlanmıştır. 3B doğrusal olmayan sismik analizlerin gerçekleştirilmesi öncesi ilk aşamada her bir kenar zemin profili için 1B eşdeğer doğrusal sismik tepki analizleri SHAKE91 kullanılarak yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre zeminin 3B modeli kalibre edilerek sınır şartlarındaki viskoz damper katsayıları elde edilmiştir. Hakim sismik mod frekansına bağlı kütle ve malzeme sönümlenme karakteristiği kullanılarak yapının sönümlenme katsayısı elde edilmiştir. Daha sonra kapsamlı analizler yapılmıştır. Dinamik sistemin tepkilerini tanımlamak açısından viskoz damperlerin doğru modellenmesi önemlidir. Tasarım depremi olarak 1 Ekim 1995 Dinar depremi kayıtlarının

PGA değerinin olduğu 3.22 ile 6.22 saniye arasındaki 3 saniyelik kısmı kullanılmıştır. Bu kayıtlar ortogonal yatay deprem çifti yayılımı olarak taban ana kayasına uygulanmıştır. Analizlerde zaman aralığı 0.01s olarak uygulanmıştır. Sismik analizle birlikte sızma analizi yapılmamış olup efektif malzeme parametreleri kullanılmıştır.

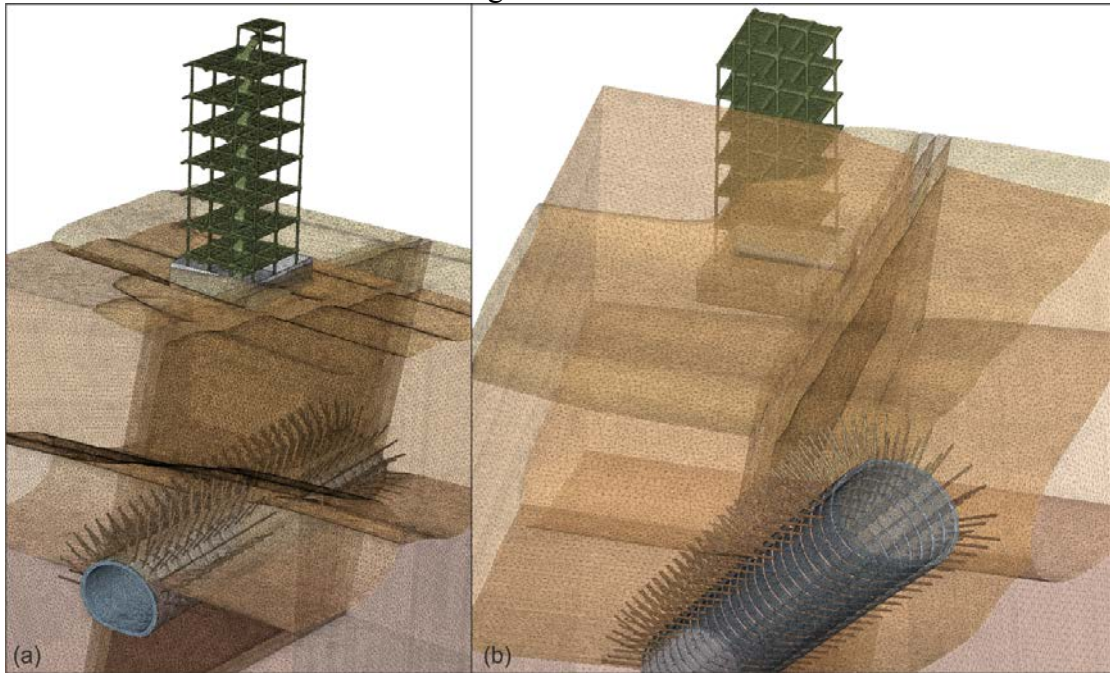


Şekil 5. 1 Ekim 1995 Dinar Depremi verileri (x ve y yönleri için)

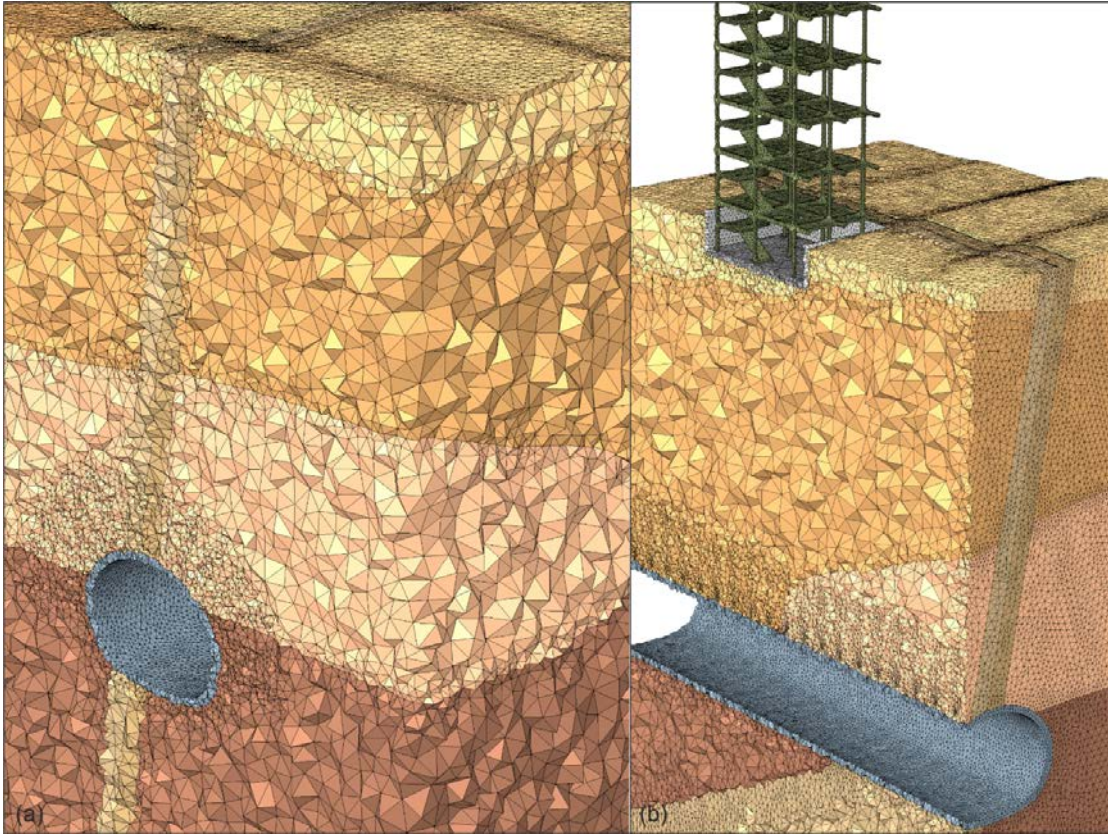
Yapılan modelde kullanılan eleman büyüklüğü açısından önemli bazı hususlara özellikle dikkat edilmiştir. 3B SE modelinde kullanılan eleman boyutları büyük seçildiği takdirde yüksek frekanslı kayma dalgası yayılımının zorlaştığı küçük olması durumunda ise model eleman sayısının çok fazla artmasına sebep olduğu ve etkili hesaplamaların yapılamadığı bilinmektedir. Bu sebepten literatürde de referans edildiği gibi kayma dalgası hızının maksimum frekansa oranının sekizde biri düşey yönde maksimum eleman büyüklüğü olarak alınmış olup yatay yönde ise bu büyüklüğün en fazla 5 katı yatay eleman büyüklüğü olarak alınmıştır. Modellemeler Algın (2016 ve 2017) tarafından tanıtılan görüntü işleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Yapılan 3B SE Zemin-Tünel-Yapı Etkileşimi (ZTYE) modeli ağ görselleri Şekil 6-8'de sunulmuştur. Görülebileceği gibi zemin, tünel ve yapının tüm detayları 3B SE modeline yansıtılmış olup 3B SE ağının içten görünüşü verilmekte olup tünel güzergahı boyunca yapılan çelik iksaların, bulonların, püskürtme beton, zemin ve fay zonunun 3B SE ağının görünüşleri sunulmuştur.



Şekil 6. İzmir Metrosu Göztepe istasyonu zemin-tünel-yapı etkileşimli 3B SE mesh görüntüleri



Şekil 7. İzmir Metrosu Göztepe istasyonu zemin-tünel-yapı etkileşimli 3B SE ağının içten görünüşü, (a) tünel güzergahı boyunca yapılan bulonlar, püskürtme beton, zeminin ve fay zonuunun 3B SE ağının içten görünümü, (b) Çelik iksalar, püskürtme beton, bulonlar, fay zonu ve zeminin 3B SE ağı

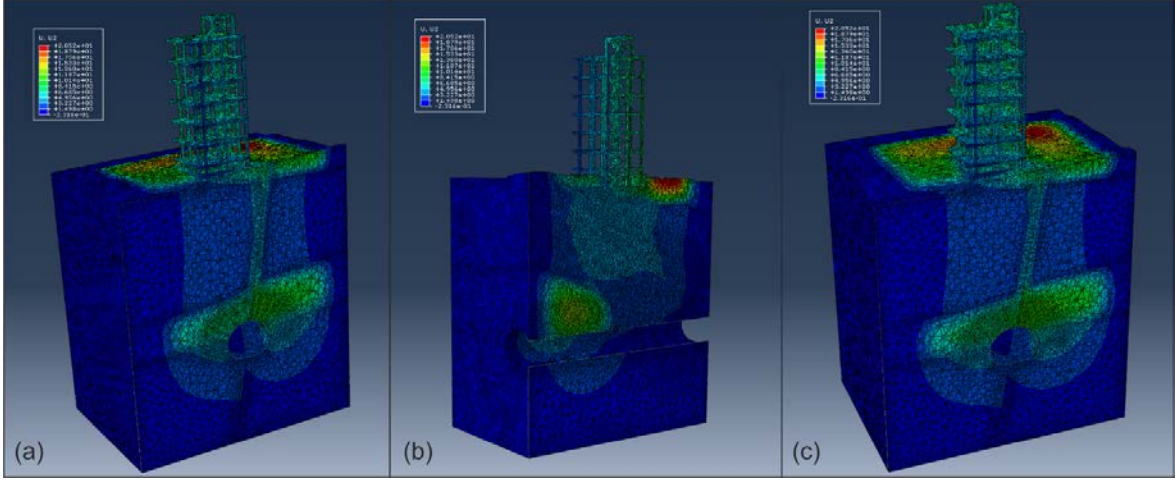


Şekil 8. İzmir Metrosu Göztepe istasyonu zemin-tünel-yapı etkileşimli 3B SE ağının içindeki elementlerin görünüşü

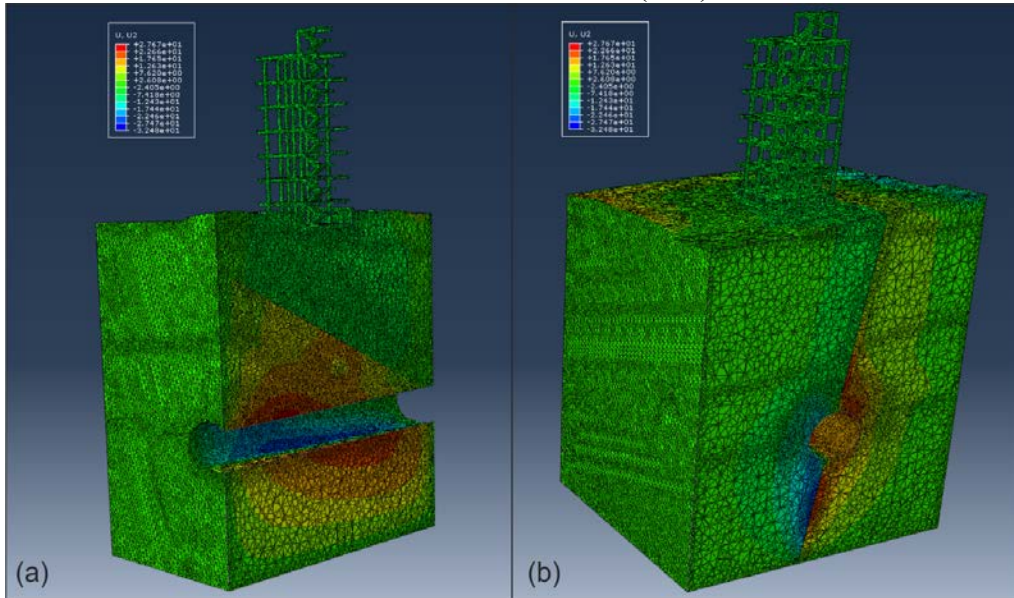
3.1. 3B Sismik Doğrusal Olmayan SE Analiz Sonuçları

Maksimum deformasyonlar ZTYE kapsamında tüm doğrultularda belirlenmiş olup analizlerinden elde edilen bazı sonuçlar Şekil 9-11'de sunulmuştur. Sismik ZTYE sisteminin doğrusal olmayan deprem analizleri 3B SE metodu kullanılarak yapılmıştır. Asal gerilme uzayında deviatorik düzlemde Mohr-Coulomb bünye modelinin köşeli yapısını simüle etmek için kullanılan ek algoritmalar Drucker-Prager bünye modeline göre daha uzun sürede dinamik analizlerin yapılmasına sebebiyet vermiştir. Fay ezik zonları arasındaki ara yüzün etkisi dikkate alınmış olup, sismik deformasyonlar ve sismik ivme değişimleri 3B zemin ve yapı beraberce değerlendirilmiştir. 3B SE doğrusal analizinden elde edilen zemin tepkileri 1D eşdeğer doğrusal analiz sonuçları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Sismik ZTYE sisteminde yapı, tünel ve fay zonundaki deformasyonlar zeminin doğrusal olmayan davranışından büyük ölçüde etkilenmektedir ve geleneksel eşdeğer lineer zemin modeli çok daha küçük sismik dalga etkisi bulmaktadır. Depreme maruz kalan bu tür karmaşık ve riskli sistemlerde tasarım sürecinde, zemin davranışı doğrusal olmayan bir şekilde modellenmelidir. Arayüz etkisi fay zonunun davranışını daha gerçekçi simüle etmek için kullanılmıştır. Tasarım depremi olarak kullanılan 1 Ekim 1995 Dinar Depremi verilerinin 3.22-6.22 saniye aralığı baz alınarak uygulanan 3 saniyelik depremin sebep olduğu düşey deformasyon durumları incelenerek maksimum sismik deformasyonun olduğu noktalarda, zamana bağlı sismik düşey deformasyonların nasıl değiştiği araştırılmıştır. Bu bağlamda Şekil 11'de gösterildiği gibi tünelin, radye temelin ve fay zonundan seçilen noktalarda (A1, R1 ve F1) sismik salınım uygulaması sürecinde zamana bağlı değişen düşey deformasyonlar grafik olarak Şekil 11'de sunulmuştur. Yapılan analizin ilk saniyesi statik adımı yansıtmakta olup 1. saniye sonunda elde edilen

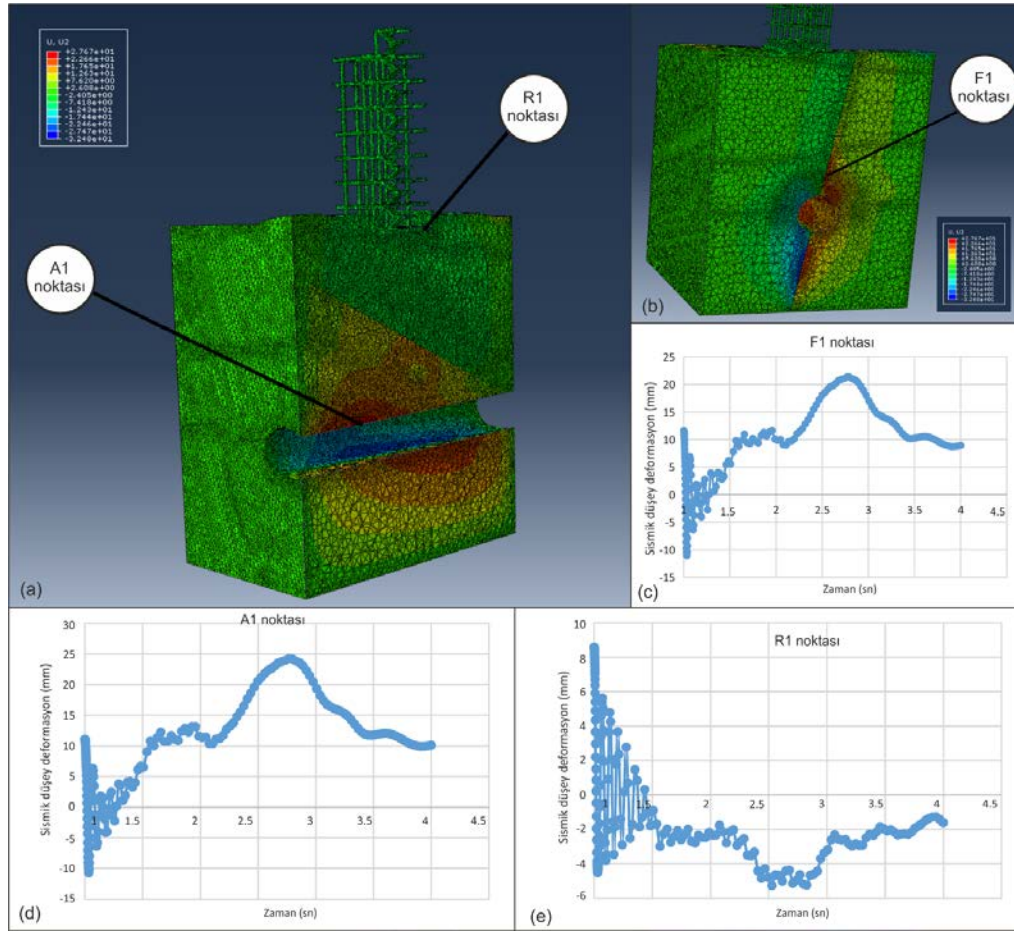
statik analiz sonuçlarının gerçek ölçüm sonuçlarıyla ve gözlenen hasar düzeyleriyle oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Deprem ivmesi 1.saniyedeki statik analiz adımından sonraki aşamada modele etkilmiştir.



Şekil 9. İzmir metrosu Göztepe istasyonu fay zoneu zemin-tünel-yapı etkileşimli 3B SE modelinin sismik analizi (1 sn)



Şekil 10. İzmir metrosu Göztepe istasyonu fay zoneu zemin-tünel-yapı etkileşimli 3B SE modelinin sismik analizi (4.92 sn)



Şekil 11. Tasarım depremi olarak kullanılan 1 Ekim 1995 Dinar Depremi verilerinin 3.22-6.22 saniye aralığı baz alınarak uygulanan 3 saniyelik depremin sebep olduğu düşey deformasyonlar, (a) Tünel üzerinde ve radye altında seçilen sırasıyla A1 ve R1 noktalarının konumu, (b) Fay üzerinde seçilen F1 noktasının konumu, (c) Uygulanan deprem sürecinde F1 noktasında oluşan sismik düşey deformasyon değişimleri, (d ve e) Uygulanan deprem sürecinde sırasıyla A1 ve R1 noktalarında oluşan sismik düşey deformasyon değişimleri

4. SONUÇLAR

Karmaşık bir geoteknik deprem mühendisliği problemi olan sismik Zemin-Tünel-Yapı Etkileşim (ZTYE) analizi önemli referanslar sunarak analiz edilmiştir. Zaman tanım alanında sismik tepkiler doğrusal olmayan 3B SE metodu ile analiz edilmiştir. Bu çözümleme alt sistem yaklaşımı olarak bilinen çoklu adım yaklaşımından, sistemin eylemsizlik ve kinematik etkileşimlerini aynı anda ve tek bir sistem dahilinde dikkate alarak önemli bir ölçüde farklılaşmaktadır. Bu sayede daha gerçekçi çözümlerin yapılabilmesi sağlanmaktadır. Bu bildiride sunulan analizlerde fay ezik zonları arasında bulunan ara yüzünde temas yüzeyinin etkisi, sismik dalga yansıtmayan sınır şartları ve dinamik sönümlenme davranışları dikkate alınmıştır. Hakim sismik mod frekansına bağlı kütle ve malzeme sönümlenme karakteristiği ile birlikte, penaltı zorlamalı arayüz algoritması kullanılmıştır. ZTYE 3B deprem analizleri çift yönlü sismik dalga etkisi altında analiz edilmiştir.

KAYNAKLAR



- Aksoy C.O., Onargan T., The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages, Tunnelling and Underground Space Technology 25 (2010) 553–559.
- Algin H.M., Ekmen A.B., Yenmez L. “3D Finite Elements Analysis of Barrette Piled Raft Foundations”, 7. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul, 22-24 Nov. (2017)
- Algin H.M. , Ekmen A.B. , Yenmez L . “Baret Kazıklı Radye Temellerin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Analizi”, İMO Teknik Dergi, 30, 5, (2019).
- Kucuk K., Genis M., Onargan T., Aksoy C.O., Guney A., Altındag R., hemical injection to prevent building damage induced by ground water drainage from shallow tunnels, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 46 (2009) 1136–1143.
- Kun M., Onargan T., Influence of the fault zone in shallow tunneling: A case study of Izmir Metro Tunnel, Tunnelling and Underground Space Technology 33 (2013) 34–45.
- Kun, M., 2010. Investigation and Solution of Tunnel Boring Design and Construction Requirements in Weak Rocks and Faulted Zones. Ph.D. Thesis, Dokuz Eylul University, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Izmir, Turkey, p. 220.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

TBDY 2018'E GÖRE GEOTEKNİK TASARIM, SIVILAŞMA ANALİZİ VE YAPI-ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİ ÖRNEĞİ: VAKA ANALİZİ

A CASE STUDY ON GEOTECHNICAL DESIGN, LIQUEFACTION
ANALYSIS AND PILE-SOIL-STRUCTURE INTERACTION
WITH RESPECT TO TBDY-2018

E. Ece ESELLER-BAYAT¹ Atila SEZEN² Ozan ALVER³ Doruk GÖKTÜRK⁴

M. Şamil GÜNDÜZ⁴ Zeynep Eda ÖNDER⁴ İrem UMay⁴ Onur ÜSTÜNER⁴

ABSTRACT

This case study covers the geotechnical engineering design of an apartment building planned to be constructed in Mudanya including the liquefaction and soil-pile-structure interaction analyses according to new Turkish Earthquake Code for Buildings which has been in action by January 1th, 2019. The first stage of such a study includes the planning of site investigation and laboratory tests needed to set up the soil model of the site. Once the soil model was determined, the liquefaction potential of the medium dense sand layers was evaluated and foundation system design was conducted. In order to keep the total settlement within tolerable limits and to increase the factor of safety against liquefaction for the soil layers with a low factor of safety found to be near to minimum required values, it was decided that a piled foundation system would be a proper solution. Following the design of the pile foundation, its behaviour under seismic loads was evaluated by considering the soil-pile-structure interaction (SPSI) analysis approach named as Method 3 and recommended for the conditions encountered in this case by the Code. The first part of the method is the kinematic interaction analysis where displacement loadings are applied at nodes set at specific depths along the piles. Site specific ground response analyses needed for SPSI were conducted with DeepSoil software by using 11 ground motion acceleration time histories selected and scaled to fit the target spectrum in accordance with the Code requirements. Inertial interaction analysis comprises the second part and the results of ground response analysis together with the spectrum obtained were used during the analyses. The pile foundation system design was finalized by combining the results of kinematic and inertial interaction analyses.

ÖZET

Bu çalışmada Mudanya ilçesinde yapımı planlanan bir konut binasının 1 Ocak 2019 tarihinde yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-TBDY'ye göre geoteknik tasarımı, sıvılaşma analizi ve yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri yapılmıştır. İlk aşamada sahanın zemin modelinin belirlenmesi amacıyla gerekli arazi ve laboratuvar deneyleri

¹ Dr.Öğr.Üyesi, İTÜ İnşaat Fakültesi, ebayat@itu.edu.tr

² Araş.Gör. Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, sezenati@itu.edu.tr

³ Araş.Gör., İTÜ İnşaat Fakültesi, alver16@itu.edu.tr

⁴ İTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisi

planlanıp gerçekleştirilmiştir. Zemin profilinde yer alan zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli yeni yönetmeliğe göre incelenmiş ve sahada sıvılaşma potansiyelinin bulunmadığı görülmüştür. Yapı yükleri altında meydana gelecek toplam oturmanın müsaade edilen sınırlar içerisinde kalmasını sağlamak ve sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının sınır değere yakın olduğu zemin tabakalarında güvenlik sayısını artırmak amacıyla kazıklı temel sistemine karar verilmiştir. Kazıklı temelin ön boyutlandırılması yapıldıktan sonra dinamik yük altındaki davranışı incelenmiştir. Yapı-kazık-zemin etkileşimi ise kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşim olmak üzere iki alt bileşene ayrılarak ve yeni yönetmelikte Yöntem 3 olarak adlandırılan yaklaşıma uygun olarak yapılmıştır. Bu analizler için seçilen 11 adet deprem kaydı takımı kullanılarak sahaya özel zemin davranış analizleri DeepSoil programı ile yapılmıştır. Kinematik etkileşim analizlerinde kazık boyunca belirli seviyelerdeki düğüm noktalarına deplasman yüklemesi yapılmıştır. Eylemsizlik etkileşiminde ise zemin davranış analizleri ile temel altı seviyesinde elde edilen spektrumlar kullanılmıştır. Son olarak eylemsizlik etkileşimi ve kinematik etkileşim analizlerinden elde edilen kesit tesirleri birleştirilerek kazıklı temel tasarımı tamamlanmıştır.

Anahtar kelimeler: TBDY, arazi zemin modeli, temel deprem tasarımı, sıvılaşma, yapı-kazık-zemin etkileşimi

1. GİRİŞ

1 Ocak 2019 tarihi itibarıyla yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, TBDY-2018, kendisinden önceki Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) ile kıyaslandığında yaklaşım, hesap yöntemleri ve bunların uygulanma kriter ve kapsamı açısından önemli farklılıklar göstermektedir. Bu sebeple TMMOB-İnşaat Mühendisleri Odasının (İMO) desteği ve yürütücülüğü ile yönetmeliğin hazırlanmasında aktif olarak yer alan bilim insanları da dahil olmak üzere ilgili bilim insanı ve inşaat mühendislerinin katılımıyla Türkiye'nin farklı illerinde çok sayıda tanıtım ve bilgilendirme toplantısı düzenlenmiştir. Bu çalışmada da benzer bir amaçla yeni yönetmeliğe dayalı olarak yürütülmesi gereken geoteknik tasarım, sıvılaşma analizi ve temel sistemi uygulamaları konusunda bir örnek teşkil edecek şekilde bir vaka ele alınmıştır. Bu çalışma kapsamında incelenen ve dört bloktan oluşması planlanan sitenin inşa edileceği saha Bursa ili, Mudanya ilçesinde yer almaktadır. Arazi düz ve engebesiz bir topoğrafyaya sahiptir. Toplam 64 m x 150 m büyüklüğünde bir arsanın üzerinde inşa edilecek olan blokların her biri 1 Bodrum kat, 1 Zemin kat ve 8 Normal kat olmak üzere toplam 10 katlı olup boyutları 25m x 50m olan oturma alanına sahip olacak şekilde planlanmıştır. Temel derinliği zemin yüzeyinden 4.0 m olarak tasarlanmıştır. Bu çalışmada idealize zemin profili oluşturulmuş,



Şekil 1. (a) İnceleme Alanı Uydu Görüntüsü (Google Earth) (b) Vaziyet Planı

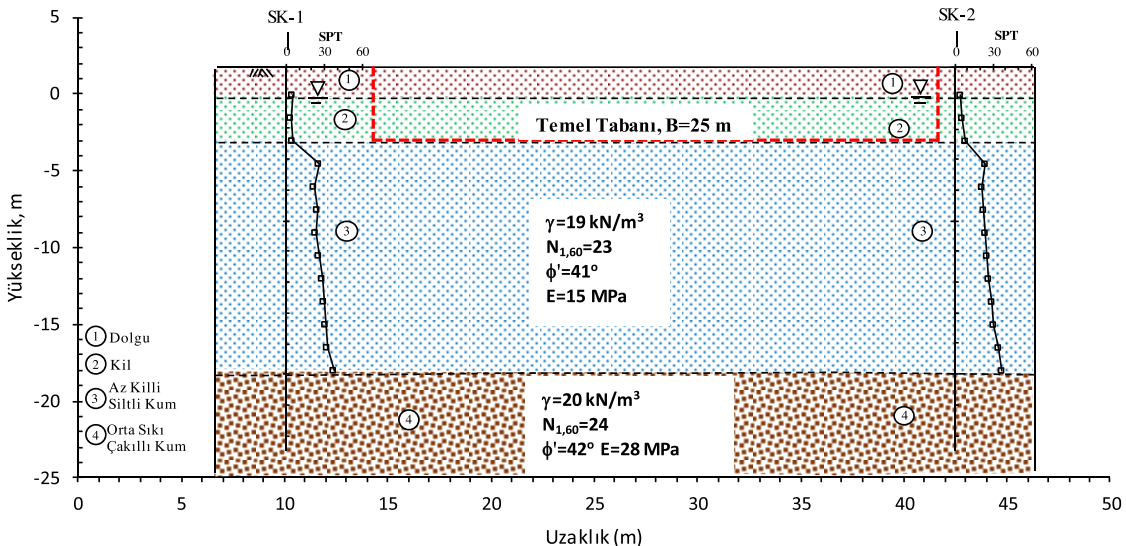
TBDY 2018'e göre sınıflama analizleri temel sistemi tasarımı sonuçları sunulmuş ve tartışılmıştır. İnceleme alanının uydu görüntüsü ve arazi çalışmalarını da gösteren vaziyet planı Şekil 1'de sunulmuştur.

2. ARAZİ ZEMİN MODELİNİN OLUŞTURULMASI

Yönetmeliğin 16. Bölümü 'Deprem Etkisi Altında Temel Zemini ve Temellerin Tasarımı İçin Özel Kurallar' başlığını taşımaktadır. İnşaat alanı zemin koşullarının tanımlanması, yapısal tasarım için gerekli geoteknik parametrelerin belirlenmesi ve raporlanması için yapılacak çalışmalar ve bunların kapsamı bu bölümde tarif edilmiştir. Bu çalışmalar sonucunda sondaj kuyusu ve muayene çukurlarının konumları, sayı ve derinlikleri, hangi arazi deneylerinin yapılacağı ve bunların nicelikleri ve kapsamı ile yapılması gereken laboratuvar deneyleri ve bu deneyler için alınacak örselenmiş ve örselenmemiş örnekler belirlenmiş olacaktır. Zemin araştırmaları bağlamında göz önüne alınması gereken genel kurallar Ek 16A'da verilmiştir.

2.1. Zemin Araştırmaları

Sahanın zemin modelinin ortaya konması kapsamında zemin profilinin ve bu profile yer alan zeminlerin özelliklerinin belirlenmesine yönelik olarak inşası planlanan dört binanın yer aldığı parselde her biri 30 m derinlikte toplam 5 adet sondaj gerçekleştirilmiştir. Sondajların yanı sıra sahada iki serim yapılarak MASW (Çok Kanallı Yüzey Dalgası) analizleri gerçekleştirilmiş ve zemin profilinde sınırlı bir derinliğe kadar olan bir kesimde yer alan tabakaların kayma dalgası hızları belirlenmiş, iki noktada yapılan mikrotremor deneyleri ile de zemin hakim periyotları tespit edilmiştir. Sondajlar esnasında alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde zemin sınıflandırması ve mukavemet deneyleri yapılmıştır. Bu çalışma inceleme alanındaki 1. Blok için tasarım gerçekleştirmiş olup 1. Blok için sonuçlar sunulmuştur. 1. Blok temel zemini SK-1 ve SK-2 sondajlarına göre Şekil 2'deki gibi belirlenmiştir. Arazi ve laboratuvar deney sonuçlarına göre temel zeminin mukavemet (ϕ') ve deformasyon parametreleri (E), sırasıyla Hatanaka ve Uchida (1996) ile Kulhawy ve Mayne (1990) tarafından önerilen bağıntılar kullanılarak tahmin edilmiştir. Bu parametreler Şekil 2'de verilmiştir. Temel zeminin 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı (V_s)₃₀ 347 m/s olarak hesaplanmıştır.



Şekil 2. İnceleme alanı 1. Blok zemin profili

2.2. Yerel Zemin Sınıfı ve Tasarım Spektrumunun Belirlenmesi

Harita Spektral İvme Katsayısı Türkiye Deprem Tehlike Haritaları kullanılarak belirlenecektir. Çok sayıda bilim insanı tarafından yürütülen kapsamlı bir çalışma ile Türkiye ve yakın çevresinde meydana gelmiş olan aletsel dönem öncesi ve sonrası yüzlerce depremin ve ilgili çok sayıda deprem kataloğunun olasılıksal sismik tehlike hesaplamaları çerçevesinde değerlendirilmesi sonucunda hazırlanan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (Akkar vd., 2014) kullanılarak yönetmelikte tanımlanan dört farklı yer hareketi düzeyine bağlı olarak kayma dalgası hızı, $V_{s,30} \geq 760$ m/s olan taban kayası (jenerik kaya) için boyutsuz kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, S_s ve 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı S_1 , elde edilmektedir. Bu çalışmada ele alınan konut tipi yapılar için standart tasarım deprem yer hareketi olarak adlandırılan ve spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketini ifade eden Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2) göz önüne alınmıştır. Bu yer hareketi düzeyine uygun olarak inşaat sahasının yer aldığı konum için Türkiye Deprem Tehlike Haritası kullanılarak kısa periyot ve 1.0 saniye periyoduna ait harita spektral ivme katsayıları $S_s=0.943$ ve $S_1=0.241$ olarak belirlenmiştir. Bu çalışma kapsamında incelenen sahada yapılan zemin etüdü temel tabanı veya kazık başlığı alt kotundan itibaren 30 m derinliğe kadar düzeltilmiş ortalama standart penetrasyon darbe sayısı, $(N_{60})_{30}=34$ ve ortalama kayma dalgası hızı $(V_s)_{30}=347$ m/s bulunmuştur. Bu değerlere göre inşaat alanının yerel zemin sınıfı ZD olarak belirlenmiştir. Yerel zemin etki katsayıları, yerel zemin sınıfı ile S_s ve S_1 değerlerine bağlı olarak Tablo 2.1 ve Tablo 2.2 yardımıyla $F_s=1.123$ ve $F_1=2.118$ olarak tespit edilmiş ve, kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, $S_{DS}=S_s F_s=1.059$, 1.0 saniye periyodu tasarım spektral ivme katsayısı, $S_{D1}=S_1 F_1=0.510$ olarak hesaplanmıştır. S_{DS} ve S_{D1} değerleri kullanılarak köşe periyotları T_A ve T_B ve yatay elastik tasarım spektral ivme değerleri belirlenmiş ve bu şekilde yatay elastik tasarım ivme spektrumu elde edilmiştir (Şekil 5). Yönetmeliğe uygun olarak sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu $T_L=6$ saniye alınmıştır.

3. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN SIVILAŞMA RİSKİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yönetmelikte Kısım 16.6'da hangi durumlarda sıvılaşma potansiyelinin araştırılacağı ifade edilmektedir. Buna göre, Deprem Tasarım Sınıfı $DTS=1$, $DTS=1a$, $DTS=2$ ve $DTS=2a$ olan binalar için yerel zemin sınıfının ZD, ZE veya ZF olması halinde, sürekli bir tabaka veya kalın mercerler halinde bulunup Kısım 16.6.6'da tanımlanan durumlar dışında kalan kumlu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin bulunup bulunmadığının belirlenmesi zorunlu tutulmuştur. Burada tanımlanan muafiyet koşulları ise Deprem tasarım sınıfının, $DTS=4$ olması durumunda kil içeriği %20'den ve plastisite indisi %10'dan büyük olan kumlu zeminler ile ince dane oranı %35'den fazla ve düzeltilmiş SPT vuruş sayısı, $N_{1,60}>20$ olan kumlu zeminlerdir. Yönetmelikte sıvılaşma analizinin SPT deneylerinin sonuçlarına dayalı olarak gerçekleştirilmesi için önerilen ve basitleştirilmiş yöntemle dayalı olarak Youad vd. (2001) tarafından önerilen revizyonların ve ince dane oranı etkisi ile çevrimsel dayanım oranının formülleştirilmiş ifadelerinin göz önüne alındığı yöntemdir.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik koşulu zeminin sıvılaşma direncininin zeminde deprem sebebiyle oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesine oranının en az 1.10 olması koşulu olarak ifade edilmiştir. Sıvılaşma direncinin, τ_R , hesaplanması için moment büyüklüğü 7.5 olan depreme karşılık gelen çevrimsel dayanım oranı, $CRR_{M7.5}$, değeri belirlenmesi gerekmektedir. Bu değer ise ince dane içeriği göz önüne alınarak yeniden hesaplanmış

düzeltilmiş SPT-N darbe sayısı $N_{1,60f}$ kullanılarak elde edilmektedir. Tasarım depremi moment büyüklüğünün, M_w , 7.5'tan farklı olması durumunda deprem büyüklüğü düzeltme katsayısı C_M 'nin kullanılması gerekmektedir. Zemin kayma gerilmesi hesabı için gereken en büyük yer ivmesi değeri ise kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısının, S_{DS} , %40'ı olarak alınacaktır. Tasarım depremi moment büyüklüğünün nasıl belirleneceği konusunda yönetmelikte herhangi bir bilgi yer almamaktadır. Bu nedenle Yönetmeliğin hazırlanması esnasında yararlanılan temel kaynaklar olan ASCE 7 ve ilgili NEHRP dökümanları incelenmiştir. Tavsiye Edilen Sismik Kurallar-NEHRP (2009) kitapçığında sınılaşma analizlerinde kullanılacak olan deprem büyüklüğünün deprem yer hareketinin belirlenmesinde göz önüne alınan afet seviyesi ile uyumlu olması gerektiği belirtilerek, yer hareketi hesaplamalarının olasılıksal sismik tehlike analizi sonucunda belirlenmesi durumunda deprem büyüklüğünün ayrıştırma (deaggregation) analizi yapılarak elde edilmesi gerektiği ifade edilmiştir. Ayrıştırma analizi sonucunda ilgili saha için olasılıksal olarak hesaplanan deprem tehlikesi bu tehlikede payı olan tekil deprem kaynaklarına ayrıştırılarak tüm kaynakların büyüklük ve uzaklık cinsinden deprem tehlikesindeki bağlı katkısı belirlenmektedir. ABD'de deprem tehlikesi haritalarının kullanıcıların erişimine sunulduğu USGS'in ilgili sayfasında bu haritaların ayrıştırma analizi sonuçlarına da ulaşılabilmektedir. Ancak ülkemizde deprem tehlikesi haritalarının belirlenmesinde kullanılan deprem kataloğuna ait ayrıştırma analizleri yapılmamış durumdadır. Bu sebeple sınılaşma analizi için gereken deprem büyüklüğünün tespiti için deterministik bir yaklaşım izlenerek proje sahası için deprem tehlikesine katkısı olan en büyük deprem, Akkar vd. (2008) tarafından hazırlanan Türkiye deprem tehlike haritalarının elde edilmesi için dikkate alınan deprem katalogları taranarak belirlenmiştir. Buna göre Marmara Üst Bölgesine (D) ait depremler ve deprem tekerrür modeli incelenerek $M_w=7.5$ moment büyüklüğünün sınılaşma analizlerinde kullanılmasının uygun olduğu sonucuna varılmıştır.

Bu çalışma kapsamında ele alınan binanın oturma alanı içinde yapılmış olan beş sondaja ait düzeltilmiş ve ince dane oranı etkisine göre hesaplanmış $N_{1,60f}$ değerlerinin ve sınılaşma analizi sonucunda hesaplanan sınılaşmaya karşı güvenlik sayılarının zemin profili boyunca değişimleri Şekil 3'te, SK-1 sondajına göre detaylı sonuçlar Çizelge 1'de verilmiştir.

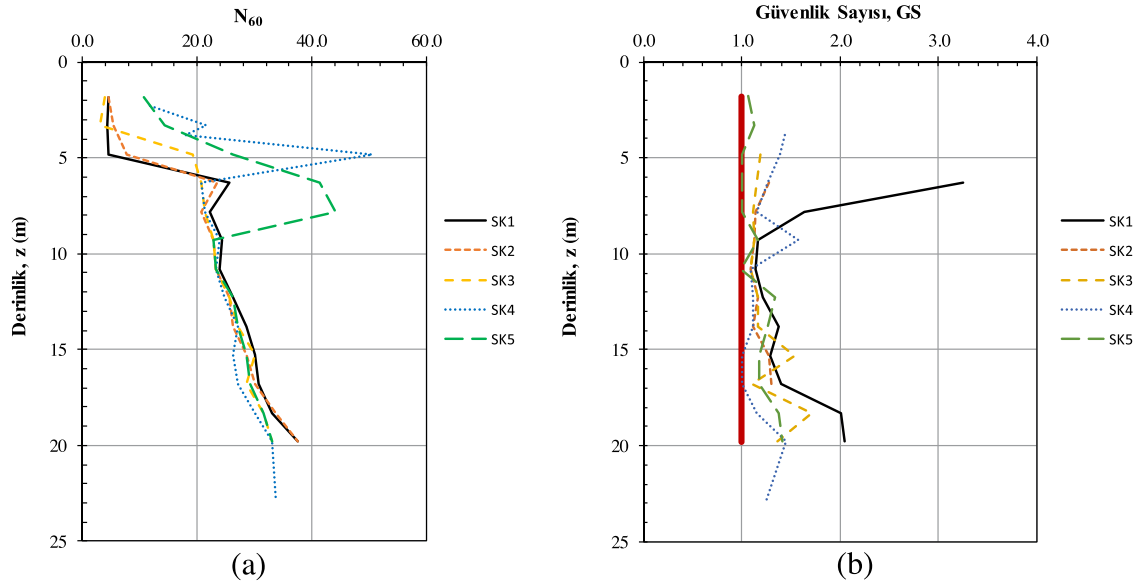
Çizelge 1. SK1 sondajı için yapılan zemin sınılaşma değerlendirilmesi

Derinlik (m)	N_{60}	IDI (%)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	r_d	C_N	$N_{1,60}$	$N_{1,60f}$	CSR	CRR	GS
6.3	26	15	122	77	0.952	1.14	29	33	0.400	1.299	3.25
7.8	22	32	152	92	0.940	1.04	23	32	0.412	0.672	1.63
9.3	24	25	182	107	0.926	0.96	23	30	0.418	0.494	1.17
10.8	24	32	212	122	0.886	0.90	22	30	0.409	0.485	1.14
12.3	26	30	242	137	0.846	0.85	22	31	0.397	0.512	1.21
13.8	29	29	272	152	0.806	0.81	23	31	0.383	0.570	1.37
15.3	30	27	302	167	0.765	0.77	23	31	0.368	0.525	1.29
16.8	31	30	332	182	0.725	0.74	23	31	0.351	0.557	1.40
18.3	33	31	362	197	0.685	0.71	23	32	0.335	0.753	2.01
19.8	38	25	392	212	0.645	0.66	25	32	0.317	0.723	2.05

4. TEMEL SİSTEMİNİN BELİRLENMESİ

Yönetmelikte temellerin geoteknik tasarımı için taşıma gücü ilkesi benimsenmiştir. Buna göre tasarım etkileri (E_t), tasarım dayanımı (R_t) değerinden düşük olmalıdır ($E_t < R_t$). Burada

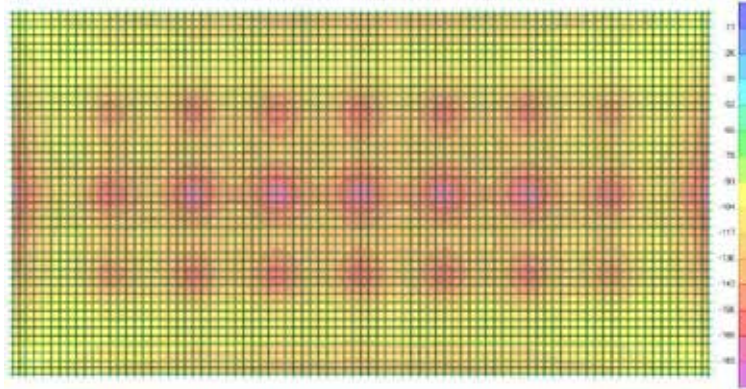
tasarım dayanımı, karakteristik dayanımın (R_k) dayanım katsayısına (γ_R) bölünmesiyle bulunmaktadır. Dayanım katsayısı değerleri ise yüzeysel ve derin temel sistemleri için yönetmelikte ilgili tablolarda sunulmuştur.



Şekil 3. Tüm sondajlara göre CSR ve CRR'ın derinlikle değişimi (a) ve sıvılaşma analizi güvenlik sayısının (GS) derinlikle değişimi (b)

4.1. Yüzeysel Temel Sistemi Seçeneği

Bu çalışma kapsamında incelenen yapı için tasarlanacak temel seçeneği olarak öncelikle yüzeysel temel seçeneği değerlendirilmiştir. Yönetmelikte yüzeysel temeller için taşıma gücü ve yatayda kayma direnci olmak üzere iki stabilite kontrolü istenmektedir. Yüzeysel temellerin taşıma gücü hesabında tasarım etkisi temel taban basıncıdır (q_0). Taşıma gücü hesabında tasarım dayanımı, q_t , karakteristik dayanımın, q_k , dayanım katsayısına bölünmesiyle elde edilir. Buna göre, idealize zemin profilinde sunulan zemin özelliklerine ve radye temel in özelliklerine bağlı olan karakteristik dayanım, yönetmelikteki 16.8a ve 16.8b bağıntıları kullanılarak $q_k = 2125$ kPa olarak hesaplanmıştır. Yönetmelikte taşıma gücü hesabı için dayanım katsayısı, $\gamma_{Rv} = 1.4$ olarak verilmiştir. Deprem etkisini içeren yükleme durumundaki en kritik temel taban basıncı değeri ise SAP2000'de tasarım spektrumu ile yapılan üstyapı analizi sonucunda Şekil 4'de verildiği gibi elde edilen taban basıncı dağılımına göre 182 kPa'dır. Buna göre, taşıma gücü hesabında tasarım etkisi tasarım dayanımından düşük olduğu için taşıma gücü koşulu sağlanmıştır. Ayrıca yatayda temel tabanına etkiyen tasarım kuvveti (V_{th})=2590 ton olarak üst yapı analizlerinden hesaplanmıştır. Tasarım sürtünme direnci (R_{th}) bağıntı 16.10 kullanılarak 9886 ton ve tasarım pasif direnci (R_{pt}) ise 70 ton olarak bulunmuştur. Yatayda temel tabanına etkiyen tasarım kuvveti (V_{th}), tasarım sürtünme direnci (R_{th}) ile tasarım pasif direncinin %30'unun ($0.3R_{pt}$) toplamından düşük olduğu için yapıyı planlanan binada yatayda kayma problemi bulunmamaktadır. Statik yük altında temel oturması Christian & Carrier (1978), Schmertmann (1970) ve Burland & Burbidge (1985) yöntemleri olmak üzere üç farklı yaklaşım kullanılarak hesaplanmıştır. Buna göre oturma değeri yaklaşık 50 mm olarak tahmin edilmiştir. Oturma hesaplarında farklı oturma veya açılmal distorsiyon değerleri de dikkate alınmalıdır. Üstyapı taşıyıcı sisteminden beklenen performansa göre açılmal distorsiyon değerinin 1/2000 ile 1/300 arasında kalması beklenmektedir. Bu çalışmada limit değer 1/500 olarak seçilmiştir. Radye temel sisteminin taşıma gücünü sağlamasına rağmen, toplam oturma ve açılmal distorsiyon değerleri ile sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörünün limit değerlere yakın olması sebebiyle derin temel sisteminin uygulanmasına karar verilmiştir.



Şekil 4. G+Q+E yüklemesi için elde edilen temel taban basıncı dağılımı

4.2. Derin Temel Sistemi Seçeneği

Derin temel sistemi seçeneği ile üstyapı yükünün kazıklar vasıtasıyla nitelikli çakıllı sıkı kum tabakasına aktarılması hedeflenmiştir. Bu sebeple kazıklı temel sisteminde kazık boyu ön tasarımda $L=20.0$ m olarak belirlenmiştir. Kazık çapı ise $D=1.0$ m olarak seçilmiştir. Kazıklar arasındaki mesafe ise $s=4$ m seçilmiştir. Kazıklı temel tasarımında statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumları için bir kazığın düşey tasarım kuvveti, P_{tv} , düşey tasarım dayanımından, Q_{tv} , düşük olmalıdır. Tasarım dayanımı ise karakteristik dayanımın dayanım katsayılarına bölünmesi sonucu elde edilir. Buna göre, düşey karakteristik dayanım, çevre sürtünmesi direnci ve uç direncinin toplanması sonucu literatürde kabul görmüş bağıntılara göre toplam 16710 kN olarak tahmin edilmiştir. Bir kazığa etkiyen statik düşey tasarım kuvveti, temelde oluşan gerilmenin (180 kPa) etkili gerilme alanıyla (4 m x 4 m= 16 m²) çarpılması sonucu 2880 kN bulunmuştur. Bu çalışmada statik yükler altında (G+Q yüklemesi) temel sisteminin kontrolü için güvenlik sayısı 3 olarak belirlendiği için kazıklı temel sistemi statik yükler ile yapılan hesaba göre güvenlidir.

Bu çalışmada kazık yükleme deneyi yapılmadığı düşünülerek çevre sürtünmesi ve uç direnci için dayanım katsayıları Tablo 16.4'e göre sırasıyla $\gamma_{Rsb}=1.5$ ve $\gamma_{Ru}=2.0$ olarak belirlenmiştir. Buna göre deprem etkisi altında kazığın düşey tasarım dayanımı, karakteristik çevre sürtünmesi direncinin, $Q_{ks}=1160$ kN ve karakteristik uç direncinin, $Q_{ku}=15550$ kN dayanım katsayılarıyla azaltılarak, toplanması sonucu $Q_{tv}=8540$ kN olarak elde edilmiştir. Deprem etkisini içeren yükleme durumlarında temelde oluşan gerilme 182 kPa ve bir kazığa etkiyen tasarım kuvveti (deprem etkisinde) ise 2920 kN olarak hesaplanmıştır. Buna göre düşey tasarım kuvveti, $P_{tv}=2920$ kN $<$ $Q_{tv}=8540$ kN olduğu için derin temel sistemi taşıma gücü açısından güvenlidir. Bu hesaplamalar sonucunda elde edilen değerler Çizelge 2'de özetlenmiştir.

Çizelge 2. Kazık güvenli taşıma gücü hesabı sonuçları

Statik Yükler Altında Tasarım (G+Q)				Deprem Yükleme Altında Tasarım (G+Q+E)					
Q_{ktv} (kN)	GS	Q_{tv} (kN)	P_{tv} (kN)	Q_{ks} (kN)	Q_{ku} (kN)	γ_{Rsb}	γ_{Ru}	Q_{tv} (kN)	P_{tv} (kN)
16710	3	5570	2880	1160	15550	1.5	2.0	8540	2920

Kazıklı temel sisteminin düşey yükler altındaki oturma değerini tahmin etmek için eşdeğer radye yöntemi kullanılmıştır. Buna göre eşdeğer radye seviyesinin kazık boyunun $2/3$ 'ü

seviyesinde olduğu kabul edilmiştir. Oturma hesabı için eşdeğer radye seviyesi ile anakaya derinliği arasında kalan zeminin sıkışacağı kabulüyle Schmertmann (1970) yöntemine göre oturma değeri yaklaşık 2.5 cm tahmin edilmiştir ve statik yükler altında kazıklı temel sisteminin güvenli olduğuna karar verilmiştir.

5. KAZIKLI TEMELLERİN DEPREM HESABI

Kazıklı temel sisteminin deprem hesabı için Yönetmelikte iki farklı hesap yaklaşımı verilmiştir. Ortak Sistem yaklaşımında üstyapı (bina), bina temeli, kazıklar ve zeminin taşıyıcı sisteminden oluşan tüm kısımların bir arada modellenip analiz edildiği doğrusal olmayan davranışları göz önüne alınabilmektedir. Bu çalışmada takip edilen Altsistem yaklaşımında ise üstyapı-temel altsistemi ile temel-kazık-zemin altsisteminin ayrı ayrı modellenip birbirleri ile etkileşimi de dikkate alınarak analiz edilmektedir. Altsistem yaklaşımında yapı-kazık-zemin etkileşimi Kinematik etkileşim ve Eylemsizlik etkileşimi olmak üzere iki aşamada ele alınmaktadır. Bu aşamalar için kullanılacak hesap yöntemleri Yöntem I, Yöntem II ve Yöntem III olarak adlandırılmış olup bu yöntemlerin uygulama alanları Deprem Tasarım Sınıfı (DTS), Bina Yükseklik Sınıfı (BYS) ve Yerel Zemin Sınıfına bağlı olarak Yönetmelikte tanımlanmıştır (Tablo 16.5). Yönetmelikte sunulan Tablo 3.1 ve 3.2'ye göre Deprem Düzeyi DD-2 için, kısa periyot spektral ivme katsayısı $S_{DS} = 1.059 > 0.75$ ve bina kullanım sınıfı BKS=3 için DTS=1 olarak belirlenir. Tablo 3.3'e göre, DTS=1, BYS=4 (bina yüksekliği yaklaşık 30 m için) ve yerel zemin sınıfı ZD için Yöntem III'ün seçilmesi uygun bulunmuştur.

5.1 Deprem etkisi altında sahaya özel zemin davranış analizleri

Yönetmelikte Ek 16C Deprem Etkisi Altında Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi başlığını taşımakta olup analizlerde kullanılacak olan üç hesap yöntemi bu kısımda açıklanmaktadır. Diğer yöntemlerde olduğu gibi bu çalışmada uygulanan Yöntem III kapsamında kazıklı temel sistemine etkiyecek olan deprem yüklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, analizin ilk aşaması olan kinematik etkileşim analizinde deprem verisi olarak sahaya özel serbest zemin analizlerinin sonuçlarının kullanılması öngörülmüştür. Yönetmeliğe göre sahaya özel zemin davranış analizleri, taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketinin zemin tabakaları boyunca değişimini ve zemin yüzeyindeki deprem yer hareketini belirlemek üzere yapılı ve bina temeli ve yakın çevresinde zemin ortamının yaklaşık olarak yatay tabakalardan oluştuğu durumlarda, sahaya özel zemin davranış analizleri için tek boyutlu serbest zemin modeli kullanılabilir. Aksi durumda iki veya üç boyutlu zemin modelleri kullanılacaktır.

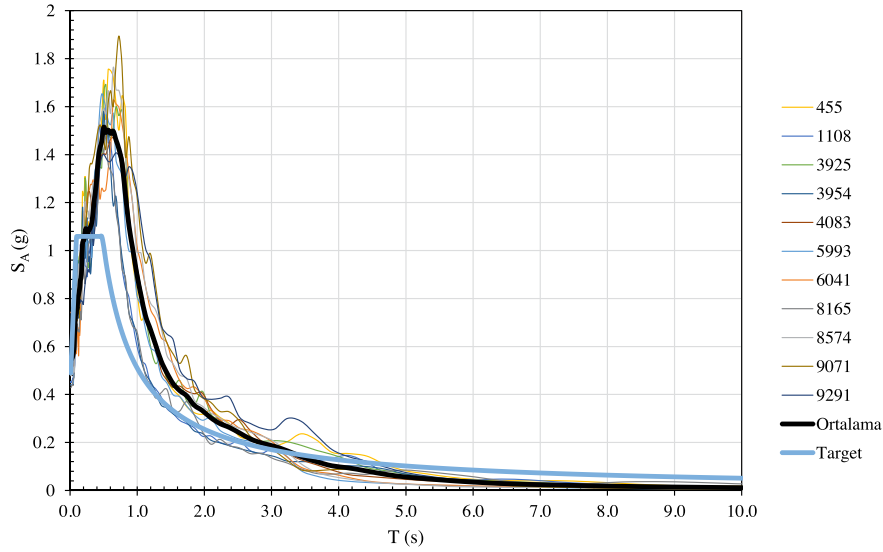
Kinematik etkileşim analizinde deprem verisi olarak, eylemsizlik etkileşimi hesabında ise tasarım spektrumu olarak kullanılmak üzere tespit edilmesi gereken en az onbir deprem kaydının daha önce elde edilen tasarım ivme spektrumu (Şekil 5) ile uyumlu olması gerekmektedir. Deprem kayıtlarının seçimi ve basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirilmesi veya spektral uyum sağlanacak şekilde dönüştürülmesi için uygulanması gerekli kurallar yönetmelikte Bölüm 2.5'te tanımlanmıştır. Buna göre, bir veya iki boyutlu hesap için seçilecek deprem kayıtlarının ve üç boyutlu hesap için seçilecek deprem kaydı takımlarının sayısı en az on bir olacak ve aynı depremden seçilecek kayıt veya kayıt takımı sayısı üçü geçmeyecektir. Deprem kayıtlarının seçimi, tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınarak yapılacaktır. Binanın bulunduğu bölgede tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu geçmiş deprem kayıtlarının mevcut olması

durumunda öncelikle bu kayıtlar kullanılacaktır. Yönetmelikte bu noktada, sahaya özel deprem tehlikesine en fazla katkıda bulunan depremlere ait büyüklük ve fay uzaklığı bilgilerinin belirlenmesi için deprem tehlikesi ayrıştırma işleminden yararlanılabilmektedir (2.5.1.1). Ancak tasarım ivme spektrumunun belirlenmesi aşamasında yararlanılan Türkiye deprem tehlikesi haritalarında kullanılmış olan deprem kayıtlarından oluşan verilerin tamamı ve göz önüne alınan modeller bilinmedikçe sahadaki deprem tehlikesine en fazla katkısı olan depremlerin belirlenmesine olanak verecek bir ayrıştırma analizi mümkün değildir. Bu noktada sahanın deprem tehlikesinde payı olan sismik kaynakların belirlenmesi amacıyla Akkar vd. (2014)'de yer alan Sismik Kaynakların Belirlenmesi ve Deprem Kataloğunun Derlenmesi raporunda verilmiş olan Türkiye anakarası üzerinde tanımlanan diri faylar ve bunların alt segmentlerine ait öznitelik bilgileri incelenerek şu sonuçlara ulaşılmıştır: Sahanın deprem tehlikesinde en büyük pay sahibi olan sismik kaynakların hepsi yanal atımlı olup bunlardan birisi Kuzey Anadolu Fay Zonu'dur (KAFZ). Bunun Güney kolunda yer alan Gemlik fayının sahaya uzaklığı yaklaşık 5 km'dir. Çok yakın mesafede Zeytinbağı ve Gençali fayları da mevcuttur. 11 deprem kaydı takımının 3 tanesinin bu özellikteki depremleri temsilen sahaya uzaklığı 0-10 km, deprem büyüklük aralığı $M_w=6.5-7.0$ olan depremlerin ivme-zaman kayıtlarının aranmasına karar verilmiştir. Sahaya yaklaşık 45-70 km mesafede yer alan KAFZ'nun Kuzey kolunun Adalar segmenti ile Kumburgaz ve Avcılar segmenti ve bu mesafe aralığında kalan İznik-Mekece fayı için kataloğlarda verilen en büyük değerler $M_w=7.0-7.2$ arasındadır. Bu mesafe ve $M_w=7.0-7.5$ aralığı için 3 adet deprem kaydı aranmasının uygun olacağı anlaşılmıştır. 20-40 km mesafe içinde yer alan KAFZ Çınarcık segmenti ve Uluabat Fayı göz önüne alınarak $M_w=6.5-7.0$ aralığı için 3 adet kayıt ve son olarak uzak kaynak kategorisinde Yenice-Gönen fayı dikkate alınarak 90-120 km mesafede ve $M_w=7.0-7.5$ aralığında depremlerden 2 kayıt seçilecektir.

Deprem kayıtlarının belirlenmesinde yerel zemin koşullarına uygunluk bir diğer faktör olup, arama kriteri olarak sahanın zemin profiline ait V_{s30} değeri kullanılmaktadır. Ancak deprem büyüklüğü, fay uzaklığı, kaynak mekanizması ve yerel zemin koşullarının uyumlu olduğu deprem kayıtlarının belirlenmesinde en büyük zorluk yerel zemin koşuluna uygunluk kriterinin sağlanmasıdır. Bu sorunun aşılması için iki farklı çözüm yolu izlenebilir. İlk olarak, taban kayasının yüzeyde olmadığı bir sahada alınmış bir deprem kaydı bu kaydın alındığı sahanın jenerik taban kaya seviyesine kadar zemin profilinin bilinmesi durumunda ters-evrişim (de-convolution) ile taban kayaya taşınabilir ve daha sonra bu kayıt incelemeye esas olan sahanın taban kayasına uygulanıp zemin yüzeyine evrişim (convolution) ile taşınabilir. Ancak deprem kaydının alındığı istasyonlar arasında çok azının zemin profili belirlenmiş durumdadır ve bu yüzden bu seçenek ile az sayıda kayıt elde edilebilmektedir. Bu noktada ikinci bir seçenek ise arama kriteri olarak jenerik taban kaya üzerinde alınmış deprem kayıtlarının kullanılmasıdır. Bu durumda bu kayıtlar doğrudan ilgili sahada mostrada etktilip evrişim ile zemin yüzeyine taşınabilmektedir.

Bu çalışma kapsamında belirlenen arama kriterlerine uygun depremlere ait kuvvetli yer hareketi kayıtları için AFAD'ın ilgili sitesinde (deprem.gov.tr) ve PEER'a (Pacific Earthquake Engineering Research) ait <https://ngawest2.berkeley.edu> sitesinde yer alan veri tabanları araştırılmıştır. Öncelikli olarak Mudanya ve çevresinde, daha sonra Türkiye anakarasında kriterlere uygun deprem aranmış ise de 11 deprem kaydı takımının 3'ü AFAD veri tabanında, diğer 8'i ise PEER veri tabanında bulunmuştur. Yönetmelik gereği olarak aynı depremden en fazla 3 farklı kayıt takımı alınmıştır. Kazıklı temellerin deprem hesabında kullanılmak üzere seçilen 11 adet deprem kaydının ivme spektrumlarının ortalamaları daha önce belirlenen elastik tasarım spektrumu ile spektral uyum sağlanacak şekilde ve tüm periyotlar için tasarım spektrumu ordinatlarından daha küçük olmayacak şekilde Bölüm

2.5.3'de belirtildiği gibi dönüştürülüp SeismoMatch programında ölçeklendirilmiştir. Elde edilen kayıtların spektral ivme değerlerinin ortalaması ile tasarım spektrumu Şekil 5'de verilmiştir.



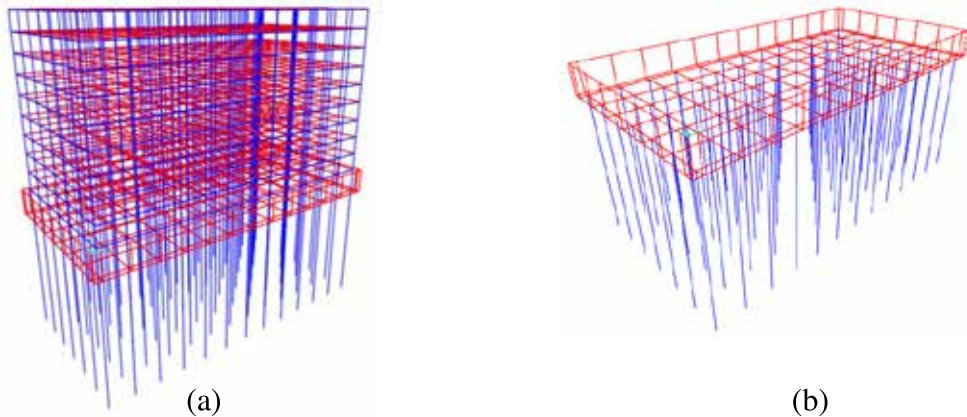
Şekil 5. İnceleme alanı için tasarım spektrumu, ölçeklendirilmiş on bir depremin kayıtları ve ortalaması

5.2. Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi Analizleri

Bu çalışmada kazıklı temele sahip sistemin yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri SAP2000 programı ve Deepsoil programında elde edilen sahaya özgü tepki analiz sonuçları ve Yöntem III kullanılarak yapılmıştır.

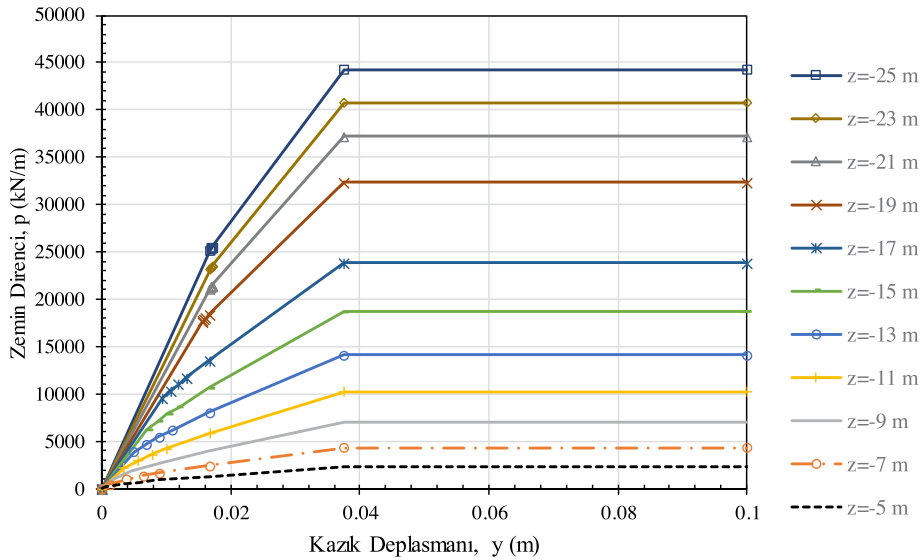
5.2.1. Kinematik Etkileşim Analizi

Kinematik etkileşim analizlerinde iki çıktı bulunmaktadır: Etkin temel hareketi ve kazıkta oluşan iç kuvvetler. Yöntem III'de etkin temel hareketi, serbest saha analizi sonucunda temel tabanı seviyesinde elde edilen kayıtlardır. Kazıklarda oluşan iç tesirlerin belirlenmesi için kazıklar lineer davranış gösteren çubuk elemanlar olarak modellenirken, zemin ortamı dolaylı olarak yay ilişkileriyle lineer olmayan davranış olarak dikkate alınmaktadır. Bodrum perdeleri ve radye temel kabuk elemanlar olarak modellenmiştir. Bu şekilde SAP2000 programında kurulan kazıklı temel ve üstyapı modeli Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. SAP2000 programında kurulan (a) yapı-kazıklı temel ve (b) kazıklı temel sistemi modeli

Zemin yüzeyinden itibaren 4 m yüksekliğindeki bodrum kat boyunca bulunan kil tabakası için Matlock (1970) tarafından önerilen lineer olmayan yatay yük-yatay deplasman (p-y) eğrileri kullanılmıştır. Kazık grubu içerisinde, kazık üst noktasından alt ucuna kadar -5 m derinliğinden başlayarak 2 m aralıklarla her bir düğüm noktasında Reese vd. (1974) tarafından önerilen ve Şekil 7’de sunulan p-y eğrileri, yükün uygulama yönüne göre ön sırada bulunan kazıklarda uygulanmıştır. Yükün uygulama yönüne göre ön sıra kazıkların arkasında kalan kazıklarda gölgeleme etkisini (grup etkisi) dikkate alabilmek için yönetmelikte verilen 16C.1 denklemi kullanılarak azaltma katsayısı hesaplanmıştır. Ön sıra dışında kalan kazıklar için, şekilde sunulan p-y eğrilerinin zemin direnci (p-ekseni) bu katsayı ile azaltılarak kullanılmıştır.



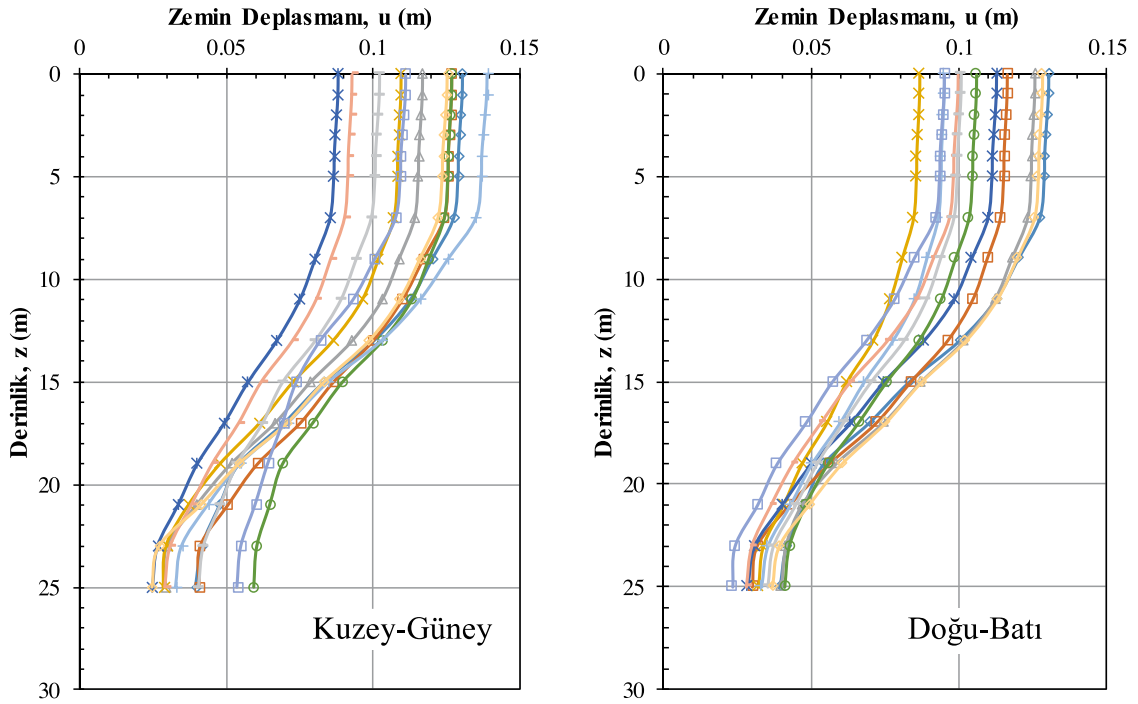
Şekil 7. Yapı-kazık-zemin etkileşimi analizlerinde kullanılan p-y eğrileri

Bu şekilde kurulan modelde deprem yüklemesi için serbest saha analizleri sonucunda elde edilen deplasmanlar kullanılmaktadır. 11 adet deprem kaydı kullanılarak DeepSoil programında yapılan ayrı ayrı analizlerle zemin profili boyunca deplasman-zaman kayıtları elde edilmiştir ve Şekil 8’de sonuçlar verilmiştir. Bir ucundan kazık düğüm noktasına bağlı olan p-y eğrilerinin öteki ucuna bu deplasmanlar uygulanarak kazık-zemin etkileşimi analizleri yapılmıştır. Analizlerde lineer olmayan p-y eğrileri kullanıldığı için kinematik etkileşim modelinde artımsal statik hesap yapılmıştır (statik nonlineer-pushover analizi).

Kinematik etkileşim analizlerinde temelın kısa ve uzun kenarı doğrultusunda kullanılmak üzere iki yönde (doğu-batı ve kuzey-güney) zemin deplasmanları elde edilmiştir. DeepSoil analizlerine göre, doğu-batı yönündeki deprem kayıtları daha yüksek zemin deformasyonlarına sebep olmuştur. Bu sebeple, temelın kısa kenarının doğu-batı doğrultusunda olduğu kabul edilerek analizler yapılmıştır. Kısa kenar yönünde ve uzun kenar yönünde zemin deplasmanları SAP2000 modeline ayrı ayrı uygulanmıştır. Sonuçta her bir deprem kaydı için kazıklarda oluşan maksimum iç tesirler bulunmuştur ve bunların ortalaması alınmıştır. Statik nonlineer analiz sonucunda en kritik kazıkta elde edilen iç tesirler her iki yön için ayrı ayrı Çizelge 3’de sunulmuştur (azaltılmış değerler).

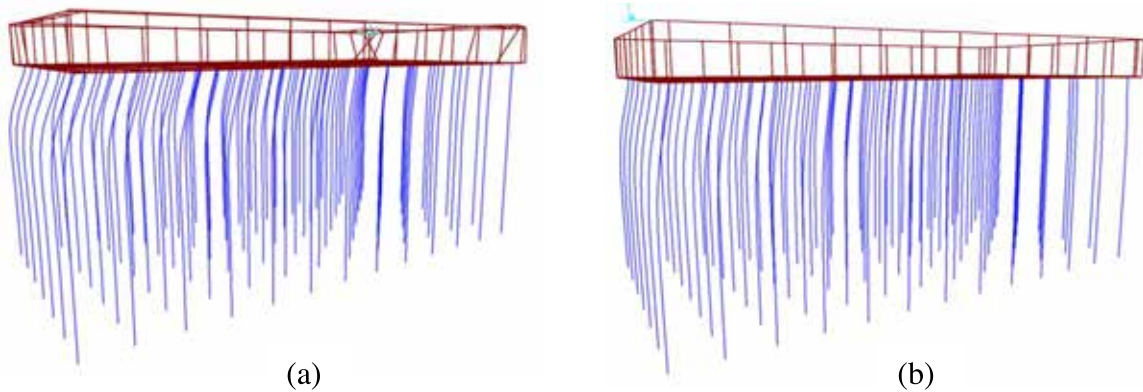
5.2.2. Eylemsizlik Etkileşimi Analizi

Eylemsizlik etkileşimi, üstyapı kütesinin ivmelenmesi ile oluşan kuvvetin temel sistemine aktarılması olarak özetlenebilir. Eylemsizlik etkileşiminin kazıklar üzerindeki etkisi için binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) kinematik



Şekil 8. 11 adet deprem kaydı kullanılarak yapılan serbest saha analizlerinden elde edilen zemin deplasmanlarının dağılımı: (a) Kuzey-Güney doğrultusu (b) Doğu-Batı doğrultusu

etkileşim analizinde kurulmuş olan kazıklı temel modeline uygulanmalıdır. Burada kinematik etkileşim modelinden farklı olarak p-y eğrilerinin başlangıç rijitliği kullanılarak statik lineer analiz yapılmalıdır. Taban kesme kuvvetini belirlemek için serbest saha analizleri sonucunda temel seviyesinde elde edilen ortalama spektrum kullanılmıştır. Bulunan ortalama spektrumun ordinatları yönetmelikte yerel zemin sınıflarına bağlı olarak tanımlanan tasarım spektrumunun ordinatlarından düşük olmamalıdır. SAP2000 modelinde kurulan üstyapı modelinde yapılan modal analiz sonucunda 1. mod periyodu yaklaşık 0.90 saniye bulunmuştur. Taban kesme kuvveti bu periyoda karşılık gelen spektral ivme değerinin toplam yapı kütleleriyle çarpılması sonucu elde edilmiştir. Taban kesme kuvveti kazıklı temel modeline uygulanarak eylemsizlik analizi sonucunda en kritik kazıkta oluşan ve Çizelge 3’de sunulan iç tesirler elde edilmiştir (azaltılmış değerler).



Şekil 9. Analiz sonucu oluşan kazık deplasmanları (a) Kinematik Etkileşim, (b) Eylemsizlik Etkileşimi Analizi

5.2.3. Kinematik Etkileşim ve Eylemsizlik Etkileşim Etkilerinin Birleştirilmesi

Eylemsizlik etkileşimi analizi lineer olduğu için bulunan iç tesirler bodrumlar için uygulanan katsayı (R=7) ile azaltılmıştır. Kinematik etkileşim analizlerinde kullanılan p-y eğrileri nonlineer olmakla birlikte, kazık elemanı lineer tanımlandığı için eğilme momentleri 2.5'e bölünerek azaltılmıştır. Yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri sonucunda, en kritik kazık için kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimi analizlerinden elde edilen değerler birleştirilmiştir. Burada tasarıma esas iç tesirler, gözönüne alınan deprem doğrultusunda yapılan analiz sonucu elde edilen iç tesirler ile diğer yönde yapılan analiz sonucu bulunan iç tesirlerin %30'unun toplanması sonucu elde edilmiştir (Çizelge 3)

Çizelge 3. Kinematik etkileşim analizleri sonucunda en kritik kazıkta oluşan maksimum eğilme momenti (M), kesme kuvveti (V) ve deplasman (D) değerleri

Analiz	Yükleme Yönü	M (kN.m)	V (kN)	D (cm)
Kinematik Etkileşim	Kısa Kenar (X)	36490	44500	25.9
	Uzun Kenar (Y)	30900	37670	18.1
Eylemsizlik Etkileşim	Kısa Kenar (X)	760	310	2.6
	Uzun Kenar (Y)	750	320	2.7
Toplam	Kısa Kenar (X)	37250	44810	28.5
	Uzun Kenar (Y)	31650	37990	20.8
Birleştirilmiş (Toplam)		46745	56207	34.7

Bu sonuçlara göre, kinematik etkileşim tesirlerinin eylemsizlik etkileşim tesirlerinden çok daha yüksek çıktığı görülüyor. Bunun sebebi, kazık kinematik etkileşiminin hesabında kazık deplasmanlarının serbest zemin deplasmanlarına eşit olduğu kabulü olabilir. Kinematik etkileşimde zemini doğrusal olmayan ancak eylemsizlik etkileşiminde zeminin başlangıç rijitliklerini kullanarak doğrusal davranışla modellemek bu farkın diğer sebebi olarak düşünülebilir.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada yeni deprem yönetmeliği TBDY 2018'de sunulan geoteknik tasarımı, sıvılaşma analizi ve yapı-zemin etkileşimi analizleri deprem bölgesinde olan Bursa İli'nin Mudanya İlçesi'nde bir konut yapı inşaatı vakasında değerlendirilmiş olup tasarım detayları sunulmuştur. Buna göre, orta sıkı ve sıkı kum tabakalarının bulunduğu zemin profiline 10 katlı bina türü bir yapı inşaatı planlanmıştır. Yerel zemin sınıfı ZD olan sahada sıvılaşma potansiyeli yeni yönetmeliğe göre incelenmiş ve zeminin sıvılaşma potansiyelinin limit değerlerde kaldığı görülmüştür. Yapı yükleri altında meydana gelecek toplam oturmanın müsaade edilen sınırlar içerisinde kalmasını sağlamak amacıyla ve sıvılaşmanın limit değerlerde kalması sebebiyle kazıklı temel sistemine karar verilmiştir. Kazıklı temelin ön boyutlandırılması yapıldıktan sonra dinamik yük altındaki davranışı incelenmiştir. Analizler için bina yüksekliğine ve bölgenin deprenselliğine bağlı olarak uygulanabilecek 3 adet yöntem önerilmiştir. Bu vakada, yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşim olmak üzere iki alt bileşene ayrılarak ve yeni yönetmelikte Yöntem 3 olarak adlandırılan yaklaşıma göre yapılmıştır. Kinematik etkileşim analizlerinde kazık boyunca belirli seviyelerdeki düğüm noktalarına deplasman yüklemesi yapılmıştır. Yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri için secilen 11 adet deprem kaydı kullanılarak sahaya özel



zemin davranış analizleri DeepSoil programı ile yapılmıştır. Düğüm noktalarındaki deplasmanlar ise zemin davranış analizleri sonuçlarından elde edilmiştir. Zeminin uygulanan yatay deplasman yüklemesine direnci ise yine yönetmelikte önerilen doğrusal olmayan p-y yayları ile dikkate alınmıştır. Eylemsizlik etkileşiminde ise zemin davranış analizleri ile temel altı seviyesinde elde edilen spektrumlar kullanılmıştır. Son olarak eylemsizlik etkileşimi ve kinematik etkileşim analizlerinden elde edilen kesit tesirleri birleştirilerek kazıklı temel tasarımı tamamlanmıştır.

Sıvılaşma analizleri için tahmin edilmesi gereken deprem büyüklüğünün belirlenmesindeki belirsizlikler, deprem kayıtlarının belirlenmesi ve ölçeklenmiş kayıtların ortalama spektrumunun tüm periyotlarda tasarım spektrumundan az olması kriterinin elde edilmesindeki zorluklar, Yöntem 3'deki kinematik ve eylemsizlik yaklaşımlarındaki farklı davranış kabullerine bu çalışmada dikkat çekilmiş ve tartışılmıştır. Bu bildiride aktarılan tasarım vaka analizinin yeni deprem yönetmeliğine göre temel tasarımı, temel zeminini sıvılaşma analizi ve yapı-kazık-zemin etkileşiminin uygulamasına bir örnek teşkil edecektir.

KAYNAKLAR

- Akkar, S., Azak Eroğlu, T., Çan, T., Çeken, U., Demircioğlu M.B., Duman, T., Ergintav, S., Kadirioglu, F.T., Kalafat, D., Kale, Ö., Kartal R.F., Kılıç, T., Özalp, S., Şeşetyan, K., Tekin, S., Yakıt, A., Yılmaz, M.T., Zülfiyar, Ö. (2014), “Türkiye Sismik Tehlike Haritasının Güncellenmesi”, AFAD, Proje No: UDAP-Ç-13-06.
- ASCE/SEI 7-10. Minimum design loads for buildings and other structures, 2010.
- Burland, J.B. & Burbidge, M.C., (1985). Settlement of Foundations on Sand and Gravel, Proceedings ICE, 1(78), 1325-1381
- Christian, J.T. & Carrier III, W.D., (1978). “Janbu, Bjerrum and Kjaernsli’s chart reinterpreted”, Canadian Geotechnical Journal, 15(1), 123, 436.
- CSI. SAP2000, V18. Integrated Software for Structural Analysis and Design. Berkeley, CA, USA: Computer and Structures Inc.(CSI). 2018
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2017) “DEEPSOIL 7.0, User Manual”.
- Hatanaka, M., & Uchida, A., (1996). “Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils”, Soils and Foundations, Vol. 36, No.4, pp. 1-10.
- Kulhawy, F.H., & Mayne, P.W., (1990). “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design”, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California
- Matlock, H. (1970). “Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay”, Proc., 2nd Annu. Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, Houston, Texas, pp. 577-594.
- NEHRP, Research Paper 12, Evaluation of geologic hazards and determination of seismic lateral earth pressures. Recommended Seismic Provisions, 2009.
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, 2006.
- Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974). “Analysis of laterally loaded piles in sand”, Proc. 6th Offshore Technology Conference, Paper 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(4), 297-313.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu

13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ÇEVRE BASINCININ ZEMİNİN DİNAMİK PARAMETRELERİNE ETKİSİ

THE EFFECT OF CONFINING PRESSURE ON DYNAMIC PARAMETERS OF SOIL

Burak GÖRGÜN¹

Nazile URAL²

ABSTRACT

For the safety of the structure to be built on the soil, soil's properties should be well known. It is necessary to know the stress-deformation properties of the ground in order to model the soil of the soils under dynamic loads. These parameters are very important in terms of modelling of earthquake resistant structure designs. The soil behaves differently under different loading conditions and confining pressures. Pre-knowledge of the nonlinear behaviour of the soil that will be affected with different confining pressure, will enable the prediction of the problems that may be encountered on that soil and the ways to solve them.

In this study, the effective confining pressure changes were determined by using clay soil containing 75% clay and 25% silt at 50, 100, 150 and 200kPa confining pressures. In order to investigate the effect of the shear modulus and damping ratio curve, resonant column test and torsional shear test were performed. Resonant column test was performed to find the maximum shear modulus at small strain amplitudes, while torsional shear test was performed to find maximum damping ratio. The results were compared with the literature and the effect of confining pressure on dynamic behaviour of the soil was discussed. As a result, it was observed that with the increase of the confining pressure, the shear modulus of the clay soil increased, and the damping rate decreased.

Keywords: Resonant Column Test; Torsional Shear Test; Confining Pressure; Clay

ÖZET

Yapılacak yapının güvenliği için üzerine oturduğu zeminin özelliklerinin iyi bilinmesi ve dinamik yükler altında zeminin gösterdiği davranışın doğru modellenebilmesi için zemine ait gerilme-deformasyon özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Bulunan bu parametreler, depreme dayanıklı yapı tasarımlarının modellenmesi açısından çok önemlidir. Zemin, farklı yükleme koşulları ve çevre gerilmeleri altında farklı davranışlar sergilemektedir. Farklı çevre gerilmeleri etki edecek zeminin doğrusal olmayan davranışının önceden

¹ Dr. Öğr. Üyesi., Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, burak.gorgun@bilecik.edu.tr

² Doç. Dr., Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, nazile.ural@bilecik.edu.tr



bilinmesi o zeminde karşılaşılabilecek sorunların önceden tahminini ve çözüm yollarının araştırılmasını sağlayacaktır.

Bu çalışmada, 50, 100, 150 ve 200kPa'lık çevre basınçlarında içerisinde %75kil ve %25silt bulunduran kil zemin kullanılarak, efektif çevre basıncı değişiminin, zemine ait dinamik parametrelerden; kayma modülü ve sönüm oranı eğrisine etkisinin incelenmesi amacıyla, rezonant kolon deneyi ve burulmalı kesme deneyi gerçekleştirilmiştir. Küçük gerilme genliklerinde maksimum kayma modülünün bulunması için rezonant kolon deneyi gerçekleştirilirken, maksimum sönüm oranının bulunması için büyük gerilme genliklerinde burulmalı kesme deneyi gerçekleştirilmiştir. Bulunan sonuçlar literatürdeki çalışmalarla karşılaştırılmış ve çevre basıncının zeminin dinamik davranışa etkisi tartışılmıştır. Bulunan sonuçlar çevre basıncı artışının maksimum dinamik kayma modülünde artış olduğunu buna karşı sönüm oranında ise azalma meydana geldiğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Rezonant Kolon; Burulmalı Kesme; Çevre Basıncı; Kil Zemin

1. GİRİŞ

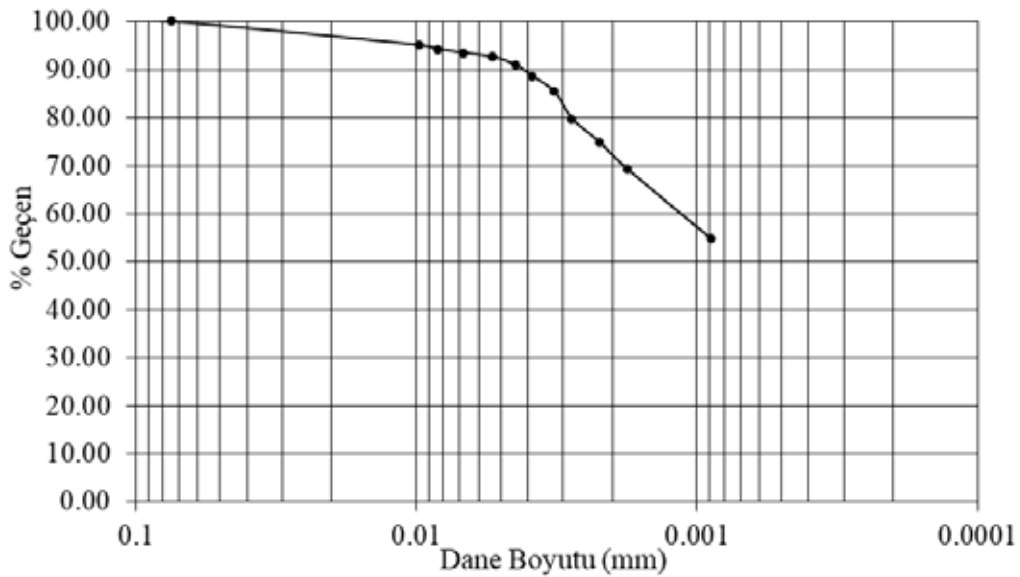
Zeminlerin dinamik yükler altında gösterdikleri davranışın doğru modellenebilmesi için zemine ait gerilme-deformasyon özelliklerinin iyi bilinmesi gerekmektedir. Bu sayede yapı zemin etkileşimi problemlerinin analizi mümkün hale gelmektedir. Uygulamalarda yapı-zemin problemlerinin çözümünde dinamik kayma modülü (G), sönüm oranı (D), kayma dalgası hızı (V_s) ve poisson oranı (μ) gibi dinamik yükler altında zemin davranışını etkileyen parametreler kullanılarak analizler yapılmaktadır. Bu sebeple dinamik etkiler altında doğrusal olmayan zemin davranışını etkileyen faktörlerin doğru tespit edilmesi, dinamik zemin parametreleri kullanılarak yapılan analizlerin güvenliği açısından son derece önemli bir hâl almaktadır. Doğrusal olmayan zemin davranışını kontrol eden parametreler ve bu parametrelerin gerilme-deformasyon davranışına etkisi daha önce birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Literatürde yapılan araştırmalar zeminlerin gerilme-deformasyon davranışında yapısı, zemin yoğunluğu, gerilme deformasyon geçmişi, boşluk oranı, plastisite indisi, aşırı konsolidasyon oranı gibi birçok etken olduğunu ortaya koymuştur.

Hardin ve Drnevich (1972) yaptıkları çalışmada kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde hangi parametrelerin önemli olduklarını incelemişlerdir. İncelemelerinde kohezyonlu zeminlerde gerilme genliğinin, boşluk oranının, çevre basıncının ve doyumluk derecesinin zeminlerin kayma modüllerinde çok etkili olduğunu ve yine kayma modülü açısından aşırı konsolidasyon oranının az da olsa önemli olduğunu ancak yükleme frekansı, dane dağılımı, zemin yapısı gibi etkilerin çok da önemli olmadığını ifade etmişlerdir. Ayrıca yine kohezyonlu zeminlerin sönüm oranlarına gerilme genliğinin, boşluk oranının, çevre basıncının çok etkili olduğunu ve aşırı konsolidasyon oranını ve yükleme frekansının az da olsa önemli olduğunu ancak dane çapı dağılımı, zemin yapısı, %0.5'in altındaki hacim değişiklikleri gibi faktörlerin önemli olmadığını ifade etmişlerdir. Darendeli (2001) ise benzer olarak hem kayma modülü hem de sönüm oranı eğrilerinde gerilme genliği ve çevre basıncının önemli olduğunu söylemiştir. Buna ek olarak zemin tipi ile plastisite indisinin de çok önemli olduğunu belirtmiştir. Ayrıca sönüm oranı eğrisinde yükleme frekansının önemli olduğunu ancak ne kayma modülü eğrisi ne de sönüm oranı eğrisi açısından boşluk oranının, aşırı konsolidasyon oranının, doyumluk derecesinin veya zemin dane dağılımının önemli olmadığını ifade etmiştir.

Yeraltı ve yerüstü yapılarının, çeşitli yöntemlerle dinamik davranış analizleri yapılırken göz önüne alınması gereken önemli noktalardan birisi zeminin tekrarlı yükler altında gerilme-birim şekil değiştirme ve mukavemet davranışının modellenmesidir. Oluşturulacak model, zeminin tekrarlı yükler altındaki davranışını, önceden belirlenmiş birim kayma genliği aralıklarında mümkün olduğunca gerçeğe yakın tekrarlanmalıdır. Dinamik yüklerin özelliklerine ve büyüklüklerine bağlı olarak zeminde oluşacak birim deformasyonların seviyeleri de farklı olacaktır. Küçük birim deformasyonlara sebep olan makine titreşimi, trafikten doğan titreşimler ile rüzgâr titreşimleri gibi küçük genliklerde oluşan etkiler zeminin elastik davranmasına sebep olurken, depremler, nükleer patlamalar, heyelanlar gibi büyük birim deformasyonlarına sebep olacak dinamik etkilerde ise zeminde plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Zeminlerdeki uygulamalarda yapı-zemin problemlerinin çözümünde kullanılan dinamik kayma modülü (G), sönüm oranı (D), kayma dalgası hızı (V_s) ve poisson oranı (μ) gibi dinamik parametrelerin belirlenmesi zeminlerin gerilme-birim şekil değiştirme özelliklerine bağlıdır. Bu sebeple zeminlere ait maksimum dinamik kayma modülünün (G_{max}), dinamik kayma modülü oranı (G_{sec}/G_{max}) ile sönüm oranının (D) ve bunlarla tekrarlı birim kayma genliği (γ_a) arasındaki ilişkinin iyi bilinmesi gerekmektedir.

2. MALZEME VE METOD

Bu çalışmada dinamik yükler altında kil zeminin davranışı incelenmiştir. Bilecik ilinin Söğüt ilçesinden temin edilen kil zemin çalışma kapsamında kullanılacak malzemedir. Deneylerde kullanılacak olan zeminin dane dağılımını ve zemin sınıfının belirlenmesi amacıyla elek analizi, hidrometre, piknometre ve kıvam limitleri deneyleri gerçekleştirilmiştir. Elek analizinde ASTM C136/C136M-14 standardı, hidrometre deneyinde ASTM D7928-17 standardı, kıvam limitlerinin tespitinde ASTM D4318-17 standardı, piknometre deneyi ile özgül ağırlıklarının bulunmasında ASTM D854-14 standardı ve zeminlerin sınıflandırmasında ASTM D2487-17 ve TS 1500/2000 standartları kullanılmıştır. Yapılan deneyler sonucunda zeminin kil zemin olduğu ve içerisinde %75 kil ile %25 silt olduğu görülmüştür (Şekil 1).



Şekil 1. Kil zemin hidrometre deneyi

Dane çapı dağılımı belirlenen zeminlerde zemin sınıfının belirlenmesi amacıyla Atterberg kıvam limitleri deneyi ile özgül ağırlık deneyi yapılmıştır (Çizelge 1). Likit limit deneyinde Casagrande yöntemi kullanılmıştır.

Çizelge 1. Kil zeminin özellikleri

Malzeme	LL	PL	G _s	ASTM	TS
Kil Zemin	51	23	2.56	CH	CH

Zeminlerde yapılan laboratuvar deneyleri hem araştırma hem de tasarım amaçları için geoteknik mühendisliğinin önemli bir parçasıdır. Numune hazırlama yöntemi yapılacak olan deneylerin doğru modellenmesi için kritik bir öneme sahiptir. Birçok çalışma zemin davranışının laboratuvar numunesi hazırlama tekniklerine bağlı olduğunu göstermiştir (Mulilis vd., 1977; Miura ve Toki, 1982). Frost ve Park (2003) ıslak tokmama yöntemi kullanarak eşit yoğunlukta ve homojen numuneler üretilebileceğini göstermiştir. Literatürde çeşitli numune hazırlama yöntemleri bulunmaktadır. Bunlardan en çok kullanılan yöntemler kuru yağmurlama, ıslak tokmama, suda çöktürme, bulamaç çökeli ve kuru çöktürmedir. Kohezyonlu zemin numunelerinin laboratuvarında hazırlanması için en çok kullanılan yöntemler ise bulamaç çamuru ve sıkıştırma ile numune hazırlanmasıdır (Lade, 2016). Bu çalışmada numune hazırlama yöntemi olarak ıslak tokmama yöntemi seçilmiştir. Islak yöntemiyle hazırlanan numunelerde dinamik deneyler gerçekleştirilmiştir.

Zeminlerin dinamik yükler altında göstereceği davranışını belirlemek için o zemine ait dinamik kayma modülü (G) ve sönüm oranını (D) bilinmesi gerekmektedir. Bu sistemler içinde en çok kullanılan yöntemlerden birisi rezonant kolon deneyidir. Rezonant kolon deneyi düşük deformasyon genliklerinde zeminin kayma parametrelerinin belirlenmesi için 1930'ların sonlarında kullanılmaya başlanmıştır (Ida 1938, 1940). Günümüzde rezonant kolon deneyi ile 10^{-5} ile %1 arasındaki deformasyon genliklerinde kayma modülü ve sönüm oranı hesaplanabilmektedir. Bu çalışmada kil zeminlerin dinamik davranışının incelenmesinde Werden vd. (2013) tanımlanan rezonant kolon ve burulmalı kayma cihazı kullanılmıştır (Şekil 2). Dinamik deneyler, "Sabit Tabanlı Rezonant Kolon Cihazları ile Zeminlerin Modül ve Sönümlenmesi için Standart Test Yöntemleri" olan ASTM D4015-15e1 standartında belirtilen rezonant kolon cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

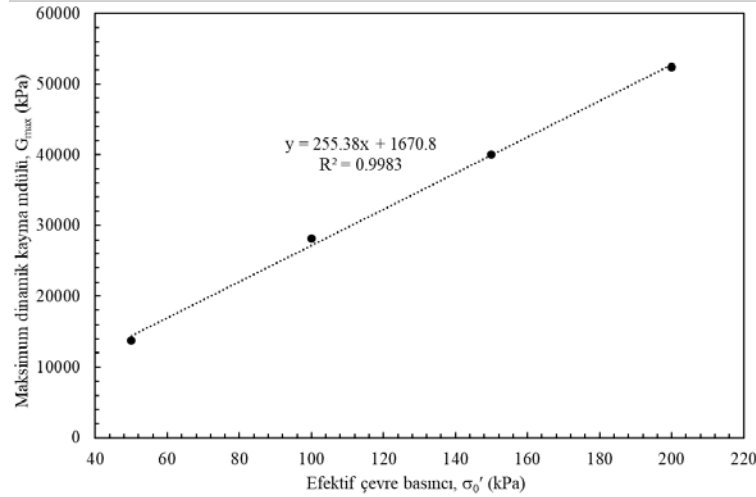


Şekil 2. Rezonant kolon ve burulmalı kesme cihazı

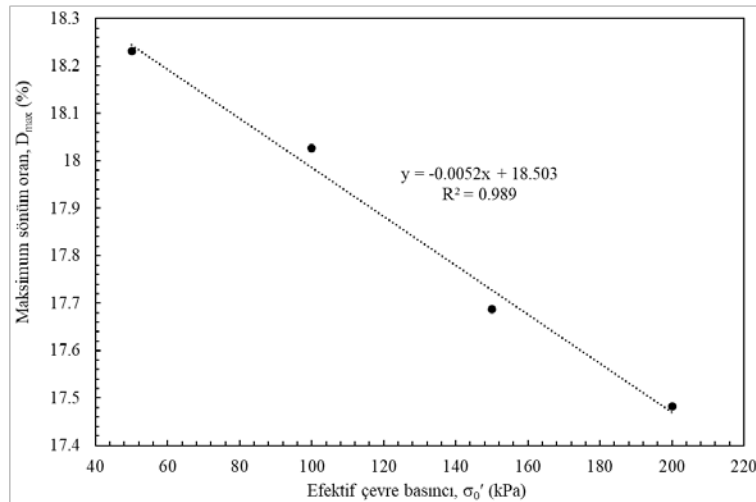
3. YAPILAN ÇALIŞMALAR VE DEĞERLENDİRMELER

Son yıllarda dinamik zemin özelliklerini ve onları etkileyen parametreleri belirleme konusunda çok sayıda araştırma yapılmıştır. Bu araştırmacılar deprem analizlerinde kullanılmak üzere doğrusal olmayan davranışın modellenmesi amacıyla genelleştirici eğriler önermişlerdir. Yapılan birçok araştırmada efektif gerilme artışının maksimum dinamik kayma modülü üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Literatürde yapılmış olan birçok çalışma incelendiğinde efektif gerilmenin artışıyla dinamik kayma modülünde de artış meydana geldiği görülmüştür. (Hardin ve Drenvich, 1972; Iwasaki vd., 1978; Kokusho, 1980; Ishibashi ve Zhang, 1993; Darendeli, 2001; Okur, 2002; Onur vd., 2014). Yapılan çalışmalarda çok çeşitli zeminler ve deney yöntemleri kullanılmıştır. Ancak elde edilen eğrilerde her ne kadar efektif gerilme artışıyla dinamik kayma modülünde artış gözlemlense de elde edilen eğriler kullanılan zemin özelliklerine göre farklılık göstermektedir. Bu çalışmada 50, 100, 150 ve 200kPa'lık çevre basınçlarında %75kil+%25silt karışımı kullanılarak efektif çevre basıncı değişiminin kayma modülüne ve sönüm oranı eğrisine etkisi incelenmiştir. İnşaat mühendisliğinde üzerine yapılacak yapının zemini her zaman suya tamamen doymun değildir. Ancak doymun zeminle çalışmak zeminin ön kötü durumunu modellemek açısından oldukça önemlidir. Bu çalışmada kullanılan zeminlerin tamamı suya doymun hale getirildikten sonra konsolidasyon işlemine tabi tutulmuştur. Numunenin doymunluğu Bishop'un B parametresi ile kontrol edilmiş olup, $B > 0.95$ olduğu durumlarda doymun olarak kabul edilmiştir. Daha önceki yapılan çalışmalardaki araştırmacılar da B değerinin 0.95'in üzerinde olduğu durumlarda doymun olarak kabul edilebileceğini belirtmişlerdir (ASTM D4767). Ancak bu çalışmada kullanılan tüm zemin numunelerinde B değeri 1.0 olduktan sonra diğer aşamaya geçilmiştir. Ayrıca literatürde yapılan çalışmalar boşluk oranının maksimum dinamik kayma modülüne etkisinin oldukça önemli olduğunu göstermiştir (Hardin ve Drenvich, 1972; Darendeli, 2001). Bu sebeple ıslak tokmaklama yöntemiyle hazırlanan karışımların boşluk oranları hesaplanmış ve boşluk oranlarının birbirine yakın olduğu görüldükten sonra deneyler yapılmıştır.

Bulunan sonuçlar çevre basıncı artışının maksimum dinamik kayma modülünde artış olduğunu buna karşı sönüm oranında ise azama meydana geldiğini göstermektedir (Şekil 3-4).



Şekil 3. Çevre basıncı ile G_{max} 'ın değişimi



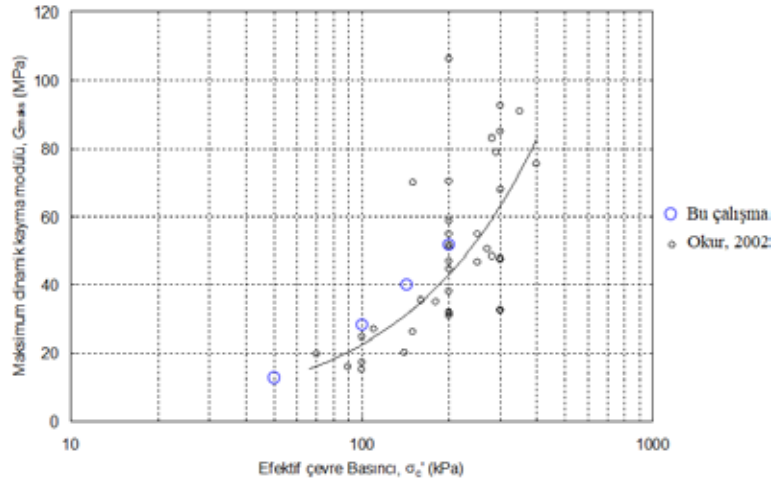
Şekil 4. Çevre basıncı ile D 'nin değişimi

3.1. Kayma Modülüne Etkisi

Literatürde yapılmış olan birçok çalışma incelendiğinde efektif gerilmenin artışıyla dinamik kayma modülünde de artış meydana geldiği görülmüştür. (Hardin ve Drenvich, 1972; Iwasaki vd., 1978; Kokusho, 1980; Ishibashi ve Zhang, 1993; Darendeli, 2001; Okur, 2002; Onur vd., 2014). Yapılan çalışmalarda çok çeşitli zeminler ve deney yöntemleri kullanılmıştır. Ancak elde edilen eğrilerde her ne kadar efektif gerilme artışıyla dinamik kayma modülünde artış gözlenirse de elde edilen eğriler kullanılan zemin özelliklerine göre farklılık göstermektedir. Yapılan bu çalışma sonucunda da efektif gerilmenin artmasıyla kayma modülünde artış meydana geldiği görülmüştür.

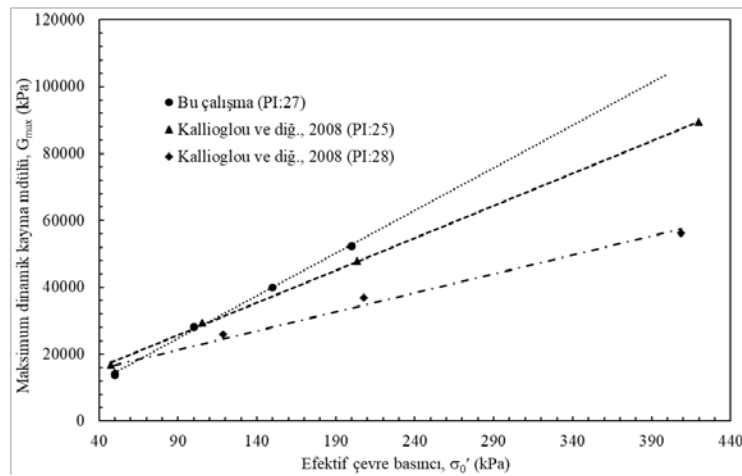
Okur (2002) normal ve hafif aşırı konsolide zeminlerden oluşan örselenmemiş kil numuneleri kullanarak çevre basıncının etkisini incelemek amacıyla rezonant kolon deneyleri gerçekleştirmiştir. Yapmış olduğu deneylerde çevre basıncının artmasıyla maksimum dinamik kayma modülünde de artış gözlenmiştir. Araştırmacı çevre basıncı ile

numunlerin maksimum dinamik kayma modülleri arasında bir oran olduğunu ifade etmiştir. Yapılan çalışma sonucunda efektif çevre basıncının artmasıyla bulunan maksimum dinamik kayma modülleri Okur'un (2002) çalışmasıyla kıyaslanmıştır (Şekil 5). Sonuçta, çevre basıncındaki artış ile maksimum dinamik kayma modülünde artış olduğu görülmüştür (Şekil 5).



Şekil 5. Efektif çevre basıncının G_{max} 'a etkisi

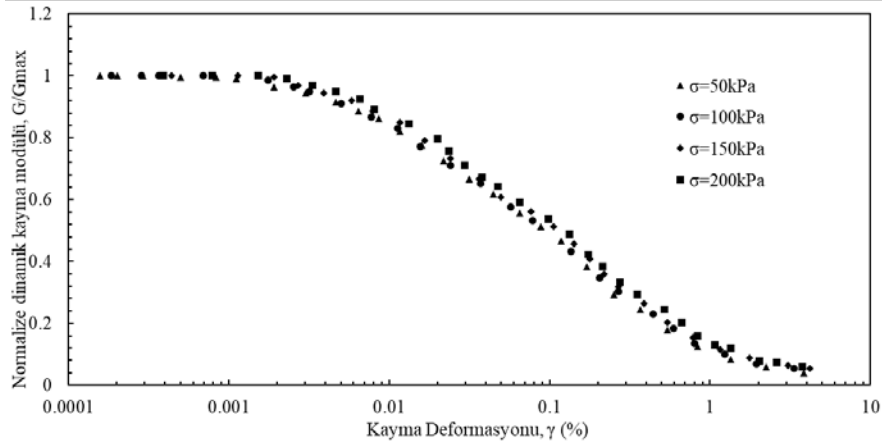
Kallioglou vd. (2008) farklı plastisite oranlarında ve farklı kalsiyum karbonat ($CaCO_3$) içeren kil zeminlerde çevre basıncının dinamik kayma modülü üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Çalışmalarının sonucunda çevre basıncının artışı maksimum dinamik kayma modülünde de artışa sebep olmuştur. Kallioglou vd. (2008) tarafından farklı plastisite indisine sahip zeminlerde bu deney tekrarlanmıştır. Bu çalışma esnasında kullanılan %75kil+%25silt karışımının plastisite indisi değeri 27 olup araştırmacılar tarafından kullanılan ve plastisite indisi 25 ile 28 olan kil zemine ait deney sonucuyla karşılaştırılmıştır (Şekil 6). Yapılan karşılaştırma sonucunda elde edilen eğrilerin birbirlerine oldukça paralel sonuçlar verdiği görülmektedir. Her iki çalışmada da efektif çevre basıncının artmasıyla dinamik kayma modülü artmıştır.



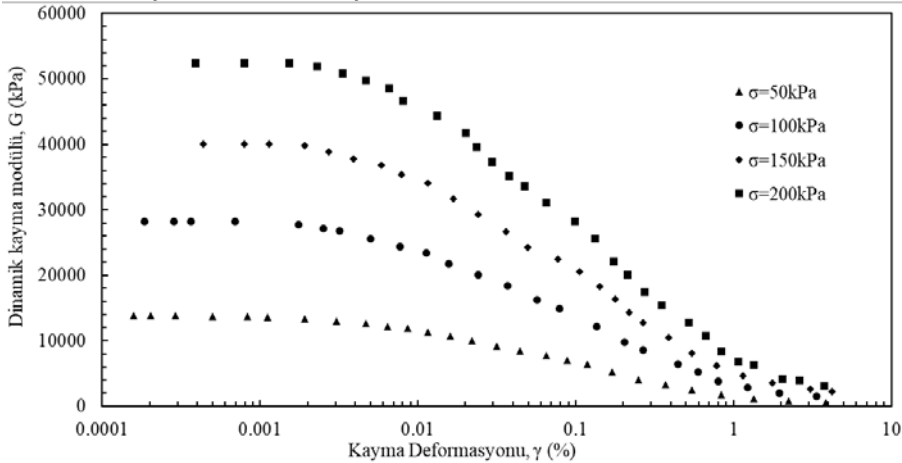
Şekil 6. Efektif çevre basıncı ile G_{max} değişiminin incelenmesi

Yapılan deneyler sonucunda kil zeminde dinamik kayma modülü ve normalize dinamik kayma modülü eğrileri oluşturulmuştur (Şekil 7). Bulunan sonuçlara göre maksimum dinamik kayma modülü ve kayma modülü eğrilerinde çevre basıncı çok önemlidir. Ancak

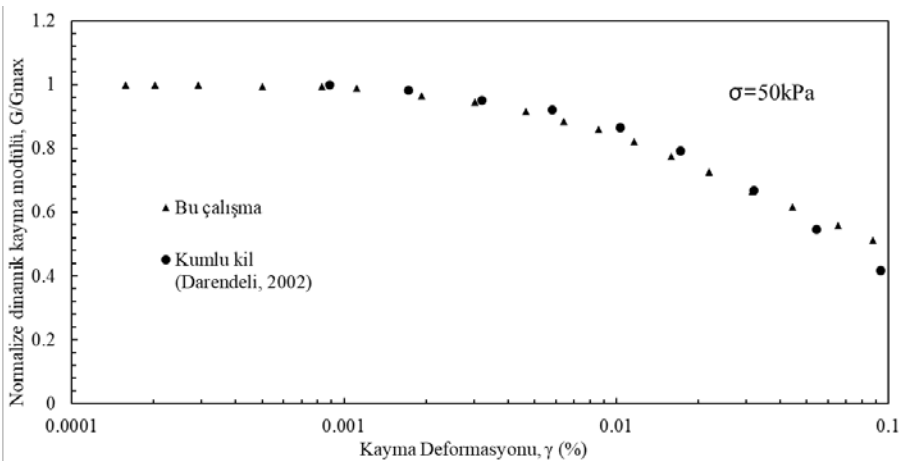
normalize dinamik kayma modülünde birbirine çok yakın bir eğri elde edilmiştir. Bununla birlikte söz konusu eğride de çevre basıncı arttıkça kayma modülünde artış trendi olduğu görülmektedir (Şekil 8). 50kPa çevre basıncında elde edilen kayma modülü eğrisi Darendeli (2002) tarafından yine 50kPa çevre basıncında yapılan kumlu kil ile karşılaştırılmıştır. Bulunan sonuçların %0.1 kayma deformasyonuna kadar birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir (Şekil 9). Araştırmacının %0.1'den sonraki kayma deformasyonları ile ilgili veri bulunmamaktadır.



Şekil 7. Efektif çevre basıncının G/G_{max} 'a etkisi



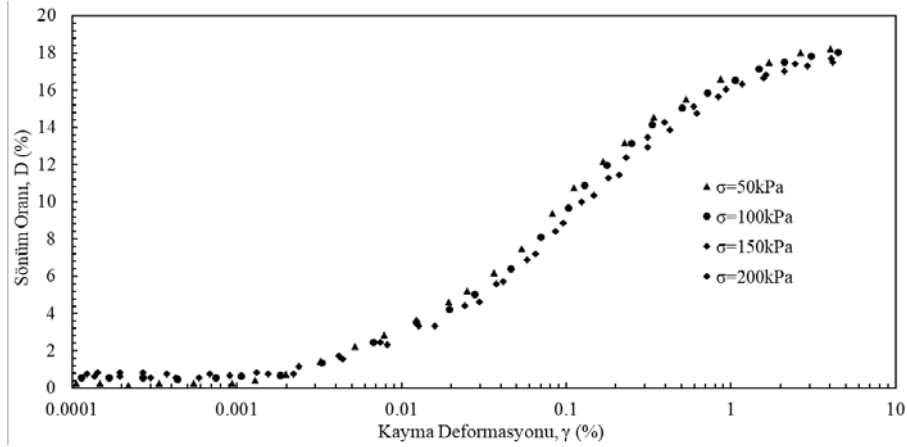
Şekil 8. Efektif çevre basıncının G 'ye etkisi



Şekil 9. Efektif çevre basıncı ile G/G_{max} değişiminin incelenmesi

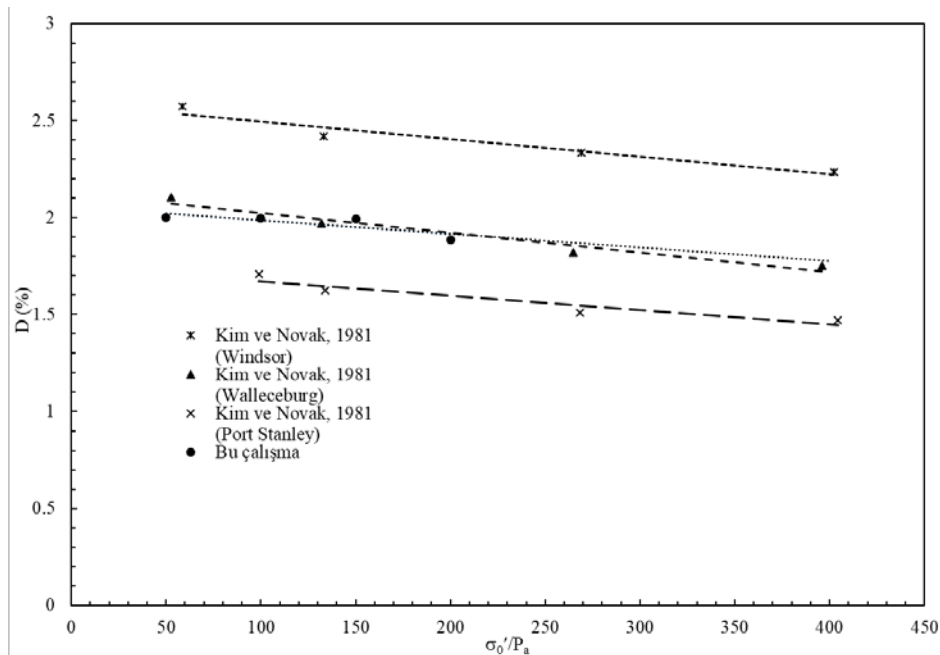
3.2. Sönüm Oranına Etkisi

Bu çalışmada 50, 100, 150 ve 200kPa'lık çevre basınçlarında %75kil+%25silt karışımı kullanılarak efektif çevre basıncı değişiminin sönüm oranına etkisi incelenmiştir. Yapılan deneyler sonucunda efektif çevre basıncı arttıkça Şekil 8.3'teki normalize kayma modülüne benzer şekilde sönüm oranları birbirine yakın çıkmasına karşın sönüm oranlarında azalma görülmektedir (Şekil 10).



Şekil 10. Efektif çevre basıncının D'ye etkisi

Kim ve Novak (1981), örselenmemiş zeminler üzerinde yaptıkları çalışmada rezonant kolon deneyi kullanarak kil zeminlere etki eden parametreleri incelemişlerdir. Farklı killer kullanarak çalışmalarını yapan araştırmacılar küçük tekrarlı birim deformasyonlarda çevre basıncı arttıkça sönüm oranlarında bir azalma meydana geldiğini görmüşlerdir. Araştırmacılar çalışmalarında %0.002 birim kayma deformasyonuna karşılık gelen sönüm oranlarını kullanmışlardır. Kim ve Novak (1981) tarafından bulunan sonuçlar ile bu çalışmadaki sonuçlar birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Her iki çalışmada da çevre basıncı arttıkça sönüm oranlarında azalma meydana gelmiştir (Şekil 11).



Şekil 11. Efektif çevre basıncı ile D değişiminin incelenmesi

4. SONUÇ

Çevre basıncının etkisinin gözlenmesi amacıyla 50, 100, 150 ve 200kPa'lık çevre basınçlarında %75kil+%25silt karışımı kullanılarak efektif çevre basıncı değişiminin kayma modülüne ve sönüm oranı eğrisine etkisi incelenmiştir. %50kil ve %100kil arasında ortalama bir değer olması açısından bu karışım seçilmiştir. Yapılan bu çalışma sonucunda efektif gerilmenin artmasıyla kayma modülünde artış meydana geldiği görülmüştür. Bu artışın doğrusal olduğu gözlenmiştir. Bulunan sonuçlara göre maksimum dinamik kayma modülü ve kayma modülü eğrilerinde çevre basıncı çok önemlidir. Ancak her bir çevre basıncı için oluşturulan normalize dinamik kayma modülü eğrilerinde birbirine oldukça yakın eğriler elde edilmiştir. Bununla birlikte söz konusu eğride, çevre basıncı arttıkça normalize kayma modülünde artış olduğu görülmektedir. Sönüm oranı eğrilerinde normalize kayma modülü eğrilerine benzer şekilde birbirine çok yakın eğriler elde edilmiştir. Ancak çevre basıncının artmasıyla sönüm oranlarında azalma görülmektedir.

KAYNAKLAR

- ASTM C136/C136M-14, “Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates”, ASTM International, West Conshohocken-PA (2014).
- ASTM D2487-17, “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”, ASTM International, West Conshohocken-PA (2017).
- ASTM D4318-17e1, “Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils”, ASTM International, West Conshohocken-PA (2017).
- ASTM D7928-17, “Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis”, ASTM International, West Conshohocken-PA (2017).
- ASTM D854-14, “Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer”, ASTM International, West Conshohocken-PA (2014).
- Darendeli, M. B. (2001), “Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves”, PhD dissertation, Univ. of Texas at Austin, Austin-Texas.
- Frost, J. D. ve Park, J. Y., “A Critical Assessment of the Moist Tamping Technique”, Geotechnical Testing Journal, 26(1): 57-70 (2003).
- Hardin, B. O. ve Drnevich, V. P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects”, Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., 98(SM6).
- Iida, K. (1938), “The Velocity of Elastic Waves in Sand. Bull. Earthq. Res. Inst.”, University of Tokyo, 16: 131-144.
- Iida, K. (1940), “On the Elastic Properties of Soil, Particularly in Relation to Its Water Content”, Bull. Earthquake Res. Inst., 18: 675-691.
- Ishibashi, I. ve Zhang, X. (1993), “Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay”, Soils and Foundations, 33(1): 182-191.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. ve Takagi, Y. (1978), “Shear Moduli of Sands Under Cyclic Torsional Shear Loading”, Soils and Foundations, 18(1): 39-56.
- Kallioglou, P., Tika, T. H. ve Pitilakis, K. (2008), “Shear Modulus and Damping Ratio of Cohesive Soils”, Journal of Earthquake Engineering, 12(6): 879-913.



- Kim, T. C. ve Novak, M. (1981), "Dynamic Properties of Some Cohesive Soils of Ontario", Canadian Geotechnical Journal, 18(3): 371-389.
- Kokusho, T. (1980), "Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range", Soils and Foundations, 20(2): 45-60.
- Lade, P. V. (2016), "Triaxial Testing of Soils", John Wiley and Sons, India
- Miura, S. ve Toki, S. (1982), "A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand", Soils and Foundation, 22(1): 61-77.
- Mulilus, J. P., Seed H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K., Arulanandan, K. (1977), "Effects of Sample Preparation on Sample Preparation", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(Gt2): 91-108.
- Okur, D. V. (2002), "Farkli Dinamik Gerilme Genlikleri Altında İnce Daneli Zeminlerin Gerilme-Şekil Değişirme ve Mukavemet Davranışları", Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Onur, M. I., Tuncan M. ve Tuncan A. (2014), "An Experimental Study for Determining the Shear Modulus of Toyoura Sand", Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 1-7.
- Werden, S. K., Drnevich, V. P., Hall, J. R., Hankour, C., Conlee, C. T. ve Marr, W. A. (2013), "New Approach to Resonant Column Testing", Geotechnical Testing Journal, 36(2): 169-177.
- TS 1500/2000, "İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması" Türk Standardları Enstitüsü, Ankara (2010).



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

YÜKSEK MODÜLLÜ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ BİR ZEMİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF A SOIL IMPROVED WITH HIGH MODULUS COLUMNS

Selçuk DEMİR¹

Pelin ÖZENER²

ABSTRACT

In this study, on a liquefiable soil improved with high modulus columns in Christchurch, New Zealand, the factor of safety against liquefaction were calculated using the shear strain compatibility and incompatibility assumptions in literature before and after the soil improvement. In the study, the principles of the assumptions are addressed and the lacking points of both methods are mentioned. In addition, according to these assumptions, the safety factors against liquefaction of the soil were calculated and comparison of both methods was made. As a result of the used methods, it is found that the factor of safety obtained from the comparisons are quite different and evaluations were made on this difference regarding to usage in practice. Considering that liquefaction calculation of an improved soil with high modulus columns is based on shear deformation compatibility in practice, the results obtained within the scope of the study are considered to be beneficial.

Keywords: Liquefaction, liquefaction potential, high modulus columns, soil improvement

ÖZET

Bu çalışmada, Yeni Zelanda Christchurch' da yer alan ve yüksek modüllü kolonlarla iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir bir zemindeki iyileştirme öncesinde ve sonrasında oluşan sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları literatürde yer alan kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu ve uyumsuzluğu kabulleri kullanılarak hesaplanmıştır. Çalışma içerisinde, yapılan kabullerin esaslarına değinilerek her iki yöntemin eksik kısımlarından bahsedilmiştir. Ayrıca, bu kabullere göre ilgili bölgede zemindeki sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları hesaplanarak her iki yöntemin karşılaştırılması yapılmıştır. Kullanılan yöntemler sonucunda yapılan karşılaştırmalardan elde edilen güvenlik sayılarının oldukça farklı çıktığı görülmüştür ve bu farklılığın uygulamadaki karşılığı üzerine değerlendirmeler yapılmıştır. Özellikle günümüzde uygulamada kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu baz alınarak yüksek modüllü kolonlarla iyileştirilmiş bir zeminin sıvılaşma hesabı yapıldığı göz önüne alındığında, çalışma kapsamında elde edilen sonuçların yararlı olacağı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, sıvılaşma potansiyeli, yüksek modüllü kolon, zemin iyileştirmesi

¹ Arş.Gör., Bolu Abant İzzet Baysal Üniversitesi, seljukdemir4071@gmail.com

² Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, tohumcu@yildiz.edu.tr

1. GİRİŞ

Sismik hasar potansiyelinin çok yüksek olduğu sıvılaştırılabilir zeminlerin davranışı geoteknik deprem mühendisliğinin önemli konuları arasında yer almaktadır. Sıvılaştırılabilir zeminler üzerinde yer alan yapılar, depremler esnasında meydana gelen etkiler neticesinde ciddi şekilde hasar görebilmektedirler. Bu hasarlar, yanal akma, taşıma gücü kaybı, oturma problemleri ve şev stabilite problemleri gibi sorunlar olarak ortaya çıkabilmektedir. Dolayısıyla, sıvılaştırma kaynaklı hasarların azaltılması için sıvılaştırılabilir zeminlerin iyileştirilmesi ve sıvılaştırma potansiyeline sahip zeminin iyileştirilmesi gerekmektedir. Bu tür bir iyileştirme, zemin içerisine yüksek modüllü kolonların (YMK) oluşturulması ile yapılabilmektedir. Yapılan bu iyileştirme ile, zeminde yüksek rijitliğe sahip kolonlar oluşturulmakta ve zeminin genel rijitliği artırılarak zeminin sismik etkiler altında daha az deformasyon yapması ve sismik etkilere daha az maruz kalması hedeflenmektedir.

Pratikte, YMK'lar ile zeminin sıvılaştırma direncini arttırmada 3 önemli mekanizmasının rol oynadığı düşünülmektedir (Shenthan vd., 2004; Baez, 1995; Adalıer vd., 2003):

1. YMK'ların bazılarının imalatı sırasında oluşan vibrasyon etkisi ile kohezyonsuz zeminler daha sıkı bir hale getirme ve bu sayede zeminin sıvılaştırmaya karşı direnci daha fazla olmaktadır.
2. Taş kolon ve darbeli taş kolon gibi YMK'ların oluşturulması aşamasında kullanılan yüksek permeabiliteye sahip geri dolgu malzemeleri, sıvılaştırma esnasında çevre zeminde oluşabilecek artık boşluksuyu basınçlarını azaltmaktadır.
3. YMK'lar deprem sırasında zeminde oluşabilecek sismik kayma gerilmelerini büyük oranda karşılayarak, çevresinde yer alan zemine daha az bir sismik kayma gerilmesinin etki emesine yardımcı olmaktadır (Baez, 1995).

Yukarıda ifade edilen üç mekanizma arasında, 3. mekanizmanın bütün YMK' larda geçerli olan ortak bir mekanizma olduğu söylenebilir. Bu mekanizmada, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu (shear strain compatibility) göz önüne alınarak zemin içerisine yerleştirilmiş kolonların sismik etkiler altında yapacağı kayma şekil değiştirmelerinin zeminin yapacağı kayma şekil değiştirmesi ile aynı olacağı kabul edilmektedir (Baez, 1995). Pratikte YMK' lar ile iyileştirilmiş bir zeminin sıvılaştırma potansiyeli hesabı için kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunu varsıyımı dikkate alınarak tasarımlar gerçekleştirilmektedir. Ancak bu konu üzerinde yakın zamanda yapılan teorik (Goughnour ve Pestana, 1998) ve nümerik (Green vd., 2008; Olgun ve Martin, 2008; Rayamajhi vd., 2014; Demir ve Özener, 2018) çalışmalar incelendiğinde, YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun gerçekleşmediği ve YMK'ın sismik kayma gerilmesini azaltmada beklenenden daha az bir performans sergileyeceği ortaya konulmuştur.

Bu çalışmada, Yeni Zelanda Christchurch' de yer alan ve YMK iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir bir zemine ait sıvılaştırma güvenlik sayıları (Fs) hesaplanmıştır. YMK ile iyileştirilmiş bir zeminin sıvılaştırmaya karşı güvenlik sayıları literatürde yer alan kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu ve uyumsuzluğu kabulleri kullanılarak hesaplanmıştır. Ayrıca, çalışmada kullanılan bu yöntemler farklı alan yer değiştirme oranları (A_r) ve farklı kayma modülü oranları (G_r , burada $G_r = G_c/G_s$ ve G_c : yüksek modüllü kolona ait kayma modülünü, G_s : zemine ait kayma modülünü ifade etmektedir) altında da değerlendirilerek parametrik değişkenlerin de sonuçlar üzerindeki etkileri incelenmiştir.

2. YÜKSEK MODÜLLÜ KOLONLAR İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ BİR ZEMİNİN SIVILAŞMA HESABI

Bir zeminin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için yıllar içinde çeşitli yaklaşımlar gerçekleştirilmiştir. İlk olarak Seed ve Idriss (1971), basitleştirilmiş yöntem olarak bilinen bir yaklaşım önermiştir. Bu yaklaşımda, çevrimsel dayanım oranı (CRR) olarak adlandırılan zeminin sıvılaşmaya karşı göstermiş olduğu direnç ile depremin neden olduğu çevrimsel kayma gerilmesi oranı (CSR)' nın karşılaştırılması ile zeminin sıvılaşmaya karşı güvenli olup olmadığı hesaplanabilmektedir. Kullanılan bu iki değer birbirine oranı ile ilgili zemine ait sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı elde edilmektedir. Basitleştirilmiş yöntem daha sonra arazi SPT ve CPT deney sonuçları baz alınarak çeşitli araştırmacılar tarafından modifiye edilmiştir (Çetin vd.,2004; Idriss ve Boulanger, 2008). Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (F_s);

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

ile hesaplanmaktadır. Burada CSR değeri, pik zemin yüzey ivmesi (a_{maks}), düşey efektif (σ'_{v0}) ve toplam (σ_{v0}) gerilme ve gerilme azalım katsayısı (r_d) bir fonksiyonu olarak hesaplanmaktadır. CRR değeri ise deprem büyüklüğü (manyitüdü) ölçeklendirme katsayısı (MSF), SPT, CPT veya V_s gibi arazi deney verilerinin bir fonksiyonu olarak hesaplanabilmektedir.

Yukarıda anlatılan yöntem sonucunda, içerisinde herhangi bir YMK elemanının yer almadığı iyileştirilmemiş bir zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı elde edilmektedir. Ancak, zemin profili içerisine YMK' lar oluşturulduğunda iyileştirilmiş bir zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı, kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) kullanılarak hesaplanmaktadır. Buna göre, YMK ile iyileştirilmiş sıvılaşabilir bir zemine ait güvenlik sayısı ($F_{s_{yeni}}$);

$$F_{s_{yeni}} = \frac{CRR}{CSR * K_G} \quad (2)$$

ile hesaplanmaktadır. K_G değeri literatürde yer alan kayma şekil değiştirme uyumluluğu veya uyumsuzluğu kabulüne göre iki şekilde elde edilmektedir. Bu çalışmada kayma şekil değiştirme uyumluluğu kabulü için Baez (1995) tarafından sunulan eşitlikler, kayma şekil değiştirme uyumsuzluğu kabulü için Rayamajhi vd. (2014) tarafından sunulan eşitlikler kullanılmıştır.

2.1. Kayma Şekil Değiştirme Uyumluluğu ($\gamma_r = 1.0$)

Baez tarafından 1995 yılında gerçekleştirilen çalışma sonucunda kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) elde edilerek deprem sırasında taş kolonlara ve çevre zemine etki eden kayma gerilmeleri hesaplanmıştır. Kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) hesaplanırken taş kolonun yapacağı kayma şekil değiştirme (γ_{sc}) ile çevresinde yer alan zeminin yapacağı kayma şekil değiştirmesinin (γ_s) aynı olacağı kabul edilmiştir ($\gamma_{sc}/\gamma_s = 1.0 = \gamma_r$). Bu kabul neticesinde elde edilecek kayma gerilmesi azaltma faktörü, alan yer değiştirme oranı (A_r) ve kayma modülü oranına (G_r) bağlı olarak Denklem 3' te gösterildiği gibi ifade edilmiştir.

$$K_G = \frac{1}{G_r} \frac{1}{[A_r + \frac{1}{G_r} (1 - A_r)]} \quad (3)$$

Kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünden ortaya çıkan bu denklem, $A_r > 0$ ve $G_r > 0$ durumunun bütün kombinasyonları için sismik kayma gerilmelerinde azalmalara neden olmaktadır.

2.2. Kayma Şekil Değiştirmesi Uyumsuzluğu ($\gamma_r \neq 1.0$)

Yakın zamanda gerçekleştirilen çalışmalar incelendiğinde, Baez (1995) tarafından sunulan ve kayma şekil değiştirmesi kabulüne dayanan yönteminin aksine sismik etkenler altında YMK ve çevresinde yer alan zeminin aynı deformasyonu yapmadığı ve aralarında kayma şekil değiştirmesi uyumsuzluğunun yer aldığı ifade edilmektedir. Özellikle, Rayamajhi vd. (2014) tarafından gerçekleştirilen 3 boyutlu lineer-elastik çalışma sonuçları incelendiğinde, elde edilen K_G (ilgili çalışmada K_G ifadesi R_{rd} olarak belirtilmiştir) değerlerinin kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre elde edilen değerlerden oldukça farklı çıktığı görülmüştür. Buna göre, araştırma sonucunda $\gamma_r \neq 1.0$ olduğu ve γ_r ifadesinin G_r oranına bağlı olarak değiştiği ifade edilmiştir. K_G değerinin ise γ_r değişimine bağlı olarak kullanılması gerektiği belirtilmiştir. Bunun için araştırmacılar tarafından γ_r değişimlerinin dikkate alındığı yeni bir kayma gerilmesi azaltma faktörü formülü oluşturulmuştur:

$$K_G(R_{rd}) = \frac{1}{G_r[A_r\gamma_r C_G + \frac{1}{G_r}(1-A_r)]} \quad (4)$$

Burada C_G geometri kesit alanına bağlı eşdeğer kayma faktörüdür ve dairesel elemanlar için $C_G = 1.0$, dikdörtgen elemanlar için $C_G = 0.5$ alınmaktadır. Aynı zamanda γ_r ifadesi şu şekilde sunulmuştur:

$$\gamma_r = 1.04(G_r)^{-0.65} - 0.04 \leq 1.0 \quad (5)$$

3. İNCELEME SAHASINA DAİR BİLGİLER

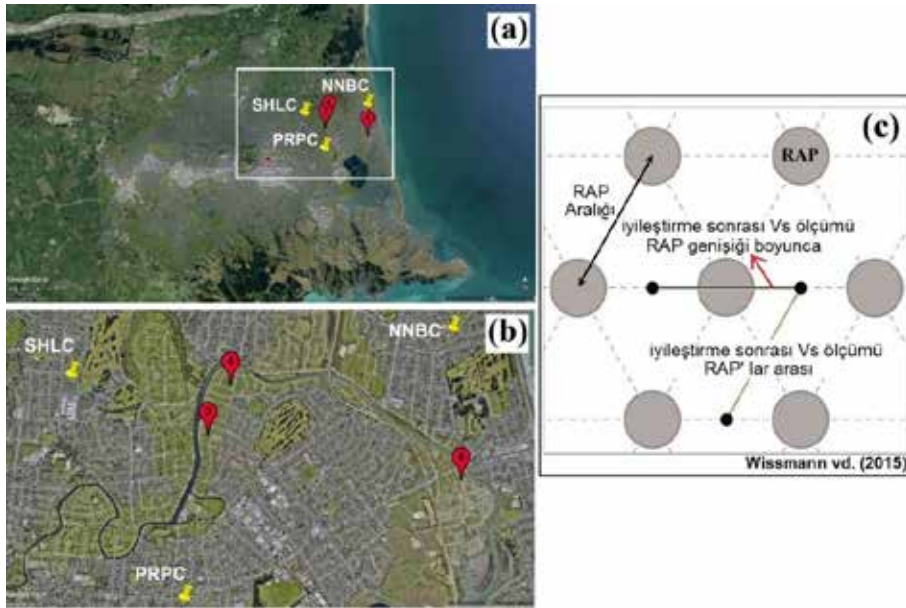
2010 ve 2011 yıllarında meydana gelen güçlü ve yıkıcı özellikteki 2010 Darfield depremi ($M_w = 7.1$) ve 2011 Christchurch depremi ($M_w = 6.2$) Yeni Zelanda' daki Christchurch şehrini etkilemiş ve bölgenin pek çok yerinde sivilaşmanın meydana gelmesine neden olmuştur. Özellikle 22 Şubat 2011 yılında meydana gelen Darfield depremi daha yıkıcı bir etki göstermiş ve pek çok ticari ve konut binasında hasarların oluşmasına sebep olmuştur (Cubrinovski vd., 2011). Christchurch' te meydana gelen depremlerden kaynaklanan sivilaşma hasarlarının büyüklüğü nedeniyle, Yeni Zelanda Deprem Komisyonu (EQC) Christchurch için geniş bir yeraltı karakterizasyon programını finanse etmiştir (Green vd., 2014). Bununla beraber, YMK' lar ile zeminlerin iyileştirilmesi deneme programını finanse edilerek, farklı özelliklerdeki YMK' ların kullanımı ile YMK' ların sivilaşmaya karşı iyileştirme etkinliği değerlendirilmiştir (van Ballegooy vd., 2015). Zemin içerisine YMK' ların oluşturulması sivilaşmadan ciddi şekilde etkilenen ve Bölge 3, Bölge 4 ve Bölge 6 olarak adlandırılan üç farklı bölgede gerçekleştirilmiştir. İyileştirme sahasında YMK olarak, darbeli taş kolonlar (RAP), düşük mobilite groutları (LMG) ve ahşap çakma kazıklar (DTP) kullanılmıştır. Bu çalışmada sadece RAP' lar ile iyileştirilmiş bölge özellikleri kullanılarak değerlendirmeler yapılmıştır.

3.1. RAP ile İyileştirilmiş Saha Özellikleri

Şekil 1a ve Şekil 1b' de RAP uygulamasının gerçekleştirildiği sivilaşabilir bölgeler gösterilmektedir. Bölge 3, Bölge 4 ve Bölge 6 olarak adlandırılan bu bölgeler zemin profili olarak yüksek derecede sivilaşabilirliğe sahip zeminlerden oluşmaktadır. Bu bölgelerde zemin profilleri genellikle kumlu silt, siltli kum ve temiz kum tabakalarından oluşmakta ve

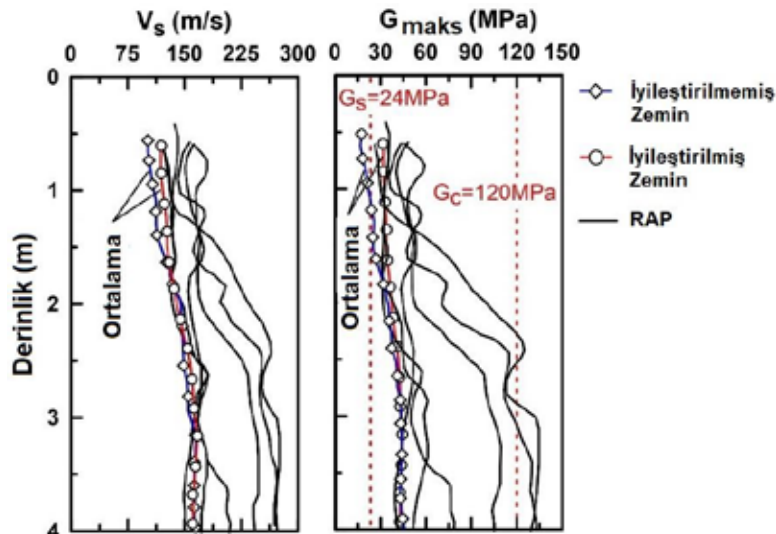
yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden yaklaşık 1.0 m derinde yer almaktadır (Wissmann vd., 2015). İncelenen bölgelerin yakınlarında NNBC, SHLC ve PRPC adlarında üç farklı deprem kayıt istasyonu yer almaktadır. Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplamalarında, her bir istasyondan elde edilen yatay ve düşey deprem kayıtlarının ayrı ayrı geometrik ortalaması alınmış ve bu değerlerden elde edilen en yüksek ivme değeri hesaplarda pik yüzey ivmesi (a_{maks}) olarak kullanılmıştır. Buna göre, ilgili bölgede pik yüzey ivmesi NNBC istasyonundan 0.67g olarak elde edilmiştir.

Şekil 1’ de gösterilen bölgelerde, dane aralığı 20 mm ile 40 mm arasında değişen kırmataşlar kullanılarak 0.6 m çapında ve 4.0 m boyunda RAP’ lar imal edilmiş ve zemin iyileştirilmesi gerçekleştirilmiştir. RAP’ lar sahada A_r oranı %4-%15 aralığında ve üçgen dizilime sahip olacak şekilde oluşturulmuştur (Şekil 1c).



Şekil 1. (a) ve (b) RAP Uygulamalarının Gerçekleştirildiği Sıvılaşabilir Bölgeler, (c) RAP’ ların Sahadaki Uygulama Görünümü

Test bölgelerinin her birinde, bir dizi yerinde CPT ve crosshole V_s araştırmaları (Şekil 2) gerçekleştirilerek RAP’ ların yapımı öncesi ve sonrası zeminde meydana gelen değişimler elde edilmiştir.

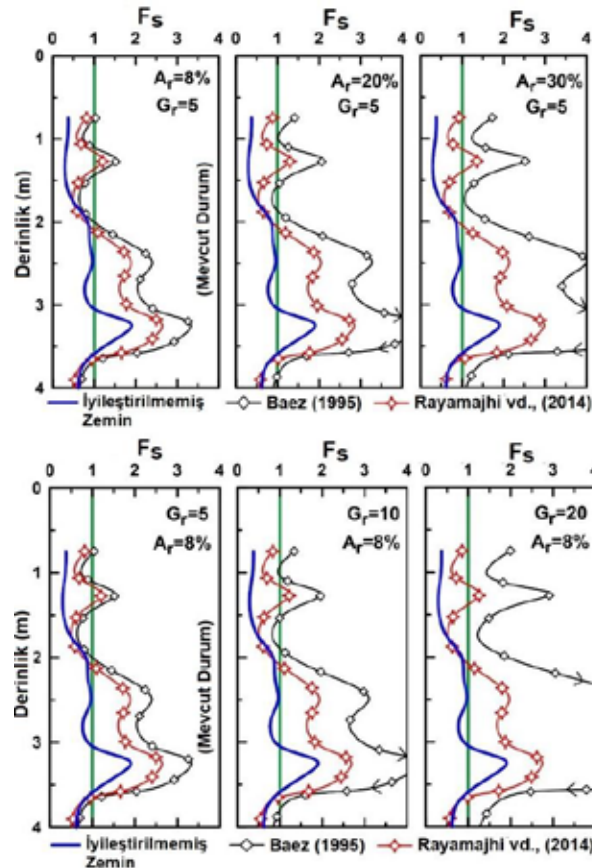


Şekil 2. İyileştirilmemiş Zemin, İyileştirilmiş Zemin ve RAP için Elde Edilen V_s ve G_{maks} Değerlerinin Derinlikle Değişimi (veriler Wissmann vd., 2015’ den alınmıştır)

Crosshole Vs ölçümleri, hem iyileştirilmemiş zemin için ölçülmüş hem de iyileştirilmiş zeminde RAP' lar arasında ve RAP genişliği boyunca ölçülmüştür (Şekil 1c). Böylece iyileştirilmemiş zemine, iyileştirilmiş zemine ve RAP' lara ait Vs değerlerinin derinlikle değişimi elde edilmiştir. İyileştirilmiş bölgede yapılan Vs ölçümleri A_r oranının %8 olduğu durumda gerçekleştirilmiştir. Buna göre, Şekil 2' de verilen G_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi dikkate alınarak bu çalışmada sıvılaşma hesaplarında G_r oranı 5.0 olarak kullanılmıştır.

4. YÖNTEM

İyileştirilmemiş zemin profiline ait sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (F_s) için Denklem 1 kullanılmış ve güvenlik sayısının derinlikle değişimi elde edilmiştir. Burada CSR hesaplamalarında a_{maks} 0.67g olarak hesaplamalara dahil edilmiştir. Ayrıca, gerilme azalım katsayısı (r_d) için Liao ve Whitman (1986) tarafından sunulan eşitlikler dikkate alınmıştır. CRR hesaplamalarında ise Vs değerlerinden faydalanılmış ve Andrus ve Stokoe (2000) tarafından önerilen eşitlik kullanılmıştır. Bununla birlikte, mevcut saha koşullarında $A_r = \%8$ ve $G_r = 5$ olduğundan sırasıyla Denklem 3 ve Denklem 4 yardımı ile iki farklı yaklaşıma göre kayma gerilmesi azaltma faktörleri (K_G) elde edilmiştir. Buna göre, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre $K_G = 0.75$, kayma şekil değiştirmesi uyumsuzluğuna göre $K_G = 0.95$ olarak elde edilmiştir. Elde edilen K_G değerlerinin Denklem 2' de kullanılması ile iyileştirilmiş zemin profiline ait sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının ($F_{s,yeni}$) derinlikle değişimi elde edilmiştir. Daha sonra farklı A_r (%20 ve %30) ve farklı G_r (10 ve 20) değerleri altında hesaplar yapılarak parametrik değişkenlerin sonuçlara etkisi incelenmiştir. İyileştirilmemiş zemin ve iki farklı yaklaşıma göre iyileştirilmiş zemin için elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının derinlikle değişimi Şekil 3' te gösterilmektedir.



Şekil 3. Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının A_r ve G_r Değerlerine Göre Derinlikle Değişimi

Buna göre, Şekil 3 incelendiğinde, iyileştirilmemiş zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının derinlik boyunca genellikle 1.0' in altında olduğu ve sıvılaştığı görülmektedir. Zemine uygulanan iyileştirme sonucunda sahadaki mevcut durumda ($A_r = \%8$ ve $G_r = 5$) iyileştirilmiş zemin profili için elde edilen güvenlik sayıları incelendiğinde, her iki yaklaşım sonucunda elde edilen güvenlik sayılarının 2.0 m' ye kadar 1.0 civarında değiştiği ve sıvılaşma riski taşıdığı ancak 2.0 m' den sonra güvenlik sayılarının 1.0' in üzerine çıktığı ve yapılan iyileştirme ile bu derinliklerde sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarında artışların sağlandığı görülmektedir. Özellikle kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulü ile elde edilen güvenlik sayısı değerlerinin kayma şekil değiştirmesi uyumsuzluğu yaklaşımına göre daha yüksek güvenlik sayıları verdiği görülmektedir.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları üzerinde A_r ve G_r değerlerinin etkisi incelendiğinde, A_r ve G_r artışlarının her iki yaklaşım sonucuna göre güvenlik sayılarının artışına neden olduğu görülmektedir. Özellikle Baez (1995) tarafından önerilen kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulü ile hesaplanan güvenlik sayılarının oldukça yüksek değerlere ulaştığı ve her iki yaklaşım sonucunda elde edilen güvenlik sayıları arasındaki farkın A_r ve G_r artışı ile beraber daha belirgin bir hal aldığı görülmektedir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Yeni Zelanda Christchurch' de ye alan ve RAP ile iyileştirilmiş sıvılaşabilir bir zemine ait sıvılaşma güvenlik sayıları literatürde yer alan kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu ve uyumsuzluğu kabulleri kullanılarak hesaplanmıştır ve YMK' ların bir türü olan RAP' ın sıvılaşabilir bir zemindeki sıvılaşma potansiyelini azaltmadaki etkinliği incelenmiştir. Gerçekleştirilen güvenlik sayısı hesaplarına göre, tasarımda kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre elde edilen güvenlik sayılarının tahmin edilenden daha yüksek değerler verdiği görülmüştür. Özellikle yakın zamanda gerçekleştirilen çalışmalar sonucunda YMK ve çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığı düşünüldüğünde YMK' ların çevre zemindeki sismik kayma gerilmelerini azaltma mekanizması bakımından büyük bir dikkat ve anlayış ile kullanılması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır. Her ne kadar gerçekleştirilen güncel çalışmalar ile YMK ve çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığı ifade edilse de uygulamada tasarımcı tarafından Rayamajhi vd. (2014) tarafından sunulan eşitlik kullanılacağı zaman da dikkatli olunması gerekmektedir. Zira, Rayamajhi vd. (2014) tarafından sunulan K_G eşitliği lineer-elastik çalışma sonuçlarından elde edilmiştir. Aynı araştırmacılar tarafından 2016 yılında 3 boyutlu nonlineer analizler gerçekleştirilmiş (Rayamajhi vd., 2016) ve lineer elastik çalışma sonucunda sunulan K_G eşitliğinin nonlineer analizlerden elde edilen sonuçlar için de geçerli olduğu belirtilmiştir. Ancak 2016 yılında gerçekleştirilen nonlineer çalışmalarda G_r oranı 2-9 arasında değişen aralıklarda seçilerek analizler yapılmıştır. Dolayısıyla G_r ' nin daha yüksek değeri için (jet grout ve donatısız kazıklar gibi) nonlineer analiz sonuçlarının lineer analiz sonuçlarından elde edilen eşitliğe uygun değerlerde çıkıp çıkmayacağı bilinmemektedir. Son olarak, Rayamajhi vd. (2014) tarafından sunulan eşitlikte, $G_r = 40$ ' tan daha yüksek olduğu değerler kullanıldığında K_G değerlerinde azalmadan ziyade bir artışın meydana geldiği hesaplanmaktadır. Dolayısıyla bu eşitliğin $G_r = 40$ ' dan fazla olduğu durumlarda makul sonuçlar vermeyeceği ve gerçekçi sonuçların elde edilemeyeceği ortaya çıkmaktadır.

KAYNAKLAR

- Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J. ve Baez, J.I., (2003). “Stone Columns as Liquefaction Countermeasure in Non-Plastic Silty Soils”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(7), 571-584.
- Andrus, R.D ve Stokoe, K.H (2000). “Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(11):1015–1025
- Baez, J.I., (1995). “A Design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro-Stone Columns”, Doktora Tezi, University of Southern California, 207 sayfa.
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr, L. F., Kayen, R. E., ve Moss, R. E. (2004). “Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), 1314-1340.
- Cubrinovski, M., Bray, J.D., Taylor, M., Giorgini, S., Bradley, B., Wotherspoon, L. ve Zupan, J. (2011). “Soil Liquefaction Effects in the Central Business District during the February 2011 Christchurch Earthquake”, *Seismological Research Letters* 82(6): 893–904.
- Demir, S. ve Özener, P. (2018). “Comparison of Seismic Performance of High Modulus Columns in Liquefiable Soils”, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V*, 160-169.
- Green, R.A., Olgun, C.G. ve Wissmann, K.J., (2008). “Shear Stress Redistribution as a Mechanism to Mitigate the Risk of Liquefaction”, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*.
- Green, R.A, Cubrinovski, M., Cox, B., Wood ,C., Wotherspoon, L., Bradley, B. ve Maurer, B. (2014). “Select Liquefaction Case Histories from the 2010–2011 Canterbury Earthquake Sequence,” *Earthquake Spectra*, 30(1): 131–153.
- Liao S.S.C. ve Whitman R.V., (1986). “Overburden Correction Factors for SPT in Sand”, *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373-377.
- Idriss, I. M., ve Boulanger, R. W. (2008). “Soil Liquefaction During Earthquakes”, *Earthquake Engineering Research Institute*, Oakland, CA, 261
- Olgun, C.G. ve Martin, J.R., (2008). “Numerical Modeling of the Seismic Response of Columnar Reinforced Ground”, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*.
- Rayamajhi, D., Nguyen V.T., Ashford A.S., Boulanger R. W., Lu, J., Elgamal, A. ve Shao, L., (2014). “Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(3), 04013034.
- Rayamajhi, D., Ashford, S.A., Boulanger, R.W. ve Elgamal, A. (2016). “Dense Granular Columns in Liquefiable Soils: Shear Reinforcement and Cyclic Stress Ratio Reductions”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 142(7), 04016023
- Shenthan, T., Thevanayagam, S. ve Martin, G., (2004). “Densification of Saturated Silty Soils Using Composite Stone Columns for Liquefaction Mitigation”, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada.
- Wissmann K J, van Ballegooy S, Metcalfe BC, Dismuke JN ve Anderson CK (2015), “Rammed Aggregate Pier Ground Improvement as a Liquefaction Mitigation Method in Sandy and Silty Soils,” *Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, New Zealand



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

SİSMİK YÜKLERİN SİĞ TEMELLERİN TAŞIMA KAPASİTESİNE ETKİSİ: TASARIMA YÖNELİK DEĞERLENDİRMELER

THE EFFECTS OF SEISMIC LOADS ON BEARING CAPACITY OF
SHALLOW FOUNDATIONS: DESIGN CONSIDERATIONS

Selman SAĞLAM¹

Deniz ÜLGEN²

ABSTRACT

Reduction in bearing capacity, settlement, shear failure or even tilt of shallow foundations imposed to seismic loads have been observed during past earthquakes. The number of studies on reduction of bearing capacity under seismic loads and regarding effects has been remarkably increased in the last few decades. Although there has been no general consent on a theory of seismic bearing capacity of shallow foundations, various principals emphasizing the seismic loading effects on bearing capacity have been covered by different national design codes. The shallow foundations imposed to seismic loads have been generally analyzed using pseudo-static approaches in which failure zones throughout a failure surface are taken into account. In this study, the approaches and applications on seismic bearing capacity of shallow foundations are summarized, and the methods used to estimate the settlements under seismic loads are discussed.

Keywords: Seismic bearing capacity, shallow foundations, pseudo-static approach

ÖZET

Sığ temellerin sismik yüklere maruz kaldıklarında taşıma kapasitelerinin azaldığı, çökme veya göçmelere maruz kaldıkları hatta belirli yönde devrildikleri geçmişte olan depremlerde tespit edilmiştir. Son 30-40 yıllık süreçte sismik yükler altında taşıma kapasitesinde meydana gelen azalma ve bağlı etkiler üzerine yapılan çalışmalar dikkate değer şekilde artmıştır. Sığ temellerin sismik taşıma kapasitesine yönelik genel kabul görmüş bir teori olmasa da ilgili etkilere dikkat çeken çeşitli esas ve kurallar farklı ulusal bina tasarım yönetmeliklerinde yer bulmaya başlamıştır. Sismik yüklere maruz kalan sığ temellerin analizleri çoğunlukla statik bir kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma bölgeleri dikkate alınarak yapılan pseudo-statik yaklaşımlarla gerçekleştirilmektedir. Bu çalışmada sığ temellerin taşıma kapasitesi üzerine önerilen yaklaşım ve uygulamalar özetlenmiş, sismik yükler altında meydana gelebilecek oturmaları tahmin eden metotlar tartışılmıştır. Anahtar kelimeler: Sismik taşıma kapasitesi, sığ temeller, pseudo-statik yaklaşım

¹ Doç.Dr., Aydın Adnan Menderes Üniversitesi, ssaglam@adu.edu.tr

² Doç. Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, denizulgen@mu.edu.tr



1. GİRİŞ

Geçmiş birçok deprem göstermiştir ki; sismik yüklere maruz kalan sığ temelli yapılarda taşıma kapasitesi kayıpları, aşırı oturmalar ve/veya devrilmeler meydana gelmektedir. Yapı temellerinin statik yükler gibi depremin sebep olduğu dinamik yüklere karşı da güvenli olması gerekmektedir. Deprem kaynaklı yer hareketleri genel olarak; devirsel yüklere maruz kalan temel zemininin dayanımında azalma ve buna bağlı olarak temelin taşıma kapasitesini yitirmesi ve göçmesine, depremin sebep olduğu yanal atalet kuvvetlerine bağlı olarak temelin kayması veya dönmesine, temel zemininde meydana gelen sıvılaşma veya artan aşırı boşuk suyu basıncı ile birlikte zemin deformasyonlarına (oturma, yanal açılma, kayma..vb.) ve bina devrilmelerine sebep olabilmektedir.

Mexico City depremi (Mendoza ve Avunit, 1988; Zeevaert 1991) ve 1999 Kocaeli depreminde (Karaca 2001; Bakır vd., 2002; Yılmaz vd., 2004) sığ temellerde taşıma kapasitesi azalmasına bağlı olarak meydana gelen göçmeler tespit edilmiştir. Adapazarı ve çevresinde meydana gelen temel göçme ve devrilmelerinin bir kısmının sıvılaşmaya bağlı olarak meydana geldiği tespit edilse de temel zemininin düşük plastisiteli kil ve silt zeminlerden (CL-ML) oluştuğu sahalarda da sismik taşıma kapasitesi kaybına bağlı olarak göçmelerin meydana geldiği tespit edilmiştir (Yılmaz vd., 2004).

Çeşitli depremlerden edinilen tecrübeler göstermektedir ki; taşıma kapasitesi kaybı ve aşırı oturma/devrilmeye bağlı oluşan temel göçmeleri hem sıvılaşan hem de sıvılaşmayan zeminlerde görülebilmektedir. Bu sebeple uluslararası kabul görmüş çeşitli yönetmelik ve standartlarda (ASCE 7-02, Eurocode 8 Bölüm 5, Uluslararası Bina Yönetmeliği-IBC 2006 vb.) sismik etkilerin temel taşıma kapasitesi üzerindeki etkilerinin temel tasarımı esnasında dikkate alınması gerektiği önemle belirtilmektedir.

2. TAŞIMA KAPASİTESİ YAKLAŞIMLARI

İlk olarak Terzaghi tarafından önerilen kayma göçmesi mekanizması (Şekil 1) sığ temellerin taşıma kapasitesi hesabının esasını teşkil etmektedir. Terzaghi (1943)'den sonra Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1973), Kumar (2003), Dewaikar ve Mohapatro (2003) ve daha birçok araştırmacı tarafından statik taşıma kapasitesi için yeni formüller veya Terzaghi tarafından önerilen kayma göçmesi mekanizması üzerinde çeşitli düzeltmeler önerilmiştir.

Yüksek sismik aktifliğe sahip bölgelerde temel tasarımı sırasında statik yüklere ek olarak olası dinamik yükler ve etkilerinin de dikkate alınması gereklidir. Bu etkileri dikkate alan birincil olarak kullanılan yöntem, tek yönlü (yatay veya düşey) olası deprem yükünün eşdeğer statik yük ile tanımlandığı pseudo-statik yöntemidir. Pseudo-statik yüklerin de dahil olduğu sismik taşıma kapasitesi analizlerinde limit denge yöntemleri kullanılmaktadır. Limit denge analizlerinde pseudo-statik yükler, eşdeğer yatay ve düşey deprem katsayıları (k_h ve k_v) ile ilgili doğrultuda hareket eden kütlelerin çarpımı ile elde edilir.

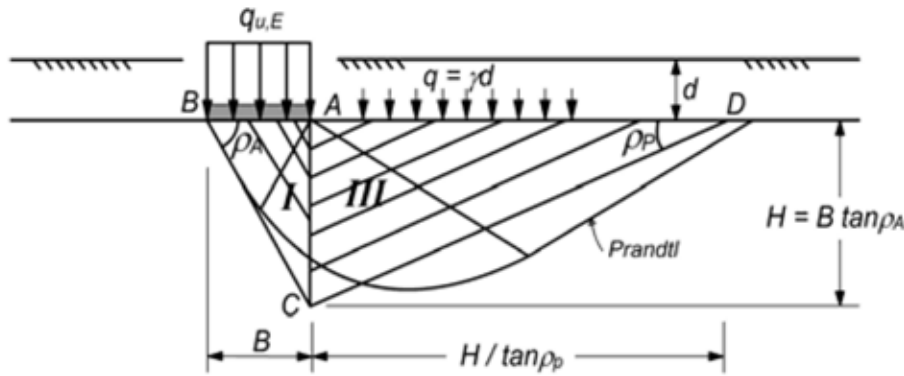
Sismik yüklerin dikkate alınmadığı taşıma kapasitesi analizlerinde temel altındaki statik kayma yüzeyinin olası deprem sırasında oluşacak kayma yüzeyi ile aynı olduğu kabulü ile yapılmış olur. Bu sebeple sığ temellerin sismik taşıma kapasitesi yaklaşımlarında temel

altındaki sismik kayma yüzeylerinin doğru tahmin edilebilmesi gerekliliği vurgulanmaktadır (Sarma ve Iossifelis, 1990; Richards vd., 1993; Budhu ve Al-Karni, 1993; Kumar ve Kumar, 2003; Choudhury ve Rao, 2005).

2.1. Sismik Taşıma Kapasitesi Hesap Yöntemleri

Sarma ve Iossifelis (1990), Richards vd. (1993), Budhu ve Al-Karni (1993) genel olarak Meyerhof (1963) tarafından önerilen model üzerinde değişiklikler yaparak üst sınır limit denge yöntemleriyle çözümler ortaya koymuşlardır. Bu çözümler, önceden belirlenmiş göçme mekanizmalarına bağlı olarak sunulmuştur.

Richards vd. (1993) Şekil 2’de verilen kayma mekanizmasını dikkate alarak olası kayma yüzeyini iki üçgen zemin kaması olarak tanımlamış ve sismik taşıma kapasitesini limit denge yaklaşımıyla formüle etmiştir. Sismik taşıma kapasitesi faktörleri artan deprem katsayısına ve akabindeki ilgili kayma kamalarına bağlı olarak gösterilmiştir. Aynı çalışmada kayan blok yöntemi kullanılarak dinamik yükler altında meydana gelecek oturmayı tahmin eden bir yöntem de tanıtılmıştır.



Şekil 2. Richards vd (1993) tarafından önerilen göçme mekanizması (ρ_A ve ρ_P aktif ve pasif kamalar için aktif ve pasif kama açılarıdır)

Richards vd. (1993) tarafından önerilen sismik taşıma kapasitesi faktörleri aşağıda verilmektedir.

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad (2)$$

$$N_{cE} = (N_{qE} - 1) \cot \phi \quad (3)$$

$$N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad (4)$$

K_{AE} ve K_{PE} içsel sürtünme açısı (ϕ), k_h ve k_v , üçgen kamalar arasındaki sürtünmeye, deprem anındaki aktif kama açısına (ρ_{AE}) bağlı olarak formüle edilmiştir.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad (5)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad (6)$$

$$\rho_{AE} = a + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{(1+\tan^2 a)(1+\tan(\delta+\theta)\cot a)} - ta}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan a + \cot a)} \right) \quad (7)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1-k_v} \quad (8)$$

$$a = \phi - \theta \quad (9)$$

$$q_{UE} = cN_{cE} + \gamma dN_{qE} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma E} \quad (10)$$

Budhu ve Al-Karni (1993) Terzaghi taşıma kapasitesi denklemi üzerinde değişiklikler önererek sismik taşıma kapasitesinin aşağıda verilen denklemle bulunabileceğini belirtmişlerdir.

$$q_{UE} = cN_c s_c d_c e_c + \gamma d N_q s_q d_q e_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma e_\gamma \quad (11)$$

N_c, N_q, N_γ : statik taşıma kapasitesi faktörleri

s_c, s_q, s_γ : statik şekil faktörleri

d_c, d_q, d_γ : statik derinlik faktörleri

e_c, e_q, e_γ : sismik faktörler

$$e_c = \exp(-4.3k_h^{1+D}) \quad (12)$$

$$e_q = (1 - k_v) \exp \left[- \left(\frac{5.3k_h^{1.2}}{1-k_v} \right) \right] \quad (13)$$

$$e_\gamma = \left(1 - \frac{2}{3} k_v \right) \exp \left[- \left(\frac{9k_h^{1.1}}{1-k_v} \right) \right] \quad (14)$$

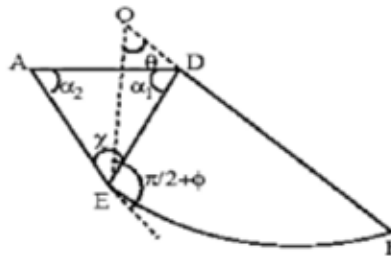
k_h ve k_v : yatay ve düşey deprem katsayıları

$$D = \frac{\gamma H}{c} \frac{0.5B}{\cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{4})} \exp \left(\frac{\pi}{2} \tan \phi \right) + d \quad (15)$$

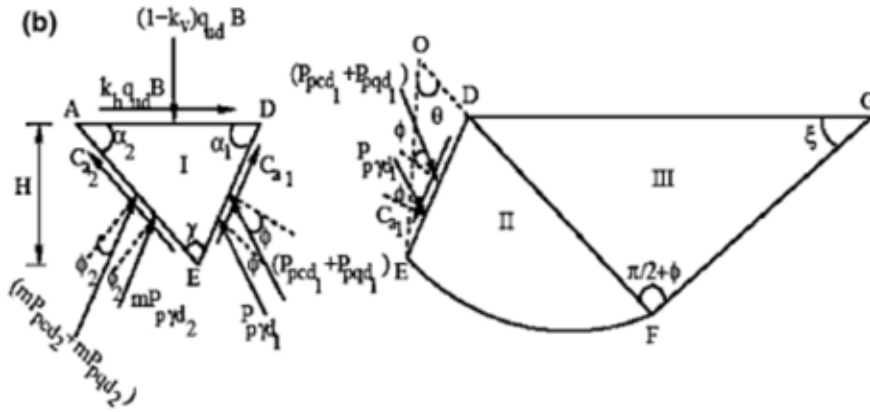
d: temel derinliği

H: kayma yüzeyinin derinliği

2005 yılında Choudhury ve Rao tarafından yapılan çalışmada sismik taşıma kapasitesi, olası kayma yüzeyi ve etkiyen kuvvetler aşağıdaki şekilde dikkate alınarak belirlenmiştir. Şekil 3a'da kayma yüzeyinin geometrisi, Şekil 3b'de kayma yüzeyine etkiyen kuvvetler görülmektedir.



(a)



(b)

Şekil 3. Choudhury ve Rao (2005) tarafından önerilen göçme mekanizması (a) kayma yüzeyi geometrisi, (b) kayma yüzeyine etkiyen kuvvetler

Choudhury ve Rao (2005) tarafından sismik taşıma kapasitesi (q_{uE}) denklem (10) ile verilmektedir. İlgili sismik taşıma kapasitesi faktörleri yatay ve düşey kuvvet eşitliklerinden ayrı ayrı hesap edilmiştir. Bu sebeple bir kayma yüzeyi için ilgili sismik faktörlerin herbirinden 2 adet belirlenmiş olur. Kritik sismik kayma yüzeyinin belirlenmesi için; yukarıdaki şekilde dinamik durum için gösterilen sürtünme açıları (ϕ_1 , ϕ_2) ve elastik kama yüzeyinde oluşan açılar (α_1 , α_2) farklı kayma yüzeyleri için analiz edilerek, yatay ve düşeyde ayrı ayrı belirlenen eşdeğer sismik faktörler her bir kayma yüzeyi için hesap edilir. Eşdeğer sismik faktörlerin birbirine eşit olduğu kayma yüzeyi olası sismik kayma yüzeyi olarak ele alınır ve sismik taşıma kapasitesi bu yüzey için belirlenir. Kuvvetlerin yatay eşitliğinden belirlenen ilgili sismik faktörler:

$$N_{cd} = \frac{1}{k_h} \left[\frac{\frac{K_{pcd1}}{\cos\phi} \sin(\alpha_1 - \phi) - m \frac{K_{pcd2}}{\cos\phi_2} \sin(\alpha_2 - \phi_2)}{\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}} + \frac{\sin\alpha_1 \tan\phi_2 \cos\alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2) \tan\phi} - \frac{\sin\alpha_2 \cos\alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \right] \quad (16)$$

$$N_{qd} = \frac{1}{k_h} \left[\frac{\frac{K_{pqd1}}{\cos\phi} \sin(\alpha_1 - \phi) - m \frac{K_{pqd2}}{\cos\phi_2} \sin(\alpha_2 - \phi_2)}{\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}} \right] \quad (17)$$

$$N_{\gamma d} = \frac{1}{k_h} \left[\frac{\frac{K_{pyd1}}{\cos\phi} \sin(\alpha_1 - \phi) - m \frac{K_{pyd2}}{\cos\phi_2} \sin(\alpha_2 - \phi_2)}{\left(\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}\right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}\right)} \right] \quad (18)$$

$$m = \frac{\tan\phi_2}{\tan\phi} \quad (19)$$

Kuvvetlerin düşey eşitliğinden belirlenen ilgili sismik faktörler:

$$N_{cd} = \frac{1}{1 - k_v} \left[\frac{\frac{K_{pcd1}}{\cos\phi} \cos(\alpha_1 - \phi) - m \frac{K_{pcd2}}{\cos\phi_2} \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}} + \frac{\sin\alpha_1 \tan\phi_2 \sin\alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2) \tan\phi} - \frac{\sin\alpha_2 \sin\alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \right] \quad (20)$$

$$N_{qd} = \frac{1}{1 - k_v} \left[\frac{\frac{K_{pqd1}}{\cos\phi} \cos(\alpha_1 - \phi) - m \frac{K_{pqd2}}{\cos\phi_2} \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}} \right] \quad (21)$$

$$N_{\gamma d} = \frac{1}{1 - k_v} \left[\frac{\frac{K_{pyd1}}{\cos\phi} \cos(\alpha_1 - \phi) - m \frac{K_{pyd2}}{\cos\phi_2} \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\left(\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}\right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2}\right)} \right] \quad (22)$$

olarak verilmiştir. Sismik pasif zemin katsayıları ($K_{pcdl,2}$, $K_{pqdl,2}$, $K_{pydl,2}$) belirleme yöntemleri Rao ve Choudhury (2005) tarafından yapılan çalışmada verilmektedir.

Düşey yük ve momentlere maruz kalan temellerde meydana gelebilecek oturma tahminleri için Prakash ve Saran (1977) bir prosedür önermiştir. Bu prosedürde oturmayı tahmin etmek için kullanılan denklemler:

$$\frac{s_e}{s_0} = 1 - 1.63 \frac{e}{B} - 2.63 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 5.83 \left(\frac{e}{B}\right)^3 \quad (23)$$

$$\frac{s_m}{s_0} = 1 - 2.31 \frac{e}{B} - 22.61 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 31.54 \left(\frac{e}{B}\right)^3 \quad (24)$$

$$e = \frac{M}{Q} \quad (25)$$

s_0 : temel merkezinde sadece düşey yük altında oluşacak oturma miktarı (herhangi bir elastik oturma teorisi kullanılarak belirlenebilir).

s_e : temel merkezinde eksantirik yüklemeye durumunda oluşacak oturma miktarı

s_m : eksantirik yüklemeye durumunda oluşacak maksimum oturma miktarı

M : temele taban seviyesine etkiyen toplam moment

Q : Toplam düşey yük

Prakash ve Saran (1977) temelde oluşacak dönme açısını (t) aşağıdaki formülle tahmin edilebileceğini belirtmişlerdir.

$$s_m = s_e + \left(\frac{B}{2} - e\right) \sin t \quad (26)$$

Richards ve diğ. (1993) sismik oturmanın aşağıdaki formülle bulunabileceğini belirtmişlerdir.

$$s_{eq} = 0.174 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{k_h}{A}\right)^{-4} \tan \rho_{AE} \quad (27)$$

s_{eq} : sismik oturma (metre biriminde)

V : tasarım depremi için pik hız (m/s biriminde)

A : tasarım depremi için ivme katsayısı (m/s^2)

g : yerçekimi ivmesi (m/s^2)

Aktif bölge kama açısı (ρ_{AE}) Richards ve diğ. (1993) tarafından k_h ve ϕ değerlerine bağlı olarak verilmektedir.

2.2. Yönetmeliklerde Sismik Taşıma Kapasitesi

Eurocode ve Uluslararası Bina Yönetmeliği (IBC) kapsamında tasarım esnasında sismik taşıma kapasitesinin dikkate alınması gerekliliği açıkça vurgulanmaktadır. Eurocode 8 Bölüm 5'de sismik taşıma kapasitesinin hangi formüllerle hesap edilmesi gerektiği adım adım gösterilmektedir. Ancak IBC 2006'da açıkça belirtilen formüller yerine deprem yüklerine maruz kalma olasılığı olan temellerin tasarımı için parametre seçiminde gözönüne alınması gereken önkoşullar verilmektedir. Bununla birlikte 1 Ocak 2019 tarihi itibarı ile yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY)'nde sismik etkilerin temel taşıma gücünde meydana getireceği değişiklikler dikkate alınmamaktadır.

Eurocode 8 Bölüm 5’de sığ temeller için önerilen sismik taşıma gücü yaklaşımı aşağıdaki formüllerle özetlenmiştir.

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_T}(\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{N}]^b} + \frac{(1-f\bar{F})^{c'_M}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (28)$$

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd}N_{Ed}}{N_{max}} \quad (29)$$

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{Rd}V_{Ed}}{N_{max}} \quad (30)$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{Rd}M_{Ed}}{BN_{max}} \quad (31)$$

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (32)$$

N_{max} : nihayi taşıma gücü (q_u)

B : temel genişliği (kısa kenarı)

\bar{F} : boyutsuz zemin atalet kuvveti

ρ : zemin birim hacim kütleli

a_g : A tipi zeminler için yüzey tasarım ivmesi

a_{gR} : A tipi zeminler için referans pik yüzey ivmesi

γ_I : önem faktörü

S : zemin faktörü (Eurocode 8’de tanımlanmaktadır)

\bar{c} : drenajsız kayma mukavemeti (kohezyonlu zeminlerde c_u , kohezyonsuz zeminlerde devrinsel drenajsız kayma mukavemeti $\tau_{cvc,u}$ olarak alınır)

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$: zemin türüne bağlı olan parametrelerdir (Eurocode 8 Bölüm 5’de tanımlanmaktadır)

Nihai taşıma gücü tamamen kohezyonlu zeminlerde:

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (33)$$

$$\bar{F} = \frac{\rho a_g S B}{\bar{c}} \quad (34)$$

olarak, tamamen kohezyonsuz zeminlerde ise:

$$N_{max} = \frac{1}{2} \rho g (1 \mp \frac{a_v}{g}) B^2 N_\gamma \quad (35)$$

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi} \quad (36)$$

olarak tanımlanmıştır.

γ_M : malzeme özelliklerine bağlı kısmi faktör (Eurocode 8 Bölüm 5’de tanımlanmıştır)

g : yerçekimi ivmesi

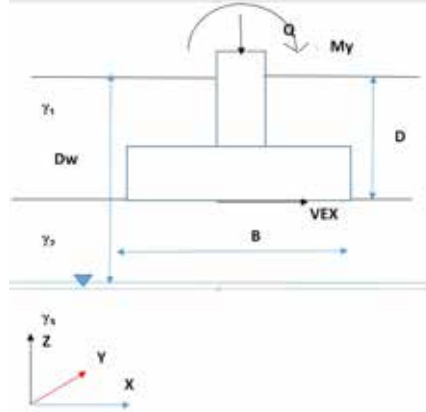
a_v : dikey yüzey ivmesi ($0.5a_g S$ olarak alınabilir)

N_γ : taşıma gücü faktörü

IBC 2006 sismik yüklere maruz kalabilecek temellerin tasarımı için ASCE 7 ile bağlantılı olarak hükümler getirmektedir. ASCE 7’de A, B, C, D, E ve F olmak üzere 6 sismik tasarım kategorisi tanımlanmıştır. IBC 2006 bu kategorilere uygun olarak tasarım hükümleri getirmiştir. Özellikle D, E ve F kategorisinde bulunan yapılarda zeminde meydana gelebilecek sıvılaşma ve/veya mukavemet kayıplarının, buna bağlı meydana gelebilecek oturmaların ve temele gelebilecek deprem yüklerinin tasarımda dikkate alınması gerektiği hüküm olarak belirtilmektedir.

3. ÖRNEK TEMEL İÇİN TAŞIMA KAPASİTESİ YAKLAŞIMLARI

Yukarıda bahsedilen farklı sismik taşıma kapasitesi prosedürleri kullanılarak özellikleri belirli bir zemin üzerinde sabit atalet kuvvetlerine (farklı deprem etkileri altında değişmediği varsayılan) sahip örnek bir binanın farklı k_h değerleri altındaki nihai taşıma kapasiteleri hesap edilerek statik haldeki nihai taşıma kapasitesi ile karşılaştırma yapılmıştır. Yapılan analizlerde $k_v=0.5k_h$ olarak kabul edilmiştir. Örnek bina ve özellikleri Şekil 4'te verilmektedir. Bina üzerine etkiyen kuvvet ve zemin parametreleri Çizelge 1'de verilmektedir.



Şekil 4. Örnek bina-zemin modeli

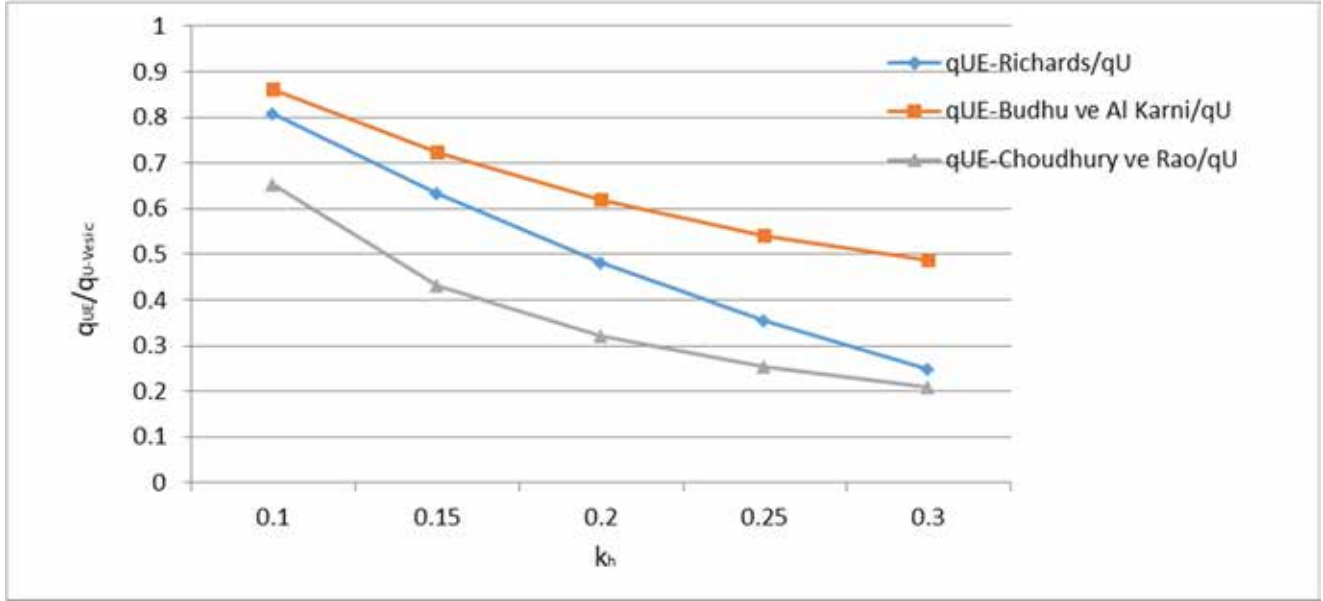
Çizelge 1. Örnek binaya etkiyen kuvvetler ve zemin parametreleri

D (m):	3.5	Q (kN):	4047
B (m):	10	V_{Ex} (kN):	568
L (m):	20	V_{Ey} (kN):	597
Dw (m):	5	M_x (kNm):	2600
γ_1 (kN/m ³):	18	M_y (kNm):	2710
γ_2 (kN/m ³):	19		
γ_3 (kN/m ³):	21		
ϕ (°):	30		
c (kPa):	30		

Yapılan analizler sonucunda Çizelge 2'de hesap edilen nihai taşıma kapasiteleri gösterilmektedir. Şekil 5'de sismik taşıma kapasitesinin (q_{UE}) Vesic'in (1973) önerdiği şekilde hesap edilen statik taşıma kapasitesine (q_U) oranları uygulanan k_h değerine bağlı olarak verilmektedir. Görüldüğü üzere artan deprem etkisi ile birlikte temel taşıma kapasitesi her 3 yöntemde de çarpıcı bir şekilde azalmaktadır. Orta dereceli sismik yüklerde dahi taşıma kapasitesinin neredeyse depremsiz durumdaki taşıma kapasitesinin yarı seviyesine indiği görülmektedir.

Çizelge 2. Farklı prosedürlere göre hesap edilen nihai taşıma kapasiteleri

$q_{U-Vesic}$ (kPa)	k_h	$q_{UE-Richards}$ (kPa)	$q_{UE-Budhu}$ ve Al Karni (kPa)	$q_{UE-Choudhury}$ ve Rao (kPa)	$q_{UE-Richards}/q_{U-Vesic}$	$q_{UE-Budhu}$ ve Al Karni/ $q_{U-Vesic}$	$q_{UE-Choudhury}$ ve Rao/ $q_{U-Vesic}$
3584.431599	0.1	2895.423754	3088.852576	2341.922253	0.807777656	0.861741253	0.653359449
	0.15	2266.07404	2592.391086	1547.336651	0.632198991	0.723236311	0.431682572
	0.2	1726.985182	2216.486646	1150.043849	0.481801684	0.618364888	0.320844133
	0.25	1270.329336	1940.523821	911.6681685	0.354401891	0.541375604	0.25434107
	0.3	888.3692014	1743.005989	752.751048	0.247841025	0.486271237	0.210005695



Şekil 5. Örnek bina-zemin modeli

4. SONUÇLAR

Yapı temellerinin statik yükler gibi depremin sebep olduğu dinamik yüklere karşı da güvenli olması gerekmektedir. Bu sebeple bu çalışmanın önemli amaçlarından birisi sığ temellerin sismik yüklere maruz kaldıklarında taşıma kapasitelerinin ne ölçüde değişebileceği ve bu değişimlerin genel kabul görmüş yöntemlerle ne şekilde belirlenebileceğini sunmaktır.

Belirli bir zemin üzerinde sabit atalet kuvvetlerine (farklı deprem etkileri altında değişmediği varsayılan) sahip örnek bir binanın farklı k_h değerleri altındaki nihai taşıma kapasiteleri hesap edilerek statik haldeki nihai taşıma kapasitesi ile karşılaştırma yapılmıştır. Taşıma kapasitesinin değişim mertebeleri üç farklı tahmin prosedürü ile gösterilmiştir. Sıvılaşma veya boşluk suyu basıncı artışları ve etkileri dikkate alınmadan kullanılan her üç yöntemde de taşıma kapasitesinin sismik yükler altında çarpıcı bir şekilde azaldığı görülmektedir. Tasarım aşamasında tahmin edilen elastik oturmalara ek olarak sismik yükler altında meydana gelebilecek oturmaların da dikkate alınması gerektiği literatürdeki birçok çalışmada vurgulanmıştır (Prakash ve Saran, 1973; Richards ve diğ., 1993;..vb.).

Eurocode ve Uluslararası Bina Yönetmeliği (IBC) kapsamında tasarım esnasında sismik taşıma kapasitesinin dikkate alınması gerekliliği açıkça vurgulanmaktadır. Bununla birlikte 1 Ocak 2019 tarihi itibarı ile yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY)'nde sismik etkilerin temel taşıma gücünde meydana getireceği değişiklikler dikkate alınmamaktadır. Geçmişte ülkemiz ve dünyanın birçok yerinde yaşanan depremlerin temel taşıma kapasitesi azalmasına bağlı göçme ve devrilmelere sebep olduğu biliniyorken; sismik taşıma kapasitesi ve sismik oturma etkilerinin ulusal deprem yönetmelik ve şartname kapsamına alınması doğru tasarım için büyük önem arz etmektedir.

KAYNAKLAR



- Bakır, B. S., Sucuoğlu H., Yılmaz T. (2002), “An Overview of Local Site Effects and the Associated Building Damage during 17 August 1999 İzmit Earthquake”, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 92(1), 509-526.
- Budhu, M., Al-Karni, A.A., (1993), “Seismic Bearing Capacity of Soils”, Geotechnique, Vol.43(1), 181-187.
- Choudhury, D., Rao, K. S., (2005), “Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings”, Geotechnical and Geological Engineering, Vol.23(4), 403-418.
- Dewaikar, D. M., Mohapatro, B. G. (2003), “Computation of Bearing Capacity Factor N_c -Terzaghi’s Mechanism” International Journal of Geomech. Vol.3(1), 123-128.
- EUROCODE 8 (EUROPEAN PRE-STANDARD 1994), “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures-Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects”, The Commission of the European Communities.
- Hansen, J. B., (1970), “A revised and Extended Formula for Bearing Capacity”, The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 18, 1-21.
- INTERNATIONAL BUILDING CODE 2006, International Code Council, Inc.
- Karaca, G. (2001), “An Investigation into Large Vertical Displacement Experienced by the Structures in Adapazarı during 17 August 1999 Earthquake, MSc. Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey 2001.
- Kumar, J., (2003), “ N_c for Rough Strip Footing Using the Method of Characteristics”, Canadian Geotechnical Journal Vol.40(3), 669-674.
- Mendoza, M. J., Avunit, G. (1998), “The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Behavior of Building Foundations in Mexico City”, Earthquake Spectra, Vol.4(4) 835-853.
- Meyerhof, G. G., (1963), “Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, the Ultimate Bearing Capacity of Foundations”, Canadian Geotechnical Journal Vol.1(1), 16-26.
- Prakash, S., and Saran, S., (1997), “Settlement and Tilt of Eccentrically Loaded Footings”, Journal of Structural Engineering, Vol.4(4), 166-176.
- Rao, K. S., Choudhury, D., (2005), “Seismic Passive Earth Pressures in Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131(1), 131-135.
- Richards, R., Elms, D. G., Budhu, M., (1993), “Seismic Bearing Capacity and Settlement of Foundations”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.119 (4), 662-674.
- Sarma, S. K. And Iossifelis, L. S., (1990), “Seismic Bearing Capacity Factors of Shallow Strip Footings”, Geotechnique, Vol.40(2), 265-273.
- Terzaghi, K. (1943), “Theoretical Soil Mechanics”, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Vesic, A., (1973), “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations” Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Vol. 99(SM1), 45-73.
- Yılmaz M. T., Pekcan, O., Bakır, B. S., (2004), “Undrained Cyclic Shear and Deformation Behavior of Soft Clay Mixtures of Adapazarı, Turkey”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.24, 497-507.
- Zeevaert, L. (1991), “Foundation Problems in Earthquake Regions, Chapter 17, Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Kluwer Academic Publishers, Boston, MA, 673-678.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

DAYANMA YAPILARININ 2007 (DBYBHY) VE 2018 (TBDY) YÖNETMELİKLERİNE GÖRE SAKARYA İLİ ÖZELİNDE MUKAYESESİ

COMPARISON OF THE RETAINING STRUCTURES ACCORDING TO
2007 (DBYBHY) AND 2018 (TBDY) REGULATIONS SPECIFIC TO
SAKARYA PROVINCE

Hasan Hüseyin KAŞLI¹

Zeki GÜNDÜZ²

ABSTRACT

Earthquake safety is an important parameter in the design of the retaining structures. There are significant changes for earthquake acceleration affecting the structure in the new Turkey earthquake zone map. The variable acceleration values have increased the dynamic loads on the retaining structures thanks to the new earthquake regulation (TBDY). Due to the increased dynamic loads, the safety of current retaining structures against toppling and sliding is questioned. In this study; the changes formed by the innovations coming with Turkey building earthquake regulation (TBDY) (2018) in the design of retaining structures lateral earth pressure and security context, the regulation on building in seismic zones (DBYBHY) (2007) were analyzed, comparatively. In the retaining walls to be constructed at selected heights, the ground angle of the back of the wall was analyzed by changing the ground parameters such as the tilt angle (β), the design slip resistance angle of the floor (ϕ). As a result of these analyses, the changes in lateral soil pressures were compared and their effects on safety were investigated.

Keywords: TBDY, DBYBHY, retaining walls, lateral earth pressures, earthquake, safety

ÖZET

Dayanma yapılarının tasarımında deprem güvenliği önemli bir parametredir. Yeni hazırlanan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasında yapılara etki eden deprem ivmeleri üzerinde önemli değişiklikler olmuştur. Yeni deprem yönetmeliğiyle (TBDY) değişen ivme değerleri dayanma yapılarına gelen dinamik yükleri arttırmıştır. Artan dinamik yükler; mevcut dayanma yapılarının devrilmeye ve kaymaya karşı güvenliklerini sorgulanır hale getirmektedir. Bu çalışmada; Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) (2018) ile dayanma yapılarının projelendirilmesinde yanal toprak basınçları ve güvenlik kapsamında yapılmış olduğu değişiklikler, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında

¹ Geoteknik ABD Yüksek Lisans Öğrencisi, SAÜ, hasankasli07@gmail.com

² Prof. Doktor, İAÜ, zekigunduz@aydin.edu.tr

Yönetmelik (DBYBHY) (2007) ile karşılaştırmalı olarak analiz edilmiştir. Seçilen duvar yüksekliklerinde yapılacak olan dayanma duvarlarında, duvar arkası zemin yüzeyinin yataya göre eğim açısı (β), zeminin tasarım kayma direnci açısı (ϕ) gibi zemin parametreleri değiştirilerek analizleri yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda yanal toprak basınçlarındaki değişimler karşılaştırılmış ve güvenliğe olan etkileri araştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: TBDY, DBYBHY, dayanma duvarları, yanal toprak basınçları, deprem, güvenlik

1. GİRİŞ

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nin en önemli değişikliklerinde biri genel kapsamda yenilenen Türkiye Deprem Tehlike Haritası'dır. 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğinde deprem tehlikesi için kullanılan temel parametre olan etkin yer ivmesinin yerini yeni yönetmelikte tasarım ivme spektrumu almıştır. Buda Deprem Tehlike Haritası'nda tanımlanan harita spektral ivme katsayılarına ve yerel zemin etki katsayılarına bağlıdır. Bu çalışmada 2007 Deprem Yönetmeliği'nde kullanılacak parametreler Sakarya İli, Adapazarı İlçesi, Korucuk Mahallesi, G24B11C3A Pafta, 1692 Ada, 1 Parsel 'de yapılan sondaja dayalı zemin ve temel etüt raporundan alınmıştır. 2018 Deprem Yönetmeliği içinse aynı arazi için Türkiye Deprem Tehlike Haritaları İnteraktif Web Uygulamasından 40.857026° Enlem ve 30.287417° Boylam değerleri girilerek veriler alınmıştır. Daha sonra Excel'de hazırlanan konsol dayanma duvarı modeline göre hesaplamalar yapılmıştır. Deprem yönetmeliklerine göre yapılan hesaplamalardan elde edilen sonuçlar farklı parametrelerin sabit ve değişken tutulma durumlarına göre tablolar oluşturulmuş ve karşılaştırılmalar yapılmıştır. Yapılan bu karşılaştırmalarda deprem yönetmeliğine gelen değişimlerin dayanma yapılarının tasarım ve güvenliğini nasıl etkilediği araştırılmıştır. Analizler duvar yüksekliği (H), duvar arkası zeminin yataya göre eğim açısı (β), zeminin tasarım kayma direnci açısı (ϕ) gibi zemin parametreleri değiştirilerek yapılmıştır.

Tablo 1. Hesaplamalarda kullanılan değerler

Duvar yüksekliği (m)	Duvar Arkası Şev Açısı (β°)	Duvar Arkası Zemin Özellikleri	
		İçsel sürtünme	Kohezyon
2	0	28	0
4	5	30	0
6	10	32	0
8	15	34	0
	20		0

2. 2007(DBYBHY) VE 2018(TBDY) DEPREM YÖNETMELİKLERİNE GÖRE ANALİZLER

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğinde deprem tehlikesi için kullanılan temel parametre olan etkin yer ivmesinin yerini yeni yönetmelikte tasarım ivme spektrumu almıştır. Buda Deprem Tehlike Haritası'nda tanımlanan harita spektral ivme katsayılarına ve yerel zemin etki katsayılarına bağlıdır. Yapılan değişiklikler göz önünde

bulundurulur her iki yönetmeliğe göre analizler yapılmıştır. Tablo 2.'de gösterilen değerler zeminin tasarım kayma direnci açısı (ϕ) ve duvar arkası zeminin yataya göre eğim açısı (β) değişken kabul edilip, dayanma yapısı duvar yüksekliğinin 6m olduğu durumdaki değerlerdir.

Tablo 2. TBDY ve DBYBHY göre statik ve dinamik yükler

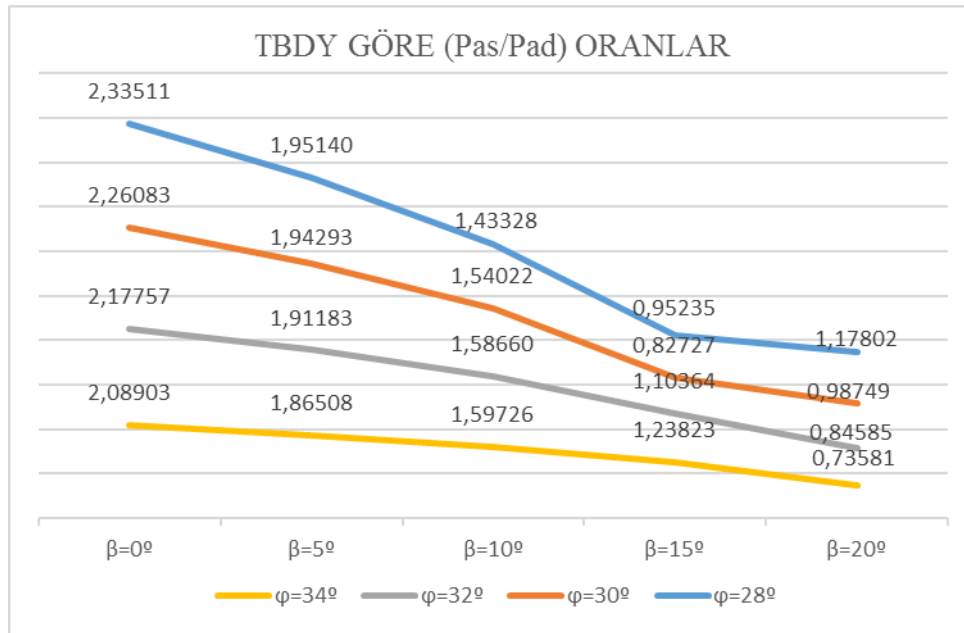
			TBDY		DBYBHY		DİNAMİK YÜKTEKİ ARTIŞ (%)
	ϕ (°)	β (°)	P_{as} (kN/m)	P_{ad} (kN/m)	P_{as} (kN/m)	P_{ad} (kN/m)	
H = 6m	28	0	116,975	50,094	116,975	48,291	3,73%
	30	0	108	47,775	108	45,772	4,38%
	32	0	99,552	45,717	99,552	43,385	5,38%
	34	0	91,6	43,848	91,6	41,115	6,65%
	28	5	123,67	63,375	123,67	54,62	16,03%
	30	5	113,91	58,628	113,91	51,263	14,37%
	32	5	104,757	54,794	104,757	48,18	13,73%
	34	5	96,173	51,565	96,173	45,323	13,77%
	28	10	131,905	92,03	131,905	64,149	43,46%
	30	10	121,072	78,607	121,072	59,166	32,86%
	32	10	110,986	69,952	110,986	54,838	27,56%
	34	10	101,586	63,6	101,586	50,994	24,72%
	28	15	142,654	149,792	142,654	81,692	83,36%
	30	15	130,223	157,413	130,223	72,378	117,49%
	32	15	118,801	107,645	118,801	65,232	65,02%
	34	15	108,271	87,44	108,271	59,402	47,20%
28	20	158,174	134,271	158,174	166,005	-19,12%	
30	20	142,913	144,723	142,913	104,830	38,05%	
32	20	129,304	152,868	129,304	85,91	77,94%	
34	20	117,03	159,05	117,03	74,23	114,27%	

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine göre oluşturulan modellerde dayanma yapılarına gelen statik ve dinamik toprak basınçlarının oranları Tablo 3.'de özetlenmiştir. Bu tabloda 6.00 m dayanma duvar yüksekliği için hesaplanan statik ve dinamik yanal toprak basınçlarının içsel sürtünme açısına ve duvar arkası şev eğimine bağlı olarak elde edilen değişim grafikleri Şekil 1'de gösterilmiştir.

Tablo 3. TBDY göre statik yüklerin dinamik yüklere oranları

	H(m)	β				
		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
$\phi=28^\circ$	H=2m	2,33507	1,95171	1,43335	0,95230	1,17803
	H=4m	2,33511	1,95154	1,43328	0,95235	1,17803
	H=6m	2,33511	1,95140	1,43328	0,95235	1,17802
	H=8m	2,33513	1,95150	1,43328	0,95235	1,17802
			$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$
$\phi=30^\circ$	H=2m	2,26074	1,94305	1,54019	0,82727	0,98750
	H=4m	2,26095	1,94293	1,54025	0,82728	0,98750
	H=6m	2,26083	1,94293	1,54022	0,82727	0,98749
	H=8m	2,26069	1,94293	1,54022	0,82727	0,98750
			$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$

		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
$\phi=32^\circ$	H=2m	2,17779	1,91196	1,58672	1,10368	0,84586
	H=4m	2,17763	1,91184	1,58659	1,10365	0,84578
	H=6m	2,17757	1,91183	1,58660	1,10364	0,84585
	H=8m	2,17756	1,91181	1,58659	1,10363	0,84586
$\phi=34^\circ$		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
	H=2m	2,08888	1,86525	1,59737	1,23829	0,73580
	H=4m	2,08903	1,86504	1,59729	1,23823	0,73580
	H=6m	2,08903	1,86508	1,59726	1,23823	0,73581
	H=8m	2,08898	1,17783	1,59726	1,23823	0,73581



Şekil 1. TBDY göre statik yüklerin dinamik yüklere oranı (H=6m)

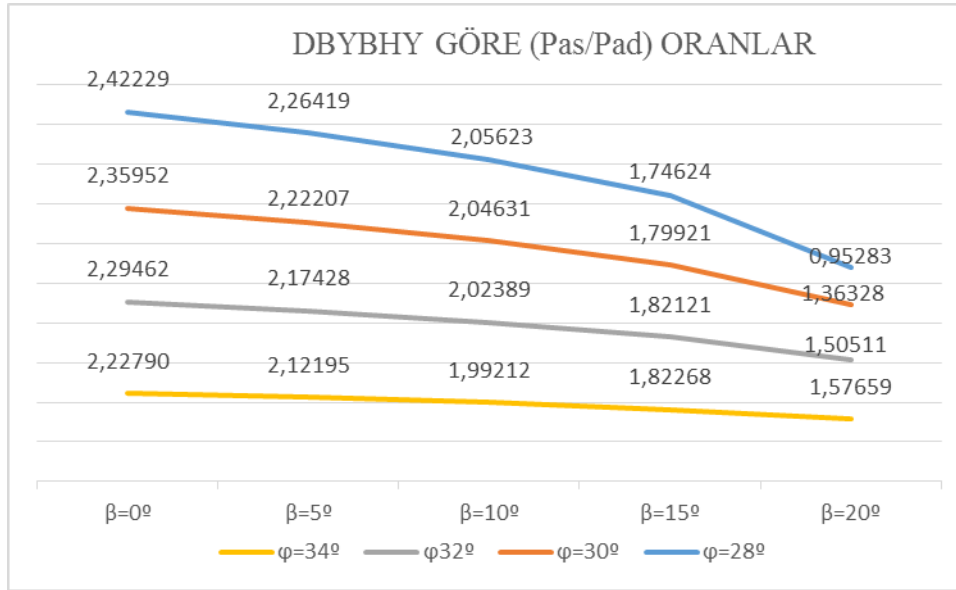
Şekil 1.'de görüldüğü gibi zemin yüzeyinin yataya göre yaptığı eğim açısı (β) artışına bağlı olarak oranlarda azalma olduğu görülmüştür. Yani dinamik yükler artmıştır. Fakat $\phi=28^\circ$, $\beta=15^\circ$ ve $\phi=30^\circ$, $\beta=20^\circ$ olduğu durumlarda oranda artış olmuştur, dinamik yükler azalmıştır. Bunun nedeni TBDY ile gelen aktif basınç katsayısındaki sınır şartlarıdır.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğe göre oluşturulan modellerde dayanma yapılarına gelen statik ve dinamik toprak basınçlarının oranları Tablo 4'de özetlenmiştir. Bu tabloda 6.00 m dayanma duvar yüksekliği için hesaplanan statik ve dinamik yanal toprak basınçlarının içsel sürtünme açısına ve duvar arkası şev eğimine bağlı olarak elde edilen değişim grafikleri Şekil 2'de gösterilmiştir.

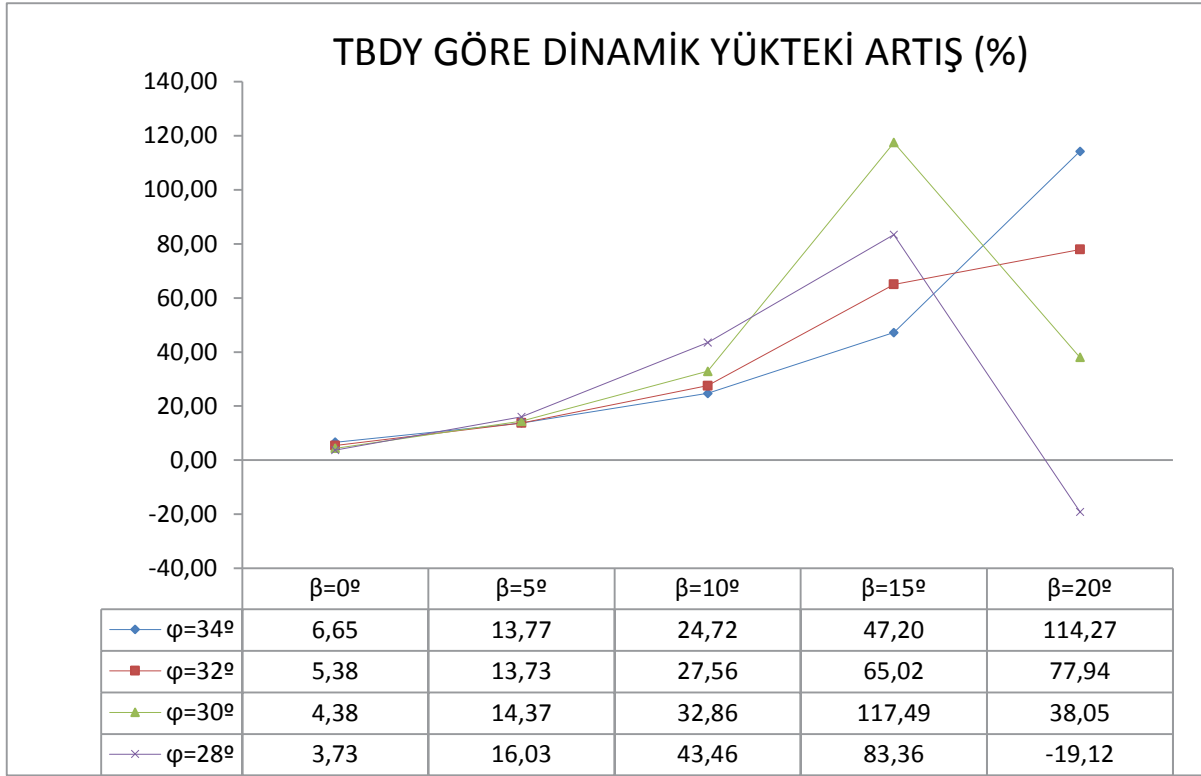
Tablo 4. DBYBHY göre statik yüklerin dinamik yüklere oranları

$\phi=28^\circ$	H(m)	$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
	H=2m	2,42210	2,26429	2,05612	1,74617	0,95309
H=4m	2,42226	2,26435	2,05619	1,74623	0,95283	

	H=6m	2,42229	2,26419	2,05623	1,74624	0,95283
	H=8m	2,42236	2,26434	2,05626	1,74624	0,95283
$\phi=30^\circ$		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
	H=2m	2,35942	2,22209	2,04624	1,79918	1,36326
	H=4m	2,35953	2,22214	2,04632	1,79921	1,36328
	H=6m	2,35952	2,22207	2,04631	1,79921	1,36328
	H=8m	2,35953	2,22211	2,04629	1,79920	1,36328
$\phi=32^\circ$		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
	H=2m	2,29434	2,17448	2,02396	1,82119	1,50503
	H=4m	2,29463	2,17433	2,02392	1,82123	1,50498
	H=6m	2,29462	2,17428	2,02389	1,82121	1,50511
	H=8m	2,29461	2,17427	2,02390	1,82121	1,50512
$\phi=34^\circ$		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta=20^\circ$
	H=2m	2,22789	2,12192	1,99206	1,82273	1,57650
	H=4m	2,22781	2,12187	1,99210	1,82266	1,57658
	H=6m	2,22790	2,12195	1,99212	1,82268	1,57659
	H=8m	2,22782	1,34006	1,99214	1,82268	1,57659



Şekil 2. DBYBHY göre statik yüklerin dinamik yüklere oranı (H=6m)



Şekil 3. $\phi=28^\circ, 30^\circ, 32^\circ, 34^\circ$ için dinamik yükteki yüzdeler artışı

Şekil 3’de $\phi=28^\circ$, $H=6m$ için dinamik yüklerde 83,36% değerine kadar artışlar olmuştur. Fakat $\beta=20^\circ$ iken düşüş olmuştur. Bunun sebebi yeni deprem yönetmeliğiyle gelen aktif basınç katsayılarında açılarla alakalı sınırlamalar ve buna göre aktif basınç katsayısı formüllerindeki değişimdir. Toplam aktif basınç katsayısı $\beta \leq \phi'_d - \theta$ olması durumunda Denklem (1) ile $\beta > \phi'_d - \theta$ olması durumunda Denklem (2) ile hesaplanmaktadır.

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos.\theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (1)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos.\theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (2)$$

3. SONUÇLAR

Hesaplarda kullanılan ivme katsayısı değerleri yeni deprem yönetmeliğine göre belirli koordinatlar girilerek Türkiye Deprem Tehlike Haritası’ndan alınmaktadır. İvme katsayısı için alınan değerlere bakıldığında Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelikte kullanılan değerlere göre arttığı görülmüştür. DBYBHY göre $kh=0.16$



$k_v=0.107$, TBDY göre $k_h=0.24$ $k_v=0.12$. Yatay eşdeğer deprem katsayısında (k_h) %33, düşey eşdeğer deprem katsayısında (k_v) %10 artış olmuştur. Yatay eşdeğer deprem katsayısındaki artış dayanma duvarlarına gelen dinamik yatay toprak basınçlarında ciddi anlamda bir artış olup bu artış mevcut dayanma yapılarının deprem güvenliğini sorgular hale getirmektedir. Yatay eşdeğer deprem katsayısındaki bu artış sonuç olarak dayanma yapılarına etki eden dinamik yatay toprak basınçlarında artış nedeniyle yeni yapılacak tasarımlara ek maliyetler getireceği kuşkusuzdur.

DBYBHY'ye göre dinamik basınçlar içsel sürtünme açısına bağlı olarak kritik değerler haricinde hiçbir zaman statik basınçtan daha büyük değerler almazken, TBDY'ye göre dinamik basınçlar statik basınçlardan büyük değerler alabilmektedir. Bu kritik değerler DBYBHY'ye göre aktif basınç katsayısı formülünü tanımsız yapan değerlerdir. Mesela $\phi=28^\circ$ ve $\beta=20^\circ$ alındığı zaman dinamik yükler statik yüklerden fazla çıkmaktadır.

Duvar yükseklikleri dikkate alındığında her iki yönetmelik içinde statik ve dinamik yüklerin doğrusal olarak arttığı görülmektedir. TBDY göre statik yüklerin dinamik yüklere oranını gösteren grafikler incelendiğinde oranların değişmediği ya da çok az değiştiği görülmüştür.

Kayma direnci açısının (ϕ) etkisi incelendiği zaman dinamik basınçlar üzerinde ters orantılı olarak değiştiği görülmüştür. Kayma direnci açısında artan değerler dinamik basınçta azalmaya neden olmuştur. $\beta=15^\circ$ $H=6m$ değerleri alınarak kayma direnci açısı 28° 'den 34° 'ye kadar arttırılmıştır. 28° alındığında TBDY'ye göre 149.792 kN/m olan dinamik yük 34° iken 87.44 kN/m olarak bulunmuştur. Buda dinamik yükte %41.62 oranında azalmanın olduğunu göstermektedir. Fakat toplam aktif basınç katsayısı durumundan durumuna geçerken TBDY'ye göre dinamik basınçta ilk önce artış belirli açı değerinden sonra ise düşüş olduğu görülmektedir (Şekil 3). Bunun sebebi TBDY ile gelen aktif basınç katsayısındaki (K_a) sınır şartıdır. Genel olarak baktığımızda bize geri dolgu için kullanılacak olan malzemenin önemini ve etkisini net bir şekilde göstermektedir.

İçsel sürtünme açısının $\phi = 30^\circ$ 'den küçük olduğu durumlarda $\beta=15^\circ$ 'nin üstüne çıkması halinde yükte bir azalış meydana gelmektedir. $\phi = 30^\circ$ 'nin üstünde olduğu durumlarda bir azalış meydana gelmemekte dinamik yükte hızlı bir artış gözlenmektedir.

KAYNAKLAR

- T.C. Resmi Gazete, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007, 6 Mart 2016.
- T.C. Resmi Gazete, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018, 18 Mart 2018
- Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Türkiye Deprem Tehlike Haritaları, <https://tdth.afad.gov.tr>
- Topçu Y., Deprem Etkisinde Betonarme İstinat Duvarlarının Analizi, Yüksek lisans tezi, SAÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya, 2005.
- Özberk L., Kahyaoğlu M.R., "Dayanma Yapılarının DBYBHY Ve TBDY Göre Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması Ve Tespiti", Zemin Mekaniği Ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Kongresi, İstanbul, 2018.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ALÜVYON BİR SAHA İÇİN DÜZENLENEN DİNAMİK DAVRANIŞ ANALİZLERİNDE DEPREM GİRİŞ HAREKETİ YERİ SEÇİMİNİN TASARIM SPEKTRUMUNA ETKİSİ

THE EFFECT OF INPUT GROUND MOTION LOCATION ON DESIGN SPECTRUM IN A SEISMIC GROUND RESPONSE ANALYSIS PERFORMED FOR AN ALLUVIAL SITE

Burcu AYTEKİN¹ M. Emre HAŞAL² Bilal ÖZASLAN³ Recep İYİSAN³

ABSTRACT

Site response analyses are performed to estimate the change in the characteristics of the input rock motion occurred during the vertical propagation of seismic waves and to obtain the local variation in intensity and spectral characteristics of surface ground motion. The rock outcrop motions which are selected by considering the source mechanism, fault distance and earthquake characteristics that are compatible with the standart design earthquake ground motion level, also time domain simulated or spectral matched ground motions may be applied as input ground motions at seismic bedrock in the dynamic response analysis of soil layers against earthquake excitation and thus shear stresses and deformations, acceleration-time histories and site-specific design spectrum can be obtained for surface layers. In “Turkish Building Earthquake Code (TBEC), 2018” it is being stated that the input ground motion can be exerted at the base of a soil layer lying at a shallower depth in comparison with seismic bedrock depth by using the method of spectral matching the accelerograms to the target spectrum of corresponding soil layer where the input motion is applied. In this study, by evaluating and combining the findings of the geotechnical borings and microtremor array measurements, the shear wave velocity profiles extending to seismic bedrock ($V_s \geq 760$ m/s) were obtained for the investigation sites. The results of the site response analyses that were conducted by using the two different methods proposed in TBEC (2018) were interpreted. In the first method, the input ground motions used in 1D dynamic analyses are applied at seismic bedrock with local site class ZB (deep soil profile) whilst in the second method they are applied at the base of a soil layer close to surface having local site class either ZC or ZD (shallow soil profile). As a result, the acceleration spectra obtained on the surface of deep and shallow models were compared for 31 strong ground motion records, selected in accordance with the design spectra corresponding to seismic code depending on the location of the sites and local site classes.

Keywords: 1D Dynamic Analysis, Site Specific Design Spectrum, Seismic Bedrock



ÖZET

Sahaya özel zemin davranış analizleri, taban kayasında tanımlanan kuvvetli yer hareketinin düşeyde yer alan zemin tabakaları boyunca değişiminin ve zemin yüzeyindeki deprem yer hareketinin şiddeti ile spektral özelliklerinin yerel farklılaşmasının belirlenmesi için yapılmaktadır. Taban kayasının çok derinlerde olduğu ve geoteknik araştırmalarla belirlenemediği durumlarda Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde deprem giriş hareketinin, yüzeye daha yakın bir tabakada yerel zemin etki katsayılarının dikkate alınarak büyütülmesi yöntemiyle tanımlanabileceği belirtilmiştir. Bu çalışmada bir saha için yapılacak dinamik davranış analizlerinde deprem giriş hareketi yeri seçiminin tasarım spektrumuna etkisini incelemek amacıyla seçilen üç noktada belirlenen sığ ve derin zemin kesiti kullanılarak tek boyutlu analizler yapılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin modelleri, derin alüvyon bir sahada yapılan zemin araştırma sondajlarının ve kayma dalgası hızının derinlikle değişiminin belirlenmesi için uygulanmış eş zamanlı mikrotremor ağ ölçüm sonuçlarının birlikte değerlendirilmesi yardımıyla oluşturulmuştur. Kayma dalgası hızının 760 m/s veya daha büyük olduğu derinlik sismik taban kayası olarak kabul edilmiştir. Analizlerde deprem giriş hareketi zemin kesitinde hem yaklaşık 100 m derinlikteki ZB sınıfı sismik taban kayasından hem de deprem yönetmeliğinde önerilen yöntemle yüzeyden yaklaşık 30 m derinlikteki ZC ve ZD sınıfı zemin tabakalarından etki ettirilmiş ve zemin yüzeyinde ivme zaman geçmişleri elde edilmiştir. Sahaların konumu ve yerel zemin sınıflarına bağlı olarak yönetmelikte tanımlanmış tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde seçilmiş 31 adet kuvvetli yer hareketi kaydı için derin ve sığ modellerin yüzeyinde elde edilen ivme spektrumları karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Bir Boyutlu Dinamik Analiz, Sahaya Özel Tasarım Spektrumu, Mühendislik Taban Kayası

1. GİRİŞ

Yerel zemin koşullarının deprem hareketine etkisini saptamak ve zemin yüzeyindeki deprem hareketinin mühendislik özelliklerini belirlemek için sahaya özel davranış analizleri yapılır. Deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, kaynak mekanizmaları ve fay uzaklıkları dikkate alınarak seçilen sismik anakaya mostrası kayıtlarının sahaya özel dinamik analizlerde giriş hareketi olarak kullanılması yardımıyla yüzeye yakın zemin tabakaları için kayma gerilmeleri, kayma şekil değiştirmeleri, toplam yer değiştirmeler, zemin yüzeyindeki ivme zaman geçmişleri ve sahaya özel tasarım spektrumları elde edilebilmektedir. Sahaya özel zemin davranış analizlerinde deprem giriş hareketinin zemin profiline sismik taban kayasında ($V_s \geq 760$ m/s) etki ettirilmesi esastır. Bununla birlikte derin alüvyon oluşumlarda mühendislik taban kayası, üst tabakalarda düzenlenen en az 30 m derinliğindeki zemin etüdü sondajları ve aktif kaynaklı yüzey dalgalarının çok kanallı analizine dayanan sismik arazi deneyleriyle belirlenemeyecek derinlikte yer alabilmektedir. Bu gibi durumlarda derin kuyularda kuyu içi sismik deneyler düzenlenebilecek olmakla birlikte, gerek kuyuların hassas biçimde hazırlanmasında karşılaşılan zorluklar gerekse maliyetleri dikkate alındığında, nadiren tercih edilmektedirler. Çok küçük genlikli yer titreşimlerinin (mikrotremor) çok kanallı kayıt ve analizine dayanan (Remi, f-k spektrumu, Spac) gibi yöntemlerde ise verilerin işlenmesi, analizi ve sonuçların değerlendirilmesi aşamasında üst düzey bilgi ve uzmanlığa ihtiyaç duyulmaktadır. Sahaya özel davranış analizlerinde serbest zemin modeli oluşturulurken sismik taban kayası derinliğinin belirlenmesinde farklı zorluklarla karşılaşıldığı derin alüvyonlarda deprem giriş hareketinin yüzeye daha yakın bir tabakadan, yerel zemin etki katsayılarının dikkate alınarak

büyütülmesi yöntemiyle, tanımlanabileceği Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde (2018) belirtilmektedir.

Bu çalışmada, derin bir alüvyonda üç farklı sahada yapılan zemin etüdü sondajlarının ve mikrotremor dizin ölçümlerinin sonuçları kullanılarak sismik taban kayasına ulaşan kayma dalgası hızı profilleri elde edilmiştir. Deprem giriş hareketlerinin hem sismik taban kayasından hem de yüzeye daha yakın bir tabakadan TBDY'de (2018) önerilen yöntemle etki ettirilmesiyle düzenlenen sahaya özel serbest zemin analizlerinden elde edilen spektral ivme değerleriyle ilgili yerel zemin sınıfı gözönüne alınarak belirlenen spektral ivme değerleri karşılaştırılmış, yöntemin alüvyon sahalarındaki etkinliği değerlendirilmiştir. Çalışma sahasında yapılmış zemin etüdü sondajı kuyularında düzenlenmiş Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) verileri ve laboratuvar deneyi sonuçları birlikte değerlendirilerek yaklaşık 30 m derinliğindeki zemin profili elde edilmiştir. Bu noktalarda eş zamanlı mikrotremor dizin ölçümleri düzenlenmiş, kayıtlar SPAC (Uzamsal Özilişki) yöntemi ile analiz edilerek kayma dalgası hızı profilleri belirlenmiştir. Eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümleri ve sondajlar değerlendirilerek bir boyutlu dinamik analizlerde kullanılacak zemin modelleri oluşturulmuştur.

2. ÇALIŞMA SAHASI ÖZELLİKLERİ

İnceleme alanı Bursa ili, Mudanya ilçesi sınırları içerisinde, Marmara Denizinin güneydoğusunda yer alan Güzelyalı beldesinde yer almaktadır. Kuvaterner yaşlı alüvyonlar, bataklık çökelleri ve kıyı çökelleri ile Neojen yaşlı konglomera, kumtaşı, kiltası, kireçtaşı ve marn ardanmasından oluşan karasal çökeller bölgenin esas jeolojik yapısını oluşturmaktadır. Sahayı etkileyebilecek en yakın aktif fay hattı, Gemlik Körfezi'nden denize girip kıyı şeridinde paralel biçimde uzanan Kuzey Anadolu Fay Hattı güney koludur. Söz konusu fay çalışma sahasının yaklaşık 7 km kuzeyinden geçmektedir. Çalışma sahasına ait uydu fotoğrafı Şekil 1'de gösterilmiştir.

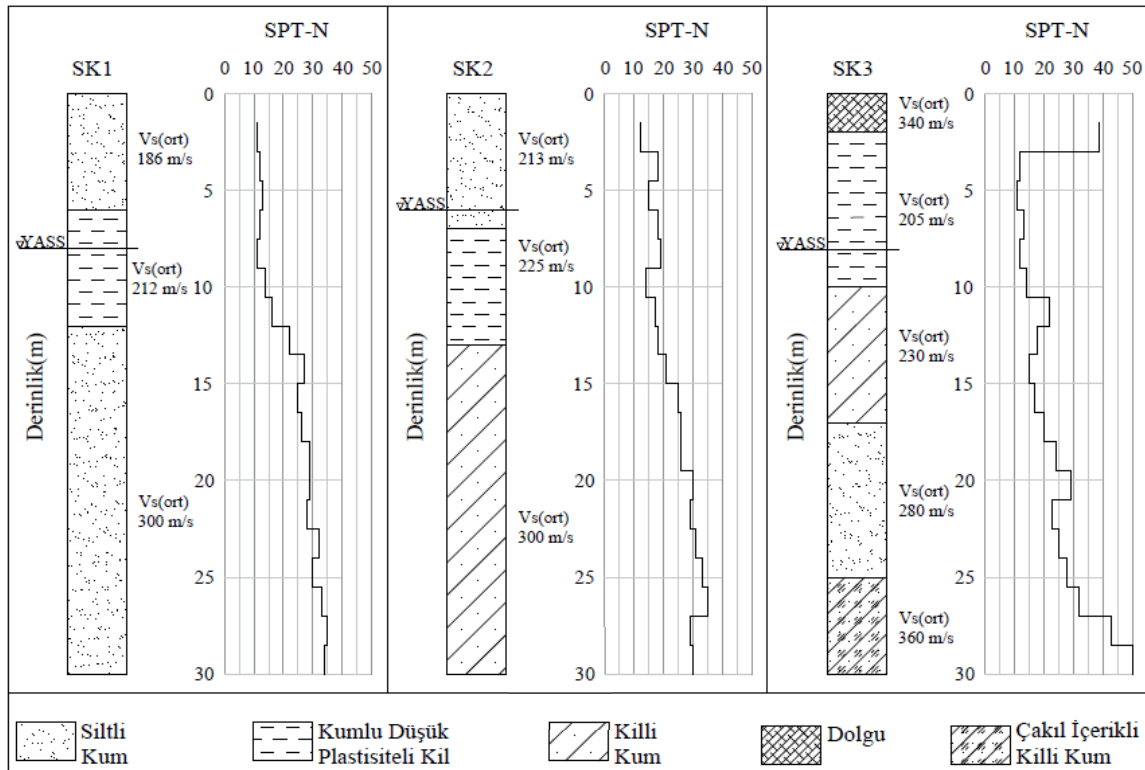


Şekil 1. Çalışma sahasına ait uydu fotoğrafı ve arazi deneylerinin konumları

Çalışma sahasının büyük bir bölümünde zemin yüzeyinden itibaren ilk 30 m derinlikte, orta katı-katı siltli kil ve yer yer çakıl bantı içerikli orta sıkı siltli-killi kum tabakalarının ardanmasından oluşan alüvyon yer almaktadır. Sahanın güneyinde ise, yüzeyde katı-çok katı kumlu kil tabakası ve altında ise Neojen yaşlı ayrılmış kumtaşı-kiltası-silttaşı-marn ardanması yer almaktadır. Alüvyon zeminde sismik taban kayasını Neojen yaşlı az ayrılmış kumtaşı-silttaşı-kiltası ardanması oluşturmaktadır (Kiper, 2002).

3. ARAZİ DENEYLERİ VE YEREL ZEMİN KOŞULLARI

Çalışma sahalarında yapılmış yaklaşık 30 m derinliğindeki zemin etüdü sondajlarında düzenlenmiş SPT deneyleri ve bunlardan elde edilen zemin numuneleri üzerinde yapılmış laboratuvar deneylerinin sonuçları birlikte ele alınmış, üç ayrı sahadaki zemin tabakalarının cinsleri, mühendislik özellikleri ve SPT-N darbe sayısına bağlı eşdeğer kayma dalgası hızı profilleri belirlenmiştir. Tabakalara ait kayma dalgası hızlarının SPT-N darbe sayısına bağlı belirlenebilmesi için İyisan (1996) tarafından önerilen bağıntı kullanılmıştır. Şekil 1’de gösterilen üç ayrı saha için elde edilmiş sondaj logları birlikte Şekil 2’de verilmiştir. Yapılan zemin etüdü sondajlarından çalışma sahalarındaki zemin profillerinin; orta sıkı siltli-killi kum tabakalarının, kumlu düşük plastisiteli kil tabakaları ile farklı kalınlık ve derinliklerde aralanmasından oluştuğu anlaşılmaktadır. Sondajlardaki yeraltı su seviyeleri 6 m’den daha derinde yer almaktadır.



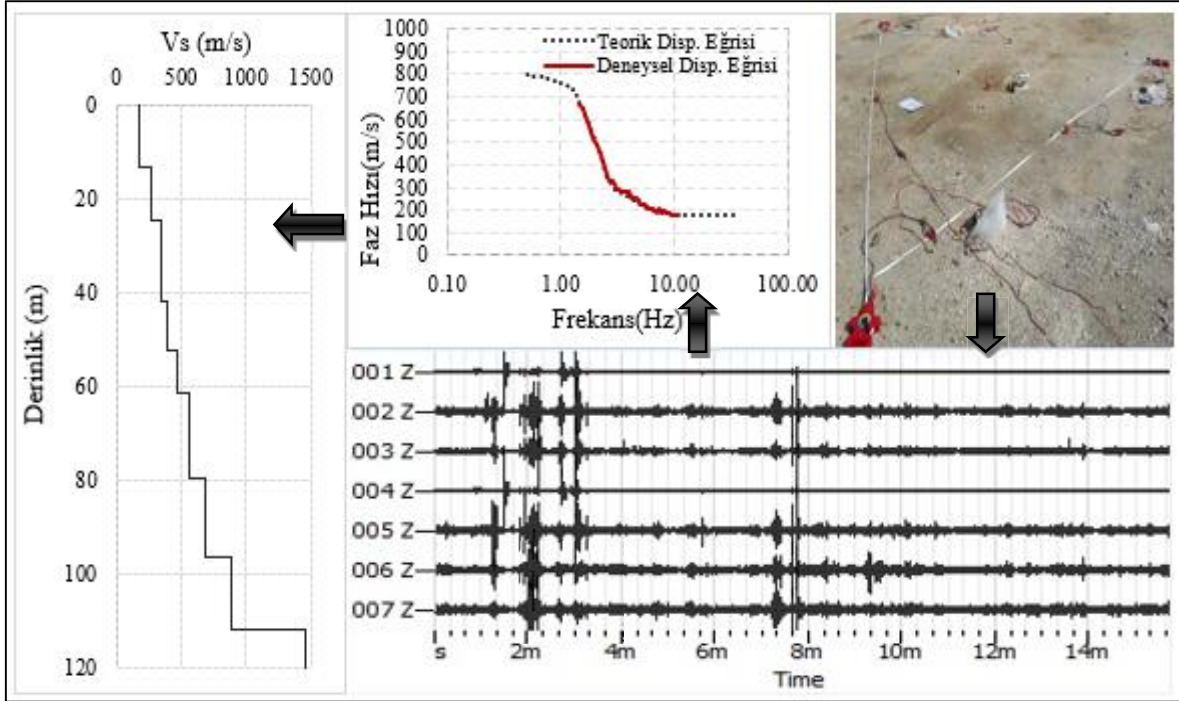
Şekil 2. Çalışma sahalarına ait sondaj logları

Mikrotremorlar farklı kaynaklardan yayılan, periyotları 0.05 s-2 s ve genlikleri 0.1-1 mikron arasında değişen yeryüzündeki sürekli titreşimlerdir. Tekil mikrotremor kayıtlarının analizi ile zemin büyütmesi ve zemin hakim periyot değerleri belirlenirken (İyisan ve diğ., 2013), eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümü kayıtlarının analizi ile kayma dalgası hızı profili ve sismik taban kayası derinliği belirlenebilmektedir (Yamanaka, 2007).

Mikrotremor ölçümlerinin geoteknik deprem mühendisliğinde tercih edilmesinin sebebi; uygulama kolaylığı, ölçüm süresinin görece kısıtlılığı, düşük maliyetinin yanı sıra titreşimlerin kayıt alınan sahanın geoteknik özelliklerine bağlı olarak ayırt edici değişimler göstermesidir. Sahada düzenlenen eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümü noktalarına ait yerleşim planı Şekil 1’de gösterilmiştir.

Çalışma kapsamında sismik anakaya derinliğini ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimini belirleyebilmek amacıyla üç ayrı sahada eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 1’de konumları gösterilen ölçüm sahalarında 7 adet alıcı ile eş zamanlı kayıtlar alınmıştır. Mikrotremor verilerinden Uzamsal Özilişki (SPAC) Yöntemi kullanılarak kayma dalgası hızı profilinin belirlenebilmesi amacıyla Yamanaka (2007) tarafından geliştirilen Fortran kodları kullanılmıştır. Bu amaçla düşey bileşen kayıtları kullanılarak dizin üzerindeki alıcılar arasında ikili korelasyonlar oluşturulmuş, faz hızları hesaplanmış ve gözlemsel dispersiyon eğrisi elde edilmiştir.

Daha sonra, teorik dispersiyon eğrisine altlık teşkil edecek bir boyutlu tabaka modeli oluşturulmuştur. Gözlenen faz hızları ve tabakalı zemin modeli kullanılarak hesaplanan faz hızları arasındaki karesel farkların toplamının en aza indirgenmesi esasına dayanılarak yapılan optimizasyona bağlı ters çözümle kayma dalgası hızı profili belirlenmiştir. 1 nolu nokta için mikrotremor dizin ölçümlerinde kullanılan alıcıların yerleşimi, kayıt örneği, elde edilen dispersiyon eğrisi ve kayma dalgası hızı profili Şekil 3’te gösterilmiştir.



Şekil 3. Eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümü ve kayma dalgası hız profili

4. SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞ ANALİZLERİ

Sahaya özel dinamik davranış analizleri; yerel zemin koşullarının deprem hareketine etkisini ve zemin yüzeyindeki deprem hareketinin mühendislik özelliklerini belirleyebilmek amacıyla düzenlenir. Bu çalışmada, Güzelyalı beldesinde 3 farklı nokta için derlenen zemin etüdü sondajı verileri ve eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümlerinden elde edilen kayma dalgası hızı profillerinin birlikte ele alınmasıyla hazırlanmış serbest zemin modellerinin deprem hareketi karşısındaki davranışı bir boyutlu dinamik analizler yardımıyla belirlenmeye çalışılmıştır. Sondaj logları Şekil 2’de verilen üç ayrı çalışma sahasındaki 30 m’lik ortalama kayma dalgası hızları birbirlerine yakın değerler almış olup, zemin sınıfları aynı olmakla (ZD) birlikte, söz konusu sahalardaki zemin tabakalaşması ve sismik taban kayası

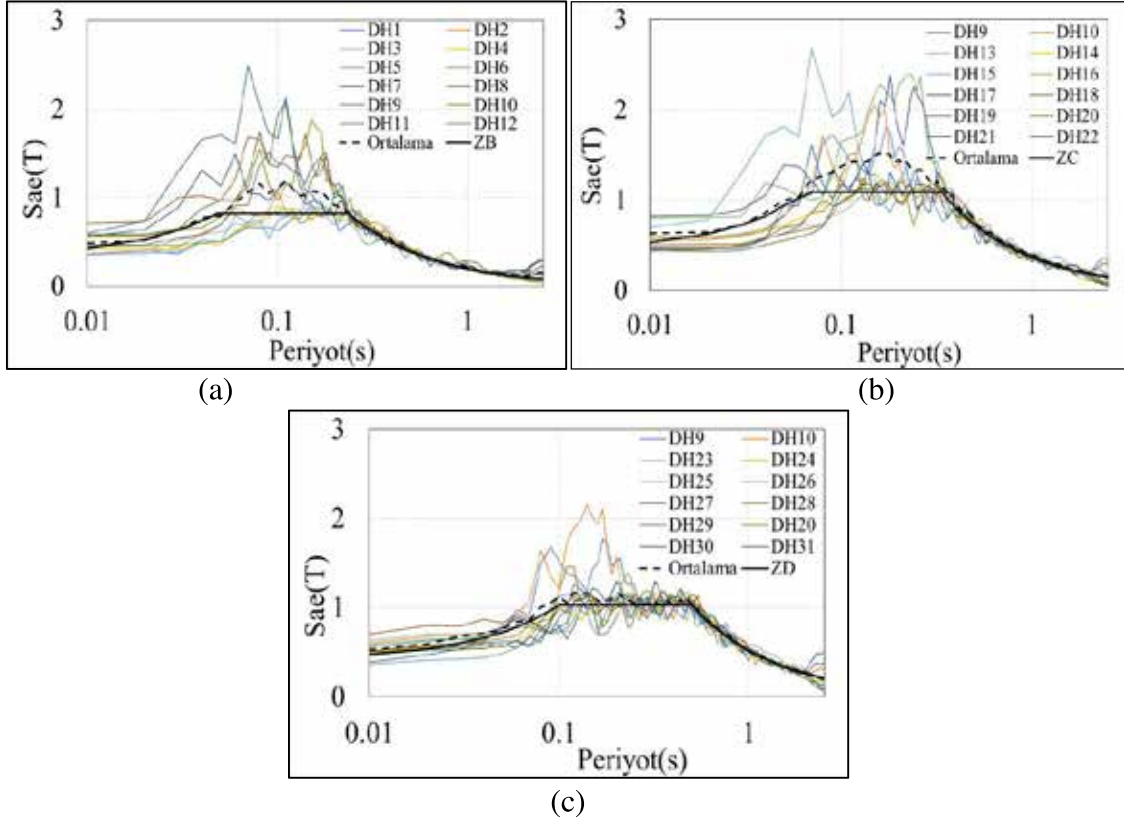


derinlikleri birbirinden farklıdır. Bir boyutlu (1D) dinamik analizlerde Deepsoil yazılımı kullanılmıştır. Yapılan analizlerde zemin tabakalarındaki kayma birim şekil değiştirme seviyeleri %1'i aşmadığı için frekans tanım alanında eşdeğer doğrusal hesap modeli kullanılmıştır. Zemin tabakalarına ait rijitlik azalım ve sönüm oranı değişim eğrileri, ilgili derinlikteki efektif gerilme seviyesi ve plastisite indisi değerlerini dikkate alan Ishibashi-Zhang (1993) bağıntısı kullanılarak belirlenmiştir.

Deprem giriş hareketinin yerinin farklı seçilmesinin dinamik analiz sonuçlarına etkisini karşılaştırabilmek amacıyla, serbest zemin modelleri hem sismik taban kayasına ulaşacak biçimde hem de sadece zemin yüzeyinden itibaren 30 m derinliğindeki kısım için oluşturulmuştur. Mühendislik taban kayasına ($V_s \geq 760$ m/s) ulaşan derin modellerdeki kayma dalgası hızı profilleri oluşturulurken eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümü sonuçlarından faydalanılmış, sığ modellerin teşkil edilmesinde ise 30 m derinliğinde sondajlarda düzenlenmiş SPT deneyleri esas alınmıştır. SK1, SK2 ve SK3 zemin etüdü sondajlarının yapıldığı üç ayrı çalışma sahasında sırasıyla MA1, MA2 ve MA3 eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümleri düzenlenmiştir. Her bir çalışma sahası için 12 farklı deprem giriş hareketi hem derin zemin profillerinin tabanından (ZB) hem de sığ zemin profillerinin tabanından etki ettirilmiştir. 1 ve 2 nolu çalışma sahalarındaki sığ zemin profilleri ZD zemin sınıfıyla, 3 nolu sahada ise ZC zemin sınıfıyla sonlandırılmıştır. Dolayısıyla her bir çalışma sahası için deprem hareketi karşısındaki zemin davranış analizleri; hem serbest zemin modelinin mühendislik taban kayasına ulaştığı derin profiller hem de zemin yüzeyinden itibaren ilk 30 m derinliğindeki zemin tabakalaşmasını temsil eden sığ profiller için düzenlenmiştir. Böylece, deprem giriş hareketi konumları farklı olan derin ve sığ zemin modellerinin dinamik davranışı arasındaki farkın belirlenmesi ve elde edilen sahaya özel deprem spektrumlarının çalışma sahası yerel zemin sınıfına karşı gelen tasarım spektrumlarıyla karşılaştırılması amaçlanmıştır.

Sahaya özel davranış analizlerinde kullanılan deprem giriş hareketleri; seçilen deprem kayıtlarının, her üç sahaya ait derin zemin profilleri için ZB yerel zemin sınıfı, sığ zemin profilleri içinse 1 ve 2 nolu çalışma sahalarında ZD, 3 nolu sahada ise ZC yerel zemin sınıfına karşılık gelen yatay elastik tasarım ivme spektrumuyla uyum sağlayacak biçimde dönüştürülmesiyle elde edilmiştir. Söz konusu tasarım ivme spektrumları oluşturulurken TBDY (2018) ekinde verilen "Türkiye Deprem Tehlike Haritası" tablosunda ilgili sahaya karşılık gelen koordinatlar için elde edilmiş olan spektral ivme katsayılarından faydalanılmıştır. Dönüştürülecek deprem kayıtları, deprem giriş hareketinin uygulanacağı zemin sınıfı da dikkate alınarak PEER, AFAD ve Itaca kuvvetli yer hareketi veri tabanlarından alınmıştır.

Tasarım spektrumlarıyla uyum sağlayacak biçimde dönüştürülecek ivme zaman geçmişleri; kaydedildikleri istasyonların zemin sınıflarının, deprem giriş hareketinin etki ettirildiği derinlikteki zemin sınıfıyla olabildiğince uyumlu olması esasına dayanılarak seçilmiştir. Söz konusu deprem kayıtlarına ait genel özellikler Çizelge 1'de sunulmuştur. Söz konusu ivme kayıtları daha sonra Atik ve Abrahamson (2010) tarafından önerilen yöntem kullanılarak, deprem giriş hareketlerinin etki ettirildiği tabakadaki zemin sınıfına ait tasarım spektrumuna spektral uyum sağlayacak biçimde dönüştürülmüşlerdir. Dönüştürülen deprem kayıtlarına ait yatay elastik ivme spektrumları, ortalamaları ve yatay elastik tasarım spektrumları çalışma sahasındaki ZB, ZC ve ZD sınıfı zeminler için sırasıyla Şekil 4'te gösterilmiştir.

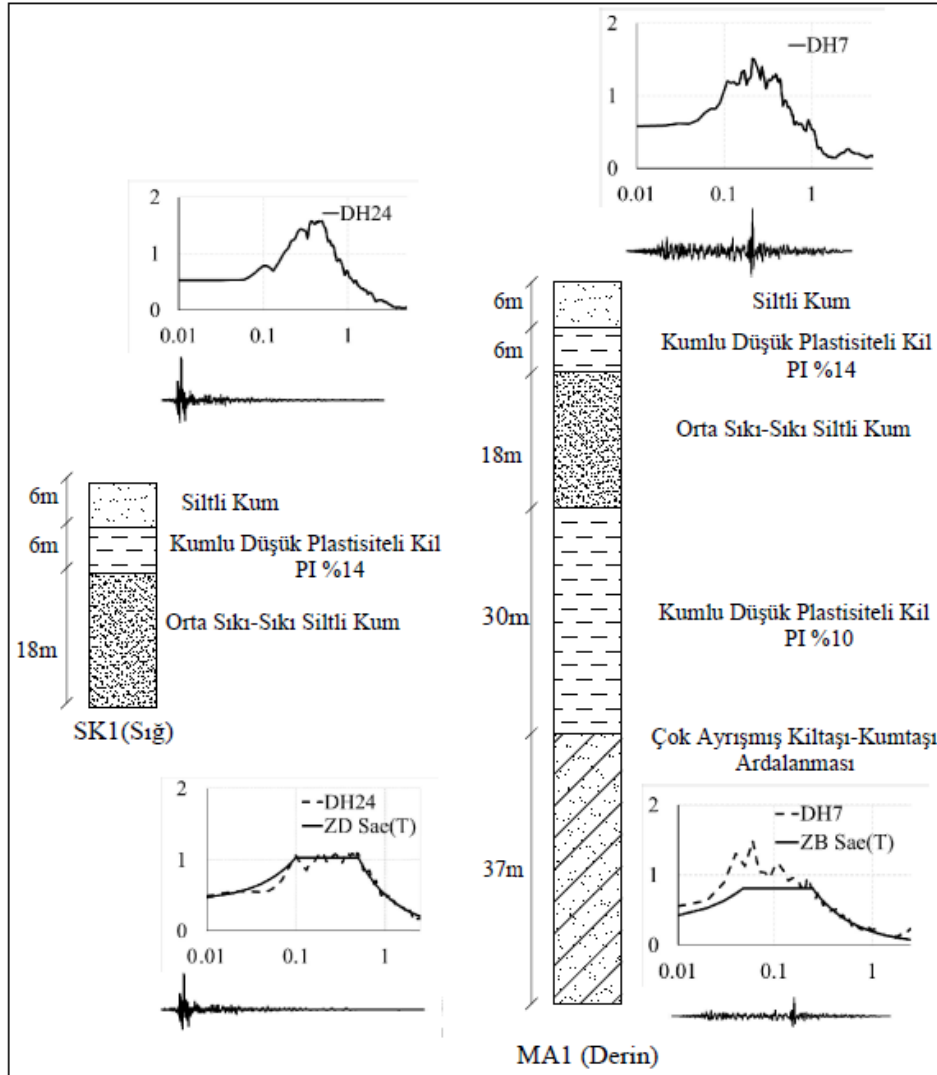


Şekil 4. (a) ZB (b) ZC (c) ZD Zemin Sınıflarıyla Spektral Uyuşum Sağlayacak Biçimde Dönüştürülmüş Deprem Kayıtları

Çizelge1. 1D Dinamik Analizlerde Kullanılan Deprem Hareketlerinin Özellikleri

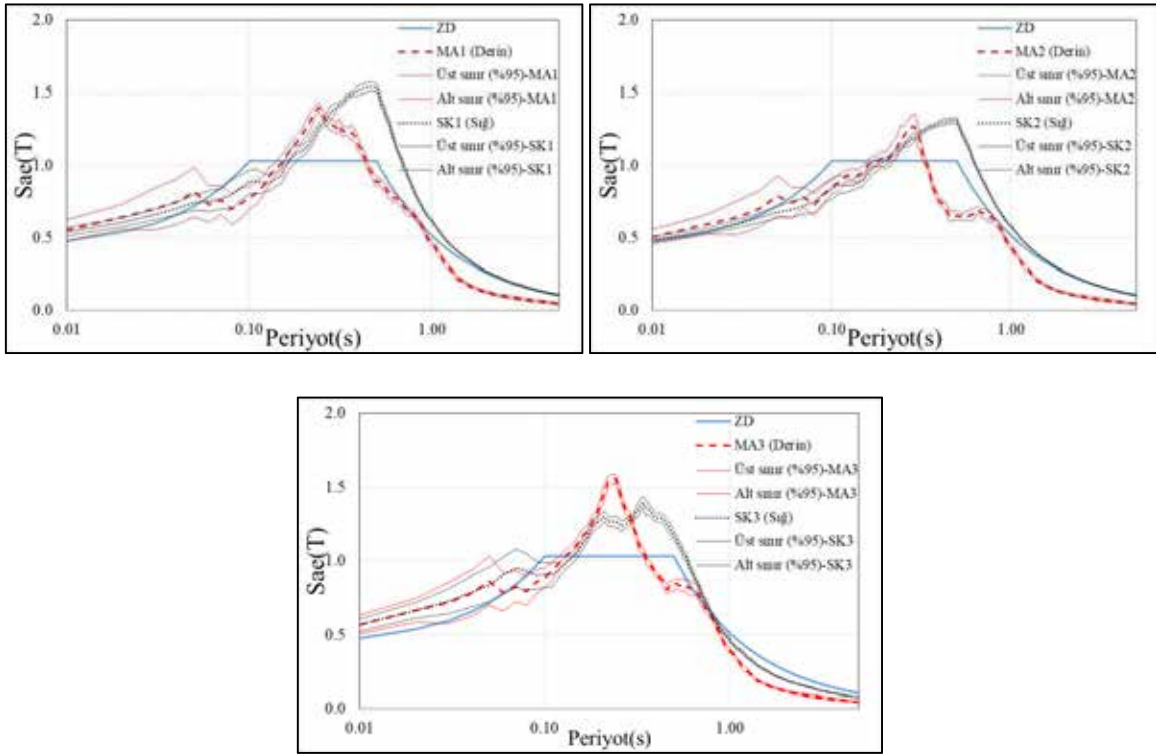
Deprem	Deprem Hareketi No	Bileşen	İstasyon	Büyüklik	$V_{s(30)}$ (m/s)
17/08/1999 Kocaeli	1	D-B	Meteoroloji Müdürlüğü	7.40	826
1989 Loma Prieta	2	0	Gilroy Array 1	6.93	1428
1989 Loma Prieta	3	90	Gilroy Array 1	6.93	1428
2004 Parkfield Depremi	4	270	Turkey Flat 1	6.00	907
2004 Umbria Depremi	5	90	Gubbio	5.60	922
2010 Porto Di Ponente	6	K-G	Lipari	4.80	>800
1971 San Fernando	7	164	Pocoima Dam	6.61	2016
1971 San Fernando	8	254	Pocoima Dam	6.61	2016
1978 Tabas	9	L	Tabas	7.35	767
1978 Tabas	10	T	Tabas	7.35	767
1979 Landers	11	260	Lucerne	7.28	1369
1994 Northridge	12	194	Pocaimo Dam	6.69	2016
1989 Morgan Hill	13	320	Gilroy Array 1	6.19	1428
1989 Umbria Depremi	14	0	Gubbio	5.60	922
1992 Landers	15	260	Lucerne	7.28	1369
12/11/1999 Düzce	16	D-B	IRIGM 496	7.14	760
12/11/1999 Düzce	17	K-G	IRIGM 496	7.14	760
1999 Hector Mine	18	180	North Shore	7.13	382
2003 San Simon,CA	19	90	Templeton	6.50	411
2003 San Simon,CA	20	360	Templeton	6.50	411
2004 Niigata	21	D-B	NIG028	6.63	431
2007 Chuetsu-Oki	22	D-B	TYM010	6.80	436
1979 Montenegro	23	90	Veliki Ston-F-Ka Soli	7.10	390
1992 Landers	24	90	Indio	7.28	292
1992 Landers	25	135	Tustin	7.28	303
1995 Kobe	26	0	Takarazuka	6.90	312
12/11/1999 Düzce	27	0	Bolu	7.14	294
12/11/1999 Düzce	28	90	Bolu	7.14	294
2000 Tottori	29	D-B	SMN009	6.61	967
2010 Darfield, Yeni Zelanda	30	K18-D	Hore	7.00	326
2010 Porto Di Ponente	31	K-G	Vulcano Piano	4.80	400

1 nolu çalışma sahası için MA1 eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümünden elde edilen derin kayma dalgası hızı profiline ZB zemin sınıfı tasarım spektrumuyla uyuşum sağlayacak biçimde benzeştirilmiş 1971 San Fernando depremi ivme kaydının (DH7) mühendislik taban kayası seviyesinden etki ettirildiği ve yine aynı çalışma sahası için SK1 zemin etüdü sondajından elde edilen sığ kayma dalgası hızı profiline ZD zemin sınıfı tasarım spektrumuyla uyuşum sağlayacak biçimde benzeştirilmiş 1992 Landers depremi ivme kaydının (DH24) zemin yüzeyinden itibaren 30 m derinlikte etki ettirildiği serbest zemin modelleri karşılaştırılabilmeleri açısından birlikte Şekil 5'te gösterilmişlerdir.



Şekil 5. Sığ ve Derin zemin modelleri ile bu modellerde taban ve zemin yüzeyindeki ivme kayıtlarının spektrumları

Üç ayrı çalışma sahası için oluşturulan sığ ve derin (30 m ve 97 m) zemin profillerinde farklı taban seviyelerinden ilgili zemin sınıfına ait tasarım spektrumuyla uyuşum sağlayacak biçimde dönüştürülmüş ivme kayıtları kullanılarak yapılan 1D dinamik analizler sonucunda yüzey için sahaya özel deprem spektrumları elde edilmiştir. 1, 2 ve 3 nolu çalışma sahaları için oluşturulan sığ ve derin zemin modelleri için elde edilen sahaya özel deprem spektrumları, ilgili çalışma sahalarındaki yerel zemin sınıfına (ZD) karşılık gelen yatay tasarım ivme spektrumuyla birlikte sırasıyla Şekil 6'da gösterilmişlerdir.



Şekil 6. Sahaya özel ivme spektrumlarının ZD yerel zemin sınıfı tasarım ivme spektrumlarıyla karşılaştırılması

Yukarıda verilen şekillerden de görülebileceği üzere yapılan analizler sonucunda farklı zemin tabakalaşması ve sismik taban kayası derinliğine sahip ancak yerel zemin sınıfı aynı olan derin zemin profillerinden oluşan üç ayrı çalışma sahası için elde edilen sahaya özel tasarım spektrumları benzer şekillere sahip olup spektral ivme değerleri arasında %25'e ulaşan farklılıklar mevcuttur. Derin zemin modelleri için elde edilen sahaya özel tasarım spektrumlarındaki spektral ivme değerleri, 0.05 s'den küçük ve spektrum köşe periyotları arasında kalan periyot değerleri için yönetmelikte verilen spektral ivmelerden %25-50 oranında daha yüksektir.

Analiz sonucunda elde edilen spektrumların, yeni deprem yönetmeliği tarafından önerilen tasarım spektrumundan farklı olması beklenen bir sonuçtur. Bilindiği üzere yönetmelikte belli bir sınıfa ait olabilecek tüm olası kesitler için genel bir tasarım zarfı önerilmektedir. Zemin kesitinde yer alan tabakaların kalınlıkları, geoteknik özellikleri, ana kaya derinliği ve kuvvetli yer hareketi özellikleri gibi faktörler, sahaya özel tepki analiz sonuçlarının bu zarfın üzerinde veya altında kalmasına neden olmaktadır.

Bu çalışmada mühendislik taban kayasındaki deprem giriş hareketi karşısındaki zemin davranışının belirlenmesinde kullanılan derin modellerin analizi sonucunda elde edilen tasarım ivme spektrumu değerleri, ilgili sahalara ait yerel zemin sınıfı gözönüne alınarak belirlenen spektral ivmelerden belli periyot aralıkları için belirgin biçimde farklı değerler almışlardır. Bu durum ise sahalarda tasarlanacak binalar için yerel zemin sınıfı dikkate alınarak belirlenen elastik ivme spektrumundaki değerlerin kullanılması durumunda, üst yapıların dinamik analizinde kullanılan mod sayısı ve bunlara ait doğal frekans değerlerine bağlı değişecek olmakla birlikte, bazı binalar için olması gereken tasarım değerlerinin üstüne çıkılacağına bazıları içinse güvensiz tarafta kalınabileceğine işaret etmektedir. Konuyla ilgili yapılacak çalışmalarda, TBDY'de (2018) önerilen alternatif hesap yöntemlerinin kullanılmasıyla çok sayıda farklı model ve deprem giriş hareketi için yapılacak analizlerden



belirlenecek deprem spektrumları, aynı sahalar için yerel zemin sınıflarına bağlı elde edilecek tasarım spektrumlarıyla karşılaştırılmalı ve yöntemlerin etkinliği birlikte değerlendirilmelidir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada bir saha için yapılacak dinamik davranış analizlerinde deprem giriş hareketi yeri seçiminin tasarım spektrumuna etkisini incelemek amacıyla seçilen üç sahada belirlenen sığ ve derin zemin kesiti kullanılarak tek boyutlu analizler yapılmıştır. Analizlerde deprem giriş hareketi zemin kesitinde hem yaklaşık 100 m derinlikteki sismik taban kayasından (ZB) hem de TBDY’de (2018) önerilen yöntemle yüzeyden 30 m derinlikteki ZD sınıfı zemin tabakasından etki ettirilmiş ve zemin yüzeyinde ivme zaman geçmişleri elde edilmiştir. Sahaların konumu ve yerel zemin sınıflarına bağlı olarak yönetmelikte tanımlanmış tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde seçilmiş 31 adet kuvvetli yer hareketi kaydı için derin ve sığ modellerin yüzeyinde elde edilen ivme spektrumları karşılaştırılmıştır.

TBDY’de (2018) önerilen yöntemle analiz edilen sığ modeller için elde edilen tasarım spektrumları, derin zemin modellerinin analizi sonucu hesaplanan spektral ivme değerlerini kapsamaktadır. Ayrıca özellikle T_B ve daha yüksek periyot değerlerinde derin modellerin analizinden elde edilenlere göre %50-100 oranlarında yüksek spektral ivme değerleri hesaplanmıştır. Bu durum yapıların tasarımı açısından olması gereken değerlerin üstüne çıkılmasına neden olmakta ve sahaya özel tepki analizlerinde sahayı temsil eden gerçekçi bir zemin modelinin belirlenmesi için geoteknik incelemelerinin önemini göstermektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın gerçekleşmesindeki katkılarından dolayı Bursa Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Etüd Proje Şube Müdürlüğü’ne teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Atik, L.A. and Abrahamson, N. A., (2010), “An Improved Method for Non-Stationary Spectral Matching”, *Eartquake Spectra*, 26(3), pp. 601-617.
- Hashash Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C. and Park, D. (2016), *DEEPSOIL User Manual*.
- İyisan, R., (1996), “Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı İle Penetrasyon Deney Sonuçları Arasındaki Bağlıntılar”, *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Teknik Dergi*, Cilt 7, Sayı 2, s.1187-1199.
- İyisan, R., Haşal, M. E., Çekmeceli, M., Bayın, A. (2013) “Mikrotremor Ölçümlerine Dayalı Bir Mikrobölgeleme Örneği”, 5. Geoteknik Sempozyumu, 5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- Kiper, B.(2002), *Güzelyalı (Bursa) Yerleşim Amaçlı Temel Sondajları ve Jeolojik ve Jeoteknik İnceleme Raporu*, Ankara.
- TBDY (2018), “Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği”, AFAD, Ankara.
- Yamanaka, H. (2007), “Inversion of Surface-Wave Phase Velocity Using Hybrid Heuristic Search Method, *Butsuri Tansa*”, 60:265-275. doi:10.3124/segj.60.265.

1. GİRİŞ

Artan nüfus, ulaştırma araçlarına duyulan ihtiyaç ve benzeri sebepler ile rıhtım yapılarının ulaştırmada önemi büyüktür. Bu yapılar bir çok yapı elemanı ile tasarlanabilmektedir. Bu çalışmada, bir rıhtım yapısının çelik palplans perde ile tasarlanmış ve sunulmuştur.[1].

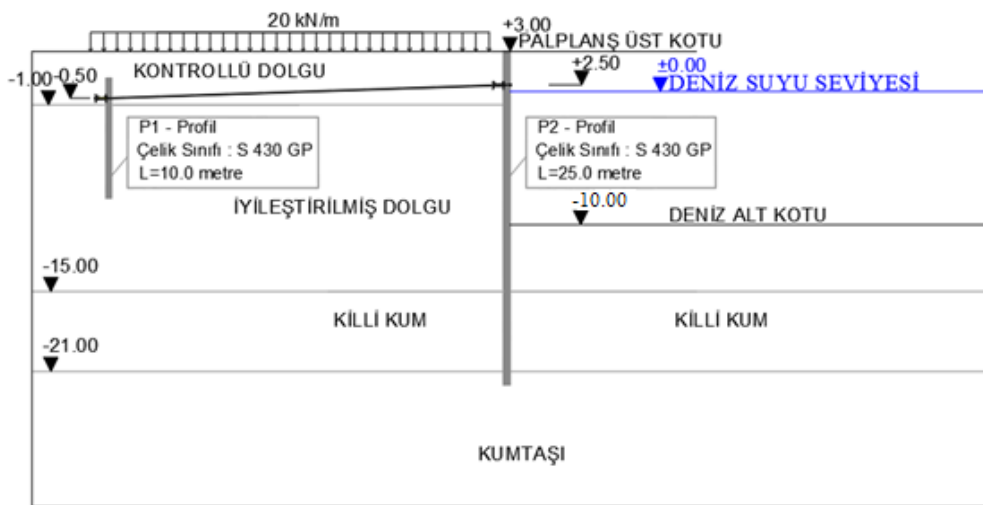
2. RIHTIM YAPISININ TASARLANMASI

Bu çalışma kapsamında Bursa ili, Gemlik ilçesinde yapılması planlanan bir rıhtım yapısı planlanmış ve o bölgeye ait deprem kayıtları kullanılmıştır. Yapılan analiz yöntemleri, kullanılan parametreler ve proje detayları alt başlıklarda anlatılacaktır.

2.1 Proje Bilgileri

Projenin amacı bir rıhtım yapısı oluşturmaktır. Bu amaç kapsamında arazide oluşturulan yapının geometrisi Şekil 1.1'deki gibidir. -1.00 kotu çalışma düzlemi olup, bu düzlemin altında kalan dolgu, jetgrout yöntemi ile iyileştirilmiştir. Proje kapsamında kullanılan parametreler geoteknik bir hesap raporundan alınmıştır[2].

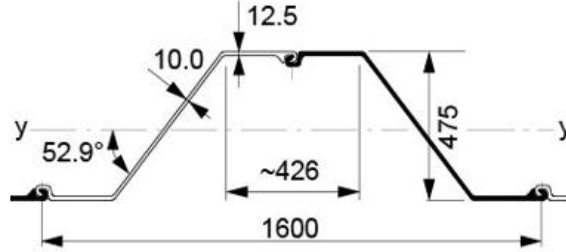
Deniz tarafına Profil-1, S430 GP çelik sınıfında palplans yerleştirildikten sonra ankraj destek plakası için 30 metre gerisine gergi çubuğu kullanarak sabitleme amaçlı P1 palplans yerleştirilmiştir. Daha sonra gergi çubuğu yerleşimi yapılmış ve gergi işlemi gerçekleştirilmiştir. Bu aşamalardan sonra geri dolgu yapıp sıkıştırılarak rıhtım yapısı geometrisi tamamlanmıştır.



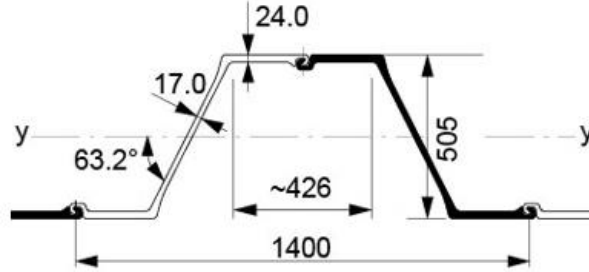
Şekil 2.1 : Palplans yapısı enkesiti.

2.2 Duvar Kesit Bilgileri

Rıhtım ekseninin 30 metre gerisine koyulması planlanan palplanj kesiti P1 kesiti olarak isimlendirilmiş ve Şekil 2.2' de verilmiştir. Rıhtım eksenine koyulacak kesit ise P2 olarak isimlendirilmiş ve Şekil 2.3' de gösterilmiştir.

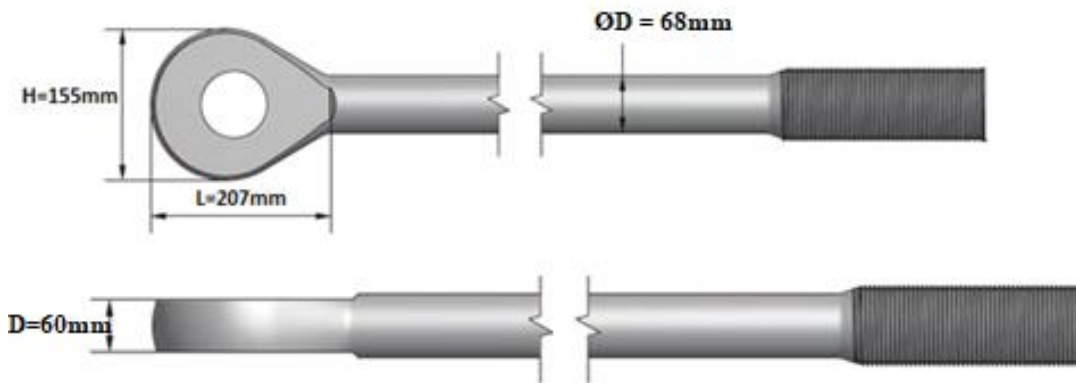


Şekil 2.2 : P1 Z-şekilli profil enkesiti.



Şekil 2.3 : P2 Z-şekilli profil enkesiti.

İki palplanj duvar arası bir gergi çubuk elemanı kullanılarak gerilmiştir. Şekil 2.4' de çubuk detayı gösterilmiştir.



Şekil 2.4 : Gergi çubuğu detayı.

2.3 Zemin Bilgileri

Bu çalışmanın yapıldığı bölgede aşağıdaki parametreler kullanılacaktır. Aşağıda Çizelge 2.1'de zemin katman yükseklikleri, drenaj tipi, birimleri ve katman yükseklikleri gösterilmektedir. Yapılan analizler bu zemin parametreleri kapsamında gerçekleştirilecektir. İyileştirilmiş zemin parametreleri öngörülemeyen sebeplerden dolayı kabul edilen parametrelerdir[2].

Çizelge 2.1 : Zemin parametreleri.

0-3m Arası	3-18m Arası	18-24m Arası	24m ve Sonrası
Kontrollü Dolgu	İyileştirilmiş Dolgu	Killi Kum	Kumtaşı
HSSmall	HSSmall	HSSmall	Lineer-Elastik
Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Geçirimsiz
$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$
20	21	11	25
$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	ν(nu)
22	22	19	0,25
$E_{50}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{50}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{50}^{ref}(kN/m^2)$	E (kN/m²)
35000	45000	12000	1000000
$E_{oed}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{oed}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{oed}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{oed}(kN/m^2)$
35000	45000	12000	1200000
$E_{ur}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{ur}^{ref}(kN/m^2)$	$E_{ur}^{ref}(kN/m^2)$	$V_s(m/s)$
105000	135000	36000	396,2
$c'(kN/m^2)$	$c'(kN/m^2)$	$c'(kN/m^2)$	$V_p(m/s)$
0	0	1	686,2
$\phi'(phi)^\circ$	$\phi'(phi)^\circ$	$\phi'(phi)^\circ$	-
32,5	35	30	-
$\psi(psi)^\circ$	$\psi(psi)^\circ$	$\psi(psi)^\circ$	-
2,5	5	0	-
$G_0(kN/m^2)$	$G_0(kN/m^2)$	$G_0(kN/m^2)$	G (kN/m²)
388889	500000	133333	400000

Yo.7	Yo.7	Yo.7	-
0,0000199	0,0000458	0,0005944	-

2.4 Malzeme Parametreleri

Yapılan bu analizde kullanılacak malzemelerin parametreleri bu başlıkta özetlenmiştir. Deniz tarafında kullanılan P2 ana duvar özelliği taşıyan ana palplanş duvar, P1 gergi çubuğu ankrajı ile sabitleme sağlayan palplanş ve kullanılacak gergi çubuklarının özellikleri Çizelge 2.2,2.3 ve 4.4' de özetlenmiştir [3].

Çizelge 2.2 : Ankraj için kullanılan çelik gergi çubuğu.

Ankraj					
Ankraj Adı	A1		Elastisite Modülü, E	210.000.000	kN/m ²
Çapı	Ø68		Eksenel Rijitlik, EA	762653,03	kN/m
Kesit Alanı, A	3632	mm ²	Akma Dayanımı, F _y	460	MPa

Çizelge 2.3 : Sabitleme amaçlı P1 çelik ankraj duvarı parametreleri.

Ankraj Duvarı					
Profil Adı	P1		Elastisite Modülü, E	210.000.000	kN/m ²
			Eksenel Rijitlik, EA	3.429.300	kN/m
			Eğilme Rijitliği, EI	124.761	kNm ² /m
Kesit Alanı, A	0,01633	m ²	Akma Dayanımı, F _y	430	MPa
Atalet Momenti, I	0,0005941	m ⁴			

Çizelge 2.4 : P2 rıhtım çelik palplanş duvarı parametreleri.

Ana Palplanş Duvar					
Profil Adı	P2		Elastisite Modülü, E	210.000.000	kN/m ²
			Eksenel Rijitlik, EA	6.652.800	kN/m
			Eğilme Rijitliği, EI	273.294	kNm ² /m
Kesit Alanı, A	0,03168	m ²	Akma Dayanımı, F _y	430	MPa
Atalet Momenti, I	0,0013014	m ⁴			

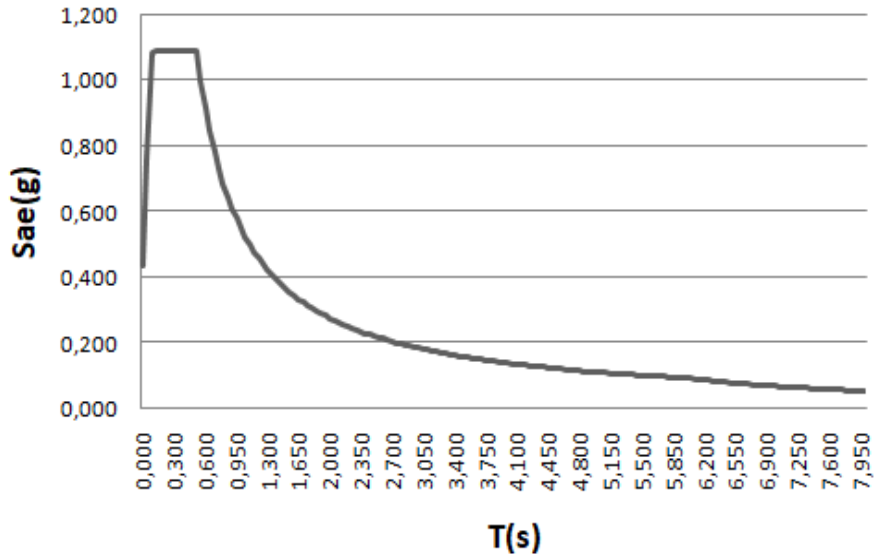
2.4 Deprem Bilgileri

Planlanan yapının sınıfı normal yapı olup, D2 deprem düzeyine göre tasarlanmıştır. Bu 2008 DLH yönetmeliğinden alınmış ve Çizelge 2.5’ te verilmiştir [4].

Çizelge 2.5 : Yapı sınıfları ve depreme göre tasarım yöntemleri.

Yapının Sınıfı	(D1) Deprem Düzeyi	(D2) Deprem Düzeyi	(D3) Deprem Düzeyi
Özel	-	DGT/ŞGT	ŞGT
Normal	DGT	DGT/ŞGT	-
Basit	DGT	-	-
Önemsiz	-	-	-

Deprem kayıtları seçilirken *Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı(2018)* yönetmeliğinde tarif edilen hesap yöntemleri kullanılmıştır. Öncelikle tasarım spektrumu oluşturulacaktır. Bu aşamada yönetmelikte belirtilen “<https://tdth.afad.gov.tr/>” internet sayfası arayüzünden faydalanılmıştır[5].



Şekil 2.5 : Tasarım spektrumu.

Tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları elde edilmiş ve bunlardan 7 tanesi seçilerek analizlerde kullanılmıştır[6].

Çizelge 2.6 : Seçilen deprem kayıtları.

	Türü	Ortalama Hata	Ölçek Faktörü	Deprem Adı	Yıl	Ölçülen İstasyon	Büyüklik	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sn)
1	SS	0.149	0,6560	"Landers"	1992	"Lucerne"	7,28	2,19	2,19	1369
2	SS	0.2465	1,1707	"Kobe_ Japan"	1995	"Kobe University"	6,9	0,9	0,92	1043
3	SS	0.0678	1,4100	"Kocaeli_ Turkey"	1999	"Izmit"	7,51	3,62	7,21	811
4	SS	0.0925	0,6982	"Manjil_ Iran"	1990	"Abbar"	7,37	12,55	12,55	724
5	SS	0.1067	1,2034	"Hector Mine"	1999	"Hector"	7,13	10,35	11,66	726
6	SS	0.1629	1,9413	"Tottori_ Japan"	2000	"SMNH10"	6,61	1558	15,59	968
7	SS	0.7022	0,9372	"Duzce_ Turkey"	1999	"IRIGM 496"	7,14	4,21	4,21	760

2.5 Hasar Sınırları

Normal yapılar olarak tasarlanan sistemde kontrollü hasar durumu için yerdeğiştirme/ şekil değiştirme sınırı en çok %5 olarak verilmiştir. 13 metre derinlik için kontrollü hasar sınırının 65 cm olduğu Çizelge 2.7’de görülmektedir [4].

Çizelge 2.7 : DLH 2008 Yer değiştirme/şekil değiştirme sınırı.

Yer Değiştirme/Şekil Değiştirme Sınırı	MH	KH
Yer değiştirme/şekil değiştirme sınırları Performans düzeyi	<1,5	%1,5-5
Duvar da denize doğru kalıcı eğiklik (derece)	<3	3-5
Duvar üstü ile arkası arasındaki farklı oturma (cm)	30-70	-
Duvar arkasında farklı oturma (cm)	3-10	-
Palplanş deformasyonu (Tarama kotu üstünde)	Elastik	Plastik
Palplanş deformasyonu (Tarama kotu altında)	Elastik	Elastik
Gergi çubuğu deformasyonu	Elastik	Elastik
Ankraj deformasyonu	Elastik	Elastik

3. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Oluşturulan geometri, Plaxis 2018 programı ile analiz edilmiştir. Bunlardan birinci yaklaşım, zaman tanım alanında sonlu elemanlar analizi yöntemi olmuştur. Bu hesap yaklaşımında 7 farklı deprem kaydı kullanılarak çıkan sonuçların ortalaması alınmıştır. Birinci yaklaşım Plaxis programının dinamik modülüyle yapılmıştır. İkinci yaklaşım ise psödo-statik yöntemle hesap yaklaşımıdır[7].

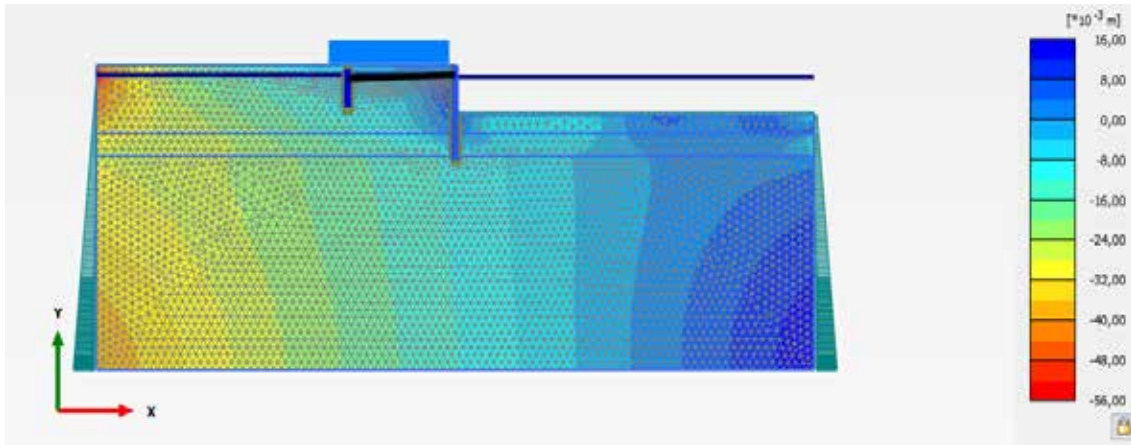
Sonlu eleman birim uzaklıkları eşitlik 3.1 ve 3.2' de verilen formüllerle bulunur.

$$\lambda_{min} = V_{min} / f_{max} \quad (3.1)$$

$$\lambda_{min} = 16m > 10. (\text{sonlu eleman birim eleman uzunluğu}) \quad (3.2)$$

Çizelge 3.1 : Sonlu eleman uzunluğu değerleri.

Zemin Türü	$V_{s,min}$ (m/s)	f_{max} (Hz)	λ_{min}	Sonlu Eleman Uzunluğu (m)
Kontrollü Dolgu	200	10	20	2
İyileştirilmiş Dolgu	300	10	30	3
Killi Kum	220	10	22	2,2
Kumtaşı	396	10	39,6	3,96

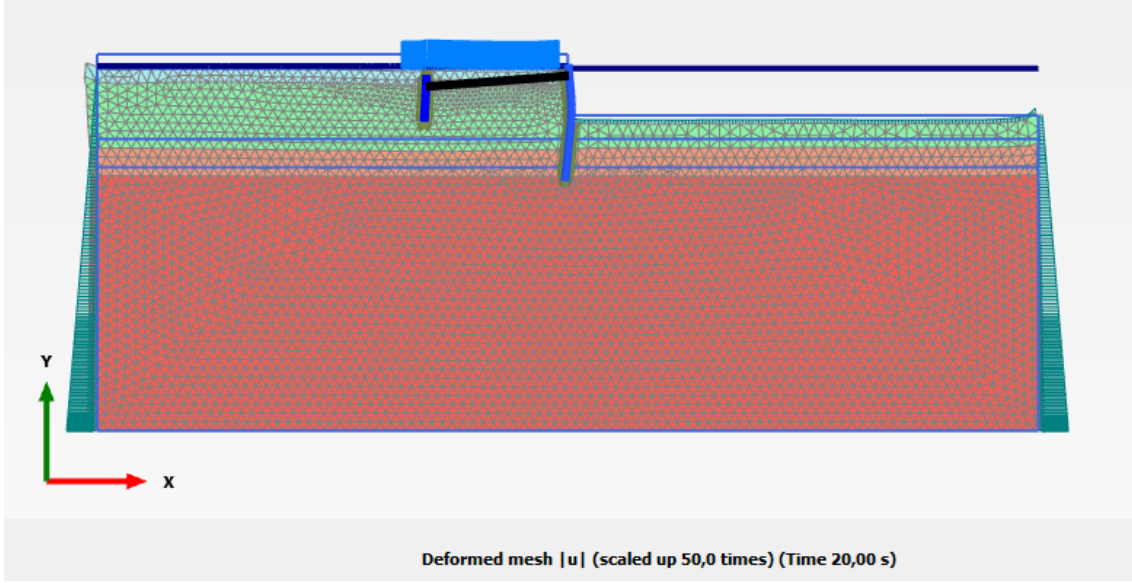


Şekil 3.1 : Plaxis analiz sonrası deformasyon görünümü.

Çizelge 3.2'de sabitleme amaçlı kullanılan P1 çelik ankraj duvarı statik durum analiz sonuçları verilmiştir.

Çizelge 3.2 Sabitleme amaçlı P1 ankraj duvarı statik analiz sonuçları.

P1 (Ankraj Duvarı) - Statik Analiz/Depremsiz Durum			
Maksimum Kesme Kuvveti (kN/m)	Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)	Maksimum Moment (kNm/m)	Maksimum Toplam Deplasman (cm)
65,23	62,14	36,38	0,13



Şekil 3.2 : Analiz sonrası deformasyon görünümü.

Çizelge 3.3'de sabitleme amaçlı kullanılan P1 çelik ankraj duvarı dinamik sonlu elemanlar analizi sonuçları verilmiştir.

Çizelge 3.31 : Sabitleme amaçlı P1 ankraj duvarı dinamik SEM analizi sonuçları.

P1 (Ankraj Duvarı) - Dinamik SEM Analizi/Depremlili Durum				
Deprem Adı	Maksimum Kesme Kuvveti (kN/m)	Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)	Maksimum Moment (kNm/m)	Maksimum Toplam Deplasman (cm)
1. Landers	119,1	88,65	106	42,45
2. Kobe	160	64,72	184,2	14,75
3. Kocaeli	132	107,3	121,6	35,42
4. Manjil	123,5	104,2	90,89	10,3
5. Hector	148,5	117,4	164,9	61,97
6. Tottori	135,7	90,51	130,5	23,94
7. Düzce	145,7	85,41	119,2	5,97
Maksimum	160	117,4	184,2	61,97
Ortalama	137,79	94,03	131,04	27,83

Çizelge 7.12'de deniz tarafında kullanılan ana duvar P2 çelik palplanş duvarı statik durum analiz sonuçları verilmiştir.

Çizelge 3.4 : P2 ana çelik rıhtım duvarı statik analiz sonuçları.

P2 (Ana Duvar) - Statik Analiz/Depremsiz Durum			
Maksimum Kesme Kuvveti (kN/m)	Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)	Maksimum Moment (kNm/m)	Maksimum Toplam Deplasman (cm)
112,4	283,5	181,4	1,38

Çizelge 3.5’de deniz tarafında kullanılan ana duvar P2 çelik palplanş duvarı dinamik sonlu elemanlar analizi sonuçları verilmiştir. Bu tabloda verilen yedi farklı deprem kaydı kullanılarak oluşan sonuçların ortalamaları alınmış ve değerlendirilmede kullanılmıştır.

Çizelge 3.5 : P2 ana duvar dinamik SEM analizi sonuçları.

P2 (Ana Duvar) - Dinamik SEM Analizi/Depremlilik Durum				
Deprem Adı	Maksimum Kesme Kuvveti (kN/m)	Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)	Maksimum Moment (kNm/m)	Maksimum Toplam Deplasman (cm)
1. Landers	507,3	405,4	298,5	43,81
2. Kobe	1170	421,6	690,2	17,36
3. Kocaeli	358,4	519,5	302,9	37,1
4. Manjil	295	543,3	285,3	1,43
5. Hector	574,6	664,1	347	65
6. Tottori	413,3	630,3	328,4	2,39
7. Düzce	296,2	562,8	341,7	5,97
Maksimum	1170	664,1	690,2	65
Ortalama	516,40	535,29	370,57	24,72

Çizelge 3.6’da sabitleme amaçlı kullanılan palplanş profil ve deniz tarafındaki ana palplanş profil arasında kullanılan gergi çubuğunun statik durum analiz sonuçları verilmiştir.

Çizelge 3.6 : Statik analiz sonucunda gergi elemanında oluşan ankraj kuvveti.

Ankraj Kuvvetleri - Statik Analiz
Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)
165,992

Çizelge 7.15’de sabitleme amaçlı kullanılan palplanş profil ve deniz tarafındaki ana palplanş profil arasında kullanılan gergi çubuğunun dinamik sonlu elemanlar analizi sonuçları verilmiştir. Burada yedi farklı deprem kaydı sonucu oluşan kuvvetlerin ortalaması alınarak ortalama kuvvet hesaplanmış ve değerlendirilmede kullanılmıştır.

Çizelge 3.7 : Dinamik SEM analizi sonucunda gergi çubuğunda oluşan ankraj kuvvetleri.

Ankraj Kuvvetleri - Dinamik Analiz	
Deprem Adı	Maksimum Normal Kuvvet (kN)
1. Landers	331,735
2. Kobe	441,185
3. Kocaeli	346,799
4. Manjil	339,142
5. Hector	411,791
6. Tottori	389,498
7. Düzce	420,231
Maksimum	441,185
Ortalama	382,91

4. PSEUDO-STATİK ANALİZ

Bu çalışmada Gemlik bölgesinin AFAD internet sayfası aracılığı ile bulunan yeryüzündeki maksimum pik ivmesi 0,415g olarak tespit edilmiştir. Psödo-statik yaklaşım yönteminde ise bu pik ivmenin yarısı yani, $k_h=0,208g$ ve düşey deprem katsayısı olarak $k_v=0,104g$ olarak tanımlanmıştır[8].

Çizelge 4.1'de sabitleme amaçlı kullanılan P1 çelik ankraj duvarı psödo-statik durum analiz sonuçları verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Sabitleme amaçlı P1 çelik ankraj duvarı dinamik psödo-statik analiz sonuçları.

P1 (Ankraj Duvarı) - Dinamik Psödo-Statik Analiz/Depremlilik Durum			
Maksimum Kesme Kuvveti (kN/m)	Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)	Maksimum Moment (kNm/m)	Maksimum Toplam Deplasman (cm)
112,6	75,18	107	6,05

Çizelge 4.2'de deniz tarafında kullanılan ana duvar P2 çelik palplanş duvarı psödo-statik durum analiz sonuçları verilmiştir.

Çizelge 4.2 : P2 ana duvar dinamik psödo-statik analiz sonuçları.

P2 (Ana Duvar) - Dinamik Psödo-Statik Analiz/Depremlilik Durum			
Maksimum Kesme Kuvveti (kN/m)	Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)	Maksimum Moment (kNm/m)	Maksimum Toplam Deplasman (cm)
236,4	567,3	390	8,24

Çizelge 4.2’de sabitleme amaçlı kullanılan palplanş profil ve deniz tarafındaki ana palplanş profil arasında kullanılan gergi çubuğunun psödo-statik durum analiz sonuçları verilmiştir.

Ankraj Kuvveti - Psödo-Statik Analiz
Maksimum Normal Kuvvet (kN/m)
440,328

5. SONUÇLAR

Bu tez kapsamında; yanaşma yapılarından bir tanesi olan çelik palplanş sistemi ile tasarım yapılmıştır.

Rıhtım yapılarının projelendirilmesinde öncelikle duvara etkiyen yüklerin karşılanması ve stabilitenin sağlanması için uygun destek sistemlerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması gerekmektedir. Seçilen bu destek elemanları kazı sahasının çevresinde bulunan yüklerden kaynaklı oluşabilecek hasar riskini ve zemin deplasmanlarını kabul edilebilir sınırlar içinde tutmalıdır.

Tasarlanan rıhtım duvarı Bursa ili Gemlik ilçesindeki koşullar kullanılarak çelik palplanş duvar ile bir rıhtım yapısı tasarlanmıştır. Bu yapının deprem etkileri altında davranışı incelenmiştir.

Bu tasarım dahilinde deniz tarafında 25 metre boyunda ana palplanş duvar kullanılmıştır. Bu duvarın 30 metre gerisinde 10 metre boyunda ankraj destekleme amaçlı palplanş duvar yapılmıştır. Bu iki duvar birbirlerine 1.40 metre aralıklı Ø68mm çapında ankrajlarla bağlanmıştır.

Tasarımda geoteknik hesaplar için 2018 Deprem yönetmeliği ve 2008 DLH yönetmeliği kurallarına uyulmuştur [3,4]. Bu kurallar kapsamında kontrollü hasar durumu için hasar sınırı 65 cm’dir. Dinamik sonlu elemanlar programı sonucu 7 farklı deprem kaydı etkilerek elde edilen deplasmanların ortalaması 24,72 cm’dir. Psödo-statik analiz sonucunda ise 8,24 cm deplasman olduğu görülmektedir.

Ancak, her ne kadar sonlu elemanlar programı ile elde edilen sonuçlar bir hesap yaklaşımı olsa da, bu mertebeler birden fazla deneysel çalışmalarla desteklenmelidir. Deneysel çalışmalar sonucunda çıkan sonuçlar da farklı bilgisayar programları ile analiz edilip değerlendirilebilir.



- [1] **Ayhan, N.**, (2003). Kıyı Mühendisliğinde Özel Konular, İstanbul.
- [2] **Doğu, O.** (2012), Gemlik Gübre Sanayi A.Ş. Geoteknik Hesap Raporu, 2D Zemin Mühendislik A.Ş., İstanbul.
- [3] **Url-1** <<http://www.arcelormittal.com/sheetpiling>>, erişim tarihi 15.02.2018.
- [4] **Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği**, 2008 Ulaştırma Bakanlığı, Ankara.
- [5] **Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar, 2018**. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
- [6] **Url-3** <<https://ngawest2.berkeley.edu/>>, erişim tarihi 20.03.2018.
- [7] **Besseling, F.** (2012). *Soil-structure interaction modelling in performance based seismic jetty design*, (Master's thesis), Delft University of Technology. Structural Engineering Programme, Delft.
- [8] **Habets, C.** (2015). *Performance-based seismic analysis of an anchored sheet pile quay wall*, (Master's thesis), Delft University of Technology. Hydraulics Engineering Programme, Delft.



**KIYI
YAPILARI VE
ULAŖTIRMA
YAPILARI**



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ANALYTICAL ESTIMATION OF DYNAMIC IMPACT FORCES ON RAILWAY TRACKS CONSIDERING RAILWAY TRACK AND ROLLING STOCK STIFFNESS

DEMİRYOLLARI ÜZERİNDE OLUŞAN DİNAMİK DARBE
KUVVETLERİNİN HAT VE ARAÇ ESNEKLİK DEĞERLERİNİN
KULLANILARAK ANALİTİK OLARAK TAHMİN EDİLMESİ

Erdem BALCI¹

Niyazi Özgür BEZGİN²

ABSTRACT

Stiffness values of railway tracks vary along the track. Change of the soil structure and track layer thicknesses along the track and engineering structures in the track can be shown as some of the factors which cause this variation. Stiffness variations along the track make the force applied to track generated by moving train greater than the force applied by standing train. For this reasons, track deteriorates faster in the areas that stiffness changes in respect to areas which have no stiffness variation. These deteriorations decrease the train service comfort and safety. In this work, previously introduced Bezzin Method which estimates the increased force values due to stiffness variations and Extended Bezzin Equations developed by using the proposed method will be introduced.

Keywords: Stiffness variation, Bezzin Method, Extended Bezzin Equations, railway track design

ÖZET

Demiryolu hatlarının esneklik değerleri hat boyunca değişebilmektedir. Bu değişime neden olan etkenler arasında hat boyunca değişebilen zemin yapısı ve katman kalınlıkları ve hat boyunca yer alan sanat yapıları gösterilebilir. Hat esnekliğinde meydana gelen değişimler, hareket halinde bir trenin hat üzerine uyguladığı kuvvetleri, durağan halde uyguladığı kuvvet değerlerinin üzerine çıkarmaktadır. Bu nedenle hat, esnekliğinin değiştiği yerlerde, esneklik değişimi olmayan yerlere göre daha hızlı bozulmaktadır. Bu bozulmalar tren seyir konforunu ve güvenliğini azaltmaktadır. Bu çalışmada, daha önce tanıtılan ve hat esneklik değişiminden dolayı artan kuvvetlerin tahmin edilmesini sağlayan Bezzin Yöntemi'ni kullanarak geliştirilen Genişletilmiş Bezzin Denklemleri tanıtılacaktır.

Anahtar Kelimeler: Esneklik değişimi, Bezzin yöntemi, Kapsamı Genişletilmiş Bezzin Denklemleri, demiryolu hat tasarımı

¹ Yüksek Lisans Öğrencisi, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, erdembalci@outlook.com

² Doç. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, ozgur.bezzin@istanbul.edu.tr

1. INTRODUCTION

Investigation of railway structures requires the knowledge of soil engineering. Since this is a complex system which consists of various track components and underlying soil, it is hard to represent such a system. In order to make realistic representation of it, some methods are developed by making some assumptions. Emil Winkler's (1867) model represents the soil as infinite number of springs so that compaction in every spring generated by external force can be found. The model which considers rail as a continuously supported beam is still in-use in railway engineering and it helps engineers to obtain a idealised rail pressure-deformation line which is close to real response curve of the track under loading.

Stiffness can be described as the resistance of a structure under the applied loads. Stiffness value (k) is the required force (F) in order to create a deformation (w) in a given point. This value is related to both material features and the geometrical sequences of the track components. In the following equations, stiffness as a function of time and stiffness' relation with material features, length and cross-section area is given.

$$k(t) = F(t)/w(t) \quad (1)$$

$$k = \frac{EA}{L} \quad (2)$$

A railway track cross-section consists of various components such as rail, rail pad, ballast, subballast and subgrade. Since layer thicknesses and material properties of all these elements are different, they all have different stiffness values. In order to represent the stiffness of the track in that cross-section area, system stiffness is used. System stiffness is the combination of track components. Figure 1 shows the track's spring representation according to Winkler model and following equation shows the general system stiffness as a combination of components.

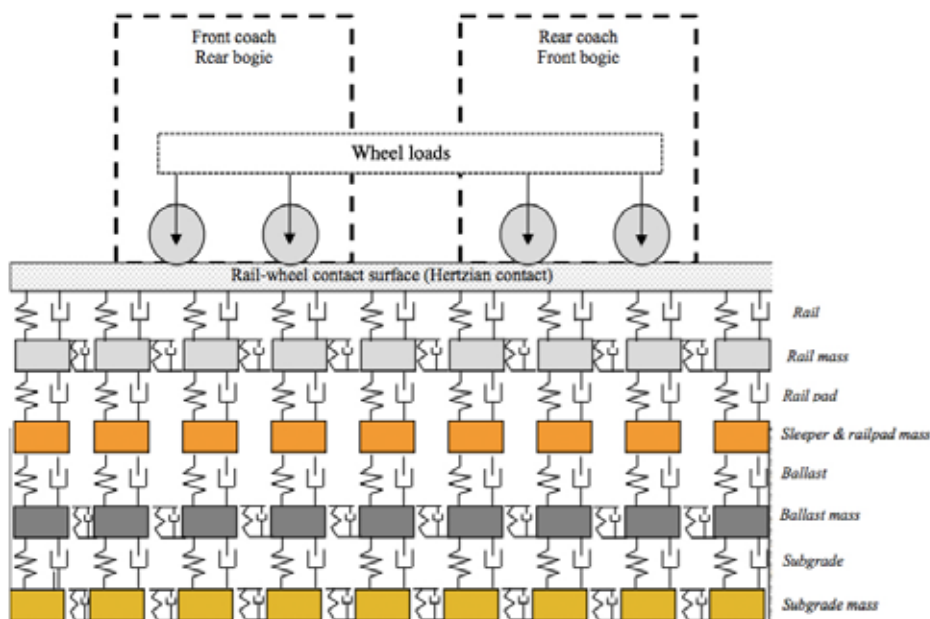


Figure 1. Spring representation of the railway track (Wehbi & Musgrave, 2017)

$$\frac{1}{k_{system}} = \frac{1}{k_{railpad}} + \frac{1}{k_{sleeper}} + \frac{1}{k_{ballast}} + \frac{1}{k_{subballast}} + \frac{1}{k_{subgrade}} \quad (3)$$

When the stiffness value of the system is too high, elastic deformations and rail bending stresses are keen to be less. However, stresses transferred to sublayers are more and interaction in the contact surface between wheel and rail is rough. These can cause ballast attrition and deterioration of rail and fastening elements. When the stiffness is too low, bending moments in the rail and soil layers are keen to be less. However in this case, high track deformations and hence, high bending stresses occur. Thus, an optimum value of stiffness must be determined to be used in railway track designs. This can be done by considering the problem from economical aspect (i.e. energy and maintenance costs) or utilizing the concept of the total elastic strain energy. First is studied by Pita et al. (2004) and shown that stiffness value of between 70-80 kN/mm is the most optimal for total costs. The latter is studied by Wehbi and Musgrave (2017) and it is found that stiffness value of 45 kN/mm is the most optimal based on the optimisation scope of the study.

As well as the stiffness value in the track, variation of this value along the track is also important. Change of track layer thicknesses, supporting geology and mechanical characteristics of materials cause stiffness variation (Bezgin, 2018). Train's passage from/to tunnel or bridge to/from earth-supported track is an instance for stiffness variation area. If stiffness values change while a train moves along the track, there will be different settlements. These areas are referred to as "transition zones". Because of the varying longitudinal level in the transition zones, dynamic impact loads occur and these extra loads cause more settlements over time. This situation leads to increase in maintenance cost, decreases the service comfort and carries safety risks. A study in the Netherlands proved that maintenance frequency is 4-8 times higher in transition zones (Hölscher & Meijders, 2007).

In the literature, there are some equations for dynamic load estimations such as Talbot, Eisenmann, Clarke etc. However, they do not take stiffness value into account directly. In this work, in order to estimate dynamic impact loads generated by trains in transition zones, a new method and two equations for different stiffness variation cases are introduced. Previously it is proven that this method has merit when compared to other estimation methods (Bezgin, 2017). this Since transition length highly effects to the importance of stiffness variation in the track, ideal transition zone lengths are proposed. Lastly, stiffness under 2-axle and reduction of the dynamic impact factor after a critical speed are examined.

2. BEZGIN METHOD AND EXTENDED BEZGIN EQUATIONS

In this section, estimation of dynamic impact loads with set of equations which is developed by the use of Bezgin method, which is an analytical method based on law of conservation of energy, rules of kinematics and a new concept of impact reduction factor, will be revisited. Bezgin Method can be applied for all types of track and rolling stock roughness such as variations in track profile, variations in track stiffness and variations in wheel circularity. In this paper the application of the method to variation of track stiffness will be discussed. Frequently, variation in track profile accompanies variation in track stiffness. However, this paper will only discuss two different cases of track roughness due

to variation in track stiffness: 1. Transition from low stiffness to high stiffness and 2. Transition from high stiffness to low stiffness.

2.1. Transition From High Stiffness to Low Stiffness

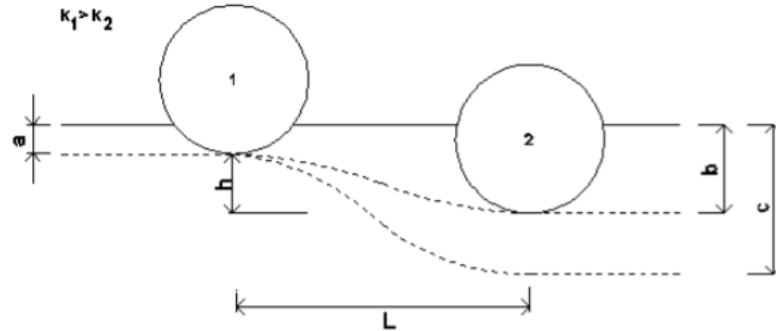


Figure 2. Transition from high stiffness to low stiffness (Bezgin, 2018)

In the figure above, one wheel's passage from Position 1 in which track has higher stiffness to Position 2 in which track has lower stiffness is represented. In the first position, static deformation is "a" and in the second position, static deformation is higher because the stiffness is lower and that is "b".

The reason for the generation of the dynamic impact loads which cause higher deformation is the potential energy difference (E_1) of static deformations between two positions. If train has very low speed, the rate of change in the elevation between wheel and rail contact will be slow, so that deflection will remain in its static value of "b". However, with the increased speed of train, dynamic loading will begin to occur and hence, deformation has higher value of "c". If train has a certain speed and dynamic deformation occur, then net potential energy difference is E_2 .

$$E_1 = mgh = mg(b - a) \quad (4)$$

$$E_2 = mg(c - a) \quad (5)$$

Part of the E_2 is transferred into the track according to train speed, stiffness ratio of two positions and stiffness values. The transferred part is determined by the concept of impact reduction factor (f). It is a relation of free-fall time of the wheel from longitudinal level difference (h) and train's passage time of L transition length.

$$f = 1 - \frac{t_{fall}}{t_{pass}} = 1 - \frac{\sqrt{2h/g}}{L/v} = 1 - \frac{v}{L} \sqrt{\frac{2h}{g}} \quad (6)$$

Transferred energy into the track at position 2 is:

$$E_3 = E_2 - E_1 f = mg(c - a) - mg(b - a) f \quad (7)$$

With the advancement of Bezgin method and release of Extended Bezgin Equations; a' , b' and c' is used instead of a , b and c respectively. In these equations; bogie stiffness (k_b), wheel spring stiffness (k_w) and Hertzian contact stiffness (k_h) and damping factor (s) are

taken into account, additional to the track stiffness. Combined system stiffness is used in calculations and that is:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_w} + \frac{1}{k_h} + \frac{1}{k} \quad (8)$$

Figure 3.a shows the tributary wheel force acting only on track stiffness in the left and acting along stiffness and damping elements of the system in the right. Figure 3.b is force-deflection ratios and from this figure, stored energy between b' and c' track deflections can be found.

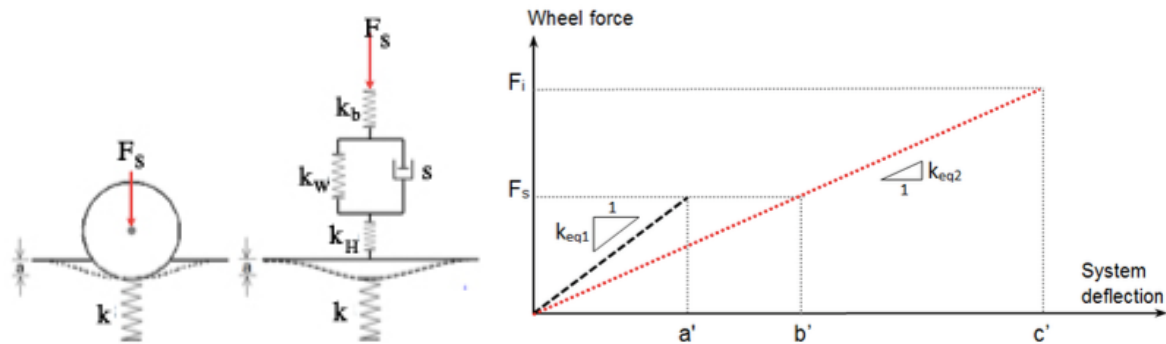


Figure 3. a) Wheel forces acting on stiffness and damping elements b) Axle force-track deflection ratios in two positions (Bezgin, 2019)

Bezgin equations simply equates the stored energy in the deflected track to the transferred energy into the track at position 2. With the combination of damping factor (s), transferred energy is:

$$E_3 = E_2 - E_1 f - E_1 s = mg(c' - a') - mg(b' - a') f - mg(b' - a')s \quad (9)$$

And stored energy between b' and c' is:

$$\frac{(k_{eq2}b' + k_{eq2}c')}{2} (c' - b') \quad (10)$$

Equalizing of these two equations provides Extended Equation of Bezgin Impact Factor for decreasing stiffness condition (K'_{B1}).

$$K'_{B1} = 1 + \sqrt{2[(1 - f - s) \left(1 - \frac{a'}{b'}\right)]} \quad , \text{ when } a' \leq b' \quad (11)$$

2.2. Transition From Low Stiffness to High Stiffness

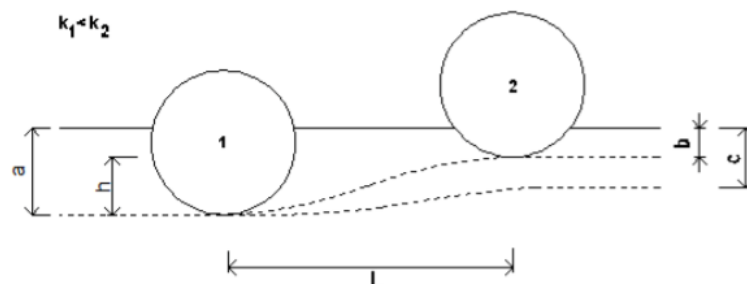


Figure 4. Transition from low stiffness to high stiffness (Bezgin, 2018)

In the figure above, position 1 represents low track stiffness and static deformation is “a”. Position 2 represent the part of the track with higher stiffness, thus static deformation “b” is lower than “a”. After passing through transition length of L, dynamic deformation of “c” occurs depending on the train speed, stiffness values and stiffness ratio of two positions. Potential energy difference of static deformations is E1 and when train has a certain speed, potential energy difference under the dynamic loading is E2.

$$E_1 = mgh = mg(a - b) \quad (12)$$

$$E_2 = mg(a - c) \quad (13)$$

With the concept of impact reduction factor, part of the transferred energy into track is :

$$E_3 = E_2 - E_1 f = mg(a - c) - mg(a - b) f \quad (14)$$

As it is explained in the last section, in Extended Bezgin Equations; a', b' and c' is used instead of a, b and c, respectively. In calculations, system stiffness is used as a combination of track stiffness, bogie stiffness, wheel spring stiffness and Hertzian contact stiffness. Also, damping quality of the train is taken into account and it is represented with a damping factor (s).

$$mg(a' - c') - mg(a' - b')f - mg(a' - b')s = \frac{(k_{eq2}b' + k_{eq2}c')}{2} (c' - b') \quad (15)$$

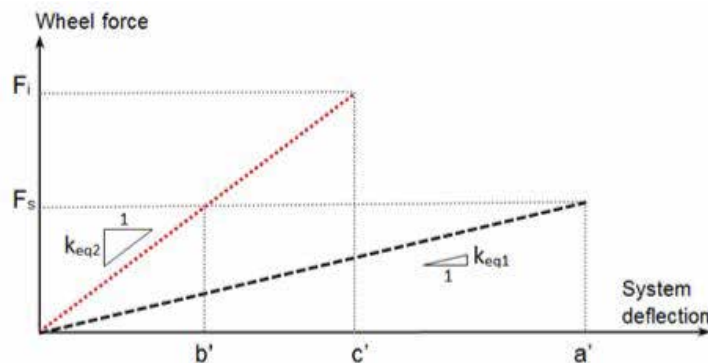


Figure 5. Axle force-track deflection ratios in two positions (Bezgin, 2019)

After the passage over transition zone, transferred energy into the track is equal to stored energy between static (b') and dynamic (c') deformations under the k_{eq2} line.

Solution of this equation is detailedly explained in Bezgin's (2019) work and it provides "Extended Equation of Bezgin Impact Factor for increasing stiffness condition (K'_{B2}).

$$K'_{B2} = 1 + \sqrt{2[1 + f + s + \frac{a'}{b'}(1 - f - s)]} - 1, \text{ when } a' \geq b' \quad (16)$$

2.3. Secondary Dynamic Impact Loading in Tracks With Ascending Profile and Increasing Stiffness

While train wheel passes over a transition length, it may ascend due to ascending track profile irregularity or increased track stiffness. In this case, wheel accelerates (a_v) until the end of ascend and reaches a vertical speed of v_v . At the end of ascend, the factor for

acceleration diminishes and thus, accelerated wheel mass leaps onto and drops on the track, generating additional dynamic impact force which is indicated as K_j . Introduced equation for transition from low stiffness to high stiffness impact factor K'_{B2} does not include the effect of vertical acceleration. Thus, while train passes over an ascending track, this extra loading factor must be added. When h_a is difference between static deformations (a-b or a'-b') between 2 points and t is the time required to traverse transition length ($t=L/v$), extra dynamic impact factor (K_j) must be:

$$h_a = \frac{v_v \cdot t}{2} = \frac{a_v \cdot t^2}{2} = \frac{a_v \cdot (L/V)^2}{2} \quad (17)$$

$$a_v = 2h_a \cdot (V/L)^2 \quad (18)$$

$$K_j = \frac{a_v}{g} \quad (19)$$

2.3. Exemplary Application of the Extended Bezgin Equations to Railway Transition Zones

When there is a transition zone in the track, Extended Bezgin Equations for track stiffness variations can be applied for dynamic impact load estimations. For instance, when train passes over a bridge/culvert or a pipe, there will be different stiffness values under the wheel. This different values are shown as k_1 and k_2 in the figure below.

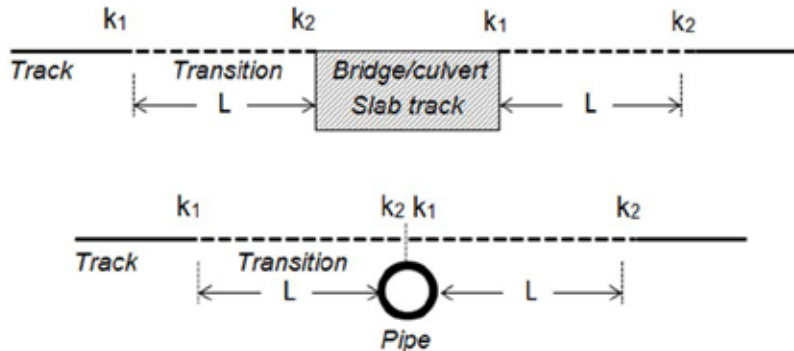


Figure 6. Two different conditions of stiffness variation (Bezgin, 2019)

Dynamic impact loads are calculated for the exemplary case of track stiffness variation from 5th fold to 1/5th and from 1.5th to 1/1.5th stiffness values. Two different train speeds; 40 km/h and 241 km/h are used for calculations. Left side of the graph represents the entrance of train to the stiffer structure, where there is a 5-fold or 1.5-fold increase in the stiffness value. In this increasing stiffness case, occurring impact factor is K'_{B2} . As wheel accelerates during this transition, secondary dynamic impact loading due to increasing stiffness (K_j) also must be considered. Total value of K'_{B2} and K_j must be used for estimations. Right side, on the other hand, represents train's exit from the structure, which means stiffness value reduces to 1/5th or 1/1.5th. In this case impact factor is K'_{B1} . Results of the application of Extended Bezgin Equations are given below.

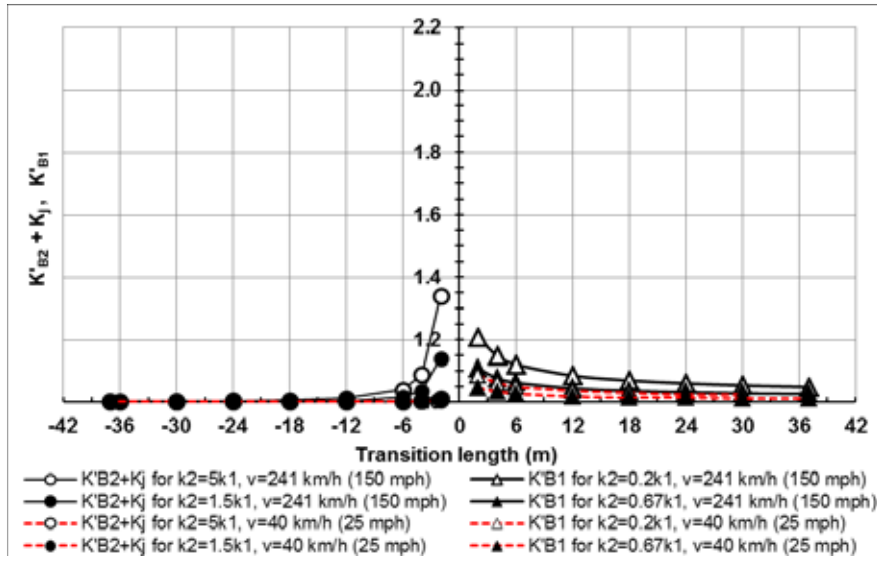


Figure 7. $K'_{B2} + K'_J$ and K'_{B1} for different track conditions and train speeds (Bezgin, 2019)

It can be seen that dynamic impact factor increases for the increased value of speed, increased stiffness ratio between two areas and decreased value of transition length.

3. ONGOING STUDIES

In this section, on-going studies to further the capability of the Extended Bezgin Equations will be discussed. The group effects of axle proximity on the effective track stiffness along with the duration of wheel-rail contact on the dynamic impact forces are being examined. stiffness values under 2-axle trains are examined.

3.1. Stiffness of the Track Under 2-Axle Trains

Until this point, stiffness under one wheel is used in the equations. However, when a 2-axle train is the case, deformation curves of the wheels are effected by each other. Axle spacing is m , load of one wheel is P and maximum track deformation is represented by w_{max} . New stiffness value under two axle is represented by k^* . If we consider two axles one on the top of the other ($m=0$), there will be total wheel load of $2P$ and since two wheels cause deformation in the same point, maximum deformation under two wheel will be twice as the maximum deformation under one wheel. In this case, stiffness value is:

$$k^* = \frac{2P}{2 w_{max}} = k \quad (20)$$

If we consider too high value of axle space that there is no interaction between deformation bowls of the wheels; total system load of two wheels will be $2P$ and since wheels are causing deformations in very distant points, maximum track deformation under two axle will be equal to maximum track deformation under one wheel, w_{max} . Stiffness value in this case will be:

$$k^* = \frac{2P}{w_{max}} = 2k \quad (21)$$

Between the point that there is no axle spacing ($m=0$) and a point that axle spacing is too high, stiffness values must vary between k and $2k$ (Balci, 2019). There is a progressing study by the authors to calculate maximum total system track deformations and stiffness values under two axles for different axle space distances. Once it is calculated, while 2-axle loads are the case, k^* value can be used in the equations instead of k stiffness value.

3.1. Contact and Interaction Durations

Briaud and Tafti's (2017) work includes a train-track-soil modelling in a no-bump transition zone. In this work, it is shown that dynamic impact factor increases up to a critical speed of train and then begins to decrease for higher speeds. Also it is shown that dynamic impact factor is highly related with soil modulus.

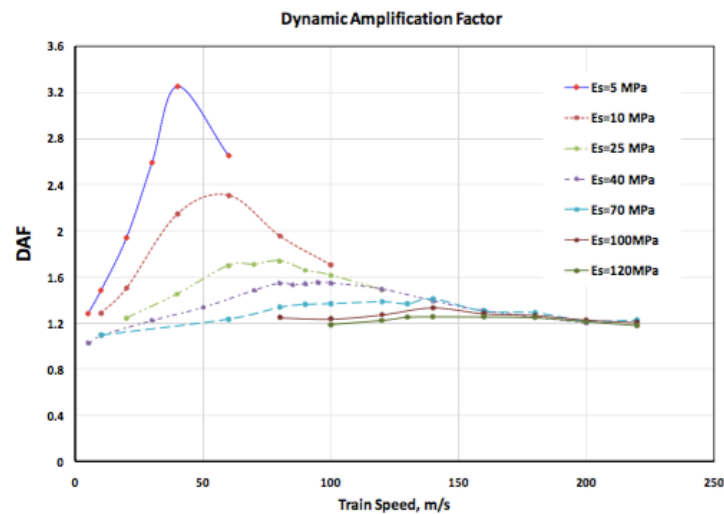


Figure 8. Relation between train speed and dynamic impact factor (Briaud & Tafti, 2017)

In order to provide realistic values of estimations, contact and interaction durations can be used. When the passage of the wheel over transition zone is completed, that very short duration of wheel/rail surface contact of one point is the contact time. The time required for wheel loads to be completely transferred into the soil is the interaction time. Relation of these two durations can help us to estimate the effect of the partly transferred load into the soil. While train speeds increase and loads are not fully transferred, then the dynamic impact on the track will begin to decrease. Study for finding out the proper relation between two durations continues.

4. CONCLUSION

Stiffness values and their variation are important aspects of railway tracks. Stiffness must not be too low that high deformation occurs and must not be too high that cause ballast attrition and deterioration of track components. Stiffness variation, on other hand, causes dynamic impact loads. It is necessary to estimate these loads. Bezgin equations are based on conservation of energy and kinematics principles and they are used for dynamic impact load estimations. Transition length, train speed and stiffness ratio in the transition zone affect the generated loads. There are still on-going studies to provide further improvements over Bezgin equations. When 2-axle trains are the case, another stiffness value (k^*) can be used to include the effects of the interaction of two wheel's deformation bowls. Besides, it



is known that after a critical speed, impact factor begins to decrease. After critical speed, transfer of wheel loads into the soil is not fully completed. Decrease in the impact factor due to incomplete load transfer can be estimated by using contact and interaction durations. There are on-going studies to reveal the relation of these duration, in order to make realistic impact load estimations.

REFERENCES

- Wehbi, M., Musgrave, P. (2017), "Optimisation of Track Stiffness on the UK Railways", Permanent Way Institution, 135.
- Pita, A. L., Teixeira, P. F., Robuste, F. (2004), "High speed and track deterioration: The role of vertical stiffness of the track", Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 218(1), 31–40.
- Bezgin N.O. (2018), "Application of a new concept and a method to estimate the vertical impact forces on railway tracks due to track stiffness variations", 97th Transportation Research Research Board Meeting, Washington DC, Paper No.: 18-00407.
- Hölscher P, Meijers P. (2007), "Literature study of knowledge and experience of transition zones", Delft: report number 415990-0011 of GeoDelft.
- Bezgin, N.O. (2017), "Development of a New and an Explicit Analytical Equation That Estimates the Vertical Impact Loads of a Moving Train", Procedia Engineering, Vol. 189, pp. 2-10.
- Bezgin, N.Ö., Wehbi, M. (2019), "Advancement and Application of the Bezgin Method to Estimate Effects of Stiffness Variations along Railways on Wheel Forces", Transportation Research Record.
- Balcı, E. (2019), "Investigation of the Effects of Railroad Stiffness Changes on the Vertical Wheel Forces" (Unpublished Master Thesis), Istanbul University-Cerrahpasa.
- Briaud, J.-L., Tafti, S.R. (2017), "High Speed Trains Geotechnics: What is a Tolerable Bump?", Procedia Engineering, 189, 186–192.



TEMEL MÜHENDİSLİĞİ



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu

13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KAZIKLI RADYE TEMELLERİN DİNAMİK VE STATİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI VE TASARIMI

BEHAVIOUR AND DESIGN OF PILED RAFT FOUNDATIONS UNDER DYNAMIC
AND STATIC LOADING

Şafak SÖYLEMEZ¹

Erol GÜLER²

ABSTRACT

Due to their provided economy, piled raft systems has been used for the foundation design and the contribution of the raft is considered during analysis. In literature, there is only few study that evaluate load sharing ratio between the raft and the piles under dynamic loading. Within this study, the dynamic behaviour of the piled raft foundations that provide a opportunity to reduce the number of the piles.

In the first stage of this study, finite element analyses are verified by simplified formulas developed in the literature. After verification of the FEM model, the dynamic behavior is evaluated by using convenient boundary conditions.

According to the results of the analyses, the load proportion carried by the raft decreases with longer pile length which is convenient with the literature. Under dynamic loading, the carried load proportion by the raft has negligible effect for piled raft foundations with end bearing piles. On the other hand, the contribution of the raft with floating piles is significant. The carried load by the raft for each second is evaluated and results show that the characteristics of the earthquake motion has a great influence on the load sharing ratio between the piles and the raft.

ÖZET

Radyenin katkısını da dikkate alan kazıklı radye temeller, bir çok projede sağladıkları ekonomi dolayısı ile geleneksel kazıklı temellere alternatif olarak kullanılmakta ve hesaplarda, hem kazıkların hem de radyenin katkısı dikkate alınmaktadır. Literatür incelendiğinde, deprem aktivitesi yüksek olan bölgelerde kazıklı radye davranışı ve deprem sırasında kazıklar ile radye arasındaki yük paylaşımını inceleyen çok az çalışma mevcuttur. Bu çalışma kapsamında, kazık adedini azaltma imkanı sağlayan kazıklı radye temellerin, dinamik yükler altındaki davranışı detaylı olarak incelenmiştir.

Çalışmanın ilk aşamasında sonlu elemanlar ile hazırlanan analiz modeli, literatürde yer alan formülasyonlar ve yöntemler ile kontrol edilmiştir. Daha sonrasında bu modeller ise uygun sınır koşulları altında üç farklı deprem ivmesi kullanılarak analiz edilmiştir.

Analiz sonuçlarına göre; literatüre ve teoriye uygun şekilde, statik yükler altında kazık boylarının uzaması durumunda radyenin daha az yük aldığı tespit edilmiştir. Deprem

¹ Öğrenci, Boğaziçi Üniversitesi, safaks@gmail.com

² Profesör, Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

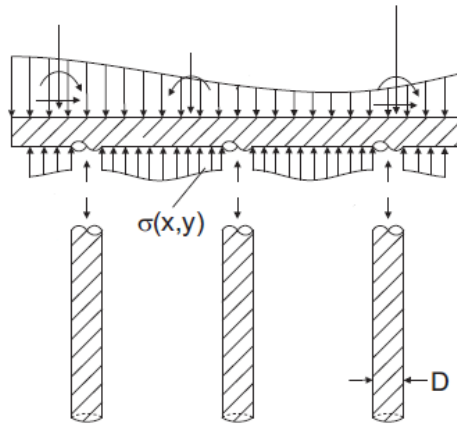
yükleri altında ise uç kazıklarının üst yapı yüklerinin nerede ise tamamını taşıdığı ve kazıklı radyenin uç kazıkları ile teşkil edilmesi durumunda radyenin katkısının ihmal edilebileceği tespit edilmiştir. Bununla birlikte, yüzen kazıklar ile tasarlanan kazıklı radyelerde, radyenin önemli miktarda yük taşıdığı görülmüştür. Zamana bağlı olarak anlık taşıma gücü değerlendirmesi yapıldığında, deprem ivmesi karakteristiğine bağlı olarak, kazıklar ve radye üzerindeki yüklerin paylaşım oranı önemli miktarda değişmektedir.

ANAHTAR KELİMELELER: kazıklı radye, dinamik analiz, zaman tanım alanında analiz, nümerik modelleme

1. GİRİŞ

Son yıllarda, radyenin katkısını da dikkate alan kazıklı radye temel sistemleri toplam ve farklı oturmaların sınırlandırılması için kullanılmaktadır. Bu tip sistemler “kazıklı radye temeller” ya da “radye ile güçlendirilmiş kazıklı temeller” olarak adlandırılmakta ve klasik kazıklı temellere kıyasla daha ekonomik çözümler sunmaktadır. Geleneksel yaklaşımda, eğer tekil ya da radye temeller tasarım yüklerini taşımakta yetersiz ise, temel sistemi bütün üst yapı yüklerinin sadece kazıklar tarafından taşınacağı kabulü ile tasarlanır. Buna rağmen, radyenin te taşıma temel sisteminin bir parçası olduğu ve taşıma gücüne katkısı olduğu bir gerçektir.

Eğer radye ve altındaki zemin arasında bir temas var ise, Şekil 1’de gösterildiği gibi üst yapı yükleri hem kazıklar hem de radye ile taşınır. Tasarımda radyenin katkısını da dikkate almak, önemli ölçüde ekonomi sağlar. Radyenin katkısı dolayısı ile yük taşıma kapasitesi artar ve oturmalar kabul edilebilir seviyede tutulur. Bu şekilde, kazıklı radye temel sistemi kullanılması durumunda kazık adedi daha azalır.



Şekil 1. Kazıklı Radye Temellerin Yük Aktarım Mekanizması

Son yıllarda yapılan araştırmalar, kazıklı radye sisteminin tasarlanmasında servis yükleri altında yeterli performansın sağlanması koşuluna öncelik vermektedir. Bu bağlamda, servis yükleri altındaki toplam ve farklı oturmaların sınırlandırılması önceliklidir. Yüksek derecede sismik aktivite bulunan bölgelerde, servis yükleri ve deprem yükleri altındaki oturmalar için yeterli performansın sağlanması ve deprem yüklerinin temel ve üst yapı üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi özel önem taşır. Marsumoto ve diğerleri(2010) radyeler, kazık grupları ve kazıklı radye temeller üzerinde santrifüj testleri gerçekleştirmiştir. Bu araştırmada kuru kumların çevrimsel ve düşey yükler altındaki davranışı incelenmiş ve ileri metotların kazıklı radyelerin yanal yükler altındaki

davranışının incelenmesinde zorunlu olduğu sonucuna varmışlardır. Kumar ve diğ. (2015) Plaxis 3D programı ile kazıklı radye temellerin sismik davranışını inceleyen bir takım araştırmalar yapmıştır. Irak'ın sismik olarak yüksek aktiviteli bir bölgesindeki tank tasarımını inceleyen bu çalışma zemin-kazık-radye etkileşimini değerlendiren bir çalışma niteliğindedir. Dash ve Diğerleri(2009) 2001 Bhuj Depremi sırasında kazıklı radye temellerde oluşan aşırı deformasyonlar ve göçmelerin sebeplerini araştırmıştır. Bu çalışma kapsamında yanal genişlemenin kazık üzerindeki etkisi ve düşey yüklerden dolayı meydana gelen oturmalar incelenmiştir. Bu çalışmada sıvılaşmayan zeminler üzerine oturan kazıklı radye temellerin göçmeye sebep olduğu görülmüştür. Kumar ve diğerleri(2016) santrifüj testlerinin ve nümerik modellemenin kullanılarak pseudostatik ve dinamik yüklerin karşılaştırmalı olarak incelediği çalışmasında bu şekilde daha önceden tasarlanmış olan Messeturk Binası modellemiştir. Statik ve dinamik yükler altında yapılan bu çalışmada, doğal frekansın ve deprem girdilerinin her durumda marjinal sonuçlar vererek, farklı spektrum değerlerinin farklı sonuçlara sebep olduğu sonucuna varılmıştır.

Her ne kadar bundan önceki çalışmalar statik durum ve yüzen kazıkları değerlendirmede önemli ölçüde faydalı olmuşsa da, uç kazıkları ve dinamik yüklemeler için çok sınırlı miktarda çalışma yapılmıştır. Kazıklı temellerin dinamik yükler altındaki davranışı, yüksek derecede sismisiteli bölgelerde binalar, köprüler ve diğer yapılar için çok önemlidir. Bu çalışma, statik ve dinamik yükler altında radye temellerin davranışını incelemiş; kazık uzunluğu, yük taşınma mekanizması ve deprem ivmesinin etkilerini değerlendirmiştir. Bu çalışma kapsamında elde edilen çalışmalar neticesinde, kazıklı radyelerin, sismisitesi yüksek olan bölgelerde kazıklı radyelerin kullanılması için tavsiyelerde bulunmaktadır.

2. YÖNTEM VE METODOLOJİ

Kazıklı radye temellerin statik davranışı Poulos(2001), Randolph(1994) tarafından geliştirilen basitleştirilmiş yöntemler ve sonlu elemanlar yöntemi ile irdelenmiştir. Basitleştirilmiş yöntemler Plaxis 2D tarafından yapılan analizler sonucunun verifikasyonu olarak kullanılmıştır. Sonuçların birbiri ile uyumu teyit edildikten sonra dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kullanılan kaya ve zemin parametreleri tipik zemin parametreleri ve araştırmacıların geçmiş tecrübelerine dayanarak tespit edilmiştir. Statik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1'de, dinamik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri ise Tablo 2'de sunulmuştur.

Tablo 1. Statik Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

Statik Analiz					
Malzeme	E ₅₀ (kN/m ²)	v	c (kN/m ²)	φ (deg.)	Durum
		-			
Kil	20000	0.49	40	1	Drenajsız
Kaya	1000000	0.3	264	30	Drenajlı

Tablo 2. Dinamik Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

Dinamik Analiz				
Malzeme	E_{50} (kN/m ²)	c (kN/m ²)	Rayleigh Sönüm Katsayıları	
			(5% sönüm için)	
			α	β
Kil	20000	60	0.01	0.01
Kaya	1000000	264	0.01	0.01
	ϕ (degree)	Durum	Malzeme Modeli	
Kil	1	Drenajsız	Hardening Soil	
Kaya	30	Drenajlı	Mohr Coulomb	

Üç eksenli basınç deneyinde gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin (tanjant modülü) genellikle E_0 ile temsil edilmekte ve dayanımın %50'sine tekabül eden sekant modülü ise E_{50} ile temsil edilmektedir. Bir geri boşaltma problemi için ise yüklem-boşaltma modülünü temsil eden E_{50} yerine E_{ur} kullanılmaktadır.

Yüzen kazıklarla yapılan modellemede 15 katlı bir bina modellenmekte, uç kazıklarla yapılan modellemede ise 35 katlı bir üst yapı tipik bir durumu tasvir etmek için kullanılmıştır. Her bir döşeme, düşey yapı elemanlar, kazıklar ve radye plaka elemanlar ile modellenmiştir. Ölü ve hareketli yükler için 15 katlı binada 12 kN/m²/kat, 35 katlı binada 15 kN/m²/kat düşey yayılı yükler kullanılmıştır. 15 ve 35 katlı binalar için radyenin kalınlığını da dikkate alarak yaklaşık 160MN ve 470MN toplam düşey yük hesaplanmıştır. Analizler Plaxis 2D programı ile orta-ince grid ve 15-nodlu üçgensel elemanlar kullanılarak yapılmıştır. Analizler deprem durumunda kil üzerindeki yüklemenin hızlı olması dolayısı ile drenajsız yüklem durumunu temsil edecek şekilde yapılmıştır. Dinamik analizler için kilin kohezyonu statik durumdan farklı olarak 60 kN/m² seçilmiştir. Bu araştırmanın esas amacı kazıklı radye temel sistemlerini; elastik parametreler, sönüm oranları ve benzeri zemin parametreleri sabit tutarak karşılaştırmak olarak seçilmiştir. Bu bağlamda, sadece kazık uzunlukları ve yük transfer mekanizması değiştirilerek analizler yapılmış zemin parametreleri referans olarak kullanılmıştır.

Yapılan analizlerde radye eni 20m, boyu 40m, kazık çapları 1m, kazık tipi fore kazık olarak kullanılmıştır. Yüzen kazıklarla tasarlanan sistemde 78 kazık kullanılmış ve merkezden merkeze kazık aralığı 3.2m ve 3.0m olarak seçilmiştir. Statik ve dinamik analizlerde, kazıklar plaka elemanlarda modellenmiş, poisson oranı ise 0.2 olarak seçilmiştir. Klasik kazık taşıma gücü teorisi ile kazıkların nihai yük taşıma kapasitesi belirlenmiştir. Kazıklı radyenin toplam güvenlik faktörü ise Avusturalya Kazık Şartnamesi'ne uygun olarak kazıkların ve radyenin nihai kapasitesinin üst yapı yüklerine bölünmesi ile elde edilmiştir.

Tablo 3'te görüleceği gibi toplam güvenlik faktörleri kazıklı radye temeller için belirlenen tipik güvenlik faktörü değerlerine uygun seviyededir.

Tablo 3. Kazıklı Radye Sistemine ait Toplam Güvenlik Faktörü

Yüzen Kazıklar		Uç Kazıkları	
Kazık Uzunluğu(m)	Güvenlik Faktörü	Kazık Uzunluğu(m)	Güvenlik Faktörü
15	2.28	13	3.42
20	2.56	18	3.46
25	2.83	23	3.51
30	3.10		

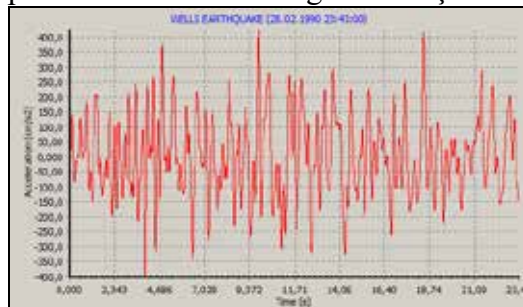
Statik analizler sonlu elemanlar ve Randolph (1994) ve Poulos (2001a, 2001b) tarafından geliştirilen basitleştirilmiş yöntemler ile gerçekleştirilmiştir. Bu iki basitleştirilmiş yöntemde de kazık grubunun ve radyenin rijitlikleri hesaplanmıştır. Kazık grubu ve radyenin rijitliği oranında radye ve kazık grubu arasındaki yük paylaşım oranı hesaplanmaktadır. Bununla birlikte, Poulos tarafından geliştirilen basitleştirilmiş yöntem radye alanını da dikkate almakta ve bu yöntem sonlu elemanlara daha yakın sonuçlar vermektedir. Ayrıca, bu çalışma kapsamında toplam ve farklı oturmalar ile birlikte sonlu elemanlarda oluşan içsel kuvvetler de değerlendirilmiştir.

Sonlu elemanlar modelinde elde edilen statik analizlerin basitleştirilmiş yaklaşımlarla uygunluğu teyit edildikten sonra, Wells, El Salvador ve Parkfield depremleri için USGS (www.usgs.gov)'deki istasyonlardaki kayıtlar kullanılarak dinamik analizler yapılmıştır. Seçilen depremlerin özellikleri Tablo 4'te verilmiştir. Analizlerde deprem ivmesi modelin tabanından etki ettirilmiştir. Analizlerde kayıcı sınırlar kullanılmıştır. Deprem ivmesinin her 3 sn'sinde bir sonuçlar irdelenmiş, sonuçlar sunulmuştur.

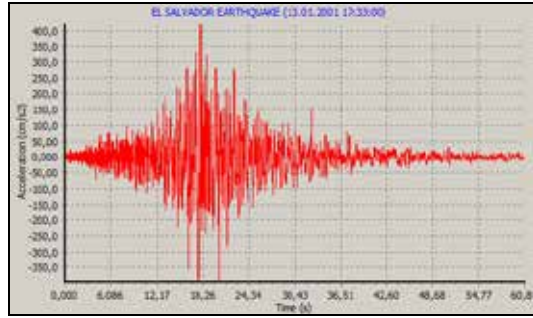
Tablo 4. Analizlerde Kullanılan Deprem Özellikleri

Durum:1	Durum:2	Durum:3
İsim:Wells Depremi	İsim: El Salvador Depremi	İsim: Parkfield Depremi
Tarih:28.02.1990	Tarih: 14.11.2014	Tarih : 28.09.2004
PGA:423 cm/sn ²	PGA : 420 cm/sn ²	PGA : 411 cm/sn ²
Veri Kaynağı: USGS	Veri Kaynağı: USGS	Veri Kaynağı: USGS
Merkez Uzaklığı: 6.3 km	Merkez Uzaklığı: 5.2 km	Merkez Uzaklığı: 5.0 km

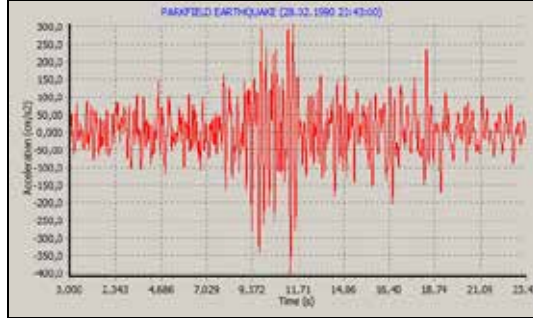
Analizlerde kullanılan depremlerin zaman-ivme grafikleri Şekil 2, 3 ve 4'te verilmiştir.



Şekil 2. Wells Depremi İvme Zaman Grafığı



Şekil 3. El Salvador Depremi İvme Zaman Grafiği



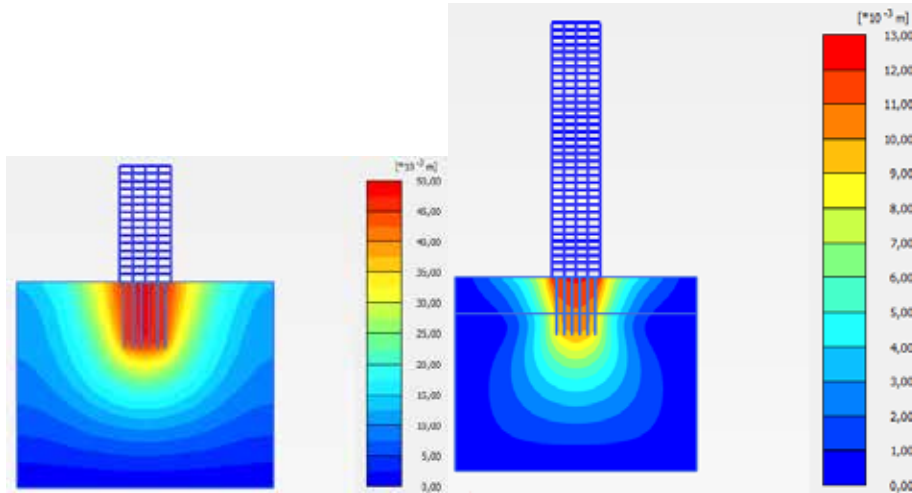
Şekil 4. Parkfield Depremi İvme Zaman Grafiği

Deprem ivmeleri PGA değerlerinin 0.4g değerine yakın olması sebebi ile seçilmiştir. Seçilen depremlerin frekans içeriği ve diğer parametreleri birbirinden farklıdır. Bu farklılık ise bir kazıklı radye temele etkiyecek deprem özelliklerinin bilinmemesinden kaynaklanmıştır. Bu deprem ivmeleri kullanılarak yüksek sismisitesi olan bölgelerdeki kazıklı radye temellerin davranışı gerçekçi bir şekilde modellenmesi amaçlanmıştır.

Statik olarak toplam 7 model incelenmiştir. Yüzen kazıkların kullanıldığı temsiliyetçi bir model Şekil 5a da, uç kazıklarının kullanıldığı temsiliyetçi bir model ise Şekil 5b'de verilmiştir. Yüzen kazıklar için 4, uç kazıkları için 3 farklı kazık boyu kullanılarak analizler yapılmıştır. Radye temelin taşıma gücüne katkısı, kazık ve radyelerdeki içsel kuvvetler ve oturma davranışı statik analizlerde incelenmiştir..

3. ANALİZ SONUÇLARI

Literatürdeki metotlar kullanılarak 7 farklı durum analiz edilmiştir. Yüzen kazıklar kullanılması durumu için 15m, 20m, 25m ve 30m uzunluğunda kazıklar; uç kazıklar kullanılması durumu için 13m, 18m ve 23m uzunluğunda kazıklar kullanılmıştır. Statik analizlere ek olarak, 20m uzunluğundaki yüzen kazıklar ve 23m uzunluğundaki uç kazıkları için dinamik analizler yapılmış ve kullanılan metotların yeterliliği değerlendirilmiştir. Şekil 5'te bina yüklerinden dolayı zeminde oluşan deplasmanlar sunulmaktadır.



Şekil 5. Statik durumda toplam deplasmanlar
a) Yüzen Kazıklar, b) Uç Kazıkları

Yapılan analizlerde, kazık boylarının ve yük aktarım mekanizmasının etkisi statik ve dinamik durumlar için irdelenmiştir. Statik durum analizleri sonuçları Tablo 5'te sunulmuştur.

Tablo 5 Statik analizler sonucunda radye tarafından üst yapı yüklerinin taşınma oranı

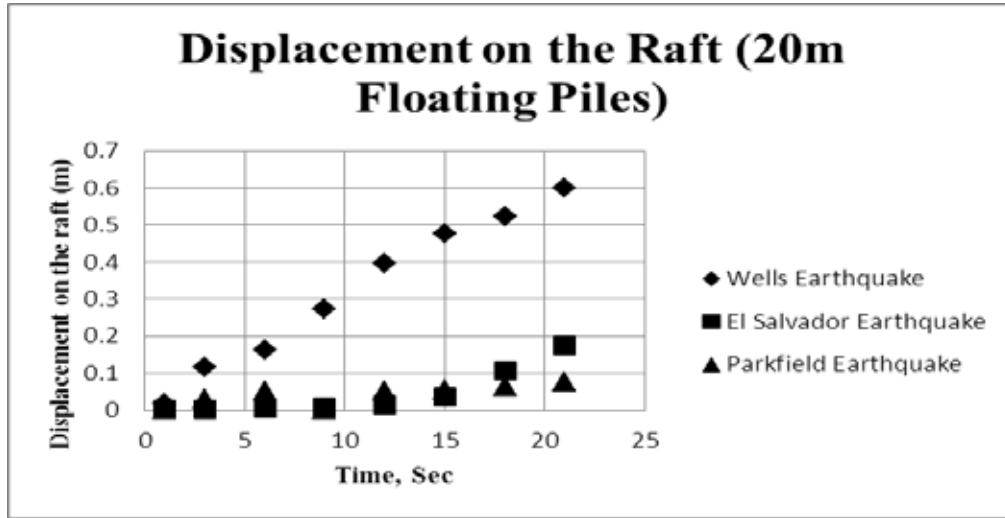
	Kazık Uzunluğu (m)	Radye tarafından üst yapı yüklerinin taşınma yüzdesi (%)			Oturmalar mm
		Sonlu El.	Poulos(2001)	Randolph(1994)	
Yüzen Kazıklar	15	18.9	32	15.2	108.4
	20	18.9	26.8	11.8	81.2
	25	17.2	23.1	9.7	64.1
	30	15.6	20.2	8.3	52.3
Uç Kazıkları	13	11.1	9.6	1.5	14.71
	18	5.8	8.8	1.5	14.51
	23	5.7	8.3	1.6	13.21

Hem yüzen hem de uç kazıkları için radyenin taşıdığı yük miktarı kazık boylarının, dolayısı ile rijitliğinin artması ile azalmaktadır. Radye tarafından taşınan yük oranı kazık grubuna göreceli rijitliğine bağlı belirlendiği, literatürde yer alan geçmiş çalışmalarda da belirtilmiştir.

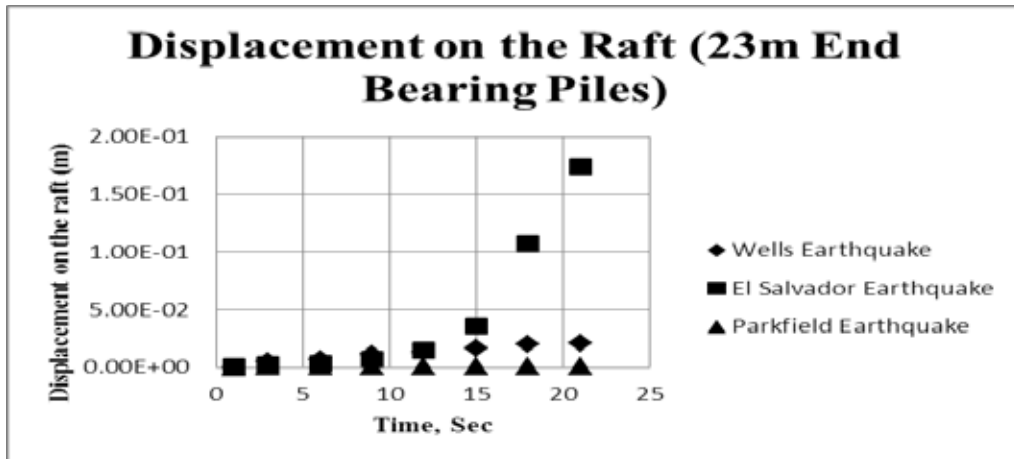
Basitleştirilmiş yöntemlerle elde edilen sonuçlar, kazıklı radye temellerin ilk aşamadaki tasarımda çok ciddi kolaylıklar sağlamaktadır. Ayrıca, analizler sonucunda Poulos tarafından geliştirilen basitleştirilmiş yöntemin, Randolph tarafından geliştirilen yöntemle göre sonlu elemanlarla daha uyumlu sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Bu uyumun sebebi ise Poulos tarafından geliştirilen yöntemin kazık grubunun rijitliğine ek olarak kazık grubunun kapladığı alanı da dikkate almış olması olarak değerlendirilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen sonuçlara kıyasla Randolph tarafından geliştirilen daha güvenli tarafta kalmakta, Poulos metodu ise yüzen kazıklar için radye tarafından taşınan yük miktarını sonlu elemanlara kıyasla daha yüksek olarak temsil etmektedir. Bu çalışma kapsamında analiz edilen uç kazıkları neticesinde, kazıklı radye

temellerin uç kazığı kullanılarak modellenmesi durumunda, radye tarafından taşınan yük miktarının yüzen kazıklara oranla oldukça düşük olduğu sonucuna varılmıştır.

Statik analizlerin sonucu, dinamik analizlerin öncesinde irdelenerek literatür ile uyumluluğu teyit edilmiş; bu sayede dinamik modellemenin verifikasyonu sağlanmıştır. Şekil 6 ve Şekil 7’de radyedeki deplasmanın üç farklı deprem yükü altında zamana bağlı değişimi gözlemlenmiştir. Dinamik analizlerde diğerleri ile benzer sonuçlar vermesi ve temsiliyetçi olması sebebi ile 20m yüzen kazıkların olduğu model kullanılmıştır. Uç kazıklar için ise en kritik durumu temsil ettiğinden dolayı ve bu sistemde radyede daha fazla deplasman oluştuğu için 23m uzunluğundaki en uzun kazıkların kullanıldığı durum analiz edilmiştir.



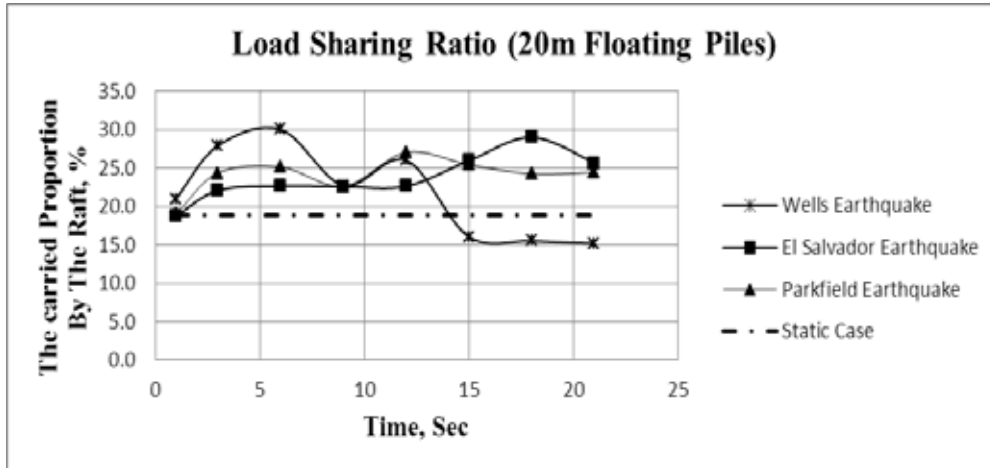
Şekil 6 Kazık deplasmanlarının zamana bağlı değişimi (20m Yüzen Kazıklar)



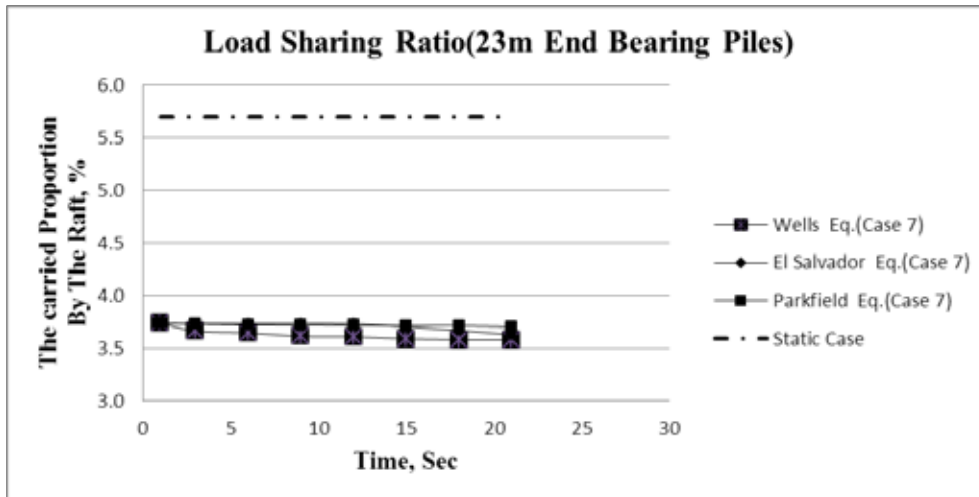
Şekil 7 Kazık deplasmanlarının zamana bağlı değişimi (20+3m Uç Kazıkları)

Sonlu elemanlar analizi sonucuna göre, yüzen kazıklı sistemlerdeki deplasmanların zamana bağlı değişimi ve uç kazıklı sistemlerdeki deplasmanlar birbirinden oldukça farklıdır.

Dinamik yükler altında radyenin taşıdığı yük oranı radyede oluşan içsel kuvvetler 3 saniye aralıklarla analiz edilerek bulunmuştur. Her bir saniyede radyeye etkiyen kesme kuvveti ve her bir kazık üzerindeki normal kuvvet incelenmiş ve kazık grubu ile radye arasındaki yük paylaşımı belirlenmiştir.



Şekil 8 Yük paylaşım oranının zamana bağlı değişimi (20m Yüzen Kazıklar)



Şekil 9 Yük paylaşım oranının zamana bağlı değişimi(20+3m Uç Kazıkları)

Analiz sonuçlarına göre, kazık uç derinliğindeki zemin ya da kaya özelliği radyenin yük taşıma oranı ciddi oranda etkilenmektedir. Ayrıca, dinamik durumda radyenin yük taşıma oranına katkısı bazı zaman dilimlerinde statik durumdakinden daha düşük olabilir. Uç kazıklarının kazıklı radye sisteminde kullanılması durumunda radyenin katkısı yüzen kazıkların kullanılması durumuna göre çok daha düşüktür.

Radye ve kazık grubu arasındaki yük paylaşımı deprem yükünün karakteristiğine bağlı olarak ciddi miktarda değişkenlik göstermektedir. Hem dinamik hem de statik durumda radyedeki deplasmanlar ve yükler yaklaşık %90 oranda yüzen kazıklara göre daha azdır. Gelecek çalışmalarda ise binanın doğal periyodu ve yük paylaşımını irdelemek üzerine bir inceleme yapılabilir.

Bütün sonuçlar incelendiğinde, sismik olarak yüksek aktiviteli bölgelerde yapılan yapılar için kazıklı radye temellerin dinamik analizinin servis ve nihai durum değerlendirmesinde kritik olduğu sonucuna varılmıştır.

Bu üç deprem ivmesi altında kazıklarda oluşan normal kuvvetler birbirinden anlamlı ölçüde çok farklı değildir. Ancak deprem ivmesi karakteristiğine de bağlı olarak moment ve kesme kuvveti değerleri birbirinden oldukça farklıdır.



Sonlu elemanlar modeli basitleştirilmiş yöntemle oranla daha doğru sonuçlar vermektedir. Buna rağmen elde edilen sonuçların basitleştirilmiş yöntemlerle tahkiki gereklidir. Ayrıca kazıklı radye temel elemanlarının betonarme kapasitesinin aşılmasına detay tasarım aşamasında dikkat edilmelidir.

4. SONUÇLAR

Son yıllarda kazık tasarım metodları oldukça gelişmesine rağmen, kazıklı radye temellerin deprem yükleri altındaki tasarımı ve uç kazıklarının kazıklı radye temellerdeki kullanımı üzerine çok az çalışma yapılmıştır. Bu çalışma, kazıklı radye temellerin dinamik davranışına odaklanmıştır. Bu bağlamda, kazık yük aktarım mekanizmasının ve kazık uzunluğunun dinamik davranış üzerindeki etkisi incelenmiştir. Analizler sırasında basitleştirilmiş yöntemler ve sonlu elemanlar modelleri kullanılmıştır. Kazıklı sistemde meydana gelen deplasmanlar ve kazık ile radye arasındaki yük paylaşımı incelenmiştir.

Analizler sonucunda, deprem ivmesi karakteristiğinin yük paylaşımı ve deplasmanlar üzerinde çok önemli etkisinin olduğu sonucuna varılmıştır. Wells Depremi ile yapılan analizler sonucunda diğer iki depremlere kıyasla daha farklı yük paylaşım oranına rastlanmıştır. Bu farklılığın sebebi ise söz konusu depremin birçok kez pik ivme değerine yaklaşması olarak belirlenmiştir.

Analiz sonucunda, statik yükleme altında kazık boyunun artması ile radyenin taşıdığı yükün azaldığı sonucuna varılmıştır. Eğer uç kazıkları kullanılır ise, radyenin taşıdığı yük nerede ise ihmal edilebilecek oranda daha azdır. Depremler durumunda ise bu durum devam etmektedir.

Gelecekteki çalışmalar ise radye kalınlığının, kazık yerleşiminin, kazık grubu ve radye arasındaki rijitlik farkının ve hangi deprem parametresinin kazık ile radye arasındaki yük paylaşımı üzerinde daha fazla etkisi olduğunu irdelemek üzerine yapılabilir.

KAYNAKLAR

- Dash, S., Govindaraju, L., and Bhattacharya, S. (2009). "A case study of damages of the Kandla Port and Customs Office tower supported on a mat-pile foundation in liquefied soils under the 2001 Bhuj earthquake." *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 29(2), 333–346.
- Kumar, A., and Choudhury, D. (2016). "DSSI analysis of pile foundations for an oil tank in Iraq." *Proc., ICE Geotechnical Engineering*, in press.
- Butterfield, R. and Banerjee, P.K., 1971. The problem of pile group- pile cap interaction, *Géotechnique*, Volume 21, No: 2, pp. 135-142.
- Cunha, R. P., Poulos, H. G., Small, J. C. (2001). Investigation of Design Alternatives for a Piled Raft Case History. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.127, No. 8, 635 – 641.
- Katzenbach, K., and Choudhury, D. (2013). "ISSMGE combined pile-raft foundation guideline." *Deep foundations, International Society for Mechanics and Geotechnical Engineering*, London, 1–28.
- Katzenbach, R., Schmitt, A., Turek, J., (2005). Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 20, Issue 3, 221 - 229.
- Kumar, A., and Choudhury, D. (2016). "DSSI analysis of pile foundations for an oil tank in Iraq." *Proc., ICE Geotechnical Engineering*, in press.



- Kumar, A., Choudhury, D., Sukla, J., and Shah, D. L. (2015). “Seismic design of pile foundation by using PLAXIS3D.” *Disaster Adv.*, 8(6), 33–42.
- Matsumoto, T., Nemoto, H., Mikami, H., Yaegashi, K., Arai, T., and Kitiyodom, P. (2010). “Load tests of piled raft models with different pile head connection conditions and their analyses.” *Soils Found.*, 50(1), 63–81.
- Poulos, H.G. (1991), Analysis of piled strip foundation. *Comp. Methods & Advances in Geomech.*Balkema, Rotterdam, 1, 183-191
- Poulos, H.G. (2000), Practical design procedures for piled raft foundations. Design applications of raft foundations, *Design Applications of Raft Foundations*, Great Britain, Thomas Telford, (425-467).
- Poulos, H.G. (2001). Piled raft foundations: Design and applications. *Geotechnique* 51 (2), 95-113.
- Poulos, H.G. & Davis E.H. (1974).Elastic solutions for soil and rock mechanics. New York, John Wiley.
- Poulos, H.G. & Davis E.H. (1980). Pile foundation analysis and design. New York,John Wiley.
- Poulos, H. G. (1989). Pile Behavior: theory and application. *Géotechnique* 39,No. 3, 365 – 415.
- Poulos, H. G. (1991). Computer methods and advances in geomechanics, *Comp. Methods & Advances in Geomech.* Balkema, Rotterdam
- Poulos, H.G., Small, J.C., Ta, L.D., Sinha, J. & Chen, L. (1997).Comparison of some methods for analysis of piled rafts. *Proc.14th ICSMFE*, Hamburg,(1119-1124)
- Poulos, H.G., 2000a. Pile-raft interaction-Alternative methods of analysis, in *Developments in Theoretical Geomechanics*, Eds. Smith, D.W. and Carter, J.P.,Balkema, pp. 445-463.
- Poulos, H.G., 2000b. Practical design procedures for piled raft foundations, in *Design Applications of Raft Foundations*, Ed. Hemsley, J.A., Thomas Telford, pp. 425-467.
- Poulos, H.G., 2001a. Piled raft foundations: Design and applications, *Géotechnique*, Volume 51, No:2, 95-113.
- Poulos, H.G., 2001b. Methods of analysis of piled raft foundations, *ISSMGE TC18 Subcommittee 1 Report*, June 2001.
- Randolph, M. F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique* 53, No. 10, 847 – 875.
- Russo, G. &Viggiani, C. (1998). Factors controlling soil-structure interaction of piled rafts. *Proc., Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, (297-322).
- Ta, L. D., Small, J. C. (1996). Analysis of piled raft systems in layered soils. *Int. J. NAM Geomech*, Vol. 2, 52 – 72.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13- 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

AASHTO, NAVFAC, SNIP ŞARTNAMELERİ VE PENETRASYON DENEYLERİ İLE KAZIK TAŞIMA KAPASİTESİNİN TAHMİNİ

PREDICTION OF PILE BEARING CAPACITY BY USING AASHTO,
NAVFAC, SNIP CODES AND PENETRATION TESTS

Ayşen ÇIRAKOĞLU BİLGİÇ¹

Mustafa Kubilay KELEŞOĞLU²

ABSTRACT

Deep foundations are used if design conditions for shallow foundations do not satisfy limit criteria for settlement and bearing capacity. Especially in multi-storey buildings, piles are preferred to transmit loads to deep and stronger soil layers. Pile design is generally based on both design codes and pile loading tests. Bearing capacity of a single pile measured from load tests is inherently more reliable, thus the final design based on these measurements are safer and economical. In this study, soil properties and load-displacement behavior of a piled system is discussed based on pile load test performed in bridge project in Greece. Bearing capacity was determined by well-known methods given in the literature by AASHTO, NAVFAC, SNIP codes and compared with a pile loading test. Furthermore, the pile loading test was modeled with Plaxis3D and results were compared with pile test results. In this way, calculated pile capacities were compared with analytical methods. Capacities calculated by design codes are generally below the capacities measured from field tests. Capacities determined by empirical methods using SPT and CPT data, were found to give higher results than the codes. Among all analytical solutions, the results obtained from the AASHTO method gives the closest results with reference to the pile loading test.

ÖZET

Derin temeller, yüzeysel temellerin tasarım şartları, yerleşim ve taşıma kapasitesi açısından sınır kriterlerini karşılamadığı durumlarda tercih edilen temel tipidir. Özellikle çok katlı binalarda, yükleri daha derin ve sağlam zemin tabakalarına iletmek için kazıklı temeller tercih edilir. Kazık tasarımı genellikle hem literatüre hem de kazık yükleme testlerine bağlı olarak yapılır. Yükleme deneyleri ile belirlenen kazık kapasiteleri doğal olarak daha güvenilirdir, bu nedenle bu ölçümlere dayanan nihai tasarım daha güvenli ve ekonomik olmaktadır. Bu çalışmada, Yunanistan'da bir köprü projesi kapsamında yapılan kazık yükleme deneyine dayanan kazıklı bir sistemin zemin özellikleri ve kazığın yük-deplasman davranışları irdelenmiştir.

¹İnşaat Yüksek Mühendisi, ARS Geoteknik Mühendislik Müşavirlik, cirkogluaysen@gmail.com

²Doçent Doktor, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, kelesoglu@istanbul.edu.tr



Kazık taşıma kapasitesi, literatürde sıklıkla yer bulan AASHTO, NAVFAC, SNIP gibi şartnamelerde belirtilen yöntemlerle belirlenmiştir ve kazık yükleme deneyi sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca, yükleme testi Plaxis3D yazılımı ile modellenmiştir ve sonuçlar yükleme testi sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu şekilde hesaplanan kazık kapasiteleri analitik yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Şartnamelerdeki yöntemlerle hesaplanan kapasiteler genellikle saha testlerinden ölçülen kapasitelerin altında olduğu belirlenmiştir. SPT ve CPT verilerini kullanarak ampirik yöntemlerle belirlenen kapasitelerin şartnamelerden daha yüksek sonuçlar verdiği tespit edilmiştir. Tüm analitik çözümler arasında yükleme deneyine en yakın sonuçlar veren yaklaşım AASHTO şartnamesinde tanımlanan hesap yöntemidir.

1. GİRİŞ

Tekil kazıkların taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılacak çok sayıda ampirik, yarı ampirik ve analitik yaklaşım bulunmaktadır. Analitik hesap yöntemleri genellikle kazığın bulunduğu zeminin mukavemet özellikleri ve imalat yöntemi gibi etkenlere bağlı sürtünme ve uç direncini hesaplamaktadır. Farklı kazık yapım yöntemleri ve zemin koşulları için geliştirilmiş basitten karmaşığa birçok yöntem bulunmasına rağmen kazık taşıma gücünün belirlenmesi halen zor ve karmaşık tasarım problemleri arasında yer almaktadır. Bu nedenle hesaplanan taşıma güçleri ile arazide ölçülen kapasiteler arasında neredeyse her zaman farklılıklar vardır. Ayrıca zemin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan araştırmalarının kısıtlı olması da tasarım sonuçlarını etkileyen diğer bir etkidir. Bu nedenle kazıklı temellerin taşıma kapasitelerinin belirlenmesi amacıyla yaygın olarak kullanılan şartnamelerden elde edilen sonuçların kazık yükleme deneyleri ile kontrol edilmesi günümüz uygulamasında sıklıkla başvurulan bir yöntemdir. Bu sayede şartnamelerle hesaplanan kazık taşıma kapasiteleri sahada teyit edilebilir veya kazığın yük-deplasman davranışı yerinde yapılan deneyle belirlenebilir.

İşbu çalışma kapsamında kazık kapasitesinin hesabında kullanılan şartname yöntemleri ile üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri karşılaştırılmıştır. Selanik/Yunanistan'da bir köprü projesi kapsamında yapılan kazık yükleme deneyi (Comodromos ve diğ., 2009) referans alınmıştır. Referans alınan çalışmada, kapsamlı zemin etütleri gerçekleştirilmiş, zemin tabakalarının fiziksel ve mukavemet özellikleri belirlenmiştir. Ayrıca kazık yükleme deneyi yapılarak, kazık üzerinde farklı yükleme koşullarında mobilize olan uç ve sürtünme kuvvetleri belirlenmiş, bu yükleme koşullarına bağlı deplasman değerleri elde edilmiştir.

Referans çalışmada belirlenen zemin ve geometrik özellikler göz önünde bulundurularak, kazık elemanının uç ve sürtünme kapasiteleri AASHTO, AASHTO-LRFD, SNIP ve NAVFAC şartnameleri ve SPT, CPT gibi arazi deneylerine bağlı yöntemlerle hesaplanmıştır. Elde edilen değerler referans çalışmadaki kazık yükleme deneyi sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Analizler sonucunda, şartnamelere göre hesaplanan kazık kapasitelerinin genel olarak arazi deneyleri ile elde edilen kapasitelerin altında kaldığı görülmüştür. SPT ve CPT deneylerine bağlı ampirik yöntemler ile belirlenen kapasitelerin ise şartnamelere göre daha yüksek sonuçlar verdiği belirlenmiştir. Referans çalışmada kullanılan yükleme deneyi verisi Plaxis 3D yazılımında modellenmiş yük-deplasman davranışı test sonuçları ile kıyaslanmıştır.

2. KAZIK KAPASİTESİ BELİRLEME YÖNTEMLERİ

Tekil bir kazığın sürtünme ve uç taşıma kapasitesi AASHTO, AASHTO-LRFD, NAVFAC vb. şartnamelerde zemin türü ve mukavemeti ile kazık imalat yöntemine bağlı olarak tanımlanan bağıntılara ve önerilen katsayılara göre hesaplanabilir. SNIP şartnamesinde ise zeminin fiziksel özellikleri önem kazanmaktadır (Sağlamer ve diğ., 2017). SPT, CPT gibi zemin araştırma deneyleri sonuçlarına bağlı ampirik yöntemler de kazık kapasitesi hesabında kullanılmaktadır. Bu yöntemler de kazık imalat yöntemi de hesaba katılmaktadır.

AASHTO (2007) şartnamesinde kazığın sürtünme direnci (Q_s) kohezyonsuz birimlerde efektif gerilmelere (Bağıntı 2.1), kohezyonlu birimlerde zemin kohezyonuna bağlı olarak (Bağıntı 2.2) ile hesaplanmaktadır. Bu bağıntılarda B (Kazık çapı), γ'_i (Zeminin efektif birim hacim ağırlığı), z_i (tabakanın derinliği), Δz_i (kapasite hesaplanan tabakanın kalınlığı) c_{ui} (tabakanın kohezyonu), N_c (Taşıma kapasitesi faktörü (Bağıntı 2.5)) gibi parametreler kullanılmaktadır. Bunlarla birlikte β katsayısı tabaka derinliğine göre hesaplanan bir katsayıdır. Kohezyonlu zeminlerde kullanılan α katsayısının 0.55 olarak kullanılması önerilmektedir. Kohezyonlu birimlerde uç taşıma kapasitesi kazık geometrisine bağlı bir katsayı ile hesaplanırken (Bağıntı 2.3), kohezyonsuz birimlerde SPT değerine bağlı bir yaklaşım (Bağıntı 2.4) önerilmektedir. AASHTO-LRFD (2014) şartnamesi genel olarak AASHTO ile benzer olmakla birlikte, çevre sürtünmesi hesabında kullanılan β katsayısı (Bağıntı 2.6) için tabaka derinliği ile birlikte zemin içsel sürtünme açısını da dikkate alan farklı bir bağıntı (Bağıntı 2.7) kullanılmaktadır.

$$Q_s = \pi * B * \sum_{i=1}^N \gamma'_i * z_i * \beta_i * \Delta z_i \quad (2.1)$$

$$Q_s = \pi * B * \sum_{i=1}^N \alpha_i * c_{ui} * \Delta z_i \quad (2.2)$$

$$Q_{uç} = q_{uç} * A_t = N_c * c_{ut} * A_T \quad (2.3)$$

$$Q_{uç} = q_T * A_t \quad (2.4)$$

$$N_c = 6 * \left[1 + 0.2 * \frac{D}{B_r} \right]; N_c \leq 9 \quad (2.5)$$

$$\beta = (1 - \sin \theta'_f) * \tan \theta'_f * \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin \theta'_f} \quad (2.6)$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.135 * \sqrt{z_i}; 1.2 > \beta_i > 0.25 \quad (2.7)$$

NAVFAC (1986) şartnamesine göre kohezyonsuz birimlerde kazık kapasitesi bağıntı 2.8'e göre hesaplanmaktadır. Bağıntıda tanımlanan taşıma gücü katsayısı N_q kazığın yapım yöntemine (foraj ya da çakma kazık için) ve zeminin kayma mukavemeti açısına bağlı olarak tablolar halinde tanımlanmaktadır. Fore kazıklar için kazık zemin arasındaki sürtünme açısı $\delta=3/4\phi$, ve zeminin yatay-düşey efektif gerilme oranı $K_{HC}=0.7$ olarak önerilmektedir. NAVFAC şartnamesinde kohezyonlu zeminlerin kazık taşıma kapasitesi bağıntı 2.9'daki gibi önerilmektedir. Adhezyon terimi c_A 'nın sayısal değeri zeminin kıvamına ve kohezyon değerine göre Çizelge 1' de verilen değerleri almaktadır.

$$Q_{ult} = P_T * N_q * A_T + \sum_{H=H_n}^{H=H_0+D} K_{HC} * P_0 * \tan \delta * s \quad (2.8)$$

$$Q_{ult} = c * N_c * \pi * D^2 + c_A * 2 * \pi * D * z \quad (2.9)$$

Çizelge 1. Önerilen Adhezyon(c_A) Değerleri (NAVFAC, 1986)

Zeminin Yoğunluğu	Kohezyon, c (kPa)	Adhezyon, c_A (kPa)
Çok Yumuşak	0-12	0-12
Yumuşak	12-24	12-23
Sert	48-96	36-45,5
Çok Sert	96-192	45,5-62,2

SNIP (1999) şartnamesi ile kazık kapasitesi kohezyonlu birimlerde likitlik indeksi (I_L), kohezyonsuz birimlerde sıklık ve dane boyutuna bağlı olarak (Bağıntı 2.10) hesaplanmaktadır. Bağıntıda görülen γ_c ve γ_{cR} katsayıları zeminin çalışma koşulları faktörü olarak verilmektedir ve şartnamede zemin özelliklerine göre değerleri belirtilmektedir. SNIP şartnamesine göre kazık ucunun kohezyonlu birim içinde kalan soket boyunun artması R (Kazık ucunun altındaki zeminin tasarım dayanımı) katsayısını 4-5 kat arası arttırmaktadır. Kohezyonsuz zeminlerdeki uç mukavemeti için tanımlanan α katsayıları kayma mukavemeti açısından, kazık boyuna (h) ve çapına (d) bağlı olarak belirlenmektedir. SNIP şartnamesinin en belirgin özelliği kazık tasarımına ait parametrelerin önemli bir çoğunluğunu tabakaların mukavemet özelliği ile birlikte indeks özelliklerine de bağlı olarak tanımlamasıdır (Çizelge 2).

$$F_d = \gamma_c * (\gamma_{cR} * R * A + u * \sum c_f * f_i * h_i) \quad (2.10)$$

Çizelge 2. Tasarım Dayanımı (f_i) (SNIP, 1999)

Tabakanın Ortalama Kalınlığı (m)	Orta Sıkı Kumlar								
	Kaba orta daneli	İnce daneli	Siltli	-	-	-	-	-	-
	Siltli ve Killi Zeminler Likitlik İndeksine bağlı olarak								
I_L	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
10	65	48	34	27	19	10	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7

Şartnamelere ilave olarak kazık kapasitesi zemin araştırmaları deneyleri ile de belirlenebilmektedir. Sahada sıkça uygulanan SPT ve CPT deneylerine bağlı olarak belirlenen ampirik yöntemler vasıtasıyla kazık kapasiteleri belirlenebilmektedir. Fore kazıklar için SPT yöntemi ile kazık kapasitesi Bağıntı 2.11 ile Çizelge 3 ve 4 de verilen katsayılar kullanılarak hesaplanabilir.

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b * q_b + A_s * f_s \quad (2.11)$$

Çizelge 3. SPT'ye Göre Yüzey Sürtünmesi, $f_s = \alpha + \beta * N$ kN/m² (Schnaid,2009).

Zemin Tipi	α	β	Notlar	Referans
Kohezyonsuz	0	1.0		Findlay (1984)
	0	3.3		Wright and Reese (1979)
Kohezyonlu	0	5.0		Shioi ve Fukui(1982)
	10	3.3	*Bentonitle yapılmış kazıklar * $50 \geq N \geq 3$ * $f_s > 170$ kN/m ²	Decourt(1982)

Çizelge 4. SPT'ye Göre Uç Taşıma Kapasitesi, $q_b = K * N$ MN/m² (Schnaid,2009).

Zemin Tipi	K	Referans
Kum	0.1	Shioi ve Fukui (1982)
Kil	0.15	Shioi ve Fukui (1982)

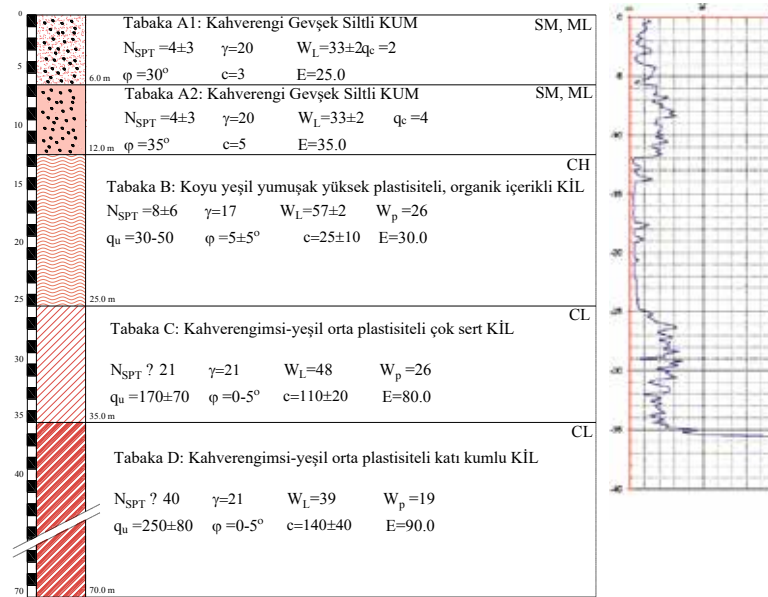
CPT deneyi verilerine göre kazıkta oluşacak birim sürtünme ve uç kapasitesi değerleri bağıntı 2.12 ve 2.13 e göre hesaplanabilir (bkz. Çizelge 4).

$$q_b = k_c * q_{c,ortalama} \quad (2.12)$$

$$f_p = \frac{q_{c,z}}{\alpha} \quad (2.13)$$

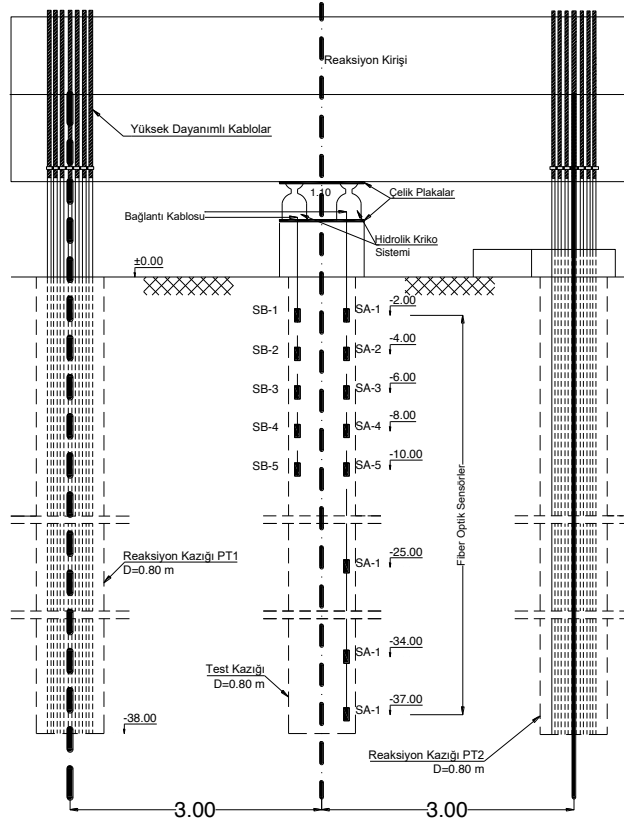
3. KAZIK YÜKLEME DENEYİ

Çalışma kapsamında kazık kapasitelerinin belirlenmesine referans olarak Yunanistan'ın Selanik şehrindeki köprü projesi dahilinde Comodromos (2009) tarafından gerçekleştirilen kazık yükleme deneyinden faydalanılmıştır. Zemin araştırma çalışmaları kapsamında arazideki zemin profilinin (Şekil 1) belirlenmesi için sondaj çalışmaları SPT ve CPT deneyleri ve laboratuvar çalışmaları gerçekleştirilmiştir.

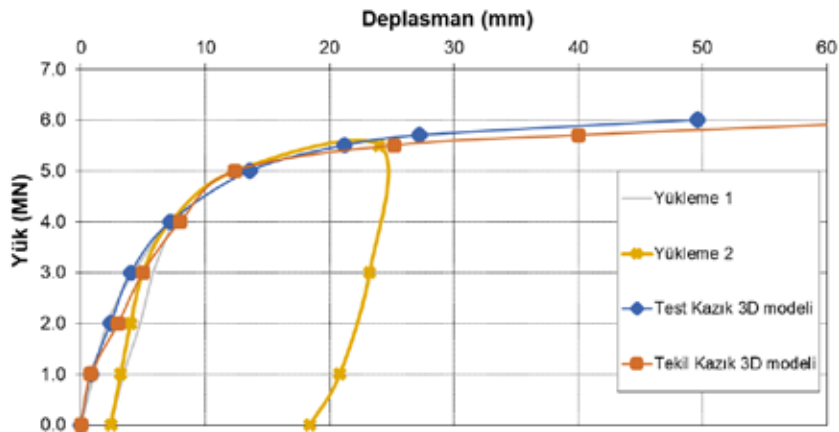


Şekil 1. İdelize Zemin Profili (Comodromos ve diğ.,2009)

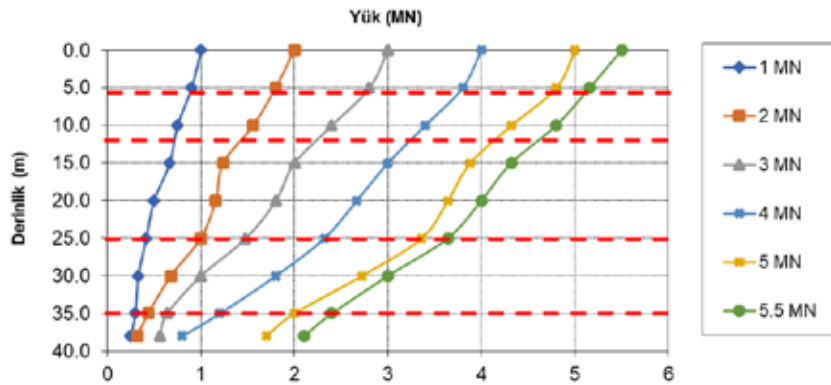
Zeminin kayma mukavemeti ve deformasyon modülünün belirlenmesi ve kazık kapasitelerinin değerlendirilmesi amacıyla yükleme testi yapılmıştır. Bu amaçla ön tasarıma göre 80 cm çaplı kazık 1 adet test kazığı ve 2 adet reaksiyon kazığı imal edilmiştir (Şekil 2). Yükleme aşamasında mobilize olan yük ve deplasmanların ölçülebilmesi için test kazığı ölçüm aletleri ile donatılmıştır. Seçilen deney prosedürüne göre yüklemeler 1.0 MN yük artışlarıyla gerçekleştirilmiştir. Kazık üzerinde 4 kademe artış yapıldıktan sonra her adımda 2.0 MN yük boşaltılarak ilk yükleme çevrimi tamamlanmıştır. Ardından en fazla yük olarak belirlenen 5.5 MN yüke çıkılmış ve tekrar boşaltılmıştır. Yükleme deneyi sonuçlarına ait yük-deplasman ilişkisi Şekil 3'te verilmektedir. Kazık çeperi boyunca mobilize olan çeper sürtünmesi ve kazık uç mukavemeti ise Şekil 4'te verilmektedir.



Şekil 2. Deney Düzenneği (Comodromos ve diğ.,2009)



Şekil 3. Kazık Yükleme Deneyi Yük-Deplasman Grafiği (Comodromos ve diğ.,2009)



Şekil 4. Kazık Yükleme Deneyi Yük Derinlik Grafiği (Comodromos ve diğ.,2009)

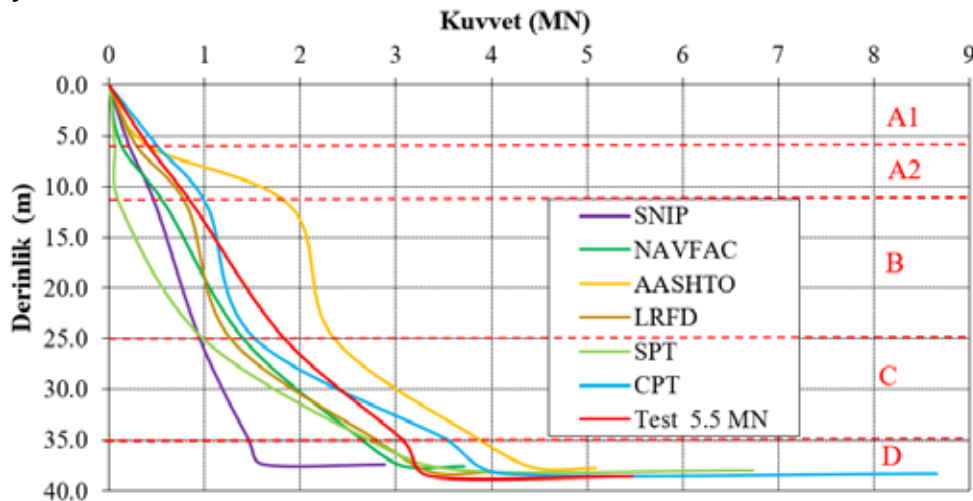
4. KAZIK KAPASİTELERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Çalışma kapsamında AASHTO, AASHTO-LRFD, NAVFAC, SNIP şartnameleri ve SPT ve CPT yöntemleri ile arazide deneyi gerçekleştirilmiş $d=80$ cm çapında ve $L=38$ m boyundaki fore kazığın taşıma kapasitesi referans çalışmada belirlenen zemin parametrelerine göre hesaplanmıştır (Çizelge 5). Görüldüğü üzere SNIP, NAVFAC, AASHTO ve AASHTO-LRFD şartnamelerine göre yapılan hesaplarda kazığın toplam kapasitesi, arazide ulaşılan değerlerin altında kalmıştır. Bununla birlikte SPT ve CPT deneylerine göre yapılan hesaplamalarda ise arazide ulaşılan kapasitenin üzerinde bir taşıma kapasitesi değeri elde edildiği görülmektedir.

Çizelge 5. Analitik Yöntemlerle Hesaplanan Kazık Sürtünme ve Uç Kapasiteleri [kN].

	Deney	SNIP	NAVFAC	AASHTO	LRFD	SPT	CPT
A1	412	211.1	131.2	407.2	286.7	60.3	502.7
A2	480	282.9	468.5	1492.9	531.9	60.3	527.8
B	942	454.8	800.5	449.2	449.2	862.6	490.1
C	1240	512.7	1244.1	1520.5	1520.5	1741.7	2010.6
D	300	162.9	432.8	580.6	580.6	995.3	603.2
Q_{s_toplam}	3374	1624.4	3077.0	4450.4	3369	3720.1	4134.3
$Q_{uç}$	2100	1256.6	633.3	633.3	633.3	3015.9	4523.9
Q_{nihai}	5474	2881.0	3710.3	5083.7	4002	6736.1	8658.2
Q_s / Q_{nihai}	%63	%57	%83	%88	%84	%56	%47
$Q_{uç} / Q_{nihai}$	%37	%43	%17	%12	%16	%54	%53

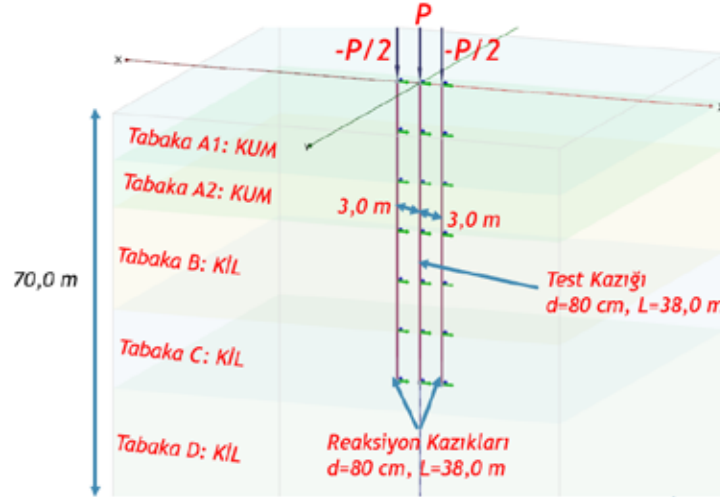
Yapılan hesaplamalar değerlendirildiğinde, AASHTO, AASHTO-LRFD ve NAVFAC şartnamelerinde kazığın toplam kapasitesinde %80 üzerinde bir oranla sürtünme direncinin etkili olduğu görülmektedir. SNIP şartnamesi ve SPT-CPT yöntemlerinde ise kapasitesinin yaklaşık olarak yarı yarıya sürtünme ve uç direncinden oluştuğu görülmektedir. Şekil 5’de farklı yöntemlerle hesaplanan kazık kapasitelerinin derinlikle değişimi görülmektedir. Şekilde de görüldüğü üzere, yöntemlerde uç kapasitelerinin arasındaki farklılık toplam kapasiteyi etkilemektedir.



Şekil 5. Şartnamelere Göre Hesaplanan Kazık Kapasitelerinin Derinlikle Değişimi

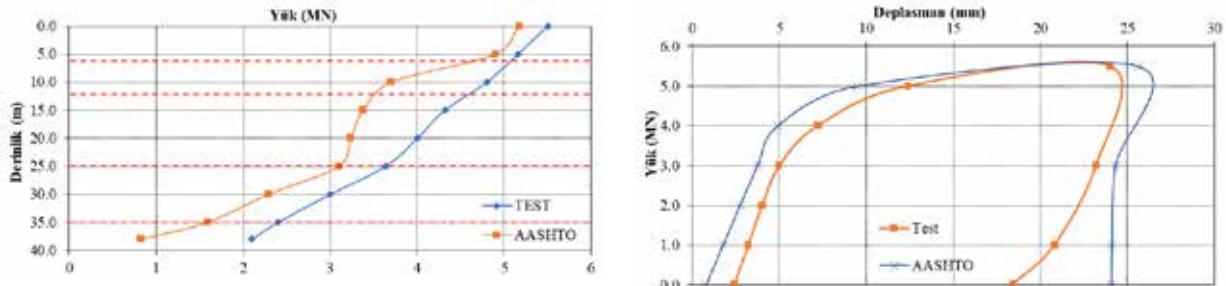
5. ANALİTİK YÖNTEMLERLE HESAPLANAN KAZIK KAPASİTELERİNE GÖRE GERÇEKLEŞTİRİLEN 3D ANALİZLER

Referans çalışmada gerçekleştirilen kazık yükleme deneyi üç boyutlu FLAC yazılımı kullanılarak modellenmiştir. Bununla birlikte Plaxis 3D yazılımında kazık elemanlarının kapasitelerini farklı yöntemlerle hesaplayarak modelleme imkânı bulunmaktadır. Bu nedenle yükleme testi Plaxis 3D yazılımı ile modellenerek, farklı yöntemlerle hesaplanan kazık kapasitelerinin karşılaştırılması amaçlanmıştır (Şekil 6). Model oluşturulurken arazi deneyinde kullanılan kazık çapı, boyları ve aralıkları dikkate alınmıştır.



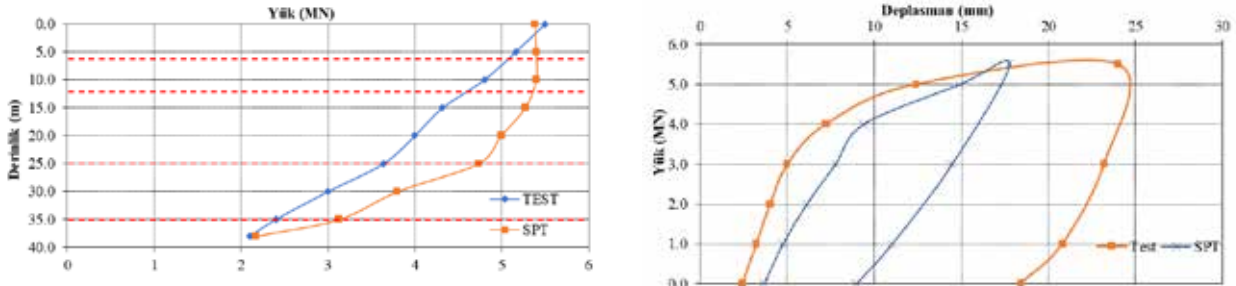
Şekil 6. Plaxis 3D Modeli.

Çekme kazıkları ve reaksiyon kazığı aynı rijitlik ve direnç parametreleri kullanılarak modellenmiştir. Oluşturulan üç boyutlu modelde zemin tabakaları doğrusal elastik-tam plastik Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Bu kapsamda Comodromos ve diğ. (2009) belirtilen zemin parametrelerinin ortalama değerleri kullanılmıştır. Kazığın birim derinliği boyunca mobilize olması beklenen sürtünme kapasiteleri ve kazığın uç kapasitesi değeri, AASHTO, AASHTO-LRFD, SNIP, NAVFAC şartnameleri ve SPT, CPT arazi deneyleri vasıtasıyla belirlenmiştir. Şartnamelerde belirlenen yöntemler ve ortalama zemin mukavemet parametreleri ile kazık kapasitesi hesaplanarak 3D analiz gerçekleştirildiğinde, kazık kapasiteleri nihai yükleme aşaması 5.5 MN değerinin altında kaldığı için tüm yükleme çevrimi tamamlanamamıştır. AASHTO şartnamesine göre D tabakası drenajsız kohezyon değeri $c_{u,max}=180$ kPa alındığında, kazık kapasitesi $Q_{toplam}=7771,7$ kN hesaplanmıştır. Bu değer ile analiz yapıldığında tüm yükleme aşamaları tamamlanmış ve Şekil.7 de görülen sonuçlar elde edilmiştir.

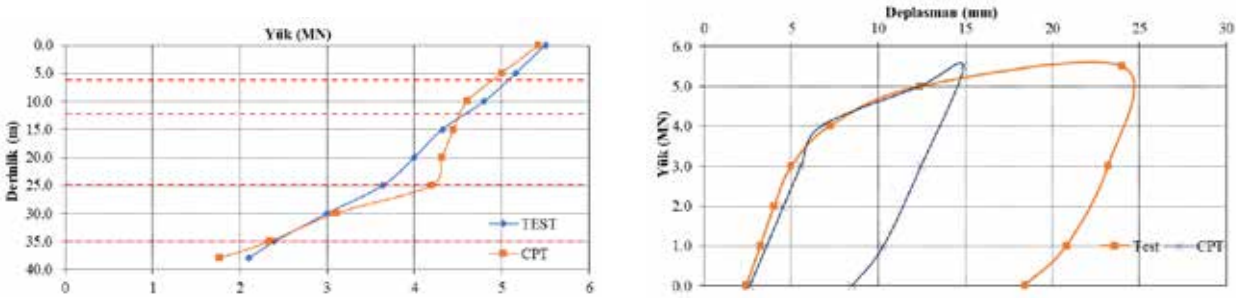


Şekil 7. AASHTO Analiz Sonuçları

Analiz sonucunda arazi deplasmanlara yakın sonuç elde edilmiş, kazığın direnci arttığı için yük-derinlik grafiğinde arazi deneyine yakınlaşamamıştır. AASHTO-LRFD ve NAVFAC şartnameleri ile hesaplanan kazık kapasitesi değerleri kullanılarak üç boyutlu analizler gerçekleştirilmiş, fakat bu şartnamelerle hesaplanan kazık kapasiteleri test yükünden düşük olduğu için sayısal modelde göçme gerçekleştiği için tüm yükleme kademeleri tamamlanamamıştır. Her iki şartnamede uç kapasitesi AASHTO ile benzer şekilde hesaplanmakta fakat sürtünme kapasiteleri AASHTO şartnamesine göre daha düşük elde edilmektedir. Özellikle NAVFAC tarafından kullanılması önerilen kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı değerleri test sonuçlarının oldukça altında kaldığı için hesaplanan toplam kazık kapasitesi de arazide elde edilen kapasitenin altında kalmaktadır. Makalede zemin tabakaları için tanımlanan en büyük mukavemet parametrelerinin kullanılması durumunda bile test sonucunda ölçülen kapasite değerine NAVFAC ile ulaşılamamıştır.



Şekil 8. SPT Analiz Sonuçları



Şekil 9. CPT Analiz Sonuçları

SPT ve CPT yöntemine göre kazık kapasiteleri yükleme deneyine göre daha yüksek hesaplanmıştır. Elde edilen kapasitelerle analiz gerçekleştirildiğinde, kazık kapasitesinin deneyden yüksek olması nedeniyle, kazık yükleme deneyinde ulaşılan deplasman değerlerine ulaşılamadığı görülmektedir. SPT yönteminde ilk 12 m'deki kohezyonsuz birimde kazık kapasitesi yükleme deneyinin çok altında kalması nedeniyle, yük-derinlik grafiği yükleme deneyinin grafiğinden uzaklaşmış, yalnız toplam kapasitenin yüksek olması uç kuvvetinin tam mobilize olmasına neden olmuştur. CPT deneyinde ise kademelerde oluşan sürtünme kuvvetleri 12,0 – 25,0 m arasındaki yumuşak kil tabakası dışında deneye göre yüksek hesaplanmıştır, bu da kil tabakası dışındaki kademelerde sürtünme kuvvetinin arazi deneyine benzer mobilize olmasına neden olmuştur.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada referans alınan bir kazık yükleme deneyi sonuçları kullanılarak sıklıkla kullanılan bazı şartnamelerin tasarım yaklaşımları tartışılmıştır. AASHTO, AASHTO-



LRFD, SNIP, NAVFAC şartnameleri ve SPT, CPT arazi deneylerin arasında AASHTO ile en makul taşıma kapasitesi hesaplanırken SNIP ile en düşük kazık kapasitesi hesaplanmıştır. SPT ve CPT yöntemleri ile hesaplanan kapasiteler hem şartname hem de arazi yüklemesine göre daha yüksektir. SNIP şartnamesine göre en düşük kapasitenin hesaplanmasının ana nedeni diğer şartnamelerin genellikle zeminin mekanik özelliklerine bağlı parametre seçimine müsaade etmesine rağmen iken SNIP şartnamesinde zeminin sadece fiziksel özelliklerini ön planda tutulması olarak gösterilebilir. Bu durum zemin mukavemetinin kapasite hesaplarındaki etkisini azaltmaktadır. Sürtünme kapasitesinde AASHTO, AASHTO-LRFD ve NAVFAC birbirlerine ve arazi deneyine yakın sonuçlar vermiştir. Buna karşın uç kapasitesi arazi deneyine göre düşük hesaplanmıştır. İncelenen vaka için değerlendirme yapılacak olursa, özellikle uç tabakanın mukavemet parametrelerinin önemli olduğu ve sonucu etkilediği söylenebilir. Bu nedenle kazık ucunun girdiği zemine ait mukavemet parametrelerinin kazık kapasitesi üzerinde önemli bir etkisi olduğu rahatlıkla söylenebilir. İncelenen vaka özelinde tüm kazık kapasitesinin %37'si uç mukavemeti ve %67'si çeper sürtünmesi tarafından taşınmaktadır.

Üç boyutlu sayısal analizlerde saha deneyleri ile yakın değerler elde edilmese de AASHTO ile elde edilen çeper sürtünmesi ve uç mukavemeti kullanılarak elde edilen yük-deplasman grafikleri kazık yükleme sonuçlarına yakındır. Diğer şartnamelerle yapılan hesaplarda hem çeper sürtünme değerleri hem de kazık uç kapasiteleri düşük hesaplandığı için sayısal modelden elde edilen yük-deplasman grafikleri yükleme deneyi sonuçlarına göre daha düşüktür. Sayısal analizlerde elastik-tam plastik Mohr-Coulomb modelinin kısıtları da deplasmanların nispeten daha düşük hesaplanmasında etkili olmaktadır. SPT ve CPT yöntemleriyle hesaplanan kazık kapasiteleri, test yükünden yüksek elde edilmiştir. Bu kapasitelerle gerçekleştirilen analizlerde, kapasiteler yükleme değerlerinin üzerinde olduğu için arazide elde edilen deplasmanlara ulaşılamamıştır. Yük-derinlik değişim değerleri ise tabaka özelliklerine göre farklılık göstermekle birlikte, genel olarak kazık yükleme deneyine yakın sonuç vermektedir.

KAYNAKLAR

- AASHTO (2007), Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington.
- AASHTO LRFD (2014), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington.
- ASTM D1143-07, (2007). Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, American Society for Testing And Materials, Philadelphia.
- Brinkgrave, R.B.J., Engin, E. ve Swolfs, W.M., 2013, Plaxis 3D 2013 Manual.
- Comodromos, M. ve diğ., 2009, Pile Foundation Analysis and Design Using Experimental Data and 3-D Numerical Analysis, *Computers and Geotechnics*, 36, 819-836.
- Navfac (1986), Naval Facilities Engineering Command Foundations & Earth Structures, Virginia.
- Sağlamer, A., Özalp, H.L. ve Kargıoğlu, B., Rus-Amerikan-Avrupa Standartlarına Göre Hesaplanan Fore Kazık Taşıma Kapasitelerinin Saha Testlerinin Sonuçları ile Karşılaştırılması, 3rd International Soil-Structure Interaction Symposium, İzmir, 329-348.
- Schnaid, F. (2009), In Situ Testing in Geomechanics, Taylor & Francis, New York, ISBN: 0-203-93133-5, 66.
- SNIP 2.02.03-85 (1999), SNIP National Codes & Standards of Russia, Moskova.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

İKİ PLAKALI ZEMİN ANKRAJLARININ ÇEKME YÜKÜ ALTINDA ANALIZI

ANALYSIS OF TWO PLATE GROUND ANCHOR UNDER TENSILE LOAD

Gizem MISIR¹

ABSTRACT

Plate anchors are generally used for structures that forced to pullout forces such as offshore floating bodies, transmission towers and structures requiring to lateral resistance and etc. Multi-plate anchors are used as a foundation that forced either large compression or tension forces by a number of plates welded along a central shaft. These anchors that have more than one plate, have a complex interaction between adjacent plates due to over applying stress zones. Therefore, this interaction affects the failure mechanism and uplift capacity of the system. However, no thorough numerical analyses have been performed to determine the ultimate pullout loads of multi-plate anchors. The majority of the studies in the literature has been directed towards to obtain the uplift behavior of one plate single anchors. The consistency of the uplift capacity of two plate anchors in sand has been compared with a study in the literature by using a practical design method that obtained from numerical analysis. The design approach results are compared with literature and the validity of the empirical approach has been demonstrated for a specific plate movement.

Keywords: pullout capacity; Plaxis 2D; two plate anchors; design approach; regression analysis

ÖZET

Plaka ankrajlar, genellikle çekme kuvvetine karşı koyması beklenen açık deniz yapıları, yüksek gerilim hattı kuleleri ve yanal yönde direnç göstermesi gereken yapılar vb. için kullanılmaktadır. Merkezi bir şaft boyunca birden fazla plakaya sahip çoklu ankraj plakaları, büyük oranda basınç veya çekme kuvvetine maruz yapıların, temel sistemleri olarak tasarlanmaktadır. Birden fazla plakaya sahip olan bu ankrajlar, oluşan gerilme bölgeleri nedeniyle bitişik plakalar arasında karmaşık bir etkileşime sahiptir. Bu etkileşim, sistemin yenilme mekanizmasını ve çekme kapasitesini etkilemektedir. Bununla birlikte, çok plakalı ankrajların nihai çekme yüklerini belirlemek için literatürde ayrıntılı bir nümerik çalışmaya rastlanmamıştır. Literatürdeki çalışmaların büyük bir kısmı, tek plakalı

¹ Dr. Öğrt. Üyesi, Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, gmisir@kmu.edu.tr

ankrajların çekme kapasitelerinin tahminine yöneliktir. Sayısal analizinden elde edilen pratik bir tasarım yöntemi kullanılarak tahmin edilen kum zemin içerisindeki iki plakalı ankraj sisteminin çekme kapasitesi, literatürde sunulan bir çalışma ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar, spesifik bir plaka hareketi için önerilen yaklaşımın tutarlı sonuçlar verdiğini göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: çekme kapasitesi; Plaxis 2D; iki plakalı ankraj; tasarım yaklaşımı; regresyon analizi.

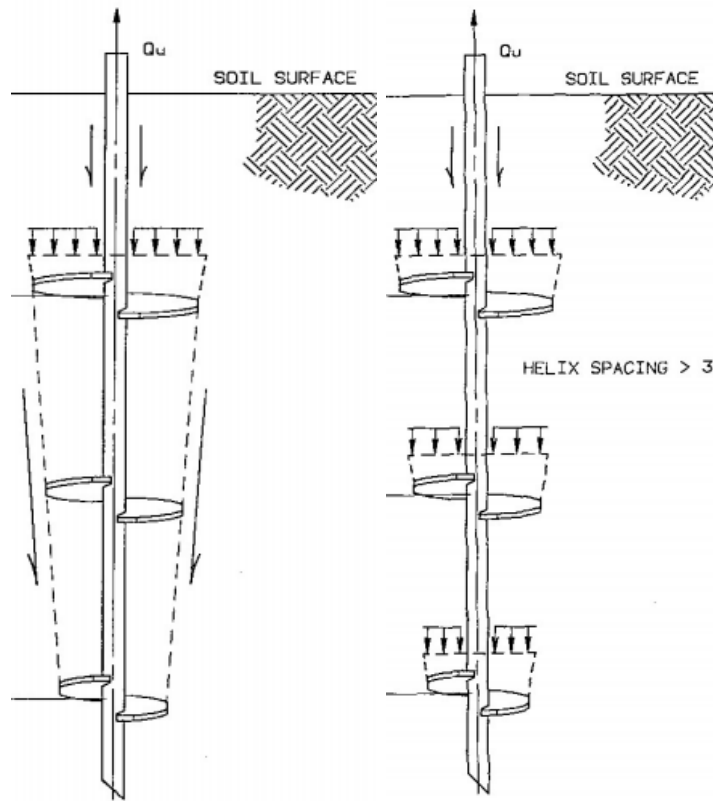
1. GİRİŞ

Bir veya daha fazla helisel/plaka şeklindeki plakanın, merkezdeki şafta bağlı olarak yapıları desteklemek için dik veya eğimli bir şekilde zemin içine doğru ilerletilen çelik temele plaka ankraj adı verilmektedir. Helisel ankrajlar ile plaka ankrajları birbirlerinden ayıran en belirgin fark, helisel ankrajların auger ekipmanına sahip herhangi bir taşıyıcı ile zemin ortamını en az şekilde örseleyerek istenilen derinliğe inebilmesi iken, plaka ankraj sistemlerinin uygulanmasında önce istenilen derinliğe kadar zemin kazısının yapılarak, plaka ankraj sisteminin yerleştirilmesinden sonra plaka üzerinin kontrollü dolgu yapılarak kapatılmasıdır. Tipik bir plaka ankrajın bileşenleri; uç ve uzatma bölgeleridir. Uzatma bölgesi şaft kısmını içerirken, uç bölgesinde bir veya birden fazla taşıma plakası bulunmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde helisel ankrajlar basınç, çekme ve yatay kuvvetlere karşı direnç gösterdiği için kullanımı giderek yaygınlaşmakta olup, farklı uygulama alanlarından bir kısmı Şekil 1’de verilmiştir.



Şekil 1. Ankraj Uygulamalarına ait Tipik Örnekler a) Temelleri ıslak zemin üzerinde bulunan yapı için uygulama, b) Boru hatlarında, yüzmeye karşı önlem uygulaması, c) Palplanş ve ankrajdan oluşan kazı destek sistemi, d) Ankrajlı rüzgâr türbini temeli, e) : Gergi kablolarını zemine sabitlemek için kullanılan ankrajlar

Çok plakalı ankrajların çekme kuvvetine karşı taşıma gücünün belirlenmesinde, temelde iki yaklaşım kullanılmaktadır. Burada yöntem farkını ortaya koyan belirleyici parametre, plakalar arası mesafedir. Çok plakalı ankrajlarda palaka aralığına bağlı olarak sistemin çekme kapasitesi, ayırık taşıma gücü yöntemi ve silindirik kayma yöntemi yaklaşımları ile hesaplanmaktadır. Ayırık taşıma gücü yönteminde, taşıma plakaları arasındaki mesafe yeterince büyük ise her plaka birbirinden bağımsız bir şekilde çalışır (Şekil 2a). Bu durumda plakaların toplam taşıma kapasitesi, tüm plakaların taşıma güçlerinin toplamına eşittir. Eğer taşıma plakaları arasındaki mesafe yeterince küçükse, taşıma plakaları bir grup gibi davranır. Bu durumda helisel plakaların toplam taşıma kapasitesi, çapı en alttaki helisel plakanın çapı, yüksekliği de taşıma plakaları arasındaki toplam mesafe olan silindirin, çeper sürtünmesi değerine eşit olmaktadır (Şekil 2b). Bu yaklaşım ise silindirik kayma yüzeyi olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 2. a) Ayırık taşıma gücü yöntemi, b) Silindirik kayma yüzeyi yöntemi

Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, tek veya çoklu helisel/plakalı zemin ankrajlarının çekme yükü altındaki performansları deneysel ve/eya teorik olarak farklı araştırmacılar tarafından (Mitsch and Clemence [1], Ghaly et al. [2], Meyerhof and Adams [3], Das [4,5], Ilamparuthi et al. [6], Dickin and Laman [7], Rowe and Davis [8], Bildik and Laman [9], Zhang et al. [10], Tang and Phoon [11], Demir and Ok [12], Nazir et al. [13], Mittal and Mukherjee [14], Mokhbi et al. [15], Papadopoulou et al. [16], Schiavon et al. [17], Tsuha et al. [18]) incelenmiştir.

Bu çalışma kapsamında, kum zemin içerisine yerleştirilen iki plakalı ankraj sisteminin çekme kapasitesi, farklı üst plaka gömülme derinliklerinde (H/D) ve plakalar arası mesafe (s/D) oranlarında analiz edilmiş ve sayısal analizden geliştirilen ampirik bir yöntem ile elde edilen iki plakalı ankraj sisteminin çekme kapasitesi, literatürdeki çalışmalar ile

karşılaştırılarak, sonuçların tutarlılığı değerlendirilmiştir. Sayısal analizler, geoteknik mühendisliğinde deformasyon ve stabilite problemlerinin analizi için geliştirilen sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis 2D yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Analiz sonuçları kullanılarak geliştirilen regresyon analizleri sonucunda, tek plakalı ankraj sisteminin performansından yola çıkılarak, iki plakalı sistemin performansı elde edilebilmektedir. Bu çalışmada sunulan yaklaşımın tutarlılığı, farklı araştırmacıların çalışmaları ile karşılaştırılmış ve önerilen yaklaşımın açık, kolay ve hızlı sonuç vermesi avantajları ile geoteknik mühendisleri için tasarım ve uygulamalar için alternatif bir öngörü sağlayacağı düşünülmektedir.

2. SAYISAL ANALİZLER ve GELİŞTİRİLEN REGRESYON MODELİ

2.1. İki Boyutlu Sayısal Analizler

Ankraj plakalarının çekme yükü altındaki davranışı Sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis yazılımı ile iki boyutlu koşullarda analiz edilmiştir. Analizler homojen kum zemin koşulları için gerçekleştirilmiş olup, ağ sıklığı için sıkı koşullar tanımlanmıştır. Analizlerde kullanılan kum zemin ve çoklu ankraj plaka sistemi için tanımlanan parametreler Çizelge 1’de verilmiştir. Seçilen zemin parametreleri üzerinden tek plakalı durum için elde edilen kopma faktörü değerleri, literatürde benzer sıklık derecesinde ve aynı içsel sürtünme açısına sahip kumlu zeminlerde gerçekleştirilen deneysel çalışmalar ile karşılaştırılmış ve kopma faktörlerinin gömülme derinliği oranlarının 1’den 7’ye değiştirildiği durumlar için oldukça başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür (Misir 2018).

Çizelge 1. Kum zemine ait Malzeme Parametreleri

Parametreler	Değer
Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	17.00
Doygun Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	18.00
Kohezyon, c' (kN/m ²)	0.01
Sürtünme Açısı, ϕ' (derece)	30.0
Dilatasyon Açısı, ψ (dereces) ($\phi' - 30^\circ$)	0.00
Poisson Oranı	0.25
Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	30.000
R_{inter}	0.10

Ankraj plaka sisteminin çekme kapasitesi analizi, deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiş ve deplasman sınırı için literatür ile uyumlu olması açısından seçilen 20 cm çaplı plakanın %5 düşey hareketi için gerçekleştirilmiştir (Sakr, 2009, Elsherbiny and Hesam El Naggar 2013, Sakr, 2011).

2.2. Regresyon Modeli

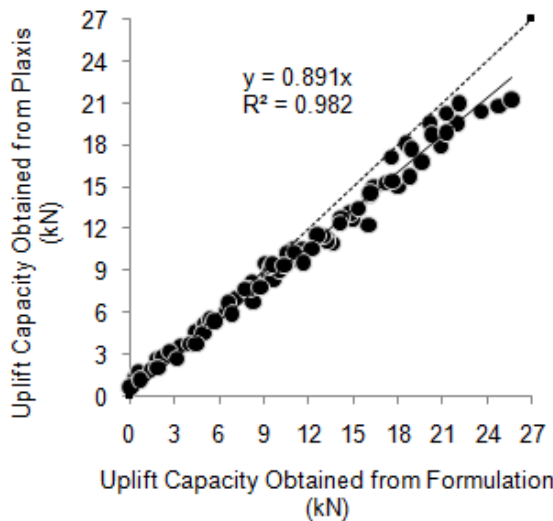
Model, farklı gömülme derinlikleri ve plakalar arası mesafe değerleri için gerçekleştirilen 84 adet 2 boyutlu sayısal analiz sonucundan elde edilmiştir. Çift plakalı ankraj sisteminde, düşey harekete bağlı, plakalar üzerinde oluşan düşey gerilmeler arasındaki ilişkiyi veren ampirik model, gömülme derinliğinin 1’den 7’ye kadar, plakalar arası mesafenin ise 0.5’ten 7’ye kadar değiştiği boyutsuz parametreler cinsinden elde edilmiştir. Modeli oluşturan ve sonuçlar ile en uyumlu temel denklem, üstel bir fonksiyon olarak elde edilmiş ve boyutsuz parametreler cinsinden revize edildiğinde Denklem 1’deki eşitlik elde edilmiştir.

$$\frac{\sigma_{yy\ bottom}}{\sigma_{yy\ sin\ gle}} = \left(-7.11 + \left(0.98 * \frac{H}{D} \right) + \frac{127.19}{\left(\frac{H}{D} \right)^2} \right) * e^{\left(\frac{\left(0.424 * \frac{H}{D} \right) - 5.4}{s/D} \right)} \quad (1)$$

Analiz edilen tüm modeller, hem derin hem de sığ ankraj sistemlerinin bir kombinasyonunu içerdiğinden bu çalışmada, çift plakalı ankraj sistemlerine ait göçme mekanizmaları silindirik kayma/ayrık taşıma gücü veya sığ-derin ankrajlar olarak sınıflandırılmamıştır. Literatürdeki genel yaklaşımlardan farklı olarak, bu çalışmada çekme kapasitesi, çekme kuvvetinin neden olduğu dikey hareket sırasında plaka yüzeyi üzerindeki dikey gerilme değişmesinden hesaplanmıştır. Benzer yarı ampirik yaklaşım, Meyerhof ve Adams [3] tarafından, pasif toprak basınçlarını bir şekil faktörü ile değiştirerek, dairesel ankraj plakalarının performansını öngörmek için kullanılmıştır.

Çekme kapasitesini elde etmek için, plakalar üzerinde tanımlanan düşey yer değiştirmeye karşılık gelen maksimum düşey gerilmelerden, plaka sevisinde oluşan efektif gerilme değerleri çıkarılmıştır (Denklem 2).

$$F = \left[\left(\sigma_{yy\ bottom} + \sigma_{yy\ upper} \right) * A_{pl} \right] - \left[\gamma * D * A_{pl} * \left(2 \frac{H}{D} + \frac{s}{D} \right) \right] \quad (2)$$



Şekil 3. a) Analizlerden ve Ampirik Yaklaşımdan Elde Edilen Çekme Kapasiteleri Arasındaki İlişki

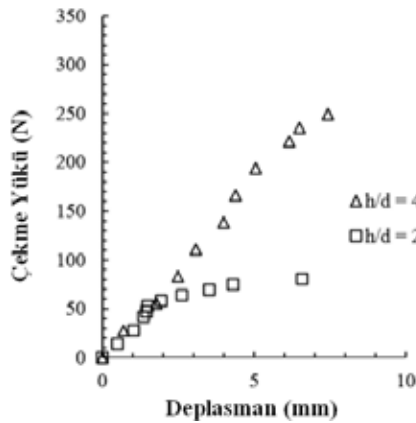
3. REGRESYON MODELİ VE LİTERATÜR KARŞILAŞTIRMASI

İki plakalı ankraj sisteminin çekme performansının tahmini için;

1. İki plakalı ankraj durumunda üst plakanın gömülme derinliği dikkate alınarak, aynı derinlik için tek plakalı ankrajın çekme kapasitesi %5 düşey deplasman kriteri altında Plaxis 2D ile analiz edilir.
2. Analiz sonucunda, plaka üzerindeki maksimum düşey gerilme belirlenir.
3. Elde edilen düşey değeri, aynı örtü yükü ve düşey deplasman değeri altında, iki plakalı durumdaki üst plaka gerilmesinde eşit olmaktadır.
4. İki plakalı durumda, alttaki plakada oluşan düşey gerilme ise istenilen ankrajlar arası mesafe için Denklem 1’de verilen formülasyon ile elde edilir.
5. Son iki adımda elde edilen düşey gerilmeler, iki plakalı ankraj sisteminin, plaka çapının %5 düşey hareketi için uygulanması gereken çekme yüküne geçiş için bilinen parametrelerdir.
6. Sonuç olarak Denklem 2’de yer alan yaklaşım ile iki plakalı ankraj sisteminin çekme yüküne geçiş yapılmaktadır.

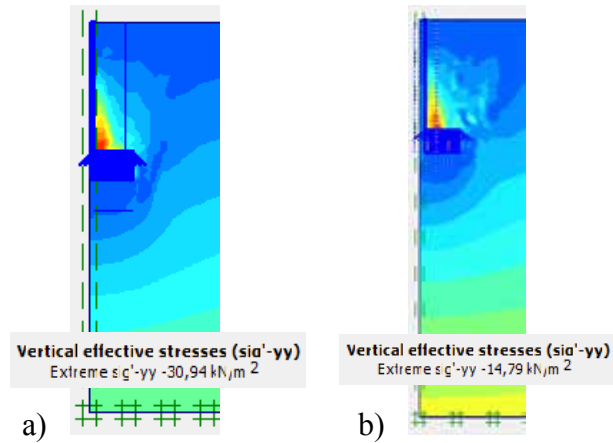
Yukarıda sıralanan adımlar takip edilerek Çizelge 2’de verilen farklı araştırmacıya ait deneysel çalışmalar analiz edilmiş ve elde edilen çekme yükleri karşılaştırılmıştır.

Tilak ve Samadhiya (2017) yaptıkları çalışmada, genişliği 100mm ve 50 mm olan 2 farklı kare plakalı çift plakalı ankraj sisteminin, çekme yükü altındaki performansını deneysel olarak araştırmışlardır. Çalışmada, plakalar arası mesafe değeri $s/D=1$ olarak sabit tutulurken, gömülme derinliği (H/D) değerleri ise 2 ve 4 olarak belirlenmiştir. Çalışmada birim hacim ağırlığı 14.80 kN/m^3 olan gevşek kum kullanılmıştır.



Şekil 4. Tilak ve Samadhiya (2017) Tarafından Elde Edilen Deney Sonuçları

Araştırmacıya ait deney sonuçlarından sistemin %5 düşey hareketi için (100mm genişlik için bu değer 5 mm olmaktadır) çekme yükü H/D’nin 2 ve 4 olduğu değerler için sırası ile 0.080 kN ve 0.190 kN olarak belirlenmiştir.



Şekil 5. Tek plakalı ($D=100$ mm) ve gömülme derinliği a) $H/D=4$, b) $H/D=2$ olan sistemin İki Boyutlu Analizlerden Elde Edilen Düşey Gerilme Değerleri

Tek plakalı durum için gerçekleştirilen analizlerden elde edilen düşey gerilme değerinden yola çıkılarak, iki plakalı sistemin aynı deplasman şartı için elde edilen çekme yükü değerleri, Denklem 1 ve 2'deki eşitlikler kullanılarak sırası ile 0.082 kN ve 0.178 kN olarak hesaplanmıştır. Sonuçların oldukça tutarlı ve gerçeği yansıtmada başarılı olduğu görülmüştür.

Çizelge 2. Çekme Yüküne ait Karşılaştırmalı Sonuçlar

Literatür örnekleri	Çekme Yükü (%5D için)		Geçerli Parametreler
	Deney	Önerilen Yaklaşım	
Tilak B. V. ve Samadhiya N. K. (2017)	0.190 kN	0.178 kN	$D=100$ mm, $H/D=4$, $s/D=1$
Tilak B. V. ve Samadhiya N. K. (2017)	0.085 kN	0.089 kN	$D=100$ mm, $H/D=2$, $s/D=1$

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında;

- Yaklaşım, çoklu ankraj plakalı sistemlerin çekme kapasitelerinin belirlenmesinde ihtiyaç duyulan kritik plakalar arası mesafe değerine bağlı yenilme mekanizması seçiminden bağımsız olarak gerçekçi sonuçlar vermektedir.
- Karşılaştırma için seçilen çalışma, yaklaşımın geliştirildiği sınırlar arasında kalmakta olup, sonuçlar değerlendirildiğinde, elde edilen çekme yükleri arasında ortalama %5 hata payı ile iki plakalı zemin ankraj sisteminin performansı başarılı bir şekilde tahmin edilmiştir.

KAYNAKLAR

- Misir, G., (2018), Predicting of the uplift capacity of vertically located two plate anchors, Acta Geotechnica Slovenica, 2018/2.
- Sakr, M., (2009), "Performance of helical piles in oil sand", Canadian Geotechnical Journal, 49, 1046-1061.



- Elsherbiny, Z. H. and Hesham El Naggar, M., (2013), “Axial Compressive Capacity of Helical Piles From Field Tests and Numerical Study”, Canadian Geotechnical Journal, 50 (12), 1191-1203.
- Sakr, M., (2011), “Installation and Performance Characteristics of High Capacity Helical Piles in Cohesionless Soils”, DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute, 5 (1), 39-57.
- Mitsch, M. P. and Clemence, S. P. (1985), “The uplift capacity of helix anchors in sand”, Uplift Behav. Anchor Found. Soil ASCE, 26–47.
- Ghaly, A., Hanna, A. and Hanna, M. (1991), Uplift behavior of screw anchors in sand, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 773–793.
- Meyerhof, G. G. and Adams, J. I. (1968), “The ultimate uplift capacity of foundations”, Canadian Geotechnical Journal, 5(4):224–244.
- Das, B. M. (1978). “Model tests for uplift capacity of foundations in clay”, Soils and Foundations, 18 (2), 17–24.
- Das, B. M. (1980), “A procedure for estimation of ultimate uplift capacity of foundations in clay.” Soils and Foundations, 20 (1), 77–82.
- Ilamparuthi, K., Dickin, E. A. and Muthukrisnaiah, K. (2002), “Experimental investigation of the uplift behavior of circular plate anchors embedded in sand”, Canadian Geotechnical Journal, 39, 648-664.
- Dickin, E. A. and Laman, M. (2007), “Uplift response of strip anchors in cohesionless soil”, Advances in Engineering Software, 38, 618-625.
- Rowe, R. K. and Davis, E. H. (1982), “The behavior of anchor plates in sand”, Geotechnique, 32 (1), 25-41.
- Bildik, S. and Laman, M. (2011), “Experimental investigations on uplift behavior of plate anchors in cohesionless soil”, J. Fac. Eng. Archit. Gazi, 26(2), 486-496.
- Zhang, N., Wu, H. N., Shen, J. S., Hino, T. and Yin, Z. Y., (2016), “Evaluation of the uplift behavior of plate anchor in structured marine clay”, Marine Georesources & Geotechnology, 35(6), 758-768.
- Tang, C. And Phoon, K. K., (2016), “Model uncertainty of cylindrical shear method for calculating the uplift capacity of helical anchors in clay”, Engineering Geology, 207, 14-23.
- Demir, A. and Ok, B., (2015), “Uplift response of multi-plate helical anchors in cohesive soil”, Geomechanics and Engineering, Vol. 8, No 4, 615-630.
- Nazir, R., Chuan, H. S., Niroumand, H. and Kassim, K. A., (2014), “Performance of single vertical helical anchor embedded in dry sand”, Measurement, 49, 42-51.
- Mittal, S. and Mukherjee, S., (2013), “Vertical Uplift Capacity of a Group of Helical Screw Anchors in sand”, Indian Geotechnical Journal, 43(3), 238-250.
- Mokhbi, H., Mellas, M., Mabrouki, A. and Pereira, J. M., (2018), “Three-dimensional numerical and analytical study of horizontal group of square anchor plates in sand”, Acta Geotechnica, 13(1), 159-174.
- Papadopoulou, K., Saroglou, H. and Papadopoulos, U., (2014), “Finite element analyses and experimental investigation of helical micropiles”, Geotechnical Geological Engineering, 32, 949-963.
- Schiavon, J. A., Tsuha, C. H. C. and Thorel, L., (2016), “Scale effect in centrifuge tests of helical anchors in sand”, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 16(4), 185-196.
- Tsuha, C. H., Aoki, N., Rault, G., Thorel, L. and Garnier, J., (2012), “Evaluation of the efficiencies of helical anchor plates in sand by centrifuge model tests, Canadian Geotechnical Journal, 49, 1102-1114.



Tilak B. V. ve Samadhiya N. K. (2017) “Uplift Capacities of Double-Plate Square Anchors at Shallow Depths in Sand”, Indian Geotechnical Conference 2017 GeoNEst, 14-16 December 2017, IIT Guwahati, India

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ENDÜSTRİYEL KULE YAPISI TEMEL TASARIMINA İLİŞKİN UYGULAMA ÖRNEĞİ

THE DESIGN OF FOUNDATION SYSTEM OF AN INDUSTRIAL HIGH-RISE BUILDING WITH AN APPLICATION EXAMPLE

¹M. Nurullah Kantar, ²Erdal Uncuoğlu, ³Zulkuf Kaya, ⁴H. Bekir Kara

ABSTRACT

In this study, the design of an industrial high-rise building foundation system has been examined. In addition to the vertical forces, an industrial high-rise building is subjected to significant lateral loads caused by wind forces and earthquake forces and overturning moments due to these lateral loads. The diameter and height of the structure considered in this study are 7.5 m and 59.0 m., respectively. Firstly, under the effects of the vertical and horizontal loads imposed on the structure, whether the mat foundation system meets the bearing capacity and settlement criteria have been investigated. The results obtained from the bearing capacity and settlement calculations indicated that the mat foundation can not meet both the bearing capacity and settlement criteria. Since the mat foundation can not meet the geotechnical requirements the piled raft foundation system has been designed. For the design of the piled raft foundation system, bearing capacity and settlement calculations were made. It was shown that the piled raft foundation system is convenient and could be used in case of unfavorable loading conditions.

Key words: lateral load, high-rise building, bearing capacity, settlement analysis

ÖZET

Bu çalışmada; endüstriyel bir kule yapısının temel tasarımı anlatılmaktadır. Endüstriyel kule tipi yapılar, etkiyen düşey yüklere ilave olarak rüzgâr ve deprem yükleri gibi önemli yatay yükleri ve bu yatay yüklerin neden olduğu moment etkilerini de karşılamak durumundadır. Söz konusu yapı; 7.5 m çapında 59.0 metre yüksekliğindedir. Öncelikle, yapıya etkiyen yükler etkisinde yüzeysel radye temelin, taşıma gücü ve oturma kriterlerini sağlayıp sağlamadığı araştırılmıştır. Yapılan hesaplamalar sonucunda, düşey ve yatay yük ile yatay yükün oluşturacağı moment etkilerinin fazla olmasından dolayı radye temelin hem taşıma gücü kriterini hem de oturma kriterini sağlamadığı tespit edilmiştir. Yüzeysel temel sisteminin, gerekli geoteknik gereksinimleri sağlayamaması nedeni ile derin temel sistemine geçilerek kazıklı radye temel sistemi tasarlanmıştır. Kazıklı radye temel sisteminin tasarımı için taşıma gücü ve oturma hesapları yapılarak elverişsiz yükleme durumunda, kazıklı radye temel sisteminin uygun bir seçim olduğu gösterilmiştir.

Anahtar kelimeler: yanal yük, kule tipi yapı, taşıma gücü, oturma analizi

¹, Yüksek İnşaat Mühendisi, İller Bankası A.Ş

², Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

³, Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

⁴, Dr. Öğr. Üyesi, Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

1. GİRİŞ

Üzerindeki yapıdan gelen yükleri, kendi ağırlığı ile birlikte güvenlikle taşıyan ve bu yükleri yapıya zarar vermeyecek ölçüde oturmaları zemine aktaran zemin yüzeyi altındaki yapı elemanlarına temel, temel yapısından etkilenen zemin bölgesine de temel zemini denir. Temel sistemleri, genel olarak, yüzeysel temeller ve derin temeller olmak üzere iki ana gruba ayrılırlar. Temeller, üst yapı yüklerini zemine aktarırken yapısal bütünlüklerini korumalı ve üzerinde yer aldıkları zeminleri de aşırı gerilmelere zorlamamalıdır.

Zeminlerde meydana gelecek aşırı gerilmeler kayma göçmelerine ve/veya aşırı oturmalara neden olabilir. Temeller, göçmeye karşı koyabilmek için yeterli bir güvenlik sağlayarak 'taşıma gücü' koşulunu ve olabilecek farklı veya üniform toplam oturmalara karşı izin verilebilir değerler içerisinde kalarak 'oturma' koşulunu sağlamak zorundadır (Birand, 2006).

Bu çalışmada; ele alınan endüstriyel kule yapısı için, mevcut zemin koşulları ve yapı yükleri etkisinde yüzeysel radye temelin, temel tasarımı açısından sağlaması gerekli geoteknik gereksinimleri sağlayıp sağlamadığı, yapılan taşıma gücü analizi ve oturma hesapları ile değerlendirilmiş ve sağlamama nedenleri ortaya konmuştur. Daha sonra; mevcut zemin koşulları ve yapısal yüklere göre yapılan değerlendirmeler sonucunda kazıklı radye temel sisteminin, bu problem için uygun bir çözüm olacağı sonucuna varılmıştır. Kazıklı radye temel sisteminin tasarımı için taşıma gücü ve oturma hesapları yapılarak elverişsiz yükleme durumunda temel sisteminin söz konusu yapı için güvenli bir temel sistemi olduğu ortaya konmuştur.

Bu kapsamda gerçekleştirilen çalışmalar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

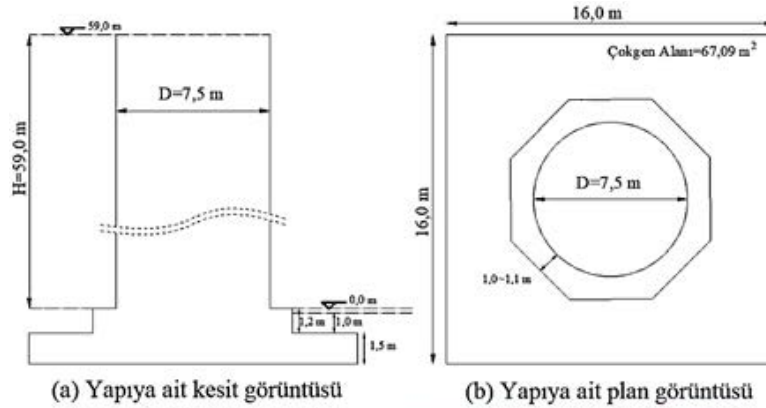
- İnşaat sahasında gerçekleştirilmiş olan arazi çalışmaları (sondaj çalışmaları) ve arazi deneylerine (standart penetrasyon deneyi ve presiyometre deneyi) ait sonuçlar ile arazi çalışmaları sırasında alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmiş laboratuvar deney sonuçları kullanılarak idealize zemin profili oluşturulmuş ve zemin tabakalarının taşıma gücü ve oturma hesaplarında kullanılacak geoteknik parametrelerine ait değerler tanımlanmıştır.
- Yapıya etkiyecek statik yükler ve deprem yükü etkileri ile rüzgâr yükü değerleri elde edilmiştir.
- Radye temel için taşıma gücü ve oturma hesapları yapılmıştır.
- Kazıklı radye temel tasarımı için; tek kazık düşey yük taşıma kapasitesi ve tek kazık yatay yük taşıma kapasitesi hesaplanmış olup sonrasında kazık grubunun taşıma gücü değerlendirilmiş ve oturma analizi yapılmıştır. Tek kazık ve kazık grubunun yanal yükler etkisi altındaki ötelenme miktarının izin verilen sınırlar içerisinde olup olmadığı yapılan hesaplamalar sonucu değerlendirilmiştir.

2. UYGULAMA ÖRNEĞİ

Bu çalışmada; endüstriyel bir kule yapısının temel tasarımı, uygulama örneği olarak ele alınmıştır. Kule tipi yapılar; düşey yüklere ilave olarak rüzgâr ve deprem yükleri gibi önemli yatay yükleri ve bu yatay yüklerin neden olduğu moment etkilerini de karşılamak durumundadır.

2.1. Yapı Bilgileri ve Yapıya Etkiyen Yükler

Söz konusu yapı; 7.5 m. çapında 59.0. metre yüksekliğinde çelik malzemeden imal edilmiş silindirik bir kule yapısıdır. Yapı, temel derinliği, $D_f = 2.5$ m. olan $B=16.0$ m. ve $L=16.0$ m olan radye temel üzerinde yer almaktadır. Radye temel kalınlığı, 1.5 m. olup temel üst kotu ile kule tabanı arasında 1.2 m yüksekliğinde sekizgen olarak tasarlanmış betonarme kaide bulunmaktadır. Yapının plan ve kesit görüntüleri ile uygulamaya ait bir görsel Şekil 1'de gösterilmiştir.



(c) Yapı temel sisteminin imalatına ait görsel

Şekil 1. Yapıya Ait Kesit ve Plan Görüntüsü ile Uygulamaya Ait Bir Görsel

Yapı ile ilgili boyutlar, yapıya etkiyen yükler ve projenin sayısal çözümü için seçilmiş olan yüzeysel temel sistemine ait bilgiler, yapı mühendisinden alınmıştır. Yapıya etkiyen yük değerleri aşağıda özetlenmiştir.

Ölü yükler;	
Silindirik Çelik Kule ağırlığı	: 2315.000 t
Sekizgen Betonarme Kaide ağırlığı	: 193.219 t
Radye Temel ağırlığı	: 921.600 t
Geri dolgu ağırlığı	: 353.262 t
	: Σ 3.783.081 t

Deprem yükü;	: 289.375 t
Deprem neden olduğu moment	: 6834.0 tm

Yapıya etkiyen rüzgâr yükü hesabı TS 498/Kasım 1997'ye göre yapılmıştır. Yüksekliği, plandaki eninin beş katı veya daha fazla olan yapılar, kule tipi yüksek yapılar olarak adlandırılır. Rüzgârın, yüksekliği h ve genişliği D olan ve esme yönüne dik duran alana çarptığı varsayılır. TS 498/Kasım 1997'ye göre rüzgâr kuvveti 100,0 m yüksekliğe kadar giderek artmakta ve 100.0 m.' den sonra sabit kalmaktadır (Topçu, 2017).

Söz konusu uygulama örneğinde; $H_{kule}= 59.0$ m ve $D_{kule}=7.5$ m olduğundan yapı kule tipi olarak değerlendirilmiştir. Kule tipi yapılarda; yüzeyde 1.2.q basınç ve 0.4.q emme olmak üzere toplam $W=1.6q$ (kN/m^2) değerinde yatay rüzgâr basıncı etkiyecektir. q , yüzeye yayılı rüzgâr basıncı veya emme basıncı değeridir. Uygulama örneğindeki silindirik kule yapıya etkiyen rüzgâr kuvvetleri sırası ile $R_1 \cong 5.0$ t, $R_2 \cong 12.0$ t ve $R_3 \cong 52.0$ t olup bu kuvvetlerin temelde neden olduğu moment değeri yaklaşık olarak $\Sigma M_{rüzgâr} = 2438.0$ tm dir.

Yapı temel tasarımı, en elverişsiz yükleme kombinasyonu dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir.

2.2. Arazi Çalışmaları, Arazi ve Laboratuvar Deney Çalışmaları ve Zemin Profili

Yapı inşaat alanında, yapı temelini merkezi altında 30.0 m derinliğinde bir adet ve inşaat alanı civarında da 15.0 m derinliğinde iki adet olmak üzere toplam üç adet sondaj kuyusu (SK) açılmıştır. Sondaj kuyularından elde edilen genel zemin profili özellikleri ve Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) darbe sayıları birbirleri ile uyumludur. Açılan sondaj kuyuları içerisinde hem Standart Penetrasyon Deneyleri (SPT) hem de Presiyometre Deneyleri (PMT) gerçekleştirilmiştir. SPT deneyi, 30.0 m derinlik boyunca her 1.5 m' de bir gerçekleştirilmiş olup SPT darbe sayıları, zemin profilini oluşturan tabakalar için tabakaya ait ortalama darbe sayısı değeri $N_{30,ortalama}$ olarak tanımlanmıştır. Presiyometre deneyleri ise 4.5 m, 7.0 m. ve 9.0 m. derinliklerinde gerçekleştirilmiş olup deneyler sonucu elde edilen Elastisite Modülü (E_s), Limit Basınç (P_L) ve Net Limit Basınç (P_L^*) değerleri Çizelge 1' de özetlenmiştir.

Çizelge 1. Presiyometre Deney Sonuçları

Sondaj Kuyusu	Derinlik (m)	Elastisite Modülü (E_s) (kg/cm^2)	Limit Basınç (P_L) (kg/cm^2)	Net Basınç (P_L^*) (kg/cm^2)
SK	4.5	154.3	5.6	4.8
SK	7.0	162.0	4.6	3.8
SK	9.0	89.3	2.6	2.3

Bununla birlikte; SPT deneyleri sırasında alınan örselenmiş zemin örnekleri üzerinde endeks ve sınıflama deneyleri yapılmıştır. Yapılan endeks ve sınıflama deneyleri ile zemin tabakalarına ait su muhtevası değerleri, birim hacim ağırlık değerleri, dane dağılımları, kıvam limitleri ve ince dane yüzdeleri belirlenmiş ve Birleşik Zemin Sınıflama Sistemi (USCS)'ne göre zemin sınıflaması yapılmıştır. Düşük Plastisiteli Kil (CL) tabakasından 5.0 – 5.5 m derinlikte örselenmemiş (UD) zemin numunesi alınmış ve bu numune üzerinde konsolidasyon deneyi yapılmıştır. Konsolidasyon deneyine ait basınç kademesi–hacimsel sıkışma katsayısı ($\Delta p-m_v$) ilişkisi Çizelge 2' de verilmiştir. Zemin profilinde yer alan kohezyonsuz tabakaların içsel sürtünme açısı değerleri, Shiou ve Fukui (1982) tarafından önerilen 1 no'lu eşitlik kullanılarak SPT N darbe sayısına göre hesaplanmıştır.

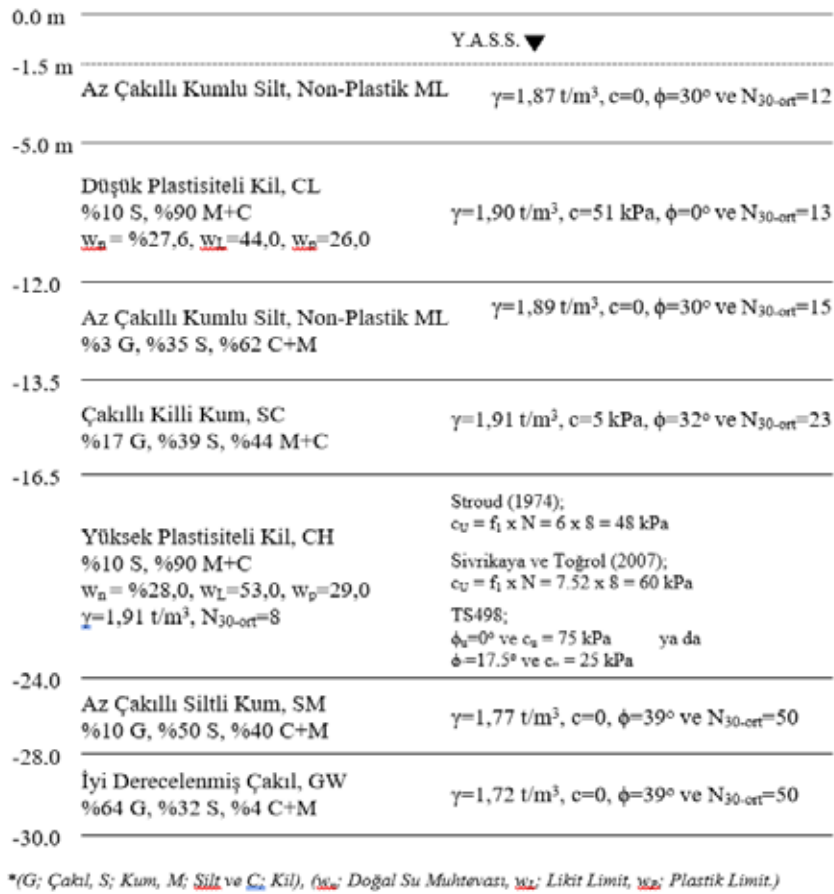
$$\phi' = 0.36 \times N_{70} + 27^\circ \quad (1)$$

N_{70} : %70 enerji oranı için darbe sayısı değeridir.

Zemin profilinde yer alan tabakalara ait kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesinde TS 498/Kasım 1997'de yer alan; Çizelge 1: Kohezyonsuz Zemin Özellikleri Hesap Değerleri ve Çizelge 2: Kohezyonlu Zemin ve Organik Zeminlerin Hesap Değerleri'den yararlanmıştır.

Çizelge 2. Konsolidasyon deneyine ait (Δp - m_v) ilişkisi

Δp (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0.0 – 0.5	0.0420
0.5 – 1.0	0.0388
1.0 – 2.0	0.0219
2.0 – 4.0	0.0122



Şekil 2. Genel Zemin Profili ve Zemin Tabakalarının Özellikleri

Stroud (1974), yaptığı çalışma ile SPT-N değeri ile kil zeminlerin drenajsız kohezyon değeri (c_u) arasındaki korelasyonu geliştirmiştir. Sivrikaya ve Toğrol (2007) ise; yaptıkları çalışma ile SPT-N değerleri ile ince daneli zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişkiyi Türkiye koşullarında incelemişlerdir. Stroud (1974) ve Sivrikaya ve Toğrol (2007) tarafından yapılmış çalışmaların sonucunda, sırası ile 2 ve 3 eşitlikleri ile gösterilen ifadeler elde edilmiştir. 2 ve 3 no' lu eşitlikler zemin profilinde yer alan ve kayma mukavemeti deney sonucu bulunmayan Yüksek Plastisiteli Kil (CH) tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin değerlendirilmesinde kullanılmıştır.

$$c_u = f_1 * N \quad (2)$$

f_1 ; değeri; 3,1 ile 7,6 kN/m² arasında değişen ve plastisite indisi, I_p 'ye bağlı değer alan bağımsız bir çarpandır.

$$c_u = 7.52 * N \quad (3)$$

Arazi çalışmaları ile arazi ve laboratuvar deney sonuçlarına göre yapının üzerinde yer aldığı genel zemin profili ve zemin özellikleri Şekil 2'de gösterilmiştir.

3. YÜZEYSEL TEMELLERDE TAŞIMA GÜCÜ VE OTURMA ANALİZİ

3.1. Yüzeysel Temellerde Taşıma Gücü Analizi

Çok sayıda zemin tabakasının yer aldığı bir c - ϕ genel zemin profilinde taşıma gücü; zemin kayma mukavemeti parametreleri c ve ϕ ile zemin birim hacim ağırlık değeri γ 'nın ağırlıklandırılmış ortalama değerlerinin teorik taşıma gücü eşitliklerinde kullanılması ile tahmin edilebilir. Taşıma gücü hesaplarında ilgilenilen kayma yüzeyi derinliği yaklaşık olarak $0.5.B \tan(45+\phi/2)$ ile sınırlıdır. ϕ , temelin oturduğu tabakaya ait içsel sürtünme açısı değeridir. Söz konusu yapı radye temeline ait B ve L boyutları ile temel derinliği, D_f , göz önüne alındığında taşıma gücü hesabına esas olacak ilgili kayma yüzeyi derinliği -2.5 m ~ -16.5 m aralığında elde edilmiştir. Bu derinlik içerisinde yer alan tabakalara ait kayma mukavemeti parametreleri (c ve ϕ) ile birim hacim ağırlık değerleri kullanılarak yapılan ağırlıklı ortalama değerler hesabı sonucunda taşıma gücü hesaplamalarında kullanılacak parametrik değerler $\gamma_1 = 1.87 \text{ t/m}^3$, $\gamma_2 = 1.90 \text{ t/m}^3$, c = 27.0 kPa ve $\phi = 17^\circ$ olarak elde edilmiştir. γ_1 ve γ_2 , sırası ile temel taban seviyesi üzerindeki zeminin birim hacim ağırlığı ve temel tabanı altındaki zeminin birim hacim ağırlığıdır.

Temel zemininin taşıma gücü Hansen (1970) tarafından önerilen, 4 no'lu taşıma gücü eşitliği kullanılarak tahmin edilmiştir.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma B^1 N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (4)$$

Uygulama örneğinde, yapı ağırlığının neden olduğu düşey yük, deprem etkisi nedeni ile yapı temeline etkileyen yatay yük ve bu yatay yükün neden olduğu moment etkisi bulunmaktadır. Yatay yükleme etkisine maruz bir yüzeysel temelin hem kaymaya karşı stabil olması hem de etkileyen yükleri güvenli bir şekilde zemine iletmesi gereklidir. Yapılan hesaplamalar sonucunda radye temelin yatay deprem yükü etkisinde kaymaya karşı güvenlik katsayısı 4.3 olarak hesaplanmış ve kaymaya karşı stabil olduğu ortaya konmuştur. Yapıya etkileyen yükler ve mevcut temel zemin şartlarında izin verilebilir taşıma gücü değeri, $q_a = 23.0 \text{ t/m}^2$ olarak elde edilmiştir. Eksantrik yüklemeye bağlı düzgün doğrusal olmayan taban basıncı nedeni ile temel altında meydana maksimum taban basıncı değeri, $q_{maks.} = 24.8 \text{ t/m}^2$ olarak hesaplanmıştır. Geleneksel yöntemle göre eksantrik yüklü bir temelin taşıyacağı yük $q_{max} \leq q_a$ şartını sağlamalıdır. q_a , aynı koşullardaki merkezi yüklü temelin izin verilebilir taşıma gücüdür. Belirtilen bu şart sağlanamadığından radye temel taşıma gücü kriterini karşılayamamaktadır.

3.2. Yüzeysel Temelerde Oturma Analizi

Temel taban basıncı q değerinin, bu değer %10 veya %20'si değerine düştüğü derinlik gerilme etkisindeki bölge ya da aktif bölge olarak adlandırılır. Terzaghi, bu bölgenin yapının oturmasından sorumlu olan gerilme bölgesi derinliği olarak alınabileceğini belirtmiştir. Zeminde, üst yapı yükü nedeni ile meydana gelen gerilme artışları sonucu oluşacak oturmaların yaklaşık % 80'i bu derinlikten daha küçük derinliklerde meydana geldiğinden bu derinliğin ötesindeki mevcut gerilme artışlarından doğacak oturma ve sıkışmalar ihmal edilmektedir (Murty, 1998). Üst yapı ağırlığı ve hafriyat ağırlığı hesaplanarak net taban basıncı değeri elde edilmiş ve bu basınç nedeni ile oluşacak gerilme artışları basit yöntem (düşey, 2 ve yatay,1) kullanılarak değerlendirilmiştir. ve oturma hesabına esas olacak teme zemini derinliği temel tabanından itibaren 20.0 m olarak elde edilmiştir.

Kil zeminlerde ani oturma hesabı, elastisite teorisine dayalı ani oturma formülü kullanılarak hesaplanmıştır. 5.0 m.– 12.0 m derinlikleri arasında yer alan Düşük Plastisiteli Kil (CL) tabakası ve 16.5 m – 24.0 m derinlikleri arasında yer alan Yüksek Plastisiteli Kil (CH) tabakası için drenajsız koşullardaki elastisite modülü (E_u) değerleri, $E_u=500 \times c_u$ ifadesi ile elde edilmiştir. Belirtilen tabakalar için poisson oranı değerleri ise suya doymuş kil zemin için $\mu= 0.5$ olarak alınmıştır. Bowles (1997), plasitisite indisi, $I_p<30$ olan kil zeminler için elastisite modülünün $E_s=(500\sim1500)*c_u$ ile hesaplanabileceğini belirtmiştir. CL ve CH kil tabakalarında hem temel merkezi altında hem de temel köşesi altında ani oturma hesabı yapılmıştır. Yapılan ani oturma hesabı sonucunda; temel merkezi altında toplam 2.222 cm ve temel köşesi altında da toplam 0.658 cm ani oturma elde edilmiştir.

5.0–12.0 m derinlikleri arasında yer alan Düşük Plastisiteli Kil (CL) tabakası ile 16.5-24.0 m derinlikleri arasında yer alan Yüksek Plastisiteli Kil (CH) tabakası suya doymuş olup bu tabakalarda konsolidasyon oturmalarının miktarı hesaplanmıştır. Konsolidasyon oturmaları hesaplanırken Çizelge 2'de verilmiş olan konsolidasyon deney sonuçlarına ait hacimsel sıkışma katsayısı, m_v (cm²/kg), değerleri kullanılmıştır. Yapılan konsolidasyon oturma hesabı sonucunda; temel merkezi altında toplam 16.551 cm ve temel köşesi altında da toplam 6.657 cm oturma değeri elde edilmiştir.

Temel merkezi altında toplam oturma miktarı, $S = S_i + S_c = 18.773$ cm olarak elde edilirken temel köşesi altındaki toplam oturma miktarı, $S = S_i + S_c = 7.315$ cm olarak hesaplanmıştır. Temel merkezi ve temel köşesi altındaki toplam oturma miktarı farklı olup bu farklı oturmaya bağlı olarak hesaplanan temel dönmesi 0.582° dir. Hesaplanan oturma değerleri ve temel dönmesi göz önüne alındığında radye temelin mevcut zemin koşulları ve yüklemeler etkisinde oturma kriterini de sağlayamadığı görülmüştür.

4. DERİN TEMELERDE TAŞIMA GÜCÜ VE OTURMA ANALİZİ

Önerilen radye temelin, temel tasarımı için gerekli taşıma gücü ve oturma kriterlerini sağlayamaması ve yapı üzerinde etkili yatay yük ve moment etkilerinin de fazla olmasından dolayı yapı temel sistemi için 1.0 m çapında ve 24.0 m uzunluğunda 36 adet kazıktan oluşan bir kazıklı radye temel tasarımı yapılmıştır. Fore kazıkların imalatında C30 betonu ve S420 çeliği kullanılacaktır.

4.1. Kazıkların Yanal Yük Taşıma Kapasitelerinin ve Kazık Başı Ötelenmelerinin Tahmin Edilmesi

Kazıkta göçme meydana gelmeden önce kazık başı, kazık grubu tarafından taşınan yapı için izin verilen sınırların içerisinde yatay yönde hareket edebilir. Bu yüzden tasarım yapılırken, nihai yanal yük taşıma kapasitesi hesaplanır ve uygun bir güvenlik katsayısı ile bölünerek tasarım yüküne ulaşır. Tasarım yükü değerinde, kazığın yanal yöndeki sapma ya da ötelenme miktarının izin verilen sınırları aşmadığı mutlaka kontrol edilmelidir (Tomlinson, 1994).

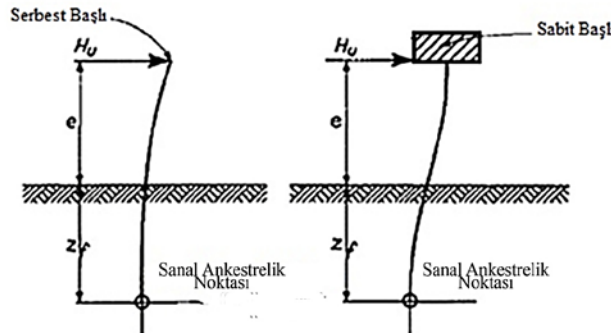
Kazıkların nihai yanal yük taşıma kapasitelerinin belirlenmesindeki ilk adım kazığın, yanal yük etkisinde, rijit kısa bir eleman gibi mi yoksa esnek sonsuz uzun bir eleman gibi mi davranacağını tanımlanmasıdır. Kazığın rijit mi yoksa esnek bir eleman mı olduğuna R ve T ile ifade edilen rijitlik faktörleri kullanılarak karar verilir. R ya da T hesaplandıktan sonra elde edilen sonuçlar kazık gömülü uzunluğu L ile ilişkilendirilerek kazığın davranışı ortaya konur. Kazık elemanlar gömülü uzunluklarının büyük kısmı boyunca (yaklaşık olarak 15.0 m) kil tabakaları içerisinde yer alacağından ve yanal yük etkisinde, özellikle, uzun kazık durumunda kazığın yanal yüke karşı koyacak uzunluğu boyunca CL tabakası içerisinde yer alacağından dolayı rijitlik faktörü hesaplanırken bu husus dikkate alınmıştır.

5.0 – 5.5 m derinlikten alınmış UD numune üzerinde yapılan konsolidasyon deneyi sonuçlarına göre CL tabakasının aşırı konsolide olduğu belirlenmiş ve zemin modülünün derinlik boyunca sabit olduğu kabul edilerek 5 no lu eşitlik yardımı ile R rijitlik faktörü hesaplanmıştır. CL zeminin drenajsız kohezyon mukavemeti $c_u = 51$ kPa olup kil zemin, katı kıvamda değerlendirilmiştir. Bu aralığa karşılık gelen temel zemini reaksiyon katsayısı $k_1 = 18.0 - 36.0$ MN/m³ aralığında seçilmiştir.

$$R = \sqrt[4]{E_{kazık} I_{kazık} / kB} = \sqrt[4]{E_{kazık} I_{kazık} / E_s} \quad (5)$$

Kazık gömülü uzunluğu, $L = 24.0$ m.'dir. Sabit başlı kazık için $L > 2R$ durumu sonsuz uzun esnek kazık olarak tanımlanacaktır. $2R = 2 \times 4.57 = 9.14$ m olup $24.0 > 9.14$ olduğundan yanal yüke maruz sabit başlı uzun kazık davranışı için çözüm yapılmıştır. Bu durumda kazığın nihai yanal yük taşıma kapasitesi, kazık gövdesinin nihai moment taşıma kapasitesine bağlı olarak gelişecektir [12]. Kazık başlığı seviyesindeki yatay yük, $H = 290$ ton ve moment değeri de $M = 6.834$ tm olup moment etkisi H.e değerinde bir yükleme ile temsil edilmiştir. Bu durumda $H = 290$ ton değerindeki yatay yükün $e = 23.57$ m yükseklikten etkideği varsayılmıştır.

Yanal yük etkisindeki sonsuz uzun bir kazığa zemin tarafından gösterilen pasif direncin sonsuz olduğu kabul edilir. Bu nedenle; kazık gömülü uzunluğu boyunca belirli bir derinliğin ötesinde kazıkta dönme oluşmayacağı ve bu derinlikten itibaren kazığın, uygulanan yatay yük etkisinde hareket etmeyeceği varsayılır. Bu derinlikten itibaren kazığın alt kısmı düşey olarak kalacak ve yanal ötelenme sıfır olacaktır. Söz konusu derinlikte, Şekil 3'de gösterildiği gibi, bir ankastre mesnetin var olduğu düşünülerek zemin yüzeyinden itibaren bu derinliği temsil eden kavram sanal sabitlik ya da sanal ankastrelik noktası (point of virtual fixity) olarak adlandırılır ve z_f derinliği ile temsil edilir (Tomlinson, 1994).



Şekil 3. Basit Konsol Yaklaşımı ile Yanal Yük Etkisi Altındaki Kazıklar

Kazık kesit alanının rölatif olarak daha büyük basınç yüklerine göre tanımlandığı küçük veya orta büyüklükte çapa (ya da genişliğe) sahip sabit başlı uzun kazıklarda yanal yük taşıma kapasitesi, H_u , $H_u = 2M_u / (e + z_f)$ ifadesi ile yeterli doğrulukta hesaplanabilir (Tomlinson, 1994). z_f derinliği, tasarım aşamasında bilinmemektedir. Amerikan Beton Enstitüsü, z_f derinliğinin katı-sert aşırı konsolide kil zeminlerde $z_f = 1.4R$ olarak kullanılabileceğini belirtmiştir. Yapılan hesaplamalar sonucu tek kazık için yanal yük taşıma kapasitesi, $H_u = 196.6$ kN olarak hesaplanmış olup grupta tek kazık başına düşen yanal yük değeri göz önüne alındığında güvenlik katsayısı, $FS = 2.43$ olarak elde edilmiştir. Tasarım yükü değerinde, kazığın yanal yöndeki sapma ya da ötelenme miktarı, Broms (1964) tarafından kohezyonlu zeminlerdeki kazıklar için önerilmiş olan, kazık başı yanal ötelemelerinin hesabı için yatay temel zemini reaksiyon modülü kavramına dayalı boyutsuz uzunluk, $\beta.L$, yaklaşımı ile hesaplanmış ve yatay yük tasarım değeri $H = 80.6$ kN etkisinde oluşması beklenen yatay ötelenme değeri $y_0 = 5.52$ mm olarak elde edilmiştir.

4.2. Kazık Grubunun Düşey Yük Taşıma Kapasitesinin ve Meydana Gelecek Oturmaların Değerlendirilmesi

$D = 1.0$ m. çapında ve $L = 24.0$ m. uzunluğunda $6 \times 6 = 36$ adet kazıktan oluşan kazık grubunun plan ve kesit görüntüleri Şekil 4'de gösterilmiştir. Kazık başlığı üzerinde etkili olan düşey yük, yatay yük ve moment etkileri, sırası ile $W = 3.783$ t, $H = 290$ t ve $M = 6.834$ tm dir. Bu yükleme koşullarında eksantrisite değeri; $e = M/W$ olarak göz önüne alınmış ve $e = M/W = 1.81$ m olarak elde edilmiştir.

Kazık grubunun başlığı 16.0 m. x 16.0 boyutlarındaki radye temel olup kazıklar, başlık alanı boyunca simetrik yerleşmiştir. Doğu - Batı ya da Kuzey - Güney doğrultusunda etkiyecek yatay deprem yükü ve bu yükün temelde neden olacağı devirme momenti göz önüne alındığında, 6×6 kazık grubunda dış tarafta yer alan kazıkların bir kısmı ilave basınç yüküne maruz kalırken ters taraftaki kazıklarda ise çekme kuvvetleri etkili olacaktır. Bu etkileşim sonucu dış tarafta yer alan kazıklar için maksimum ve minimum düşey yük değerleri 6 no'lu eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır.

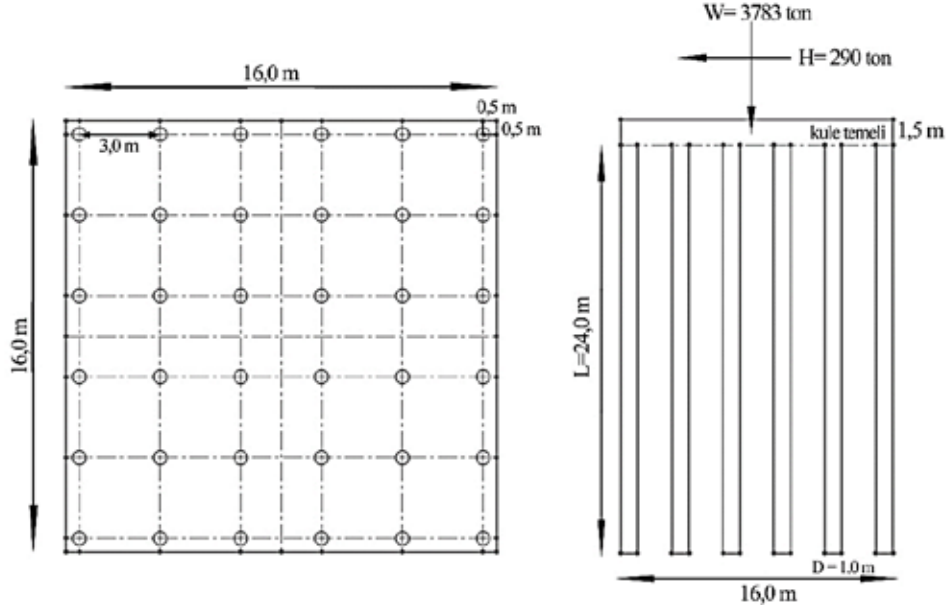
$$V = \frac{W}{n} \mp \frac{W.e.\bar{x}}{\sum \bar{x}^2} \quad (6)$$

W : Kazık grubuna etkiyen toplam düşey yük,

n : Gruptaki kazık sayısı,

e : R, bileşke kuvvetinin kazık başlığının altı ile kesiştiği noktanın kazık grubunun tarafsız eksenine uzaklığıdır.

\bar{x} : Grup içindeki herhangi bir kazığın kazık grubun tarafsız eksenine olan uzaklığıdır. \bar{x} , uzaklığı e ile aynı yönde ise (+) ve ters yönde ise (-) olarak hesaba katılmalıdır.



Şekil 4. Dizilimi 6 x 6 olan 36 Adet Kazıktan Oluşan Kazık Grubu

Grup içinde yer alan kazıklara etkiyen maksimum aksenal yük $V_{\max} \cong 160$ t. ve minimum aksenal yük de $V_{\min} = 51$ t olarak hesaplanmıştır. $V_{\min} = 51$ t > 0 olduğundan yatay kuvvet etkisine ters doğrultudaki kazıklarda çekme durumu oluşmayacaktır.

Kazıkların aksenal düşey yük taşıma kapasiteleri de hesaplanarak söz konusu basınç ve çekme etkilerinin uygun güvenlik katsayıları ile taşınabildiğinin gösterilmesi gerekir. Söz konusu projede kazık uç kotu, -26.5 m. de olup 'Az Çakıllı Siltli Kum (SM)' tabakasına basmaktadır. Bu tabaka içerisinde kazık gövdesi 2.5 m derinlik boyunca soketlenmiştir. Kazığın uç taşıma kapasitesi, Az Çakıllı Siltli Kum (SM) tabakasının özellikleri kullanılarak hesaplanmıştır. Kazık gömülü uzunluğu boyunca, -5.0 m ile -12.0 m derinlikleri arasında yer alan Düşük Plastisiteli Kil (CL) tabakası ile -16.5 m ile -24.0 m derinlikleri arasında yer alan Yüksek Plastisiteli Kil (CH) tabakası boyunca da gövde taşıma kapasitesi hesaplanmıştır. Hesaplamalarda kullanılan parametreler ve değerleri aşağıda özetlenmiştir.

SM tabakası için:	$\phi' = 39^\circ$	$c = 0$	$\gamma = 1.77$ t/m ³
CL tabakası için:	$\phi = 0^\circ$	$c_u = 51$ kPa	$\gamma = 1.90$ t/m ³
CH tabakası için:	$\phi = 0^\circ$	$c_u = 48$ kPa	$\gamma = 1.91$ t/m ³

$\phi' = 39^\circ$ için N_q taşıma gücü katsayısı $N_q = 70.6$ olarak alınmıştır [33]. $c_{u-CL} = 51$ kPa ve $c_{u-CH} = 48$ kPa olup her iki kil tabakası için de kullanılacak olan $c_{u-ort.} = 50$ kPa olarak seçilmiştir. $c_u = 50$ kPa için adhezyon katsayısı $\alpha = 0.67$ olarak elde edilmiştir [32]. Hesaplanan uç ve gövde taşıma kapasitelerinin uygun güvenlik katsayısı değeri ile bölünmesi sonucu tasarım yükü değeri bulunmuş ve tasarım yükünün $V_{\max} \cong 160$ t ile oranlanması sonucu güvenlik katsayısı değeri 3.52 olarak elde edilmiştir.

Kazık ucu 4.0 m kalınlığındaki Az Çakıllı Siltli Kum (SM) tabakası içerisinde 2.5 m. soketlenmiş olup bu tabakanın devamında da İyi Derecelenmiş Çakıl (GW) tabakası yer almaktadır. Her iki tabaka için de ortalama darbe sayısı değeri $N_{30-ortalama} = 50$ dir. Kazık ucunun bastığı sıkı kum ve çakıl tabakalarının özellikleri ve üst yapıya etkiyen yükler göz önüne alındığında kazık grubunda önemli sayılabilecek bir oturma değeri beklenmemektedir.

Bununla birlikte; kazık grubunun ani oturması Burland ve Burbidge (1985) tarafından önerilen SPT N darbe sayısı değerlerine bağlı olarak geliştirilmiş deneysel ilişki kullanılarak da hesaplanmıştır. Oturma hesabı yapılırken zemin yüzeyinden itibaren -25.67 m'ye oturan eşdeğer radye temel göz önüne alınmıştır. Bu durumda eşdeğer radye temel altında yer alan sıkışabilir tabaka kalınlığı yaklaşık olarak 4.5 m.'dir. Sıkışabilir tabaka kalınlığı boyunca ortalama darbe sayısı ise $N_{30-ortalama} = 50$ 'dir. Bu yaklaşıma göre kazık grubunun ani oturma miktarının 5.2 mm ile 11.2 mm arasında olacağı tahmin edilmiştir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, endüstriyel bir kule yapısı, uygulama örneği olarak seçilerek yapının temel tasarımı incelenmiştir.

Öncelikle; inşaat sahasında gerçekleştirilmiş olan arazi çalışmaları (sondaj çalışmaları), arazi deneylerine (standart penetrasyon deneyi ve presiyometre deneyi) ait sonuçlar ve arazi çalışmaları sırasında alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmiş laboratuvar deney sonuçları kullanılarak idealize zemin profili oluşturulmuş ve zemin tabakalarının taşıma gücü ve oturma hesaplarında kullanılacak geoteknik parametrelerine ait değerler tanımlanmıştır. Yapıya etkiyecek statik yükler ve deprem yükü etkileri ile rüzgâr yükü değerleri elde edilmiştir.

Radye temel için taşıma gücü ve oturma hesapları yapılarak taşıma gücü ve oturma kriterlerini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir. Eksantrik yüklemeye maruz söz konusu yapı temeli altında meydana gelen maksimum taban basıncı değerinin, izin verilen taşıma gücü değerinden yüksek olduğu ve bu nedenle de mevcut radye temel ile taşıma gücü kriterinin sağlanmadığı görülmüştür. Radye temelin merkezi altında ve köşesi altında, kil tabakalarında ani oturma ve konsolidasyon oturmaları hesaplanmıştır. Elde edilen toplam oturma ve farklı oturma değerleri yüzeysel radye temel için izin verilen sınırların üstündedir. Bu sonuç, radye temel ile mevcut yükleme ve zemin koşullarında, oturma kriterlerinin de sağlanmadığını göstermektedir.

Söz konusu yapı temel sistemi olarak $D = 1.0$ m çapında ve $L = 24.0$ m uzunluğunda 6×6 diziliminde 36 adet kazıktan oluşan kazıklı radye temel tasarlanmıştır. Kazıklı radye temel tasarımı için, tek kazık düşey yük taşıma kapasitesi ve tek kazık yatay yük taşıma kapasitesi hesaplanmış olup sonrasında kazık grubunun taşıma gücü değerlendirilmiş ve oturma analizi yapılmıştır. Kazığın, gelen yatay yükler karşısında yanıl yöndeki sapma veya ötelenme miktarının izin verilebilir sınırları içerisinde kaldığı gösterilmiştir.

Elde edilen sonuçlar; seçilen kazık çapı, kazık gömülü uzunluğu, oluşturulan kazık grubu ve kazıkların yükü zemine transfer biçimleri ile mevcut yükleme ve zemin koşullarında hem taşıma gücü hem de oturmalar açısından uygun bir temel tasarımı yapıldığını göstermektedir.

KAYNAKLAR

1. Birand, A. (2006), “Yüzeysel Temeller”, Teknik Yayınevi, Ankara.
2. Türk Standartı-TS 498/Kasım 1997: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri.
3. Topçu, A. (2017), “Betonarme Ders Notları”, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir.



4. Shioi, Y. ve Fukui, J. (1982), “Application of N-Value to Design of Foundation in Japan”, 2nd ESOPT, Vol. 1, 40-93.
5. Stroud, M.A. (1974). “The standard penetration test in insensitive clays and soft rock”, Proceedings of European Symposium on Penetration Resistance, National Swedish Institute for Building Research, Stockholm, Sweden, 2.2, 367-375, 1974.
6. Sivrikaya, O. ve Toğrol, E. (2007), “Türkiye’de SPT-N Değeri ile İnce Daneli Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti arasındaki İlişkiler”, İMO Teknik Dergi, 2007, 4229-4246.
7. Hansen, J.B. (1970), “A revised and Extended Formula for Bearing Capacity”, Geoteknik Institut, The danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 28.
8. Murty, V.N.S. (1998), “Geotechnical Engineering Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering”, Marcel Dekker, Inc., U.S.A.
9. Bowles, J.E. (1997), “Foundation Analysis and Design”, Fifth Edition, McGraw-Hill Companies, Inc.
10. Tomlinson, M.J. (1994), “Pile design and construction practice”, fourth edition, E&FN Spon.
11. Broms, B. (1964), “The lateral resistance of piles in cohesive soils”, Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM2, March, pp. 27–63.
12. Broms, B. (1964), “The lateral resistance of piles in cohesionless soils”, Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM3, May, pp.123–56.
13. Coduto, D.P., Yeung, M.R. ve Kitch, W.A. (1994), “Geotechnical Engineering Principles and Practices”, Second Edition. Pearson.
14. Burland, J.B. ve Burbidge, M.C. (1985), “Settlement of foundations on sand and gravel”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 78 (1), pp. 1325–37.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

TÜNEL İNŞAATLARI SONRASINDA RADYE TEMELLERİN OTURMASI

MAT FOUNDATION SETTLEMENTS IN PRESENCE OF TUNNELS

Cansu GÜNDAY¹

Salih DEMİRCİ²

Berna UNUTMAZ³

ABSTRACT

Construction of underground structures are increasing proportional to increase in population of cities. These constructions affect the response of the foundations above them inevitably. As a result, the settlement of a raft foundation can become important after the excavation of the tunnel. The aim of this paper is to investigate the effect of underground circular tunnels on surface settlements of mat foundations. For this purpose, an intensive numerical analyses scheme which includes three-dimensional, finite difference based analyses on generic soil, tunnel and foundation combinations has been performed. The effect of tunnel diameters, depth of tunnel center, soil rigidity, clearance depth and horizontal location with respect to the raft foundation are analyzed in detail. The results are investigated in terms of settlement difference, i.e. the difference in settlement of the raft foundations after and before the excavation of the tunnel. As a result, it was concluded out that, the soil rigidity, the tunnel depth and the tunnel diameter are among the important parameters in settlement difference values. However, the most important parameter that affects the settlement pattern is found to be horizontal location of the tunnel with respect to the foundation.

Keywords: mat foundation; tunnel; surface settlement; finite difference; 3D numerical modeling.

ÖZET

Yeraltı yapılarının inşası, şehir nüfusunun artmasıyla orantılı olarak artmaktadır. Bu yapılar, üstlerindeki temellerin tepkisini kaçınılmaz olarak etkilemektedir. Tünel inşaatları sonrasında, yer yüzeyinde bulunan radye temellerde görülen oturmalar önemli olabilir. Bu çalışmanın amacı, yeraltı dairesel tünellerinin mat temellerin oturmaları üzerindeki etkisini araştırmaktır. Bu amaçla, genel zemin, tünel ve temel kombinasyonları üzerinde üç boyutlu, sonlu farklar analizleri içeren yoğun bir sayısal analiz programı gerçekleştirilmiştir. Tünel çaplarının, tünel merkezinin derinliğinin, toprak rijitliğinin,

¹ Yüksek Lisans Öğrencisi, Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, cansu.gunday@gmail.com

² Yüksek Lisans Öğrencisi, Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, salihdemmm@gmail.com

³ Doç. Dr. Öğretim Üyesi, Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, berna.unutmaz@hacettepe.edu.tr

boşluk derinliğinin ve tünelin radye temele göre yatay konumun etkisi ayrıntılı olarak incelenmiştir. Sonuçlar, oturma farkları, yani tünelin kazılmasından önce ve sonra radye temellerin oturmalarındaki farklar bakımından incelenmiştir. Sonuç olarak, toprak rijitliği, tünel derinliği ve tünel çapının oturma farkı değerlerinde önemli parametreler arasında olduğu sonucuna varılmıştır. Bununla birlikte, radye temel oturmalarını etkileyen en önemli parametrenin, temele göre tünelin yatay konumu olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: radye temeller; tüneller; yüzey oturması; sonlu farklar; 3B sayısal modelleme

1. GİRİŞ

Son yıllardaki nüfus artışı, yer altı yapılarını gerekli kılmaktadır. Özellikle nüfus yoğunluğunun yüksek olduğu kentsel alanlarda, yeraltı yapılarının gerekliliği kaçınılmaz hale gelmiştir. Metro tünelleri, şehir merkezlerinde yer altı yapılarının en yaygın örneklerinden biridir. Tüneller birbirine çok yakın ve genellikle çok sığ derinliklerde inşa edilmektedir. Türkiye’de ve çoğu gelişmiş ülkede olduğu gibi, yaygın temel tipinin radye olduğu düşünüldüğünde tünellerin bu tip temellere olan etkileri mutlaka araştırılmalıdır. Metro tünellerinin inşaatı kaçınılmaz olduğundan, bu yapıların mevcut üstyapılar üzerindeki etkileri detaylı bir şekilde incelenmelidir. Genel olarak, bitişik yapıların bulunması ve alan sınırlamalarından ötürü şehir merkezlerinde aç-kapa (CC) sistemleri ve Yeni Avustralya Tünel Yapım Yöntemi (NATM) tercih edilmemektedir. Aynı zamanda, bir CC tipi tüneli yapmak için, çalışılacak tüm alanın insan, araç vb. ulaşımına kapalı olması gerekmektedir ki bu durum şehir merkezlerinde neredeyse imkansızdır. Bu nedenle, şehir merkezlerindeki tüneller genellikle TBM (Tunnel Boring Machine) adı verilen makineler kullanılarak kazılmaktadır. Tünel kazısından sonra radye temellerin davranışını etkileyebilecek çeşitli parametreler vardır. Bu çalışmada tüm faktörler dikkate alınarak en önemlileri arasından; zemin rijitliği, tünel çapı, tünel derinliği ve tünel ile temel merkezleri arasındaki yatay mesafe parametre olarak seçilmiştir. Aşağıdaki paragrafta ele alınacak ve tüneller ile yapılar arasındaki etkileşimi bulmayı amaçlayan birçok çalışma olmasına rağmen, konunun daha fazla araştırılması gerekmektedir.

Tünel kazılarının zemin yüzeyindeki yerleşimler üzerindeki etkileri çeşitli araştırmacılar tarafından sayısal ve deneysel olarak araştırılmıştır (örneğin, Wood 1975, Mroueh ve Shahrour 2002-2003, Liu ve diğ. 2009, Fattah ve diğ. 2011, Talebinejad ve diğ. 2015, Chakeri ve diğ. 2015, ElMouchi ve diğ. 2018, vb.).

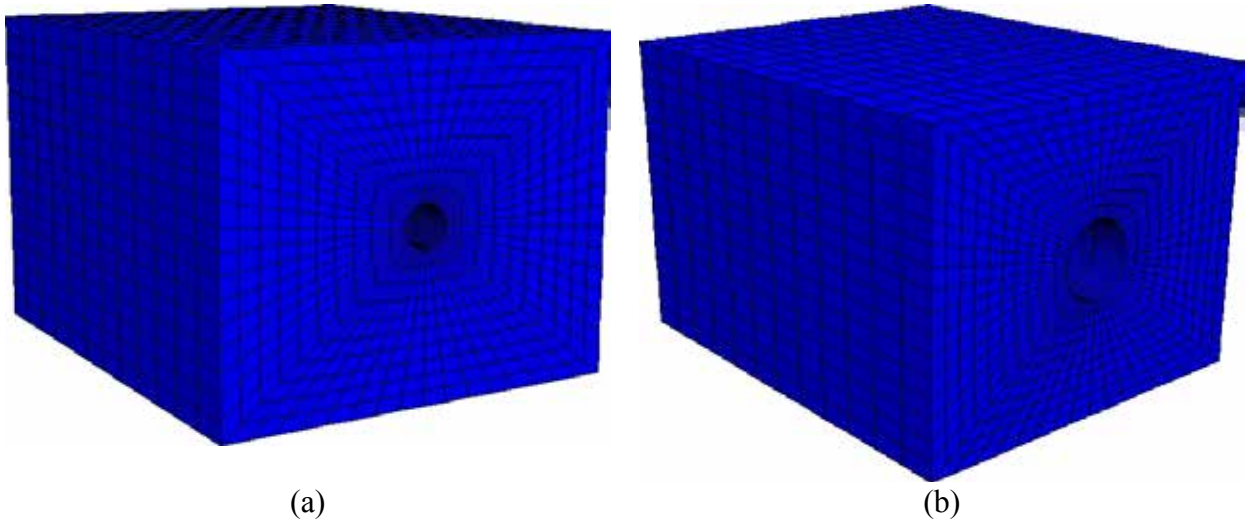
Mroueh ve Shahrour (2002) elasto-plastik üç boyutlu sonlu elemanlar modellemesi gerçekleştirmiş ve tünel kazılarının bitişik kazıklarda ekstra önemli iç kuvvetler oluşturduğu sonucuna varmıştır. Netzel (2004), farklı yaklaşımlar ve saha gözlemleri arasında karşılaştırmalar yapmış ve üç TBM projesinin saha verilerinin ampirik ve analitik yöntemlerle uygun bir şekilde uyduğu sonucuna varmıştır. Liu ve diğ. (2009), elasto-plastik malzeme modelleriyle birleştirilmiş üç boyutlu (3B) bir sonlu elemanlar yöntemi kullanarak dik kesişen tüneller arasındaki etkileşimleri araştırmıştır ve mevcut tünellerin duraylılığı için tünel yerleşimine ve inşaat düzenine bağlı olarak belli bölgelerde ek kaplamalara ihtiyaç duyulacağı sonucuna varmışlardır. Fattah ve diğ. (2011) analitik çözümleri nümerik metotlarla karşılaştırmış ve sonlu elemanlar yönteminin oturma mertebelerini yüksek tahmin ettiği sonucuna varmıştır. Talebinejad ve diğ., (2014) ile

Chakeri ve diğ., (2015) ikiz tünellerin yüzey ve yeraltı oturmalarına etkilerini araştırmış ve amprik ve nümerik metotlardan bulduğu sonuçları karşılaştırmıştır. İki tünel arasındaki mesafenin ve fay kalınlığının önemli parametreler olduğu sonucuna varmışlardır. Ayrıca, ilgili araştırmacılar kazıya başlamadan önce farklı yapı üyeleri (tünel, kazık, radye vb.) arasındaki etkileşimi görebilmek açısından nümerik modellemenin ne kadar önemli olduğunu tekrar hatırlatmışlardır. ElMouchi ve diğ. (2018) TBM ile tünel açma uygulamasının radye temel performansındaki etkilerini araştırmış olup tünel ilerleme aşamasının etkilerine dikkat çekmiştir. Aynı zamanda yine aynı araştırmacılar tarafından tünel çapı, tünel kaplaması, tünel merkezi ile radye merkezi arasındaki yatay açıklık, radye temel eğikliği ve temel kalınlığının etkilerini değerlendirmek amacıyla parametrik çalışmalar yürütülmüştür.

Bu çalışmanın temel amacı zemin rijitliği, tünel çapı, tünel derinliği vb. belli başlı parametreler ışığında radye temeller ile tünellerin etkileşimini araştırmaktır. Bu amaçla, değişken zemin, tünel ve geometri koşullarında birtakım üç boyutlu (3D) sonlu elemanlar analizleri yapılmış olup sonuçlar karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

2. SONLU FARKLAR MODELİ

Çalışma kapsamında, tünel kazısı sonrası yüzeyde konumlanmış bir radye temelin tepkisini inceleyebilmek için FLAC-3D (Itasca, 1997) yazılımı kullanılarak üç boyutlu bir dizi sonlu farklar analizleri yapılmıştır. Bu analizler 3 farklı rijitliğe sahip kohezyonsuz zemin (gevşek, orta sıkı, sıkı), 2 farklı çap ($D=5.0m$ ve $D=10.0m$) ve 3 farklı derinlik ($z=5.0m$, $z=10.0m$ ve $z=20.0m$) değerleri dikkate alınarak yürütülmüştür. Radye temeller i) yüzeyde, ii) yüzeyden 2.5m derinde olacak şekilde $10m \times 20m$ kabuk (Shell) eleman olarak modellenmiştir. Üstyapıdan iletilecek yükler direk olarak radye temel üzerine etki ettirilmiştir. Nümerik analizlerde başlangıç durumu için hiçbir yapının zemin içinde/üzerinde olmadığı düşünülerek analiz yapılmıştır. İkinci olarak, yapı yükleri ile birlikte radye temel kabuk eleman olarak modellenmiştir. Son olarak ise temel altında tünel kazısı yapılmıştır. Analizlerde kullanılan tipik ağlar Şekil 1’de sunulmaktadır.



Şekil 1. Sonlu fark analizlerinde kullanılan tipik ağlar

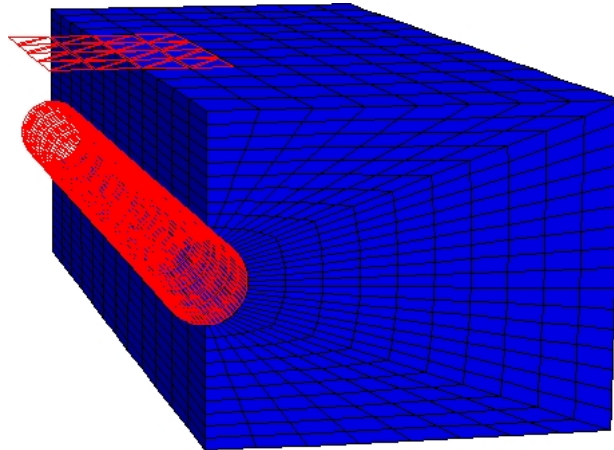
a) $z=5 - D=20$, b) $z=10 - D=20$

Modeller x-yönünde yaklaşık 50m, y-yönünde yaklaşık 60m ve z-yönünde 25m (derinlik) boyutlara sahiptir. Tünel y-yönünde kazılmış olup radye temel ise x-yönünde 10m y-yönünde 20m olarak yerleştirilmiştir. Verilen değerler farklı tünel boyutları için farklılık gösterebilmekte olup verilen aralıklardadır. Modellemelerde Mohr-Coulomb zemin modeli seçilmiştir. Birimler farklı rijitliklere sahip (gevşek, orta sıkı, sıkı) temiz kohezyonsuz zeminler olarak tanımlanmıştır. Analizlerde kullanılan birimlere ait parametreler Tablo 1’de sunulmaktadır. Bu tabloda da görüleceği üzere, malzeme özelliklerinde sayısal instabiliteye yol açmaması için 5 kPa değerinde bir kohezyon tanımlanmıştır.

Tablo 1. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri

Zemin Tipi	Hacimsel Modül (kPa)	Kesme Modülü (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı (°)	Kohezyon (kPa)
Gevşek Kum	12500	6000	30	5
Orta Sıkı Kum	29200	13500	32	5
Sıkı Kum	50000	23000	35	5

Temel 10mx20m boyutlarına sahip bir radye olarak modellenmiştir. Temel kalınlığı $t=1.0m$ olarak alınmıştır. Temeller yüzeyde konumlandırılarak analiz edilmiştir. Temelerde ve tünel kaplamalarında elastisite modülü 38.5MPa, Poisson oranı 0.25 olan elastik bir malzeme kullanılmıştır. Analizlerde tünel çapları 5m ve 10m olarak alınmıştır. Radye temeller nümerik modelin ortasına yerleştirilmiştir. Tüneler yüzeyden itibaren 5m, 10m ve 20m derinliklerde bulunmaktadır. Yürütülen analizlerden birine ait temel ve tünel lokasyonları Şekil 2’de sunulmaktadır. Çoğu analizlerde tünel ve temelin merkez çizgileri çakışmaktadır. Ancak, bir analizde tünel yerleşimindeki farklılığın temeldeki etkisini görebilmek adına tünel yapısı, temelin kenar çizgisi hizasında konumlandırılmıştır.



Şekil 2. D=5m ve z=10m durumu için radye temel ile tünelin yerleşimi

Şekil 2’de radye ve tünelin konumunun rahatça görülebilmesi için yalnızca zemin modelinin yarısı sunulmaktadır. Kırmızı elemanlar yapısal kabuk elemanları (radye temel ve tünel) temsil etmektedir.

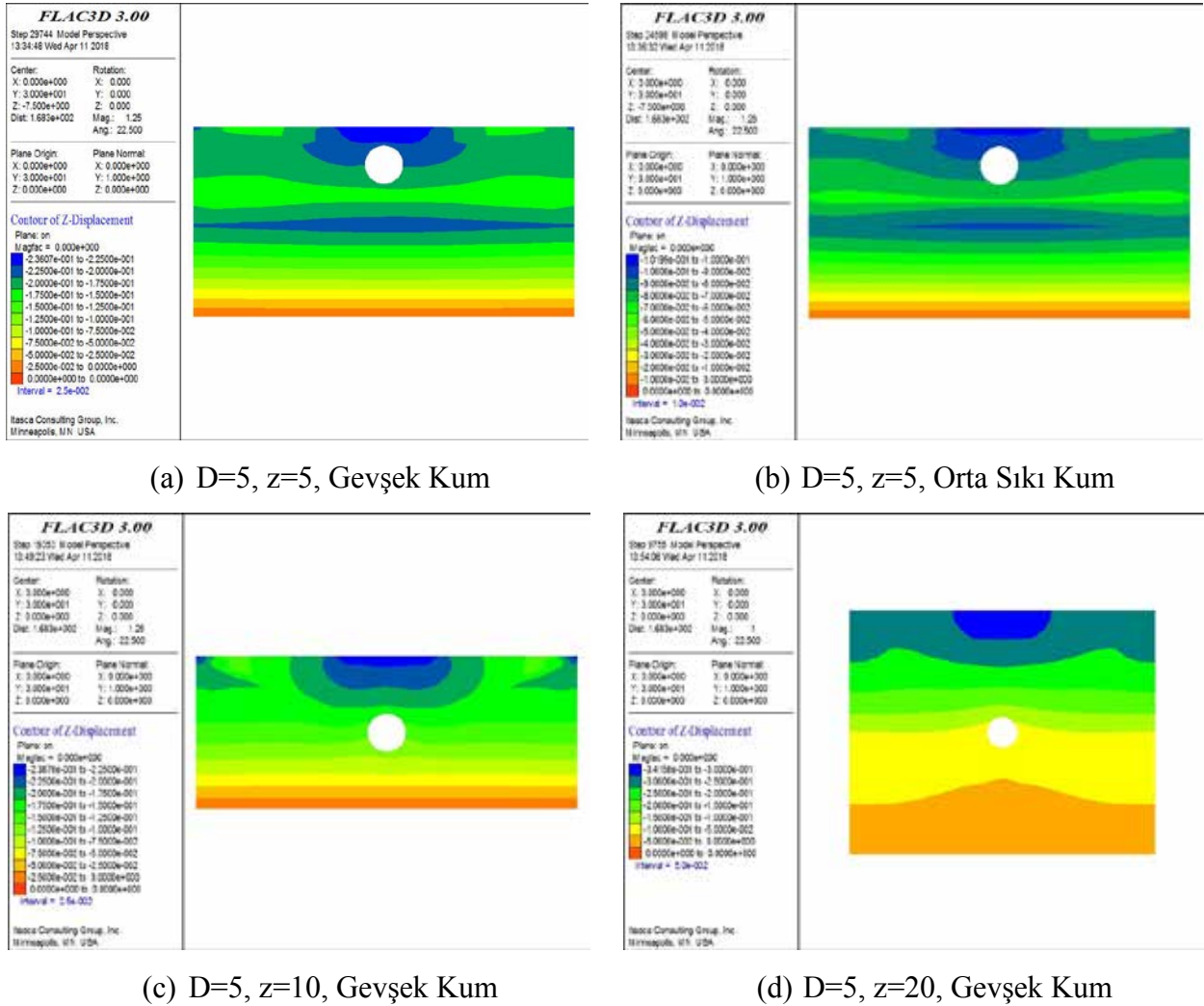
3. SAYISAL MODELLEME

3.1. 3D Modelleme

Bu çalışma kapsamında farklı durumlara ait araştırmalar yapılmıştır. Yapılan analizler için seçilen en önemli parametreler aşağıda sunulmaktadır. i) Zemin rijitliği, ii) Tünel çapı, iii) tünel derinliği ve iv) temele göre tünelin yatay konumu. Bu çalışma kapsamında farklı tünel çapı, tünel ve temel derinliği ile farklı rijitlikteki zeminleri kapsayan 21 ayrı analiz gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçları aşağıdaki bölümde detaylıca sunulmaktadır.

3.2. Sayısal Analizlerden Elde Edilen Sonuçlar

Daha önce bahsedildiği gibi, radye temellerin oturması bu çalışmada değerlendirilen ana konudur. Bu nedenle, radye temellerin merkezinde gerçekleşmesi beklenen oturma mertebelerini gösteren kontür çizgileri Şekil 3'te sunulmaktadır.



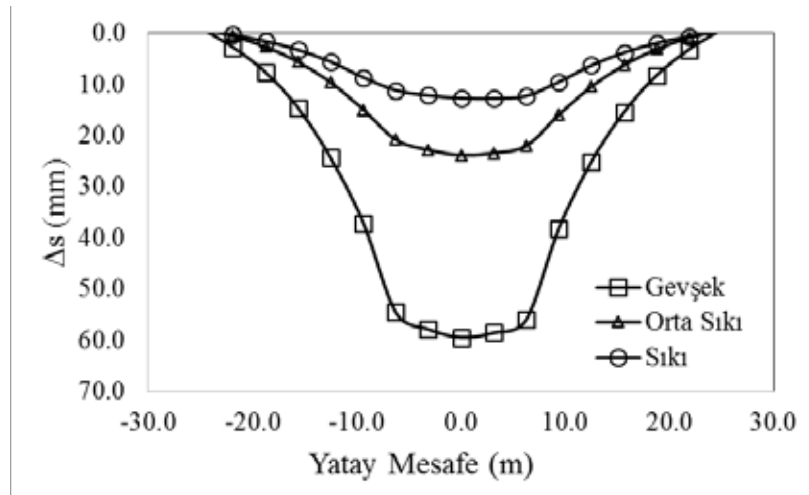
Şekil 3. Farklı Durumlar için Oturma Kontürleri

Yukarıdaki şekillerden görüldüğü gibi tüneller, oturma eğrileri üzerinde az oranda da olsa etkilidir. Maksimum oturma değeri beklenildiği gibi merkez çizgisi üzerinde elde edilmiştir. Nümerik analiz sonuçlarına göre, gevşek kumlarda, tünel kazısı öncesi oturma

değeri 20cm iken, bu değer kazı sonrası 25cm mertebelerine ulaşmaktadır. Buna karşılık, orta sıkı kumlarda bu değerler sırasıyla 9cm ve 11cm olarak elde edilmiştir. Sıkı kumlar için bu çalışma kapsamında yürütülen analizlerde kazı öncesi ve sonrası oturma mertebeleri için yakın sonuçlar elde edilmiştir.

3.3. Zemin Rijitliğinin Etkisi

Nümerik analizler, gevşek, orta sıkı ve sıkı olmak üzere 3 farklı rijitlikteki zemin için tekrarlanmıştır. Beklenildiği üzere zemin rijitliğinin artmasına bağlı olarak temellerdeki oturma değeri azalmaktadır. Bu çalışmada karşılaştırılan temel parametre tünel kazısı öncesi ve sonrası oturma farkı (Δs) olarak seçilmiştir. Eğer oturma farkını tünel olması ve olmaması durumu için düşünecek olursak, bu fark da artan zemin rijitliği ile azalacaktır. Şekil 4 zemin rijitliğinin oturma farkına etkisini göstermektedir.

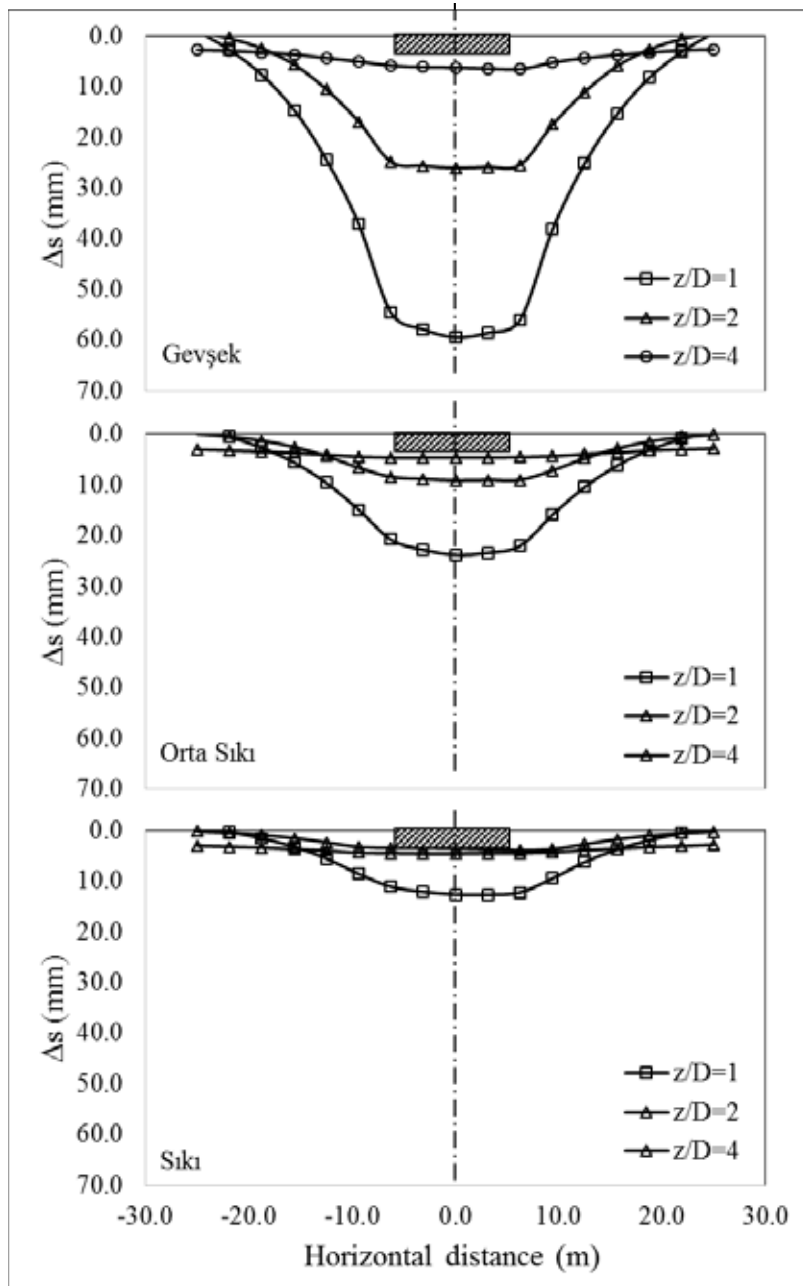


Şekil 4. Zemin rijitliğinin oturmaya etkisi

Şekil 4, tünel çapı $d=5.0m$ ve derinliği $z=5.0m$ olan durum için elde edilen eğrileri göstermektedir. Grafiğin üst kısmında verilen taralı alan yaklaşık temel yerleşimini temsil etmektedir. Temelin merkezi ile tünel merkezi çakışacak şekilde bir model seçilmiştir. 'x' aksı x-yönündeki yatay mesafeyi, '0' ise hem temelin hem de tünelin merkezini göstermektedir. Verilen şekilden de anlaşılacağı üzere oturma farkı rijitleşen zeminle birlikte azalmaktadır. Bu durum oturmaların zemin rijitliğinin artması ile azalmasına benzer bir davranıştır. Diğer analiz durumları için de davranışın çok benzer gözlenmesi nedeniyle tüm sonuçlar bu bölümde sunulmamıştır.

3.4. Tünel Derinliğinin Etkisi

Beklenildiği üzere tünel derinliğindeki değişimler de temel oturmalarını etkilemektedir. Bu etkiyi araştırmak adına değişik derinliklerde modellenen tünellerle analizler yürütülmüştür. Tünel derinlikleri 5m, 10m ve 20m olarak seçilmiştir. Bu derinlikler, tünel çapları ile normalize edilerek değerlendirilmeye çalışılmıştır. 5 m çapındaki bir tünel için, derinlik-tünel çapı oranı (z/D) sırasıyla 1, 2 ve 4 değerlerine denk gelmektedir. Seçilen derinlikler yüzeyden itibaren tünel merkezine kadar olan mesafelerdir. Derinlik oranı arttıkça tünelin yüzey oturmalarına etkisi azalmaktadır. Farklı rijitlikteki zeminlerde tünel derinliğinin oturmalara etkileri Şekil 5'te sunulmaktadır.



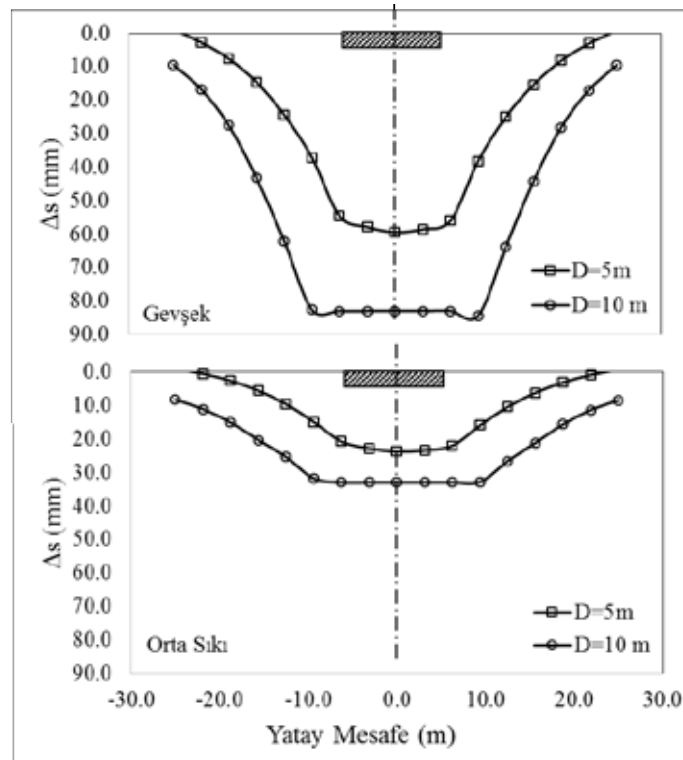
Şekil 5. Tünel Derinliğinin Oturmalara Etkisi

Şekil 5’te görüldüğü üzere, tünel derinliği arttıkça etkisi tüm zemin tiplerinde azalmaktadır. $z/D=4$ olan durumda zeminin rijitliği ne olursa olsun tünel etkisi yok denecek kadar az gözlenmiştir. Şekil 5 ayrıca zemin rijitliğinin oturmalara etkisini de göstermektedir. Zemin sıklığı arttıkça oturmalar azalmakta ve buna bağlı olarak oturma farkları (Δs) da düşmektedir.

3.5. Tünel Çapının Etkisi

Tünel çapı, tünel inşaatındaki önemli parametrelerden biridir. Tünel çapındaki değişiklikler yalnızca oluşacak aksel yükleri ve momentleri etkilemekle kalmayıp tünel üzerindeki zeminin tepkisini de ciddi oranda etkilemektedir. Yapısal yükler bu çalışmanın kapsamında

olmadığından bu raporda sunulmamıştır. Tünel çapının radye temel oturması üzerindeki etkisi Şekil 6'de sunulmaktadır.

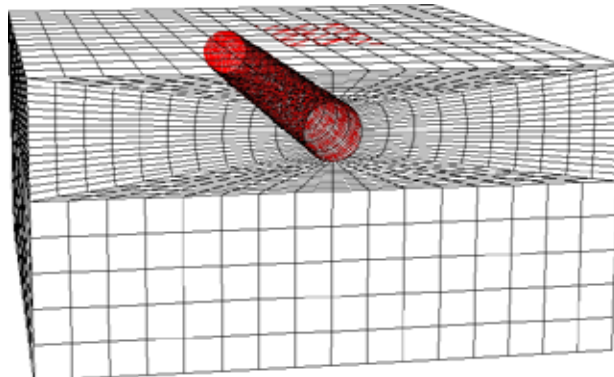


Şekil 6. Tünel Çapının Oturmaya Etkisi

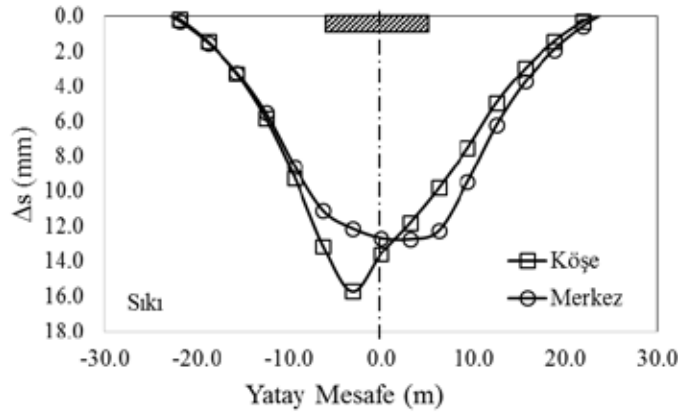
Şekil 6'ya göre, tünel çapı arttıkça temel oturmaları artmaktadır. Sıkı kumlar için de aynı durum gözlenmiştir.

3.6. Tünel Yerleşiminin Etkisi

Bu bölüme kadar anlatılan tüm durumlar için tünel temelini uzun kenarına paralel şekilde ve tünel ile temelini merkez çizgisi birbiriyle çakışacak şekilde yerleştirilmiştir. Tünel yerleşiminin etkisini görmek için tünelin merkez çizgisi temelini kenarıyla çakışacak doğrultuda modelleme yapılmıştır (Şekil 7). İlgili analize ait sonuçlar Şekil 8'de sunulmaktadır.



Şekil 7. Tünel Yerleşim Etkisinin Araştırıldığı Geometrik Model



Şekil 8. Tünel Yerleşiminin Oturmaya Etkisi

Şekil 8’de sunulan grafikler incelendiğinde, yüzeysel oturmalar düşünüldüğünde tünel yerleşiminin en önemli parametreler arasında yer aldığı ortaya çıkmaktadır. En yüksek oturma değeri, tünel tarafında yani radye temel in sol tarafında gözlenmiştir. Artık model simetrik olmadığı için oturma eğrisi de temel in merkez çizgisine göre simetrik değildir. Maksimum oturma mertebesindeki artışın nedeni büyük olasılıkla simetrik olmayan durumda temelde oluşan ek kuvvet ve momentler olarak düşünülmektedir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında tünel kazılarının radye temel davranışına etkisi araştırılmaktadır. Bu amaçla farklı zemin, tünel ve radye parametreleri ile 3D sonlu farklar yöntemi kullanılarak analizler yapılmıştır. Çalışma kapsamında belirlenen ana parametreler zemin rijitliği, tünel derinliği, tünel ile radye temel arası yatay mesafe olarak belirlenmiştir. Sonuçlar, tünel kazısı sonrası radye temellerde oluşması beklenen oturma mertebeleri cinsinden karşılaştırılmıştır. Karşılaştırılan ana parametre tünel kazısı öncesi ve sonrası oturma farkı, Δs , olarak belirlenmiştir. Sonlu farklar yöntemiyle yapılan analizler neticesinde elde edilen sonuçlar kullanılarak radye temellerde gözlenmesi beklenen oturma mertebeleri düşünüldüğünde, aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Radye temellerdeki oturmalarda olduğu gibi, zemin rijitliği ile oturma farkı, Δs , arasında ters bir ilişki vardır. Zemin rijitliği arttıkça Δs değeri azalmaktadır.
- Yukarıdaki maddeye benzer şekilde, tünel derinliği arttıkça tünel in radye temel üzerindeki etkisi azalmaktadır. Tünel derinleştikçe tüm zemin tipleri için tünel in etkisi azalmaktadır. $z/D=4$ ($z=20m$) için zemin ne kadar gevşek olursa olsun, tünel in etkisi yok denecek kadar azdır.
- Beklenildiği gibi, daha geniş kazılmış tüneller yüzeyde oluşacak oturmaları arttırmaktadır. Bu durum, tünel çapının daha düşük olduğu durum ile karşılaştırıldığında, nispeten daha yüksek Δs değerlerine neden olmaktadır.
- Radye temel in oturması ile ilgili en önemli parametrenin tünel ve temel in göreceli konumu olduğu ortaya çıkmıştır. Eğer tünel temel in kenar çizgisinin hemen altına konumlandırılırsa temel oturmasının hem büyüklüğü hem de yeri tamamen değişmektedir. Maksimum oturma mertebesindeki artışın nedeni büyük olasılıkla



simetrik olmayan durumda temelde oluşan ek kuvvet ve momentler olarak düşünülmektedir.

Yukarıda özetlendiği gibi, temel altında gerçekleştirilecek tünel kazısı sonrası radye temelin oturma davranışını etkileyen en önemli parametreler zemin rijitliğinin yanında tünelin konumlandırılması ve tünel çapıdır. Ancak bunun yanı sıra, başka önemli parametreler de olabileceği düşünülmektedir. Bunlardan bazıları, ince bir tabaka şeklinde farklı zemin koşulları, ikiz tüneller için tüneller arası mesafe, kesişen tüneller vb.dir. Statik ve ekonomik olarak optimum alternatifin seçilmesi öncesi, her durum için sahaya özgü 3D nümerik analizler yapılmalı ve şehir merkezlerinde yapılacak olan yeraltı yapılarının tasarımında bu analizlere ait sonuçlar dikkatlice değerlendirilmelidir.

KAYNAKLAR

- Chakeri H, Ozcelik Y, Ünver B. (2015). Investigation of ground surface settlement in twin tunnels driven with EPBM in urban area. Arab J Geosci (2015) 8:7655–7666.
- ElMouchi AM., Hassan AM, Amer MI (2018). Performance of an existing raft foundation rested on granular soils due to TBM tunneling process. Arabian Journal of Geosciences (2018) 11: 108.
- Fattah MY, Shlash KT, Salim NM (2011). Settlement trough due to tunneling in cohesive ground. Indian Geotec J, 41(2), 2011, 64-75.
- Itasca (1997) Itasca consulting Group, Inc. FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3Dimensions), Version 2.10-224.
- Liu HY, Small JC, Carter JP, Williams DJ (2009) Effects of tunnelling on existing support systems of perpendicularly crossing tunnels. Comput Geotech 36:880–894
- Mroueh H, Shahrour I (2002) Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunnelling and pile foundations. Int J Numer Anal Met 26:217–230.
- Mroueh H, Shahrour I (2003) A full 3-D finite element analysis of tunneling–adjacent structures interaction. J Comput Geotech 30:245–253.
[https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(02\)00047-2](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(02)00047-2)
- Netzel, H., "Empirical, Analytical Methods for Surface Settlement Prediction Due to TBM-Tunnelling in Dutch Soft Soil" (2004). International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 1.
<http://scholarsmine.mst.edu/icchge/5icchge/session10/1>
- Talebinejad A, Chakeri H, Moosavi M, Özçelik Y, Ünver B, Hindistan M.A (2015) Investigation of surface and subsurface displacements due to multiple tunnels excavation in urban area. Arab J Geosci. (2015) 8:7655–7666.
- Wood AM (1975) The circular tunnel in elastic ground. Geotechnique 25(1):115–127.
<https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.1.115>



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

THE SIMULATION OF A STATIC PILE LOAD TEST WITH USING THREE DIFFERENT SOIL MODELS IN 2D-FEM ANALYSIS

SAYISAL ANALİZ YÖNTEMİ İLE ÜÇ FARKLI ZEMİN MODELİNDE
STATİK KAZIK YÜKLEME DENEYİNİN ANALİZ EDİLMESİ

Fatih ÇELİK¹ Asena Nur TÜZEN²

ABSTRACT

In this study, a static pile load test was investigated so as to discuss the analysis and evaluate the pile foundation application that were designed for 18 floors residential project constructed in Kecioren-ANKARA by IKSA Engineering. The design load of a single pile was checked with respect to the results obtained from the static pile load test. A static pile load test was simulated with using 2D-FEM analysis and three common soil models for high plasticity clay (CH) under saturated soil condition and their results were compared with field test results. Plaxis-2D commercial software package program that is commonly used by geotechnical engineers in all over the world was used for this study. The selected soil models used for the analysis are Hardening Soil Model (HS model), Soft Soil Model (SS model) and Mohr Coulomb soil model (MC Model). In order to define the single pile in Plaxis-2D, axisymmetry was defined and suitable boundary conditions obtained from the literature were applied. The single pile element, whose diameter and length are 80 cm and 14 m respectively, was assumed as a soil profile and linear elastic material model was assigned to this profile. And also, this pile element was defined as non-porous material type. The incremental load was applied to this single pile step by step by increase of % 25 up to the design load (142 tons) and this load was again removed from the single pile stage by stage up to zero. And then, the incremental reload was applied to the pile up to 1,5 times of the design load and this load was removed from the pile again step by step up to zero. Therefore, real field loading conditions for static pile load test were modelled in 2D-FEM analysis. Comparing results that were obtained from the field and the numerical analysis showed that all results obtained from whole soil models are compatible to the field test results. However, the best results were observed for Soft soil model. It is also concluded that Hardening Soil Model presents accurate results for the cohesive soil. As a result that the ability of static pile load test modelling with 2D-FEM analysis were presented with comparison results in this study.

¹ Dr. Öğr. Üyesi, Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, fatihcelik@ohu.edu.tr

² İnşaat Mühendisi, Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, asenanutuzen@gmail.com

ÖZET

Keçiören-Ankara da İksa Mühendislik tarafından projelendirilen 18 katlı bir konut projesinin temel sistemi için tasarlanmış kazıklı temel projesinde, tekil kazık üzerinde yapılmış bir statik kazık yükleme deneyi bu çalışma kapsamında sayısal ortamda analiz edilmiş ve karşılaştırmalı sonuçlar detaylı olarak tartışılmıştır. Ayrıca, tekil kazığın tasarım yükü kazık yükleme deneyinden elde edilmiş tasarım yüküyle karşılaştırılmıştır. Devamında, suya doymuş yüksek plastisiteli bir kil zemin profili (CH) için, iki boyutlu bir sayısal analiz programı yardımıyla kazık yükleme deneyi simüle edilmiş ve elde edilen veriler gerçek deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Bu çalışma kapsamında geoteknik mühendisleri tarafından dünyada yaygın olarak kullanılan Plaxis-2D sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Yumuşak Zemin, Pekleşen Zemin ve Mohr Coulomb Zemin modelleri için kazık yükleme deneyi ayrı ayrı modellenmiştir. Sayısal ortamda tekil kazığı modellemek için eksenel simetri durumu kabul edilmiş ve sınır koşulları literatür dikkate alınarak tanımlanmıştır. Çap ve boyu sırasıyla 80 cm ve 14 metre olan kazık elemanı sayısal ortamda bir zemin profili gibi tanımlanmış ve lineer elastik zemin modeli, zemin profili olarak atanmıştır. Ayrıca bu kazık elemanı geçirimsiz malzeme tipi olarak tanımlanmıştır. Sayısal ortamda tanımlanmış bu tekil kazığa statik kazık yükleme deneyinde olduğu gibi aşamalı olarak % 25 oranında gerilme artışı tasarım yüküne (142 ton) kadar uygulanmış, ve devamında aynı oranda aşamalı olarak azaltılarak yük değeri sıfırlanmıştır. İlk durumdaki gibi aynı oranda kademeli yük artışıyla tasarım yükünün 1.5 katına kadar gerilme tekrar uygulanmış ve benzer yük oranında kademeli olarak tekrar sıfırlanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemiyle simüle edilmiş kazık yükleme deney sonuçları göstermiştir ki; üç farklı zemin modelinden elde edilmiş sonuçlar gerçek deney sonuçlarıyla yakından ilişkilidir. Özellikle yumuşak zemin modeliyle yapılmış analiz sonuçları diğer zemin modellerinden daha gerçeğe yakın sonuçlar vermiştir.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliği açısından inşa edilecek üst yapının zemine aktaracağı gerilmelerin güvenli bir şekilde zemin tarafından taşınması önem arz etmektedir. Aksi takdirde, üst yapıda dikkate değer kalıcı hasarlara neden olabileceği gibi, telafisi mümkün olmayan can ve mal kayıplarınada neden olabilecektir. Bu durumu engellemek için, geoteknik uzmanlar tarafından bir çok zemin iyileştirme yöntemleri geliştirilmiştir. Bir derin temel tipi olan kazıklı temeller bu zemin ıslah yöntemlerinden en yaygın kullanılanlarından biridir.

Üst yapıdan gelen yükü daha derindeki zeminlere aktarmak ve oturmaların istenen sınırlar içinde kalmasını sağlamak için derin temeller inşa edilir (Çelik, 2019). Kazıklı temellerin taşıma kapasitesinin hesaplanabilmesi için birçok yöntem geliştirilmiştir (Randolph ve Wroth, 1978; Poulos ve Davis, 1968; Fleming vd., 1992; Butterfield ve Banerjee, 1971; Tomlinson, 2001). Bu yöntemler genel itibarıyla; (1) Basit ampirik hesap yöntemleri (Randolph, 1994; Burland, 1995; Poulos ve Davis, 1980), (2) Karmaşık elastik teoriye bağlı analitik hesap yöntemleri (Poulos, 1994; Clancy ve Randolph, 1993) ve (3) karmaşık sayısal analiz ve sonlu elemanlar yöntemleri (Hain ve Lee, 1978; Chow ve Small, 2005; Small ve Poulos, 2007; Vásquez vd., 2006; Reul ve Randolph, 2004) olarak sıralanabilir. Kazıklı temellerin taşıma kapasitelerini kontrol etmek ve davranışlarının tasarım

aşamasındaki kabullerle uyum içerisinde olup olmadığını belirlemek amacıyla yapılan statik kazık yükleme deneyi, geoteknik projelerde yaygın olarak kullanılan, güvenilir bir deney yöntemidir (Düzceer, 2002). Statik kazık yükleme deneyi sonucuna göre yapılacak kazık taşıma kapasitesi hesabı, laboratuvar ve arazi deney sonuçlarından elde edilen zemin parametreleri kullanılarak yapılan taşıma gücü hesabına göre gerçeğe daha yakın, güvenli ve ekonomik olacaktır. Bir diğer deyişle, tasarımda daha düşük emniyet katsayıları kullanılarak, kazık boyunda ve sayısında önemli ölçüde ekonomik fayda sağlamak mümkün olacaktır (Düzceer, 2002). Statik kazık yükleme deneyi sonuçlarına göre literatürde sunulmuş birçok kazık taşıma kapasitesi hesabı mevcuttur (Fellenius, 1975; Hıranı ve Kulhawı, 1988; Kyfor, 1992). Literatürde bahsedilmiş yaygın olarak kullanılan bazı hesap yöntemleri; De Beer yöntemi, Teğet yöntemi, Mazurkiewicz yöntemi, Brinch-Hansen yöntemi, Butler-Hoy yöntemi, Fuller-Hoy yöntemi ve Corp of Engineers yöntemi olarak bilinmektedir (Çelik, 2019).

Yukarıda bahsedilmiş yöntemler yardımıyla statik kazık yükleme deneyi sonuçları kullanılarak, kazığın taşıma kapasitesi, kazığa göçme yükü uygulanmadan gerçeğe çok yakın bir şekilde hesaplanabilmektedir. Fakat kazık yükleme deneylerinin pahalı ve zor bir yöntem olması sebebiyle, projenin maliyetini etkilemektedir. Bu sebepten, statik kazık deneyinin karmaşık sonlu elemanlar yöntemiyle simüle edilerek modellenmesi ve kazık tasarımının bu yöntem dikkate alınarak yapılması proje maliyetini ciddi oranlarda azaltacağı ön görülmektedir (Çelik, 2019). Bu çalışmada, suya doygun yüksek plastisiteli bir kil zemin profili (CH) için, iki boyutlu bir sayısal analiz programı yardımıyla kazık yükleme deneyi simüle edilmiş ve elde edilen veriler gerçek deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

2. YÖNTEM VE METODOLOJİ

Bu çalışma kapsamında kullanılmış yöntem ve uygulanmış metodoloji sırasıyla alt başlıklar halinde aşağıda verilmiştir.

2.1. Arazi Şartları ve Geoteknik Değerlendirme

Bu çalışma kapsamında statik kazık yükleme deneyinin yapıldığı bölge, Ankara İli, Keçiören İlçesinde yapılmış olan 18 katlı bir konut projesi. Yapılan temel sondajlarda ve arazi çalışmaları sonucunda 0,50 metre derinliklere kadar bitkisel toprak, 0,50 metre derinliklerden itibaren 15,00-25,00 metre derinliklere kadar az çakıllı ve kumlu yüksek plastisiteli siltli killerden oluşan bir birime rastlanılmıştır. Çalışma alanında açılan temel sondajlarında yüzeyden 3 metre aşağı seviyelerde yeraltı suyu rastlanılmıştır.

Sahaya ait zeminlerin cinsi ve tabaka durumunun belirlenmesi için, 20 metre derinliğinde 4 adet, 25 metre derinliğinde 2 adet ve 15 metre derinliğinde 2 adet zemin sondajı yapılmıştır. Zemin etüt raporunda alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin emniyetli taşıma gücü hesaplanmış olup önerilen zemin emniyet gerilmesi değeri yaklaşık olarak $q_{emn} = 17 \text{ t/m}^2$ olarak belirlenmiştir. Hesaplamalar drenajlı durum göz önüne alınarak yapılmış ve drenajlı kayma dayanımı (S_u) değerinin ortalama olarak 110 kPa alınması gerektiği belirtilmiştir. Kohezyonlu zeminlerde inşaat sonrası durum taşıma gücü yönünden daha kritik olduğundan drenajlı durumda içsel sürtünme açısını hesaplar yapılarak $\phi_u = 25$ olarak alınması uygun görülmüştür. Suya

doğun killerde poisson oranı her ne kadar 0,45-0,50 değerleri arasında bulunsa da , sonlu elemanlarda geri yük çekme ve tekrar yükleme uygulamalarında poisson oranının 0,20 alınması önerilmektedir. Bu sebepten mevcut çalışma kapsamında statik kazık yükleme deneyi yük çekme ve tekrarlı yükleme aşamalarını içerdiğinden dolayı zeminin drenajsız poisson oranının (v_{ur}) 0,20 olarak alınması ön görülmüştür. Plaxis-2D sonlu elemanlar programıyla modellenmiş statik kazık yükleme deneyi kapsamında tanımlanmış zemin modelleri ve değişken parametreler Çizelge 1’de verilmiştir. İlgili zemin parametreleri bu iş kapsamında hazırlanmış zemin etüt raporlarından ve literatürdeki bazı yaklaşımlardan elde edilmiştir.

2.2. Statik Kazık Yükleme Deneyi

Statik kazık yükleme deneyi $\varnothing=80$ cm çapında ve $L=14$ metre uzunluğunda kazık üzerine maksimum yük olarak, proje tasarım yükü olan 142 ton değerinin 1,5 katı olan 213 ton uygulanmıştır. Deney için hazırlanmış kazığın üst kısmı kırılarak betonarme bir kılavuz başlık elde edilmiştir. Uygulanan her bir yük manometre okuyucu saatlerden okunarak belirlenmiştir. Eksenel yükler deney kazığına çekme kazıkları vasıtasıyla aktarılmıştır. Statik kazık yükleme deneyinde yük artırımı 2 aşamada yapılmıştır. İlk olarak 80 cm çapındaki kazık tasarım yükü olan 142 ton değerine kadar kademeli artırılmış ve her kademede 1 saat beklendikten sonra oturma değerleri okunmuştur. Aynı şekilde kademeli olarak yük kaldırılarak yükleme değeri sıfırlanmıştır. Devamında, yük yine kademeli olarak proje tasarım yükünün 1,5 katı olan 213 ton değerine kadar artırılmış ve kademeli olarak azaltılarak tekrar sıfırlanmıştır.

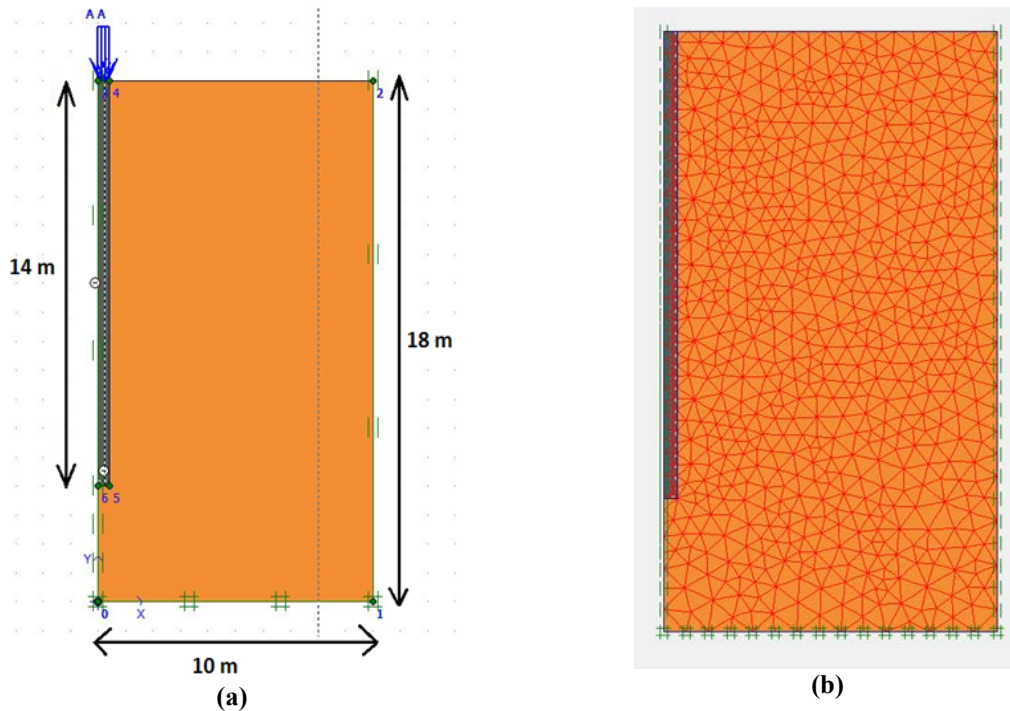
Çizelge 1. Bu çalışmada Plaxis-2D programında kullanılmış zemin modelleri ve parametreler

Zemin Parametreleri	Kil (CH)	Kil (CH)	Kil (CH)	Fore Kazık
Zemin Modelleri	Pekleşen Zemin	Mohr Coulomb	Yuymuşak Zemin	Lineer Elastik
Malzeme Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Geçirimsiz
γ , Kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	15,10	15,10	15,10	24,00
γ_{doy} , Kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	18,80	18,80	18,80	-
k_x (m/gün)	0,001	0,001	0,001	-
k_y (m/gün)	0,001	0,001	0,001	-
E_{ref} (kN/m^2)	-	1,0E+05	-	4,0E+07
E_{50} (kN/m^2)	1,0E+03	-	-	-
E_{oed} (kN/m^2)	1,0E+03	-	-	-
E_{ur} (kN/m^2)	3,0E+05	-	-	-
v_{ur} , Poizon oranı	0,20	0,20	0,20	0,18
Power (m)	0,50	0,00	0,00	-
c , Kohezyon (kPa)	110	110	110	-
\varnothing ($^\circ$), İçsel sürtünme açısı	25,00	25,00	25,00	-
Ψ (psi), Dilatasyon açısı	-	-	-	-
λ^* (Lamda*)	-	-	0,1128	-
κ^* (kappa*)	-	-	0,0298	-

2.3. Sayısal Analiz (Plaxis-2D)

Bu çalışma kapsamında, yerinde yapılmış statik kazık yükleme deneyi, dünyada geoteknik mühendisleri tarafından yaygın olarak kullanılan ticari bir sonlu elemanlar analiz programı olan Plaxis-2D paket programıyla modellenmiştir. Plaxis-2D, geoteknik uygulamaları için hazırlanmış, zemin davranışını zemin modelleri ile çözümlen bir sonlu elemanlar yazılımıdır (Çelik, 2019). Plaxis-2D yazılımında zemin modellenmesinde kullanılan birçok zemin davranışı yaklaşımı vardır.

Bu çalışma kapsamında modellenen deney sistemi, üç farklı zemin davranış modelinde uygulanmıştır. Seçilmiş zemin modelleri, Pekleşen Zemin Modeli, Yumuşak Zemin Modeli ve Mohr-Coulomb Zemin modelleridir. Statik kazık yükleme deney modeli için Plaxis-2D yazılımında modeller oluşturulmuştur. Bu modellerde temel bir yaklaşım olması açısından tek bir kazık oluşturulmuş ve üzerlerine düzgün yayılı yükleme yapılmıştır. Kazık simetrik bir eleman olduğu için modellemelerde simetri eksenini (eksenel simetri) özelliği kullanılarak kazığın tek tarafı modellenerek simetrik bir sistem tasarlanmıştır. Sayısal ortamda tanım uzayının sınırları yatay ekseninde yarıçapı kolon çapının 11 katından fazla olacak şekilde 10 metre, düşey ekseninde kolon boyundan itibaren kolon çapının 5 katı olarak (4 metre) belirlenmesi yeterli görülmüştür (Zmudzınski ve Motak, 1995). Analiz sonuçları belirlenmiş tanım uzayının sınırlarının yeterli olduğunu göstermiştir (Şekil 1a).

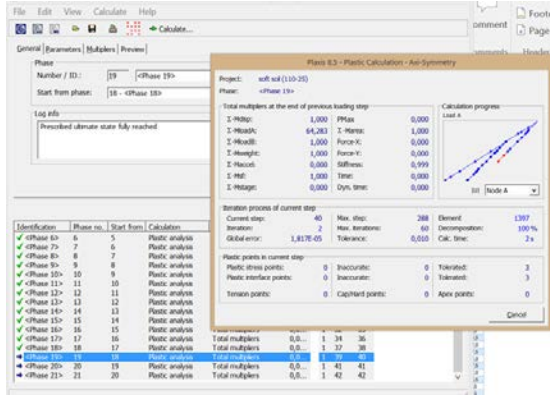


Şekil 1. (a) Sayısal ortamda tanım uzayının sınırları, (b) Üçgen sonlu elemanlar

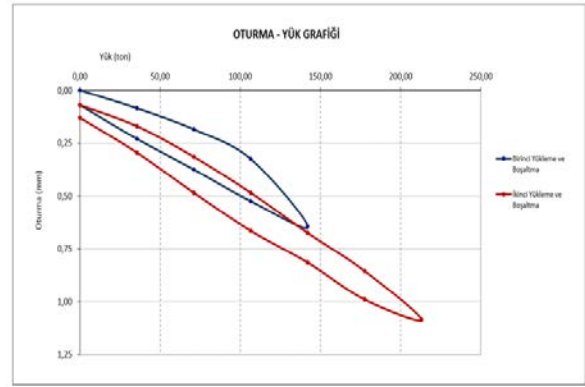
Plaxis-2D paket programı geoteknik uygulamaları için hazırlanmış zemin davranışını zemin modelleri ile taklit eden bir sonlu elemanlar yazılımıdır. Sonlu elemanlar yöntemini kullanan sayısal analiz yazılımları, oluşturulan modelleri sonlu sayıda parçaya böler ve bu parçaların birbiri ile etkileşimini hesaplayarak ana şeklin davranışını ortaya koyar. Bu nedenle tutarlı bir modelleme için parça sayısını ve boyutunu doğru belirlemek gerekmektedir. Parça sayısını arttırmak yani parça boyutunu küçültmek daha kesin

sonuçların ortaya çıkmasını sağlayacaktır (Çelik, 2019). Bu kapsamda, hazırlanmış modeller çok sıkı (very fine mesh) üçgen sonlu elemanlara bölünmüştür. Bu çalışma kapsamında hazırlanmış sonlu eleman modeli ve çok sıkı üçgen sonlu elemanlar Şekil 1b'de görülmektedir.

Kazık taşıma gücünün tahmini için oluşturulan Plaxis-2D yazılımı modelinde bir statik kazık yükleme deneyi taklit edilmeye çalışılmıştır. Buna göre hedeflenen taşıma gücü yükü kademe kademe yüklenmiştir. Yükleme kademeleri Plaxis-2D yazılımında Phase olarak adlandırılır ve her kademede yük katsayısı değiştirilerek yük değerleri değiştirilmiştir. Statik kazık yükleme deneyi Plaxis-2D modelinde ilk önce %25'lik artımlarla tasarım yüküne kadar (142 ton) yüklenmiş ve aynı oranda kademeli olarak azaltılarak tamamen kaldırılmıştır. Daha sonra tekrar tasarım yükünün %150'sine denk gelen yük değerine (tasarım yükünün 1,5 katı) ulaşılmış daha sonra bu yük yine %25'lik adımlarla kaldırılmıştır. Bu çalışma kapsamında yapılmış plaxis-2D hesaplama aşamaları ve statik kazık yükleme model Şekil 2a de açıkça görülmektedir. Bu çalışma kapsamında arazi deneyinde 2 kademeli olarak yükleme boşaltma yapılmıştır (Bkz. Şekil-2b).



(a)



(b)

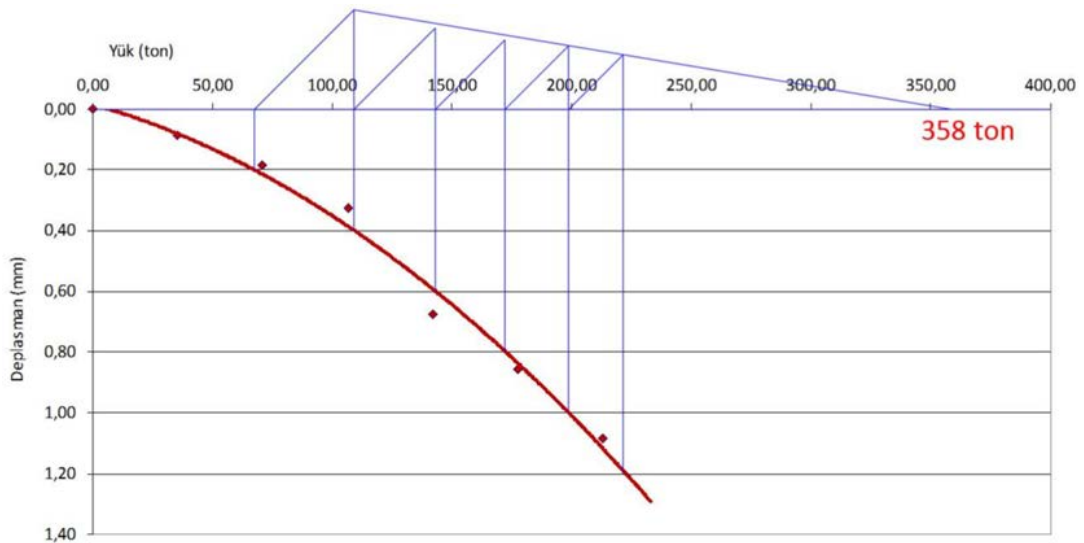
Şekil 2. (a) Plaxis-2D hesaplama aşamaları, (b) Statik kazık yükleme deneyi

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Mevcut proje kapsamında, arazide yerinde yapılmış statik kazık yükleme deneyi sonuçları Şekil 3'de verilmiştir. Deney sonucuna göre, 142 ton (tasarım yükü) yükleme sonucunda toplam oturma 0,65 mm olup, kalıcı oturma 0,07 mm olarak belirlenmiştir. Bu durumda oluşan elastik oturma 0,58 mm olarak ölçülmüştür. İkinci yükleme durumunda, proje tasarım yükünün 1,5 katı olan 213 ton yük için, toplam oturma 1,09 mm olup, kalıcı oturma 0,13 mm olarak belirlenmiştir. Aynı şekilde elastik deplasman ise 0,96 mm olarak ölçülmüştür. Şekil 3'de açıkça görüleceği üzere, Mazurkiewicz tarafından önerilmiş kazık taşıma kapasitesi hesabına göre tekil kazığın taşıma gücü 358 ton olarak hesaplanmıştır. Bu durumda, proje tasarım yükü 142 ton olarak hesaplanmış tekil kazığın gerçek taşıma gücü 358 ton'dur. Dolayısıyla, proje güvenlik katsayısı $GS=358/142$ eşitliğinden 2,52 olarak hesaplanmıştır. Sonuç olarak, Mazurkiewicz yöntemine göre belirlenmiş güvenlik katsayısı, proje tasarım yükünün güvenli bir şekilde üst yapıdan gelen yükü zemine aktarabileceğini göstermektedir.

Plaxis-2D programı yardımıyla yapılmış statik kazık yükleme deneyi kapsamında farklı zemin modelleri olarak, Pekleşen zemin modeli, Yumuşak zemin modeli ve Mohr Coulomb zemin modellerinden faydalanılmıştır. Şekilden de açıkça görüldüğü üzere, pekleşen zemin modeli ve Yumuşak zemin modeli ile elde edilmiş sonuçların, arazide yerinde yapılmış deney sonuçlarına yakın değerlerde olduğu gözlemlenmiştir. Diğer taraftan, Mohr Coulomb zemin modeliyle elde edilmiş sonuçların ise arazideki gerçek durumu tam anlamıyla yansıtmadığı açıkça görülmektedir. Pekleşen zemin modeliyle yapılmış hesaplamada, proje tasarım yükünün 1,5 katı olan 213 ton yük için elde edilmiş toplam oturma 0,97 mm ve kalıcı oturma ise 0,56 mm olarak belirlenmiştir. Bu zemin modelinde hesaplanmış elastik oturma ise 0,41 mm olarak hesaplanmıştır. Devamında, yumuşak zemin modelinde elde edilmiş verilere göre bu değerler toplam oturma 1,14 mm ve kalıcı oturma ise 0,67 mm olarak belirlenmiştir. Bu zemin modelinde hesaplanmış elastik oturma ise 0,47 mm olarak hesaplanmıştır. Aynı şekilde Mohr Coulomb zemin modeliyle yapılmış analiz sonucunda elde edilmiş toplam oturma değeri 1,39 mm ve kalıcı oturma ise 0,014 mm olarak belirlenmiştir. Mohr Coulomb zemin modelinde hesaplanmış elastik oturma değeri 1,38 mm olarak ölçülmüştür. Karşılaştırmalı oturma sonuçları Çizelge 2’de sunulmuştur.

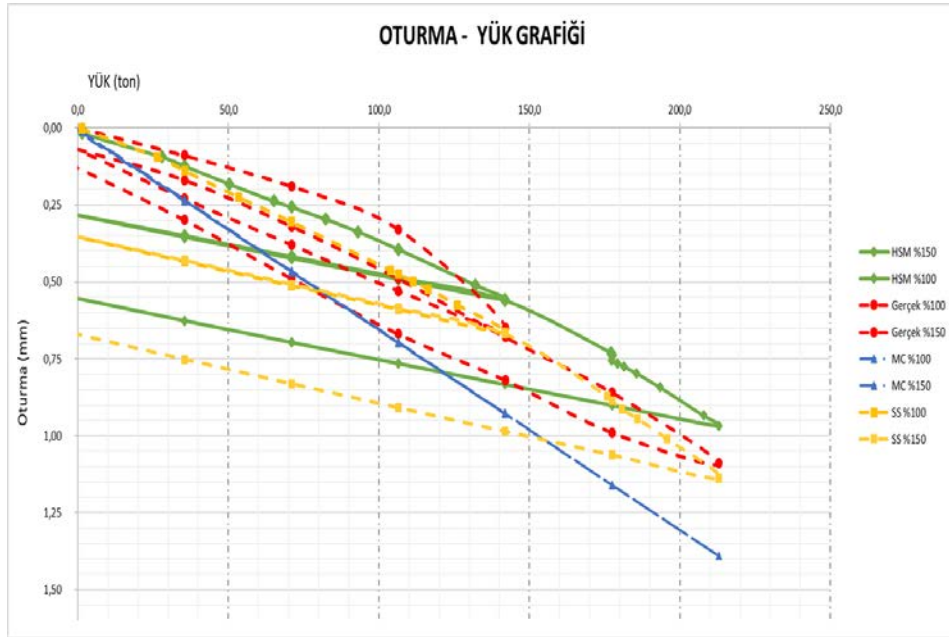
Pekleşen zemin ve yumuşak zemin modelleri, sürtünme sertleşmesi plastisitesi formülü çerçevesinde oluşturulmuş hiperbolik ve elastoplastik bir sayısal analiz gerçekleştirdiğinden dolayı ve ilave olarak bu modelde temel basınç altında kalıcı deformasyonun ifade edilmesi için basınç sertleşmesini de içerdiğinden dolayı, yük altında oluşması muhtemel zemin davranışını gerçeğe daha yakın analiz edebilmektedir (Çelik, 2019). Bu ikinci dereceden modeller aşırı konsolide kil ve silt gibi daha yumuşak zeminlerin davranışını daha gerçeğe yakın yansıttığını bu çalışma kapsamında yapılmış analiz sonuçları açıkça göstermektedir. Diğer taraftan, doğrusal bir sayısal analiz gerçekleştiren Mohr Coulomb zemin modeli ise, her ne kadar gerçeğe yakın sonuçlar vermiş olsa da bir yük altında zeminin sergileyeceği davranışı doğru olarak yansıtmamaktadır. Analiz sonuçları göstermiştir ki, aşırı konsolide ve suya doygun killi zeminlerde Mohr Coulomb modeliyle tanımlanmış zemin modeli kalıcı deformasyon ve elastik oturma hesaplamalarında gerçek durumu çok yansıtmamaktadır (Çelik, 2019).



Şekil 3. Mazurkiewicz yöntemine göre taşıma gücü hesabı

Çizelge 2. Mevcut çalışma kapsamında tekil kazığa yüklenen 213 ton yük için deformasyon değerleri

Analiz Tipi	Toplam oturma (mm)	Kalıcı oturma (mm)	Elastik oturma (mm)
Arazi kazık yükleme deneyi	1,09	0,13	0,96
Mohr Coulomb Model (MC)	1,39	0,014	1,38
Pekleşen Zemin Modeli (HSM)	0,97	0,56	0,41
Yumuşak Zemin Modeli (SSM)	1,14	0,67	0,47



Şekil 4. Farklı zemin modellerinde sonlu elemanlar metodu ile statik kazık yükleme deneyi sonucu

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, İKSA Mühendislik tarafından Ankara ili Keçiören ilçesinde yapılmış konut projesi kapsamında projelendirilmiş fore kazık zemin iyileştirme uygulamasında, tasarım yükünün kontrol edilmesi ve tekrar gözden geçirilmesi amacıyla, projenin yapılması planlanmış arazide statik kazık yükleme deneyi yapılmıştır. Bu statik kazık yükleme deneyi sayısal ortamda sonlu elemanlar metodu yardımıyla farklı zemin modellerinde de analiz edilerek sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bu çalışma kapsamında elde edilmiş sonuçlar aşağıda sırasıyla verilmiştir.

- 1) Statik kazık yükleme deneyi $\varnothing = 80$ cm çapında ve $L = 14$ metre uzunluğunda kazık üzerine maksimum yük olarak, proje tasarım yükü olan 142 ton değerinin 1,5 katı olan 213 ton uygulanmıştır.
- 2) Bu çalışma kapsamında modellenen deney sistemi, üç farklı zemin davranış modelinde uygulanmıştır. Seçilmiş zemin modelleri, Pekleşen Zemin Modeli, Yumuşak Zemin Modeli ve Mohr-Coulomb Zemin modelleridir.
- 3) Deney sonucuna göre, 142 ton (tasarım yükü) yükleme sonucunda toplam oturma 0,65 mm olup, kalıcı oturma 0,07 mm olarak belirlenmiştir. Bu durumda oluşan elastik oturma 0,58 mm olarak ölçülmüştür. İkinci yükleme durumunda, proje

tasarım yükünün 1,5 katı olan 213 ton yük için, toplam oturma 1,09 mm olup, kalıcı oturma 0,13 mm olarak belirlenmiştir. Aynı şekilde elastik deplasman ise 0,96 mm olarak ölçülmüştür.

- 4) Pekleşen zemin modeliyle elde edilmiş sonuçlar, arazide yerinde yapılmış deney sonuçlarıyla neredeyse bire bir örtüşmüştür. Diğer taraftan, Mohr Coulomb zemin modeliyle elde edilmiş sonuçların ise arazideki gerçek durumu tam anlamıyla yansıtmadığı görülmüştür.
- 5) Pekleşen zemin modeli ve Yumuşak zemin modeli hiperbolik ve elastoplastik bir sayısal analiz gerçekleştirdiğinden dolayı ve ilave olarak bu modelde gerilme altında kalıcı deformasyon oluşturduğu için, yük altında oluşması muhtemel zemin davranışını gerçeğe daha yakın analiz edebilmiştir.
- 6) Bu doğrusal olmayan zemin modellerinin aşırı konsolide kil ve silt gibi daha yumuşak zeminlerin davranışını daha gerçeğe yakın yansıttığını bu çalışma kapsamında yapılmış analiz sonuçları açıkça göstermiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma kapsamında faydalanılmış, arazide yerinde yapılmış statik kazık yükleme deney sonuçları ve geoteknik değerlendirme raporu, İKSA Mühendislik firması tarafından sağlanmıştır. Yazarlar, ilgili firmaya göstermiş olduğu yardımdan dolayı teşekkür etmektedir.

KAYNAKLAR

- Burland, J.B. (1995), “Piles As Settlement Reducers”, Proceedings of the 18th Italian Congress on Soil Mechanics, Pavia, Italy.
- Butterfield, R., Banerjee, P.K. (1971), “The Elastic Analysis of Compressible Piles And Pile Groups”, Geotechnique, 21(1): 43-60.
- Clancy, P., Randolph, M.F. (1993), “An Approximate Analysis Procedure For Piled Raft Foundations”, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 17:849–869.
- Chow, H.S.W., Small, J.C. (2005), “Behaviour of Piled Rafts With Piles of Different Lengths and Diameters Under Vertical Loading”, GSP 132 Advances in Deep Foundations, ASCE. doi.org/10.1061/40778(157)20.
- Çelik, F. (2019), “Statik Kazık Yükleme Deneyinin Farklı Zemin Modellerinde Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi Ve Arazi Bulgularıyla Karşılaştırılması”, ÖHÜ Müh. Bilim. Derg. Cilt 8, Sayı 1, 182-192.
- Düzceer, İ.R. (2002), “Kazık Yükleme Deneyleri İle Nihai Kazık Taşıma Kapasitesinin Belirlenmesi Üzerine Bir Çalışma”, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Fellenius, B.H. (1975), “Test Loading Of Piles New Proof Testing Procedure”, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, 101:855-869.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. (1992), “Piling Engineering”, (2nd Ed.), Surrey University Press., Guildford, United Kingdom
- Hain, S.J., Lee, I.K. (1978), “The Analysis of Flexible Pile–Raft Systems”, Geotechnique, 28(1):65–83.
- Hirany, A., Kulhawy, F.H. (1988), “Conduct and Interpretation of Load Tests on Drilled Shaft Foundations: Detailed Guidelines”, Report EL-5915, Vol. 1, EPRI, Palo Alto.



- Kyfor, Z.G., Schnore, A.R., Carlo, T.A., Baily, P.F. (1992), “Static Testing of Deep Foundations”, Final Report FHWA-SA-91-042, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 174.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1968), “The Settlement Behaviour of Single Axially-Loaded Incompressible Piles And Piers”, Geotechnique, 18(3): 351-371.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980), “Pile Foundation Analysis and Design”, (4th Ed.), New York Wiley- Series, USA
- Poulos, H.G. (1994), “An Approximate Numerical Analysis of Pile Raft Interaction”, Int. J. Numer. Anal. Method Geomech., 18:73–92.
- Randolph, M.F., Wroth, C.P. (1978), “Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(12): 1465-1488.
- Randolph, M.F. (1994), “Design Methods For Pile Groups and Piled Rafts”, S.O.A report, 13 ICSMFE, New Delhi, 5: 61–82.
- Reul, O., Randolph, M.F. (2004), “Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 130(1):1-13.
- Small, J.C., Poulos, H.G. (2007), “Non-Linear Analysis of Piled Raft Foundations”, GSP 158 Contemporary Issues in Deep Foundations, ASCE. doi.org/10.1061/40902(221)14.
- Tomlinson, M.J. (2001), “Foundation Design And Construction”, (7th Ed.), Prentice Hall, New Jersey, USA
- Vásquez, L.G., Wang, S.T., Isenhower, W.M. (2006), “Estimation of The Capacity of Pile–Raft Foundations By Three-Dimensional Non-Linear Finite Element Analysis”, Geo Congress, ASCE, doi.org/10.1061/40803(187)211.
- Zmudzinski, Z., Motak E. (1995), “Computational Assessment Of Bearing Capacity Of Jetgrouting Piles (in Polish)”, Monograph 194, Kraków, 351–362.
- .
- .
- .



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KUMLU ZEMİNLERDE YATAY YÜKLÜ KAZIKLAR İÇİN ÖN TASARIM KILAVUZUN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF PRE-DESIGN GUIDE FOR LATERALLY LOADED PILES IN SANDY SOIL

Esra URAY¹

Moutasem ZARZOUR²

Özcan TAN³

ABSTRACT

In this study, the pre-design guide which is planned to be used in the design of laterally loaded piles on sandy soil has been proposed. In the scope of the study, different values of corrected standard penetration blows number, diameter and length of pile have been taken into consideration for specific lateral displacement (25 mm) of pile. For these design parameters, single pile models have been created in Plaxis 3D software and lateral load values have been obtained. Using the results of the analysis, statistical based mathematical models which are function of lateral load depend on length of pile have been developed for nine different pile diameters ($D = 0.60, 0.65, 0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95$ and 1.00m). In order to investigate the reliability of the developed design graph, Plaxis 3D analyzes have been repeated according to randomly selected design parameters and average absolute relative value of less than 10% has been gained.

Keywords: Pile foundation, Laterally loaded single pile, Plaxis 3D, Design chart

ÖZET

Bu çalışmada kumlu zeminde yatay yüklü kazık tasarımında kullanılması planlanan ön tasarım kılavuzu (Tasarım abakları) önerilmiştir. Çalışma kapsamında yatay yüklü kazığın yatay 25 mm lik deformasyonu için farklı düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı, kazık çapı ve kazık uzunluğu tasarım parametresi olarak dikkate alınmıştır. Bu tasarım parametrelerine Plaxis 3D yazılımında tekil kazık modelleri oluşturulmuş ve yatay yük değerleri elde edilmiştir. Analiz sonuçları kullanılarak yatay kazık yükünün kazık uzunluğuna bağlı fonksiyonu olan ve dokuz farklı kazık çapı ($D= 0.60, 0.65, 0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95$ ve 1.00m) için istatistiksel tabanlı matematik modeller geliştirilmiştir. Geliştirilen tasarım abaklarının güvenilirliğini araştırmak için rastgele seçilen tasarım parametrelerine göre Plaxis 3D analizleri tekrarlanmış ve %10 nun altında ortalama mutlak rölatif değeri elde edilmiştir.

Anahtar Kelime: Kazık temeller, Yatay yüklü tekil kazık, Plaxis 3D, Tasarım abakları

¹ Research Assistant., KTO Karatay University, esra.uray@karatay.edu.tr

² Graduate Student., Konya Technical University, eng.moutasemz@gmail.com

³ Professor, Konya Technical University, ozcantan@hotmail.com

1. GİRİŞ

Günümüzde artan nüfus ihtiyacı, gelişen bilim ve teknoloji ile birlikte yüksek katlı binaların, köprü ve viyadük gibi yapıların inşasını ortaya çıkarmıştır. Güvenli bir tasarım için, bu yapılardan gelen yüklerin homojen olmayan zemin malzemesinin oluşturduğu zemin ortamına aktarılması ve bu yükler altında zeminin stabilite koşullarının sağlanması gerekmektedir. Bu durum, taşıma gücü düşük, farklı oturmaların meydana gelebileceği ve sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde yapıdan zemine iletilen yüklerin yüzeysel yerine kazık temeller gibi derin temellerle taşınması ya da yükün kazık temel ile sağlam zemine aktarılması gerçeğini ön plana çıkarmıştır. Goeteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan kazıklı temellerin yapıldığı malzeme, yapım türü, yük oluşum ve aktarma mekanizmasına göre birçok tipe inşaa edilmektedir. Bunlardan yaygın olarak kullanılan bir tanesi ise özellikle rüzgar, deprem ve dalga yükü gibi yatay yüklere maruz açık deniz ve kıyı yapılarında oluşan yatay yükü taşıyan yatay yüklü kazıklardır.

Yatay yük etkisi altında yapı-zemin etkileşimi sonucu zemin çevresinde aktif, pasif ve sukunet durumlarının aynı anda oluşmaktadır. Bu oluşum sonucu kazık davranışının, yatay yük taşıma kapasitesinin ve yatay hareket miktarının etkilenmesiyle kazık tasarım probleminin çözülmesi karmaşık bir duruma gelmektedir. Ayrıca, kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin ortamı, zemin tabakalanma, yeraltı suyunun varlığı, tekrarlı yük, statik yük ve geçici yük gibi yüklemeler, rijit veya esnek kazık, kazık ucunun mesnet şekli ve tekil veya kazık grubu olarak tasarlanması gibi durumlar yatay yüklü kazık davranışı etkileyen önemli parametreler arasında yer almaktadır. Bu parametrelerin bir çoğunun göz önünde bulundurulduğu güvenilir ve ekonomik yatay yüklü kazık tasarımının yapılması önemli konu olarak karşımıza çıkmaktadır.

Geçmişten günümüze çok eski zamanlardan beri inşaa edilen kazıkların yatay yüklü olarak tasarlanmalarında analitik ve deneysel tabanlı Brinch-Hansen Metodu (1961), Broms Metodu (1961) ve Matlock-Reese Yöntemi (1975) gibi birçok yöntem araştırmacılar tarafından önerilmiştir. Ayrıca zemin ortamının yaylar ile temsil edildiği ve yatay yüklü kazığı zemine oturan kiriş olarak kabul eden yatak katsayısı yaklaşımı önerilen bir başka yöntemdir (Prakash, 1989). Günümüzde yazılımlarla sonlu elemanlar metodu kullanarak karmaşık bir yapıya sahip yatay yüklü kazıkların üç boyutlu olarak modellenmesi ve analiz edilmesi mümkün olmaktadır. Khodair ve Mohti (2014) tarafından yapılan çalışmada kazık-zemin etkileşimi eksenel ve yatay yük etkisi altındaki kazığın sonlu elemanlar yöntemiyle analizi Abaqus ve Sap2000 yazılımları kullanılarak araştırılmıştır. Yatay yüklü kazıkların analitik ve sayısal metotlar kullanılarak analiz araştırılmış ve sonuçlar Plaxis 3D analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Bu çalışma kapsamında yatay yüklü kazık tasarımında etkili olan yatay deformasyon ve zeminin düzeltilmiş standart penetrasyon sayısının farklı değerleri dikkate alınarak Plaxis 3D geoteknik modelleme ve analizi yazılımında analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda kazığın taşıyacağı yatay yük değerini veren istatistik tabanlı matematik modeller optimum kazık çapı ve uzunluğu için geliştirilmiştir. Geliştirilmiş bu matematik modeller kullanılarak yatay yüklü kazık tasarımında tasarımcı için deneme-yanılma yöntemi yerine pratik olarak kullanılması planlanan ön tasarım kılavuzu (tasarım grafikleri) elde edilmiştir. Geliştirilen matematik modele bağlı olarak oluşturulan tasarım grafiklerinin güvenilirliği Plaxis 3D ile yapılan analizlerle kontrol edilmiştir.

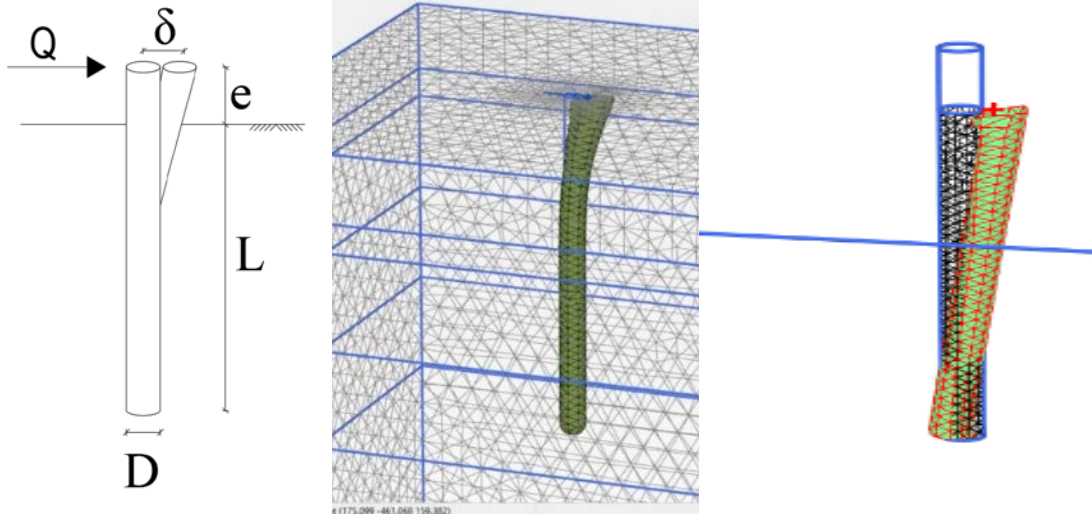
2. YATAY YÜKLÜ KAZIK TASARIMI VE PLAXIS MODELİ

Bu çalışma kapsamında yatay yüke maruz tekil kazığın yanal deplasmanına bağlı parametrik çalışma yapılarak matematik modeller geliştirilmiştir. Matematik modeller kullanılarak tasarımda etki eden yanal yükü taşıyabilecek optimum kazık çapı ve kazık uzunluğu araştırılmıştır. Matematik modeller Plaxis 3D programında belirli tasarım parametrelerine göre tekil kazığın taşıyabileceği yatay yük değerleri kullanılarak geliştirilmiştir. Seçilen tasarım parametreleri, kazık çapı (D), kazık uzunluğu (L), düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı (N_{60}) ve kazık başlığının yatay deplasmanı (δ), değerleri ile birlikte Çizelge 1’ de verilmiştir.

Çizelge 1. Yatay yüklü serbest kazık tasarımı parametreleri

Tasarım parametresi	Değeri
D:Kazık çapı	0.60m, 0.80m, 1.00m
L:Kazık uzunluğu	3m, 5m, 7m, 9m, 10m, 13m, 15m
δ :Kazık ucu yatay deplasman	25mm
N_{60} :Düzeltilmiş SPT sayısı	20,40

Yatay yüklü tekil kazığın modellemesinde sonlu elemanlar yöntemiyle analiz yapan geoteknik bilgisayar programı Plaxis 3D kullanılmıştır. Yatay yüke maruz tekil kazık modelleri oluşturulmuştur (Şekil 1).



Şekil 1. Yatay yüklü tekil kazık tasarımı ve Plaxis 3D modeli

Analizlerde zemin ve sonlu elemanlar modeli ile ilgili aşağıdaki kabuller yapılmıştır.

- Zemin homojen ve izotropik yapıya sahiptir.
- Zemin tek tabakadan oluşturmaktadır.
- Drenajlı kohezyonsuz zemin ortamı geçerlidir.
- Zemin yüzey rijitliği $R=0,8$ olarak alınmıştır.
- Zemin modelin boyutları x ve y yönlerinde $15D$ ve z yönünde kazığın bitiş derinliğinden $8D$ alınmıştır.
- Kazıklar kısa (rijit) ve lineer elastik davranışa sahiptir.
- Zemin göçme modeli Mohr-Coulomb modeline göre modellenmiştir.

- Model çok inci mesh seçilerek yapılmıştır.
- Plaxis de tanımlanan zemin ortamında zeminin içsel sürtünme açısı ve elastisite modülünün belirlenmesinde sırasıyla Eşitlik 1 (Mcgregor ve Duncan, 1998) ve Eşitlik 2 (Tan ve diğ., 1991) ile verilen ifadeler kullanılmıştır.
- Zeminin poisson oranı (ν), doymun birim hacim ağırlığı (γ_d) ve birim hacim ağırlığı (γ) sırasıyla 0.30, 18 kN/m³ ve 17 kN/m³ olarak alınmıştır.
- Kazığın zemin üstünde kalan uzunluğu (e), tüm analizlerde 2m olarak alınmıştır.

$$\emptyset = \sqrt{12 N_{60}} + 15 \quad (1)$$

$$E_s = 500(N_{60} + 15) \quad (2)$$

- Modeli oluşturulan tekil kazık tasarımında kazık malzemesi olarak kullanılan betonun elastisite modülü Eşitlik 3 ile belirlenmiştir. Burada betonun karakteristik basınç dayanımı $f_c = 40$ MPa olarak alınmıştır.

$$E = 4700 \sqrt{f_c} \quad (3)$$

Çizelge 3. Plaxis 3D analiz sonuçları

No	D (m)	L (m)	N ₆₀	∅ (°)	E _s (kN/m ²)	Q (kN)	No	D (m)	L (m)	N ₆₀	∅ (°)	E _s (kN/m ²)	Q (kN)
1	0.6	3	20	30	17500	35.3	22	0.8	3	40	37	27500	72.3
2	0.6	5	20	30	17500	71.0	23	0.8	5	40	37	27500	147.3
3	0.6	7	20	30	17500	83.2	24	0.8	7	40	37	27500	191.9
4	0.6	9	20	30	17500	83.9	25	0.8	9	40	37	27500	201.5
5	0.6	10	20	30	17500	84.1	26	0.8	10	40	37	27500	202.40
6	0.6	13	20	30	17500	84.1	27	0.8	13	40	37	27500	203.4
7	0.6	15	20	30	17500	84.1	28	0.8	15	40	37	27500	202.7
8	0.6	3	40	37	27500	53.5	29	1.0	3	20	30	17500	59.8
9	0.6	5	40	37	27500	96.1	30	1.0	5	20	30	17500	130.8
10	0.6	7	40	37	27500	103.0	31	1.0	7	20	30	17500	200.7
11	0.6	9	40	37	27500	105.3	32	1.0	8	20	30	17500	224.3
12	0.6	10	40	37	27500	105.7	33	1.0	9	20	30	17500	242.0
13	0.6	13	40	37	27500	105.6	34	1.0	10	20	30	17500	250.4
14	0.6	15	40	37	27500	105.7	35	1.0	13	20	30	17500	260.8
15	0.8	3	20	30	17500	47.2	36	1.0	3	40	37	27500	91.2
16	0.8	5	20	30	17500	102.3	37	1.0	5	40	37	27500	190.5
17	0.8	7	20	30	17500	144.6	38	1.0	7	40	37	27500	277.0
18	0.8	9	20	30	17500	158.6	39	1.0	8	40	37	27500	301.9
19	0.8	10	20	30	17500	159.9	40	1.0	9	40	37	27500	316.8
20	0.8	13	20	30	17500	161.5	41	1.0	10	40	37	27500	321.9
21	0.8	15	20	30	17500	160.8	42	1.0	13	40	37	27500	329.3

Çizelge 3’de verilen yatay deplasmanlara göre elde edilen yatay yük değerleri kullanılarak farklı D değerleri için Q’ nun L’ ye bağlı fonksiyonu olacak şekilde matematik modeller geliştirilmiştir. $\delta=25\text{mm}$ lik yatay deplasman ve sıkı kum ($N_{60}=20$) ve orta sıkı kum ($N_{60}=40$) zemin durumlarına göre farklı kazık çapları (D) için geliştirilen matematik modeller sırasıyla Çizelge 4’ te verilmiştir. Geliştirilen matematik modeller Matlab programında çözümlenerek optimum L değerleri ve belirli Q değerlerine göre seçilen kazık çapına göre tasarımda kullanılacak tasarım grafikleri oluşturulmuştur.

Çizelge 4. Farklı δ ve N_{60} değerleri için yatay yük matematik modeli

D(m)	d= 25mm, $N_{60}=40$
60	$Q = 0.0041L^5 - 0.2086L^4 + 4.0981L^3 - 39.361L^2 + 186.11L - 245.36$
65	$Q = 0.0015L^5 - 0.0879L^4 + 1.9969L^3 - 22.796L^2 + 131.56L - 178.53$
70	$Q = -0.001L^5 + 0.0327L^4 - 0.1043L^3 - 6.2314L^2 + 77.014L - 111.69$
75	$Q = -0.0036L^5 + 0.1533L^4 - 2.2056L^3 + 10.333L^2 + 22.468L - 44.853$
80	$Q = -0.0062L^5 + 0.274L^4 - 4.3068L^3 + 26.898L^2 - 32.078L + 21.984$
85	$Q = -0.0074L^5 + 0.3343L^4 - 5.5041L^3 + 37.718L^2 - 71.718L + 75.996$
90	$Q = -0.0085L^5 + 0.3946L^4 - 6.7013L^3 + 48.537L^2 - 111.36L + 130.01$
95	$Q = -0.0097L^5 + 0.4549L^4 - 7.8986L^3 + 59.357L^2 - 151L + 184.02$
100	$Q = -0.0108L^5 + 0.5152L^4 - 9.0959L^3 + 70.177L^2 - 190.64L + 238.03$
D(m)	d= 25mm, $N_{60}=20$
60	$Q = -0.0001L^5 - 0.0082L^4 + 0.5133L^3 - 9.2585L^2 + 69.179L - 102.06$
65	$Q = -0.0017L^5 + 0.0669L^4 - 0.8612L^3 + 2.2096L^2 + 29L - 50.361$
70	$Q = -0.0032L^5 + 0.1421L^4 - 2.2356L^3 + 13.678L^2 - 11.18L + 1.3412$
75	$Q = -0.0048L^5 + 0.2172L^4 - 3.6101L^3 + 25.146L^2 - 51.36L + 53.043$
80	$Q = -0.0063L^5 + 0.2924L^4 - 4.9846L^3 + 36.614L^2 - 91.54L + 104.75$
85	$Q = -0.0062L^5 + 0.2925L^4 - 5.1099L^3 + 38.709L^2 - 100.39L + 118.94$
90	$Q = -0.0061L^5 + 0.2927L^4 - 5.2351L^3 + 40.803L^2 - 109.25L + 133.14$
95	$Q = -0.006L^5 + 0.2928L^4 - 5.3604L^3 + 42.898L^2 - 118.1L + 147.34$
100	$Q = -0.0058L^5 + 0.2929L^4 - 5.4856L^3 + 44.992L^2 - 126.96L + 161.54$

3. YATAY YÜKLÜ TEKİL KAZIK ÖN TASARIM KILAVUZU

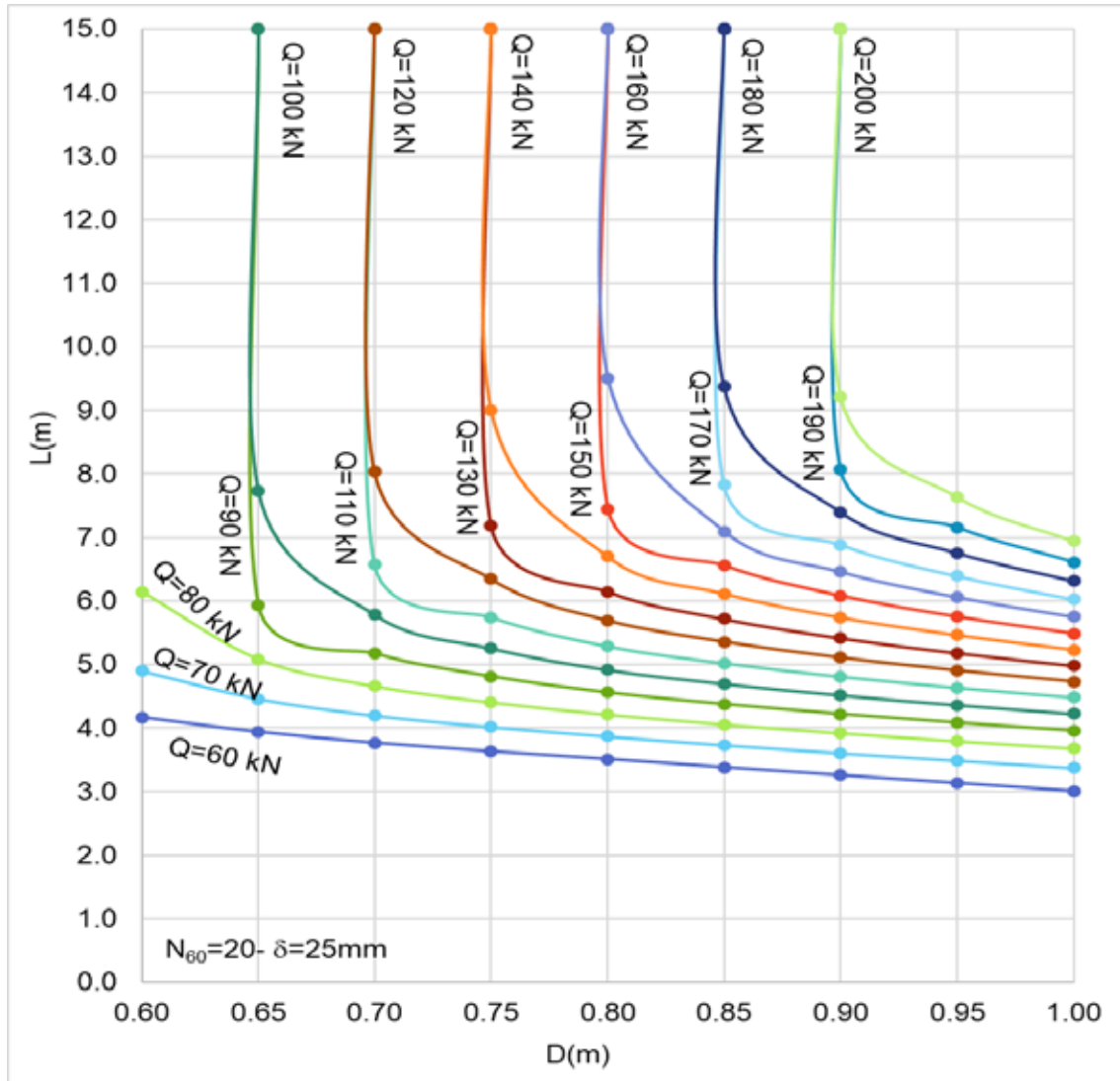
Kazık tasarımında verilen yatay yüke göre optimum kazık uzunluğunun ve çapının bulunması ekonomik açıdan önemli bir durumdur. Bu çalışmada, yatay yüklü tekil kazığın optimum çap ve uzunluğunun bulunmasını daha pratik ve daha az zaman alan hale getirmesi planlanan ön tasarım kılavuz çalışması yapılmıştır. Bu kapsamda, yatay yüklü kazıkların tasarımında belirli yatay deformasyon, düzeltilmiş SPT sayısı ve yatay yüke göre optimum kazık çap ve uzunluğunu veren tasarım grafikleri geliştirilmiştir. Bu grafikler için iki farklı düzeltilmiş SPT sayısı, $N_{60}=20, 40$ ve yatay deplasman $\delta = 25\text{mm}$ olmak üzere farklı durumlar göz önünde bulundurulmuştur. Farklı düzeltilmiş SPT sayılarına göre

25mm lik deplasmanlar için elde edilen tasarım grafikleri $N_{60} = 20$ için Şekil 2' de ve $N_{60} = 40$ için Şekil 3' te verilmiştir.

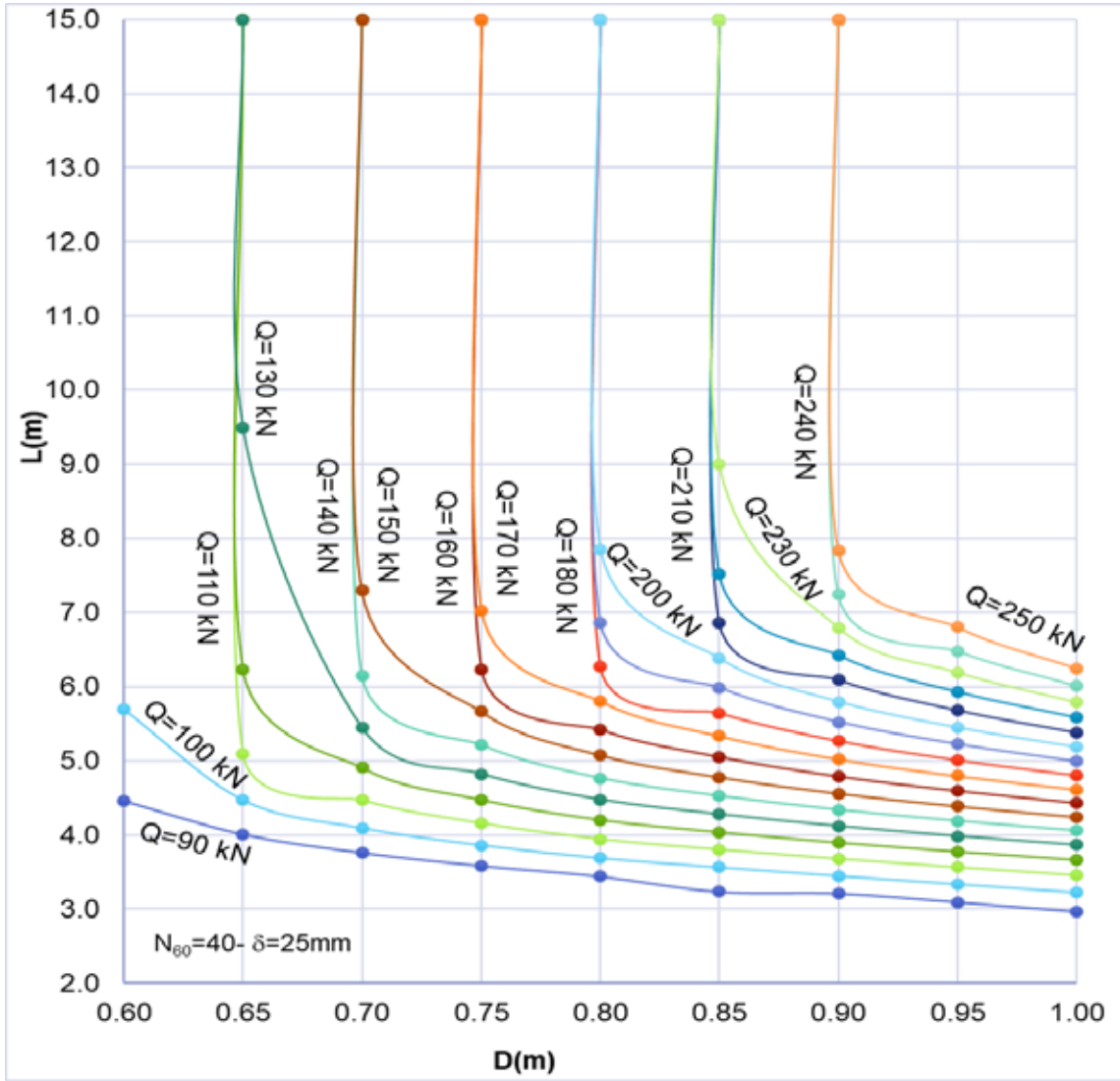
Verilen tasarım grafikleri incelendiği zaman, yatay yükün küçük olduğu durumlarda büyük çapın elde edilmediği, yatay yükün büyük olduğu durumda da küçük çap elde edilmediği gözlemlenmiştir. Bu sonuç yatay yüke maruz kazık için optimum tasarımını elde edilmesi açısından önemli olmaktadır.

Yatay yüklü kazık tasarımı için önerilen tasarım grafiklerinin güvenilirliğini incelemek için Çizelge 5' te verilen rastgele D, L, N_{60} ve δ tasarım parametre değerlerine göre PLAXIS 3D analizleri tekrarlanmış ve elde edilen yatay yük değerleri aynı çizelgede verilmiştir.

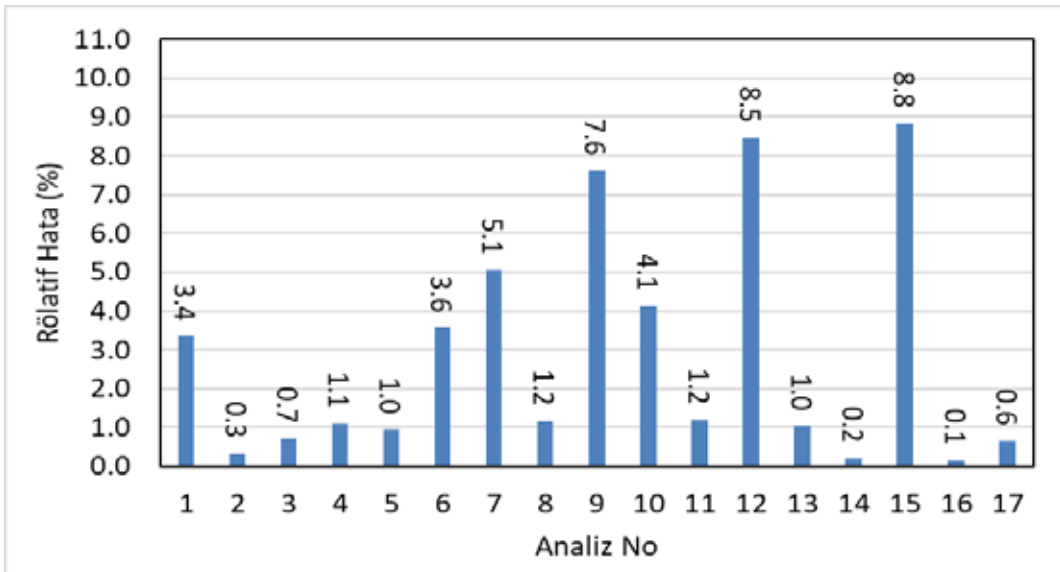
Çizelgede verilen tasarım parametrelerine göre Çizelge 4' te verilen matematik modellerle göre yatay yük değerleri hesaplanmıştır. Matematik modelle elde edilen yatay yük değerleri ile PLAXIS 3D analizlerinde elde edilen yatay yüklere ait rölafif hata değerleri Şekil 4' te verilmiştir. Tasarım grafiklerinde Q eğrilerinin lineer davranış gösterdiği L noktası ve sonra ki L değerlerinde rölafif hata değerlerinin arttığı görülmüştür.



Şekil 2. Yatay yüklü tekil kazık tasarım grafiği, $\delta=25\text{mm}$, $N_{60} = 20$



Şekil 3. Yatay yüklü tekil kazık tasarım grafiği, $\delta=25\text{mm}$, $N_{60} =40$



Şekil 4. Matematik model rölatif hata değerleri

Çizelge 5. Plaxis 3D doğrulama analiz tasarım parametreleri

Analiz No.	D (m)	L(m)	N ₆₀	δ (mm)	Q (kN)
1	0.65	4	20	10	35
2	0.70	6	40	10	69
3	0.75	8	20	10	68
4	0.85	11	40	50	391
5	0.95	14	20	50	389
6	0.65	4	20	25	59
7	0.85	11	40	10	112
8	0.65	4	20	50	83
9	0.70	14	40	10	77.2
10	0.65	14	20	10	50
11	0.70	6	40	50	226
12	0.95	14	20	25	234
13	0.85	11	40	25	230
14	0.75	8	20	50	219
15	0.65	14	20	50	147
16	0.75	8	20	25	135
17	0.70	6	40	25	139

4. SONUÇLAR

Yatay yüklü tekil kazıkların seçilen tasarım parametre değerleri kullanılarak kazık ucu deplasmanı, $\delta=25$ mm için PLAXIS 3D de analizler gerçekleştirilmiş ve yatay yüklü tekil kazığın taşıyacağı yük analizler sonucunda elde edilmiştir. Farklı kazık çapı değerleri için (D= 0.60, 0.65, 0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95 ve 1.00m), elde edilen yatay yük değerinin kazık uzunluğuna bağlı fonksiyonu olan matematik modeller geliştirilmiştir. Bu matematik modeller kullanılarak belli yatay yüke göre optimum kazık çapı ve uzunluğu veren tasarım grafikleri oluşturulmuştur.

25 mm lik yatay deplasmana izin verilen orta sıkı kum (N₆₀=40) zemin ve Q=110 kN yatay yüke göre tasarım grafiklerinin kullanılması için örnek vermek gerekirse;

- D=0.65 m ve L= 6.2 m
- D=0.70 m ve L=4.9 m
- D=0.75 m ve L=4.5 m
- D=0.80 m ve L=4.2 m
- D=0.85 m ve L=4.0 m
- D=0.90 m ve L=3.9 m
- D=0.95 m ve L=3.8 m
- D=1.00 m ve L=3.6 m

tasarımlarını yapmak mümkündür. Önerilen tasarımlardan hangisinin seçileceği tasarım yapılacağı zemin tabakalanma durumu, yeraltı suyu durumu ve taşıyıcı tabakanın konumu zemin özellikleri, inşaa alanı ve maliyet gibi durumlara göre karar verilmelidir.



Kazık uzunluğu (L) ve kazık çapı (D) değişiminin tekil kazığın taşıyacağı yanal yüke (Q) göre değişiminin verildiği tasarım grafiklerinde belirli bir L değerinden sonra lineer davranış gösterdiği gözlemlenmiştir. Başka bir deyişle aynı kazık çapı için kazık uzunluğu arttıkça Q için değişiklik olmamaktadır. Sonuçlar incelendiği zaman lineer davranış göstermeyen Q eğrilerinin $D < 0,60m$ için seçilen farklı yatay yük değerleri için davranış göstermesi beklenmektedir.

Geliştirilen tasarım grafiklerinin güvenilirliği kontrolü sonucu elde edilen rölatif hata grafiği incelendiği zaman elde edilen rölatif hataların %10' dan küçük olduğu ve ortalama mutlak rölatif hatanın %3 olduğu görülmüştür. Bu sonuç yatay yüklü tekil kazık tasarımında önerilen ön tasarım kılavuzu için önerilen tasarım grafiklerinin güvenli bir şekilde kullanılabilmesini göstermektedir. Ayrıca deneme-yanılma yönteminin kullanılması yerine geliştirilen tasarım grafikleri kullanılması ile yatay yüklü kazık tasarımı için optimum kazık çapı ve uzunluğunun kısa zamanda elde edilmesi mümkün olmaktadır. Önerilen tasarım abakların farklı zemin türleri ve zemin durumları için geliştirilmesi gelecek çalışmalar için düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- ACI Committee 318 (2008), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)", American Concrete Institute, Vol. 2007.
- Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S., Tan, C. K. ve Kim, S. G. (1991). "Manuals for the design of bridge foundations: Shallow foundations, driven piles, retaining walls and abutments, drilled shafts, estimating tolerable movements, and load factor design specifications and commentary", National Cooperative Highway Research Program, No 343.
- Broms B. (1964), "Lateral Resistance of Piles In Cohesionless Soils", Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM3, 123-56.
- Hansen, J.B. (1961), "Ultimate Resistance of Rigid Piles against Transversal Forces", Danish Geotechnical Institute, Vol 12, pp. 5-9.
- Khodair, Y. ve Abdel-Mohti, A. (2014), "Numerical Analysis of Pile-Soil İnteraction Under Axial and Lateral Loads", International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol 8.3 , 239-249.
- McGregor, J. A. ve Duncan, J. M. (1998), "Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice". Virginia Polytechnic Institute and State University, the Charles E. Via, Jr. Department of Civil Engineering, Center for Geotechnical Practice and Research.
- Prakash, S. (1989), "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley & Sons Inc., New York.
- Reese, L.C. and Welch, R.C. 1975. Lateral loading of deep foundations in stiff clay, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol 101, No.GT7.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmada, devam eden doktora tez çalışmasının sonuçları sunulmuştur ve ayrıca bu çalışmaya BAP- 17401107 no lu araştırma projesi kapsamında vermiş olduğu destekten dolayı Selçuk Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Koordinatörlüğü' ne teşekkür ederiz.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

JET GROUT KOLON ÇAPININ TEORİK FORMÜLASYONLARLA VE DENEYSEL SONUÇLARLA KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF DIAMETER OF JET GROUT COLUMN WITH THEORETICAL FORMULATIONS AND EXPERIMENTAL RESULTS

Esra URAY¹

Asaf KELEŞ²

İsa KUL³

Özcan TAN⁴

ABSTRACT

Nowadays, jet grout method has been used as a practical and widespread soil improvement method in soils with problems of bearing capacity, settlement and liquefaction. Although the jet grout method has many advantages, it requires different diameter design for different types of soils. In solution of problem, it is possible to obtain approximate results by using theoretical formulations which are developed as to experimental data. There are many studies in the literature about attaining of estimated column diameter theoretically. In this study, proposed mathematical formulations with %15 relative error have been used in determination of estimated column diameter. The effect of design input parameters on jet grout column design has been investigated by statistical methods. Pressure of injection, rate of rod withdraw, flowrate of injection and corrected standard penetration number (SPT-N) have been taken into consideration as parameters in investigation of the design criteria. In study of design criteria, Taguchi method has been used and analyzes of signal/noise, variance and optimization have been performed. As a result, it is obtained that SPT-N is the most effective parameter in design.

Keywords: Soil improvement, Jet grout method, Theoretical formulations, Taguchi method

ÖZET

Günümüzde, taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma problemlerinin olduğu problemleri zeminlerde jet grout metodu pratik ve yaygın bir zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılmaktadır. Jet grout metodu birçok avantaja sahip olmasına rağmen, farklı zemin türlerinde farklı çap tasarımı gerektirmektedir. Bu problemin çözümünde yaklaşık sonuçlar elde etmek, deneysel verilere bağlı olarak geliştirilen teorik formülasyonlar kullanılarak mümkün olmaktadır. Literatürde kolon çapının teorik olarak elde edilmesi ile ilgili birçok çalışma bulunmaktadır. Bu çalışma kapsamında tahmini kolon çapının belirlenmesinde %15 rölatif hata değerine sahip önerilen matematiksel ifadeler kullanılmıştır. Tasarım girişi parametrelerinin jet grout kolon tasarımına etkisi istatistik metotlarla bulunmuştur. Tasarım kriterlerinin araştırılmasında parametreler olarak enjeksiyon basıncı, tij geri çekme hızı, enjeksiyon debisi ve düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı (SPT-N) dikkate alınmıştır. Tasarım kriterlerinin araştırılmasında Taguchi yöntemi kullanılmış ve sinyal/gürültü, varyans ve

¹ Research Assistant, KTO Karatay University, Department of Civil Engineering, esra.uray@karatay.edu.tr

² Undergraduate Student, KTO Karatay University, Department of Civil Engineering, asafkeles@gmail.com

³ Assistant Professor, KTO Karatay University, Department of Civil Engineering, isa.kul@karatay.edu.tr

⁴ Professor, Konya Technical University, Department of Civil Engineering, ozcantan@hotmail.com



optimizasyon analizleri yapılmıştır. Sonuç olarak düzeltilmiş SPT-N nin tasarımı en etkili parametre olduğu elde edilmiştir.

Anahtar Kelime: Zemin iyileştirme, Jet grout metodu, Teorik formüller, Taguchi yöntemi

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde özellikle taşıma gücü düşük ve oturma gibi problemlere sahip zeminlerde jet grout iyileştirme yöntemi yaygın olarak farklı projelere göre zemin iyileştirmesi veya su izolasyonu amacıyla her çeşit zeminde kullanılmaktadır. Jet grout kolon oluşturma işleminin pratik olması ve kısa zamanda yapılması sebebiyle projelerde zamandan tasarruf sağlamaktadır. Ayrıca pratik olması sebebiyle maliyeti diğer sistemlere göre düşüktür ve zeminin geçirgenlik özelliğinin azaltılması veya tamamen engellenmesi yönüyle diğer sistemlere göre daha uygundur. Üretilen kolonun zemin gerilmesi sebebiyle derinlerde daha küçük çapta olması, projede istenen kolon çaplarının sahada yapılan enjeksiyonla elde edilememesi, zemin derinliklerinde oluşan kolonların çap kontrolünün yapılamaması gibi durumlar bu yöntemin dezavantajları arasında yer almaktadır.

Jet grout zemin iyileştirme metodu 1970 yıllarına uzanan tarihçesiyle yeni bir zemin iyileştirme metodu olarak zayıf nitelikli zeminlerin ıslahında kullanılan yöntem ilk olarak Japonyada Nakanishi (MİKİ 1989) adında bir bilim adamı tarafından geliştirilmiştir. Jet grout sistemi ilk olarak Japon bilim adamları tarafından 1973 yılında bulunmuştur. (Yahiro ve Yoshida, 1973). Yahiro ve Nakanishi (Xanthakos, 1994) tarafından dünyaya tanıtılmıştır. 1980' lerin başında Jet 3 tipi jet grout sisteminin geliştirilmesinden sonra jet grout kullanım alanı genişlemiş ve bütün dünyada yaygın bir şekilde kullanılmaya başlamıştır. Jet 3 tipi jet grout sistemi ile daha büyük çapta kolon çapları oluşturulmuş ve daha ekonomik şekilde zemin iyileştirilmesi yapılmıştır. Jet grout zemin iyileştirme sisteminin teorik çalışmalarını ilk olarak İtalyan bilim insanları yapmıştır. Jet grout kolon çap analizi hakkında ki önemli çalışmaları Croce ve Flora adlı İtalyan bilim adamları yapmıştır. Yaptıkları çalışmalarda Jet 1 tipi jet grout sisteminin maksimum kolon çaplarını zemin çeşitlerine göre analizleri yapılmış ve kapasiteleri hakkında raporlar hazırlamışlardır (Croce ve Flora,2000; Modoni ve diğ., 2006; Modoni ve Bzówka, 2012).

Hinze (1948) tarafından yapılan çalışmada batık jet prensibi ile batık altındaki bir jetin çalışma şekli incelenmiş ve yüksek hızdaki viskoz akışkanın nozuldan çıktıktan sonraki hızını tahmin ederek ne kadar yol alabileceği hesaplanmıştır. Jet grout sisteminde çimento şerbetinin (grout) akışkanın mekaniği açısından davranışını temel alarak jet grout kolon çapının teorik olarak elde edilmesi ile ilgili ilk olarak İtalyan bilim adamları çalışma yapmışlardır. Jet grout sisteminde iyileştirme yapılan zemin türünün farklı olmasının jet grout tasarımına etkisi incelenmiştir. Bu çalışmada, Akışkan nozuldan çıktıktan sonra çakıllı bir zemin ile karşılaştığında sızma davranışı, killi veya kumlu bir zeminle karşılaştığında erozyon davranışı gösterdiğini bulmuşlardır (Kauschinger ve diğ., 1992; Miki, 1985; Croce ve Flora, 2000).

Jet grout sürecinde nozuldan ayrılan enerji kaybının belirlenmesinde kullanılacak olan akışkanın viskozitesi önerilen teorik denklemlerle hesaplanmıştır (Raffle ve Greenwood 1961; Bell, 1993). Hesaplanan enerji ile zeminin kesme direnci arasında ilişki kurularak iyileştirme yapılan zeminin kesme direncine göre akışkanın (çimento şerbeti) ne kadar yol alabileceği tahmin edilmeye çalışılmıştır (Farmer ve Attewell, 1965; Dabbagh ve diğ., 2002).

Teorik modellemeler ve arazi deneyleri sonucu zemin tiplerine göre jet grout kolon çapı tahmini için denklem geliştirilmiştir (Flora ve diğ., 2013).

Bu çalışmada, literatürde jet grout kolon çapının teorik olarak elde edilmesiyle ilgili yapılan çalışmalar incelenerek Flora ve diğ. (2013) tarafından önerilen matematiksel ifadeler kullanılarak jet grout kolon tasarım kriterleri araştırılmıştır. Jet grout kolon tasarımında kullanılan enjeksiyon basıncı, tij geri çekme hızı, enjeksiyon debisi ve düzeltilmiş standart penetrasyon sayısının kumlu zeminler için tasarım kriterleri araştırılmıştır. Tasarım kriterlerinin araştırılmasında ortogonal dizileri kullanarak az sayıda analiz ile kontrol edilemeyen faktörlerin etkisini de minimize eden istatistik tabanlı bir yöntem olan Taguchi (Taguchi ve diğ., 1989) yöntemi kullanılmıştır.

2. MATERYAL VE METOD

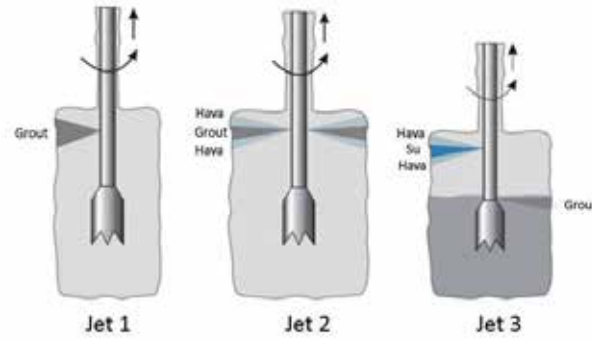
2.1. Jet Grout Zemin İyileştirme Yöntemi

Jet grout iyileştirme yöntemi belirli su/çimento oranına sahip karışımın belli bir basınçla iyileştirilmesi yapılacak derinliğe enjeksiyon edilmesi prensibine dayanmaktadır. Çimento şerbetinin delgi makinesine bağlı tij ile yüksek basınçta yapılan enjeksiyon işlemi tij belli bir hızda döndürülüp yüzeye çekilmesiyle silindirik kolonlar oluşturulmaktadır. Bu kolonlar, zeminin taşıma kapasitesi artırması ve zemin içinde duvar oluşturması gibi farklı prensiplerle çalışmaktadır. Jet grout zemin iyileştirme yöntemi 4 ana sistemlerden oluşmaktadır. Bu sistemler pompa, mikser, çimento silosu ve delgi makinasıdır. Su ve çimento mikserde karıştırılarak kolon oluşturulması amaçlanan jet grout kolon çapına göre pompayla belirli bir basınç ile iyileştirme yapılacak derinliğe indirilen delgi makinasına aktarılmaktadır. Delgi makinesi bağlı tijin belirli bir hızda dönerek yukarı çekilmesiyle jet grout kolonu oluşturulmaktadır.

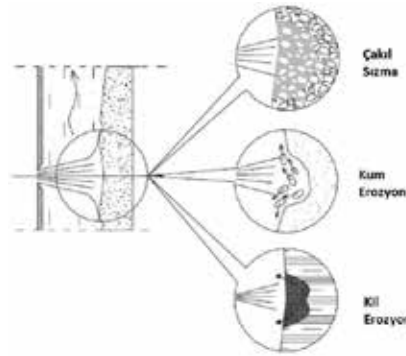
Jet grout sisteminin tasarımında farklı zemin tiplerinde daha iyi sonuç ve daha büyük kolon çapları elde edebilmek için gerekli çalışmalar yapılmış ve Şekil 1’ de verilen Jet 1, Jet 2 ve Jet 3 olmak üzere farklı jet grout sistemleri geliştirilmiştir (Kazemian ve Huat, 2010). Küçük çaplı kolon oluşturulmasında ideal ve pratik bir sistem olan Jet 1 sisteminde çimento ve su karışımı aynı anda enjekte edilmektedir. Daha büyük çapta kolon elde etmek amacıyla hava basıncının eklendiği Jet 2 sisteminde çimento şerbetinin oluşturduğu kesme kuvvetinin arttırılması amaçlanmıştır. Kil gibi sıkı zeminlerde yapılan tasarımlarda istenilen büyük kolon çapını elde etmek amacıyla 3 farklı enjeksiyon sistemi kullanılmaktadır. Jet 3 sisteminde, basınçlı su ve hava aynı nozuldan yıkama yapıp daha sonra ikinci farklı bir nozuldan çimento şerbeti enjekte edilmektedir. Jet sistemlerinin çalışma prensibi Şekil 2’ de gösterilmiştir.

Jet grout metodunda kolon çapı tasarımına etki eden parametreler kontrol edilebilir parametre ve kontrol edilemeyen parametre olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Jet grout uygulamasının giriş parametreleri olan jet grout tipi, enjeksiyon basıncı, enjeksiyon debisi, su/çimento oranı ve tij geri çekme hızı tasarımda etkili olan kontrol edilebilir parametrelerdir. Bununla birlikte, zemin tipi, tabakalanma durumu, yeraltı su seviyesi, zemin çimento karışımı ile reaksiyonu kontrol edilemeyen parametrelerdir. Yapılan çalışmalar sonucu zemin türüne göre iki farklı durumda kolon oluştuğu gözlemlenmiştir. Bu kolon oluşumu killi ve kumlu zeminlerde erozyon (aşınma) ile gerçekleşirken, çakıllı zeminlerde ise sızma olarak gerçekleşmektedir (Şekil 2). Bu durum, basınçla zemine enjekte edilen çimento

şerbeti kil ve kum zeminde grout ile bir karıştırılmış bir yapı oluştururken, çakıl zeminde tane boyutu etkisiyle boşlukları dolduran bir yapı oluşturmasından kaynaklanmaktadır.



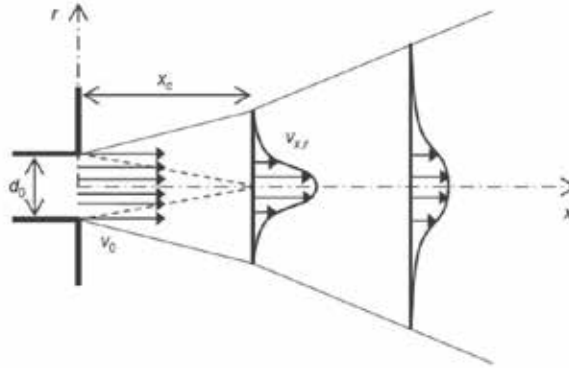
Şekil 1. Jet Grout Sistemleri (Keller, 2009)



Şekil 2. Jet Grout Çalışma Prensipleri (Modoni ve diğ., 2006)

2.2. Batık Jet Prensipleri ve Teorik Kolon Çapı için Matematiksel İfadeler

Jet grout kolonunun teorik çapı, jet grout pompasının sensörleriyle ölçülen aşınma enerjisi ve zeminin direnci dikkate alan batık jet enerji teoremi ile tahmin edilebilmektedir. Batık jet enerji teoremi üzerinde çalışan Hinze (1948), batık jet ucundan çıkan bir akışkanın enerjisini ve hızını istenilen uzaklıktaki enerjisini bulan teoremleri bulmuştur. Nozulden çıkış anında V_0 hızına sahip akışkanın (grout) hidrodinamik özellikleri dikkate alınmıştır. Batık jet enerji prensibine göre çalışan jet grout sisteminde, kolon çapı jet grout sisteminin oluşturduğu enerjinin zemin direnci ile kıyaslanmasıyla elde edilebilmektedir. Flora ve diğ. (2013) tarafından yapılan çalışmada Hinze tarafından araştırılan batık jet enerji prensibinde ki hız geçişleri Şekil 3' te verilmiştir. Buna göre nozulden çıkan şerbetin x uzaklıktaki hızını teorik olarak elde edebiliriz. Batık jet prensibinde nozulden çıkan akışkan bir süre sonra nozul şekline ve çapına göre laminar akımdan türbülanslı akıma geçmektedir. Bu geçişteki enerji kayıpları teorik formüllerle tespit edilebilmektedir. Elde edilen x uzaklıktaki hız, şerbetin yoğunluğu ile birlikte enerjiye çevrilmektedir. Elde edilen bu enerji zeminin direnci ile eşitlenerek bir tahmin yapılabilir. Bu çap en kesit düzleminde oluşmaktadır. Teorik modellemede jet groutun kendi ekseninde oluşturduğu dönme en kesit düzleminde oluşturduğu dairesel hareketten dolayı sabit olarak alınmıştır. Yüksekliğide sabit aldığımız zaman dönme süresine göre limitin oluşturduğu alan teorik modellemede kullanılan çapı vermektedir.



Şekil 3. Jet Grout Çalışma Prensibi (Flora ve diğ., 2013)

Jet grout sisteminin daha verimli hale getirmek için jet grout sisteminin giriş parametreleri olan kontrol edilebilen faktörler dikkate alındığı zaman kolon çapı tahmini için bir teorik denklemin mümkün olduğu görülmüştür. Jet grout sistemi bir pompada üretilen enerji ile enjeksiyon yapmaktadır. Çeşitli matematiksel teoriler ile tahmin edilebilen bu enerjiyi zeminin karşı koyduğu direnç ile kıyaslayarak akışkanın ilerleme mesafesi tahmin edilebilmektedir. Elde edilen bu mesafe kullanılarak batık jet enerji prensibini temel alan matematiksel denklem ile kolon çapı tahmini yapılabilmektedir (Modoni ve diğ., 2006).

Flora ve diğ. (2013) tarafından yapılan çalışmada batık jet prensibi ve zeminin karşı koyduğu direnci dikkate alarak bir denklem geliştirmişlerdir. Bu çalışmada kolon çapı tasarımında daha pratik ve kullanışlı olması sebebiyle Flora ve diğ. (2013) tarafından önerilen matematiksel ifadeler kullanılmıştır. Bu matematiksel ifadeye göre elde edilen kolon çapları ile literatürde deney sonuçları bilinen kolon çapları karşılaştırılmıştır. Bu kapsamda önerilen ortalama kolon çapı Eşitlik 1 ile verilmiştir.

$$D_a = D_{ref} \times J^\beta \times S^\delta \quad (1)$$

Burada, J ve S birimsiz terimler olup sırasıyla batık jetin erozyon kapasitesi ve zeminin erozyona direncine karşılık gelmektedir ve Eşitlik 2-Eşitlik 7 ile verilmiştir. D_{ref} zemin özelliklerine bağlı referans çaptır ve β ve δ katsayıları ile birlikte araziden alınan deney sonuçlarına göre kalibre edilmiş değerlerdir. Zemin sınıfları çakıl, kum ve kil olmak üzere 3 zemin sınıfına ayrılmış olup D_{ref} değeri zemin sınıflarına göre sırasıyla 1.0, 0.8 ve 0.5 olarak verilmiştir (Çizelge 1).

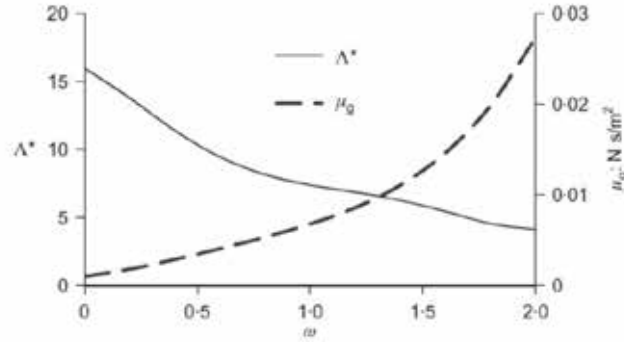
$$J = \frac{\alpha \times \Lambda^* \times E_n'}{\alpha_{ref} \times \Lambda_{ref}^* \times E_{nref}'} \quad (2)$$

Burada, α jet grout tipine göre değişen bir katsayı olup Jet 1 sistemde değeri 1 olarak alınırken Jet 2 ve Jet 3 için yapılan deneyler sonucunda $\alpha > 1$ olduğu gözlemlenmiş ve $\alpha = 6$ olarak alınması önerilmiştir (Çizelge 1).

Λ^* değeri şerbetin karışım oranına bağlı olarak değişen şerbetin kinematik viskozite değeridir (Şekil 3). Şekil 3' te verilen μ_g çimento şerbetinin viskozite değeri ve ω ağırlıkça çimento-su oranıdır.

Çizelge 1. Zemin Türlerine Göre β ve α Katsayıları (Flora ve diğ. (2013))

Zemin Türü		ASTM D2487 zemin sınıflandırması	D_{ref}	β	α
İri Daneli	İçinde İnce Dane Olmayan	GW-GP- SW-SP (%5 ten az ince malzemesi olan)	1.0	0.20	-0.25
	İçinde İnce Dane Olan	GM- GC-SM-SC (%5 ten fazla ince malzemesi olan)	0.8		
İnce Daneli		CL- ML-OL- CH- MH-OH-Pt (Kil, Silt ve organik zeminler)	0.5		



Şekil 4. Jet Grout Şerbeti kinematik viskozite değerleri (Flora ve diğ., 2013)

E_n' (MJ/m) şerbetin nozuldan ayrılmadan önceki enerji değeridir ve şerbetin nozuldan ayrılmadan önceki değerin okunması önerilmektedir (Eşitlik 3, Flora ve Lirer, 2011).

$$E_n' = 0.9 \times E_p' \quad (3)$$

Yukarıda belirtilen E_p' enjeksiyon pompasından jet grout nozul ucuna kadar olan kısımda ki enerji kaybına karşılık gelmekte olup bu enerji kaybı ideal şartlarda %10 olarak önerilmiştir. Pompa ile nozul arasında ki mesafe arttıkça bu rakam yeniden belirlenmelidir. Yukarıda enjeksiyon pompasında oluşan enerjinin hesaplanması için Eşitlik 4 önerilmiştir (Tornaghi, 1989). Burada, Q (m^3/sn) nozuldan çıkan şerbetin debisini, P (bar) şerbetin basıncını ve V_r (m/sn) ise tijin geri çekme hızını belirtmektedir. α_{ref} , Λ_{ref}' ve E_{ref}' referans değerleri yapılan deneyler sonucu önerilmiş olup formülde 1m kolon için gereken değerler verilmiştir (Eşitlik 5). Zeminin erozyona karşı direnci, S , SPT zemin etüdü için Eşitlik 6 ve CPT zemin etüdü için Eşitlik 7 verilmiştir.

$$E_p' = \frac{Q \times P}{V_r} \quad (4)$$

$$\alpha_{ref} = 1 \quad \Lambda_{ref}' = 7.5 \quad E_{ref}' = 10 \text{ MJ/m} \quad (5)$$

$$S = \frac{N_{SPT}}{N_{SPT_{ref}}} = \frac{N_{SPT}}{10} \quad (6)$$

$$S = \frac{q_c}{q_{c_{ref}}} = \frac{q_c}{1.5} \quad (7)$$

Bu çalışmada detayları verilen kolon çapı belirlenmesinde kullanılan matematiksel ifade kullanılarak jet grout tasarım kriterleri araştırılmıştır.

2.3. Taguchi Yöntemi ve Tasarım Parametreleri

Jet grout kolon tasarımında kullanılan olan parametrelerin etki değerlerinin belirlenmesi tasarım aşamasında önemlidir. Farklı zemin türlerinde farklı özelliklere sahip olarak üretilen jet grout kolonlar için geliştirilmiş gerçek duruma yakın sonuç veren analiz programı bulunmamaktadır. Bu sebeple Çizelge 2’ de seviyeleri ile birlikte verilen tasarım parametrelerini kullanarak elde edilen teorik kolon çapının belirlenmesinde Flora ve diğ. (2013) tarafından önerilen matematiksel ifadeler kullanılmıştır (Eşitlik 1). Tasarım parametrelerinin seviyelerinin belirlenmesinde Flora ve diğ. (2013) tarafından yapılan çalışmada kullanılan deney verilerinden faydalanılmıştır.

Çizelge 2. Tasarım parametre ve seviyeleri

Kontrol edilebilen parametre	Sevive 1	Sevive 2	Sevive 3	Sevive 4
P (bar): Enjeksiyon basıncı	100	200	300	400
Vr(m/s): Tii geri çekme hızı	0.001	0.002	0.003	0.004
O(m ³ /s): Enjeksiyon debisi	0.5	1	1.5	2
SPT-N: Düzeltilmiş SPT-N sayısı	5	10	15	20

Taguchi Metodu, ortogonal dizileri kullanarak kontrol edilemeyen faktörlerin etkilerini minimize etmeye çalışan istatistik tabanlı tasarım yöntemidir. Parametrelerin tasarıma etkisinin araştırılmasında Taguchi tarafından önerilen ortogonal dizin tablolarından biri olan L₁₆ tasarım tablosu kullanılmıştır (Çizelge 3).

Taguchi tarafından tanımlanan “Sinyal/Gürültü oranı (S/N)”, deney tasarımında kontrol edilen parametrelerin sonuç üzerinde etkisini minimize etmek için kullanılan ve analiz değişkeni ya da performans kriteri olarak adlandırılan bir orandır. Bir dizi istatistik olarak ifade edilen S/N oranı uygulamada ki çalışma sonunda ulaşılması istenen hedef türüne göre en küçük en iyi, en büyük en iyi ve hedef değer en iyi olarak üçe ayrılmıştır. Bu çalışmada jet grout kolon tasarımına parametrelerin etkisi “en büyük en iyi” duruma göre hesaplanmıştır (Eşitlik 8).

$$S/N = -10 \log \left[\frac{\sum (1/Y^2)}{n} \right] \quad (8)$$

Burada, Y, hedef değere ve n, deneme sayısına karşılık gelmektedir.

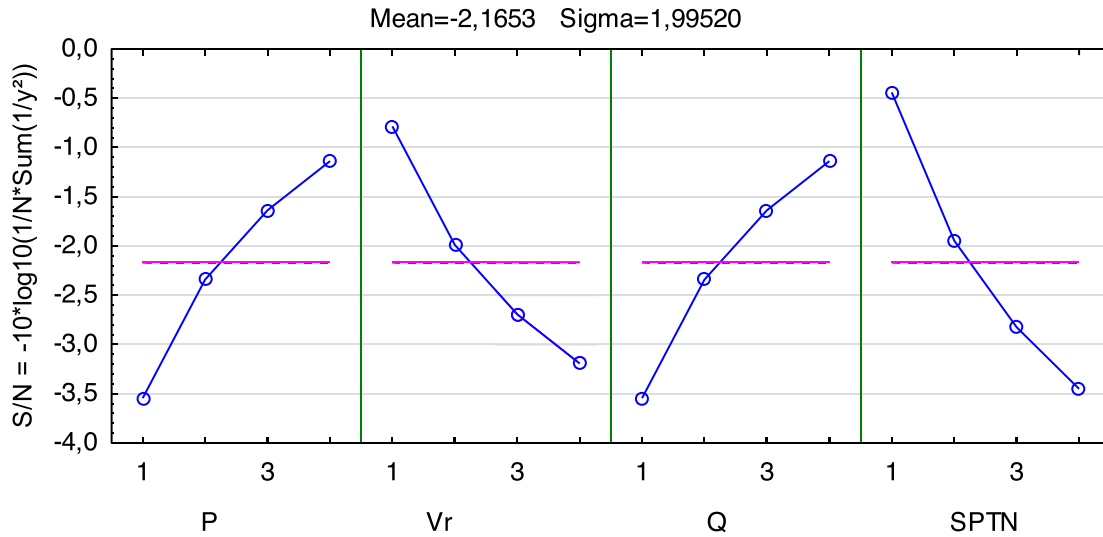
3. TASARIM KRİTERLERİNİN ARAŞTIRILMASI

Jet grout kolon tasarımında, tahmini kolon çapına etkisi tasarım kriterlerinin araştırılmasında S/N oranları kullanılmıştır. Düzenlenmiş L₁₆ ortogonal tasarım tablosu göre hesaplanmış D_a değerleri kullanılarak elde edilen S/N oranları Çizelge 3’ te verilmiştir. Aynı tabloda Çizelge 2’ de verilen tasarım parametrelerine göre güncellenmiş L₁₆ tasarım tablosu ve Eşitlik 1 kullanılarak hesaplanmış kolon çapları (D_a) verilmiştir. Bu çalışma kapsamında kum zeminde jet grout kolon tasarımı araştırılması sebebiyle D_{ref}, 0.8 olarak alınmıştır.

Çizelge 3. L₁₆ ortogonal dizin tablosu

Tasarım No	Tasarımların yapılacağı parametre seviyeleri				P (bar)	Vr (m/s)	Q (m ³ /s)	SPT-N	D _a (m)	S/N
	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄						
1	1	1	1	1	100	0.5	0.001	5	0.81	-
2	1	2	2	2	100	1	0.002	10	0.68	-
3	1	3	3	3	100	1.5	0.003	15	0.62	-
4	1	4	4	4	100	2	0.004	20	0.57	-
5	2	1	2	3	200	1	0.001	15	0.81	-
6	2	2	1	4	200	0.5	0.002	20	0.57	-
7	2	3	4	1	200	2	0.003	5	0.99	-
8	2	4	3	2	200	1.5	0.004	10	0.74	-
9	3	1	3	4	300	1.5	0.001	20	0.89	-
10	3	2	4	3	300	2	0.002	15	0.88	-
11	3	3	1	2	300	0.5	0.003	10	0.68	-
12	3	4	2	1	300	1	0.004	5	0.88	-
13	4	1	4	2	400	2	0.001	10	1.19	1.491
14	4	2	3	1	400	1.5	0.002	5	1.16	1.292
15	4	3	2	4	400	1	0.003	20	0.70	-
16	4	4	1	3	400	0.5	0.004	15	0.62	-

Parametre seviyelerine (seviye 1, 2, 3 ve 4) göre belirlenmiş olan ortalama S/N oranlarının değişimi Şekil 5’ te görülmektedir. Verilen grafiksel değişim incelendiği zaman maksimum kolon çapının elde edilmesinde enjeksiyon basıncı ve enjeksiyon debisi arttıkça kolon çapında artış; tij geri çekme hızı ve düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı arttıkça kolon çapında azalma elde edilmiştir.



Şekil 5. Parametre seviyelerine göre ortalama S/N oranlarının değişimi

İstatistiksel bir kavram olan varyans, verilerin aritmetik ortalamadan sapmalarının karelerinin toplamı olarak tanımlanmaktadır. Jet grout kolon çapına etkisi araştırılan tasarım parametrelerinin varyans analizleri yapılmış ve sonuçlar Çizelge 4’ te verilmiştir.

Çizelge 4’ te verilen parametre etki oranları incelendiği zaman kolon çapı tasarımına en fazla etki eden parametrenin SPTN olduğu görülmektedir. Ayrıca, diğer parametrelerin tasarıma etkisinin %22 lik değeriyle aynı olduğu sonucu elde edilmiştir.

Çizelge 4. Varyans analizi

Parametre	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (Ss)	Varyans	Etki oranı (P) (%)
P (bar)	3	13.088	4.363	22
V _r (m/s)	3	13.088	4.363	22
Q(m ³ /s)	3	13.088	4.363	22
SPTN	3	20.449	6.816	34
Toplam	15	59.712		

Taguchi yönteminde maksimum jet grout kolon tasarımında maksimum kolon çapının elde edilmesi için tasarım parametresinin seviye değerini elde edilebilmektedir. Taguchi optimizasyon analizleri sonucu elde edilen maksimum kolon çapı için önerilen parametre seviyeleri ve beklenen kolon çapı Çizelge 5’ te görülmektedir. Bu parametre seviyelerine karşılık gelen parametre değerleri kullanılarak maksimum kolon çapı Eşitlik 1’ e göre hesaplanmıştır. Beklenen kolon çapı ve doğrulama analiz kolon çapı kullanılarak hesaplanan rölatif hata değeri %1.9 olarak elde edilmiştir.

Çizelge 5 Taguchi optimizasyon analiz sonuçları

Parametre	Parametre Seviyesi	Parametre Değeri
P (bar)	4	400
V _r (m/s)	1	0,001
Q(m ³ /s)	4	2
SPTN	1	5
Beklenen maksimum kolon çapı (m)		1,44
Doğrulama analizi maksimum kolon çapı		1,41
Rölatif Hata (%)		1,9

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada son zamanlarda zemin iyileştirme tekniği olarak yaygın olarak kullanılan jet grout kolon tasarımında etkili parametreler literatürde kolon çapı için önerilen teorik matematiksel ifadeler kullanılarak araştırılmıştır. Kum zeminde yapılan tasarıma etki eden parametreler olarak enjeksiyon basıncı, tij geri çekme hızı, enjeksiyon basıncı ve iyileştirme yapılacak zemine ait düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı alınmıştır. Tasarım kriterlerinin araştırılmasında istatistik tabanlı Taguchi yöntemi kullanılmıştır. Taguchi tarafından önerilen 4 seviyeli 4 parametre için L₁₆ ortogonal dizin tablosu kullanılmıştır. Normal şartlarda her parametrenin her seviyesinin oluşturduğu tüm kombinasyonların sonuç üzerine etkisini araştırmak zaman almaktadır. Bu sebeple seçilen tasarım parametre ve seviyelerine göre düzenlenmiş L₁₆ ortogonal dizin tablosu kullanılarak kolon çaplarının kısa zamanda hesaplanması amaçlanmıştır. Değişken zemin koşullarında zemin malzemesi kullanılarak oluşturulan kolonların farklı özelliklere sahip olması sebebiyle günümüzde yaygın olarak kullanılan jet grout metodu ile ilgili geliştirilmiş gerçek duruma yakın tasarımlar yapabilen bir yazılım bulunmamaktadır. Bu çalışmada kolon çapının elde edilebilmesi için literatürde verilmiş teorik formülasyonlar kullanılmıştır.

Taguchi yöntemi ile yapılan tasarım ve analizler sonucunda homojen zemin ortamı için, jet grout kolon imalatlarında kolon çapı üzerinde en etkili parametrenin %34 ile düzeltilmiş standart penetrasyon vuruş sayısı olduğu belirlenmiştir. SPT darbe sayısı (diğer bir ifade ile zeminin sıklığı) arttıkça kolon çapında yaklaşık lineer bir azalma meydana gelmektedir.

Diğer parametrelerin (enjeksiyon basıncı, geri çekme hızı ve enjeksiyon debisi) JG kolon çapı üzerindeki etki oranları %22 olarak belirlenmiştir. Enjeksiyon basıncı ve enjeksiyon debisi arttıkça kolon çapı artarken, geri çekme hızı arttıkça kolon çapı azalmaktadır. Etki oranlarının yüksek ve birbirine yakın olması, tasarım ve imalat esnasında bu parametrelerin hepsinin dikkate alınması ve farklı işletim parametreleri için deneme kolonlarının yapılarak en uygun çap oluşumunun gerekli olduğunu göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Bell, A. L. (1993), Engineering properties of soils. London: E & FN Spon.
- Burke, G. K. (2004), "Jet Grouting Systems: Advantages and Disadvantages", In Proceeding of GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods and Specialty Foundation Systems, pp. 875-886, DOI: 10.1061/40713(2004)75.
- Croce, P., Alessandro, F. (2000), "Analysis of Single-Fluid Jet Grouting", Geotechnique, Vol 50, 739-748.
- Dabbagh, A. A., Gonzalez, A. S. ve Pena, A. S. (2002), "Soil Erosion by a Continuous Water Jet", "Soils and foundations", Vol 42.5, 1-13.
- Durgunoğlu, T., Kulaç, F., İkiz, S., Sevim, O. ve Akçakal, O. (2012), "Offshore Jet Grouting: A Case Study", In Proceedings of the ISSMGE-TC211 International Symposium on Ground Improvement, pp. 225-234.
- Erkan, İ. H. (2013), "Jet Grout Kolonların Performansını Etkileyen Faktörlerin Deneysel Olarak Araştırılması", Doktora Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Erol, O. A., Çekinmez Bayram, Z. (2018), "Jet Enjeksiyon Yöntemi", Yüksel Proje Uluslararası A.Ş. Ankara.
- Farmer, I. W., Attewell, P. B. (1965), "Rock Penetration by High Velocity Water Jet: A Review of the General Problem and an Experimental Study", In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol 2.2, pp. 135-153, Pergamon.
- Flora, A., Modoni, G., Lirer, S. ve Croce, P. (2013), "The Diameter of Single, Double and Triple Fluid Jet Grouting Columns: Prediction Method and Field Trial Results", Géotechnique, Vol 63.11, 934.
- Hinze, J. O. (1948), "Turbulence", New York, USA, McGraw-Hill (1st edn.).
- Kauschinger, J. L., Perry, E. B. ve Hankour, R. (1992), "Jet grouting: State-of-the-Practice", In Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, pp. 169-181.
- Kirsch, K., Bell, A. (Eds.), (2012). "Ground improvement", CRC Press(First Edt.).
- Modoni, G., Croce, P. ve Mongiovi, L. (2006), "Theoretical Modelling of Jet Grouting", Géotechnique, Vol 56.5, 335-348.
- Modoni, G., Bzowka, J. (2012), "Design of Jet Grouting for Foundation", J. Geotech. Geoenviron. Engng, ASCE, Vol 138.12, 1442-1454, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000718](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000718).
- Miki, G. (1985), "Soil Improvement by Jet Grouting", In Proceedings of 3rd Int. Geotech. Seminar on Soil Improvement Methods, Singapore, pp. 45-52.
- Ochmański, M., Modoni, G. ve Bzówka, J. (2015), "Prediction of the Diameter of Jet Grouting Columns with Artificial Neural Networks, Soils and Foundations, Vol 55.2, 425-436.
- Ribeiro, D., Cardoso, R. (2017), "A review on Models for the Prediction of the Diameter of Jet Grouting Columns, European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol 21.6, 641-669.
- Rollins, K. M., Adsero, M. E. ve Brown, D. A. (2008), "Use of Jet Grouting to Increase Lateral Pile Group Resistance in Sofy Clay", In Proceedings of the 14 th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Shibazaki, M. (2003), "State of Practice of Jet Grouting", In Proceedings of the Grouting and Ground Treatment (pp. 198-217).
- Taguchi, G., Elsayed, E. A. ve Hsiang, T. C. (1989), "Quality Engineering in Production Systems", McGraw-Hill, New York. 173.
- Ueda, H., Hinze, J. O. (1975), "Fine-Structure Turbulence in the Wall Region of a Turbulent Boundary Layer, Journal of Fluid Mechanics, Vol 67.1, 125-143.
- Yahiro, T., Yoshida, H. (1973), "Induction Grouting Method Utilizing High Speed Water Jet", In Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, 359-362.



TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
UCTEA TURKISH CHAMBER OF CIVIL ENGINEERS



ULUSLARARASI
8. GEOTEKNİK
SEMPOZYUMU



INTERNATIONAL
8th GEOTECHNICAL
SYMPOSIUM



13-15 KASIM 2019 / NOVEMBER 13-15, 2019
SÜLEYMAN DEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ • İTÜ AYAZAGA KAMPÜSÜ, İSTANBUL

Xanthakos, P. P., Abramson, L. W. ve Bruce, D. A. (1994), “Ground Control and Improvement”, John Wiley & Sons.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

RÜZGAR ENERJİSİ TÜRBİN TEMELLERİ GEOTEKNİK TASARIMI

GEOTECHNICAL DESIGN OF FOUNDATIONS OF WIND ENERGY TURBINES

Yıldırım BAYAZIT¹

Berrak TEYMÜR²

ABSTRACT

Wind turbine structures are designed to convert the kinetic energy of wind into mechanical energy through aerodynamic forces acting on a rotor. Mechanical energy is used to activate a generator to generate electrical energy. During its lifetime, the wind turbine foundation is exposed to dead load of turbine and the tower, wind load, seismic loads and loads occurring due to operational activities. Approximate loads of turbines of 3.5 MW were used. The rotation and settlement calculations were made for sands having different densities (loose, medium dense and dense). Loads are classified as unusual loads (normal and extreme), operating loads and fatigue loads. The results of analytical method and numerical analysis were compared with each other and it is found that there was no difference between them that affects cost of the foundation structure. The amount of rotations in the loose sand and medium dense sand is the same in both methods, but the amount of rotation with the analytical method in the dense sand is lower. Although the system is sufficient in terms of rotational rigidity for three different sand densities, the loose sand does not seem safe for the operation of a turbine without any soil improvement. key words: sand, relative density, wind energy turbine, Plaxis.

ÖZET

Rüzgar türbini yapıları, bir rotora etkiyen aerodinamik kuvvetler vasıtasıyla rüzgarın kinetik enerjisini mekanik enerjiye dönüştürmek için tasarlanmıştır. Mekanik enerji daha sonra elektrik enerjisi üretmek için bir jeneratörü harekete geçirmek için kullanılır. Rüzgar türbini temeli ömrü boyunca, türbin ve kulenin zati ağırlığından kaynaklı yüke, dinamik rüzgar yüküne, sismik yüklere ve işletmeden kaynaklı yüklere maruz kalır. Çalışmada üç farklı sıklıktaki kum zemine oturan türbin temelinin davranışı incelenmiştir. Yükler için yapılan 3.5 MW'lık türbinlerin yaklaşık yükleri kullanılmıştır. Farklı sıklıktaki kumlar için (gevşek, sıkı ve orta sıkı) dönme ve oturma hesapları yapılmıştır. Yük sınıfları, olağan dışı yükler (normal ve aşırı), işletme yükleri ve yorulma yükleri şeklindedir. Analitik yöntem ve sonlu elemanlar programı PLAXIS 2D yardımıyla numerik analiz sonucu bulunan değerler birbiriyle kıyaslanmış ve aralarında yapı maliyetini etkileyecek bir fark bulunmadığı tespit

¹ Y. Müh, ybayazit83@gmail.com

² Dr. Öğr. Üyesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, teymurb@itu.edu.tr

edilmiştir. Numerik analiz ile bulunan oturma sonuçlarının analitik yöntem ile bulunan sonuçlardan daha küçük olduğu gözlemlenmiştir. Gevşek kum ve orta sıkı kumdaki dönme miktarları her iki yöntemde de aynı çıkmakla beraber sıkı kumda analitik yöntemle bulunan dönme miktarı daha düşük çıkmaktadır. Üç farklı sıklıktaki kum zemin özellikleri için sistem dönme rijitliği bakımından yeterli olmasına rağmen oturma miktarı olarak gevşek kum zemin iyileştirmesi yapmadan kurulacak bir türbinin işletmesi bakımından güvenli gözükmemektedir.

anahtar kelimeler: kum, rölatif sıklık, rüzgar türbini, Plaxis.

1. GİRİŞ

Rüzgar enerji santralleri temel tasarımının tam olarak anlaşılması için öncelikle rüzgar enerjisi tariflenmiş, kara tipi rüzgar çiftliklerinde kullanılan yüzeysel temeller hakkında ön bilgi verilmiştir. Rüzgar türbini, hava hareketinden meydana gelen rüzgârın kinetik enerjisini mekanik enerjiye dönüştürerek elektrik üreten türbinlerdir. Rüzgar enerjisi santralleri (RES) türbinleri tipik olarak dikey kuvvetleri, büyük dinamik yatay kuvvetleri ve devrilme momentlerini iletmek için tasarlanan yüzeysel temeller üzerine kurulmuştur. (Tinjum ve Christensen, 2010).

Bu çalışmada, RES türbin temelleri geoteknik tasarımı hakkında bilgi verilerek ve geoteknik tasarımın önemli bir parçası olan temel stabilite hesaplarını analitik ve sonlu elemanlar yöntemleri kullanarak hesaplayarak sonuçları karşılaştırılacaktır.

2. RES TÜRBİN TEMELİ GEOTEKNİK TASARIMI

Rüzgar türbini temel tasarımı; betonarme ve geoteknik aşamadan oluşur. Sahadaki rüzgar rejimine ve buna bağlı seçilen türbin tipine (boyutuna) karşın türbin yükleri ve stabilite gereksinimleri türbin tedarikçisi tarafından hesaplanarak verilir. Bu veriler ile birlikte temelin boyutlandırılması stabilite hesapları çerçevesinde yapılır. Rüzgar türbinlerine, rüzgarın neden olduğu aerodinamik yükler, kanadın ağırlığından kaynaklanan yükler, kanat hareket (santrifüj) kuvvetleri, kanadın ve türbinin rüzgara bağlı yön değiştirme (jiroskop) kuvvetleri ve işletme şartlarından kaynaklanan yükler etkimektedir. Bunlarla birlikte türbin gövdesinin, kulenin, temelin ve temel imalatı sonrası yapılan geri dolgunun zati ağırlığı da geoteknik tasarımda yük olarak kabul edilmektedir. Bir temelin tasarımı için; kapasitesi veya dayanımı, uygulanan yükleri karşılamak için yeterli olmalı ve temelin taşıdığı yapıya zarar verebilecek ya da işlev kaybına neden olabilecek bu uygulanan yükler altında aşırı deformasyondan kaçınmak gerekmektedir. Yapının bir bütün olarak çökmesi nihai limit durumu (ULS) ve işlev kaybına neden olan aşırı deformasyon içeren kullanılabilirlik limit durumudur (SLS).

Nihai limit durumu, taşıyıcı sistemin tamamının ya da bir bölümünün herhangi bir nedenle yıkılma durumuna gelmesidir. Taşıyıcı eleman ya da sistemin bütünü taşıma gücünün sınırına ulaşmış olmaktadır. Geoteknik tasarımda, taşıma kapasitesi, devrilmeye karşı direnç ve kaymaya karşı dayanıklılık dahil olmak üzere yapının genel stabilite davranışlarını nihai limit durumuna göre yapılmaktadır. Kullanılabilirlik limit durumu, yapının güvenli ve verimli bir şekilde çalışmasını sağlamada kritik öneme sahiptir. Bu nedenle, kullanılabilirlik limit durumu ile ilgili hususlar arasında temel oturmasının

sınırlandırılması, temelin bir yöne farklı oturması, temel ile zemin arasındaki boşlukların gelişiminin en aza indirilmesi, çatlakların yayılması ve temel hareketlerinin en aza indirilmesi yer almaktadır. Bir rüzgar türbini temeli için, kullanılabilirlik limit durumu tanımı basit ve açık değildir. Yapının kendi ağırlığına ek olarak, operasyonel yükler altında önemli deformasyonlar olması beklenebilir. Yapının oturması sadece rüzgar türbininin çalışması üzerinde değil aynı zamanda stabilite üzerinde de büyük olumsuz etkiler yaratabilir. Temelin bir kenarı diğerinden daha fazla oturursa, bu durum zeminle temas eden etkili alanın azalmasına neden olacaktır (Ntambakwa vd., 2018).

Tasarım yükleme durumları ve yük kombinasyonları; kule tabanındaki kesme kuvveti ve eğilme momentini ortaya çıkaran rüzgar yükleme durumudur. Yükleme durumları normal (N) ve anormal (A), yükleme durumları olarak incelenecektir. Bu yükleme durumları ile elde edilen mesnet reaksiyonları temele etkitilmektedir. Bu çalışmada, yükler çeşitli türbin imalatçılarının 3.5 MW kurulu güçteki türbinlerinin temele etkiyen yüklerinin ortalamaları alınarak hesaplanmıştır. Temele etkitilecek olan yükler yükleme durumu (zati yük, temel, dinamik rüzgar yükü vs.) ve yapılacak analiz türü ile ilişkili olarak yük katsayıları ile çarpılmalıdır. Bu yük katsayıları 0.9 ile 1.4 arasında değişmektedir. (IEC 61400-1, 2007). Rüzgar türbinden aktarılan kuvvetler de dahil olmak üzere, temele etki eden tüm kuvvetler, temel tabanına aktarılır ve temel-zemin ara yüzeyinde sırasıyla yatay ve dikey yönde H ve V kuvvetlerine dönüştürülür. (Şekil 1)



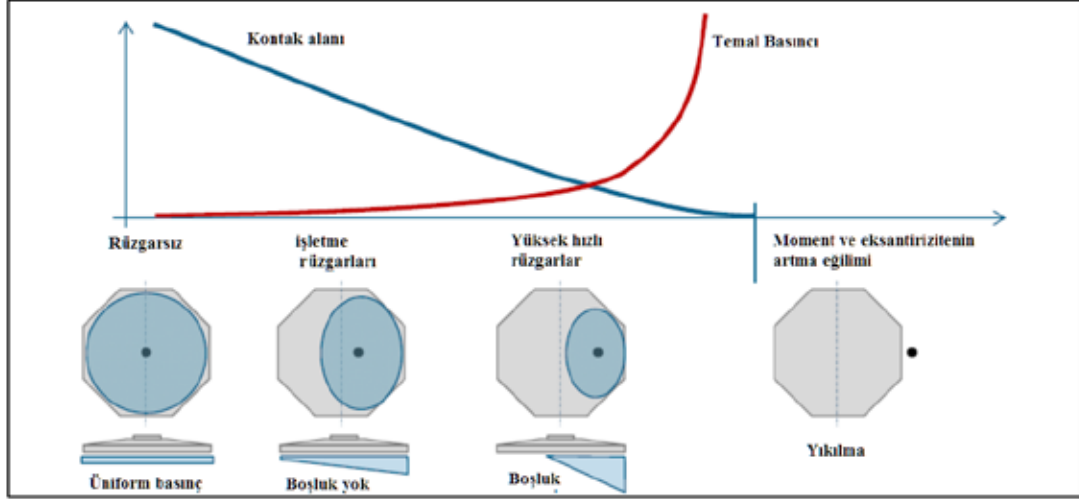
Şekil 1. Temele Etkiyen Yük Birleşenleri

Hesaplarda kullanılan yükler, türbin firmalarının türbinin oturacağı temelin tasarımı için paylaştığı, farklı yükleme koşullarından elde edilen ve maksimum kesit tesirlerini veren statik yüklerdir. Tekrarlı yükler altında zeminin davranışı incelenmemiştir.

2.1. Elastik Dağılımına Sahip Temel Taban Gerilmesi

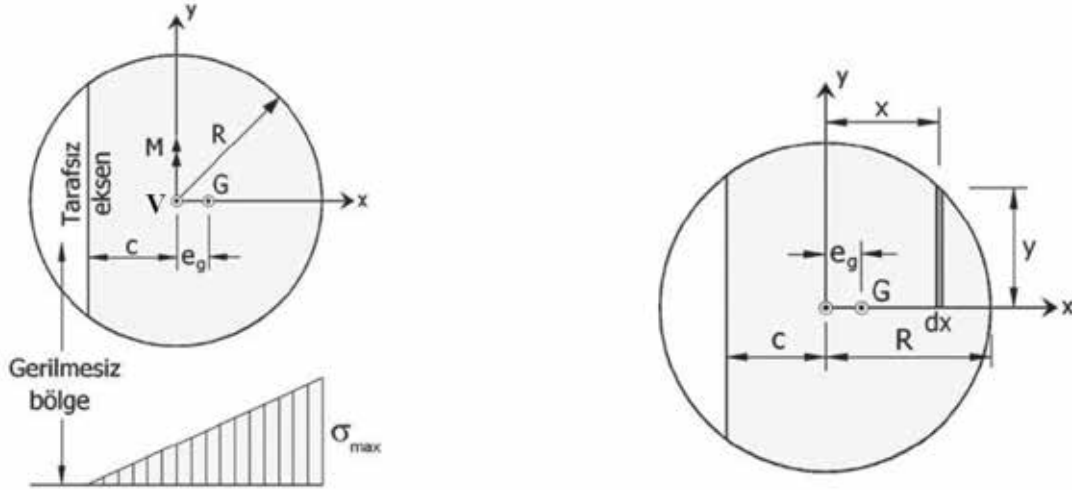
Yorulma yükü durumu ve deformasyonların (ULS) hesaplanması için normal uygulama, elastik dağılımın olduğu varsayımdır. Burada dışmerkezliliğe göre iki farklı hesap yolu izlenecektir. Düşey yük (V) ve eğilme momenti (M) altında bulunan R yarıçaplı dairesel bir temelin planı, yükleme durumu ve taban gerilmeleri Şekil 3'de gösterilmiştir. e dışmerkezliği R/4'ten küçük olduğu zaman küçük dışmerkezlik söz konusudur.

Rüzgar enerjisi türbini yüzeysel temelleri için taşıma kapasitesi değerlendirmelerine yük eksantrikliği ile ilgili hususlar dahil edilmelidir. Şekil 2’de, uygulanan devirmeye çalışan yüklere oranla temel taban basıncındaki değişim görülmektedir.



Şekil 2. Temel Kontak Alanı ve Temel Başınç Değişimi (Ntambakwa, 2008)

$e > R/4$ olduğu zaman büyük dışmerkezlilik söz konusudur ve temelin belirli bir bölgesi gerilmemiş durumdadır. Bu durumda gerilme hesaplarını Şekil 3’de koyu olarak gösterilen “Çalışan Temel Bölgesi”ne göre yapmak gerekir.



Şekil 3. Büyük Dış Merkezlilik Durumunda Gerilme Dağılımı (Özmen, 2010)

3. ANALİTİK VE NÜMERİK YÖNTEMLER İLE YAPILAN ANALİZLERİN SONUÇLARI

Zemin yükleme altında doğrusal olmayan davranış sergiler, doğrusal davranış temeline dayanan analitik çözümler sonuçlarda hataların ortaya çıkmasına neden olabilir. Numerik analiz (sonlu elemanlar) yöntemi ile zemini elasto-plastik modelleyebilmek mümkündür. Sonuçlar hem analitik çözümler hem de sonlu elemanlar yöntemi ile çözümlenerek

karşılaştırılmıştır. İlk aşamada türbin temelini oturduğu zemin gevşek kum olarak alınmıştır. Orta sıkı ve sıkı iki farklı kum için oturma ve dönme kontrolü yapılmıştır. Gevşek kum zeminde meydana gelen oturma ve dönme miktarları ile kıyaslanmıştır.

Temele gelen yükler Çizelge 1’de görüldüğü gibi kule (türbin ve kanatlar dahil) zati ağırlığı ve işletmeden kaynaklı yatay yükler temel tabanına etkililmiş, eğilme momentleri ise kuvvet çifti olarak verilmiştir. Yükler çeşitli türbin imalatçıların benzer özellikteki türbinlerinin yüklerine mertebe olarak benzer yüklerdir.

Çizelge 1. Modele Etkitilecek Yükler

Yük	Normal (ULS)	İşletme (SLS)
H, kule zati ağırlığı (kN)	4968	4968
M, Eğilme momenti (kNm)	85450	66540
V, Yatay Kuvvet (kN)	702	547

3.1. Malzeme Özellikleri

Bu çalışmada zemin tek bir tabaka olarak tanımlanmıştır. Üç farklı sıklıktaki kum ve geri dolgu için malzeme özellikleri Çizelge 2’de ki gibidir. Zemin parametreleri gevşek kum için benzer bir projenin geoteknik raporundan alınmış, orta sıkı kum ve sıkı kum için ise Ghazavai vd. (2013)’ün kum zemine oturan yüzeysel temellerin taşıma gücü ile ilgili yaptıkları bir çalışmadan alınmıştır. Beton malzeme özellikleri ise Çizelge 2’de verilmektedir.

Çizelge 2. Zemin ve Geri Dolgu Özellikleri (Ghazavai ve diğ., 2013) ve Beton Özellikleri

	Gevşek kum	Orta sıkı kum	Sıkı kum	Geri dolgu	Beton
Birim hacim ağırlığı, γ (kN/m ³)	18.00	19.60	21.00	16.20	22.5
Poisson oranı, ν	0.35	0.32	0.263	0.30	0.2
Kohezyon, c (kN/m ²)	0.5	0.5	0.5	0.00	-
İçsel sürtünme açısı, ϕ (°)	27	32	40	28	-
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	0	2	10	0	-
Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	18605	22500	55000	14860	2850000

3.2. Analitik Çözümlerin Sonuçları

Analitik çözümlerde kullanılan yöntem DNVGL-ST-0126 (2016) rüzgar türbinleri tasarımı kılavuzuna dayanmaktadır. Oturma ve dönme miktarının hesaplamada kullanılan rijitlik, denklem 1.1 ile tariflemiştir.

$$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \left(1 + \frac{D}{2R}\right) \left(1 + (0.85 - 0.28 \frac{D}{R}) \frac{D/H}{1-D/H}\right) \quad (1.1)$$

Denklemden, G zeminin kayma modülü, R temel yarıçapı, ν zeminin Poisson oranı, D temelin gömülme derinliği, H ise ana kayaya olan mesafesidir. Farklı zeminler yapıları için DNVGL farklı formüller tanımlamıştır. Oturma miktarları denklemlerle 1.2 ile hesaplanmıştır.

$$\delta = \frac{MR}{K_p} \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Burada } M \text{ eğilme momenti, } E$$

zeminin elastisite modülüdür.

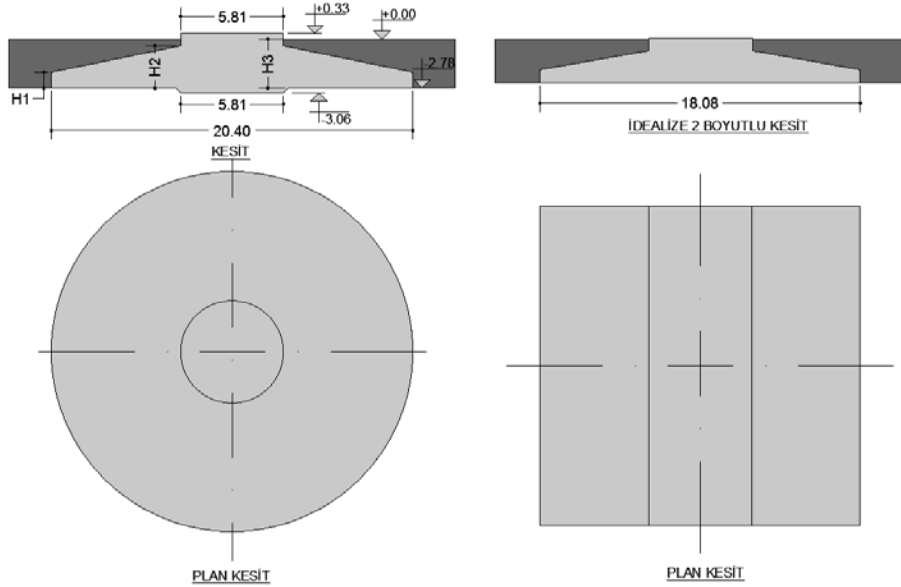
Çalışmada yapılan kabulde temel sonsuz rijit ve zemin ile tamamen temas ettiği yönündedir. Burada zemin elastik davranıldığı ve temel zemininin tamamen basınca dayandığı kabulü yapılmıştır. Hesaplanan toplam düşey deformasyon miktarı ve toplam dönme miktarı gevşek kum, orta sıkı kum ve sıkı kum için Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 3. Farklı Sıklıktaki Kum için Düşey Deformasyonlar ve Dönme Miktarları

	u(m)	θ (derece)
Gevşek kum	0.051	0.199
Orta sıkı kum	0.028	0.111
Sıkı kum	0.018	0.072

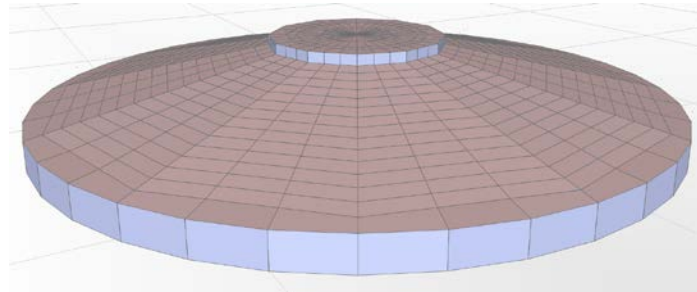
3.3. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Bulunan Sonuçlar

Sonlu elemanlar yöntemi, diferansiyel denklemlerle ifade edilebilen mühendislik probleminin nümerik olarak çözümüdür. Bu çalışmada sonlu elemanlar programı PLAXIS 2D kullanılmıştır. Rüzgar enerjisi türbini temel tasarımında düzlem şekil değiştirme prensibine dayanan modelleme kullanılmıştır. Modellerde 15 düğüm noktalı üçgenler kullanılarak geometri oluşturulmuş, beton ile zemin arasında sürtünme ara yüzü tanımlanmıştır. R yarıçaplı temel için, temelin her iki yüzünden $4R$ mesafede sınır koşulları tanımlanarak geometrinin boyutları oluşturulmuştur. Şekil 4'de verilen dairesel geometriye sahip türbin temeli PLAXIS 2D programında modellenenektir. Planda dairesel geometriye sahip temelin iki boyutlu olarak modellenbilmesi için temeli tanımlayacak temsili bir en kesit gerekmektedir. Dairesel bir geometriye sahip olan rüzgar türbini temeli iki boyutlu sonlu elemanlar programında modellenirken aynı kesit yüzey alanı ve ağırlığa sahip bir kare temele dönüştürülerek modellenenektir. 10.20m yarıçaplı daire temel, bir kenar uzunluğu 18.08m olan kare temel olarak modellenmiştir. Modellenen kesit temelde de aynı rijitlikleri oluşturacak şekilde geometrisi düzenlenmiştir.



Şekil 4. Temel Geometrisi ve Modellenen Geometri

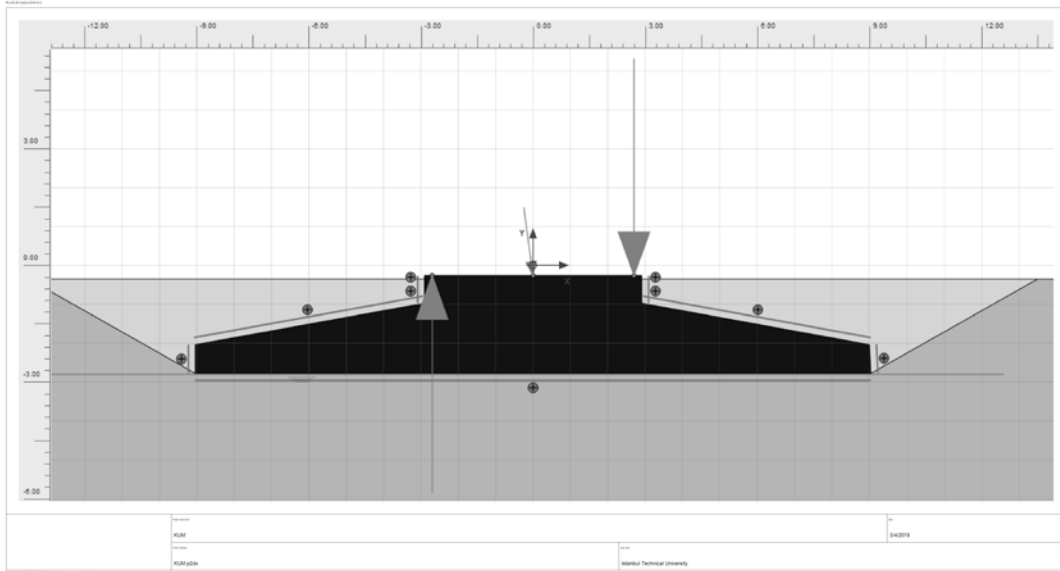
Bu geometri oluşturulurken kesitin sadece alan ve hacim (ağırlık) olarak değil rijitliğinde gerçek temel ile benzer olması sağlanmıştır. Bu doğrulama için temel SAP 2000 programı ile Şekil 5’da ki gibi üç boyutlu modellenmiştir. Her iki programın yükleme koşulları, malzeme ve zemin mühendislik özellikleri aynı tutularak çözüm yapılmış bulunan sonuçlar (deformasyonlar) birbirleriyle kıyaslanmıştır. SAP 2000 programında gevşek kum zemin için hesaplar yapılmış benzer sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 5. Temelin üç boyutlu SAP 2000 modeli.

Rijit temel kabulü yapılarak tüm yüklemeler tanımlanacak olan 1 m birim genişliğe indirgenerek etkilmiştir. Yatay yüklemeler ise yatay düzlemdeki X ve Y doğrultularındaki kuvvetlerin bileşkesi bulunarak etkililmiştir. Çalışmada zemin ve geri dolgu için Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Bu model Elasto-Plastik bir çözüm sunmaktadır. Mohr-Coulomb modeli, zemin veya kaya davranışının 'birinci dereceden' bir yaklaşımını temsil eder. Bu model, ele alınan sorunun ilk analizi için kullanılması tavsiye edilir. Her tabaka için, sabit bir ortalama rijitlik veya derinlik ile doğrusal olarak artan bir rijitlik tahmin edilmektedir. Kabul sayesinde hesaplar daha hızlı olmaktadır ve deformasyonlar hakkında da bir bilgi elde edilebilmektedir. Burada zemin davranışı analitik çözümlere dayalı sonuçlarla kolay kıyaslanması için tek bir tabaka olarak tanımlanmıştır. Betonarme temel malzeme modeli ise lineer- elastik tanımlanmış, malzeme geçirimsizliği de geçirimsiz olarak düşünülmüştür.

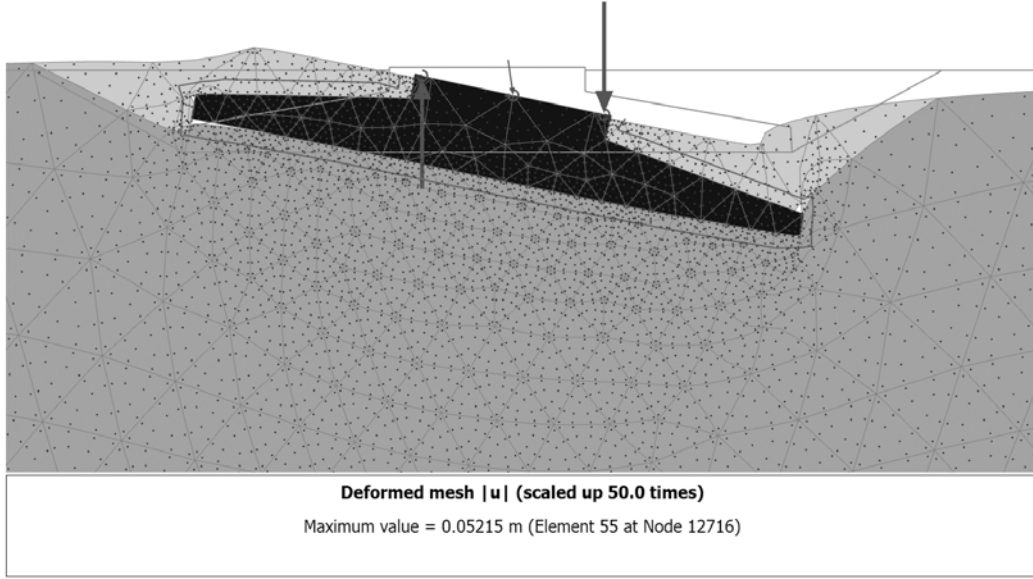
Analizlerde yer altı su seviyesi temel seviyesi altında kabul edilmiştir. K_0 koşulu kabul edilerek hesaplamalar yapılmıştır. Betonarme temelin inşaatı aşamasında betonarme temel inşaatı tamamlanmıştır. Ani oturmaların bir bölümü aslında bu aşamada gerçekleşmeye başlamıştır. Betonarme temel üzeri geri dolgusu uygun malzeme ile bu aşamada yapılmaktadır. Dolgu için genelde el kompaktörü ve silindir seçenekleri vardır. Ülkemizde yapılan temelerde silindirle sıkıştırma çok kullanılmamaktadır. Bu yüzden modelde sıkıştırma işleri için ilave sursarj yükü etkilanmemiştir (Şekil 6).



Şekil 6. Modelinin Genel Görünüşü

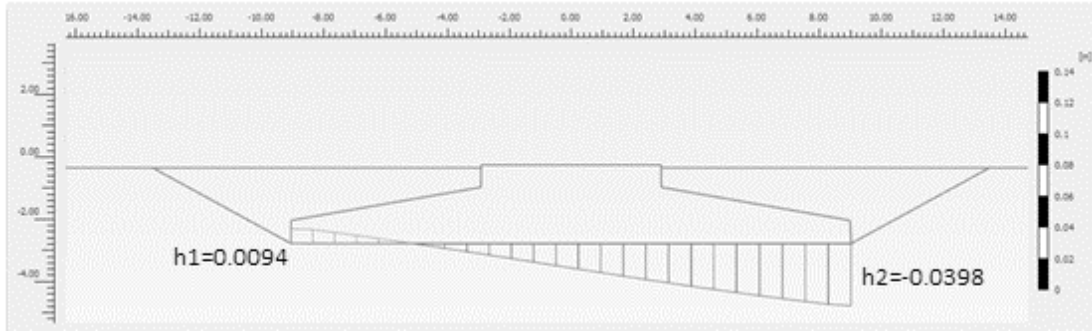
Temel ve geri dolgu işlemleri tamamlandıktan sonra herhangi bir konsolidasyon oturması beklenmeyen kum zeminde deplasmanların büyük çoğunluğu tamamlanmış olduğu kabul edilerek deplasmanlar sıfırlanmaktadır. Türbin yüklerinin betonarme temele etkilanmesi, aşamasında kule, nasel (beşik) ve kanatların montajları tamamlanmış, ve turbin devreye alınmıştır. İşletme (güç üretimi) yük durumudur. Kullanılabilirlik limit durumu (SLS) yükleri yapıya etkilanmıştır (Çizelge 1). Olağan dışı yüklerin (normal ve aşırı) etkilandığı yüklenme durumudur. Türbin üretimdeyken meydana gelen arıza durumu yüklemesidir. Son limit durumu (ULS) yükleri yapıya etkilanmıştır (Çizelge 1).

Gevşek kum için toplam düşey deformasyon sonuçları Şekil 7’de verilmektedir. Toplam düşey deformasyon için son limit durumu (ULS) yükleri göz önüne alınmıştır. Gevşek kum için Şekil 7’de belirtildiği üzere bu değer 0.052m’dir. Orta sıkı kum için bu değer 0.025m ve sıkı kum için ise 0.016m olarak bulunmuştur.



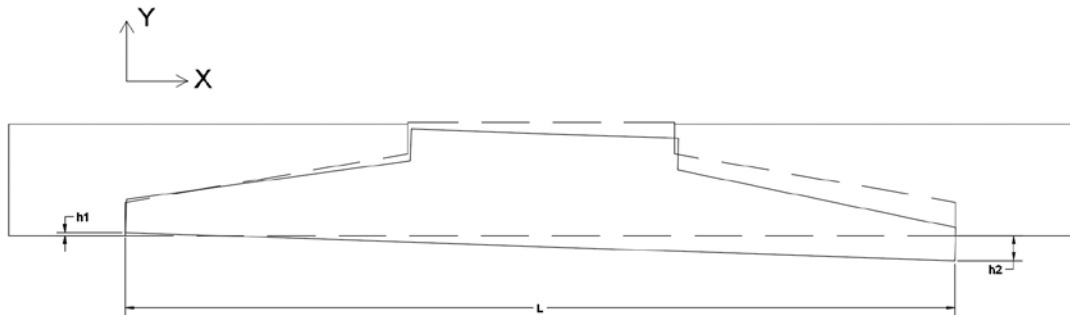
Şekil 7. Gevşek Kum Son Limit Durumu Toplam Deformasyon

Gevşek kum için farklı oturma grafiği Şekil 8’de verilmiştir. Dönme rijitliği sonuçları için kullanılabilirlik limit durumu (SLS) yükleri göz önüne alınmaktadır.



Şekil 8. Gevşek Kum Zeminde Temel Farklı Oturma Grafiği

Dönme miktarını hesaplayabilmek için temelin her iki ucundaki yerdeğiştirme değerlerini bulunması gerekir. Şekil 9’de görüleceği üzere bu değerler gevşek kum için $h_1=0.0094\text{m}$, $h_2=-0.0398\text{m}$, orta sıkı kum için $h_1=0.0042\text{m}$, $h_2=-0.0195\text{m}$, sıkı kum için $h_1=0.0032\text{m}$, $h_2=-0.0131\text{m}$ ’dir. Dönme açısı gevşek kum zemin için 0.00225rad , orta sıkı kum zemin için 0.0013rad , sıkı kum zemin için ise 0.0009rad olarak hesaplanmıştır



Şekil 9. Temelin Dönme Davranışı

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada üç farklı sıklıktaki (gevşek, orta sıkı, sıkı) kum zemine oturan ağırlık tipi yüzeysel rüzgar türbini temelini davranışı incelenmiştir. Farklı yöntemler kullanılarak her üç zemin tipi için deformasyon ve dönme miktarları hesaplanmıştır. Analitik yöntemler ve nümerik analiz ile hesaplanmış bulunan sonuçlar birbiri ile karşılaştırılmış ve çözümler arasında yaklaşık %10 civarında fark olduğu belirlenmiştir. Bu sonuçlara göre sonlu elemanlar programı PLAXIS 2D ile yapılan çözümde bulunan oturma sonuçlarının analitik yöntem ile bulunan sonuçlardan daha küçük olduğu gözlemlenmiştir. Bunun tersi olarak da gevşek kum ve orta sıkı kumdaki dönme miktarları her iki yöntemde de aynı çıkmakla beraber sıkı kumda analitik yöntemle bulunan dönme miktarı daha düşük çıkmaktadır. Ancak bu fark ihmal edilebilir boyutlardadır. 3.5 MW kurulu gücünde bir türbinin yüzeysel ağırlık tipi temeli için en büyük izin verilebilir oturma miktarı 0.03m, izin verilebilir en büyük dönme miktarı ise 0.003rad'dır. Bu yükleme koşulları ve üç farklı kum zemin özellikleri için sistem dönme rijitliği bakımından yeterli olmasına rağmen oturma miktarı olarak gevşek kum herhangi bir iyileştirme yapmadan kurulacak bir türbinin işletmesi bakımından güvenli gözükmemektedir. Kum zemin için yapılacak ön tasarımda taşıma gücü ve dönme rijitliklerinden önce oturmanın kontrol edilmesi tavsiye edilir.

KAYNAKLAR

- DNVGL-ST-0126 (2016), “Support structures for wind turbines”.
- Ghazavai, M. ve Eghbali, A. H. (2013), “New Geometric Average Method for Calculation of Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Stratified Sands”, Int. J. of Geom., ASCE, Vol 13, 29, 101-108.
- IEC 61400-1. (2007), “Wind Turbines – Part 1: Design Requirements” International Electrotechnical Commission, Geneva, Switzerland.
- Tinjum J.M., and Christensen R.W. (2010), “Site investigation characterization and assessment for wind turbine design and construction in Wind Energy Systems”, Woodhead Publishing.
- Ntambakwa E., (2008), “Wind Turbine Foundation Behavior and Design Consideration”, AWEA Windpower Conference, WindPower 2008, Houston, Texas.
- Özmen G., (2010), “Dairesel Temellerde Taban Gerilmelerinin ve Kesit Zorlarının Hesabı”, Türkiye Mühendislik Haberleri, 463-464, 60-68.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13- 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

GÜNEŞ PANELİ SİSTEMLERİNDE GÖZLENEN DEPLASMANLARIN SONLU FARKLAR YÖNTEMİ İLE TAHMİNİ

ESTIMATION OF THE DISPLACEMENTS OBSERVED ON THE SOLAR
PANEL SYSTEMS BY FINITE DIFFERENCE METHODS

Büşra ÇIKILI ¹, M. Kubilay KELEŞOĞLU ², İlknur BOZBEY ³

ABSTRACT

Since solar energy is renewable and does not cause environmental pollution, it is among the popular energy resources that are used worldwide for these recent years. In our country, there are existing studies on the mechanical structure and energy production efficiency of solar panels. However, stability and displacement problems in relation to the geotechnical design of the solar panels are not really studied yet, thus this research aims to state the main design problems. For this purpose, the superstructure of the solar panel and the soil profile are modeled in FLAC 3D. The key geotechnical parameters are decided and the displacement behavior of a typical solar panel was investigated under 8 type of load combinations for a reference model. Numerical analyses carried out for various soil types and parameters (elasticity modulus, friction angle, cohesion). The ground-pile interface parameters i.e. internal friction angle of the spring in the normal and slip direction, unit length stiffness were also discussed. Since wind and snow loading has major influence on the displacement magnitude of the solar panel system their influences were also considered. The socket depth of the steel piles, the compressibility and the shear strength parameters of the soil layer has a crucial effect on the mobilized displacements.

ÖZET

Güneş enerjisi yenilenebilir olması ve çevre kirliliğine neden olmamasından dolayı ülkemizde ve diğer ülkelerde önem kazanan enerji kaynakları arasında yer almaktadır. Ülkemizde güneş panellerinin mekanik yapısı ve enerji üretimi ile ilgili çalışmalar gerçekleştirilmiş olup bu yüksek lisans tezi kapsamında güneş panellerinin sahada geoteknik tasarımı etkileyen faktörler incelenecektir. Bu amaçla FLAC 3D üç boyutlu sürekli bir ortamın sayısal analizlerini yapmak amacı ile geliştirilmiş sonlu farklar programında güneş paneli üst yapısı ve zemin profili modellenmiş referans geoteknik

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, Geoproje Mühendislik Danışmanlık İnşaat San. ve Tic. Ltd. Şti, busracikili@hotmail.com.tr

² Doç. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, kelesoglu@istanbul.edu.tr

³ Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, bozbey@istanbul.edu.tr

parametreler kullanılarak 8 farklı yük kombinasyonu için analizler yapılmıştır. Zemin parametrelerinin (elastisite modülü, içsel sürtünme açısı, kohezyon) değiştiği, zemin-kazık ara yüzey parametrelerinin (normal ve kayma doğrultusundaki yayın içsel sürtünme açısı, birim uzunluk rijitliği), kazık soket boyu, kar ve rüzgar yükü etkisinin incelendiği seri analizler yürütülmüştür. Bu analizlerin haricinde panel sisteminin kazık elemanlarının deplasmanları incelenmiştir. Analiz sonuçlarında elde edilen bulgular kar ve rüzgar yükünün sistemin deplasmanları bakımından belirleyici olduğu ilaveten, soket boyu ve zeminin sıkışabilirlik ve mukavemet parametrelerinin de mobilize olan deplasmanları etkilediği sonucuna ulaşılmıştır.

1. GİRİŞ

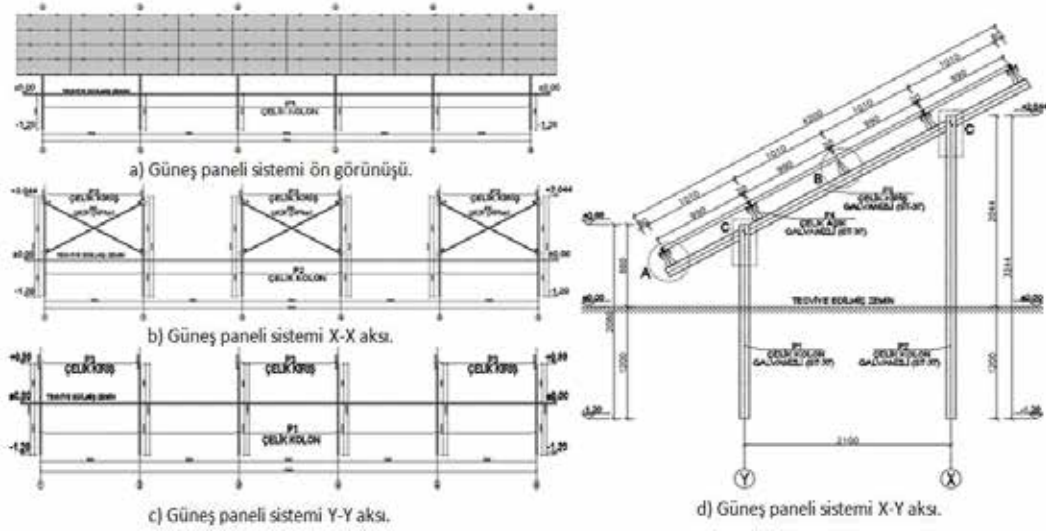
Güneş enerjisinin kullanımı ülkemizde son yıllarda önem kazanmaya başlamıştır. Türkiye, güneş ısınımı ve güneşlenme süreleri bakımından bu enerjinin kullanılabilceği ülkelerden birisidir. Günümüzde mevcut birçok uygulaması bulunan güneş enerjisi tesislerinin sayıları artmaya devam etmektedir. Bu artışla birlikte güneş panel elemanlarının geliştirilmesinden sahada montajında dikkat edilmesi gereken hususlara kadar bilgi ihtiyacı da artmaktadır. Güneş panellerinin uzun süre veriminin korunması önemli bir konu olarak karşımıza çıkmakta ve panel sisteminin yapısal tasarımında yapılan birtakım hatalar bu verimi azaltmaktadır (Girgin, 2011). Bu çalışma kapsamında, güneş paneli sistemini oluşturan elemanlar, zemin profili, yük ve yük kombinasyonları FLAC 3D yazılımında tanımlanarak, güneş panel sistemi modellenmiştir. Güneş panel sisteminin hem statik hem de geoteknik modeli oluşturulmuştur. Oluşturulan modelde çeşitli değişkenlere bağlı olarak kazık elemanların deplasman davranışları incelenmiştir. Oluşturulan modelin analizine geçmeden önce güneş panellerinin geoteknik tasarımı, güneş paneli üzerine etki eden yükler ve yük kombinasyonları anlatılmaktadır. Tek tabakadan oluşan zemin profilinin özellikleri, güneş paneli sistemini oluşturan elemanların özellikleri, yükleme şekli, kullanılan yük kombinasyonları, bir başka deyişle analizlerin detayları da aktarılmıştır. Panel sistemin çelik ayakları üzerindeki deplasman değerlerini etkileyen unsurları incelemek için farklı zemin parametreleri (elastisite modülü, içsel sürtünme açısı, kohezyon), kazık-zemin ara yüzey parametreleri (yayın içsel sürtünme açısı, rijitlik), kazık elemanın soket boyu uzunluğu, rüzgâr yükü ve kar yükü için yapılan analizler sonucunda elde edilen deplasman değerleri sunulmuş ve her bir değişikliğin sonuçlar üzerindeki etkisi incelenmiştir. (Prakash ve Sharma, 1990)

2. GÜNEŞ PANEL SİSTEMİNİN ÖZELLİKLERİ

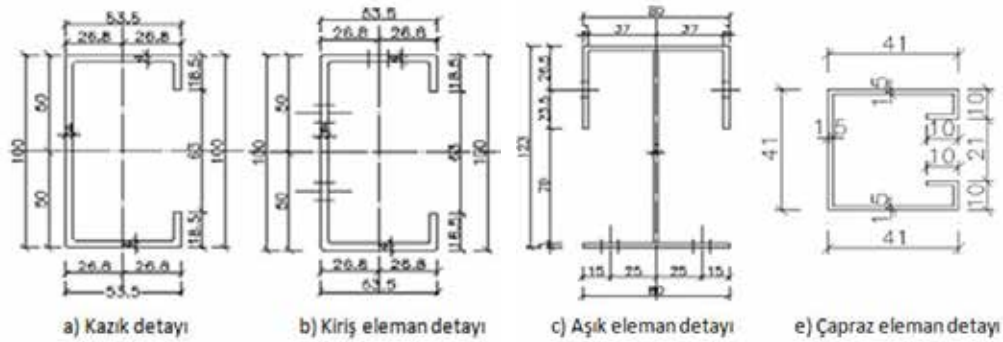
Bu çalışmada Ankara ili sınırları içinde kalan bir güneş enerji santrali için hazırlanmış tipik, bir projenin detayları esas alınmıştır. Panel sistemi, profil kesitleri Şekil 1 ve Şekil 2'de verilen kesit geometrisi ve boyutları aynı 12 adet kazık ve 6 adet giriş eleman ile diğer yardımcı elemanlardan oluşmaktadır (çapraz elemanlar ve aşıklar). Kazık, giriş ve aşık elemanlar S235JR çeliği ile çapraz elemanlar ise soğuk döküm çelik (S235C) olarak tanımlanmıştır (Çizelge 1). Güneş paneli sisteminde kısa kazıkların uzunluğu 2,08 m iken uzun kazıkların boyu 3,24 m'dir. Şekil 1'de görüldüğü üzere, kazık soket boyu 1,20 m olarak belirlenmiştir.

Çizelge 1. Çelik elemanların malzeme özellikleri.

Çelik Türü	f_{yk} (MPa)	E_p (MPa)
S235JR	235,36	210000
S235C	235,0	210000



Şekil 1. Güneş paneli sisteminin boy ve en kesit görünüşleri (Emirler, 2012)



Şekil 2. Güneş paneli sistemi yapısal eleman kesitleri (Emirler, 2012)

2.1. Sisteme Etkiyen Yükler

Güneş panellerine etkiyen farklı yükleme durumları söz konusudur. Rüzgâr ve kar yükleri TS498'e göre hesaplanabilir. Panel üzerine etkiyen yükler panel yüzeyine düzgün yayılı yük olarak aktarılabilir ya da panelleri taşıyan aşık elemanlara çizgisel yük olarak uygulanabilir. Bu çalışmada yükler aşıklara çizgisel yük olarak uygulanmıştır. Güneş panellerinin sahip olduğu mevcut ısı nedeniyle üzerinde buz tabakasının oluşmayacağı varsayılmış ayrıca sisteme etkimesi muhtemel deprem yükleri ihmal edilmiştir. (Keçel, 2007)

Panel yükleri hesaba katılırken güneş panellerinin boyutları dikkate alınır. Bu çalışmada kullanılan paneller 1640×990 mm'dir ve ağırlığı ise 18,30 kg/adet'tir. Çizelge 2'de sisteme etkiyen panel yükleri verilmiştir.

Çizelge 2. Panel yükleri.

Panel Yüğü (kg/adet)	18,30
Panel Yüzey Alanı (m ²)	1,623
Panel Yüğü (kN/m ²)	0,112
İç ve Dış Kirişlere Aktarılan Panel Yüğü (kN/m)	0,055 ve 0,109

Kar yükleri hesaba katılırken tesisin bulunduğu coğrafi bölge önem kazanmaktadır. Tesis Konya ili sınırları içindedir ve bölgenin rakımı yaklaşık olarak 1200 m'dir. TS 498/EK-I İl ve İlçelere Göre Zati Kar Yüğü Bölgeleri çizelgesi ve TS 498/EK-II'de verilen Kar Yağış Yüksekliği haritasına göre söz konusu mevki II. Bölge sınırları içinde yer almaktadır. Çizelge 3'te 30°'lik çatı eğimi için kar yükü (Pk) değerleri verilmiştir.

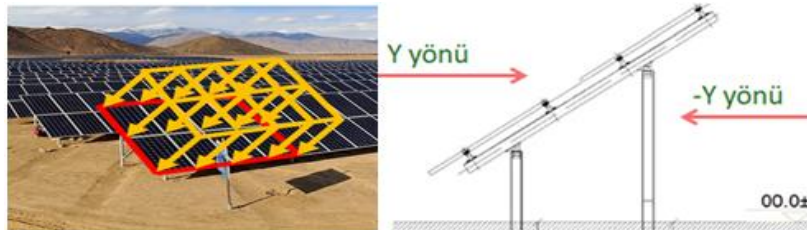
Çizelge 3. Kar yükleri.

P_{ko} (kN/m ²)	1,155
P_k (kN/m ²)	1,155
İç Kirişlere Aktarılan Kar Yüğü (kN/m)	1,143
Dış Kirişlere Aktarılan Kar Yüğü (kN/m)	0,571

Rüzgâr yükleri hesaba katılırken panel sisteminin zemin yüzeyinden yüksekliği dikkate alınır. Panel sisteminin yüksekliği 0-8 m arasındadır. TS 498'den faydalanılarak panellere etkiyecek emme yükü (q) Çizelge 4'ten 0,5 kN/m² olarak alınmış ve yapıya etkileyen rüzgâr yükleri Çizelge 5'teki gibi hesaplanmıştır. Rüzgâr yükleri aşık elemanlara, normal eksenleri doğrultusunda basınç ve çekme olarak (Çizelge 5) uygulanmıştır.

Çizelge 4. Rüzgâr yükünün hesaplanması. (TS 498,1997)

Zeminden Yükseklik (m)	Rüzgâr Hızı, v (m/s)	Emme, q (kN/m ²)
0 – 8	28	0,5
9 – 20	36	0,8
21 – 100	42	1,1
> 100	46	1,3



Şekil 3. Panele etkileyen rüzgâr yükleri.

Çizelge 5. İç ve dış kirişlere etkileyen yükler.

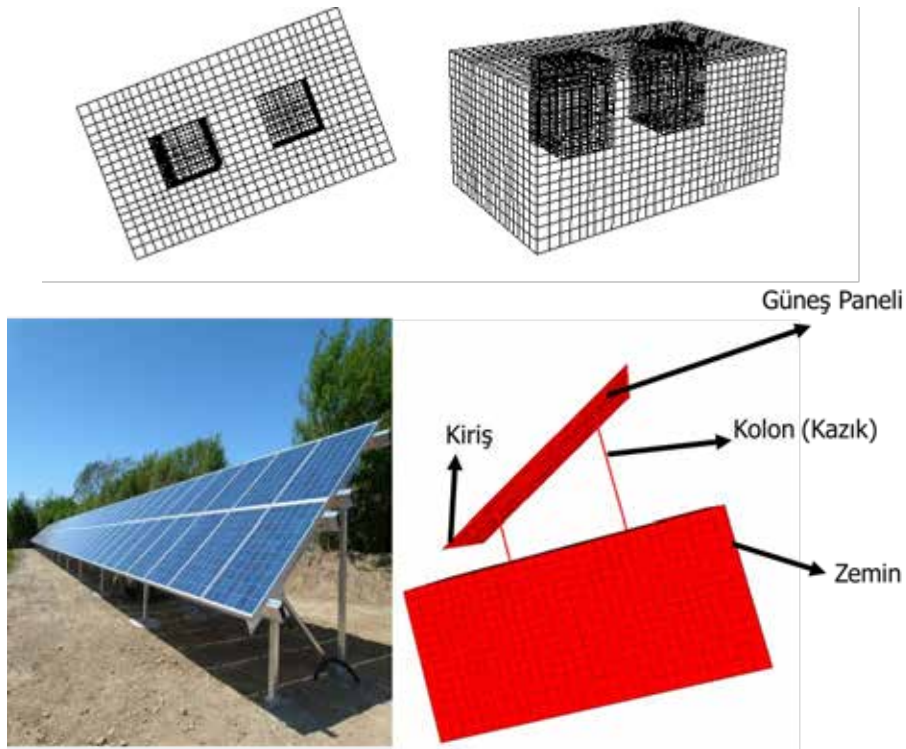
Rüzgâr Yüğü (kN/m)	+Y	-Y
İç Kirişlere Aktarılan	0,089	0,198
Dış Kirişlere Aktarılan	0,045	0,099

3. SAYISAL MODELİN OLUŞTURULMASI

FLAC 3D yazılımı ile oluşturulan sayısal modelin oluşturulması aşamaları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Sonlu Farklar Ağıının Oluşturulması
- Sınır Koşulların Tanımlanması
- Zemin ve Yapısal Elemanların Özelliklerinin Tanımlanması
- Panel Ayağı ile Zemin Arayüzey Özelliklerinin Tanımlanması
- Başlangıç Gerilme Durumunun Tanımlanması
- Yükleme Durumlarının Tanımlanması

Tüm bu aşamalar neticesinde elde edilen ve bu çalışma kapsamında analiz edilen modeli Şekil 4'te verilmektedir. Panele sisteminin temellerini oluşturan kazıklar etrafındaki elemanlar sıklaştırılmıştır. Bu sıklaştırma da aynı şekil üzerinde görülmektedir.



Şekil 4. Sayısal modelin üç boyutlu ekran görüntüsü (Çıkılı, 2017)

Zemindeki yatay gerilme değeri σ_h , düşey gerilme değeri σ_v ve zeminin sükûnetteki toprak basıncı katsayısı K_0 kullanılarak zemin içerisinde herhangi bir noktadaki yatay gerilme hesaplanmaktadır. FLAC 3D programında ise Şekil 5'te verilen kodlarda görüldüğü üzere birim hacim ağırlık ve yer çekimi ivmesine bağlı olarak z doğrultusundaki başlangıç gerilme durumu hesaplanmakta (Şekil 6) x ve y doğrultusundaki gerilmeler ise z doğrultusundaki gerilmeye eşitlenmiştir.


```

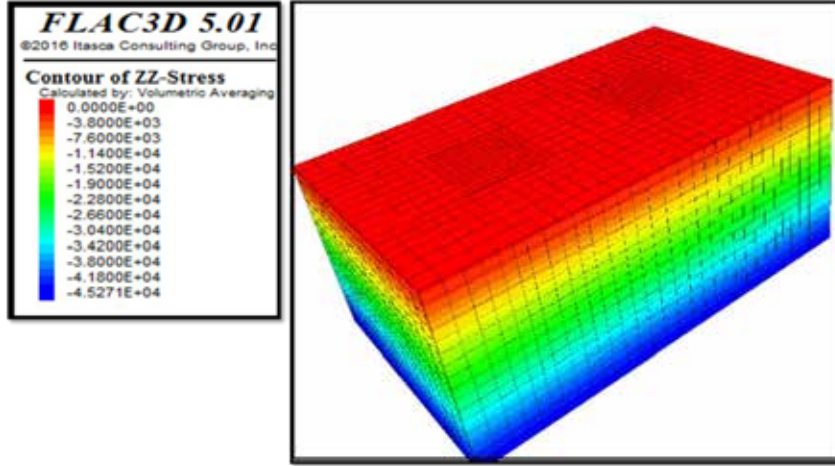
set gravity 0. 0. -9.81

[szz_grad = -dens_s * zgrav]
[sxx_grad = szz_grad]
[syy_grad = szz_grad]
pri @szz_grad

: @stress_calc
ini sxx 0 grad 0 0 @sxx_grad
ini syy 0 grad 0 0 @syy_grad
ini szz 0 grad 0 0 @szz_grad

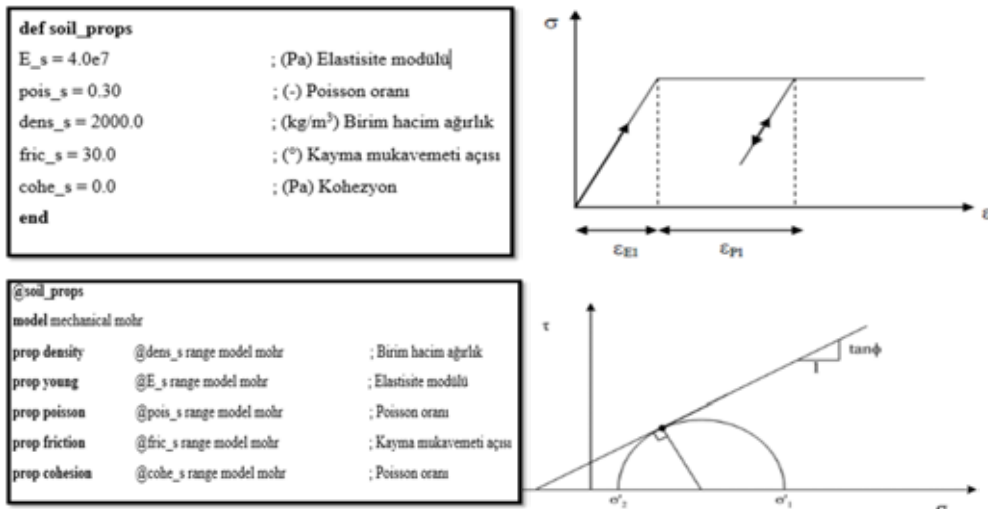
set gravity 0. 0. -9.81
    
```

Şekil 5. Başlangıç gerilme durumunun FLAC 3D’de tanımlanması.



Şekil 6. Başlangıç koşullarında düşey efektif gerilme dağılımı (Çıkılı, 2017)

Zemin tabakalarının ve yapısal elemanların gerilme şekil değiştirme davranışı elasto-plastik Mohr-Coulomb modeline göre tanımlanmıştır. Elastisite modülü E ve Poisson oranı ν zeminin elastik özelliklerini şekil değiştirme davranışını tanımlarken, kohezyon c ve içsel sürtünme açısı ϕ ise mukavemet özelliklerini temsil etmektedir. Mohr-Coulomb zemin modelindeki gerilme-şekil değiştirme davranışı Şekil 7’de gösterilmektedir. Malzeme modelleri ile ilgili literatürde yapılmış olan çalışmalar sonucunda Mohr-Coulomb gibi izotropik modellerin yeterli doğrulukta verdiğinin ortaya konmuş olması nedeni ile özellikle yapısal elemanlarla etkileşim halindeki zemin modellerinde Mohr-Coulomb bünye modeli sıklıkla kullanılmaktadır (Gürgüç, 2013).

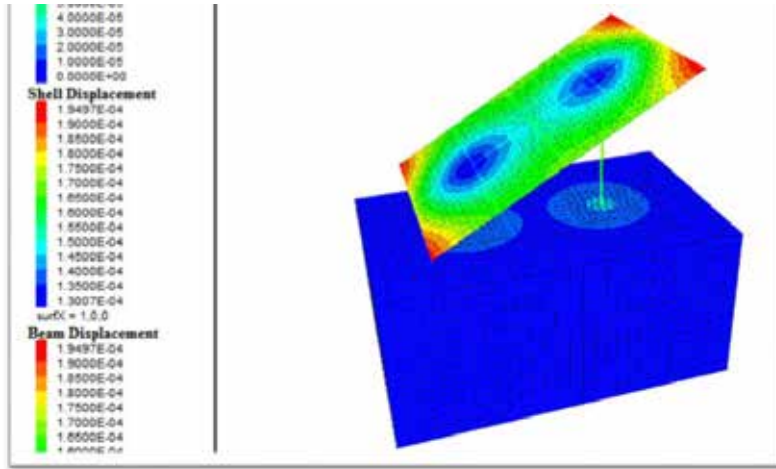


Şekil 7. Elasto-plastik Mohr-Coulomb zemin modeline ait parametreler.

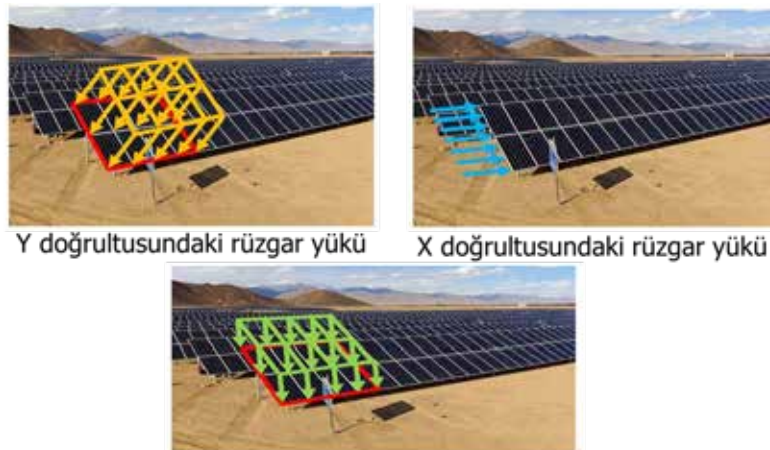
Yapısal elemanların geometrisini tanımlamak için öncelikle vektör elemanlar oluşturulur ve bu elemanlara bağlı olarak kazık, kiriş ve güneş paneli geometrisi bir vektör elemandan başlatılıp diğer vektör elemanla sonlandırılarak tamamlanır (Şekil 8). Analizde öncelikle zati yükler altında denge koşulu aranır, dengeye ulaşıldıktan (Şekil 9) sonra deplasmanlar sıfırlanır (Itasca, 2002). Panel sistemine etkiyen yükler ise Şekil 10'da verilmektedir; X ve Y doğrultularında rüzgar yükleri ile Z doğrultusundaki kar yükü uygulanmıştır.

<pre>def moment_inertia ; P1 ve P2 kazıkları ve P3 kirişi için bb=53.5e-3 hh=100.0e-3 tt=4.0e-3 ll=18.5e-3 ; iyy_P12 = bb*hh^3/12.0-(bb-2*tt)*(hh-2*tt)^3/12.0-tt*(hh-2*ll)^3/12.0 iyy_P12 = 1.422459e-6 izz_P12 = 3.565588e-7 area_P12 = ll*tt^2+hh*tt+(bb-2*tt)*tt^2 peri_P12 = 2*ll+2*bb+hh+2*tt+2*(ll-tt)+2*(bb-2*tt)+h-2*tt ; P3 kirişi için iyy_P3 = 2.438598e-6 izz_P3 = 6.744692e-7 area_P3 = (80.0*3.0*2+47.0*3.0*2+117.0*3.0)*1e-6 peri_P3 = (50.0*2+80.0+3.0*2+47.0*2.0+38.5*2+117.0*2+38.5*2+3.0*2+80.0)*1e-3 end @moment_inertia</pre>	<pre>def pile_props p12_dens = 7850.0 ; Birim hacim ağırlık p12_emed = 2.1e11 ; Young modülü p12_nu = 0.3 ; Poisson oranı p12_cs_nk = 1.3e9 ; Normal doğrultusundaki yayın birim uzunluk rijitliği p12_cs_ncoh = 0.0 ; Normal doğrultusundaki yayın birim uzunluk kohezyonu p12_cs_nfric = 30.0 ; Normal doğrultusundaki yayın içsel sürtünme açısı p12_cs_sk = 1.3e9 ; Kayma doğrultusundaki yayın birim uzunluk rijitliği p12_cs_scoh = 0.0 ; Kayma doğrultusundaki yayın birim uzunluk kohezyonu p12_cs_sfric = 30.0 ; Kayma doğrultusundaki yayın içsel sürtünme açısı p12_area = area_P12 ; Kesit alanı p12_xciy = iyy_P12 ; Kazık elemanın z yönündeki atalet momenti p12_xcij = izz_P12 ; Kazık elemanın y yönündeki atalet momenti p12_xcj = iyy_P12+izz_P12 ; Kutupsal atalet momenti p12_perimeter = peri_P12 ; Maruz kalan çevre p12_ydir = vector(1,0,0) ; Kazığın y eksenini end</pre>
---	--

Şekil 8. Kolon, kiriş geometrisinin ve malzeme özelliklerinin tanımlanması.



Şekil 9. Denge durumunun sağlanması (Çıkkılı, 2017)



Y doğrultusundaki rüzgar yükü

X doğrultusundaki rüzgar yükü

Şekil 10. X ve Y yönündeki rüzgar yükü ile yerçekimi doğrultusundaki kar yükü.

Çelik yapıların hesap ve yapım kurallarının yer aldığı TS648’de tanımlanan yük kombinasyonları kullanılarak seri sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Yük kombinasyonları D: zati yük, S: kar yükü ve W: rüzgar yükü olacak şekilde tanımlanmaktadır.

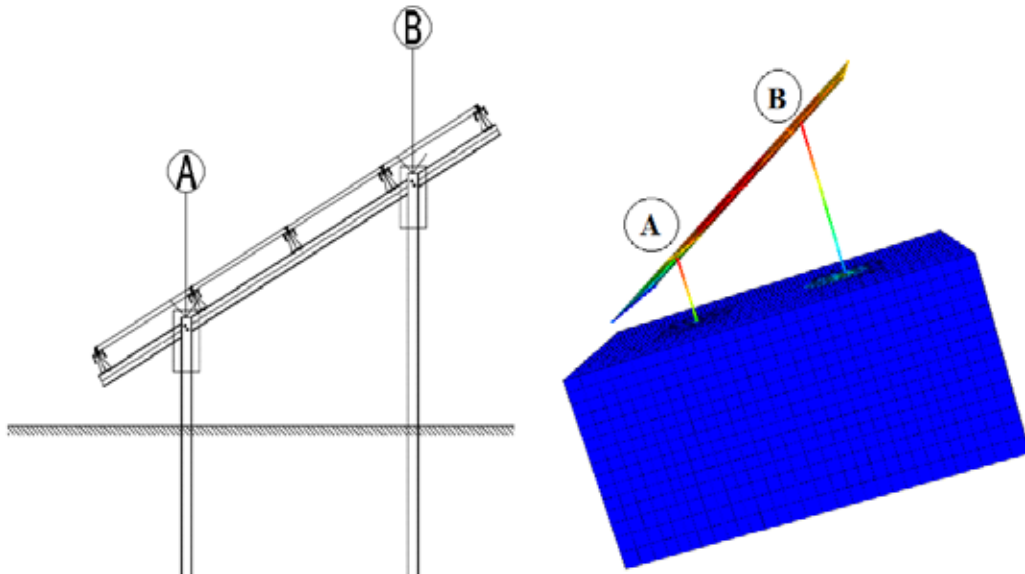
- D, D+S, D+S+0.5W, D+S-0.5W, D+0.5S+W, D+0.5S-W, D+W, D-W

4. BULGULAR

Analizlerde elastisite modülü, içsel sürtünme açısı, kohezyon, kar yükü, rüzgar yükü değerleri, normal ve kayma doğrultundaki yayın birim uzunluk rijitliği, kohezyonu, içsel sürtünme açısı değerlerinin güneş panelinin kazık elemanlarında oluşacak deplasman büyüklüğüne etkisini belirlemek ve daha sonra yapılan parametrik değişimlerin sonuçlarını tek bir analizle kıyaslayabilmek amacıyla referans model oluşturulmuştur. Bu modelde kullanılan yapısal ve geoteknik parametreler referans parametreler olarak tanımlanmış ve Çizelge 6’da verilmiştir. Güneş panellerini taşıyan çelik kazık elemanda oluşan deplasman Şekil 11’de verilen A ve B noktaları için takip edilmiştir.

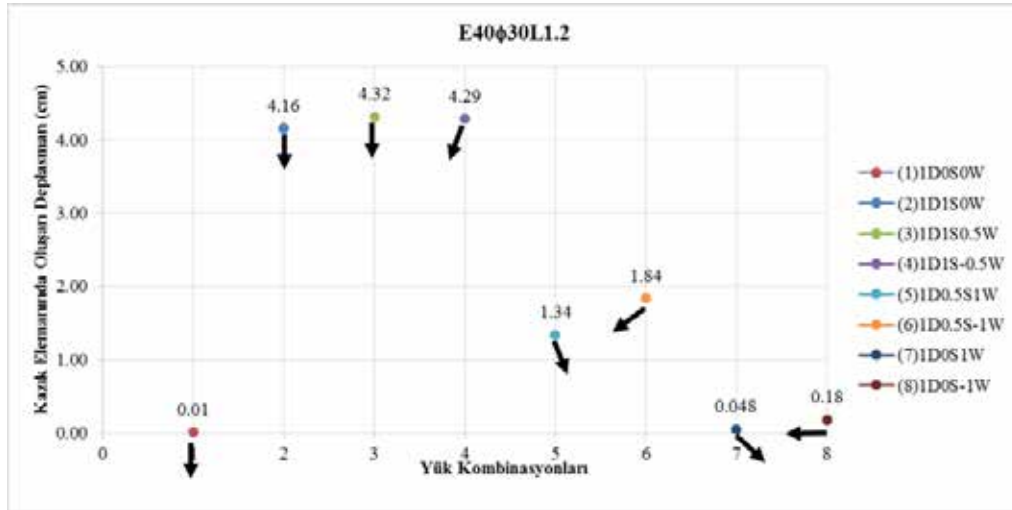
Çizelge 6. Referans analiz parametreleri (Çıkılı, 2017)

Elastisite modülü (Pa)	4.10^7
Poisson oranı	0,30
Birim hacim ağırlık (kg/m^3)	2.10^3
İçsel sürtünme açısı ($^\circ$)	30,00
Kohezyon (Pa)	0,00
Kar yükü (Pa)	115,00
(+) Rüzgar yükü (Pa)	100,00
(-) Rüzgar yükü (Pa)	200,00
Normal ve kayma doğrultusundaki yayın birim uzunluk rijitliği (N/m^2)	$1,3.10^9$
Normal ve kayma doğrultusundaki yayın içsel sürtünme açısı ($^\circ$)	30,00

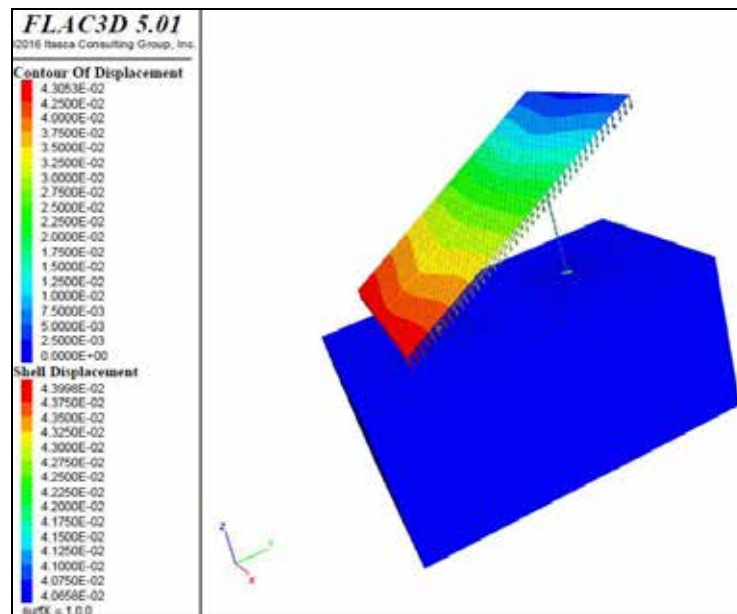


Şekil 11: Kazık elemanı deplasmanlarının hesaplandığı A ve B noktaları (Çıkılı, 2017).

Kar yükünün etkili olduğu 1D1S0W (4.16cm), 1D1S0.5W (4.32cm), 1D1S-0.5W (4.29cm) yükleme kombinasyonlarında panelleri taşıyan kazık elemanında oluşan deplasman değerleri diğer yük kombinasyonlarına göre nispeten daha fazladır. Şekil 12’de deplasman değerlerinin yanındaki okların yönü, toplam deplasmanların vektörel olarak doğrultusunu göstermektedir. Şekil 12’deki analizlerde kar yükü (1S) 1155 Pa olup, basınç yönünde rüzgar yükü (0.5W) 100 kPa, çekme yönünde rüzgar yükü (-0.5W) 200 kPa olarak etki ettirilmiştir. Çekme yönünde rüzgar yükünün bulunduğu 1D0S-1W yükleme kombinasyonunda deplasman diğer kombinasyonlara göre daha az (0.18 cm) hesaplanmıştır. Aşağı yönde mobilize olan deplasmanlar kazık elemanın zemin içerisine doğru battığını ifade etmiş olup deplasmanın büyüklüğüne bağlı olarak farklı oturmalara neden olacaktır (Davisson 1960). Yatay yönlü olan deplasmanlar ise deplasmanın büyüklüğüne bağlı olarak kazık elemanın zeminden sıyrılmasına neden olup çelik ayakların etrafında zamanla boşluk oluşumuna neden olmaktadır (Duncan ve diğ., 1994).



Şekil 12. Referans parametrelerle yapılan analizlerden elde edilen deplasman değerleri.(Çıkılı,2017)



Şekil 13. (3) 1D1S0.5W yük kombinasyonunda güneş panelinde oluşan deplasmanlar.(Çıkılı,2017)

5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, güneş paneli sistemini oluşturan elemanlar, zemin profili, yük ve yük kombinasyonları FLAC3D yazılımında tanımlanarak, güneş panel sistemi modellenmiştir. Güneş panel sisteminin hem statik hem de geoteknik modeli oluşturulmuştur. Oluşturulan modelde çeşitli değişkenlere bağlı olarak kazık elemanların deplasman davranışları incelenmiştir. Zemin, güneş paneli yapısal elemanlarının, kazık elemanı - zemin ara yüzey özelliklerinin, kar ve rüzgâr yükünün, kazık elemanı soket boyunun 1.20 m olduğu 1D0S0W, 1D1S0W, 1D1S0.5W, 1D1S-0.5W, 1D0.5S1W, 1D0.5S-1W, 1D0S1W, 1D0S-1W yükleme kombinasyonları için referans analizler yaptırılmıştır. Kar yükünün etkili olduğu analizlerde (1D1S0W, 1D1S0.5W, 1D1S-0.5W) aşağı yönde en fazla 4.32 cm deplasman, rüzgâr yükünün etkili olduğu analizlerde (1D0.5S1W, 1D0.5S-1W, 1D0S1W, 1D0S-1W) rüzgâr yönüne bağlı olarak sağa ve sola eğilimli olarak en fazla 1.84 deplasman oluşmuştur. Aşağı yönde olan deplasmanlar kazık elemanın daha çok zemine oturacağını ifade ederken, sağa ve sola eğilimli olan deplasmanlar güneş panel elemanlarının stabilizasyonunun bozulacağını ifade etmektedir. Rüzgâr yükünün etkili olduğu 1D0.5S-1W kombinasyonu için yapılan referans analiz ve dört koşul için yapılan analizlerde de kar yükünün etkili olduğu 1D1S0.5W kombinasyonundaki sonuçlarda gözlenmektedir. Normal ve kayma doğrultusundaki yayın birim uzunluk değerlerinin değişimi (6,50.108-1,30.109) için yapılan analizler referans analizler ile karşılaştırıldığında kazık elemanında oluşan deplasmanlar aynı kalmıştır. Yani normal ve kayma doğrultusundaki yayın birim uzunluk rijitlik değerleri kazık elemanında oluşan deplasmanda etkili olmamıştır. Zemin ve zemin-kazık ara yüzey parametrelerini değiştirmeden kazık soket boyunun kazık elemanında etkisini anlamak için soket boyunun 0.60-0.70-0.80-1.00 m olduğu analizler yapıldı. Kazığın soket boyu arttıkça kazığın zemine gömülü bölümünde sürtünme kuvveti artacaktır. Buna bağlı olarak kazık üzerine gelen yükler kazığın soketi boyunca karşılanıp, deplasmanlar daha az olacaktır.

KAYNAKLAR

- Çıkılı, E.B., 2017, Güneş Panellerinin Temel Tasarımında Mevcut Yöntemlerin Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Davisson, M. T., 1960, Behavior of Flexible Vertical Piles Subjected to Moment, Shear, and Axial Load, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Duncan, J., Evans, L. ve Ooi, P. 1994, Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts. Journal of Geotechnical Engineering, 120(6), Sf. 1018-1033.
- Girgin, M.H., 2011, Bir Fotovoltaik Güneş Enerji Santralinin Fizibilitesi, Karaman Bölgesinde 5 MW'lık Güneş Enerjisi Santrali İçin Enerji Üretim Değerlendirmesi Ve Ekonomik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Enerji Enstitüsü
- Gürgüç, S.B., 2013, İki Doğrultuda Yatay Yüklü Kazık Grupları İle İlgili Bir İnceleme, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Itasca, 2002, Flac3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions User's Guide.
- Keçel, S., 2007, Türkiye'nin Değişik Bölgelerinde Eysel Elektrik İhtiyacının Güneş Panelleriyle Karşılanmasına Yönelik Model Geliştirilmesi, Yüksek L. Tezi, İÜ FBE.
- Prakash, S. ve Sharma, H. D., 1990, Pile Foundations in Engineering Practice, Wiley.
- TSE 498, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri.
- Acar Emirler, 2012, Ges-1 Projesi Tip-1 (4x10) Taşıyıcı Sistem Statik Hesap Raporu.



NUMERICAL ANALYSIS OF THE INTERACTION BETWEEN ADJACENT TUNNELS

Nour el Houda ZAABAR¹, Sara LAGGOUNE², Belkacem MOUSSAI*³

ABSTRACT

This paper deals with the numerical investigation of the interaction between two adjacent tunnels using Plaxis 3D software. The numerical investigation considered the effect of the twin tunnels configuration (horizontal, vertical, or inclined alignment), the spacing between the two tunnels, the excavation sequence, and the soil's constitutive model (Mohr-Coulomb model, Hardening Soil model, Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness).

The results indicated that the maximum settlement decreases as the spacing between the two tunnels increases and beyond the spacing of three times the tunnel diameter, the maximum settlement of the twin tunnels becomes similar to that of a single tunnel.

The vertical tunnels alignment resulted in ground surface movement greater than that of the horizontal alignment. Furthermore, when the upper tunnel is excavated first, the obtained ground settlement is higher than that when the lower tunnel is excavated first.

For inclined tunnels, their behavior was found to be between horizontal and vertical tunnel configurations.

Keywords: Twin tunnels, Plaxis 3D, Interaction between tunnels

1. INTRODUCTION

The induced ground movements during excavation of tunnels can be predicted using empirical, analytical and numerical methods. For twin tunnels, significant interactions can be expected between tunnels when they are excavated close to each other.

The finite element method is a valuable tool to predict ground movements due to an excavation with reasonable accuracy provided that appropriate numerical model and realistic soil parameters are used, and detailed construction techniques and sequences are well simulated.

When the twin tunnels are very close, their interaction is not negligible. According to Fagnoli et al. (2015) and Chen et al. (2012), the ground in the region where a second tunnel was to be constructed, is potentially subjected to shear strains due to the construction of the first tunnel and also the soil around the first tunnel has experienced a stress relief, which reduces soil stiffness. Hence, the excavation of the second tunnel produces larger deformations.

Addenbrooke & Potts (2001) reported that for the vertically aligned tunnels where a second tunnel is driven above an already existing one, small interaction effects seem to be present at a pillar width of one tunnel diameter but beyond a pillar distance of three

¹ USTHB university, sarahlagg@gmail.com

² USTHB university, sarahlagg@gmail.com

*³ Prof, USTHB university, bmoussai@yahoo.ca (corresponding author)

*Nour el Houda ZAABAR, Sara LAGGOUNE, Belkacem MOUSSAI**

diameters there seems to be negligible interaction. In addition, the study conducted by Channabasavaraj and Visvanath (2013) on vertically aligned tunnels indicated that the induced maximum settlement is higher when the upper tunnel is excavated first than that when the lower tunnel is excavated first.

Gerçek (2005) conducted analysis on horizontally, vertically and inclined tunnels alignment and concluded that the vertical alignment positions result in worse stability conditions than those of the other cases.

In this study, the effect of soil constitutive models (elastic model, Mohr Coulomb model and Hardening Soil model), the relative position (tunnels aligned-horizontally, vertically and inclined) and the excavation sequence on the interaction between adjacent tunnels is numerically investigated using the finite element software Plaxis 3D. The numerical analysis is conducted on documented twin tunnels reported by Fargnoli et al. (2015).

2. NUMERICAL ANALYSIS

The twin circular tunnels reported by Fargnoli et al. (2015) have a diameter of 6.7 m, excavated in gravelly sand deposit using the earth pressure balance shield tunneling machine. The tunnels were excavated at a depth of 15m below the ground surface with center to center spacing of 15 m. For sake of simplicity the presence of ground water table is neglected.

The numerical analysis was conducted on the twin tunnels in a green field site using the finite element method computer program Plaxis 3D. The soil was modelled with hardening soil model with small-strain stiffness under drained conditions (Brinkgreve et al., 2012). Table 1 summarizes the soil parameters used in the numerical analysis.

The shield and concrete lining were modelled as plate structural elements using linear elastic model with the parameters shown in Tables 2.

Figure 1 shows the FEM model of the twin tunnels under 3D condition, composed of ten node volume elements. In order to minimize the effect of the artificial boundaries on the numerical results, a mesh of 100m x 100m x 50m has been chosen. The mesh consists of 65725 elements and 99435 nodes.

The tunnel excavation simulation sequence included an initial phase which corresponds to the initial stress condition, followed by the excavation of the right tunnel in steps from $y = 9.8$ m (shield length) to 70 m; each step corresponds to an advancement of 1.4 m of the tunnel face (i.e. the length of one concrete lining ring). Then, the left tunnel was excavated using the same procedure. The volume loss is taken to be equal to 0.5%, which is the typical value for coarse grained soils (Mair, 1996).

Table 1. Soil parameters

γ_{sat} kN/m ³	γ_{unsat} kN/m ³	ν	ϕ	E MN/m ²	E_{50}^{ref} MN/m ²	E_{oed}^{ref} MN/m ²	E_{ur}^{ref} MN/m ²	ν_{ur}	G_0^{ref} MN/m ²	$\gamma_{0.7}$	m	R_f
20	20	0.3	33	56	48	48	144	0.2	250	10^{-4}	0.4	0.9

Table 2. Properties of the shield and concrete lining

Parameters	Shield	Lining
Thickness (m)	0.03	0.3
Unit weight (kN/m ³)	75	25
Poisson's ratio	0.25	0.15
Young modulus (GPa)	210	35

Numerical analysis of the interaction between adjacent tunnels

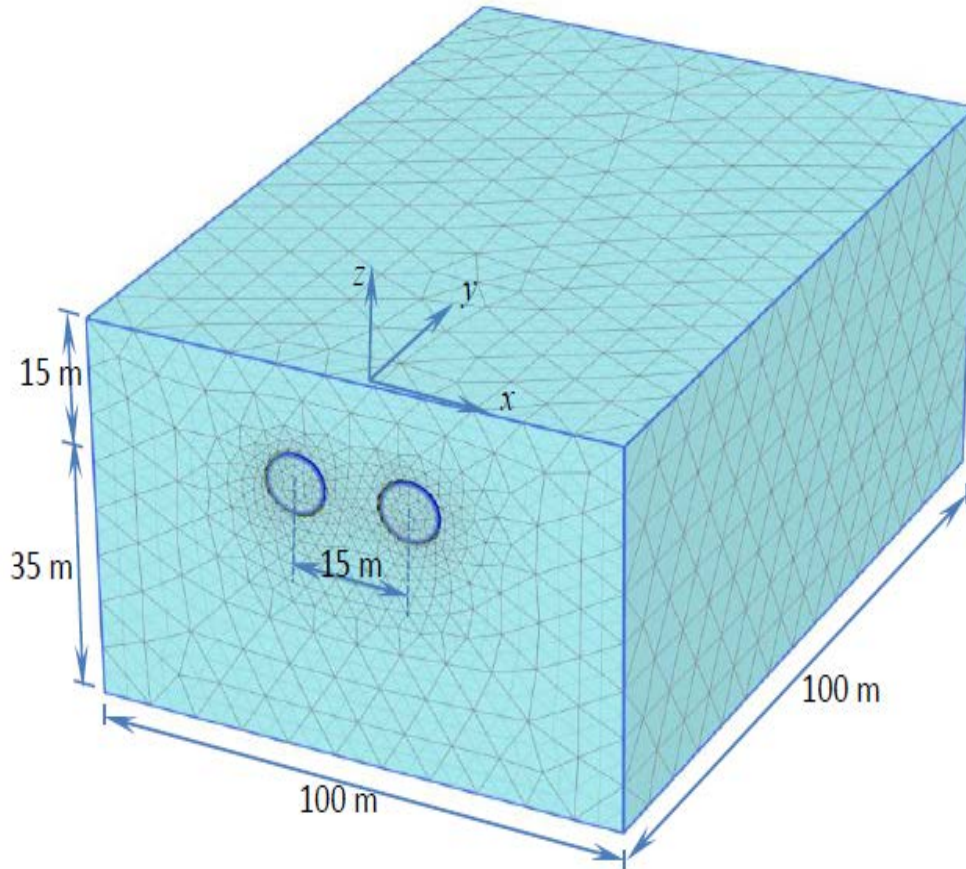


Figure 1. Finite element mesh of the reference model

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

Figure 2 shows the surface settlement troughs for the right single tunnel and twin tunnels for the reference model. It can be seen that the maximum settlement for the single tunnel is 11.3 mm and that for twin tunnels is about 13.5 mm. This indicated that the construction of the second tunnel (left tunnel) led to the increase of the maximum settlement by about 20%. Also, the excavation of the second tunnel led to the increase of settlement above the first tunnel axis and the settlement above the second tunnel axis is less than that above the first tunnel axis.

The location of the maximum settlement for the twin tunnels is at about 4.7 m offset from the centerline between the twin tunnels toward the right tunnel (i.e. the first excavated tunnel).

Nour el Houda ZAABAR, Sara LAGGOUNE, Belkacem MOUSSAI*

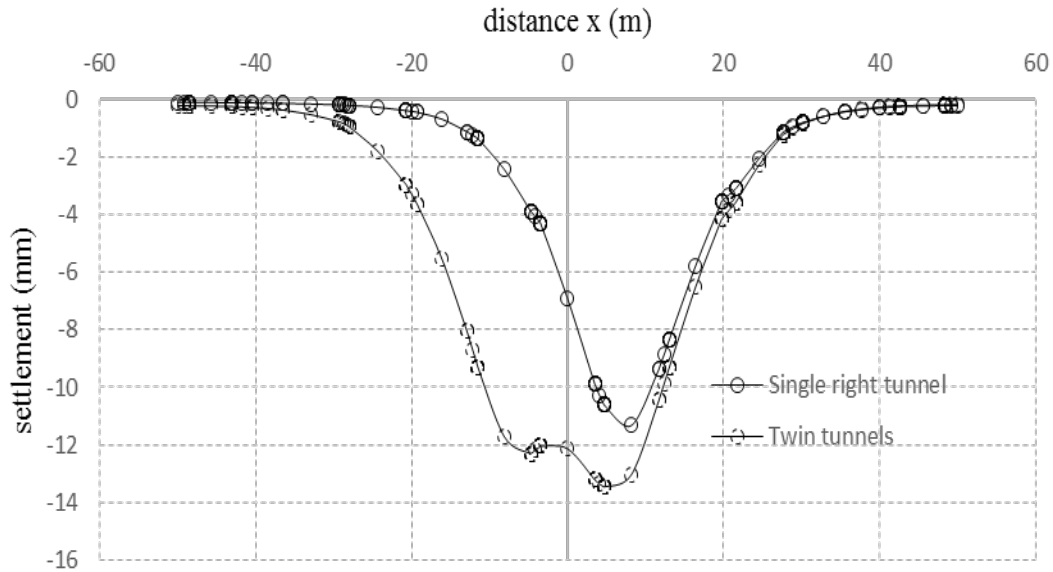


Figure 2. Surface settlement troughs for single and horizontally aligned tunnels (reference model)

3.1 Effect of center to center spacing between horizontally aligned tunnels

In order to investigate the effect of spacing between tunnel centerlines on the interaction phenomena, the analyses were conducted using 1.5D, 2.2D (reference model), 3D and 3.7D spacing (D is the tunnel diameter). It can be seen that the settlement trough becomes wide as the spacing between the two tunnels increases. In addition, the maximum settlement decreases as the spacing between the two tunnels increases and at a spacing of about 3.7D, the maximum settlement of the twin tunnels becomes similar to that of a single tunnel (Fig. 3). These results are in accord with the findings of Channabasavaraj and Visvanath (2013), Youzhi and Xiufang (2015) and Do et al (2014).

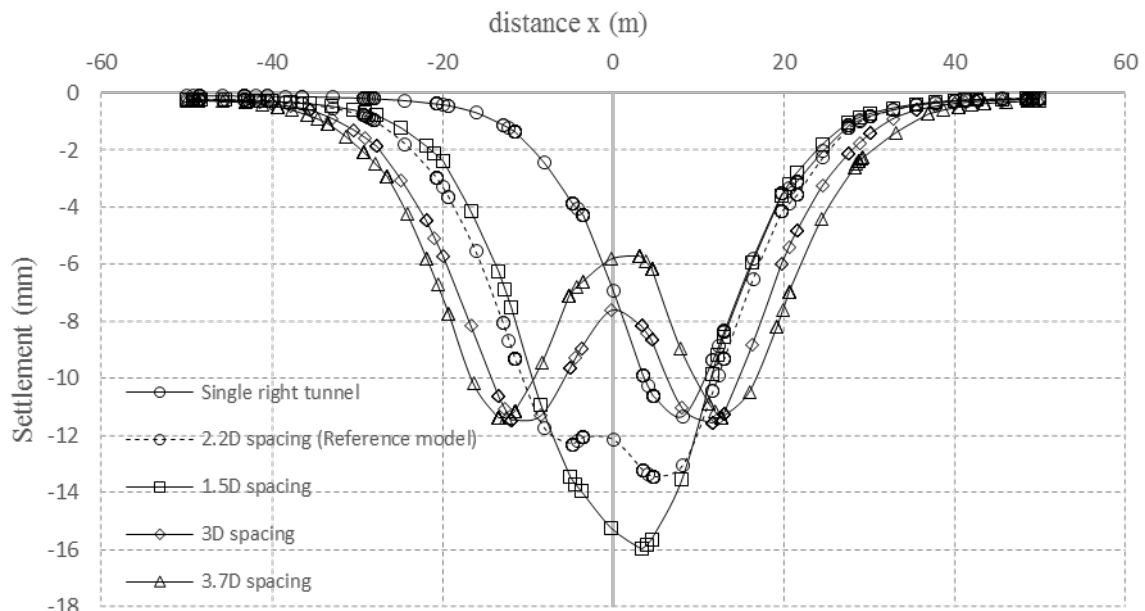


Figure 3. Effect of center to center spacing between tunnels

Numerical analysis of the interaction between adjacent tunnels

3.2. Vertically aligned tunnels

The analysis was performed by keeping the left tunnel at the same depth (i.e 15m) and moving the right tunnel to a depth of 15 m below the left tunnel.

Unlike the case of horizontally aligned tunnels where there is no difference if one tunnel is excavated before the other one, in the case of vertically aligned tunnels the sequence of tunnels excavation has an important effect on the interaction between tunnels. The results indicated that when the upper tunnel is excavated first, the obtained ground settlement is higher than that when the lower tunnel is excavated first.

Figure 4 shows that when only the upper tunnel was excavated, the maximum settlement was 11.3 mm and after the excavation of the bottom tunnel, the settlement trough becomes wide and the maximum settlement was about 14.9 mm. However, when only the bottom tunnel was excavated the maximum settlement was 5.7 mm and after the excavation of the upper tunnel the settlement trough becomes narrower and the maximum settlement was about 6.9 mm. These results accord well with those obtained by Hefny et al. (2004), Hage and Shahrour (2008), and Channabasavaraj and Vishwanath (2013).

The maximum settlement in the case of vertically aligned tunnels is greater than that of horizontally aligned tunnels (13.5 mm) when the upper tunnel is excavated first (14.9 mm) and lower when the bottom tunnel is excavated first (6.9 mm). In addition, the results indicated that as the depth of the tunnel increases the settlement trough becomes wider and the maximum settlement decreases.

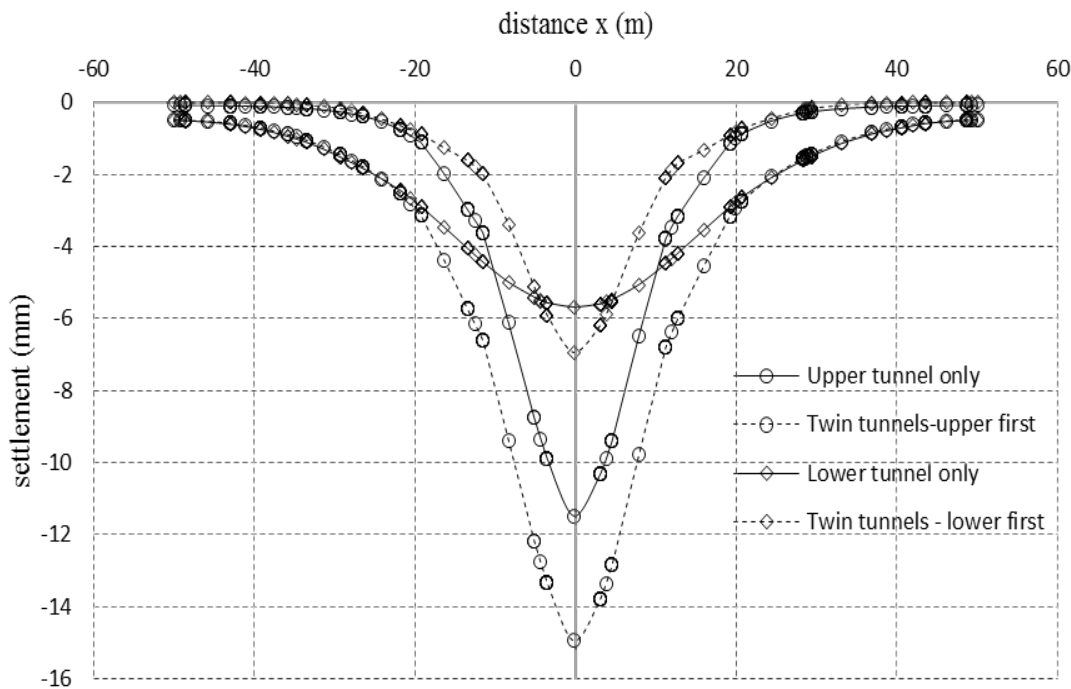


Figure 4. Surface settlement troughs for vertically aligned tunnels

3.3. Inclined tunnels

Figure 5 shows the trough settlement for the case when the two tunnels are aligned at an angle of 45° with center to center spacing of 15m. It should be noted that the sequence of excavation arises for inclined tunnels configuration like the case of tunnels vertically aligned.

The results indicated that when the upper tunnel is excavated first, the maximum settlement (14.6 mm) is higher than that when the lower tunnel is excavated first (8.9 mm).

Nour el Houda ZAABAR, Sara LAGGOUNE, Belkacem MOUSSAI*

The maximum settlement value when the upper tunnel is excavated first (14.6 mm) is between the values obtained for the tunnels horizontally and vertically aligned. The location of the maximum settlement is at the centerline between the twin tunnels.

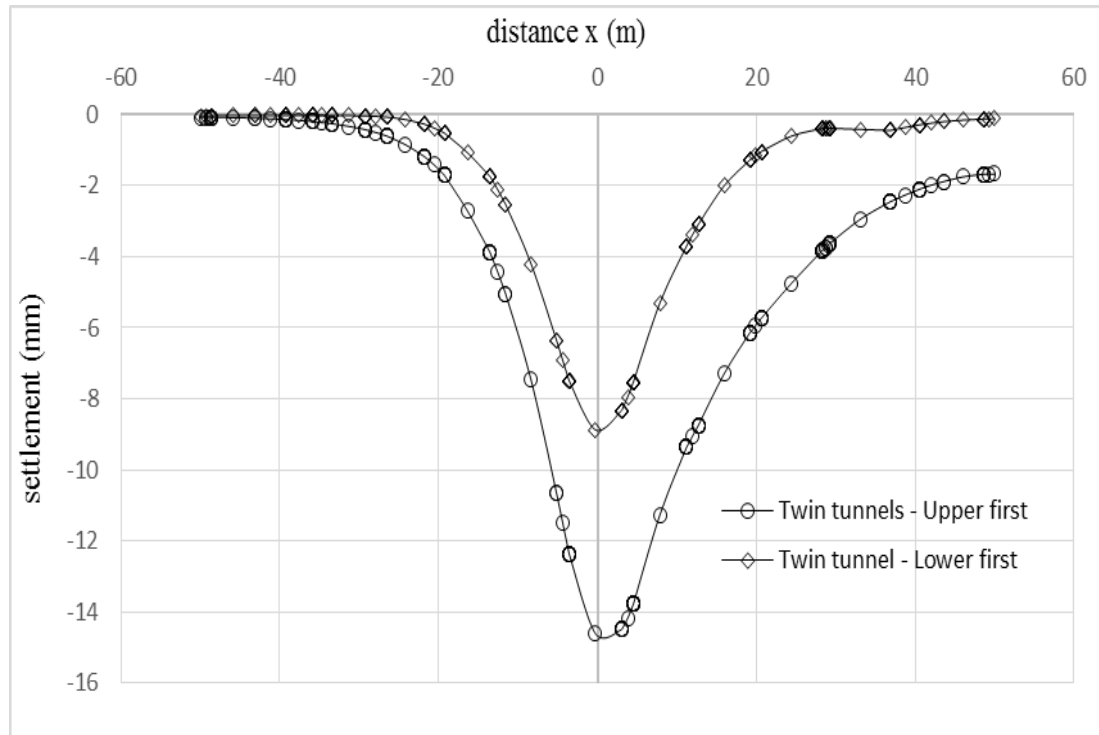


Figure 5. Surface settlement troughs for angular tunnels

3.4. Effect of soil constitutive model

In order to investigate the effect of soil constitutive model on the interaction between adjacent tunnels, three models were used, namely Mohr Coulomb model (MC), hardening soil model (HS) and hardening soil model with small-strain stiffness (HSS). The soil parameters used in the numerical analysis are given in Table 4.

Figure 6 shows the measured and predicted ground surface settlements. It can be seen that the shape of the settlement profiles obtained from HS and HSS models are as expected, whereas the MC model predicts different shape of the settlement profile showing unrealistic heave with a maximum value of about 1.9 mm (40% of the maximum settlement), located at a distance of about 24 m from the centerline between the two tunnels.

On the other hand, the MC model produces the smallest ground surface settlement compared to other models. The computed maximum ground settlements are about 13.5 mm, 30 mm and 4.7 mm for HSS, HS and MC models respectively. The settlement trough width predicted by HS model is too wide and the maximum settlement is higher than that of other models. It should be noted that the HSS model agrees fairly well with the measured settlement trough reported by Fargnoli et al. (2015).

In addition, the maximum ground settlements for HS and HSS models showed an offset of 4.7 m from the centerline between the two tunnels. However, the trough settlement for the MC model is symmetric about the centerline between the two tunnels.

Numerical analysis of the interaction between adjacent tunnels

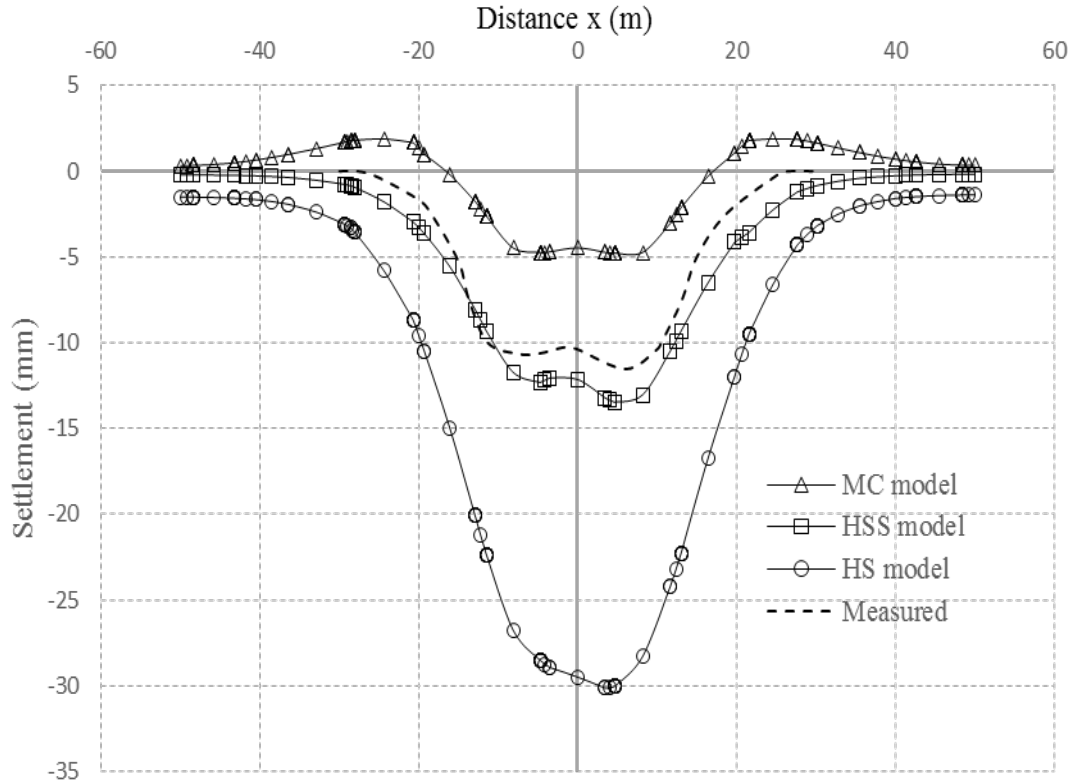


Figure 6. Measured and predicted surface settlement troughs

4. CONCLUSIONS

The numerical analyses indicated that, the maximum settlement decreases as the spacing between the two tunnels increases and beyond the spacing of three times the tunnel diameter, the maximum settlement of the twin tunnels becomes similar to that of a single tunnel

The vertical aligned tunnels results in the highest maximum settlement compared to other cases. It seems that the settlement increases as the angle of inclination increases from horizontal to vertical alignment. In addition, for vertical aligned tunnels and inclined tunnels the sequence of tunnels excavation has an important effect on the interaction between tunnels. The obtained results showed that, when the upper tunnel is excavated first, the obtained ground settlement is higher than that when the lower tunnel is excavated first

The HSS model seems to give more reasonable results of trough settlement than the other models and agrees fairly well with the measured settlement trough. On the other hand, the MC model does not seem to be suitable for studying this type of problems, in particular the estimation of the settlement trough.

REFERENCES

- [1] Addenbrooke, T. I. & Potts, D. M., 2001, Twin tunnel interaction: Surface and subsurface effects, *The International Journal of Geomechanics*, 2: 249-271.
- [2] Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. and Swolfs, W.M., editors. 2012, Plaxis 3D User's manual. *Netherlands*.
- [3] Channabasavaraj, W. and Visvanath, B., 2013, Influence of Relative Position of the Tunnels: A Numerical Study on Twin Tunnels. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*.



*Nour el Houda ZAABAR, Sara LAGGOUNE, Belkacem MOUSSAI**

- [4] Chen SL, Gui MW, Yang MC., 2012, Applicability of the principle of superposition in estimating ground surface settlement of twin and quadruple-tube tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology* 28:135–149



ZEMİN İYİLEŞTİRMESİ



LABORATORY INVESTIGATION ON WASTE LIMESTONE DUST STABILIZED EXPANSIVE SOIL

ATIK KİREÇTAŞI TOZU İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ ŞİŞEN ZEMİNİN LABORATUVAR ARAŞTIRMASI

Şerife Öncü¹

Muamar Algiwel²

Huriye Bilsel³

ABSTRACT

Limestone dust is a solid waste resulting from extraction from parent rock and grinding in quarry crushing units. Disposal of such wastes poses environmental problems such as abundant accumulation in landfills as well as health and environmental hazards due to air pollution. These wastes can be effectively utilized to improve the properties of expansive soils and reduce pollution of the environment, as well as providing a cheap source for soil improvement. The experimental findings indicated that addition of 10% and 20% coarse limestone dust (LSCD) reduced the plasticity and swell-shrink potential considerably and improved CBR value. Utilization of 10% fine limestone dust (LSFD) however had insignificant influence on plasticity as well as swell-shrink potential. The unconfined compression test results showed a slight improvement with the inclusion of 10% LSCD and 10% LSFD, whereas the strength was reduced by the inclusion of 20% LSCD. The results indicated that modification of expansive soils using limestone dust might be an effective technique in enhancing the soil characteristics against the swelling-shrinking potential of subsoils of roads and lightweight structures, thus could be effectively recycled in such applications.

Keywords: Expansive soil, Limestone dust, Swell-shrink behavior, Stabilization, Strength.

ÖZET

Kireçtaşı tozu, ana kayadan çıkarılan taşın kırma ünitelerinde öğütülmesinden elde edilen katı atıktır. Bu tür atıkların bertaraf edilmesi, atık depolama alanlarındaki büyük miktarda birikim gibi çevresel sorunları ve hava kirliliği nedeniyle sağlık ve çevresel tehlikeleri ortaya çıkarmaktadır. Bu atıklar, şişen zeminlerin özelliklerini iyileştirmek ve çevre kirliliğini azaltmak ve ayrıca zemin iyileştirmesinde ucuz bir kaynak sağlamak için etkili bir şekilde kullanılabilir. Deneysel bulgular, %10 ve %20 iri taneli kireçtaşı tozunun (LSCD) eklenmesinin plastisite ile şişme ve büzülme potansiyelini önemli ölçüde azalttığını ve CBR değerini iyileştirdiğini göstermiştir. Bununla birlikte, %10'luk ince taneli kireçtaşı tozunun (LSFD)

¹ Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr



8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

kullanılması, plastisite ve şişme-büzülme potansiyeli üzerinde önemli bir etki sağlamamıştır. Serbest basınç deneyi sonuçları, %10 LSCD ve %10 LSF'D'nin kullanılmasıyla hafif bir iyileşme gösterirken, mukavemet %20 LSCD'nin eklenmesiyle azalmıştır. Sonuçlar, kireçtaşı tozu kullanarak hafif yapıların şişme-büzülme potansiyeline karşı zemin özelliklerini iyileştirmede etkili bir teknik olabileceğini, ve bu gibi uygulamalarda bu atığın geri dönüştürülebileceğini göstermiştir.

1. INTRODUCTION

Due to their mineral composition, expansive soils usually suffer from large swelling strains when they are wet. If the expansive clay is in a saturated condition, there are large strains of swelling when the soil is unloaded. Soil swelling potential can also be visually observed as wide and profound shrinkage cracks occurring in dry periods due to desiccation. Therefore, shrinkage as well as swelling can cause damages to light structures.

The limestone dust is a result of the accumulation of solid waste material insoluble in water produced from the erosion of limestone rock in crushers. Limestone dust particles are particles less than 4.75 mm. These materials accumulate causing disposal problems which cause health and environmental risks. The crusher dust varies from 10% to 60% for recycled aggregates. Note that crusher dust has 20-40% greater strength and can be used as a stabilizing material for roads (Satyanarayana et al., 2013). The quarry dust can be used up to 10% to enhance the expansive soil with the possibility of reducing the cost of construction. Naman (2015) indicated that an increase in the percentage of stone dust added to the expansive soil caused a significant increase in the maximum dry density. Given the addition of 30% quarry dust, CBR was increased by about 50%. As the percentage of quarry dust increases, the optimum moisture content is reduced due to the reduced clay content. It was found that the maximum dry density decreases by adding quarry dust more than 25% (Sonthwall and Gaurav, 2016). Aditya and Yadav (2016) observed that liquid limit reduced from 70% to 43% and free swell from 58% to 10% with the increase of dust content. It was concluded that with increasing percentages of dust content from 10% to 40%, a significant improvement was observed in geotechnical characteristics of the soil. Another study has found out that when the quarry dust was added at 20% to the expansive soil, the maximum dry density was increased from 1.58 g/cm³ to 1.68 g/cm³, and the optimum water content decreased from 32% to 26% (Sitaram and Purohit, 2017). Therefore, as the percentage of quarry dust increased, soil properties were significantly improved. According to Dhanya and Ramya (2016), when the quarry dust is added up to 25%, it increases the CBR value; after this percentage, the CBR value begins to decrease.

The aim of this study is to examine the effect of addition of limestone dust on the geotechnical properties of expansive soil, obtained from a local source. Two different gradations of limestone dust were used, coarse limestone dust (LSCD) with particle size less than 4.75 mm, and fine limestone dust (LSFD) with particle size less than 0.425 mm. Experimental program included the physical properties, swell-shrinkage, CBR and unconfined compression testing on natural soil and its mixtures with 10% and 20% LSCD and 10% LSFD over 1, 7 and 28 days curing periods.

*¹ Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hblisel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

2. MATERIALS AND METHODS

2.1 Materials

The soil used in this study which was collected from Haspolat area of Northern Cyprus is an expansive silt, dark gray in color. The limestone dust used is the powder produced by crushing and grinding limestone at a quarry and it was obtained from north of Haspolat region. It is used in two different groups according to gradation; coarse limestone dust (LSCD) with particle size smaller than 4.75 mm and larger than 0.425 mm, and fine limestone dust (LSFD) with particle size less than 0.425 mm. The ratios used were 10% and 20% of LSCD and 10% of LSFD by dry mass of soil. Physical properties of natural soil, limestone coarse dust and fine dust consists of Atterberg limits (ASTM D4318-10e1), specific gravity (ASTM D854-14) and particle-size distribution (ASTM D422-63(2007) e2) are listed in Table 1.

Table 1. Physical properties of natural soil, limestone coarse dust and fine dust.

Property	Materials		
	Natural soil	LSCD	LSFD
The color	dark grey	white	white
Sand (4.75mm-75µm) (%)	14	64	15
Fines (<75µm) (%)	86	36	85
Silt (75µm--2µm) (%)	50	32	73
Clay (<2µm) (%)	36	4	12
Liquid Limit (%)	62	Nil	22
Plastic Limit (%)	31	NP	16
Plasticity Index (%)	31	-	6
Specific Gravity	2.58	2.76	2.76
Uniformity Coefficient C_u	-	50.0	26.9
Curvature Coefficient C_c	-	1.62	5.6
Unified Soil Classification	MH	SM	SM

2.2 Methods

The methodology used in this research involves conducting a set of experiments according to ASTM specifications to determine the geotechnical properties of the untreated soil (natural soil) and the soil treated with limestone dust in the specified proportions. Standard Proctor test was performed according to ASTM D698 for natural soil and mixtures with the coarse/fine dust of the limestone in order to determine the maximum dry density and optimum moisture contents. The California bearing ratio, CBR, was performed according to ASTM D1883 using the compaction properties provided in the Standard Proctor method. One-dimensional swell test (ASTM D4546-08) was applied to the compacted soil samples which were at 50 mm diameter and 15 mm height. After the swelling was completed, the sample was placed in the oven at a temperature of 40°C and the change in sample mass and dimensions (diameter, height) as a result of shrinkage were recorded. The readings were taken until volume change of the sample was stabilized, and the sample was completely dried at 105-110°C to determine the final dry mass. The unconfined compression test on natural soil samples and treated soil was performed

*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

in accordance to ASTM D2166. All of the specimens which were tested in one-dimensional swell, shrinkage, CBR and unconfined compression test were cured for 1, 7 and 28 days. Soil specimens were stored in a desiccator for the completion of curing period.

3. Discussion of Test Results

3.1 Physical Properties

Soil samples were categorized in four different groups. Group 1 is natural soil and it is denoted by NS. Group 2 is 10% coarse limestone dust added natural soil (Mix 10% LSCD), Group 3 is 20% coarse limestone dust added natural soil (Mix 20% LSCD and Group 4 is 10% fine limestone dust added natural soil (Mix 10% LSFd). Table 2 shows the consistency limits of natural soil and waste limestone treated mixtures. After the addition of 10% and 20% coarse limestone dust (LSCD) to the natural soil, the consistency limits reduced significantly. Inclusion of limestone coarse dust and the increment of its percentage decreased liquid limit, plastic limit and plasticity index values which is in good agreement with the studies of Öncü and Bilsel (2018), Akinwumi and Booth (2015), Abdulla and Majeed (2014) and Agrawal and Gupta (2011). However, there was no important change in the consistency limits with the usage of 10% fine limestone dust (LSFD), compared to natural soil.

Table 2. Atterberg limits of the natural soil and mixtures.

Consistency Limits	LL (%)	PL (%)	PI (%)
Natural soil	62	31	31
Mix 10% LSCD	44	21	23
Mix 20% LSCD	39	17	22
Mix 10% LSFd	57	29	28

3.2 Compaction Test

Standard Proctor compaction test was applied to the natural soil and limestone treated soils in order to determine the maximum dry density and optimum water content values. Compaction curves of natural soil and treated soils are depicted in Figure 1.

*¹ Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

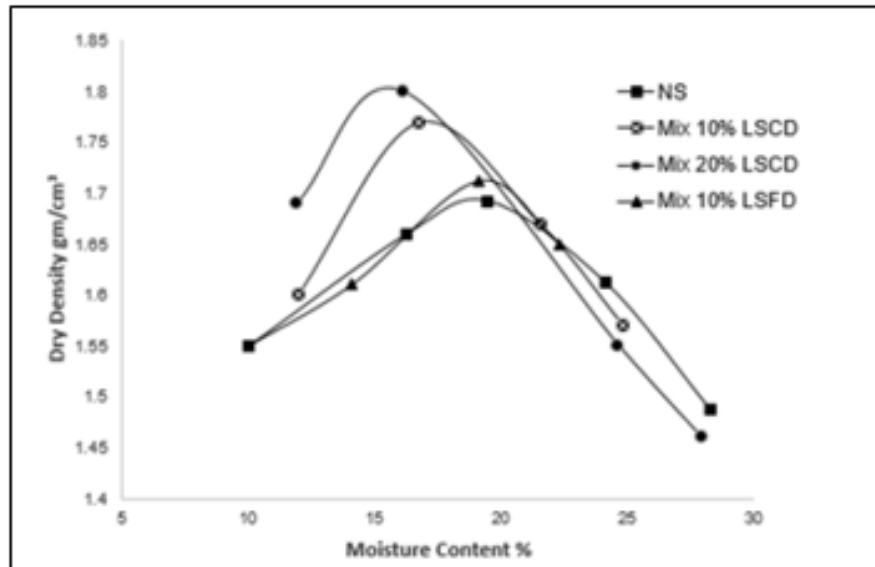


Figure 1. Standard Proctor compaction curves for natural soil and treated soil mixtures.

The maximum dry density of natural soil was found as 1.69 g/cm^3 and it increased to 1.76 g/cm^3 and 1.80 g/cm^3 after the addition of 10%LSCD and 20%LSCD respectively. Thus, in LSCD treated soil groups, maximum dry density increased while optimum water content decreased as the limestone dust content increased, a behavior also observed in the study of Akinwumi and Booth (2015). Coarse-grained particles were increased after the inclusion of coarse limestone dust and it caused an increment in the maximum dry density values. Because coarse grained soils could be compacted to higher dry densities than fine-grained soils. In LSFD soil group, maximum dry density was 1.71 g/cm^3 and the optimum water content was 19% which was the same with the natural soil. Therefore, a noticeable change in the compaction characteristics was not obtained with the usage of fine limestone dust. Table 3 summarizes the compaction parameters of natural soil and limestone dust treated soil mixtures.

Table 3. Standard Proctor compaction test results.

Materials	Maximum dry density (g/cm^3)	Optimum water content (%)
Natural soil	1.69	19
Mix 10% LSCD	1.76	17
Mix 20% LSCD	1.80	16
Mix 10% LSFD	1.71	19

3.3 California Bearing Ratio Test

Soaked CBR tests were conducted on treated soils after 1, 7 and 28 days of curing. The CBR value of natural soil was 4.34%, which increased with the addition of 10% coarse limestone dust to 4.76%, 5.35% and 5.75% over the treatment periods of 1, 7 and 28 days respectively. When

*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

*2 Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

*3 Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

20% LSCD was added, the CBR values increased with the increase in the treatment period, noting that the increment was not a significant one when compared with the CBR values of 10%LSCD added samples. When 10% fine limestone dust was added, CBR decreased from 1-day treatment, reaching to 1.36 %. This value increased slightly with increased treatment time. Table 4 shows CBR values for different mixtures and treatment periods of 1, 7 and 28 days.

Table 4. California bearing ratio test results at different curing times.

Treatment period Materials	1-day	7-days	28-days
	CBR value %		
Natural soil	4.34		
Mix 10% LSCD	4.76	5.35	5.57
Mix 20% LSCD	4.57	5.33	5.88
Mix 10% LSFD	1.36	1.42	2.29

3.4 Volume Change

3.4.1 One-dimensional Swell

Axial strain versus time graphs were drawn to obtain swell potential of the soil groups. Swell potential of the natural soil is 5.6% which is defined as high swell potential. Swelling curves of natural soil and mixtures at 1-day treatment time are displayed in Figure 2 (a) which indicate a reduction in swell potential to 1.8% and 1.2 % with the addition of 10% LSCD and 20% LSCD respectively. After the inclusion of LSCD, soil has changed from a high swell potential to a low swell potential based on Snethen et al. (1977). On the other hand, there was a very slight decrease in swell potential to 4.5% when 10% LSFD was used. Figure 2 (b) shows swelling curves of natural soil and mixtures at 7-days treatment period. The results indicated that the swell potential increased to 2.04% in 10% LSCD mixture whereas a decrease in swell potential of 20% LSCD and 10% LSFD added mixtures occurred with respect to 7-day curing, to 1.15% and 3.58% respectively. Effect of 28-days treatment period on soil mixtures can be observed in Figure 2 (c). The swell potential values are 2.09%, 1.16% and 4.47% with the additions of 10% LSCD, 20% LSCD and 10% LSFD respectively. A marked decrease in swell potential is observed in 20% LSCD included soils and the lowest swell potential results obtained in each curing period. In addition, aging did not show a significant improvement on swell potential. Utilization of limestone dust in the improvement of expansive soil caused a reduction in the swell potential and these findings are consistent with the other researchers who investigated the effect of the marble dust on swell potential (Abdulla and Majeed 2014; Sabat Nanda 2011; Agrawal and Gupta 2011; Çimen et al. 2011; Başer and Çokça 2010; Zorluer and Usta 2003).

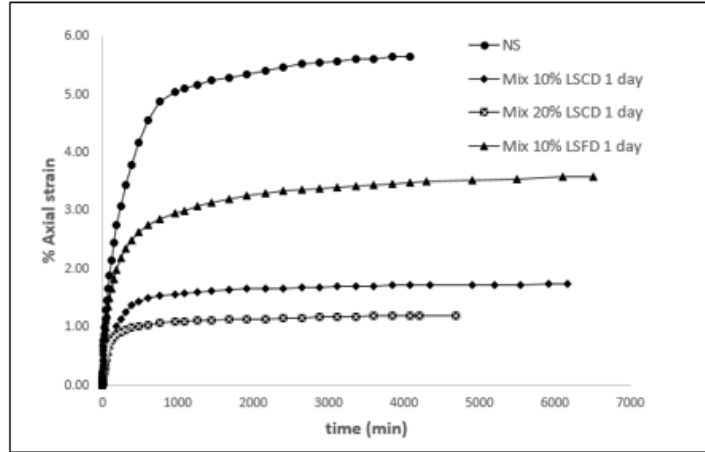
*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

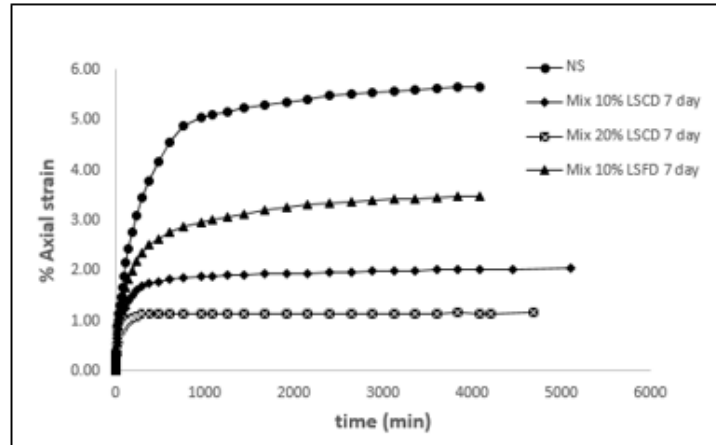
³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

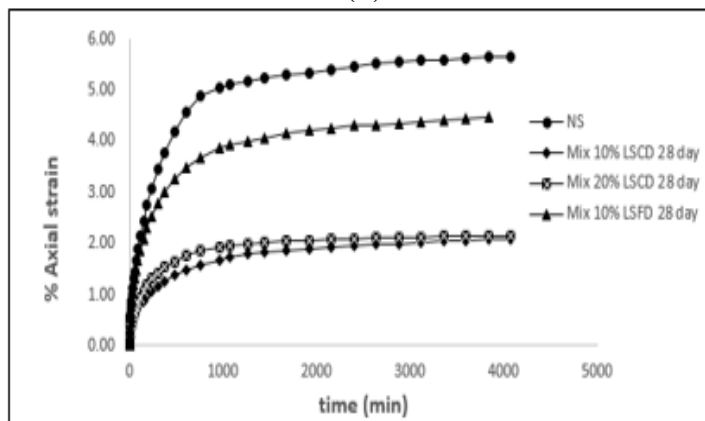
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul



(a)



(b)



(c)

Figure 2. Swelling curves of natural soil and limestone treated mixtures of (a) 1-day, (b) 7-days and (c) 28 days treatment time.

*¹ Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Swell curves are drawn according to the logarithm of time and based on these curves, initial swelling time (T_i), time of primary swelling (T_{ps}) and primary swelling rate (C_{ps}) values were found. All of these parameters are listed in Table 5.

Table 5. Swell parameters of natural soil and limestone dust treated soil mixtures.

Curing time	Swell parameters	NS	Mix 10% LSCD	Mix 20% LSCD	Mix 10% LSFD
1-day	SP (%)	5.6	1.8	1.2	4.5
	T_i (min)	40	29	15	12
	T_{ps} (min)	650	550	570	600
	C_{ps}	3.05	1.174	0.431	1.765
7-day	SP (%)		2.04	1.15	3.58
	T_i (min)		18	18	20
	T_{ps} (min)		340	300	590
	C_{ps}		1.081	0.409	1.429
28-day	SP (%)		2.09	2.16	4.47
	T_i (min)		20	30	25
	T_{ps} (min)		1500	930	1080
	C_{ps}		0.639	1.086	1.957

Addition of 10% LSCD to expansive soil specimens caused a significant reduction in the swell potential by 67.86%. The time of completion of the primary swell potential of natural soil, which is the main component of total swell, has reduced by 15.38%, while the addition of 20% LSCD to the expansive soil caused a considerable reduction in the swell potential by 78.57% and the primary swelling time by 12.31%. The swell potential was slightly reduced when 10% LSFD was included by 19.64%, and a decrease in the time of primary swell by 7.69%. Based on these observations, the addition of 10% LSCD is the best ratio for improving swelling parameters of the expansive soil.

3.4.2 Volumetric Shrinkage

Shrinkage behavior of natural soil and waste limestone treated soil mixtures was investigated in terms of volumetric shrinkage. After one-dimensional swell test was completed, the soil samples were dried in the oven at 40°C, dimensions being measured at different time intervals until the shrinkage stopped. The results are plotted in terms of volumetric strains ($\Delta V / V_0$) with time. Moreover, a relationship is obtained between water content and void ratio and the final void ratio is observed at the end of the drying process. All of the test results and the parameters are summarized in Table 6.

*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

*2 Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

*3 Prof. Dr., Cyprus International University, hbilisel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

From the volumetric shrinkage test results of natural soil and soil mixtures it can be noted that the void ratio of the natural soil sample has been reduced from 0.677 in the full saturation condition to 0.312 when dried, with a reduction of 46.1%. The percent volume reduction has reduced significantly with the addition of LSCD and LSFD. The best result was obtained when 10%LSCD added specimens were cured for 28 days and desiccated from full saturation, yielding the least volume change of 18%.

Table 6. Results of volumetric shrinkage test.

Materials	Curing	Change in Void Ratio			Total Time of shrinkage (min)
	time (day)	Full Saturation Condition	Dried Condition	Reduction (%)	
NS	-----	0.677	0.312	46.10	1570
Mix 10%LSCD	1	0.466	0.371	20.38	1360
	7	0.519	0.388	25.24	1420
	28	0.392	0.321	18.11	4300
Mix 20%LSCD	1	0.438	0.327	25.30	5100
	7	0.376	0.242	35.6	3980
	28	0.443	0.309	30.24	5700
Mix10% LSFD	1	0.285	0.231	18.95	2600
	7	0.353	0.262	25.77	2760
	28	0.341	0.228	33.14	2600

3.5 Unconfined Compression Test

Summary of the results of the unconfined compressive strength of natural soil and soil mixtures are listed in Table 7. The results showed that unconfined compressive strength of the natural soil is 540 kN/m² and there was no improvement in soil strength when 10% LSCD was added at the end of 1-day treatment period. Also, a clear reduction in soil strength with 20% LSCD was observed, where strength was 330 kN/m². However, compressive strength increased to 622 kN/m², with 10% LSFD treatment. A decreasing trend in compressive strength was observed in 10% LSCD and 10% LSFD soil groups in 7-day curing period and the UCS was almost the same in 20% LSCD soil mixture. The UCS of LSCD treated soils showed an increment at the end of 28-day curing time but when these results were compared with the natural soil, it was observed that a significant treatment was not achieved. The UCS of 10% LSCD is 560 kN/m² which is almost the same with the natural soil. On the contrary, unconfined compressive strength of 20% LSCD soil mixture is 490 kN/m² which has provided a lower strength than natural soil. Therefore, it can be concluded that the addition of higher limestone content reduced the UCS which is in good agreement with the findings of Gurbuz (2015). On the other hand, in LSFD group, UCS results reduced with the increase of curing time.

*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilisel@ciu.edu.tr

8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Table 7. Unconfined compressive strength results.

Treatment period	1-day	7-day	28-day
	UCS (kN/m ²)	UCS (kN/m ²)	UCS (kN/m ²)
Natural soil	540		
Mix 10% LSCD	540	433	560
Mix 20% LSCD	330	340	490
Mix 10% LSF	622	560	580

4. Conclusions

This study presents the results of the experimental investigation of the use of limestone dust as a stabilizer in order to improve volume change and strength properties of the expansive soil. The following conclusions are drawn from the testing program.

- I. The addition of LSCD by 10% and 20% to the expansive soil reduced the plasticity index of the natural soil. On the contrary, there was no improvement in the plasticity index with the usage of 10% LSF.
- II. Regarding compaction characteristics, test results showed an increment in the maximum dry density and a reduction in the optimum water content with the inclusion of 10% LSCD and 20% LSCD. However, there was no significant change in the dry density and optimum water content with the utilization of 10% LSF.
- III. CBR value of natural soil was improved with 10% LSCD and 20% LSCD treatment and aging but a reverse behavior was observed with the addition of 10% LSF.
- IV. Addition of 10% LSCD to expansive soil specimens caused a reduction of 67.86% in the swell potential, while 20% LSCD caused a considerable reduction of 78.57%. Conversely, the swell potential was slightly reduced by 19.64% when 10% LSF was included.
- V. Shrinkage results indicated that there is a remarkable decrease in volume change with the 10% and 20% LSCD, which reduced the formation of cracks in the treated specimens. When 10% LSF is included to the expansive soil, the volume change is significantly reduced with an increase in the time needed to complete the shrinkage.
- VI. The unconfined compression test results showed a slight improvement with the inclusion of 10% LSCD and 10% LSF, but the compressive strength was reduced with the addition of 20% LSCD.

Based on the test results, 10% LSCD is the optimum value for the modification of the expansive soil because it provided the best improvement in volume change and strength properties. Finally, utilization of limestone dust in the mitigation of expansive soils prevent environmental pollution and it might be an effective technique in enhancing the soil characteristics against the swelling-shrinking potential of subsoils of roads and lightweight structures, thus could be effectively recycled in such applications.

*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

*2 Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

*3 Prof. Dr., Cyprus International University, hbilisel@ciu.edu.tr



8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

REFERENCES

- Abdulla R.S., Majeed, N. N. (2014) Some physical properties treatment of expansive soil using marble waste powder. *International Journal of Engineering Research and Technology*, 3(1):591–600.
- Aditya, C., and Yadav, R. K. (2016). Effect of Quarry Dust on Index Properties of Black Cotton Soil, *International Journal for Scientific Research & Development* Vol. 4, Issue 02.
- Agrawal V, Gupta M (2011) Expansive soil stabilization using marble dust. *International Journal of Earth Science and Engineering*, 4(6):59–62.
- Akinwumi II, Booth CA (2015) Experimental insights of using waste marble fines to modify the geotechnical properties of a lateritic soil. *Journal of Environmental Engineering and Landscape Management*, 23(2):121–128.
- ASTM-D1883 (2016b). Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of laboratory-compacted soils. Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM-D2166 (2006). Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. Annual book of ASTM standards.
- ASTM D4546-14 (2014) Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of soils. Annual book of ASTM Standards.
- ASTM D698-12e2 (2012) Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)). Annual book of ASTM Standards.
- Başer, O. and Çokça, E. (2010) Stabilization of expansive soils using waste marble dust. In: Proceedings of 13th national conference on soil mechanics and foundation engineering (in Turkish), İstanbul, Turkey, September 30–October 1, vol 1, pp 143–152.
- Çimen, Ö., Keskin, S.N., Seven, S., Erişkin, E. and Güllü, D. (2011) The effect of waste marble pieces on swelling pressure at compacted clay. In: Proceedings of fourth geotechnical symposium (in Turkish), Adana, Turkey, 1–2 December, pp 206–211.
- Dhanya, P. and Ramya, K. (2016). Strength characteristics of Kuttanad soil treated with quarry dust, *International Journal of Advanced Research Trends in Engineering and Technology*, Vol. 3, Special Issue 23.
- Gurbuz, A. (2015) Marble powder to stabilise clayey soils in subbases for road construction. *Road Mater Pavement* 16(2):481–492.
- Kehew, E.A. (1995). *Geology for Engineers and Environmental Scientists, 2nd Ed. Prentice Hall Englewood Cliffs, New Jersey*, pp. 295–302.
- Naman Agarwal. (2015). Effect of Stone Dust on Some Geotechnical Properties of Soil, *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 2320-334X, Volume 12.
- Öncü, Ş. and Bilsel, H. (2018). Utilization of waste marble to enhance volume change and strength characteristics of sand-stabilized expansive soil, *Environmental Earth Sciences*, 77:461, <https://doi.org/10.1007/s12665-018-7638-5>.
- Sabat, A. K. and Nanda, R. P. (2011) Effect of marble dust on strength and durability of rice husk ash stabilised expansive soil. *International Journal Civil and Structural Engineering*, 1(4):939–948.
- Satyanarayana P.V.V., Chandra K. L., Nandan T. H. and Gopala Raju S.S.S.V. (2013). “A Study on the Utilization of Recycled Aggregate and Crusher Dust Mixes as Sub-Base and Base Materials”, *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, Vol.

*1 Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

*2 Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

*3 Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr



8th International Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

4, Issue 5, September – October, pp. 122-129, IAEM E, ISSN 0976 – 6308 (Print), ISSN 0976 – 6316 (Online).

Sitaram, J., and Purohit, D.G.M. (2017). Stabilization of Bentonite Soil with Stone Dust, *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET)*, ISSN: 2321-9653; IC Value: 45.98; Impact Factor 6.887, Volume 5.

Snethen DR, Johnson LD, Patrick DM (1977) An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soils. Soils and Pavements Laboratory US Army Engineers Waterway Experiment Station, Vicksburg, Report No. FHWA-RE-77-94, pp 1–43.

Sonthwall, V., and Gaurav, S. (2016). Stabilization of Soil Reinforced with Quarry Dust, *International Journal of Recent Trends in Engineering & Research (IJRTER)* Volume 02, Issue 9; September - 2016 [ISSN: 2455-1457].

Zorluer, I. and Usta, M. (2003) Stabilization of soils by waste marble dust. In: Proceedings of the fourth national marble symposium (in Turkish), Afyon, Turkey, pp 305–311.

*¹ Dr., Eastern Mediterranean University, serife.oncu@emu.edu.tr

² Civil Engineer, Cyprus International University, mohamadoamar8@gmail.com

³ Prof. Dr., Cyprus International University, hbilsel@ciu.edu.tr



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

NANOSİLİKA PARTİKÜLLERİ İÇEREN ZEMİNLERİN İNDİS ÖZELLİKLERİ VE MEKANİK DAVRANIŞLARI

INDEX PROPERTIES AND MECHANICAL BEHAVIOR OF SOILS WITH THE PRESENCE OF NANOSILICA PARTICLES

Gizem AKSU¹

Tuğba ESKİŞAR²

ABSTRACT

In recent years, the developments in nanotechnology accelerated the production of nanomaterials and different industries discovered the beneficial uses of nanoparticles. However, the potential use of nanoparticles in geotechnical engineering is a subject that is still unclear and needs some investigation. Therefore, in this study, a series of experiments that were performed to evaluate the index and the mechanical properties of the clay and clay-sand mixtures with the addition of nanosilica particles. Atterberg limits, compaction characteristics and unconfined compressive strength development of nanosilica added soils were assessed. Tests were carried out on cement treated specimens with 0%, 5%, 10% cement by dry weight of soil with 0%, 0.3%, 0.5%, and 0.7% nanosilica content. The curing period was 7 days. Cement and nano silica treated specimens reached their maximum liquid limit and plastic limit values at different rates of nano silica particles. The inclusion of nanosilica resulted in an increase in the optimum moisture content of the specimens and the maximum dry density of the specimens had a limited increase. The unconfined compressive strength of the clay specimens were at their highest when 0.5% of nano silica was added, the unconfined compressive strength of the clayey sand increased with the addition of nano silica particles. Treated specimens had 5 to 10 times more unconfined strength compared to the untreated ones.

Keywords: Clay, Clayey Sand, Nanosilica, Index Properties, Unconfined Compressive Strength

ÖZET

Son yıllarda, nanoteknolojideki gelişmeler nano malzemelerin üretimini hızlandırmıştır ve farklı endüstriler nanopartiküllerin faydalı kullanımlarını keşfetmiştir. Bununla birlikte, nanopartiküllerin geoteknik mühendisliğinde potansiyel kullanımı yeterince bilinmemektedir ve araştırılması gereken bir konudur. Bu nedenle, bu çalışmada, nano silika partikülleri eklenen kil ve killi kum zeminler üzerinde bir dizi deney yapılarak indis ve mekanik özellikleri değerlendirilmiştir. Nano silika katkılı zeminlerin Atterberg

¹ Y. Lisans Öğrencisi, Ege Üniversitesi, gizemaksu35@gmail.com

² Doç. Dr., Ege Üniversitesi, tugba.eskisar@ege.edu.tr

limitleri, kompaksiyon özellikleri ve serbest basınç dayanımı gelişimleri saptanmıştır. Örneklerde zeminin kuru ağırlığının %0, %5, %10'u kadar çimento ile yine zeminin kuru ağırlığına %0, %0.3, %0.5 ve %0.7 nano silika bulunmaktadır. Kür süresi 7 gündür. Çimento ve nano silika katkılı kil ve killi kum zeminlerin en büyük likit limit ve plastik limit değerlerine farklı nano silika içeriklerinde ulaştığı görülmüştür. Çimento katkılı kil ve killi kum zeminlere nano silikanın eklenmesi ile örneklerin optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı artmıştır. %5 ve %10 çimento katkılı kil zeminlerin her ikisinde de en yüksek basınç dayanımına %0.5 nano silika içeriğiyle ulaşılmış iken %5 çimento katkılı killi kum zeminlerde ise nano silika miktarı arttıkça zeminin basınç dayanımı artmıştır. Katkisiz zemin ile iyileştirilmiş zeminler karşılaştırıldığında 5-10 kat daha yüksek serbest basınç dayanımlarına ulaşmak mümkün olmuştur.

Anahtar Kelimeler: Kil, Killi Kum, Nano Silika, İndeks Özellikleri, Serbest Basınç Dayanımı

1. GİRİŞ

Pek çok mühendislik alanında olduğu gibi inşaat mühendisliği alanında da nanoteknolojideki gelişmeler yakından takip edilmekte ve olası yeni uygulama alanları belirlenmeye çalışılmaktadır. Bu teknolojik gelişmelere bağlı olarak nanopartiküllerin zeminde bir katkı olarak kullanımı her geçen gün daha da ilgi çekmektedir. Nanopartikül kullanımı ile malzemelerin mekanik özelliklerinin iyileştirilmesi mümkün olabilmektedir. Konu, geoteknik mühendisliğinde yeni ele alınmaya başlandığından sınırlı sayıda literatür mevcuttur. Bunlardan öne çıkan bazılarına kısaca değinilmiştir.

Luo vd. (2012), yumuşak bir kil zeminin dayanımını arttırmak için, katkı olarak özel bir kül ile çimento karışımı kullanmıştır. Kül ve çimento için karışım oranı 3:1 öngörülmüştür. Bu çalışmada, katkılı zemin örneklerini oluşturmak için kilin %15'i kül/çimento ile değiştirilmiştir. %0, 1, 2 ve 3 içeriklerinde nano alüminyum oksit ayrıca bir katkı maddesi olarak karıştırılmıştır. Malzeme üzerinde kompaksiyon, pH, Atterberg limitleri, serbest basınç dayanımı, şişme potansiyeli, Kaliforniya taşıma oranı (CBR) ve geçirgenlik deneyleri yapılmıştır. Zeminin hem dayanım hem de CBR değerlerinin %15 kül/çimento kullanımıyla büyük ölçüde iyileştiği görülmüştür. Ayrıca %1'lik nano alüminyum oksit ilavesi, katkılı zeminin hem dayanım hem de CBR değerlerini daha da arttırmıştır. Şişme potansiyeli, işlenmemiş zemine kıyasla %15 kül/çimento kullanılmasıyla etkili bir şekilde azalmıştır ve %1 nano alüminyum oksit katkı maddesi ilavesi en iyi performansı sunmuştur.

Bahmani vd. (2014) tarafından, nano silika parçacıklarının çimento ile katkılı zeminlerde kıvam, sıkıştırma, hidrolik iletkenlik ve basınç dayanımı üzerindeki etkisini belirlemek için deneysel bir çalışma yapılmıştır. Nanoparçacıklarının eklenmesinin sıkıştırılabilirliği, hidrolik iletkenliği olumlu yönde etkilediği bulunmuştur. Ayrıca, çimento katılmış zemine %0.4 nano silika eklenmesi basınç dayanımını %80 oranında arttırmıştır.

Bahmani vd. (2016), nano silikanın boyutu ve miktarının çimentolu zeminlerin fiziksel ve kimyasal özellikleri üzerine etkilerini incelemiştir. Buna göre, dayanım ve elektriksel direnç testleri 7, 14 ve 28. günlerde 15 ve 80 nm boyutlarında %0.2-%1 nano silika içeriklerinin yer değiştirmesiyle çimentolu numuneler üzerinde yapılmıştır. Sonuçlar, daha küçük boyutlu nano silikanın numuneler üzerinde erken dönemde önemli bir etkiye sahip olduğunu, daha büyük boyutlu nano silikanın ise 14 günlük kürlenmeden sonra daha etkili olduğunu göstermiştir.



Kutanaei ve Choobbasti (2016) tarafından, nano silika, polivinil alkol (PVA) fiber, çimento içeren kumun mekanik özellikleri ve dayanıklılığı üzerindeki etkilerini araştırmak için bir dizi laboratuvar testi yapmıştır. Çimento içerikleri kuru kumun ağırlığına göre %2, 4 ve 6 alınmıştır. Kür süreleri 7, 28 ve 90 gündür. Kuru kum-çimento karışımının ağırlıkça %0, 0.3, 0.6 ve 1'i kadar fiber içeriği, çimentonun ağırlıkça %0, 4, 8 ve 12'i kadar nano silika kullanılmıştır. Bu çalışmada serbest basınç dayanımı değerlendirilmiştir. Sonuçlar, fiber takviyeli çimentolu kum davranışı üzerinde nano silikanın optimum içeriğinin önemli bir iyileştirme sağladığını göstermiştir.

Choobbasti ve Kutanaei (2017) tarafından yapılan çalışmada, nano silikanın çimentolu kumlu zeminlerin mikroyapı ve mekanik özellikleri üzerindeki etkisini araştırmak için deneysel bir program uygulanmıştır. Çimento, kumlu zeminin ağırlıkça %6'sı kadar alınmıştır. Nano silika, çimentonun ağırlığına göre %0, %4, %8 ve %12 oranında eklenmiştir. Silindirik numuneler 7, 28 ve 90 gün boyunca küre bırakılmıştır. Sonuçlar, çimento ile stabilize edilmiş kumlu zemine en uygun miktar olan %8 nano silika içeriği eklenmesinin mekanik ve mikroyapı özelliklerini arttırdığını göstermiştir.

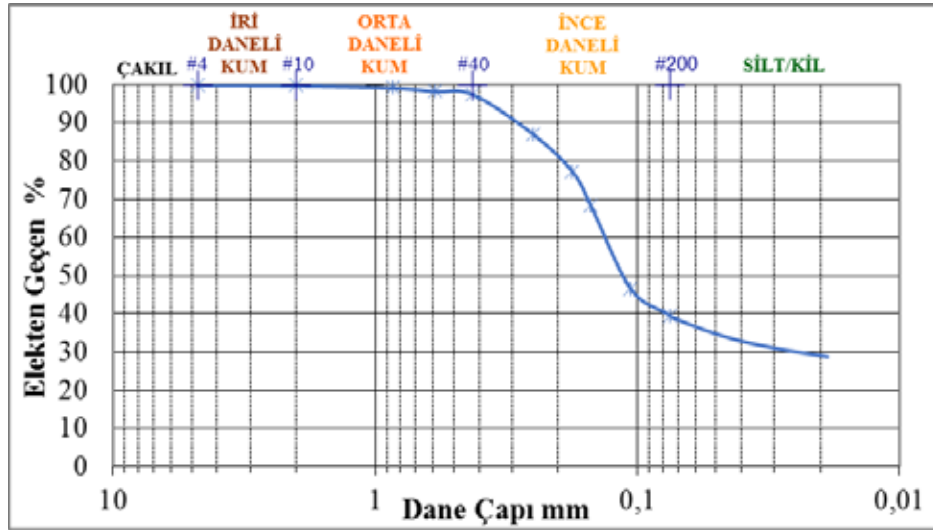
Meng vd. (2017), nano kalsiyum karbonat ilavesinin çimento eklenen denizel sedimanlarda mukavemet gelişimini incelemiştir. Uygun nano kalsiyum karbonat miktarının, erken ve geç dönemde çimento ile stabilize edilmiş zeminin basınç dayanımını etkili bir şekilde artırabileceğini göstermiştir. Ayrıca, nano kalsiyum karbonat ilavesi, korozyon hızını azaltmada ve çimento eklenen denizel sedimanlarda kompaksiyon miktarını arttırmada yardımcı olmuştur.

Bu çalışmada, nano silika partiküllerinin çeşitli miktarlarda çimento içeren kil ve killi kum zeminlere katılması ile ortaya çıkan indis ve mekanik özelliklerindeki değişimleri gözlemlemek amaçlanmıştır. Öncelikle değişen nano silika oranlarında çimento katkılı bu zeminlerin Atterberg limitleri ve kompaksiyon parametrelerinin nasıl bir değişim gösterdiği incelenmiştir. Daha sonra dayanım gelişimini belirlemek için 7 günlük örnekler üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Sonuçlar, detayları ile ele alındığında nano silika ilavesinin olumlu yönde katkıları olduğunu göstermiştir.

2. MALZEME VE METOT

2.1. Malzemeler

Deneylerde kil ve killi kum zeminlerle çalışılmıştır. Öncelikle kullanılan zeminlerin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Birleştirilmiş Mineralojisinin kaolinit kili olduğu bilinen zeminin Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre zemin sınıfı ML, killi kum zeminin ise SM-SC olduğu belirlenmiştir. Zemin numunelerinin ASTM D6913 ve ASTM D4318 standartlarına uygun olarak belirlenen indis özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. Çalışmada yüzde 99.5 saf nano silika kullanılmıştır. Teknik özellikleri Çizelge 2'de verilmiştir. Çimento, Bolu Çimento'dan temin edilmiştir. Kullanılan çimento sınıfı CEM I 42.5 R'dir.



Şekil 1. Killi Kum Zeminin Elek Analizi

Çizelge 1. Kıvam Limitleri ve Elek Analizinden Elde Edilen Sonuçlar

Geoteknik Özellik	Killi Kum	Kaolinit Kil
Zemin Sınıfı	SM-SC (siltli killi kum)	ML (düşük plastisiteli silt)
Likit Limit	22	49
Plastik Limit	15	31
Plastisite İndisi	7	18
İnce Dane Miktarı (%)	40	100

Çizelge 2. Nano Silikanın Fiziksel Özellikleri

Saflık (%)	1			
Renk	Beyaz			
Ortalama Parça Boyutu (nm)	15			
Spesifik Yüzey Alanı (m ² /g)	150-550			
Toplu Yoğunluk (g/cm ³)	<0.1			
Gerçek Yoğunluk (g/cm ³)	2.2			
Element Analizi (%)	Fe	Ca	Ti	Na
	0.002	0.007	0.012	0.003

2.2. Laboratuvar Deneyleri

Atterberg limitleri belirlenirken ASTM D4318 standardında uygun olarak likit limit deneyleri ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Öncelikle çimento ile zemin karışımı hazırlanıp nano silika su içerisinde 5 dk boyunca yüksek devirli bir (120rpm) karıştırıcıyla karıştırıldıktan sonra zemine eklenmiştir. Deney boyunca zeminin su içeriği arttırılarak likit limit belirlenmeye çalışılmıştır. Plastik limit deneyinde ise sadece nano silika su karışımı eklendikten sonra deney yapılmıştır. Zemin örneklerinin çimento içermesi nedeniyle gerek likit limit gerekse plastik limit, çimento hidrasyonunun kısa sürede başlayacağı dikkate alınarak hızlı bir şekilde tamamlanmıştır.

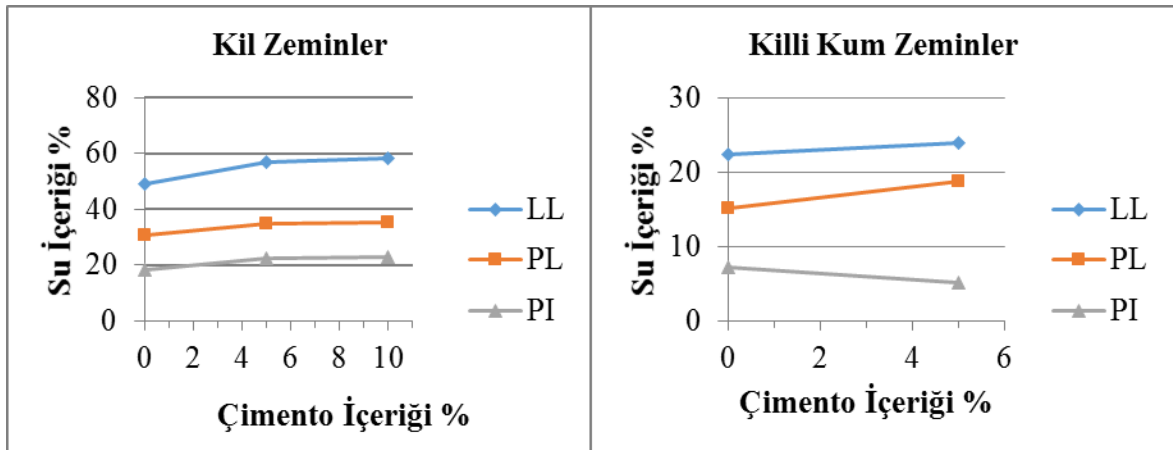
Dayanım deneyleri için örnek hazırlanmasında ve zeminlerin kompaksiyon parametrelerinin belirlenmesinde standart Proktor enerjisi ile çalışılmıştır. Proktor deneyi yapılarak optimum su içeriği ve buna karşılık gelen maksimum kuru birim ağırlık

bulunmuştur. Çalışma kapsamında, deney numuneleri optimum su muhtevasında hazırlanmıştır (ASTM D698).

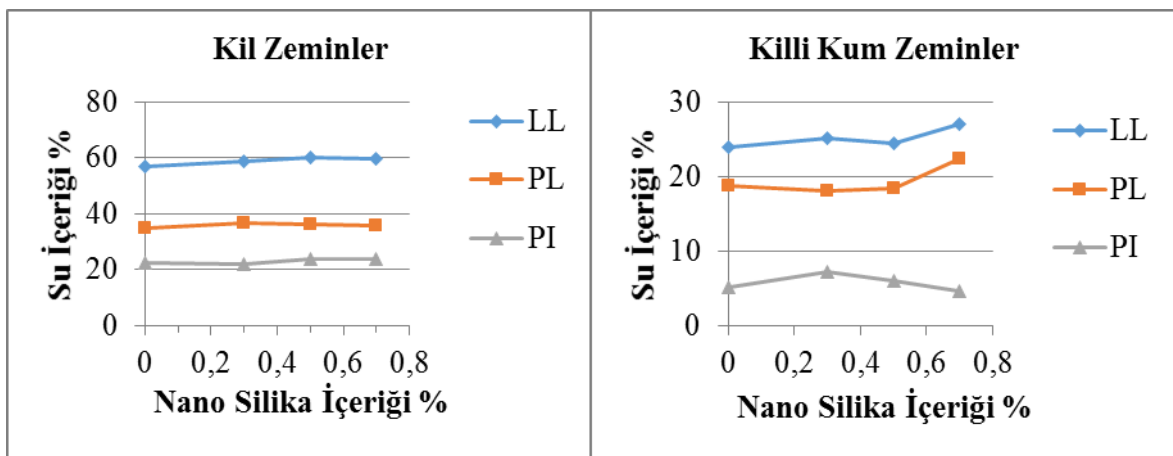
Optimum su içeriği bulunan zeminler 7 gün kür süresini tamamladıktan sonra serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. ASTM D2166 standartına göre deneyler yapılmıştır. Numuneler 1.42 mm/dk hızla kesilmiştir. Deneyler %10 deformasyon seviyesine kadar gözlemlenmiştir.

3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Çimentonun kil ve killi kum zeminlerde likit limit (LL), plastik limit (PL) ve plastisite indisi (PI) üzerindeki etkisi Şekil 2’de gösterilmiştir. Kil zeminlerde kuru zemin ağırlığının %5 ve 10’u kadar çimento ilave edilmiştir. Likit ve plastik limitte artış görülmüştür. Likit limit artış oranı plastik limit artış oranından daha fazla olduğu için plastisite indisi de artmıştır. Killi kum zeminlerde ise %5 çimento katkısının etkisi incelenmiştir. Zeminin likit limit ve plastik limiti artmıştır. Ancak likit limit artış oranı plastik limit artış oranından daha az olduğu için zeminlerin plastisite indisi de azalmıştır.



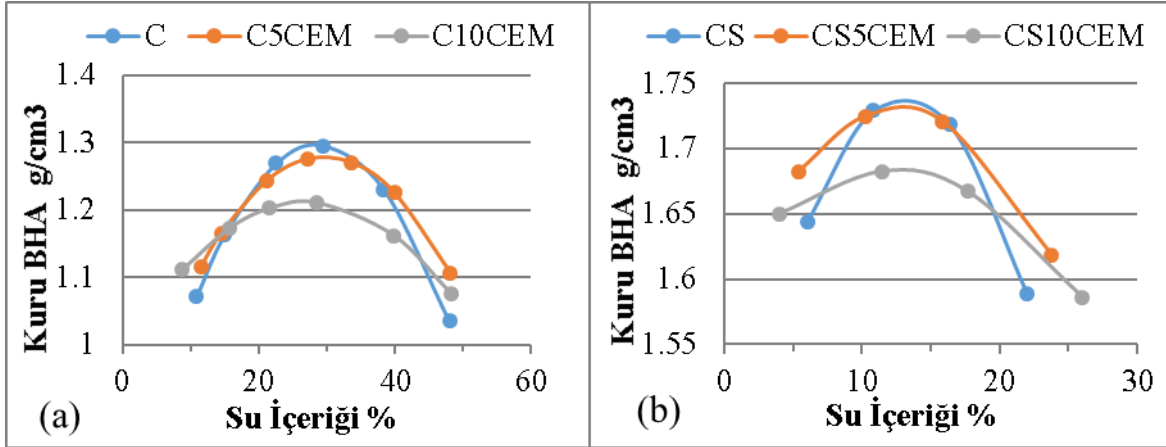
Şekil 2. Çimento Katkılı Kil ve Killi Kum Zeminin Kıvam Limitleri



Şekil 3. Nano Silika İlave Edilmiş % 5 Çimento Katkılı Kil ve Killi Kum Zeminlerin Kıvam Limitleri

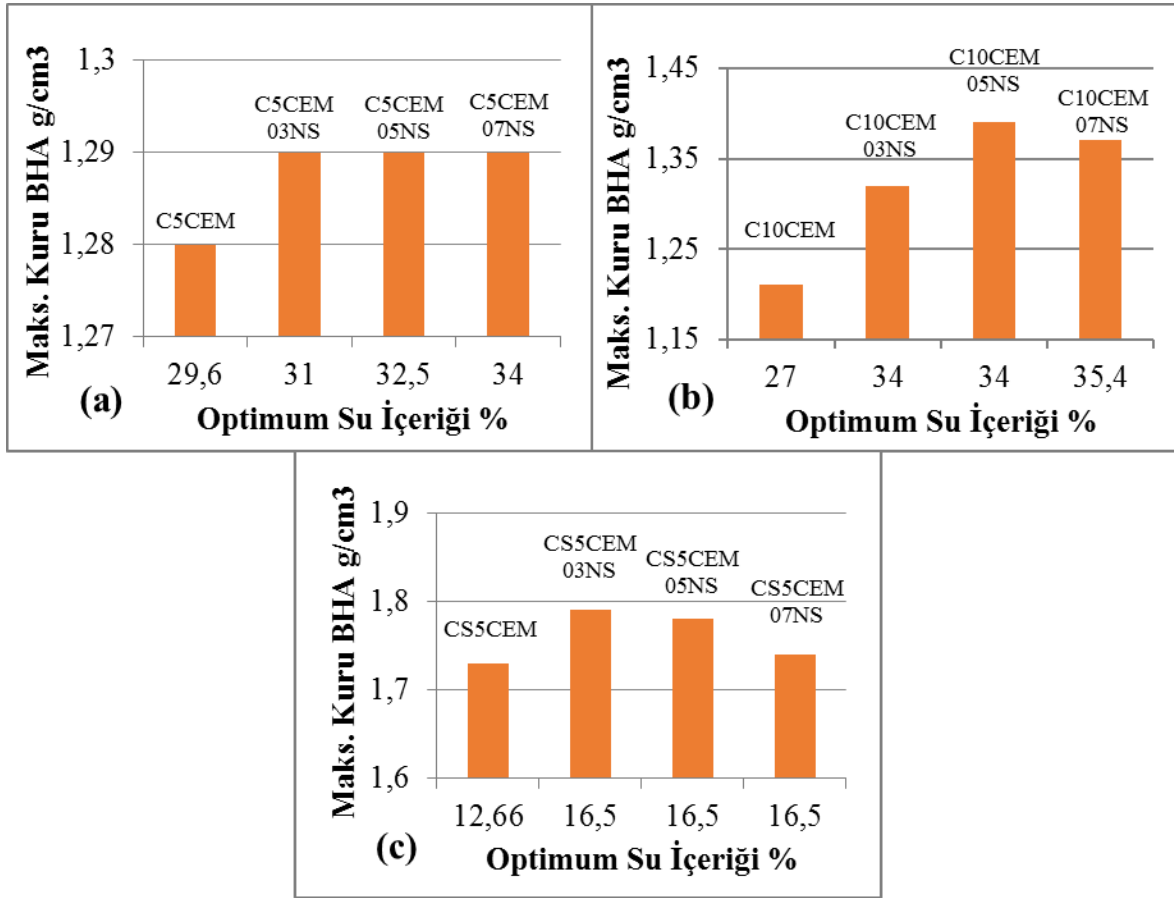
Şekil 3’te %5 çimento katkılı kil ve killi kum zeminlere zeminin kuru ağırlığının %0,3, 0,5 ve 0,7’si kadar nano silika katılmasının likit limit, plastik limit ve plastisite indisi üzerine

etkisi gösterilmiştir. Kil zeminlerde likit limit %0.5 nano silika içeriğine kadar artış gösterdikten sonra sabitlenmiştir. Plastik limit %0.3 nano silika içeriğine kadar artış gösterip daha fazla nano silika içeriğinde düşmüştür. Sonuçlara göre plastisite indisi en yüksek değere %0.5 nano silika içeriğinde ulaşmıştır. Killi kum zeminlerde ise likit limit ve plastik limit değerlerinde %0.7 nano silika içeriğinde belirgin bir artış görülmüştür. Plastisite indisi ise %0.3 nano silika ilavesiyle artış gösterip nano silika içeriğinin daha fazla ilave edilmesiyle düşüşe geçmiştir.



Şekil 4. Çimento Katkılı Kil ve Killi Kum Zeminin Kompaksiyon Eğrileri: (a) Çimento Katkılı Kil Zeminler, (b) Çimento Katkılı Killi Kum Zeminler

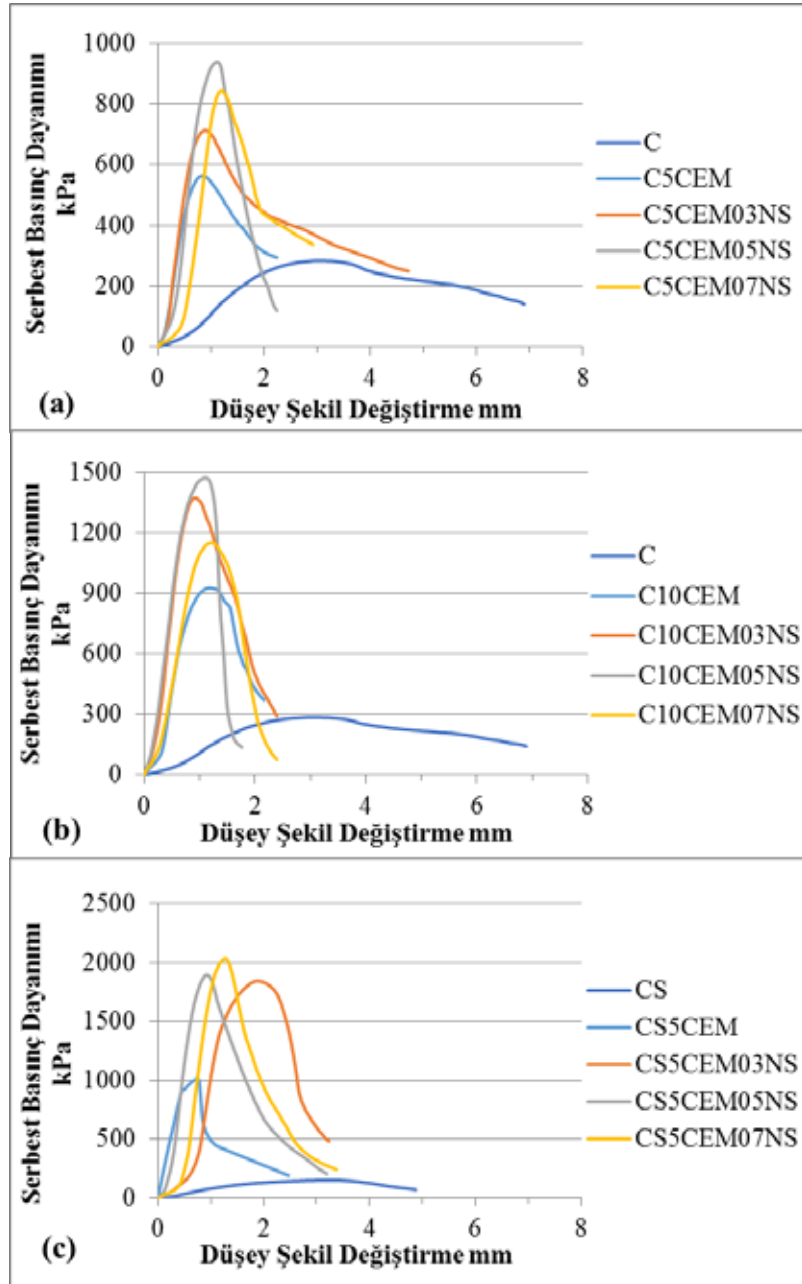
Şekil 4'te kil (C) ve killi kum (CS) zeminlerin farklı çimento (CEM) miktarlarında optimum su içerikleri ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları gösterilmiştir. Şekil 4a'da %5 ve 10 çimento içeren kil zeminler ile Şekil 4b'de %5 ve 10 çimento içeren killi kum zeminlerin kompaksiyon eğrileri verilmiştir. Kil zeminlerde %5 ve 10 çimento ilavesiyle zeminlerin optimum su içeriklerinde %0.5 ve %1.5 oranında azalma görülmüştür. Artan çimento miktarıyla killi zeminlerin kuru birim hacim ağırlıkları sırasıyla %1.5 ve %7 kadar azalmıştır. Killi kum zeminlerde %5 ve %10 çimento ilavesiyle zeminlerin optimum su içerikleri sırasıyla %0.5 ve %1 kadar azalmışken kuru birim hacim ağırlıkları da sırasıyla %0.6 ve %3 kadar düşüş göstermiştir. Şekil 4'te %5 ve %10 oranlarında çimento katkılı kil ve killi kum zeminlerin kompaksiyon eğrilerinin aşağı ve sola doğru yöneldiği gözlemlenmiştir. Buna göre hem kil hem de killi kum zeminlerde çimento eklendikçe kuru birim hacim ağırlıkları azalırken optimum su içeriklerinin de azaldığı sonucuna varılmıştır. Ottoko (2014) ve Faria vd. (2016) tarafından yapılan çalışmalarda da çimento ilave edilmiş kil ve kumlu zeminin kompaksiyon eğrileri aşağı yönde ilerlemekte olup çimento ilavesiyle zeminlerin kuru birim hacim ağırlıkları azalmıştır.



Şekil 5. Farklı Zeminlere %0,3, 0,5, 0,7 Nano Silika İlavesiyle Optimum Su İçeriğinin Değişimi: (a) %5 Çimento Katkılı Kil Zemin, (b) %10 Çimento Katkılı Kil Zemin, (c) %5 Çimento Katkılı Killi Kum Zemin

Çimento katkılı kil ve killi kum zeminlere, zeminin kuru birim ağırlığının %0,3, 0,5, 0,7 içeriğinde nano silika (NS) eklenmesiyle elde edilen zeminlerin optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları Şekil 5'te verilmiştir. Şekil 5a'da %5 çimento katkılı kil zeminlerin maksimum kuru birim hacim ağırlıkları, her nano silika içeriğinde, %0,8 kadar artış göstermiştir. Bununla beraber nano silika içeriğinin artmasıyla zeminlerin su içeriklerinde artış meydana gelmiştir. Şekil 5b'de %10 çimento katkılı kil zeminlerin maksimum kuru birim hacim ağırlıkları %0,5 nano silika içeriğinde en yüksek kuru birim hacim ağırlık değerine ulaşmıştır. %10 çimento katkılı kil zeminlere %0,3 içeriğinde nano silika eklenmesiyle zeminlerin optimum su içeriği artmış ancak nano silika miktarının artırılmasının optimum su içeriğine neredeyse hiç etkisi olmamıştır. %5 çimento katkılı killi kum zeminlerin nano silika içeriğiyle optimum su içerikleri ve maksimum kuru birim hacim ağırlıklarındaki değişimler Şekil 5c'de gösterilmiştir. Optimum su içerikleri nano silika içeriği artsa da %16,5 iken maksimum kuru birim hacim ağırlıkları bu su içeriğinde nano silika oranı arttıkça azalmıştır. Çimento katkılı killi kum zeminler için zeminin en büyük kuru birim hacim ağırlığına ulaştığı nano silika içeriği %0,3'tür.

Şekil 6'da 7 gün küre tabii tutulmuş çimento ve nano silika katkılı kil ve killi kum zeminlerin serbest basınç dayanımları gösterilmiştir. Çimento miktarının artmasıyla zeminlerin serbest basınç dayanımları artmıştır. %10 çimento katkılı kil zeminin dayanımı, %5 çimento katkılı killi kum zeminlerin dayanımına yakın dayanım vermiştir. Killi kum zeminlere %5 çimento ilavesi yüksek dayanımlara ulaşmayı sağlamaktadır. Nano silika ilavesiyle de daha yüksek dayanımlara ulaşmak mümkün olmaktadır.

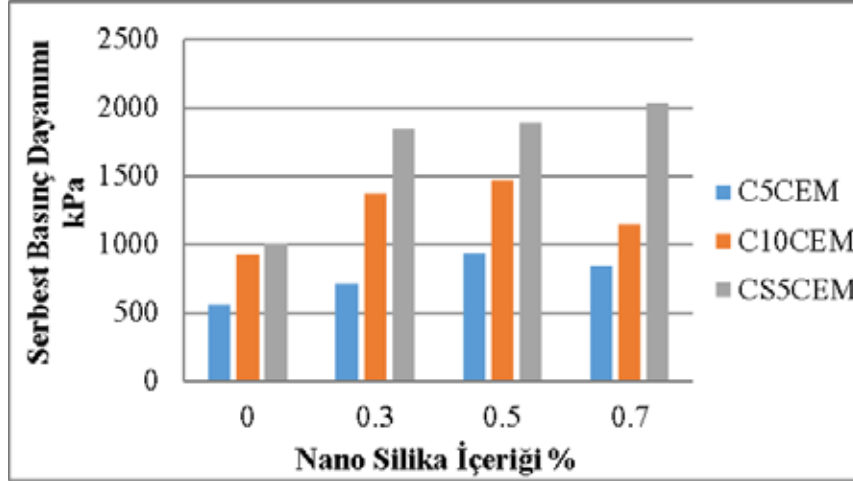


Şekil 6. Nano Silika İlavesinin Serbest Basınç Dayanımına Etkisi: (a) %5 Çimento Katkılı Kil Zemin, (b) %10 Çimento Katkılı Kil Zemin, (c) %5 Çimento Katkılı Killi Kum Zemin

Nano silika ilavesinin çimento katkıli zeminler üzerinde serbest basınç dayanıma önemli katkıları olmuştur. %0.5 nano silika içeriği her iki çimento içeriğindeki killi zeminlerde serbest basınç dayanımlarını %60 oranında artırmıştır ve killi zeminler için en uygun nano silika miktarıdır. Daha fazla nano silika ilavesi kil zeminlerin serbest basınç dayanımını düşürmüştür. %0.5 nano silika zemindeki partiküller arası boşlukları veya kil partiküllerinin çevresini yeterli miktarda sarabiliyorken ortamda daha fazla nano silikanın varlığı bu bütünlük yapının sağlanamamasına sebep olarak dayanımı düşürmektedir. %5 çimento katkıli killi kum zeminlerde nano silika miktarı arttıkça zeminin dayanımı artmaya devam etmiştir. Burada kil ve kum danelerinden oluşan yapının daha boşluklu olması sebebiyle daha fazla nano silika partikülünün dayanımı arttırıcı etkisi olmaktadır. Bu sebeple %0.7 nano silika ilavesiyle killi kum zemin, en yüksek serbest basınç dayanımına ulaşmıştır. Nano silika içermeyen CS5CEM örneği 1007 kPa dayanım gösterirken %0.7

nano silika içeren aynı grup örneğin dayanımı 2030 kPa olup dayanımda %100 civarında bir artış gerçekleşmiştir.

Şekil 6a-c'da görüldüğü gibi %5 çimento katkılı kil ve killi kum zeminlerde nano silika ilavesiyle zemin daha sünek bir davranış göstermiştir. Ancak çimento miktarının %10'a çıktığı kil zeminlerde (Şekil 6b) nano silika ilavesi gevrek davranışa sebep olmaktadır.



Şekil 7. Nano Silika İlavesi ile Çimento Katkılı Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımları

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada nano silika ilave edilerek çimento katkılı kil ve killi kum zeminlere laboratuvar deneyleri uygulanmıştır. Uygulanan laboratuvar deneyleriyle zeminlerin Atterberg limitleri, kompaksiyon özellikleri ve serbest basınç dayanımlarına ulaşılmıştır. Elde edilen sonuçlar, nano silika ilavesinin çimento katkılı kil ve killi kum zeminlerin mekanik ve indeks özelliklerini önemli ölçüde etkilediğini göstermiştir.

- %5 çimento katkılı kil zeminlerde en yüksek likit limit değeri %0.5 nano silika içeriğinde görülmüş olup bu miktardan sonra nano silika ilavesinin likit limit artışına etkisi olmamıştır. Plastik limit ise %0.3 nano silika içeriğine kadar artış gösterip daha fazla nano silika içeriğinde düşmüştür. Sonuçlara göre plastisite indisi en yüksek değere %0.5 nano silika içeriğinde ulaşmıştır. Killi kum zeminlerde ise likit limit ve plastik limit değerlerinde %0.7 nano silika içeriğinde en yüksek değere ulaşmıştır. Plastisite indisi ise %0.3 nano silika ilavesiyle artış göstermiş olup nano silika içeriğinin artmasıyla plastisite indisi değeri azalmıştır.
- Çimentolu zeminlere nano silika ilavesiyle hem zeminlerin maksimum kuru birim hacim ağırlıkları artmış hem de optimum su içerikleri yükselmiştir.
- %5 ve %10 çimento katkılı kil zeminlerin her ikisinde de en yüksek basınç dayanımına %0.5 nano silika içeriğiyle ulaşılmıştır. Bu çalışmanın bulguları ile Bahmani vd. (2014)'nin çalışmalarının birbirleriyle uyumlu olduğu görülmüştür. Söz konusu çalışmada, %4, 6, 8 çimento katkılı kil zeminlere %0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1 oranlarında nano silika ekleyerek zeminin maksimum dayanımına ulaştığı değer, her çimento miktarında %0.4 nano silika içeriği olarak bulunmuştur.
- Nano silika içermeyen %5 çimento katkılı kil zeminin basınç dayanımı 563 kPa iken %0.5 nano silika ilavesiyle zeminin basınç dayanımı 938 kPa'ya yükselmiştir. %10 çimento katkılı kil zeminin basınç dayanımı 927 kPa iken %0.5 nano silika ilavesiyle zeminin basınç dayanımı 1478 kPa'ya kadar artmıştır.

- %5 çimento katkılı killi kum zeminlerde ise nano silika miktarı arttıkça zeminin basınç dayanımı artmıştır. %5 çimento katkılı killi kum zemine, %0.7 nano silika ilavesinin zeminin basınç dayanımına %100 civarında artışa sebep olduğu gözlemlenmiştir. Bu bulgular niteliğinde çalışmada nano silika kullanılarak söz konusu zeminlerin diğer geoteknik özellikleri de araştırılacaktır. Ancak şu anki bulgular ile nano silika kullanımının geoteknik projelerde başarı ile kullanılabilir bir malzeme olduğu öngörülmektedir.

KAYNAKLAR

- ASTM D6913. (2017), “Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis”, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4318. (2017), “Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils”, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D698. (2012), “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))”, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D2166. (2016), “Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil”, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Bahmani, S.H., Farzadnia, N., Asadi, A. ve Huat B.B.K. (2014), “Stabilization of Residual Soil Using SiO₂ Nanoparticles and Cement”, Construction and Building Materials, Vol 64, 350–359.
- Bahmani, S.H., Farzadnia, N., Asadi, A. ve Huat B.B.K. (2016), “The Effect of Size and Replacement Content of Nanosilica on Strength Development of Cement Treated Residual Soil”, Construction and Building Materials, Vol 118, 294–306.
- Choobbasti, A.J. ve Kutanaei, S.S. (2017), “Microstructure Characteristics of Cement-stabilized Sandy Soil Using Nanosilica”, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol 9, 981-988.
- Faria, O.B., Battistelle, R.A.G. ve Neves, C. (2016), “Influence of The Addition of "Synthetic Termite Saliva" in The Compressive Strength and Water Absorption of Compacted Soil Cement”, Ambient. Constr., Vol 16.
- Kutanaei, S.S. ve Choobbasti, A.J. (2016), “Experimental Study of Combined Effects of Fibers and Nanosilica on Mechanical Properties of Cemented Sand”, J. Mater. Civ. Eng., Vol 28, 06016001-1.
- Luo, H.L., Hsiao, D.H., Lin, D.F. ve Lin, C.K. (2012), “Cohesive Soil Stabilized Using Sewage Sludge Ash/cement and Nano Aluminum Oxide”, International Journal of Transportation Science and Technology, Vol 1, 83-100.
- Meng, T., Qiang, Y., Hu, A., Xu, C. ve Lin, L. (2017), “Effect of Compound Nano-CaCO₃ Addition on Strength Development and Microstructure of Cement-stabilized Soil in The Marine Environment”, Construction and Building Materials, Vol 151, 775–781.
- Otoko, G.R. (2014), Battistelle, R.A.G. ve Neves, C. (2016), “On The Economic Use of Cement in Soil Stabilization”, International Journal of Engineering and Technology Research, Vol 2, 1-7.

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

BAZALT GEOGRİDİN KİL ZEMİNİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI

USE OF BASALT GEOGRID IN CLAY SOIL IMPROVEMENT

Mert TOZ¹ Sedat SERT²

ABSTRACT

If the transportation structures are built on weak soils, bearing capacity and settlement problems may be encountered. This causes cost increase and loss of time. It is known that geosynthetics which have been used for many years in solving such problems increase the carrying capacity of the soils, ensure tensile strength to the soils, minimize the problems of settlement and reduce the maintenance and repair costs. Increasing environmental problems in recent years make environmental solutions more valuable. In the literature, the use of natural fibers and waste materials in the solution of geotechnical problems are considered as environmental approaches. In this study, the effect of basalt geogrid, which is produced from basalt, on the bearing capacity of clay soil, was tried to be observed by California Bearing Ratio (CBR) tests. Initially, compaction and CBR tests were performed on the natural soil and the compaction properties of the soil and the current bearing ratio were found. Then 11 wet CBR tests were performed on the basalt geogrid reinforced soils. In the experiments, the number of geogrid layers, the depth of the geogrid and the distance between the layers were accepted as variable. The samples were prepared with no geogrids, single layer geogrid and double layer geogrid. As a result, an environmentally friendly solution was presented by using geogrid produced from a natural material and the effect of geogrid layer number, layer depth and inter-layer distance on California Bearing Ratio was found.

ÖZET

Ulaştırma yapılarının zayıf zeminler üzerine inşa edilmesi durumunda taşıma gücü ve oturma problemleriyle karşılaşılabilir. Bu durum da maliyet artışına ve zaman kaybına neden olmaktadır. Bu gibi problemlerin çözümünde uzun yıllardır kullanılan geosentetik ürünlerin, zeminlerin taşıma gücünü artırdığı, zeminlere çekme dayanımı kazandırdığı, oturma sorunlarını minimize ettiği, bakım ve onarım maliyetlerini azalttığı bilinmektedir. Son yıllarda artan çevre problemleri, çevreci çözümleri daha değerli kılmaktadır. Literatüre bakıldığında, geoteknik problemlerin çözümünde doğal fiberlerin ve atık malzemelerin kullanımı çevreci yaklaşımlar olarak değerlendirilmektedir. Bu çalışma kapsamında, magmatik bir kayaç olan bazalttan üretilen, bazalt geogridin kil zeminin taşıma gücü üzerindeki etkisi Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleriyle gözlemlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada başlangıç olarak doğal zemin üzerinde sıkıştırma ve CBR deneyleri yapılarak zeminin sıkıştırma özellikleri ve

¹ İnşaat Müh., Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Ens., mert.toz1@ogr.sakarya.edu.tr

² Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, sert@sakarya.edu.tr

mevcut taşıma oranı bulunmuştur. Sonrasında bazalt geogrid ile güçlendirilmiş zeminler üzerinde 11 adet yaş CBR deneyi gerçekleştirilmiştir. Deneylerde, geogrid tabaka sayısı, geogridin derinliği ve tabakalar arası mesafe değişken olarak kabul edilmiştir. Numuneler geogridsiz, tek tabaka geogrid katkılı ve çift tabaka geogrid katkılı olarak hazırlanmışlardır. Sonuç olarak doğal bir maddeden üretilen geogrid kullanılarak çevreci bir çözüm sunulmuş ve geogrid tabaka sayısının, tabaka derinliğinin ve tabakalar arası mesafenin Kaliforniya Taşıma Oranına olan etkisi bulunmuştur.

1.GİRİŞ

İnşaat mühendisliği ürünü olan yapılar türü ne olursa olsun bir jeolojik oluşum üzerine veya içine inşa edilmek zorundadır. Artan kentleşme ve yapılaşma sonucunda yükselen maliyetler ve yaşanan arsa sıkıntıları, mühendislik özellikleri kötü de olsa boş parselleri çok değerli kılmaktadır. Kötü diye tabir edilen zeminlerde çalışmak zorunda kalan mühendisler problemlerin çözümüne yönelik olarak parselin terk edilmesinden başlayarak bodrumlu yapı imalatı, zemin iyileştirmesi ve derin temel sistemleri gibi alternatifler ortaya koymuşlardır.

Ulaştırma yapılarında, taşıma gücü açısından problemlili zeminlerle çok fazla karşılaşmakta, bu yapıların inşaatı sırasında yapılan kazı ve dolgu miktarları çok fazla olmakta ve bu durum inşaat süresini ve maliyetini arttırmaktadır. Literatürde de görüldüğü üzere geosentetik malzeme kullanımı, zeminlerin taşıma gücünü artırırken yapılan kazı ve dolgu miktarlarını azaltmaktadır. Dolayısıyla inşaat süresinde ve maliyetlerinde azalmalar görülmektedir.

Dünyada ve ülkemizde, çevre problemlerine yönelik duyarlılığın artması yapılan çözümlerin doğaya saygılı ve çevreci olmasını daha anlamlı kılmaktadır. Bu çalışmada, karşılaşılan zemin problemlerine çevreci bir alternatif olabileceğini göstermek üzere volkanik bir kayaç olan bazalttan üretilen bazalt geogrid kullanılmıştır. Bazalt geogrid, kil zemine farklı derinlik ve sayılarda yerleştirilerek elde edilen numuneler Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneylerine tabi tutulmuştur.

2. GEOGRİD KATKISI İLE ZEMİN İYİLEŞTİRME ÖRNEKLERİ

Choudhary ve ark. (2012) asfaltın performansının alttaki zeminle doğrudan ilişkili olduğunu ve bu zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan geosentetik ürünlerin çoğunlukla çevreci olmayan ve maliyetli ürünler olduklarını, bunların yerine jüt, Hindistan cevizi, palm ve doğal liflerden üretilen geosentetik ürünlerin kullanımının daha çevreci ve daha az maliyetli olduğunu iddia etmektedirler. Bu iddialarını kanıtlamak amacıyla polipropilenden üretilmiş bir geogrid ve jütten üretilmiş bir geotekstil ile güçlendirilmiş zemin üzerinde CBR deneyleri yapmışlardır. Çalışma sonucunda hem geogrid hem de geotekstil takviyesinin zeminlerin CBR değerlerini arttırdığı, jüt geotekstille polipropilen geogrid karşılaştırıldığında jüt geotekstilin daha iyi sonuçlar verdiği belirtilmiştir. Yazarlar, doğal bir maddeden üretilmiş jüt geotekstili zeminlerin iyileştirilmesinde daha ekonomik ve çevreci bir alternatif olarak değerlendirmişlerdir.

Kuity ve Roy (2013) kil zemine atık maddeler olan termik santral külü, pirinç kabuğu külü ve kireci çeşitli oranlarda karıştırarak numuneler hazırlamışlardır. Çalışmada, öncelikle hazırlanan numuneler üzerinde standart Proktor deneyleri uygulanarak, numunelerin optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıklarındaki değişimler incelenmiş,

sonrasında karışımlara tek ve çift tabaka halinde geogrid ilave edilip Kaliforniya Taşıma Oranlarındaki (CBR) değişimler irdelenmiştir. Çalışma sonucuna göre kil zemine yapılan bu katkılar, optimum su muhtevasını artırırken, maksimum kuru birim hacim ağırlığı azaltmıştır. Bu değişim en fazla zemin - termik santral külü - pirinç kabuğu külünün 50:75:3 oranlarında karıştırıldığında görülmüştür. Geogrid katkısı, kuru CBR değerlerinde çok iyi sonuçlar vermemekle beraber yaş CBR değerlerini hemen hemen tüm numunelerde arttırmıştır.

Bakkaylı ve ark. (2013) çalışmalarında polipropilen geogridlerin kullanımı ile killi zeminin CBR değerindeki değişimi incelemişlerdir. Çalışmada, öncelikli olarak doğal zeminin CBR değeri %5 olarak bulunmuştur. Daha sonra kil zemine geogrid bir ve iki tabaka halinde ilave edilmiştir. Çalışma sonunda tek bir tabaka geogrid kullanılan modellerde CBR değeri artışı 2.5, 5 ve 7.5 mm oturma için sırasıyla %10, %26 ve %28 olmuştur. İki sıra geogrid kullanılması durumunda bu değerler %10, %80 ve %94 olarak bulunmuştur.

Singh ve ark. (2017) kil zemin üzerinde yaptıkları çalışmada farklı derinliklere yerleştirdikleri tek tabaka geogrid takviyesinin zeminin CBR değerleri üzerindeki etkisini inceleyip, en uygun geogrid pozisyonunu bulmayı amaçlamışlardır. Çalışmada geogrid CBR kalıbının 0.1H - 0.2H - 0.3H - 0.4H - 0.5H - 0.6H - H/3 ve 2H/3 noktalarına yerleştirilmiştir. Geogrid takviyesiz zeminin CBR değeri % 6.6 iken geogrid takviyesi yapılan tüm durumlarda bu değer artmıştır. Maksimum iyileşmeye geogrid 0.5H derinliğine konduğunda %16.4 CBR değeri ile ulaşılmıştır. Yazarlar geogridin bozunur bir madde olmadığı ve servis ömrünü uzattığı için kullanımının yaygınlaştırılmasını önermişlerdir.

3. BAZALTIN ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI

Magmatik bir kayaç olan bazalt, hem ucuz olması, hem de ülkemizde çok bulunması sebebiyle inşaat sektöründe birçok alanda kullanılmaktadır. Bazalttan üretilmiş donatı ve fiberler uzun zamandır betonun bazı özelliklerinin iyileştirilmesinde kullanılmasına rağmen zemin iyileştirilmesinde kullanımına yönelik çalışmaların sayısı çok azdır. Son zamanlarda bazalt fiber ve bazalt geogridin zeminlerin mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesinde kullanılmasına yönelik çalışmaların ortaya çıkması bu alanda da bazalt ürünlerinin alternatif malzeme olma potansiyeli taşıdığını göstermektedir.

Ndepete ve Sert (2017) yaptıkları çalışmada, silt zemine farklı boy ve oranlarda bazalt fiber ekleyerek oluşturdukları numuneler üzerinde üç eksenli hücre kesme (UU) deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Fiberler 6 - 12 ve 24 mm boylarında olup zemine %1 - %1.5 ve %2 oranlarında katılmış, UU deneyleri 100 - 200 - 300 - 400 kPa çevre basınçlarında yapılmıştır. Çalışma sonucunda, fiber boyu arttıkça dayanımın arttığı görülmüş, en iyi sonuca 24 mm boyunda fiberin, %1.5 oranında zemine katıldığı durumda, değişen çevre basınçlarına göre %74 - %89 oranında iyileşme ile ulaşılmıştır.

Toz ve Sert (2019) çalışmalarında, silt zemine bazalt geogrid ekleyerek zemin üzerinde meydana gelen iyileşmeyi Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleriyle incelemişlerdir. Bazalt geogrid, silt zemine tek ve çift tabaka olarak yerleştirilmiştir. CBR kalıbının boyu H olmak üzere, tek tabaka geogrid ilavesi zeminin 0.2H, 0.4H, 0.6H ve 0.8H derinliklerine, çift tabaka geogrid ilavesi de zeminin 0.2H - 0.4H, 0.2H - 0.6H, 0.2H - 0.8H, 0.4H - 0.6H, 0.4H - 0.8H ve 0.6H - 0.8H derinliklerine yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre en iyi sonuçlar; tek tabaka geogrid kullanıldığı durumda geogridin 0.4H derinliğine yerleştirildiğinde üst okuması için, çift tabaka geogrid kullanıldığı durumda ise geogridin 0.6H - 0.8H derinliklerine

yerleştirildiğinde alt okuması için elde edilmiştir. Sonuçlara göre, bazalt geogridin silt zeminin iyileştirilmesinde olumlu etkisi görülmüştür.

Küçükosmanoğlu ve Sert (2019) çalışmalarında, kil zeminin taşıma oranında ve şişme davranışında meydana gelecek değişimleri incelemek amacıyla, kil zemine farklı boy ve oranlarda bazalt fiber ilave ederek, Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleri yapmışlardır. Fiberler 6 mm, 12 mm ve 24 mm boylarında olup, zemine %2 - %1.5 - %1 - %0.20 - %0.15 - %0.10 ve %0.05 oranlarında homojen olarak karıştırılıp 96 saat süreyle şişmeye bırakıldıktan sonra deneye tabi tutulmuştur. Yapılan çalışma sonucunda belli bir orana kadar bazalt fiber katkısının kil zeminin şişme davranışını iyileştirdiği görülürken bu değerden sonra doğal durumdan daha fazla şişme gerçekleştiği görülmüştür. Buna fazla miktarda fiberin zemin içinde suyun hareket edebileceği yollar oluşturmasının sebep olduğu belirtilmiştir. Sonuç olarak 6 mm uzunluğundaki fiberin %0.20 oranında kullandığı durumda şişmenin en az ölçüldüğü ve aynı zamanda da taşıma gücü oranındaki artışın 3.25 kat ile gene bu seçenekte elde edildiği bildirilmiştir.

4. DENEYSEL ÇALIŞMA

4.1 Malzeme ve Yöntem

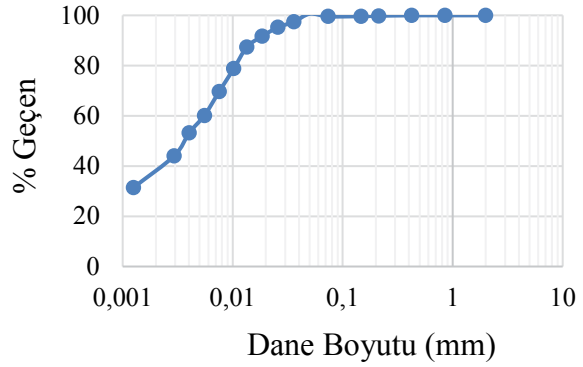
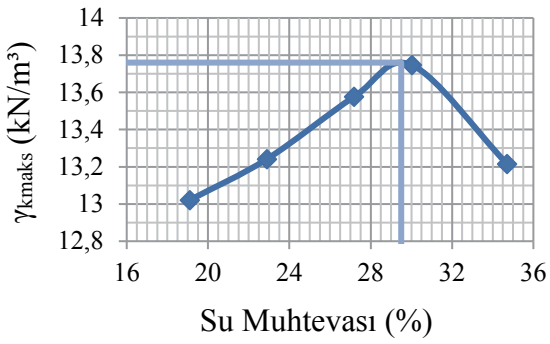
Bu deneysel çalışmada, kil zemine farklı derinliklerde ve farklı sayıda bazalt geogrid ilavesiyle meydana gelecek iyileşme incelenmiştir. Bu amaçla, numuneler üzerinde Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleri uygulanmıştır. Deneylerde kullanılan kil zemin Sakarya 1. Organize Sanayi Bölgesinden 3.80 metre derinliğinden alınmış olup Şekil 1’de görülmektedir. Kile ait fiziksel özellikler Tablo 1’de, kompaksiyon eğrisi ve dane dağılım eğrisi de Şekil 2’de verilmiştir. Kil zeminin sınıfı TS 1500 (2000) standardına göre CH yağlı kil olarak belirlenmiştir.



Şekil 1. Deneylerde Kullanılan Kil Zemin

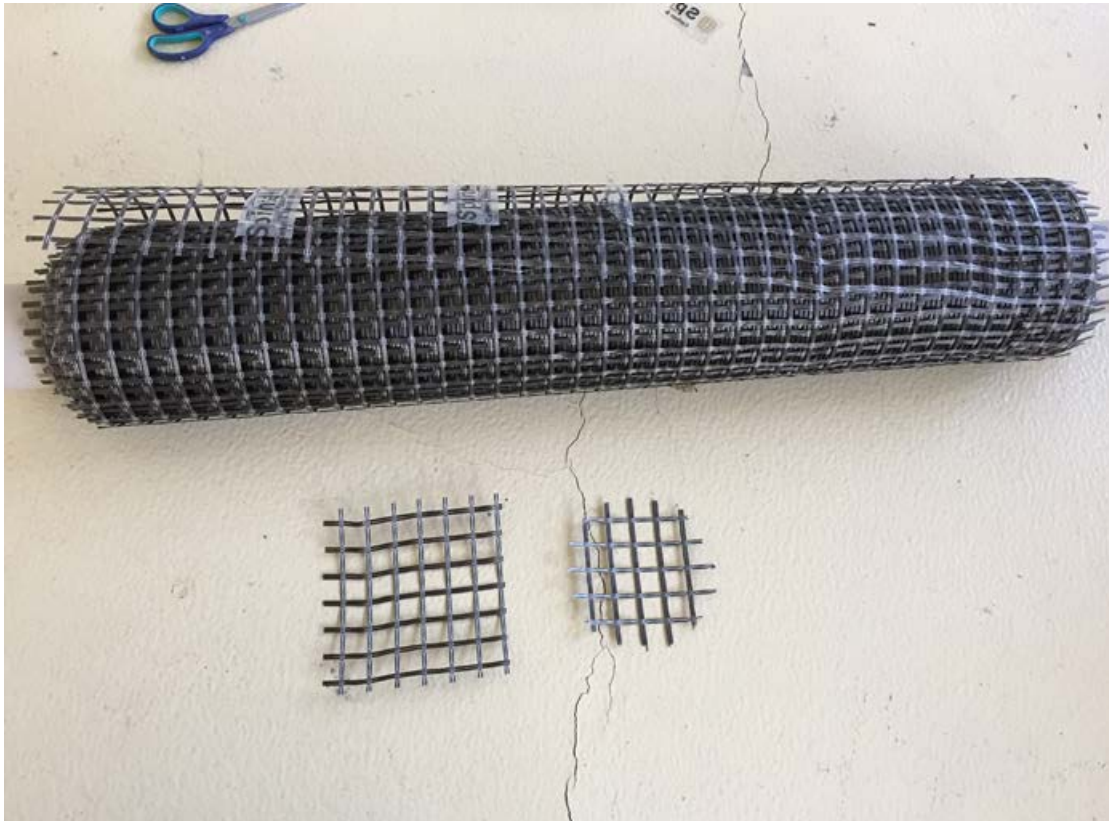
Çizelge 1. Kil Zemine Ait Fiziksel Özellikler

Özellik	Değer	Simge ve Birim
Likit limit	58	LL (%)
Plastik limit	18	PL (%)
Plastisite indisi	10	PI (%)
Maksimum kuru hacim ağırlık	13.78	γ_{kmaks} (kN/m ³)
Optimum su muhtevası	29.5	W_{opt} (%)
Özgül ağırlık	2.73	G_s
No 200'den geçen	99.5	%
Kil İçeriği	44	%



Şekil 2. Kil Zeminin Kompaksiyon ve Dane Dağılım Eğrisi

Deneylerde kullanılan geogridin ham maddesi bazalt olup çift eksenlidir. Şekil 3'te görülen yüksek dayanımlı (HS: *high strength*) bazalt geogride ait fiziksel özellikler Çizelge 2'de verilmektedir.



Şekil 3. Bazalt Geogrid

Çizelge 2. Bazalt Geogridin Fiziksel Özellikleri

Özellik	Değer	Birim
Cinsi	HS-Basalt	-
Ham madde	Bazalt	-
Renk	Kahverengi	-
Ağırlık	320	g/m ²
Elastisite Modülü	26.20	GPa
Kopma anında uzama	2.20	%
Gözenek açıklığı	25/25	mm/mm
Kalınlık	1	mm

CBR deneyleri, biri doğal zemin olmak üzere toplam 11 adet numunede, her bir numune 96 saat suda bekletilmek koşuluyla yapılmıştır. Deneylerde geogridler zemin tabakaları aralarına tek ve çift tabaka olarak yerleştirilmişlerdir. Tek adet kullanılan geogridler kalıbın 0.2H - 0.4H - 0.6H ve 0.8H derinliklerine yerleştirilmişlerdir. Çift adet kullanılan geogridler ise kalıbın 0.2H - 0.4H, 0.2H - 0.6H, 0.2H - 0.8H, 0.4H - 0.6H, 0.4H - 0.8H ve 0.6H - 0.8H derinliklerine yerleştirilmişlerdir.

4.2 Numune Hazırlanması ve Deneyler

Öncelikle, tüm kil numunelere su içeriği % 24 olacak şekilde su katılmış ve numuneler homojen hale gelene kadar karıştırılmışlardır. Şekil 4'te görüldüğü üzere karışımlar su muhtevasının homojen dağılımını sağlamak amacıyla 24 saat süreyle plastik poşetlerde bekletilmiştir. Daha sonra TS1900'e göre CBR kalıbını beş seferde doldurmak üzere numunelerin her biri eşit beş parçaya bölünüp her bir tabaka için 840 gr numune konularak standart Proktor aleti ile 55 vuruş yapılmak suretiyle dinamik olarak sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılma işlemleri sırasında geogridler zemin tabakaları arasına serbestçe yerleştirilmiş olup, geogridler için herhangi bir sabitleme yapılmamıştır (Şekil 5).



Şekil 4. Numune Hazırlanması ve Bekletilmesi



Şekil 5. Kil Zeminin Sıkıştırılma Aşamaları

Şıkıştırma işlemi bittikten sonra kil zemin 96 saat süre ile suda bekletilmiş ve şişme değerleri ölçülmüştür. Sonrasında, sırasıyla kalıbın üst ve alt tarafı 19.35 cm² çaplı bir pistonun dakikada 1.2 mm hızla itilmesiyle CBR deneyleri gerçekleştirilmiş ve yük-batma değerleri kaydedilmiştir. Deney sonrasında, su muhtevalarını ölçmek için kalıbın alt ve üst kısımlarından yaklaşık 300'er gr kadar numune alınıp etüve atılmıştır (Şekil 6).



Şekil 6. Deney Aşamaları

5. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

Yürütülen CBR deneylerinden elde edilen sonuçlar Çizelge 3 ve Çizelge 4’de sunulmaktadır. Geogrid katkısı genel olarak şişme değerlerini azaltırken tam etkisi anlaşılamamıştır. Bunun sebebinin geogridlerin CBR kalıbına mesnetlenmemiş olmasına bağlı olabileceği düşünülmektedir. Taşıma oranında üst okumalar için her koşulda artış meydana gelirken, alt okumalarda geogridin 0.2H, 0.4H, 0.6H ve 0.2H - 0.6H derinliklerinde olduğu durumlarda katkısız zemine göre düşüş meydana gelmiştir. En düşük dayanım değerine geogridin 0.4H derinliğinde olması durumunda üst okumada, en yüksek dayanım değerine ise geogridin 0.2H - 0.4H derinliklerinde bulunduğu durumda ulaşılmıştır. Örnekle çift tabaka geogrid kullanıldığında geogridin 0.2H - 0.4H derinliklerinde olması durumunda 2.5 mm batma için CBR değeri % 8.76, iyileşme oranı ise %46.84’tür.

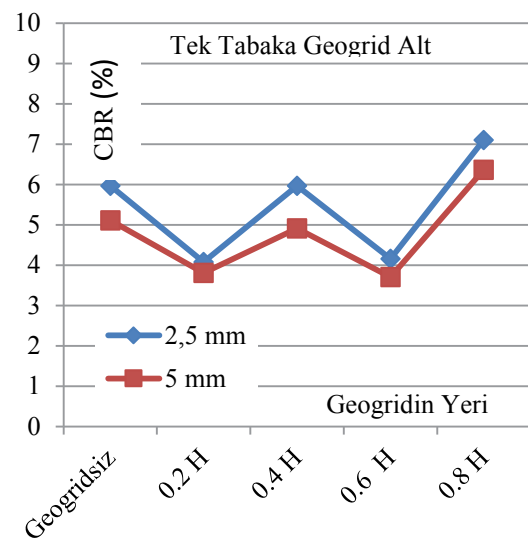
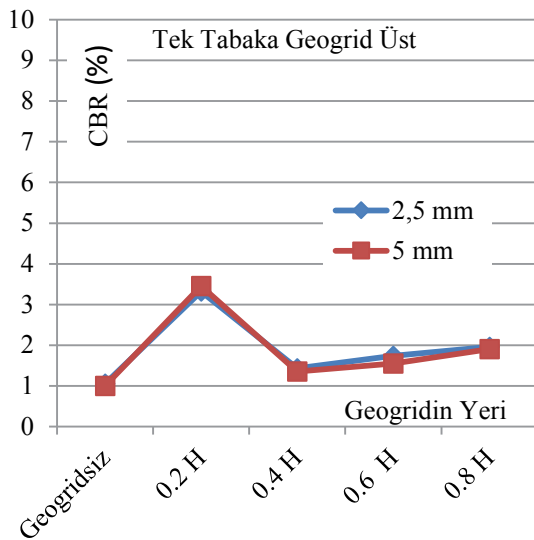
Çizelge 3. Kil Zeminin Batma - Yük - Şişme Değerleri

		ÜST			ALT			ŞİŞME (mm)
		2.5 mm (kN)	5 mm (kN)	7.5 mm (kN)	2.5 mm (kN)	5 mm (kN)	7.5 mm (kN)	
GEOGRİD YOK		0.14	0.20	0.27	0.79	1.02	1.18	6.03
TEK	0.2 H	0.44	0.69	0.86	0.54	0.76	0.92	3.92
	0.4 H	0.19	0.27	0.34	0.79	0.98	1.14	5.65
	0.6 H	0.23	0.31	0.39	0.55	0.74	0.89	4.89
	0.8 H	0.26	0.38	0.48	0.94	1.27	1.48	3.45
ÇİFT	0.2 H 0.4 H	0.86	1.31	1.63	1.16	1.55	1.79	2.03
	0.2 H 0.6 H	0.21	0.31	0.40	0.65	0.80	1.00	5.17
	0.2 H 0.8 H	0.37	0.56	0.69	0.92	1.21	1.46	5.66
	0.4 H 0.6 H	1.08	1.56	1.91	1.12	1.49	1.74	1.89
	0.4 H 0.8 H	0.16	0.24	0.32	0.84	1.08	1.30	5.79
	0.6 H 0.8 H	0.38	0.56	0.68	0.96	1.27	1.55	3.89

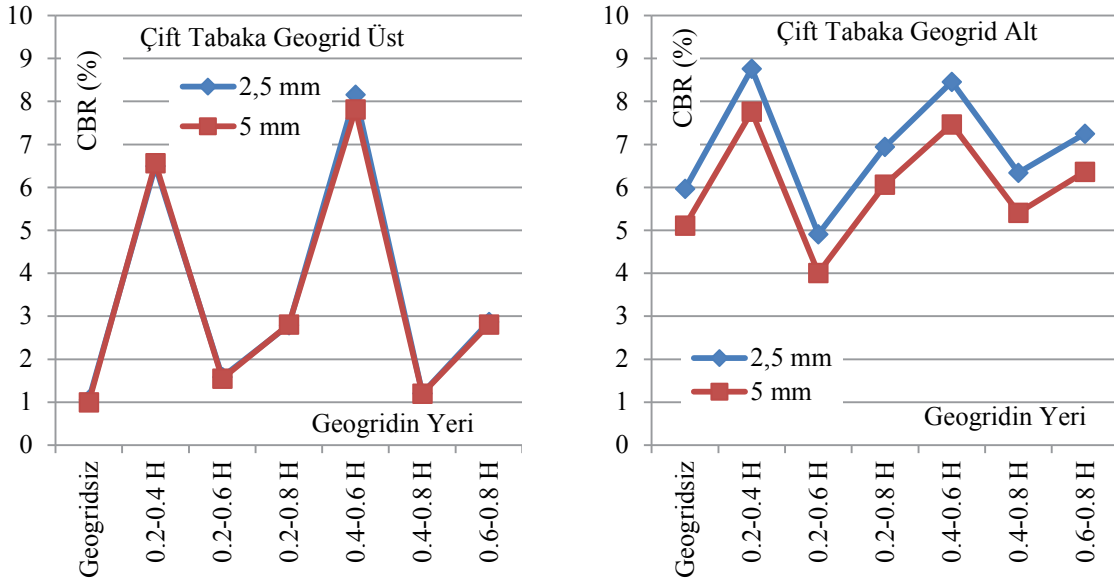
Çizelge 4. Kil Zeminin CBR ve Artış Değerleri

		ÜST				ALT			
		2.5 mm		5 mm		2.5 mm		5 mm	
		ORAN (%)	ARTIŞ (%)	ORAN (%)	ARTIŞ (%)	CBR (%)	ARTIŞ (%)	ORAN (%)	ARTIŞ (%)
GEOGRİD YOK		1.06	-	1.00	-	5.97	-	5.11	-
TEK	0.2 H	3.32	214.29	3.46	245.00	4.08	-31.65	3.81	-25.49
	0.4 H	1.44	35.71	1.35	35.00	5.97	0.00	4.91	-3.92
	0.6 H	1.74	64.29	1.55	55.00	4.15	-30.38	3.71	-27.45
	0.8 H	1.96	85.71	1.90	90.00	7.10	18.99	6.36	24.51
ÇİFT	0.2 H 0.4 H	6.50	514.29	6.56	555.00	8.76	46.84	7.77	51.96
	0.2 H 0.6 H	1.59	50.00	1.55	55.00	4.91	-17.72	4.01	-21.57
	0.2 H 0.8 H	2.79	164.29	2.81	180.00	6.95	16.46	6.06	18.63
	0.4 H 0.6 H	8.16	671.43	7.82	680.00	8.46	41.77	7.46	46.08
	0.4 H 0.8 H	1.21	14.29	1.20	20.00	6.34	6.33	5.41	5.88
	0.6 H 0.8 H	2.87	171.43	2.81	180.00	7.25	21.52	6.36	24.51

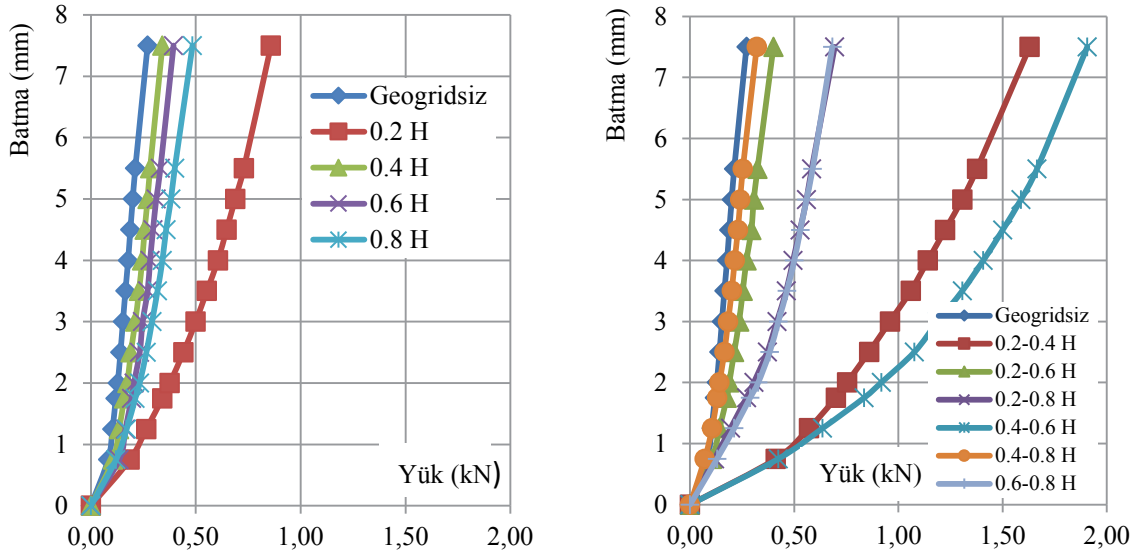
Şekil 7'de tek tabaka geogridin CBR değerlerine etkisi görülmektedir. Üst okuma için geogrid katkısının kil zemini iyileştirdiği bariz bir şekilde görülmektedir. En iyi sonuca 0.2H derinliğinde ulaşılmışken benzer bir şekilde alt okumasında da en iyi sonuca simetriği olan 0.8H da ulaşılmıştır, bu zemin çeşidi için optimum geogrid derinliğinin 0.2H olduğunu teyit etmiştir. Şekil 8'de çift tabaka geogridin CBR değerlerine etkisi görülmektedir. Üst okumalara göre çift tabaka geogrid katkısı her deneyde kil zeminin taşıma oranını arttırmıştır. En iyi sonuca geogridlerin 0.4H - 0.6H derinliklerinde bulunduğu durumda ulaşılmıştır. Alt okuma için en iyi sonuca geogridlerin 0.2H - 0.4H derinliklerinde bulunduğu durumda ulaşılmışken geogridin 0.4H - 0.6H tabakasında bulunduğu durumla aralarında çok büyük bir fark gözükmemektedir. Çift geogridin kullanıldığı durumlarda en iyi seçeneğin geogridlerin 0.4H - 0.6H derinliklerine yerleştirildiği durum olduğu düşünülmektedir.



Şekil 7. Tek Tabaka Geogridin CBR Değerlerine Etkisi



Şekil 9'da tek ve çift tabaka geogrid katkılı numunelerde üst kısımda alınan okumalara ait batma - yük grafikleri verilmiştir. Bu grafiklerden de görüldüğü üzere bazalt geogrid uygun derinlikte/derinliklerde kullanıldığında kil zeminin mukavemet özelliklerini etkili bir şekilde iyileştirmiştir. Şişmenin sınırlandırılması durumunda bu olumlu etkinin artarak devam edeceği öngörülmektedir.



6. SONUÇLAR

Bu deneysel çalışmada, kilin farklı derinliklerine farklı sayılarda eklenen bazalt geogridin, kil zeminin Kaliforniya Taşıma Oranına etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonucunda ulaşılan bulgular aşağıdaki gibidir;

- Geogrid katkısı, tüm numunelerde üst okumalar için kil zemini iyileştirmiştir.
- Alt okumalar için, geogrid 0.2H, 0.4H, 0.6H ve 0.2H - 0.6H derinliklerinde bulunduğu durumlarda iyileştirme sağlanamamıştır.

- Tek tabaka geogrid kullanıldığında en iyi iyileşme oranı, geogridin 0.2H tabakasında bulunduğu durumda %245 ile sağlanmıştır.
- Çift tabaka geogrid kullanıldığında en iyi iyileşme oranı, geogridin 0.2H-0.4H derinliklerinde bulunduğu durumda % 46.84 ile sağlanmıştır.
- Geogrid katkısı, tüm durumlarda kil zeminin şişme değerlerine olumlu bir katkı sağlamışken etkisi bariz bir şekilde görülmemiştir.
- Artan şişme değerleri, geogridin olumlu etkisini azaltmaktadır.

Elde edilen bu sonuçlara göre, bazalt geogridin uygun derinliklerde kullanılması durumunda kil zemini iyileştirdiği görülmektedir. Doğada bulunan bir kayaktan üretilmesi sebebiyle polipropilen vb. geogridlere göre çevreci özelliğe sahip olan bazalt geogridin alternatif olarak kullanılabileceği düşünülmektedir.

7. KAYNAKÇA

- Bakkaylı, M., Örnek, M., Demir, A., Türedi, Y., (2013), “Geogrid Donatının CBR Değerine Etkisinin İncelenmesi”, 5. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- Choudhary, A., Gill, K., Jha, J., Shukla, S., (2012), “Improvement in CBR of the Expansive Soil Subgrades with a Single Reinforcement Layer”, Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Edith Cowan University, Delhi, 298-292.
- Kuity, A., Roy, T.K., (2013), “Utilization of Geogrid Mesh for Improving the Soft Subgrade Layer with Waste Material Mix Composition”, Procedia – Social and Behavioral Sciences, vol. 104, 255-263.
- Küçükosmanoğlu, M., Sert, S., (2019), “Bazalt Fiberin Kil Zeminin Şişebilirliğine Etkisi”, Sekizinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 287-296.
- Singh, R., Singh, L. Kaur, M., (2017), “Improvement in CBR Value of Clayey Soil with Geogrid Reinforcement”, International Journal of Engineering Technology Science and Research, vol. 4, 1485-1492.
- Ndepete C.P., Sert, S., (2017), “Bazalt Fiber Katkısının Silt Zeminin Drenajsız Kayma Direncine Etkisi”, Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, İstanbul, 79-88.
- Toz, M., Sert, S., (2019), “Bazalt Geogridin Zemin İyileştirilmesinde Kullanımı”, Sekizinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 277-286.
- TSE, (2000). “TS1500 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Sınıflandırması”, Ankara.
- TSE, (2006). “TS1900-2 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri- Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini”, Ankara.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

BİYOLOJİK ZEMİN İYİLEŞTİRMESİNDE UYGULAMA SÜRESİNİN KUM ZEMİNİN KAYMA MUKAVEMETİ VE GEÇİRİMLİLİĞİ ÜZERİNDEKİ ETKİLERİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF APPLICATION TIME OF
BIOLOGICAL SOIL IMPROVEMENT
ON THE SHEAR STRENGTH AND PERMEABILITY OF SAND

Semet ÇELİK¹

Harun AKOĞUZ*²

Özlem BARIŞ³

ABSTRACT

In this study, as an alternative to existing soil improvement methods, a poorly graded sand soil has been improved by using biological soil improvement technique which is a more environmental and sustainable issue. In the scope of the study, a different method was used than the application methods used in biological improvement studies in the literature. In order to determine the effect of application time on improvement, shear box, permeability and calcium carbonate percentage tests were performed. In addition, pH was monitored during the experiment. When the shear strength parameters of the untreated soils were compared with the shear strength parameters of the 5-day applied soil, it was determined that the cohesion increased from 0 kPa to 17.2 kPa and the internal friction angle increased from 34 ° to 52 °. In addition, the permeability coefficient decreased and the percentage of calcite formed increased depending on the application time. As a result of the studies, it has been observed that the application method and duration have a significant effect on the shear strength and permeability of the soil.

Keywords: MICP, Shear strength, Biologically soil improvement, Permeability, Biocementation, Bioclogging, *Sporosarcina pasteurii*

ÖZET

Bu çalışmada, mevcut zemin iyileştirme yöntemlerine bir alternatif olarak daha çevreci ve sürdürülebilir bir konu olan biyolojik zemin iyileştirme tekniği kullanılarak kötü derecelenmiş bir kum zemin iyileştirilmiştir. Çalışma kapsamında literatürde mevcut biyolojik iyileştirme çalışmalarında kullanılan uygulama yöntemlerinden farklı bir yöntem kullanılmıştır. Uygulama süresinin iyileştirme üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla

¹ Doç. Dr. Semet ÇELİK, Atatürk Üniversitesi, scelik@atauni.edu.tr

² Öğr. Gör. Dr. Harun AKOĞUZ, Erzincan Binali Yıldırım Üniversitesi, hakoguz@erzincan.edu.tr

³ Prof. Dr. Özlem BARIŞ, Atatürk Üniversitesi, ozlembaris@gmail.com

kesme kutusu, geçirimsizlik ve kalsiyum karbonat yüzdesi deneyleri yapılmıştır. Ayrıca, deney süresince pH takibi yapılmıştır. Uygulama yapılmayan zeminin kayma mukavemeti parametreleri, 5 günlük uygulama yapılan zeminin kayma mukavemeti parametreleriyle karşılaştırıldığında, kohezyonun 0 kPa'dan 17,2 kPa'a ve içsel sürtünme açısının da 34° den 52°'ye çıktığı belirlenmiştir. Ayrıca, geçirimsizlik katsayısı da uygulama süresine bağlı olarak azalmış ve oluşan kalsit yüzdesi de artmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda, uygulama şeklinin ve süresinin, zeminin kayma mukavemeti ve geçirimsizliği üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmüştür.

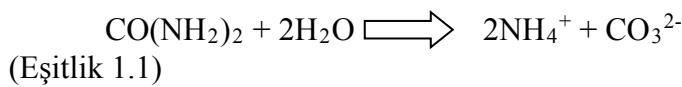
Anahtar kelimeler: MICP, Kayma mukavemeti, Geçirimsizlik, Biyoçimentolanma, Biyotikanma, *Sporosarcina pasteurii*

1. GİRİŞ

Son yıllarda endüstri, sanayi ve inşaat sektöründeki hızlı gelişmeler sonucunda imara yeni yerler açılmış, inşaat sahaları genişlemiş böylece zayıf zeminler üzerine yapılar inşa edilmek zorunda kalmıştır. Zayıf zeminler genellikle düşük dayanım ve yüksek sıkışabilirlik karakteristiklerine sahiptirler (Ho and Chan 2011; Kim Huat 2006). Bu zayıf zeminler beraberinde birçok sorunu gündeme getirmiştir. Zeminlerin yapıdan gelen yükleri güvenle taşıyabilmesi için projede değişikliklere gidilmesi, mevcut zeminin taşıma gücü yüksek bir zeminle yer değiştirilmesi ve zeminlerin iyileştirilmesi gibi yöntemlere başvurulmuştur.

Son yıllarda bunlara ek olarak bakteriler kullanılarak mikrobiyolojik kalsiyum karbonat çökmesi ile zeminlerin iyileştirme tekniği ortaya çıkmıştır. Mikrobiyal zemin iyileştirmenin maliyetinin (0,5\$ - 9\$ /m³) kimyasal enjeksiyon tekniğine (2\$ - 72\$ /m³) göre oldukça ucuz olduğu belirtilmiştir (Ivanov and Chu 2008). Kalsiyum karbonat çökmesi bakterilerin kimyasal prosesler sonucunda kalsit oluşturması durumudur. Oluşan kalsitler zeminde boşlukların doldurulması, zemin tanelerinin birbirine bağlanması, tane yüzeylerinin filmle kaplanarak su geçirgenliğinin azalması gibi etkiler göstermektedir. Bunun sonucunda zeminin geçirimsizlik, mukavemet, oturma gibi özellikleri iyileştirilmektedir.

Kalsiyum karbonat çökmesi reaksiyonu bir dizi kimyasal prosesler sonucunda gerçekleşmektedir. Sıvı besiyerinde bakteri aracılığı ile gerçekleşen reaksiyon sonucunda amonyum ve karbonat oluşmaktadır (Eşitlik 1.1) (Cheng and Cord-Ruwisch 2014).



Kültür ortamına CaCl₂ stok çözelti eklendiğinde gerçekleşen reaksiyon sonucunda oluşan karbonat iyonları kalsiyum ile reaksiyona girerler ve pH değerinin yükselmesi ile kalsiyum karbonat çökmesi meydana gelir (Eşitlik 1.2.) (Cheng and Cord-Ruwisch 2014).



Bu kapsamda literatürde mevcut birçok çalışmada kullanılan *Sporosarcina pasteurii* bakterisi ve kum zemin kullanılarak farklı uygulama şeklinin zeminin kesme mukavemeti ve geçirimsizlik üzerine olan etkisi araştırılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

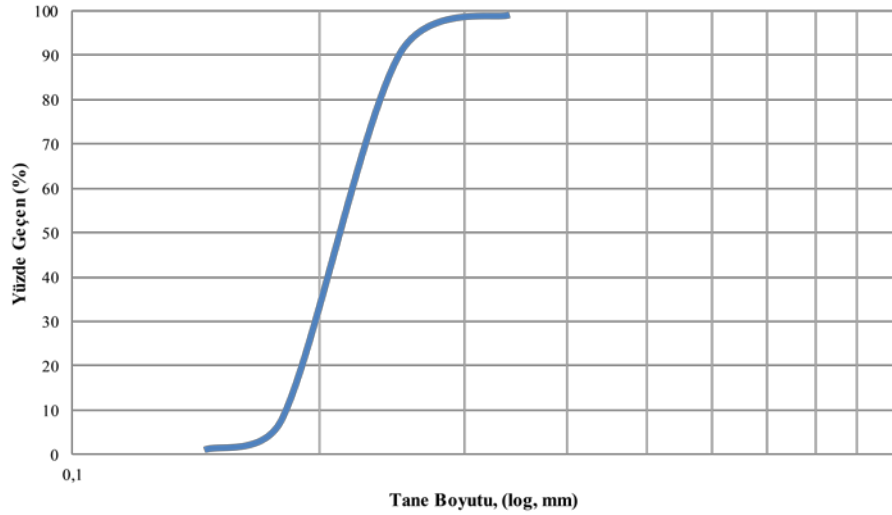
2.1. MATERYAL

2.1.1. Bakteri

Bakteri olarak *Sporosarcina pasteurii* bakterisi kullanılmıştır.

2.1.2. Zemin

Zemin olarak Şekil 2.1'de granülometri eğrisi verilen silis kumu kullanılmıştır. Kum zeminin indeks özellikleri Çizelge 2.1'de verilmiştir. Zeminler kesme kutusu hücresine %35 rölatif sıklıkta yerleştirilmiştir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre deneylerde kullanılan zeminin kötü derecelenmiş kum (SP) olduğu belirlenmiştir.



Şekil 2.1. Deneylerde kullanılan kum zeminin granülometri eğrisi

Çizelge 2.1. Deneylerde kullanılan SP zeminin indeks özellikleri

	Kum Zemin
Özgül ağırlık ^a	2,65
e max	0,86
e min	0,61
Rölatif Sıklık (%)	35
D ₁₀ ^b	0,18
D ₃₀ ^b	0,2
D ₆₀ ^b	0,22
Uniformluluk katsayısı, Cu ^b	1,22
Derecelenme katsayısı, Cc ^b	1,01
Zemin Sınıflandırması (USCS)	SP

^aASTM D854-14, ^bASTM D2487-11

2.1.3. Sıvı Besiyeri ve Uygulama Solüsyonu

Sıvı besiyeri olarak Li (2015) çalışmasında kullanılan ve içeriğinde Tryptic Soy Broth DIFCO™, 30g/L; üre, 20 g/L; MnSO₄•H₂O, 12 mg/L; NiCl₂•6H₂O, 24 mg/L bulunan besiyeri kullanılmıştır. Sıvı besiyeri hazırlandıktan sonra bakteri ekimi yapılmış ve 48 saat çalkalayıcıda bekletildikten sonra zemine uygulanmıştır. Uygulama solüsyonu olarak da 0,75 M CaCl₂ ve 1,5 M Üre uygulanmıştır. Sıvı besiyeri ve uygulama solüsyonu hazırlanırken üre hariç diğer kimyasallar otoklavda steril edilmiş, üre ise 0,45 µm filtreden geçirilerek steril edilmiş ve karışıma dahil edilmiştir. Tüm işlemler aseptik ortam şartlarında ve steril teçhizatlar kullanılarak yapılmıştır.

2.2. Yöntem

Zeminler yaklaşık 63 mm çapında hazırlanan PVC kalıplar içerisine %35 rölatif sıklıkta yerleştirilmiştir. Numunelerin alt ve üst kısımlarında filtre kullanılmıştır. Kültür ortamı ve uygulama solüsyonu zeminlere uygulanırken aşağıdaki aşamalar izlenmiştir:

- 24 saat süre ile kültür ortamı zemin içerisinde peristaltik pompalar (akış hızı 0,40 mL/sn) kullanılarak çevrim şeklinde uygulanmıştır. Böylece tüm zemin matrisine bakterilerin ulaşması amaçlanmıştır.
- Daha sonra her bir gün için 12 saat süreyle peristaltik pompalar (akış hızı 0,40 mL/sn) ile uygulama solüsyonu (CaCl₂ + Üre) çevrim şeklinde (alttan süzülen sıvı tekrar pompa ile üstten verilmesi) uygulanmış diğer 12 saatte ise kalıpların alt kısmında bulunan vanalar kapatılarak uygulama solüsyonunun zemin içerisinde kalması sağlanmıştır. 2, 3, 4 ve 5 günlük uygulama süresince aynı prosedüre devam edilmiştir.
- Her bir uygulama için iyileştirme tamamlandığında numunelerin peristaltik pompalardan bağlantıları kesilmiş ve 60 °C etüvde 14 gün bekletilmiştir.
- Uygulama süresince 24 saat ara ile pH değerleri ölçülmüş, sızma miktarları ölçülmüş ve etüvden çıkarılan numuneler üzerinde kesme kutusu deneyi yapılmıştır. Deney düzeneği at görsel Şekil 2.2'de verilmiştir.

Şekil 2.2. Deney düzeneği



2.2.1. Geçirimsizlik Deneyi

Chu et al. (2012) yapmış olduğu çalışmada biyolojik iyileştirme sonucunda permeabilitedeki düşüşü değerlendirmek için sızma hızını kullanmıştır. Permeabilite testi ana esaslarda belirlenen standart kalıpların yerine uygulama yapılan PVC kolon ile hazırlanan kalıpta sabit seviyeli geçirimsizlik prensibinde yürütülmüştür (Cheng et al., 2016). Ayrıca uygulama yapılmayan numunelerde geçirimsizlik katsayısı sabit düzeyli geçirimsizlik deneyi ile belirlenmiştir.

2.2.2. Kalsiyum Karbonat Yüzdesi Deneyi

Kalsit içeriğinin belirlenmesinde asit uygulanması sonucu oluşan ağırlık kaybı tekniği kullanılmıştır. Kalsiyum karbonat yüzdesinin belirlenmesinde birçok farklı metod bulunmaktadır. Bu metodun seçiminde kolaylığı ve aparatların mevcut olması etkili olmuştur (Lee et al. 2013). Bu metotta 5 g numune 20 mL 1 M HCL asit ile karıştırılır. Daha sonra çözülmüş partiküller 200 nolu elek çapına sahip filtre kâğıdı ile 10 dakika süreliğine saf su kullanılarak yıkanır. Yıkama süreci ile tüm çözünebilir kalsiyum kaynakları yıkanmış olur. Kalan zemin taneleri tekrar elenir ve kurutulur tartılır. İlk numunenin ağırlığı (A) ve yıkanarak kurutulmuş numunenin ağırlığı (B) arasındaki fark kalsiyum karbonat ağırlığını verir. Sonrasında kalsiyum karbonat yüzdesi aşağıdaki eşitlikle hesaplanır (S.-G. Choi et al. 2017).

$$\text{Kalsiyum karbonat yüzdesi (\%)} = 100 - (B/A) \times 100 \quad (\text{Eşitlik 2.1.})$$

Uygulama yapılmamış numune içinde kalsiyum karbonat yüzdesi belirlenmiştir.

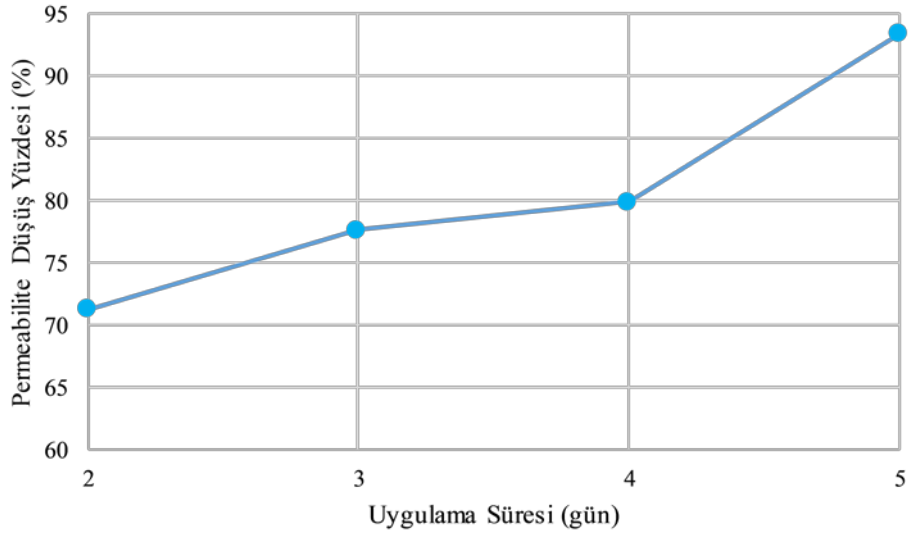
2.2.3. Kesme Kutusu Deneyi

Biyoçimentolama ve biyotıkanma teknikleri kullanılarak zeminlerin kesme dayanımlarında artış ve permeabilitelerinde düşüş elde edilebilir (Ivanov and J. Chu 2008). Biyolojik iyileştirme öncesinde ve sonrasında numunelerin kayma mukavemetlerinin belirlenmesi için ASTM D3080 ' e göre direk kesme deneyi yapılmıştır.

3. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

3.1. Geçirimsizlik Deney Sonuçları

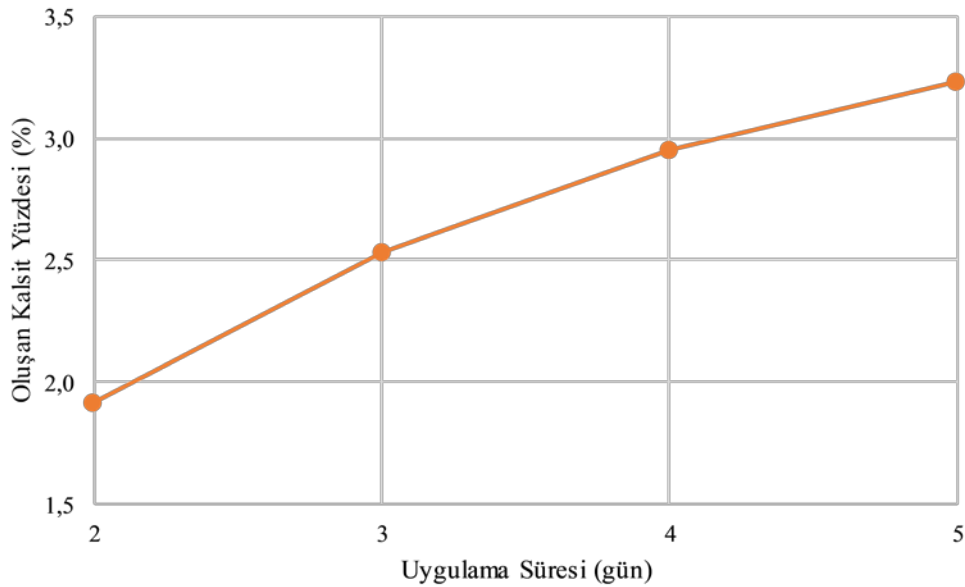
İyileştirme süresince kum zeminin geçirimsizliğindeki azalma yüzdeleri Şekil 3.1'de verilmiştir. Sonuçlara bakıldığında iyileştirme süresince geçirimsizliğin azaldığı görülmektedir. 5 günlük biyolojik iyileştirme sonucunda kum zeminin geçirimsizlik katsayısında yaklaşık % 93'lük bir azalma meydana gelmiştir. Whiffin *et al.* (2007) çalışmalarında kum zemin (Itterbeck kum, $D_{50}=0,165$ mm) üzerinde yapmış oldukları biyolojik iyileştirme sonucunda geçirimsizlikte %22-75 aralığında azalmalar elde etmişlerdir. Çalışmamız da 5 günlük iyileştirme süresince geçirimsizlik katsayısında %70-90 azalmalar elde edilmiştir. Biyolojik iyileştirmede geçirimsizliğin azalmasında uygulama şekli, uygulama süresi ve zemin granülometrisi etkilidir.



Şekil 3.1. Uygulama süresince kum zeminin geçirimsizlik katsayısındaki azalma yüzdeleri

3.2. Kalsiyum Karbonat Yüzdesi Deney Sonuçları

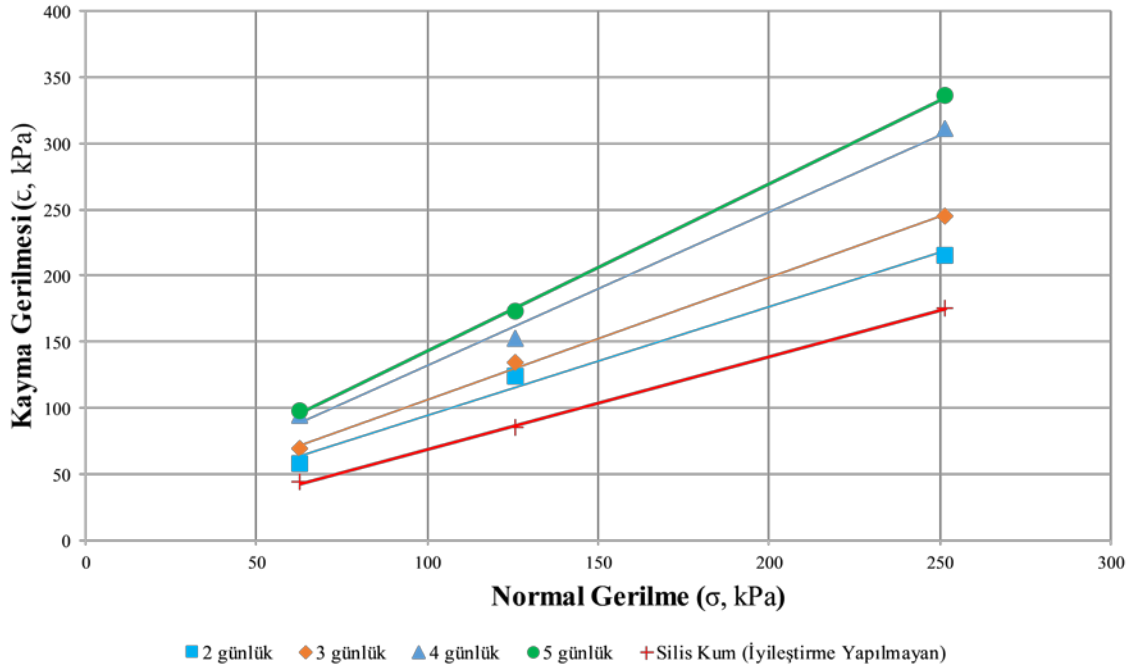
Yapılan iyileştirme süresince zemin içerisinde oluşan kalsit yüzdeleri Şekil 3.2’de verilmiştir. İyileştirme süresince zemin içerisinde oluşan kalsit yüzdelerine bakıldığında iyileştirme süresi arttıkça kalsit yüzdeleri de artış göstermiştir. Kalsit yüzdelerindeki bu artış sonucunda kum zeminin permeabilitesinde düşüş, kohezyonunda ve içsel sürtünme açısında artış elde edilmiştir. Kontrol numunelerin de ise kalsit yüzdesi % 0,36 olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.2. Uygulama süresince kum zeminde oluşan kalsit yüzdeleri

3.3. Kesme Kutusu Denei Sonuçları

Kum zeminin iyileştirilmesi sonucunda elde edilen 2, 3, 4 ve 5 günlük numuneler üzerinde direk kesme deneyi yapılmıştır. İyileştirme yapılan ve yapılmayan kum zemin numunelerinin üzerinde yapılan kesme kutusu deney sonuçları Şekil 3.3'te verilmiştir. Kesme kutusu deneyi sonucunda iyileştirme yapılan ve yapılmayan kum zeminlerin kayma mukavemeti parametreleri Çizelge 3.1'de verilmiştir. İyileştirme sonucunda oluşan zemin numunesine ait fotoğraf Şekil 3.4'te verilmiştir.



Şekil 3.3. İyileştirme yapılan ve yapılmayan zeminlerin kesme kutusu deney sonuçları

Çizelge 3.1. İyileştirme yapılan ve yapılmayan kum zeminlerin kayma mukavemeti parametreleri

Numune Adı	c (kPa)	φ (°)
İyileştirilmeyen kum zemin	0	34
2 gün iyileştirme yapılan zemin	12,8	39
3 gün iyileştirme yapılan zemin	14,1	43
4 gün iyileştirme yapılan zemin	15,4	49
5 gün iyileştirme yapılan zemin	17,2	52

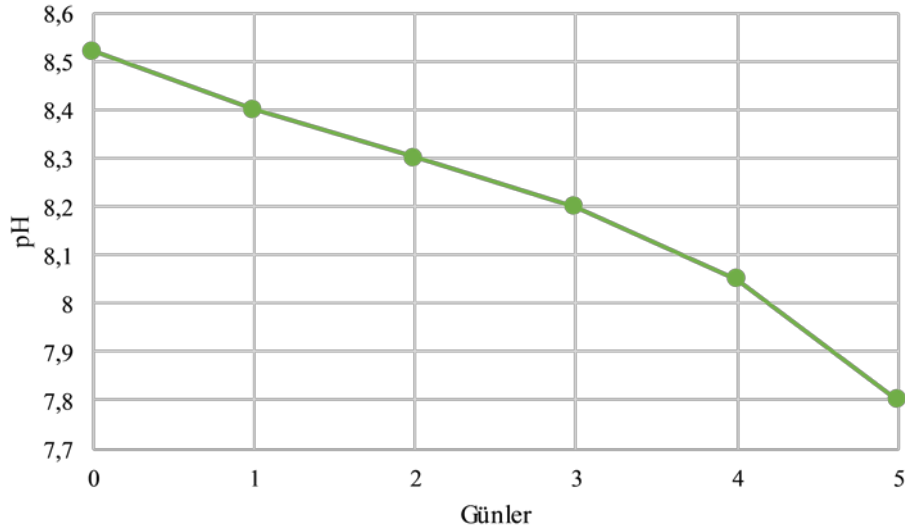


Şekil 3.4. 2 günlük iyileştirme sonucunda elde edilen zemin örneğine ait fotoğraf

Çizelge 3.1’de verilen kesme kutusu deney sonuçlarına bakıldığında, kum zeminin hem içsel sürtünme açısında (ϕ) hem de kohezyonunda (c) uygulama süresine bağlı olarak artış meydana gelmiştir. Uygulama yapılmayan zeminin kayma mukavemeti parametreleri, 5 günlük uygulama yapılan zeminin kayma mukavemeti parametreleriyle karşılaştırıldığında, kohezyonun 0 kPa’dan 17,2 kPa’a ve içsel sürtünme açısının da 34° den 52° ’ye çıktığı görülmüştür. Saffari et al. (2017) yapmış oldukları çalışmada farklı bakteri yoğunluklarının kesme kutusu deney sonuçlarına etkisini araştırmışlardır. Sonuç olarak iyileştirilen zeminlerde en yüksek kohezyon değerini 49,5 kPa ve içsel sürtünme açısı değerini $29,8^\circ$ olarak bulmuşlardır. Sonuç olarak uygulama yönteminin, uygulama süresinin ve zemin özelliklerinin kayma mukavemeti sonuçlarını değiştirdiği görülmektedir.

3.4. PH Analiz Sonuçları

İyileştirme süresince pH değerleri 24 saat ara ile ölçülmüştür. pH’ın uygulama süresince değişimi Şekil 3.5’te gösterilmiştir. Biyolojik aktiviteler sonucunda pH değerlerinde zamana bağlı düşüşler görülmüştür. Şekildeki 0 değeri 48 saatlik kültür ortamı pH değerini, 1 değeri ise 24 saat zeminde çevrim yapıldıktan sonraki kültür ortamı pH değerini göstermektedir. Diğer günler çevrim yapılan uygulama süresi sonunda alt kaptaki uygulama solüsyonunun pH değerlerini göstermektedir. Moravej et al. (2018) yapmış oldukları çalışmada bakteriyel kalsit çökelişi ve biyokimyasal reaksiyonlar sonucunda pH değerinin giderek azaldığını belirlemişlerdir. PH düşüş hızının, kalsit partiküllerinin oluşumundan dolayı başlangıçta hızlı olduğunu ve zamanla azaldığını belirtmişlerdir. Yapmış olduğumuz çalışmada pH değerlerinin genel olarak uygulama süresince düştüğü ve kalsit yüzdelilerinin uygulama süresince arttığı göz önünde bulundurulduğunda, zeminde kalsit oluşumunun uygulama süresince devam ettiği anlaşılmaktadır.



Şekil 3.5. Günlük pH analiz sonuçları

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapmış olduğumuz çalışmada, literatürden farklı bir uygulama şekli kullanılarak kum zeminlerin iyileştirilmesi amaçlanmıştır. İyileştirilen ve iyileştirilmeyen zeminler üzerinde geçirimsizlik ve kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Ayrıca deney süreleri sonunda kalsiyum karbonat yüzdeleri belirlenmiş ve deney süresince pH takibi yapılmıştır. Sonuç olarak kum zeminin geçirimsizliği uygulama süresine bağlı olarak azaldığı ve kayma mukavemeti parametrelerinin ise arttığı görülmüştür. pH değerleri biyolojik aktiviteler nedeniyle uygulama süresince azalmıştır. Zemin içerisinde oluşan kalsit yüzdeleri ise uygulama süresine bağlı olarak artış göstermiştir. Sonuç olarak biyolojik iyileştirme sonucunda kayma mukavemetleri artmış ve geçirimsizlik ise azalmıştır.

TEŞEKKÜR

Yapılan bu çalışma Atatürk Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Koordinasyon Birimi tarafından FHD-2018-6301 nolu proje ile desteklenmiştir. Desteklerinden dolayı Atatürk Üniversitesi'ne teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Cheng, L., Shahin, M. A., & Mujah, D., 2016. Influence of key environmental conditions on microbially induced cementation for soil stabilization. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(1), 04016083.
- Cheng, Liang, and Ralf Cord-Ruwisch. "Upscaling Effects of Soil Improvement by Microbially Induced Calcite Precipitation by Surface Percolation." *Geomicrobiology Journal*, vol. 31, no. 5, Taylor & Francis, 2014, pp. 396–406.



- Choi, S. G., Park, S. S., Wu, S., & Chu, J., 2017. Methods for calcium carbonate content measurement of biocemented soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(11), 06017015.
- Chu, J., Stabnikov, V., & Ivanov, V., 2012. Microbially induced calcium carbonate precipitation on surface or in the bulk of soil. *Geomicrobiology Journal*, 29(6), 544-549.
- Ho, Meei-Hoan, and Chee-Ming Chan. "Some Mechanical Properties of Cement Stabilized Malaysian Soft Clay." *World Acad Sci Eng Technol*, vol. 74, 2011, pp. 24–31.
- Ivanov, Volodymyr, and Jian Chu. "Applications of Microorganisms to Geotechnical Engineering for Bioclogging and Biocementation of Soil in Situ." *Reviews in Environmental Science and Bio/Technology*, vol. 7, no. 2, Springer, 2008, pp. 139–53.
- Kim Huat, Bujang. "Deformation and Shear Strength Characteristics of Some Tropical Peat and Organic Soils." *Pertanika Journal of Science & Technology*, vol. 14, no. 1 & 2, Universiti Putra Malaysia Press, 2006, pp. 61–74.
- Lee, M. L., Ng, W. S., & Tanaka, Y., 2013. Stress-deformation and compressibility responses of bio-mediated residual soils. *Ecological engineering*, 60, 142-149.
- Li, B., 2015. Geotechnical properties of biocement treated sand and clay (Doctoral dissertation).
- Moravej, S., Habibagahi, G., Nikooee, E., & Niazi, A., 2018. Stabilization of dispersive soils by means of biological calcite precipitation. *Geoderma*, 315, 130-137.
- Saffari, Rahim, et al. "Biological Stabilization of a Swelling Fine-Grained Soil: The Role of Microstructural Changes in the Shear Behavior." *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, Springer, pp. 1–10.
- Whiffin, V. S., Van Paassen, L. A., & Harkes, M. P., 2007. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique. *Geomicrobiology Journal*, 24(5), 417-423.



İRİ DANELİ ZEMİNLERDE KÜKÜRT ENJEKSİYONU İLE ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN İYİLEŞTİRİLMESİ

IMPROVEMENT OF COARSE-GRAINED SOIL PROPERTIES IN SULFUR INJECTION

Murat KARADENİZ¹

UTKAN MUTMAN²

ABSTRACT

Soil injection is a method of soil improvement used to reduce the permeability of the soil, increase shear strength or reduce deformations. In this study, low pressure injection method using sulfur instead of water-cement mixture as binder in traditional methods was investigated. In the study, low pressure sulfur injection was applied to the poorly graded sand (SP) class ground prepared in laboratory with 50% and 100% relative density. Sulfur, which is solid at room temperature, was melted and liquidized at 120 degrees and injected into the samples prepared by laboratory injection apparatus in the range of 4-6 bars. Injected specimens were allowed to cure for 1, 7 and 28 days. At the end of the curing periods, unconfined compressive tests were performed on the samples. Sulfur injected samples were found to have unconfined compressive strength up to 18-21 MPa.

Keywords; Elasticity Module, Injection, Sulfur, Unconfined Compressive Strength

ÖZET

Zemin enjeksiyonu, zeminin permeabilite değerinin düşürülmesinde, kayma mukavemetlerinin artırılmasında veya deformasyonların azaltılmasında kullanılan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Bu çalışmada, geleneksel yöntemlerde bağlayıcı olarak su-çimento karışımının yerine kükürt kullanılarak düşük basınçlı enjeksiyon yöntemi incelenmiştir. Çalışmada laboratuvarda %50 ve %100 rölatif sıkılıkta hazırlanmış kötü derecelenmiş kum (SP) sınıfı zemine düşük basınçlı kükürt enjeksiyonu yapılmıştır. Oda sıcaklığında katı halde olan kükürt 120 derecede eritilip sıvı hale getirilmiş ve laboratuvar enjeksiyon düzeneği ile hazırlanmış numunelere 4-6 bar aralığında enjekte edilmiştir. Enjeksiyon uygulanmış numuneler 1, 7 ve 28 günlük kür sürelerinde bekletilmiştir. Kür süreleri sonunda numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Kükürt enjeksiyonu uygulanan numunelerin serbest basınç dayanımlarının 18-21 MPa'a kadar çıktığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler; Elastisite Modülü, Enjeksiyon, Kükürt, Serbest Basınç Mukavemeti,

¹ Arş. Gör., Kocaeli Üniversitesi, karadenizmurat61@gmail.com

² Doç. Dr., Kocaeli Üniversitesi, utkanmutman@gmail.com



1. GİRİŞ

Yirminci yüzyılda başlayan ve günümüzde de süren hızlı nüfus artışı, kentleşme ve sanayileşme, gelişmiş ülkelere benzer şekilde Türkiye'de de yapı alanlarının hızla tükenmesine neden olmuştur. Buna bağlı olarak her geçen gün yeni yapılaşma alanlarının açılması zorunlu hale gelmiştir. Bu yeni açılan alanların zaman zaman yapılaşmaya uygun olmadığı ortaya çıkmış, bir başka deyişle taşıma gücü zayıf olan temel zeminini özellikleri gösteren alanların da yapılaşmaya açıldığı görülmüştür. Zayıf temel zeminlerinde karşılaşılan düşük taşıma gücü ve yüksek deformasyon sorunları zemin iyileştirme konusunda yeni yöntem ve tekniklerin geliştirilmesini ve uygulanmasını gerekli kılmıştır.

Enjeksiyon çok yaygın olarak kullanılan zemin iyileştirme yöntemidir. Bu yöntem ile kayaların çatlaklarını veya kum çakıl gibi granüler zeminlerin boşluklarını doldurarak zemin daha yoğun ve sıkı hale getirilir (Çinicioğlu, 1997). Bu çalışmada kullanılan yöntem olan permeasyon enjeksiyonu düşük viskoziteye sahip harçın zemin danelerinin arasındaki boşluklara zemin yapısını bozmayacak düşük basınç ile enjekte edilmesidir. Permeasyon enjeksiyonunda, daneler yer değiştirmeden veya boşluk hacmi değişmeden harç zemine enjekte edilir. Enjeksiyon sırasında zeminin boşluklarındaki su, zemin yapısını bozmadan, enjeksiyon harcı ile yer değiştirir. Bu tip enjeksiyonun ana amacı gevşek zemin içerisindeki boşlukları harç ile doldurup zeminin mukavemetini ve geçirimsizliğini arttırmaktır (Andrus ve Chung, 1995).

Mohammadi vd, (2014) yaptıkları çalışmada kumlu zeminlerin stabilizasyonunu arttırmak için katkı malzemesi olarak modifiye kükürt kullanmışlardır. Zeminin geoteknik özelliklerini yapılan kesme kutusu deneyi ve serbest basınç deneyleri ile araştırmışlardır. Zemine katılan kükürt miktarı ve numunelerin kür süresine bağlı olarak zeminin mekanik özelliklerinin doğrusal olarak arttığını göstermişlerdir. Elde edilen bulgularda modifiye edilmiş kükürtün zemine katılarak zeminin fiziksel özellikleri üzerinde önemli etkisi olduğunu göstermiştir.

Zemin iyileştirilmesinin zeminin taşıma gücünü artırmanın yanında atık malzemelerin kullanılmasında amaçlanmaktadır. Bu amaçla Türkiye'de ve Dünya'da literatürde az rastlanan kükürt ile zemin iyileştirilmesi için çalışmalar yapılmıştır. Daha önce yapılan çalışmalarda kumlu zeminlerde modifiye edilmiş kükürt katılarak iyileştirilen zeminlerin serbest basınç ve kesme kutusu deneyi yapıldığında kayma mukavemeti parametrelerinin arttığı gözlemlenmiştir (Mohammadi vd., 2014).

Bu çalışmada ise kükürt, geleneksel enjeksiyon yöntemiyle kullanılan bağlayıcı olan suçimento karışımının yerine kullanılmıştır. Bu amaçla ilk olarak önce laboratuvar ortamında kükürtü numuneler enjekte etmek için deney seti kurulmuştur. Sonrasında %50 ve %100 rölatif sıklıkta hazırlanmış numunelere kükürt enjekte edilmiştir. SP zemin numuneleri üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Serbest basınç deneyi sonucunda numunelerin serbest basınç mukavemeti, birim deformasyonları ve elastisite modüllerindeki değişimler incelenmiştir.

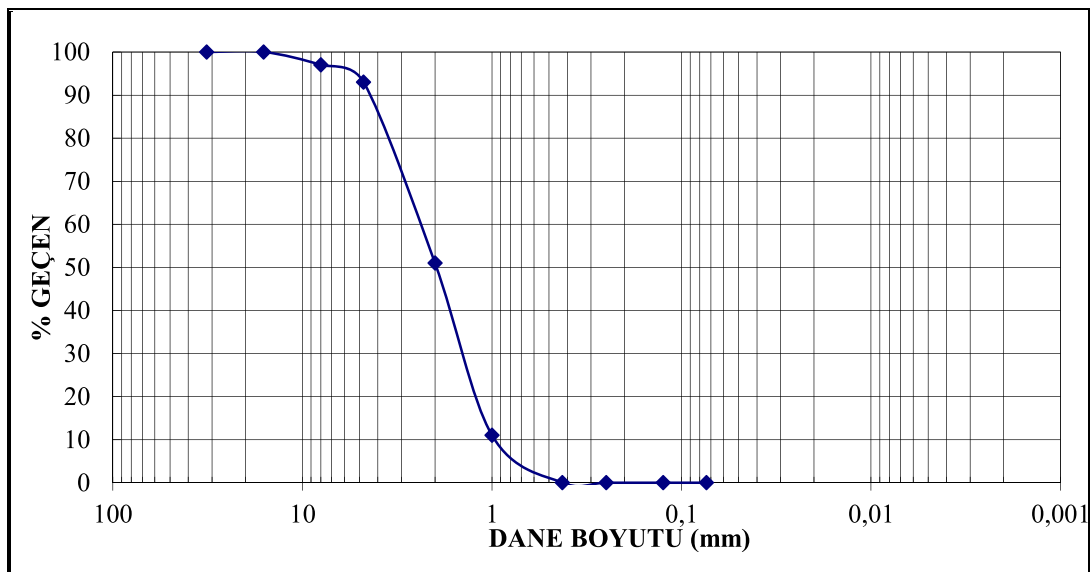
2. KULLANILAN YÖNTEM

2.1. Zemin Numunesinin Özellikleri

Çalışmada kullanılan Zemin numunesi daha önce çimento enjeksiyonu çalışmalarında kullanılan SP kötü derecelendirilmiş kum ile aynı gradasyonda hazırlanmıştır. (Mutman, U.,2007). Numuneler %50 ve %100 rölatif sıklıkta hazırlanmıştır. Kullanılan zemin numunesinin özellikleri Çizelge 1’ de verilmiştir.

Çizelge 1. SP Sınıfı Zeminin Özellikleri

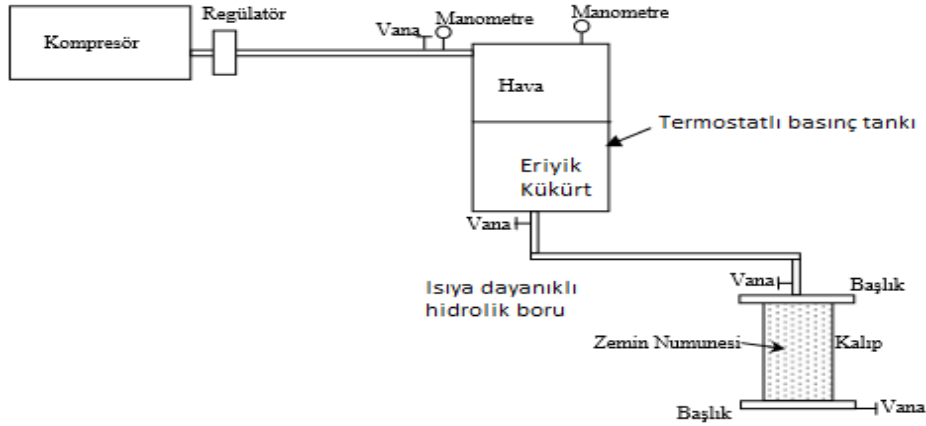
Numune	γ_{mak} (kN/m ³)	γ_{min} (kN/m ³)	e_{max}	e_{min}	G_s
SP	1.73	1.55	0.69	0.53	2.63



Şekil 1. Numunelerde Kullanılan Zeminin Gradasyonu

2.1. Deney Düzenegi

Kükürtün zemine enjekte edilebilmesi için aşağıdaki Şekil 2’deki deney düzenegi hazırlanmıştır. Düzenekte sabit basınç verebilen kompresör kullanılmıştır. Basınç tankı 2 lt hacminde 4 mm kalınlığında olup sabit basınçla test edilmiştir. Basınç tankının girişinde basıncı ayarlamak için regülatör bulunmaktadır. Enjeksiyon sırasında istenilen basıncı ayarlamak için regülatör kullanılmıştır. Basınç tankının üst kısmında bulunan kapağının içine ısıya dayanıklı teflon iç conta konulmuştur. Kazanın içindeki basıncı ölçmek için kazan kapağına manometre yerleştirilmiştir. Kazanı ısıtmak ve içine konulan kükürtün sıvı hale gelmesi için kazanın etrafına kelepçe resistans takılmıştır. Kükürt ısıya duyarlı bir madde olduğu için sıcaklığın sabit kalması için termostat takılmıştır. Basınç tankının alt kısmında ısıya ve basınca dayanıklı çıkış vanası bulunmaktadır. Basınç tankı ile kalıp arasında basınca dayanıklı hidrolik çelik boru yardımıyla bağlantı sağlanmıştır. Kalıplar 50 mm çapında 100 mm uzunluğunda silindirik şekilde ve üstüne resistans sarılmış sekildedir. Kalıp ile başlıklar arasında sızdırmazlık için conta kullanılmıştır.



Şekil 2. Laboratuvarında Kurulan Deney Setinin Şeması

2.3 Metodoloji

Laboratuvarında deney numuneleri hazırlanırken çapı 5cm ve yüksekliği 10 cm olan kalıplar içerisine %50 ve %100 rölatif sıklıkta numune yerleştirilmiştir. Kükürt enjeksiyonunun verimini görmek için farklı rölatif sıklıkta deneyler yapılmıştır. Çalışmanın devam eden kısmında %25 ve %75 rölatif sıklıkta numuneler hazırlanacaktır. Rölatif sıklıkların hesaplanmasında Eşitlik 1'deki denklem kullanılmıştır. Her iki numunenin maksimum ve minimum birim hacim ağırlıkları, kalıbın hacmi ve istenilen rölatif sıklıklar bilindiği için rölatif sıklıklar kalıplara koyulacak zeminin ağırlıkları hesaplanarak bulunmuştur.

$$D_r = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_n}{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}} \quad (1)$$

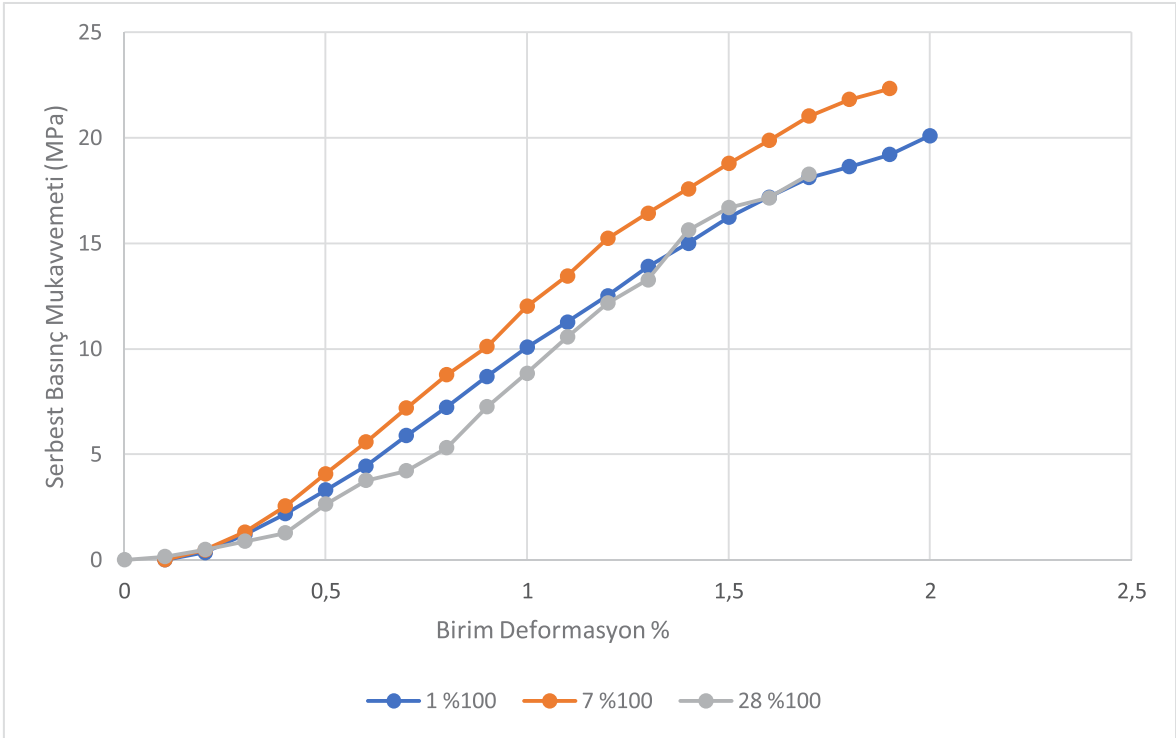
Kükürt oda sıcaklığında katı fazda olduğu için ilk önce 120 dereceye kadar ısıtılıp eriyik hale getirilmiştir. Daha sonra sıvı haldeki eriyik kükürt kalıplar içerisindeki numuneye enjekte edilmesi için deney setinde bulunan kazana koyulup sabit basınç altında kompresör yardımıyla zemine enjekte edilmiştir. Kükürt enjekte edilmiş numuneler kalıplardan hidrolik kriko yardımıyla çıkarılmıştır. Bütün rölatif sıklık durumları için 3 numune hazırlanmıştır. Bu numunelerin serbest basınç dayanımlarının ortalaması alınmıştır. Kalıplardan çıkarılan numuneler 1, 7 ve 28 gün bekletildikten sonra serbest basınç deneyi uygulanmıştır. Numuneler hazırlanırken kükürt ağırlığının kuru zemin ağırlığına oranı Çizelge 2'de verilmiştir. Numunelerin serbest basınç dayanımları ve elastisite modülleri Çizelge 3 ve Çizelge 4' te sırasıyla verilmiştir.

Çizelge 2. Kükürt Enjekte Edilmiş Numunelerin Ağırlıkça Oran Miktarı

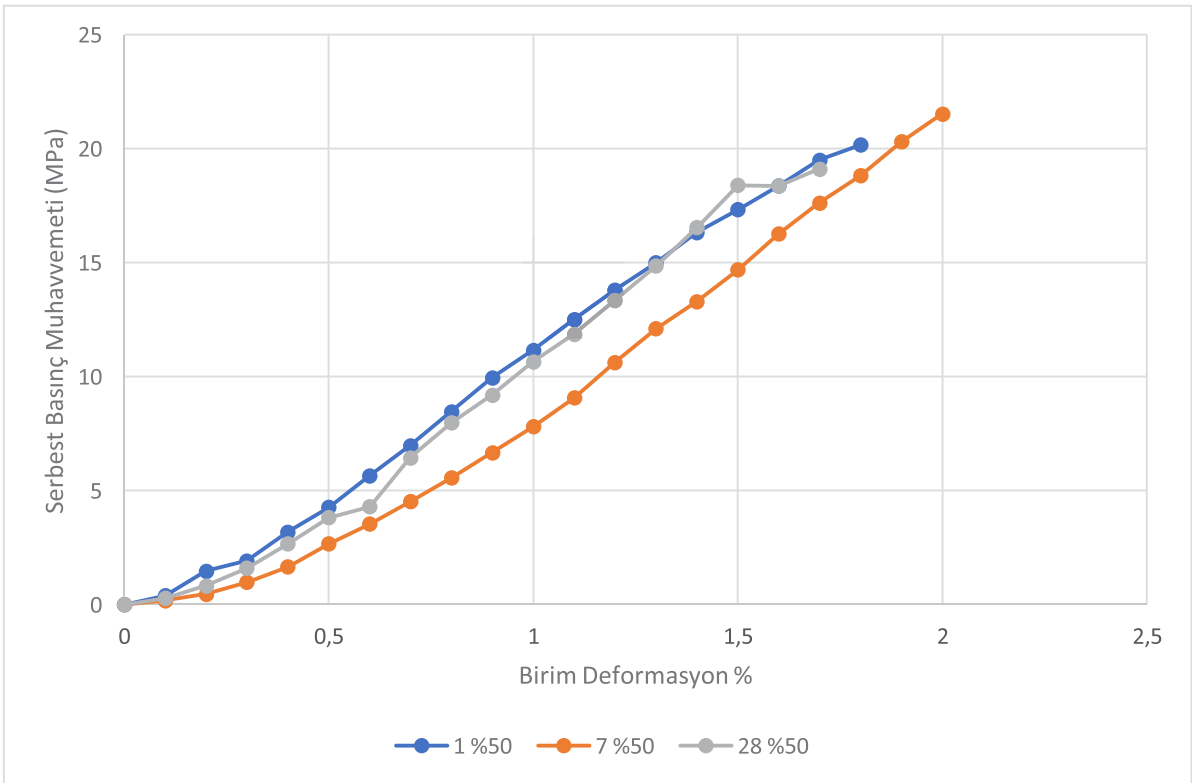
D_r	Kükürt/Kuru Zemin
50	%44±1
100	%37±1

Çizelge 3. Kükürt Enjekte Edilmiş Numunelerin Serbest Basınç Mukavemetleri

D_r	1 Günlük (MPa)	7 Günlük (MPa)	28 Günlük (MPa)
50	20.17	21.52	19.11
100	20.10	22.32	18.23



Şekil 3. %100 Rölatif Sıklıkla Hazırlanan Numunelerin Gerilme ve Şekil Değişirme Eğrisi



Şekil 4. %50 Rölatif Sıklıkla Hazırlanan Numunelerin Gerilme ve Şekil Değişirme Eğrisi

%50 ve %100 olarak hazırlanan kükürt enjekte edilmiş numunelerde serbest basınç mukavemetleri 18.23–22.32 MPa aralığında hesaplanmıştır. En yüksek değer %100 rölatif sıklıkta hazırlanan ve 7 gün bekletilen numunelerde 22.34 Mpa olarak hesaplanmıştır. En düşük değer ise %100 rölatif sıklıkta hazırlanan 28 gün bekletilen numunelerde 18.23 Mpa olarak hesaplanmıştır.

Enjeksiyon uygulanan numunelerde birim deformasyon %1.7-2.0 arasında olduğu görülmektedir. En çok birim deformasyonun %50 rölatif sıklıkta hazırlanan %2.1 olarak 7 günlük numunelerde görülmektedir (Şekil 4). En az deformasyonun ise %100 rölatif sıklıkta hazırlanan %1.8 olarak 28 gün bekletilen numunelerde olduğu görülmektedir (Şekil 3).

%50 ve %100 olarak hazırlanan kükürt enjekte edilmiş numunelerde elastisite modülü değerleri 1015 - 1174 Mpa aralığında hesaplanmıştır. En yüksek değer %100 rölatif sıklıkta hazırlanan ve 7 gün bekletilen numunelerde 1174 MPa olarak hesaplanmıştır. En düşük değer ise %100 rölatif sıklıkta hazırlanan numunelerde 1005 olarak hesaplanmıştır. Yapılan deneylerde elastisite modülü değerlerinin rölatif sıklıkla çok değişmediği birbirine oldukça yakın çıktığı Çizelge 4’te görülmektedir.

Çizelge 4. Kükürt Enjekte Edilmiş Numunelerin Elastisite Modülleri

D_r	1 Günlük Elastisite Modülü (MPa)	7 Günlük Elastisite Modülü (MPa)	28 Günlük Elastisite Modülü (MPa)
50	1062	1076	1061
100	1005	1174	1015

Rölatif sıklığın kükürt enjeksiyonunda serbest basınç mukavemetini ve elastisite modülünü çok etkilemediği görülmüştür. Numunelerde yapılan deney sonucunda 1 günde kükürt dayanımının yaklaşık %90’ını aldığı görülmüştür. Bütün numuneler kırılırken gevrek kırılma olduğu için kırılma sonrası okuma alınamamıştır (Şekil 5). 28 günlük numunelerde ise saf kükürt enjekte edilerek oluşturulan numunelerin sıcaklık çevrimlerine bağlı olarak hacimlerinde azalma artışların olduğunu ve bu hacim değişimlerinin de numunelerin içerisinde boşluk oluşturduğu ve bu boşlukların numunelerin dayanımını düşürdüğü literatür çalışmalarında açıklanmaktadır (Mohamed vd., 2010).



Şekil 5. Serbest Basınç Deneyi Sonucunda Gevrek Kırılan Numune

3. SONUÇLAR

Laboratuvar ortamında rölatif sıklığı %50 ve %100 olarak kalıplara yerleştirilmiş SP kötü derecelendirilmiş kum numunelere 600 kPa sabit basınç altında 120 derecede ısıtılan ve eriyik hale getirilen kükürt enjekte edilmiştir. Elde edilen numunelerde serbest basınç deneyi yapıp aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Kükürt enjekte edilmiş olan SP sınıfı zeminlerin serbest basınç mukavemetinin 18-21 Mpa aralığında, en düşük ise 18.23 MPa çıktığı görülmüş ve bu dayanımın zemin iyileştirme için oldukça yüksek olduğu görülmüştür.
- Rölatif sıklığın kükürt enjeksiyonunda serbest basınç mukavemetini çok değiştirmedeği görülmüştür. Buda uygulamada kolaylık sağlayacaktır.
- Kükürtün hızlı priz almasından dolayı enjekte edilmiş numuneler 1 günde nihai dayanımın yaklaşık % 90'nını almaktadırlar. Bundan dolayı hızın ve sürenin önemli olduğu inşaat projeleri için avantaj sağlayacaktır.
- Saf kükürtün ısıl genleşmeden dolayı zamanla %10 gibi dayanım kaybettiği görülmüştür. Bununda saf kükürt ısı değişimleri sırasında yaşanan genleşme ve büzülmeden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu sorun ise kükürtün modifiye edilerek giderilebileceği literatür araştırmalarında görülmektedir.



KAYNAKLAR

- Andrus, R. D., Chung R. M., (1995), “Ground Improvements Techniques for Liquefaction Redemination Near Existing Lifeliness”, National Institute of Standarts and Technology, NISTIR 5714,
- Çinicioğlu, F.,(1997) “Zemin Mekaniğinde Harç Enjeksiyonu”, Birsen Yayınevi.
- Mohammadi, A., Dehestani, M., Aff. M.; Shooshpasha I., Asadollahi S.,(2014), “Mechanical Properties of Sandy Soil Stabilized with Modified Sulfur”, American Society of Civil Engineers DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533 .0001059.
- Mohamed, A.M., Gamal, M.M.,(2010), “Sulfur Concrete for the Construction Industry”, J. Ross Publishing.
- Mutman, U.,(2007), “Düşük Basıçlı Çimento Enjeksiyonu İle Zemin Özelliklerinin İyileştirilmesi” Doktora Tezi, Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Kocaeli.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ZEOLİT-BENTONİT KARIŞIMLARININ TİNKAL VE POMZA KATKILARI VARLIĞINDA YÜKSEK SICAKLIK ALTINDA KAYMA DAYANIMI DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF SHEAR STRENGTH BEHAVIOR OF ZEOLITE-
BENTONITE MIXTURES UNDER HIGH TEMPERATURE IN THE
PRESENCE OF TINCAL AND PUMICE ADDITIVES

Ş.Gizem ALPAYDIN¹

Esra GÜNERİ²

Yeliz YÜKSELEN AKSOY³

ABSTRACT

There is a rapid increase in the number of energy structures due to increasing energy demand. Thermal changes (high temperature and thermal cycles) occur around some energy structures, such as; geothermal plants, energy piles, nuclear waste storage areas, etc. Therefore, there has been an increase in the number of studies on the behavior of soils in the presence of high temperature in recent years. There is a need for soils that resistable against high temperature and thermal cycles with high strength and permeability around energy structures. It is recommended to use zeolite-bentonite mixtures instead of sand-bentonite mixtures in impermeable barriers because of the high cation exchange capacity of the zeolite. Tincal which is a boron mineral and pumice which is a volcanic rock, are frequently used in the production of heat-resistant and heat-insulated materials. Therefore, in this study, 10% and 20% tincal and pumice additives were added to zeolite-bentonite mixtures and shear strength behavior of the mixtures were examined under room temperature and high temperature (80°C). The maximum shear stress values of zeolite-sand mixtures generally increased in the presence of tincal and pumice additives under high temperature (80°C). The results show that tincal and pumice can be used to improve the shear strength under high temperatures.

Key words: Energy geostructures; pumice; tincal; zeolite; bentonite; shear strength

ÖZET

Artan enerji talebi nedeniyle enerji yapılarının sayısında hızlı bir artış görülmektedir. Bazı enerji yapıları çevresinde, örneğin; jeotermal tesisler, enerji kazıkları, nükleer atık depo

¹ Doktora Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi, sukrangizem.alpaydin@ogr.deu.edu.tr

² Doktora Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi, esra.guneri@ogr.deu.edu.tr

³ Profesör Doktor, Dokuz Eylül Üniversitesi, yeliz.yukselen@deu.edu.tr

sahaları, vb. termal değişimler (yüksek sıcaklık ve termal döngüler) meydana gelmektedir. Bu nedenle son yıllarda zeminlerin sıcaklık varlığındaki davranışı üzerine yapılan çalışmaların sayısında artış görülmektedir. Bu enerji yapıları etrafında sıcaklık ve termal döngüler varlığında mühendislik özellikleri değişmeyen zeminlere ihtiyaç duyulmaktadır. Geçirimsiz bariyerlerde kum-bentonit karışımları yerine zeolitin yüksek katyon değişim kapasitesi nedeniyle zeolit-bentonit karışımlarının kullanılması önerilmektedir. Bir bor minerali olan tinkal ve volkanik kayaç olan pomza ise ısıya dayanıklı ve ısı yalıtımlı malzeme üretiminde sıklıkla kullanılan malzemelerdir. Bu nedenle bu çalışmada %20 zeolit-bentonit karışımlarına, %10 ve %20 tinkal ve pomza katkısı ilave edilerek karışımların oda sıcaklığı ve 80°C altında kesme kutusu deneyleri gerçekleştirilmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Genel olarak tinkal ve pomza katkıları varlığında zeolit-kum karışımlarının yüksek sıcaklık (80°C) varlığında maksimum kayma gerilmesi değerlerinde artış gözlenmiştir. Elde edilen sonuçlar tinkal ve pomzanın zeminlerin yüksek sıcaklık varlığında davranışlarının iyileştirilmesinde kullanılacağını göstermektedir.

Anahtar kelimeler: Enerji yapıları; pomza; tinkal; zeolit; bentonit; kayma dayanımı

1. GİRİŞ

Enerji yapılarının sayısında her geçen gün hızlı bir artış görülmektedir. Enerji yapıları zeminle doğrudan temas halinde olan yapılar olduğundan zeminlerin yüksek sıcaklık varlığında gösterdiği davranış üzerine yapılan araştırma sayısında son yıllarda artış gözlenmiştir. Bugüne kadar yapılan çalışmalar zeminlerin mühendislik özelliklerinin sıcaklığa bağlı olarak değişkenlik gösterdiğini rapor etmektedir. Zeminlerin yüksek sıcaklık varlığında mühendislik özelliklerindeki bu değişim çoğu zaman enerji yapılarına, insan sağlığına ve çevreye zarar verebilecek durumlar ortaya çıkarabilmektedir. Bu nedenle yüksek sıcaklık varlığında özelliklerini değişmeden koruyabilen zeminlere ihtiyaç duyulmaktadır. Zemine çeşitli katkı malzemeleri eklenerek termal değişikliklere dayanıklı zemin malzemesi elde edilebilir.

Endüstride ısıya dayanıklılık ve ısı izolasyonu alanlarında yaygın olarak kullanılan malzemelerden ikisi bor mineralleri ve pomzadır. Katkı maddesi olarak kullanılan pomza, volkanik püskürmeler sırasında oluşan volkanik bir kayadır (Witham vd., 1986). Pomza doğada asidik ve bazik olmak üzere iki farklı halde bulunur. Si, Al, K, Na ve Fe oksitlerinden oluşan pomza, az miktarda da Ca, Mg, Mn ve Ti oksit içerir (Liguori vd., 1984). Pomzadan inşaat, tekstil, tarım, kimya, endüstri, filtrasyon ve tuğla-seramik üretimi gibi birçok farklı alanda yararlanılmaktadır. Bor, yer kabuğunda oldukça yaygın olarak bulunan bir elementtir. Bor elementi oksijenle bağ yaparak doğada mineral formunda yer almaktadır. Bor minerallerinden endüstride en yaygın olarak kullanılanlarından biri de tinkaldır. Tinkal, sodyum mineralleri bakımından oldukça zengindir ($\text{Na}_2\text{B}_4\text{O}_7 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$). Bor mineralleri; enerji, metalurji, çimento, cam ve seramik gibi birçok uygulama alanlarında kullanılmaktadır. Örneğin, bor mineralleri camların ısıl genişmesini önemli ölçüde azaltır, camı asit ve çiziklere karşı korur. Bu gibi özellikler sebebiyle, tinkal katkılı zeolit-bentonit karışımları, yüksek sıcaklıklara ve termal döngülere karşı yüksek direnç gösterebilir.

Sıcaklık artışı, zeminlerin kayma dayanımını etkilemektedir. Bu etkinin büyüklüğü

yoğunluğa, su içeriğine, zemin tipine, mineralojik ve kimyasal bileşime bağlıdır (Mitchell, 1969). Örselenmiş ve doğal killi zeminlerin termal mekanik davranışı, kontrollü sıcaklığa sahip (20°C ile 60°C) üç eksenli basınç hücreleri kullanılarak incelenmiştir (Burghignoli et al., 2000). Bu çalışmada sıcaklık artışının, numune hacminin değişmesine ve parçacıkların yeniden düzenlenmesine neden olduğu görülmüştür. Bununla birlikte, danelerin bu hacim değişikliği genellikle pozitifdir; hacimsel deformasyon pozitif veya negatif olabilir. Yüksek sıcaklık ve sıcaklık döngüsüne bağlı olarak deviator gerilmelerdeki değişim, Abuel-Naga vd. (2006) tarafından incelenmiştir. Üç eksenli basınç deneyinde hücredeki suyun sıcaklığı 90°C'ye yükseltilmiş ve bu sıcaklık altında deneyler yapılmıştır. Bu çalışmada, kayma dayanımı açısından, yüksek sıcaklıklar altında daha yüksek pik kayma dayanımı değerleri elde edilmiştir.

Bu çalışmanın amacı %20 zeolit-bentonit karışımlarının yüksek sıcaklık (80°C) altında %10 ve %20 pomza ve tinkal katkılarıyla kayma dayanımlarındaki değişimlerinin incelenmesi ve enerji yapıları etrafında ve geçirimsiz tabaklarda kullanılabilecek yüksek sıcaklığa dayanıklı bir tampon malzeme geliştirilmesidir.

2. MALZEME VE METOD

Bu çalışmada kullanılan bentonit Esan Eczacıbaşı Endüstriyel Hammaddeler San. ve Tic. A.Ş'den, zeolit numunesi ise Rota Madencilik A.Ş'den alınmıştır. Katkı maddesi olarak kullanılan pomza numunesi Pomza Export Madencilik Sanayi ve Tic. A.Ş'den, tinkal ise Eti Maden İşletmeleri Eskişehir-Kırka tesislerinden temin edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan tüm malzemelerin fiziko-kimyasal özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Deneyler için zeolit ve bentonit numuneleri etüvde (105°C) 24 saat kurutularak hazır hale getirilmiştir. Pomza ve tinkal numuneleri deneylerde No.40 elekten elenerek kullanılmıştır. Pomza ve tinkalin deney öncesi doğal su içerikleri belirlenerek, bu veriler göz önüne alınarak hesaplamalar yapılmıştır. Numuneler isimlendirilirken bentonit "B", zeolit "Z", pomza "P" ve tinkal "T" olarak kısaltılmıştır. Örneğin, 10P-18B-72Z karışımı, %10 pomza, %18 bentonit, %72 zeolit içerir. Karışımlar hazırlarken, ağırlıkça toplam kuru karışımın %10'u veya %20'si tinkal veya pomza, kalan kısmın %20'si bentonit ve % 80'i zeolit olarak alınmıştır.

Çizelge 1. Zeminlerin Fiziko-Kimyasal Özellikleri

	Bentonit	Zeolit	Pomza	Tinkal
Özgül ağırlık	2.70	2.3	2.50	1.67
Likit limit (%)	476.0	42	37.1	60.50
Plastik limit (%)	70.10	NP	NP	42.90
pH	9.50	-	-	9.12



2.1. Kompaksiyon Deneyleri

Bu çalışmada, %10 ve %20 pomza ve tinkal katkısı varlığında %20 zeolit-bentonit karışımlarının kompaksiyon deneyleri ASTM D-698 (2012) standardına göre yapılmıştır. Numuneler hazırlanırken pomza ve tinkalin doğal su içeriği göz önüne alınmıştır. Kuru malzemelerin homojen olana kadar karıştırılmasının ardından dört farklı su içeriğinde numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler 24 saat boyunca hava almayacak şekilde kapalı olarak bekletilmiştir. Bu sürenin sonunda deneyler gerçekleştirilmiş olup maksimum kuru birim hacim ağırlık (γ_{dmax}) ve optimum su içeriği (w_{opt}) değerleri belirlenmiştir.

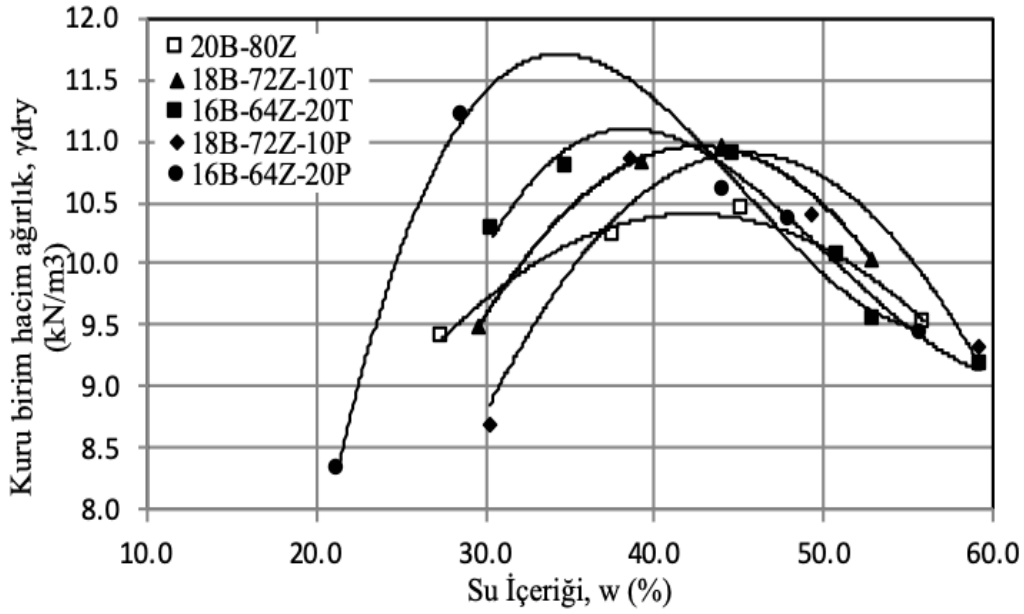
2.2. Direk Kesme Deneyleri

Bu çalışmada, %10 ve %20 pomza ve tinkal katkısı varlığında %20 zeolit-bentonit karışımlarının direk kesme deneyleri oda sıcaklığı ve 80°C altında ASTM 3080 (2018) standardına göre gerçekleştirilmiştir. Direk kesme deneyleri için karışımlar kompaksiyon deneylerinden elde edilen $w_{opt}+2\%$ ve buna karşılık gelen γ_{dmax} değerine göre hazırlanmıştır. Numuneler 6x6 cm'lik kalıp içerisine 3 tabaka halinde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Kalıplar suya batık bir şekilde, üzerine şişmesini engelleyecek şekilde ağırlık konularak 24 saat boyunca bekletilmiştir. Bu sürenin sonunda deneyler 3 farklı normal gerilme (49, 98, 196 kPa) altında gerçekleştirilmiştir. Yüksek sıcaklıkta gerçekleştirilen deneylerde sıcaklık artışı kesme kutusu hücresi için özel olarak imal edilen ısı çubuğu ile sağlanmıştır. Hücre içerisindeki suyun sıcaklığının termostat vasıtasıyla 80°C civarında kalması sağlanmıştır. Su sıcaklığı arttığında termostat ısı çubuğunu devreden çıkartmış, azaldığında ise ısı çubuğunu devreye sokarak su sıcaklığının belirli seviyede kalmasını sağlamıştır. Deney süresince numunenin ve suyun sıcaklığı K-tipi termokupullarla ölçülmüştür. Ölçülen değerler dijital termometre vasıtasıyla belirli aralıklarla kaydedilmiştir.

3. DENEYSEL SONUÇLAR

3.1. Kompaksiyon Deney Sonuçları

Deneylerde %20 zeolit-bentonit karışımlarının kompaksiyon parametrelerindeki değişim %10 ve %20 pomza ve tinkal katkısı varlığında belirlenmiştir. Şekil 1'de deneyler sonucunda elde edilen kompaksiyon eğrileri gösterilmektedir. 20B-80Z karışımının %10 ve %20 pomza katkısı kuru birim hacim ağırlık değerlerini arttırmıştır. Optimum su içeriği ise %20 pomza katkısı ile azalırken, %10 pomza katkısı ile bir miktar artış göstermiştir. Şekil 1'de verilen sonuçlara göre 20B-80Z karışımına %10 tinkal ilave edildiğinde ise, maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri 0.4 kN/m³ artarken, optimum su içeriği değerinde önemli bir değişiklik olmamıştır. Tinkal yüzdesi %20 ye arttırıldığında ise γ_{dmax} değeri bir miktar daha (0.3 kN/m³) artarken optimum su içeriği değerinde azalma görülmüştür.



Şekil 1. Pomza ve Tinkal Katkılı Zeolit-Kum Karışımlarının Kompaksiyon Eğrileri

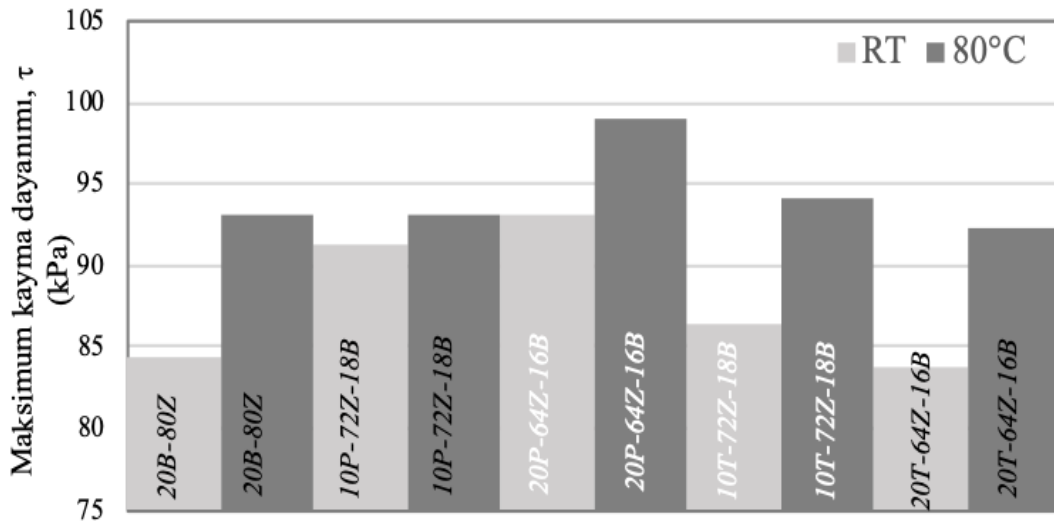
3.2. Direk Kesme Deneyi Sonuçları

Deneylerde %20 zeolit-bentonit karışımlarının kayma dayanımı parametrelerindeki değişim oda sıcaklığı ve 80°C sıcaklık altında %10 ve %20 pomza ve tinkal katkısı varlığında belirlenmiştir. Yapılan direk kesme deneyleri sonucunda elde edilen kayma dayanımı parametreleri Çizelge 2'de verilmiştir. Direk kesme deneylerinden elde edilen sonuçlara göre hem oda sıcaklığındaki hem de 80°C altındaki 20B-80Z karışımına pomza ilave edildiğinde içsel sürtünme açısı değerlerinde genellikle artış görülmüştür. Oda sıcaklığında ve 80°C sıcaklık altında zeolit-bentonit karışımına tinkal katkısı ilave edildiğinde içsel sürtünme açısı değerleri azalırken, kohezyon değerleri artmıştır. Ayrıca sıcaklık 80°C ye artırıldığında tüm karışımların ϕ' değerleri oda sıcaklığına kıyasla genellikle artmıştır. Kohezyon değerleri ise artan sıcaklıkla birlikte 20B-80Z karışımları için azalmıştır.

Çizelge 2. Karışımların Kayma Dayanımı Parametreleri

Karışım Oranları	Oda Sıcaklığı (~25°C)		80°C	
	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
20B-80Z	22.7	35.5	28.1	31.7
10P-18B-72Z	25.8	31.8	28.8	29.0
20P-16B-64Z	21.5	53.1	31.5	33.1
10T-18B-72Z	20.5	42.1	22.8	40.2
20T-16B-64Z	18.9	47.7	25.1	36.7

Şekil 2’de bentonit-zeolit karışımlarının oda sıcaklığı ve 80°C altında pomza ve tinkal varlığında maksimum kayma gerilmesi değerleri bar grafikleri şeklinde ayrıca maksimum kayma gerilmesi değerleri Çizelge 3’te verilmiştir. Şekil 2’ye göre 20B-80Z karışımının sıcaklık arttırıldığında maksimum kayma dayanımı değerinde artış görülmüştür. 20B-80Z karışımları için en yüksek maksimum kayma dayanımı değeri 80°C altında %20 pomza varlığında elde edilmiştir. Şekil 2’den görülebileceği üzere 20B-80Z karışımlarına pomza katkısı ilave edildiğinde genellikle her iki sıcaklıkta da kayma gerilmesi artmıştır. Oda sıcaklığı ve 80°C altında %10 tinkal katkısı maksimum kayma gerilmesi değerini arttırırken, %20 tinkal katkısı azaltmıştır.



Şekil 2. Oda Sıcaklığı ve 80°C Altında Karışımların Maksimum Kayma Gerilmesi Değerleri

Çizelge 3. Karışımların Maksimum Kayma Dayanımları

Karışımlar	Maksimum Kayma Dayanımı (kPa)	
	Oda Sıcaklığı	80°C
20B-80Z	84.34	93.17
10P-72Z-18B	91.21	93.17
20P-64Z-16B	93.17	99.05
10T-72Z-18B	86.30	94.15
20T-64Z-16B	83.80	92.19



4. SONUÇLAR

Enerji yapıları etrafındaki zeminlerin termal olarak dayanıklı olmaları gerekmektedir. Bu çalışmada zeminlerin termal dayanımlarını arttırmak için, ısıya dayanıklı malzeme üretiminde yaygın olarak kullanılan bor minerali (tinkal) ve pomza katkıları kullanılmıştır. Bu çalışmada %20 zeolit-bentonit karışımlarının kompaksiyon ve kayma dayanımı davranışı belirlenmiştir. Ayrıca kayma dayanımı 80°C sıcaklık altında da yapılarak oda sıcaklığındaki sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

20B-80Z karışımlarının maksimum kuru birim hacim ağırlık değerleri her iki katkı maddesi ile genellikle artmıştır. Direk kesme deneyi sonuçlarına göre ise, zeolit-bentonit karışımlarına pomza ilave edildiğinde içsel sürtünme açıları 80°C altında artış göstermiştir. Tinkal katkısı ise genellikle içsel sürtünme açısını azaltıcı ve kohezyonu arttırıcı bir etki yaratmıştır. Ayrıca yüksek sıcaklık altında katkısız zeolit-bentonit karışımının kayma dayanımı artmıştır. Ancak bu artış pomza (%10, %20) ve tinkal (%10) katkısı varlığında daha fazla olmaktadır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar pomza ve tinkal katkısı yüksek sıcaklıklarda zeolit-bentonit karışımlarının kayma dayanımının arttırılması için kullanılabileceğini göstermiştir.

5. TEŞEKKÜR

Bu çalışma Tübitak 217M553 nolu proje tarafından desteklenmektedir. TÜBİTAK'a projeye verdiği maddi destek ile bursiyer ve araştırmacı desteği için teşekkür ederiz. Bentonit numunesi Esan Eczacıbaşı Endüstriyel Hammaddeler San. ve Tic. A.Ş.'den, zeolit numunesi ise Rota Madencilik A.Ş.'den, pomza numunesi Pomza Export Madencilik Sanayi ve Tic. A.Ş.'den, tinkal ise Eti Maden İşletmeleri Eskişehir-Kırka tesislerinden temin edilmiştir. Malzeme destekleri için tüm firma ve kuruluşlara teşekkür ederiz.

6. KAYNAKLAR

- Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T., Ramana, G. V., Grino, L., Rujivipat, P., and Thet, Y.(2006), "Experimental evaluation of engineering behavior of soft Bangkok clay under elevated temperature", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(7), 902–910.
- ASTM D 3080.(2018), "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions", ASTM International, USA.
- ASTM D 698.(2012), "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort", ASTM International, USA.
- Burghignoli, A., Desideri, A., and Miliziano, S.(2000), "A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils", *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4), 764–780.
- Liguori, V., Sciorta, R., and Ruisi, V.(1984), "The pumice aggregates of Lipari Island (Aeolian Isles-Italy)", *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, 30, 431–434.
- Mitchell, J. K. (1969), "Temperature effects on the engineering properties and behavior of soils", *Proceeding of International Conference on the Effects of Temperature and Heat on Engineering Behaviour of Soils*, 9(6): 9–28.



- Wang, M.C. (1990), “The Effect of Heating on Engineering Properties of Clays”, Physico-Chemical Aspects of Soil and Related Materials, ASTM STP 1095, Philadelphia, 139-158.
- Witham, A.G. and Sparks, R.S.J.(1986), “Pumice”, Bulletin of Volcanology, 48, 209-223.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

BETON KOLON VE DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) İMALATLARI SONRASI ZEMİNDEKİ SIKILAŞMANIN CPT VERİLERİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

CPT- BASED ASSESSMENT OF DENSIFICATION AFTER GROUND
IMPROVEMENT WITH RIGID INCLUSIONS AND RAMMED
AGGREGATE PIERS® (RAP)

Kemal Önder ÇETİN¹

Ece KURT BAL²

Lale ÖNER³

Serhan ARDA⁴

ABSTRACT

Within the scope of this manuscript, the mitigation performance of a composite ground improvement solution, which is composed of 18 m long 40 cm diameter GeoConcrete® Column (GCC) and 50 cm diameter Impact® Rammed Aggregate Pier® (RAP) along with 40 m long 80 cm diameter piles is assessed by pre- and post- cone penetration testing (CPT). These elements are designed for controlling excessive total and differential settlements, and liquefaction triggering at a paper mill site. As a mitigation solution, 18 m and 40 m long elements are designed to be constructed in the soft to medium stiff silty clay with scattered silt and sand interlayers. Improvement goals from GCC and Impact® RAP elements are partially tested by pre- and post- CPT data, and are listed as: i) densification of cohesionless silt and sand layers, ii) shear stress transfer to rigid columns during cyclic (seismic) loading, reducing seismic demand from foundation soils iii) increased horizontal stresses, leading to increased soil (and column) stiffness and strength, iv) vertical drainage through aggregate columns to dissipate cyclically –induced excess pore water pressures. The results show that due to ramming and vibration induced-densification, cone tip resistances have increased by a factor of 1.3-1.6 in cohesionless layers.

Keywords: Impact® Rammed Aggregate Pier® (RAP), GeoConcrete® Column (GCC), cone penetration test (CPT), densification.

ÖZET

Bu çalışma kapsamında bir kağıt fabrikasında teşkili planlanan ağır ve oturmaya hassas yapı temelleri zemininde meydana gelebilecek toplam ve farklı oturmalarn

¹ Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, oacetin@metu.edu.tr

² İnş. Yük. Müh. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat, ekurt@sentezinsaat.com.tr

³ İnş. Yük. Müh. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat, loner@sentezinsaat.com.tr

⁴ İnş. Müh., Kipaş Holding, sarda@batikipas.com.tr

sınırlandırılması ve sismik zemin sıvılaşması sonrası taşıma gücü kayıplarının önlenmesi amacıyla darbeli kırmataş ve beton(arme) rijit kolon elemanları kullanılarak oluşturulan kompozit zemin iyileştirme örgüsü konu edilmiş olup, kolonlar arasındaki kohezyonsuz zeminde beklenen sıkılaşma ise kolon imatları öncesinde ve sonrasında uygulanan konik penetrasyon test (CPT) sonuçları ile değerlendirilmiştir. Tasarlanan kompozit sistem, 50 cm çapında Impact® Sistemi ile Darbeli Kırmataş Kolon® (DKK) ve 40 cm çapında Forajsız Donatısız Beton Kolon (FDBK, GeoConcrete® Column (GCC)) elemanlarından oluşmaktadır. Bu sisteme ek olarak temel gerilmelerinin yoğunlaştığı bölgelerde ise 80 cm çapında 40 m boyunda fore/vibreks kazıklar kullanılmıştır. Kazık elemanlarının yüksek taşıma kapasitesi ve rijitliğinden yararlanılırken, 18 m boylarındaki DKK ve FDBK elemanlarla yüzeye yakın kesimlerde bir kabuk teşkil edilmiş, ayrıca kırmataş malzemenin teşkil edilen DKK elemanlarının da serbest drenaj özelliğinden yararlanılmıştır. Uygulama sonrası beklenen kazanımlar: i) kolonlar arasındaki kohezyonsuz zeminde sıkılaşma, ii) deprem sebebiyle tekrarlı kayma gerilmelerinin büyük bir bölümünün rijit kolonlar tarafından taşınması, iii) yatay öteleme sebebiyle yanal gerilmelerde artış ve artırılmış rijit kolon kapasiteleri, iv) konsolidasyon veya sıvılaşma sebebiyle oluşabilecek aşırı boşluk suyu basınçlarının düşey yönde hızlı tahliyesi, v) rijit bir kabuk tabakası teşkili olarak özetlenebilir. Test sonuçları, kohezyonsuz birimlerde imatlar sırasında uygulanan titreşim ve darbe nedeni ile koni uç direncinin 1,3-1,6 kat arttığını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Impact® Darbeli Kırmataş Kolon® (DKK), Forajsız Donatısız Beton Kolon (FDBK), koni penetrasyon testi (CPT), sıkılaşma.

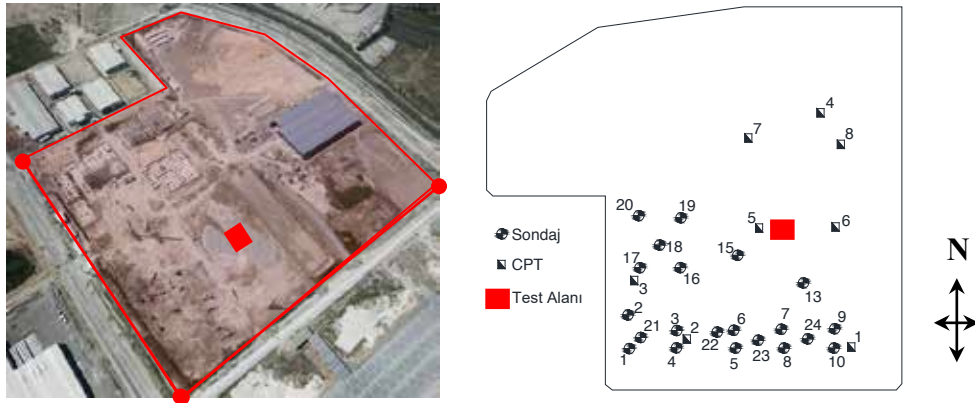
1. GİRİŞ

Beton kolon, derin zemin karıştırma, fore kazık, kum dren, taş kolon ya da Darbeli Kırmataş Kolon® elemanları sıvılaşmaya yönelik iyileştirme çözümü olarak sıkça kullanılmaktadır. Taş kolonlarla DKK elemanlarının benzer yönleri olsa da, DKK elemanlarının imatları sırasında kırmataş 33 cm'lik tabakalar halinde düşey darbeleme işlemi ile çok yoğun sıkıştırıldığından Darbeli Kırmataş Kolon® elemanları taş kolonlardan daha rijit ve mukavim olarak teşkil edilebilmektedir. Darbeleme işlemi yüksek enerjili bir hidrolik çekiç ile yapılır, böylece kolon boyunca eşit sıkıştırma ve yanal gerilme oluşur (Handy ve Spangler, 2007). Bu kolonların en önemli özelliği, imatları esnasında düşey darbeleme etkisi ile zemin içinde yanal gerilmelerin artışı sonrası yüksek dayanıma ve rijitliğe sahip olmalarıdır. Rijit kolonlar, yanal yayılma probleminin yaşanabileceği yumuşak zeminlerde darbeli kırmataş kolon ya da çimentolu kolonlar şeklinde zemin iyileştirme elemanı olarak uygulanabilir (Pockoski vd. 2018). Bu sistemler, zemin elemandaki sıkılaşma ve kayma gerilmelerindeki azalma etkisi ile heterojen zeminlerdeki sıvılaşma potansiyelinin azaltılması amacıyla yaygın olarak kullanılmaktadır. Literatürde, bu rijit kolonların zemine etki eden çevrimsel kayma gerilmelerinin azaltılmasındaki etkinliği konusunda görüş farklılıkları vardır. Tasarımda sıklıkla rijit kolonların ve zeminin uyumlu birim deformasyon gösterdiği kabulü yapılmaktadır. Adalier vd. (2003) tarafından sunulan santrifüj test sonuçları bu kabulü desteklemekle birlikte, Rayamajhi vd. (2013) deney sonuçları ve değerlendirmeleri bu kabulü eleştirmektedir. Rayamajhi vd. (2015, 2016) da ise bu etkileşim yorumlanarak, soketli rijit elemanlarda gerilme aktarımının daha iyi belirlenmesine yönelik yeni bir bağıntı önerilmiştir.

Bu çalışmada, Aydın'da yer alan proje sahasında beklenen aşırı oturmaları kontrol altına almak ve sıvılaşma potansiyelini azaltmak amaçlarına yönelik olarak Forajsız Donatısız Beton Kolon ve Darbeli Kıvrıma Kolon® elemanlarından oluşan kompozit zemin iyileştirme sistemi konu edilmiştir. Bu çalışmanın amacı, rijit kolonların imalatından sonra kohezyonsuz zeminde beklenen sıkılaştırmanın imalatlar öncesi ve sonrası uygulanan CPT testleri ile değerlendirilmesidir.

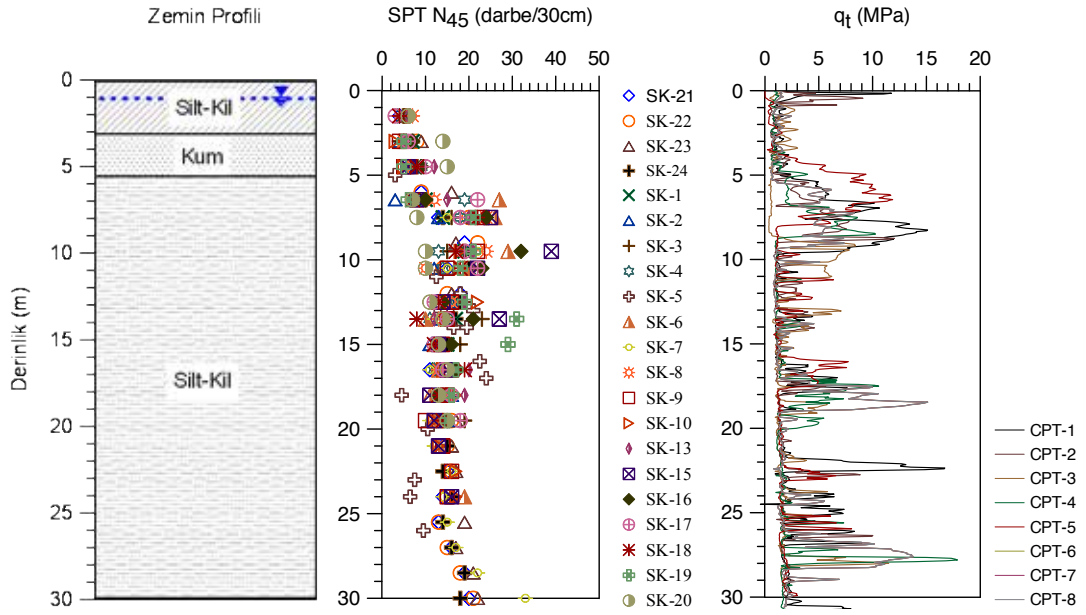
2. PROJE ALANI VE TEMSİLİ PROFİL

Proje kapsamında inşa edilen kağıt fabrikası Aydın İli Söke İlçesinde yer almakta olup, tesisin görünümü Şekil 1'de sunulmuştur. Tesiste gross temel gerilmeleri 150 kPa ile 300 kPa arasında tasarlanmıştır. Tesis gereklilikleri nedeniyle izin verilen oturma değerleri 7 - 25 mm aralığına düşen alışılmadık derecede düşük mertebelere düşmektedir.

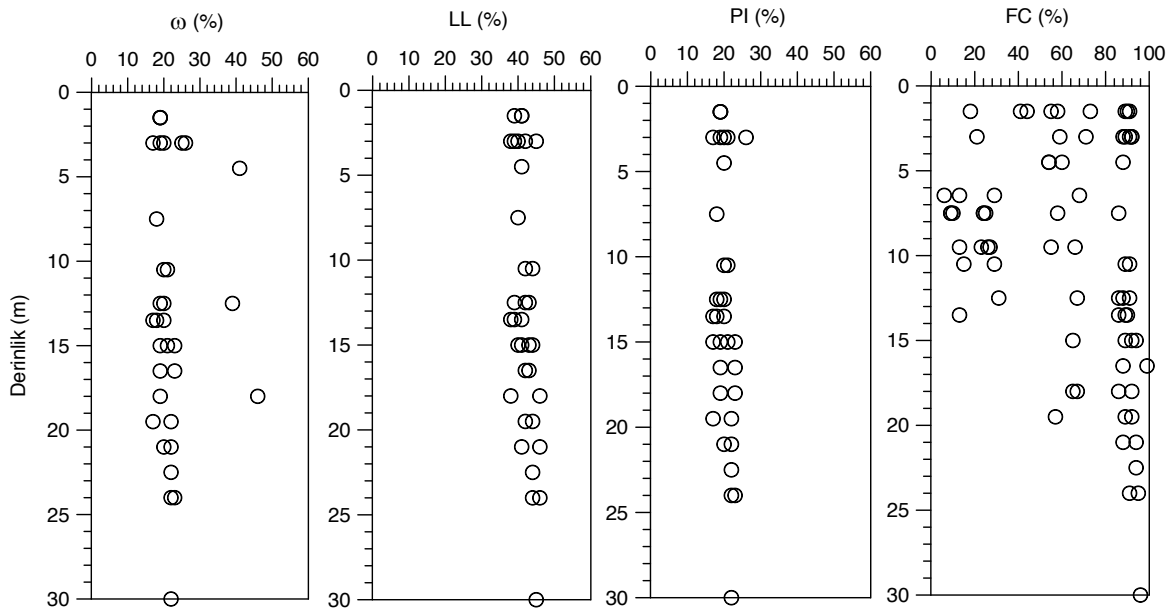


Şekil 1. Proje Sahasının Plan Görünüşü

Zemin araştırma çalışmaları kapsamında, 30 m derinliklere ulaşan sondaj ve koni penetrasyon deneyi (CPT) çalışmaları gerçekleştirilmiş, çeşitli derinliklerde standart penetrasyon deneyleri yapılmış, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Temsili zemin profili, standart penetrasyon deneyinden elde edilen N_{45} (darbe/30cm), koni penetrasyon deneyinden elde edilen düzeltilmiş uç direnci (q_t), doğal su muhtevası (ω), likit limit (LL), plastisite indisi (PI), ince dane oranı (FC) değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 2 ve Şekil 3'de gösterilmiştir.



Şekil 2. Temsili Zemin Profili, SPT N_{45} ve q_t – Derinlik İlişkisi



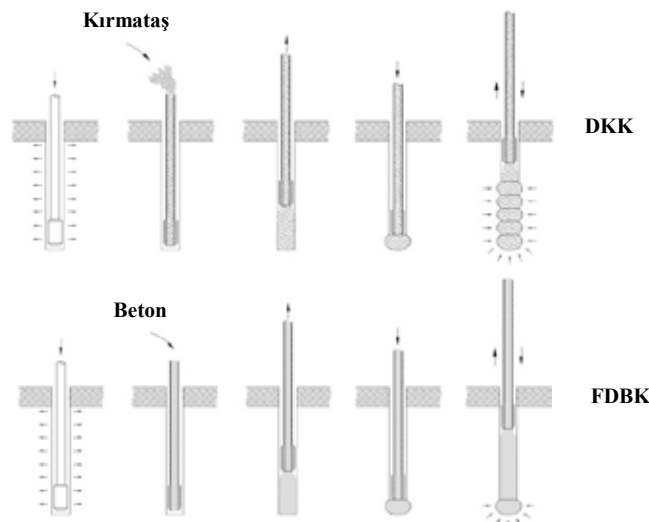
Şekil 3. w , LL, PI ve FC – Derinlik İlişkisi

Bu verilere göre zemin yüzeyinden itibaren 0.3m-0.5m kalınlığında bitkisel toprak tabakası geçildikten sonra, 5.0m derinliklere kadar yumuşak-orta katı siltli kil (CL) ve killi, kumlu silt (ML) tabakasını takiben, 1.5m-8.0m kalınlığında siltli kum (SM-SW) tabakası yer almaktadır. Bu birimin altında ise siltli kil tabakası devam etmektedir. Yeraltı su seviyesi 1.5-4.0 m derinlikleri arasında değişmektedir.

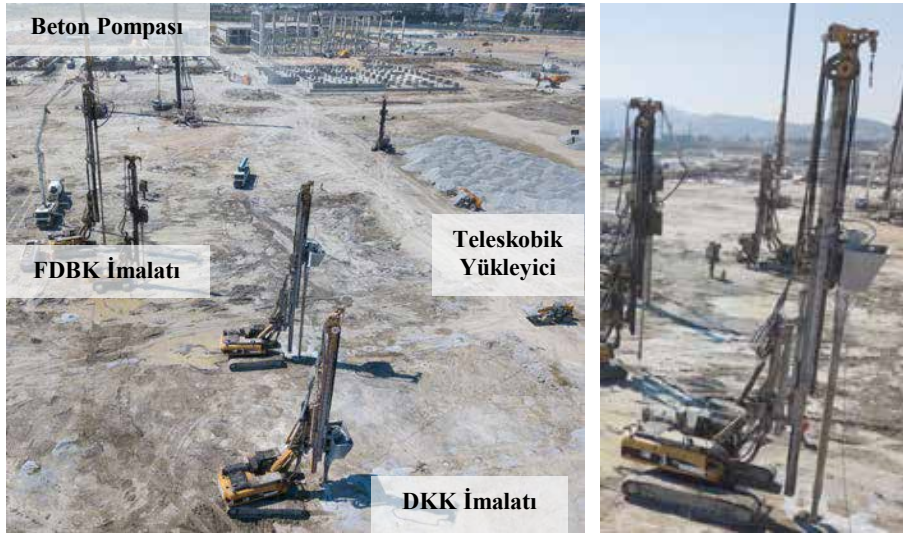
3. DKK VE FDBK KOMPOZİT SİSTEMİ İLE İYİLEŞTİRME

Geniş alanlara oturan yapılardan aktarılacak gerilmeler ile zemin profili birlikte değerlendirildiğinde, gevşek-orta sıklıktaki kum birimlerinin, sahaya özel sismik tehlike analizlerine göre sahaya özel yer ivme değeri 0.47g için $M_w=6.5$ büyüklüğündeki deprem yüklemesi altında sıvılaşmaya maruz kalarak taşıma güçlerini önemli ölçüde kaybetmeleri riski bulunduğu ve yumuşak-orta katı siltli kil / gevşek-orta sıkı kum birimlerde 67-105 cm mertebelerine ulaşan toplam oturmaların meydana gelebileceği öngörülmüştür. Kritik proje yapıları altında gerek yapısal performansı olumsuz yönde etkileyecek aşırı oturmaların gerekse de sıvılaşma tetiklenmesinin önlenmesi amacıyla zemin iyileştirme tedbirlerinin alınması gerekli görülmüştür. İyileştirme sistemini optimize etmek adına Impact® yöntemi ile imal edilecek 50 cm çaplı 18 m boyunda Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları, 40 cm çapında 18 m boyunda Forajsız Donatısız Beton Kolon (FDBK) elemanları ve forajla / vibrex olarak imal edilecek 40 m boyunda kazıkların (yapısal gerilmelerin durumuna göre kazık çapları 80 ve 100 cm olan) birlikte kullanıldığı kompozit bir iyileştirme sisteminin uygulanmasına karar verilmiştir. Forajla / vibrex olarak imal edilecek 40 m boyundaki kazıklar ana yük taşıyıcı elemanlar olarak tasarlanırken, bu kazıkların etrafındaki 18 m uzunluğundaki DKK ve FDBK elemanları kazıkları çevreleyen zeminde sıvılaşma/mukavemet ve rijitlik kaybına karşı direnci arttırılmış homojen bir kabuk tabakasının oluşturulması için kullanılmıştır. Böylelikle zemin yüzeyinde oluşabilecek toplam ve fark oturmaların üst yapıya olan olumsuz etkisinin azaltılması hedeflenmiştir. Ayrıca 40 m uzunluğunda tasarlanan vibreks kazıklar ile de ilk 18 metrede teşkil edilen kabuk tabakasının derinlerdeki görece daha rijit tabakaya bağlanması sağlanarak sahanın yanal salınım deplasmanlarının kontrolü hedeflenmiştir.

Tasarımda kolon boyları ve kareajları; i) 7-25 mm aralığında değişen izin verilebilir oturma kriteri, ii) deprem durumundaki zemin sıvılaşmasına karşı minimum güvenlik katsayısının 1.20 olması kriterleri gözetilerek seçilmiştir. DKK ve FDBK elemanları, zemin içine özel olarak dizayn edilmiş bir mandrelin, dinamik düşey darbeleme enerjisiyle birlikte statik bir güçle çakılmasıyla sıvılaşabilir zeminlerin sıkılaşmasına olanak sağlayan Impact® Sistemi ile imal edilmiş olup, imalat adımlarının şematik gösterimi ve sahadaki imalatlardan bir görünüm sırasıyla Şekil 4 ve Şekil 5’de gösterilmiştir. İmalat adımları şu şekilde özetlenmiştir:



Şekil 4. DKK ve FDBK yapım yöntemi



Şekil 5. Sahadaki imalattan görünüm

DKK İmalatı: Sahada Impact[®] Sistemi kullanılarak imal edilen Darbeli Kırmataş Kolon[®] elemanları için imalat adımları: (1) alt ucu kapalı olan 36 cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir; (2) mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur; (3) 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir. 100 cm yukarı / 67cm aşağı itme yöntemi ile uygulanan sıkıştırma işlemi sonunda 36 cm olan çap, 50 cm'ye genişler. İmalat aşamaları yüksek yoğunluklu kırmataşla birlikte yanal gerilmelerde önemli bir artış yaratarak, Impact[®] DKK elemanlarında tek eksenli dayanımı ve rijitliği sağlar (Handy 2001, Wissmann vd. 2001).

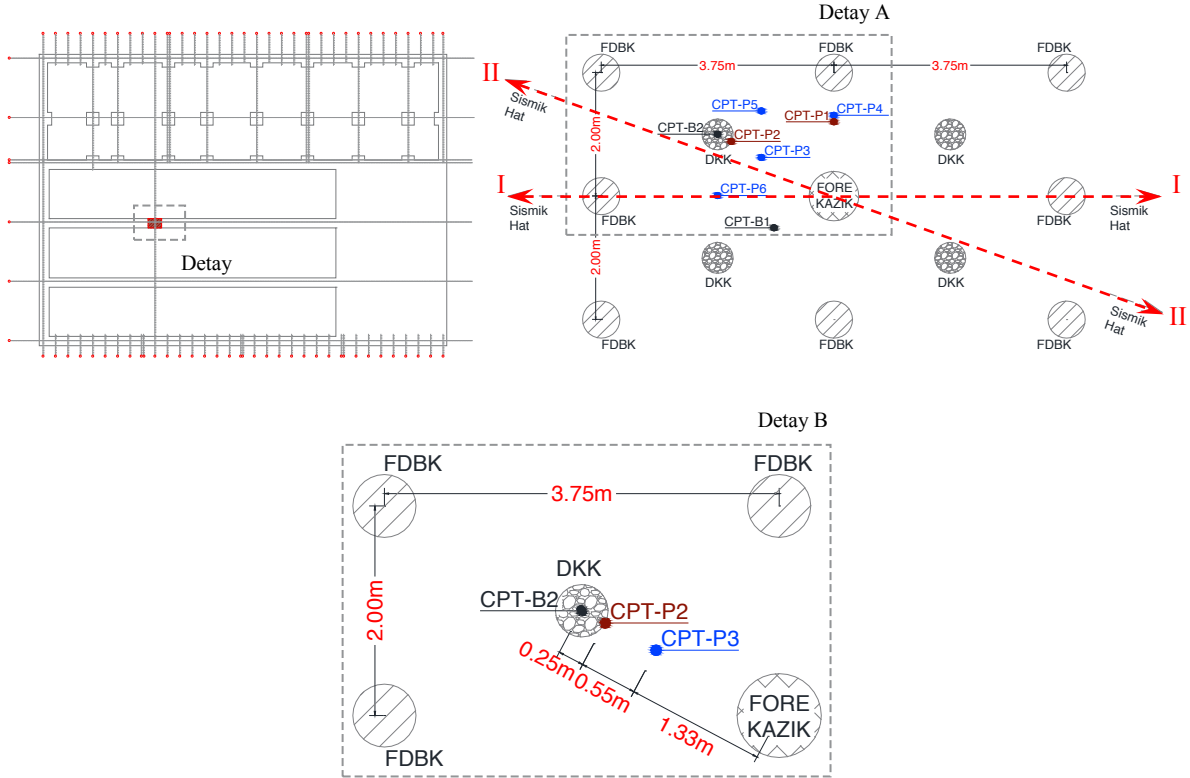
FDBK İmalatı: Sahada DKK imalatı gibi yerdeğiştirme sistemi kullanılarak imal edilen FDBK elemanları için imalat adımları: (1) alt ucu kapalı olan 40 cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir; (2) mandrel beton ile doldurulur; (3) 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak dip soğanı (bottom bulb) oluşturulur (4) mandrelin geri çekilmesiyle FDBK imalatı tamamlanır.

4. ZEMİN İYİLEŞTİRME ETKİNLİĞİ DENEY PROGRAMI

Kolon imatları sonrasında kolonlar arasındaki kohezyonsuz zeminde beklenen sıkılaştırmanın, imalatlar öncesinde ve sonrasında yapılan arazi testleri ile belirlenmesi için bir test programı oluşturulmuştur. Bu test programı kapsamında, üç test grubu oluşturulmuş, her grupta konik penetrasyon testleri (CPTu ve sismik CPTu) ve sismik deneyler yapılmıştır. Test yerleşim planı Şekil 6'da gösterilmiştir. Ayrıca, Şekil 6 Detay-B'de gösterildiği gibi, hücre merkezinde 80 cm çapında foraj yoluyla imal edilen kazık elemanından oluşan kompozit sistemin performansını ölçmek amacıyla hücre yükleme testi de yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında ise imalat öncesinde ve sonrasında yapılan CPT-B2, CPT-P2 ve CPT-P3 numaralı testlerden oluşan grup için test sonuçları sunulmuştur. Test hücresi, 18 m boylarındaki 2.0m x 2.0m yerleşimli 4 adet DKK ve 3.5m x 3.5m yerleşimli 8 adet FDBK elemanından oluşmaktadır.

Test aşamaları aşağıda özetlenmiştir:

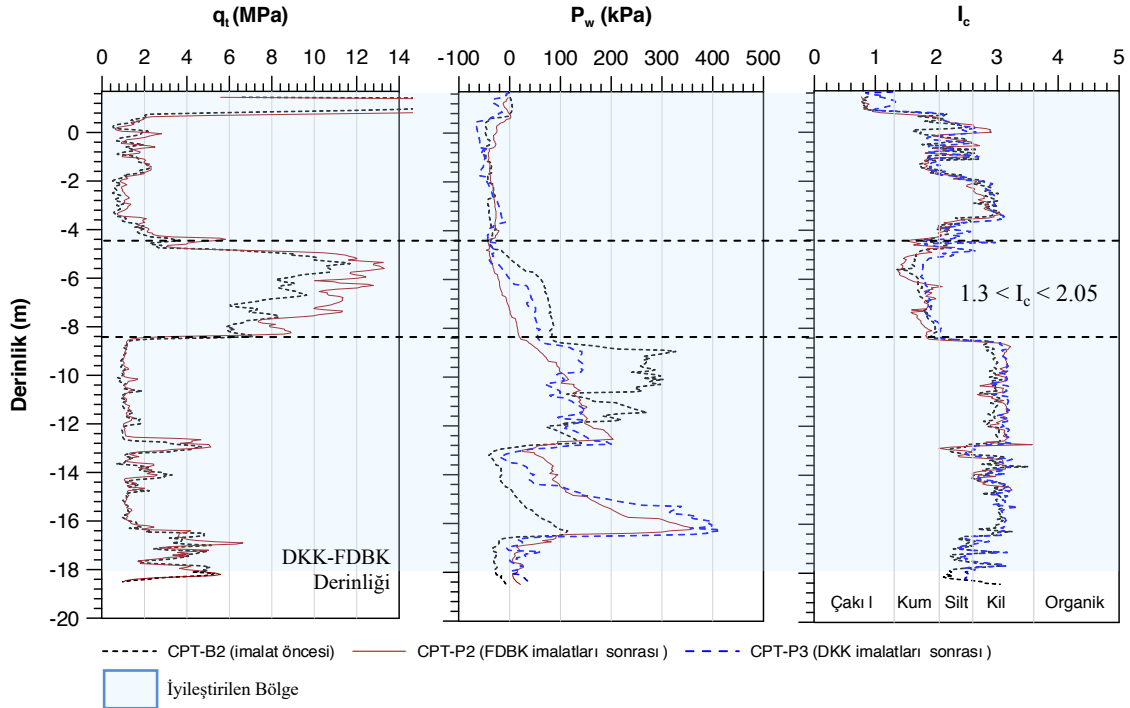
- Zemin iyileştirme hücre merkezinde 40 m boyunda fore kazık imalatı yapılmıştır.
- FDBK imalatı öncesi CPT testi yapılmıştır.
- FDBK imalatı yapılmıştır.
- FDBK elemanlarının imalatından 32 gün sonra, CPT testi yapılmıştır.
- DKK imalatı yapılmıştır.
- DKK elemanlarının imalatından 15 gün sonra, CPT testi yapılmıştır.



Şekil 6. Test Yerleşim Planı

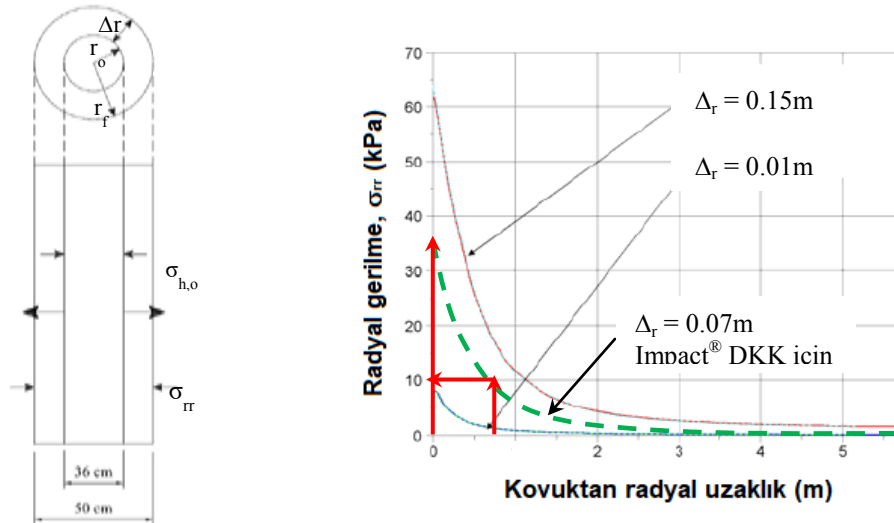
Şekil 7’de imalat öncesi ve sonrası CPT uç direncinin (q_t), boşluk suyu basıncının (p_w) ve zemin davranış tipi indeksinin (I_c) derinlik ile değişimi gösterilmiştir. FDBK imatları sonrasında yapılan CPT test sonuçları, uç direnci (q_t) değerlerinin yaklaşık % 27 kat arttığını gösterirken, boşluk suyu basıncı değerlerinin (p_w), yaklaşık -5 m ile -8 m derinlikler arasında olan kum tabakalarında negatif değerlere doğru azaldığını dolayısı ile zeminin daha genişlen bir davranış gösterme eğiliminde olacağını göstermiştir. DKK imatları sonrasında yapılan CPT test sonuçları ise, uç direnci değerlerinin genel olarak FDBK imatları sonrasında yapılan CPT uç direnci değerleri ile benzer olduğunu, ancak p_w değerlerinin arttığını göstermiştir. Yer değiştirme yöntemi ile yapılan imatlarda uzun vadede boşluk suyu basıncının sönümlenmesinin ardından, q_t değerlerinde artış olması beklenmektedir. CPT testleri DKK imalatından sadece 15 gün sonra yapıldığından, bu sürenin boşluk suyu basıncının sönümlenmesi için yetersiz kaldığı düşünülmektedir. Saftner vd. (2017) tarafından yapılan araştırma bu düşüncüyü destekler mahiyette olup, yaptıkları çalışmada kolon imalatından 1 ay sonra yapılan CPT testi uç direnci değerlerinde kolon imalatından hemen 1 gün sonra yapılan CPT testi uç direnci değerlerine oranla % 33 mertebelerinde bir artış olduğu görülmüştür. Kohezyonlu zeminlerde, penetrasyon direncinde önemli bir değişim beklenmemekle birlikte, Şekil 7’de gösterildiği gibi, FDBK

ve DKK imalatları sonrasında ölçülen CPT uç direnci, I_c değerlerinin 1.3 ile 2.05 (kaba daneli malzeme) aralığında arttığı anlaşılmıştır. Bu gözlemlerle uyumlu olarak Wissmann vd. (2015) tarafından yapılan çalışmada, zemin indeksinin, $I_c < 1,8$ olduğu (ince dane oranının az olduğu) zemin tabakalarında uç direncinde, q_c , 2-3 kat artış meydana geldiği, $I_c > 1,8$ olduğu zemin tabakalarında ise artışın minimum düzeyde olduğu belirtilmiştir.



Şekil 7. İmalatlar öncesi ve sonrası CPT test sonuçları

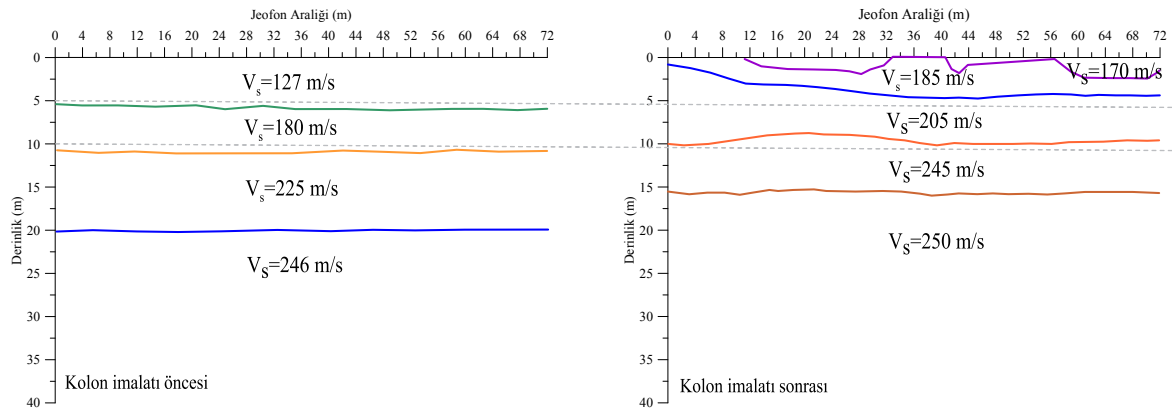
Uç direncindeki artış mekanizmasını açıklamak için taş kolon imalatının gerilme üzerindeki etkisi incelenmiştir. Şekil 8'de taş kolonlar ile zemin iyileştirme ve 0.01 m ve 0.15 m genişleme için radyal gerilme ile kovuktan radyal uzaklık ilişkisi (Kirsch, 2006) gösterilmiştir.



Şekil 8. 0.01 m ve 0.15 m genişleme için radyal gerilme – kovuktan radyal uzaklık ilişkisi (Kirsch, 2006).

DKK imalatları sonrasında yapılan CPT noktasındaki radyal gerilme artışı, Kirsch (2008) tarafından sunulan veriler kullanılarak Şekil 8'de yeşil kesikli çizgi ile gösterilmiştir. Kolon imalatları sonucunda radyal gerilmelerdeki artış, kohezyonsuz tabakalardaki sıkılaşmanın etkisiyle birlikte artan uç direnc değerlerinin mekanizmasını da açıklamaktadır.

Şekil 6'da yer alan test yerleşim planındaki I-I no'lu sismik hat üzerinde kolon imalatı öncesi ve kolon imalatı sonrası için kayma dalgası hız ölçümleri yapılmış olup, ölçüm sonuçları Şekil 9'da gösterilmektedir. Sahada mevcut farklı boy ve rijitliklerdeki kolonların varlığı sebebi ile yüzey sismik ölçümlerinin yorumlanmasında ciddi zorluklar yaşanmış olmakla birlikte, iyileştirme ve güçlendirme sonrası sahanın temsili $V_{s,30}$ değerinin 230 m/sn mertebelerine ulaştığı anlaşılmıştır. Bununla birlikte sahada oluşturulan kompozit zemin iyileştirmesi sonrası zemin rijitliğindeki artışın iyileştirme öncesi durumla kıyaslandığında %30 mertebelerinde olduğu görülmüştür.



Şekil 9. Yüzey sismik ölçümleri sonrası kayma dalgası hız dağılımı

5. SONUÇLAR

Bir kağıt fabrikası temel zemininde beklenen aşırı oturmaları kontrol altına almak ve sıvılaşma tetiklenme ve sonrasındaki sorunları bertaraf etmek amaçlarına yönelik olarak, 50 cm çapında Impact® Sistemi ile Darbeli Kırmataş Kolon® (DKK) ve 40 cm çapında Forajsız Donatısız Beton Kolon (FDBK, GeoConcrete® Column (GCC)) elemanlarına ek olarak temel gerilmelerinin yoğunlaştığı bölgelerde 80 cm çapında 40 m boyunda fore/vibreks kazıklar kullanılarak kompozit bir zemin iyileştirme çözümü tasarlanmıştır. Bu rijit elemanların imalatından dolayı kohezyonsuz zeminlerdeki sıkılaşma ve kayma dalgası hız değişimi kolon imalatları öncesinde ve sonrasında yapılan CPT ve yüzey sismik testleri ile değerlendirilmiştir. Sismik testler sonrasında sahanın temsili $V_{s,30}$ değerinin 230 m/s ve zemin rijitliğindeki artışın %30 mertebelerine ulaştığı görülmüştür. Elde edilen CPT sonuçlarına göre konik uç direnci değerlerinde % 30-60 artış olduğunu göstermiştir. Bu artışa sebep olan mekanizmanın, FDBK ve DKK rijit elemanların imalatı nedeniyle radyal gerilmelerin artması ve kolon imatları sırasındaki titreşime bağlı olarak kohezyonsuz tabakaların sıkılığının artması olarak ortaya konulmuştur.



KAYNAKLAR

- Handy, R. L. and Spangler, M. G. (2007), “Geotechnical Engineering: Soil and Foundation Principles and Practice” 5th ed. The McGraw-Hill Companies, New York.
- Pockoski, M., Metcalfe, B. and Wissmann, K. J. (2018), “Support of High Rise Building on Organic and Alluvial Deposits Using Rigid Inclusions. Practice on the Cutting Edge” Presented by ASCE Metropolitan Section – Geo-Institute Chapter. New York.
- Rayamajhi, D., et. al. (2013), “Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils“ Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE.
- Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., and Baez, J. I. (2003), “Stone columns as liquefaction counter-measure in non-plastic silty soils” Soil. Dyn. Earthquake Eng. Bradford.
- Rayamajhi, D., et. al. (2015), “Dynamic Centrifuge Tests to Evaluate Reinforcing Mechanisms of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE.
- Rayamajhi, D., et. al. (2016), “Dense Granular Columns in Liquefiable Ground. I: Shear Reinforcement and Cyclic Stress Ratio Reduction” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE.
- Handy, R. L. (2001), “Does Lateral Stress Really Influence Settlement?” ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 623-626.
- Wissmann, K.J., Moser, K. and Pando, M.A. (2001), “Reducing Settlement Risks in Residual Piedmont Soils Using Rammed Aggregate Pier Elements” Proceedings ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.
- Saftner, D. A., Zheng, J., Green, R. A., Hryciw, R. and Wissmann, K.J. (2017), “Rammed Aggregate Pier Installation effect on Soil Properties” Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Wissmann, K.J., Ballegooy, S., Metcalfe, B.C., Dismuke, J.N. and Anderson, C. K. (2015), “Rammed Aggregate Pier Ground Improvement as a Liquefaction Mitigation Method in Sandy and Silty Soils” In: 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Christchurch, New Zealand.
- Kirsch, F. (2006), “Vibro Stone Column Installation and its Effect on Ground” GuD Geotechnik und Dynamik GmbH, Berlin, Germany.
- Kirsch, F. (2008), “Evaluation of Ground Improvement by Groups of Vibro Stone Columns using Field Measurements and Numerical Analysis” GuD Geotechnik und Dynamik GmbH, Berlin, Germany.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

JEOPOLİMER BAZLI STABİLİZER İÇEREN GROUT İLE TEMEL ZEMİNİ İYİLEŞTİRİLMESİ

GROUND IMPROVEMENT OF FOUNDATION USING GROUT WITH GEOPOLYMER BASED STABILIZER

Hamza GÜLLÜ¹

Ahmed ALİ AGHA²

ABSTRACT

In this work, geopolymerized stabilizers (frequently used in concrete technology in civil engineering) added grout are aimed to research for soil improvement (injection, permeability, compaction, jet-grouting) of foundation. Rheological properties of geopolymerized stabilizer (slag) added (10%) to cement are experimentally investigated and its potential use is assessed for soil improvement. Results indicate that geopolymerized stabilizers added grout could be beneficial for soil improvement. This work is presented within a research project that is still under evaluation for findings.

Key Words: Geopolymer, foundation, soil improvement, rheology.

ÖZET

Bu çalışmanın amacı, inşaat mühendisliğinde özellikle beton teknolojisinde kullanılan jeopolimer esaslı stabilizer katkılarının grout uygulamaları ile temel zemininin iyileştirilmesindeki (enjeksiyon, geçirimsizlik, sıkıştırma, jet-grouting) kullanılabilirliğini irdelemektir. Çimentoya %10 oranında ilave edilen jeopolimerleştirilmiş stabilizerin (cüruf) deneysel olarak reolojik özellikleri incelemiş ve zemin iyileştirmedeki kullanım potansiyeli değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgular, jeopolimer esaslı stabilizerin grout ile yapılan zemin iyileştirmesinde faydalı olabileceğine işaret etmiştir. Bu çalışma bir araştırma projesi kapsamında sunulmuş olup proje bulgularının değerlendirilmesi halen devam etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Jeopolimer, temel, zemin iyileştirme, reoloji.

1. GİRİŞ

Çimento kullanılmaksızın, alüminosilikat oluşumlu atık (waste) veya yan ürün (by-product) malzemeler (uçucu kül, cüruf, taban külü, v.s.) ile alkali aktivasyona sahip sodyumhidroksit, potasyumhidroksit, kalsiyumhidroksit v.s. ve sodyumsilikat kimyasallarının birleşmesi sonucu elde edilen jeopolimer, sağladığı bağlayıcılık özelliği ve

¹ Prof. Dr., Gaziantep Üniv., İnşaat Müh. Böl., hgullu@gantep.edu.tr

² İnş. Y. Müh., Gaziantep Üniv., İnşaat Müh. Böl., ahmedaghatr22@gmail.com

buna bağlı olarak gösterdiği mukavemet ve durabilite performanslarından dolayı inşaat mühendisliğinde özellikle çimentosuz beton uygulamalarında kullanılmaktadır. Çimentosuz grout ile temel zemini iyileştirmesi için de oldukça iyi bir aday olabilir. Ayrıca, alkali aktivator reaksiyonlarında jeopolimerleştirme prosesi (soğuk bağlama yöntemi) ile yapısal değişme uğrayan alüminosilikatlar (jeopolimer esaslı stabilizerler) da çimentoya belirli oranlarda katılarak groutun fiziksel, mekanik ve reolojik özelliklerine katkı sağlayabilir. Bu çalışmada çimentoya katılan jeopolimerleştirilmiş alüminosilikatların (atık malzeme) grout üzerindeki reolojik (akım veya pompalanma) etkisi hakkında bir ön çalışma sunulmaktadır.

Alkali aktivasyonlu bağlayıcılık özelliği gösteren jeopolimerler beton teknolojisinde başlıca, yüksek basınç mukavemeti (Guo vd., 2010), hızlı sertleşme (Lee ve Van Deventer, 2002), yangına karşı direnç (Lyon vd., 1997), alkali agrega reaksiyonlarına karşı direnç (García-Lodeiro vd., 2007), düşük ısı iletimi (Lyon vd., 1997) ve donma çözünmeye karşı direnç (Gifford ve Gillott, 1996) performansları ile katkı sağlamaktadırlar. Jeopolimerlerin grout olarak (çimentosuz) veya çimento ile bağlayıcı olarak temel zemininin iyileştirilmesi uygulamalarında kullanımı da mevcut olup, yeni çalışmalara gereksinim duyularak öneriler sunulmakta ve jeopolimer malzemeden daha fazla fayda sağlamak için araştırmacılara ufuk açmaktadır. Uçucu kül ile aktivite edilen jeopolimerler jet grout uygulamasında mukavemet, büzülme ve boşluk oranları üzerinde anlamlı etkiler göstermiştir (Cristelo vd., 2013). Başarılı jeopolimer grout tasarımları için mukavemet ve mikroyapı üzerinde suyun etkisi araştırılmış, işlenebilirlik ve mukavemet üzerinde değişimler olduğu gözlenmiştir (El Idrissi vd., 2018). Alüminosilikat malzemelerin (cüruf, uçucu kül, v.s.) dane parçacıklarının jeopolimer bağlayıcıların su ihtiyacı ve reolojisi üzerinde etkili olduğu bildirilmektedir (Provis vd., 2010). Jeopolimerleştirme prosesinde soğuk bağlama yöntemi (cold bonded method) ile atık maddelerden oluşan alüminosilikat stabilizerleri ile elde edilen “jeopolimer esaslı stabilizer” katkıların çimentoya ilave edilerek grout uygulamaları ile temel zemininin iyileştirilmesi oldukça yeni bir konu olup (Güllü vd., 2019), zemin iyileştirilmesi alanında potansiyel olarak araştırmaya değer bulunmaktadır.

Bu bildirinin amacı, soğuk bağlama yöntemi kullanılarak elde edilen jeopolimerleştirilmiş alüminosilikat stabilizer (cüruf) katkının çimentoya ilave edilmesi ile oluşturulan grout bağlayıcısının temel zemininin iyileştirilmesinde kullanılabilirliğini irdelemektir. Bu kapsamda bir ön araştırma olarak reolojik (akım) davranışa bakılmıştır. Bu bildiride sunulan çalışma, yazarların yürütücü ve araştırmacı olarak çalıştığı bilimsel araştırma projesindeki çalışmaların bir kısmını içermekte olup, projeden elde edilen bulguların kapsamlı olarak değerlendirilmesi halen devam etmektedir. Groutun reolojik özelliklerinde sağladığı katkı ile beraber, atık malzemeden üretilen jeopolimer stabilizerin grout bağlayıcılarında çimento ile yer değiştirerek kullanıldığında ekonomik ve çevre dostu fayda da sağlayabilir. Ayrıca, jeopolimerler ile temel zemininin iyileştirilmesi ülkemizde yeni bir konu olduğundan, bu bildirinin jeopolimerlerin ülkemizde tanınması ve uygulanması açısından yararlı olacağı düşünülmektedir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışma kapsamında, jeopolimerleştirilmiş alüminosilikat içerikli atık cürufun, çimentoya %10 oranında eklenmesi (ağırlıkça %90 çimento+%10 jeopolimerleştirilmiş stabilizer) ile elde edilen grout bağlayıcısının viskozimetre deneyi yapılmış ve reolojik özellikleri belirlenmiştir. Reolojik bulgular olarak, kayma gerilmesi-kayma hızı ve

viskozite-kayma hızı grafikleri çizilmiş, plastik viskozite ve akma (yield) gerilmesi hesaplanmış ve groutun akım davranışları değerlendirilmiştir.

Grout bağlayıcısında (çimento+jeopolimerleştirilmiş stabilizer) ana malzeme olarak CEM I 42.5R türü katkısız geleneksel Portland çimentosu kullanılmıştır. Jeopolimer stabilizer elde etmek için kullanılan alüminosilikat içerikli atık malzeme ise yüksek fırın cürufudur (İskenderun Demir Çelik Fabrikası). Cürufun kimyasal yapısı %10.6 Al₂O₃ ve 40.4% SiO₂'den oluşmakta olup, dane çapı 0.037mm'den küçüktür.

Jeopolimerleşme için kullanılan alkali aktivatörler ise sodyum hidroksit (NaOH) ve sodyum silikat (Na₂SiO₃)'dır. Alkali aktivasyon konsantrasyonu (12M), alkali aktivatörler oranı ((NaOH)/ (Na₂SiO₃)=2.5) ve alkali aktivator/alüminosilikat oranı ((Na₂SiO₃+NaOH)/(cüruf)=0.35) literatür tecrübelerinden faydalanılarak (Al Bakri vd., 2012; Güllü vd., 2019) ve laboratuvarında deneme groutları dökülerek belirlenmiştir.

Jeopolimerleştirilmiş stabilizer, pellet makinesinde soğuk bağlama yöntemi ile literatürde (Perumal and Sivakumar, 2014; Güllü vd., 2019) uygulanan ve önerilen prosedürler (20 dakikalık pellet süresi, 4-5 dakikada bir 2 dakika süreyle alkali aktivator püskürtülmesi, katı formda elde edilen jeopolimer esaslı stabilizerlerin plastik çuvallara konularak laboratuvar koşullarında (23±3°C ve %55–%65 nem) 24 saat bekletilmesi, deneyden önce hava kurusu olarak 7 gün bekletilmesi) uygulanarak elde edilmiştir. Deneylerde kullanılan jeopolimerleştirilmiş stabilizerin dane çapları 1mm'den küçük olup, birleştirilmiş zemin sınıflandırmasına (USCS) göre iyi derecelendirilmiş kum olarak sınıflandırılabilir.

Deneysel çalışmada grout reolojisi, grout bağlayıcısının “çimento+stabilizer” “Su”/Bağlayıcı” oranı w/b=1 için araştırılmıştır. Groutun w/b=1 olduğu karışımların bütün zemin iyileştirme yöntemleri (enjeksiyon, geçirimsizlik, sıkıştırma, jet-grouting) için pratikte kullanılabilir ortak bir kıvam oranı olduğu söylenebilir (Celik ve Canakci, 2018). Ağırlıkça w/b=1 oranında su ve bağlayıcı (%90 çimento+%10 jeopolimerleştirilmiş stabilizer) laboratuvar ortamında (23±3°C ve %55–%65 nem) uygun sürelerde karıştırılarak grout numunesi elde edilmiş ve reolojik deneyler yapılmıştır.

Groutun reolojik deneyleri, viskozimetre cihazı ile DIN 53019-1 standardına uygun olarak 500s⁻¹, 571.43s⁻¹, 642.86s⁻¹, 714.29s⁻¹, 785.71s⁻¹, 857.14s⁻¹, 928.57s⁻¹ and 1000s⁻¹ kayma hızlarında yapılmıştır. Deneylerde hem yükselen (ascending-2 dakika) hem azalan (descending-2 dakika) ölçümler alınmış olup yükselen eğilimli (ascending-2 dakika) grafik kullanılarak, kayma gerilmesi ve viskozite (anlık) ölçülmüş, kayma gerilmesi-kayma hızı ve viskozite-kayma hızı grafikleri çizilmiş ve bu grafikler kullanılarak groutun akma (yield) gerilmesi ve plastik viskozitesi hesaplanmıştır. Ayrıca, reolojik grafiklerden reolojik davranış belirlenerek, grout reolojisi değerlendirilmiştir. Groutun akma gerilmesi ve plastik viskozite karakteristikleri modifiye Bingham davranışı varsayılarak hesaplanmıştır (Sahmaran vd., 2008).

3. BULGU VE TARTIŞMA

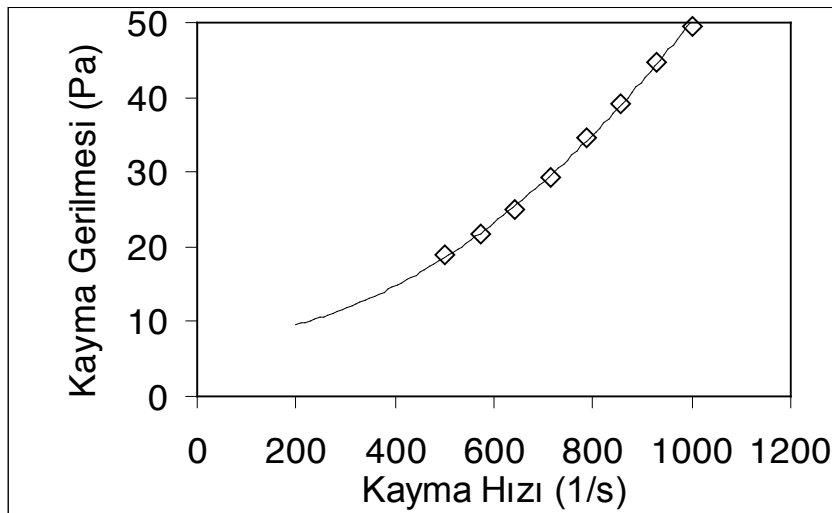
Grout reolojisinin kayma gerilmesi-kayma hızı (rate) grafiği Şekil 1'de, viskozite-kayma hızı (rate) grafiği Şekil 2'de gösterilmektedir. Grout karakteristiklerinden akma gerilmesi ve plastik viskozite değerleri ise Çizelge 1'de verilmektedir. Pratikte grout

uygulamalarında, kayma gerilmesini pompa basıncı, kayma hızını ise pompa hızı olarak nitelendirebiliriz (Güllü vd., 2019).

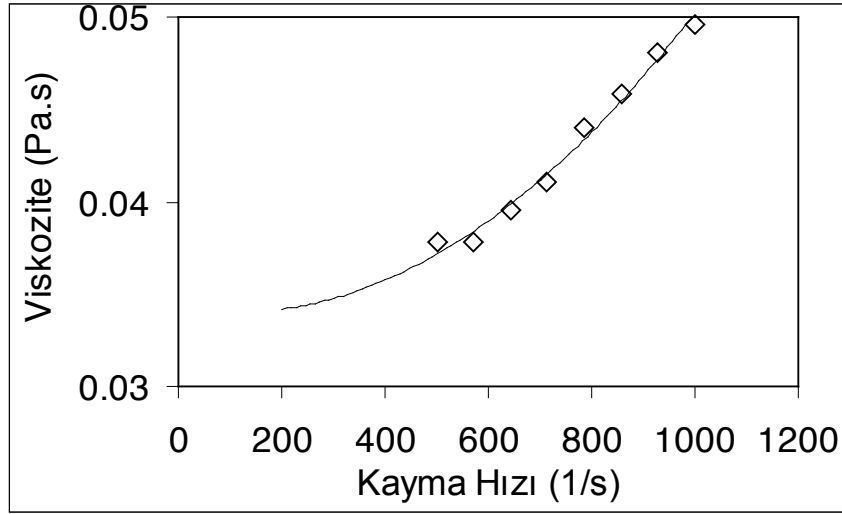
Reolojik bulgulardan görüldüğü üzere, pompa hızı arttığında, pompa basıncı da artmaktadır (Şekil 1). Aynı şekilde, grout viskozitesi de pompa hızı ile artmaktadır (Şekil 2). Şekil 1 ve Şekil 2’de bulunan pompalama esnasındaki groutun reolojik davranışına dilatant (shear thickening) davranış, yani hız arttığında katılaştıran (thick) grout davranışı denir. Dilatant davranış, yeterli miktarlarda küçük çaplı danelerden ve düşük miktarlarda kaba danelerden oluşan grout karışımlarında gözlemlenebilir. Dilatant davranışta, viskozite hız ile birlikte arttığı için özellikle yüksek pompa hızlarında grout akımının gerçekleştirilebilmesi için yüksek enerjilere ihtiyaç duyulurken, düşük pompa hızlarında nispeten daha düşük enerjilerde pompalama sağlanabilir (Feys vd., 2009). Bu yüzden, jeopolimer esaslı stabilizer içeren groutların düşük pompa hızlarında pompalanarak zemin iyileştirilmesinin yapılması önerilir. Böylece enerji tasarrufuna da katkı sağlanır.

Bu çalışmanın dahil olduğu bilimsel araştırma projesi kapsamında detaylı olarak incelenen, ancak ayrıntıları bu çalışmada sunulmayan Portland çimentolu groutun reolojik davranışı da, jeopolimerleştirilmiş grout gibi dilatant olarak bulunmuştur. Bu durum, akım davranışı açısından jeopolimerleştirilmiş groutun Portland çimentolu grouta alternatif olabileceğine işaret etmektedir.

Ayrıca, yine Portland çimentosunun reolojik davranışından elde edilen tepkiler (kayma gerilmesi, viskozite) ile kıyaslandığında, jeopolimerleştirilmiş stabilizer groutun pompalama esnasında gösterdiği tepkilerin (kayma gerilmesi, viskozite) (Şekil 1; Şekil 2) Portland çimentolu groutun tepkilerine çok yakın olduğu anlaşılmıştır. Benzer şekilde, Çizelge 1’de verilen jeopolimer groutun akma gerilmesi ve plastik viskozite değerlerinin de Portland çimentosu değerlerinden anlamlı olarak farklı seviyelerde olduğu söylenemez. Pratik uygulamalarda iyileştirme çalışmalarında, geleneksel olan ve çoğunlukla kullanılan Portland çimentosunun reolojik davranış ve tepkilerini referans (ölçüt) olarak kabul edebiliriz. Bunun bir sonucu olarak, hem reolojik davranış, hem reolojik tepkiler ve hem de reolojik karakteristikler bakımından jeopolimerleştirilmiş stabilizerlerin, grout ile zemin iyileştirmesinde iyi bir potansiyele sahip olduğu anlaşılmakta ve pratikte uygulamacılar için faydalı olabileceği ortaya çıkmaktadır.



Şekil 1. Kayma Gerilmesi-Kayma Hızı Davranışı



Şekil 2. Viskozite-Kayma Hızı Davranışı

Çizelge 1. Akma gerilmesi ve Plastik Viskozite

Parametre	Değer
Akma gerilmesi (Pa)	7.87
Plastik Viskozite (Pa.s)	0.004

4. SONUÇ

Bu çalışmada, jeopolimer esaslı stabilizer (cüruf) içeren (%10) groutun reolojik özellikleri irdelenmiştir. Sonuç olarak, jeopolimer stabilizerli groutun hem davranış (dilatant) hem de tepkiler (kayma gerilmesi, viskozite) açısından geleneksel olarak kullanılan Portland çimentolu grouta benzer pompalama özellikleri gösterdiği bulunmuştur. Elde edilen bulgular, jeopolimer esaslı stabilizerin grout ile temel zemininin iyileştirilmesinde potansiyel olarak faydalı olabileceğine işaret etmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Gaziantep Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yönetim Komisyonunca desteklenmiştir (Proje No: MF.YLT.18.19).

KAYNAKLAR

Al Bakri, M., Mohd, A., Kamarudin, H., Abdulkareem, O.A., Ghazali, C.M.R., Rafiza, A.R. ve Norazian, M.N. (2012), "Optimization of Alkaline Activator/Fly Ash Ratio On The Compressive Strength of Manufacturing Fly Ash-Based Geopolymer", Applied Mechanics and Materials, 110-116, 734-739.



- Celik, F. ve Canakci, H. (2018), “Examination of The Mechanical Properties and Failure Pattern of Soilcrete Mixtures Modified With Rice Husk Ash”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. Doi:10.1080/19648189.2018.1458656.
- Cristelo, N., Glendinning, S., Fernandes, L. ve Pinto, A.T. (2013), “Effects of Alkaline-Activated Fly Ash and Portland Cement On Soft Soil Stabilization”, *Acta Geotechnica*, 8, 395-405.
- DIN 53019-1., “Viscometry-Measurement of Viscosities and Flow Curves By Means of Rotational Viscometers-Part 1: Principles and measuring geometry”, Doi: org/10.1122/1.550017.
- El Idrissi, A.C., Roziere, E., Loukili, A. ve Darson, S. (2018), “Design of Geopolymer Grouts: The Effects of Water Content And Mineral Precursor”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 22, 628-649. Doi: 10.1080/19648189.2016.1214183.
- Feys, D., Verhoeven, R. ve De Schutter, G. (2009), “Why is Fresh Self-Compacting Concrete Shear Thickening?”, *Cement and Concrete Research*, 39, 510-523.
- Garcia-Lodeiro, I., Palomo, A. ve Fernández-Jiménez, A. (2007), “Alkali-Aggregate Reaction In Activated Fly Ash Systems”, *Cement and Concrete Research*, 37(2), 175-183.
- Gifford, P.M. ve Gillott, J.E. (1996), “Freeze-Thaw Durability of Activated Blast Furnace Slag Cement Concrete”, *Materials Journal*, 93(3), 242-245.
- Güllü, H., Cevik, A., Al-Ezzi, K.M. ve Gülsan, M.E. (2019), “On The Rheology of Using Geopolymer For Grouting: A Comparative Study With Cement-Based Grout Included Fly Ash And Cold Bonded Fly Ash”, *Construction and Building Materials*, 196, 594-610.
- Guo, X., Shi, H. ve Dick, W.A. (2010), “Compressive Strength And Microstructural Characteristics of Class C Fly Ash Geopolymer”, *Cement and Concrete Composites*, 32(2), 142-147.
- Lee, W.K.W. ve Van Deventer, J.S.J. (2002), “The Effect of Ionic Contaminants On The Early-Age Properties of Alkali-Activated Fly Ash-Based Cements”, *Cement and Concrete Research*, 32(4), 577-584.
- Lyon, R.E., Balaguru, P.N., Foden, A., Sorathia, U., Davidovits, J. ve Davidovics, M. (1997), “Fire-Resistant Aluminosilicate Composites”, *Fire and Materials* 21(2), 67-73.
- Perumal, G. ve Sivakumar, A. (2014), “Performance Evaluation Of Alkali Activated Fly Ash Lightweight Aggregates”, *Engineering Journal*, 18(1), 77-86. Doi: 10.4186/ej.2014.18.1.77.
- Provis, J.L., Duxson, P. ve Van Deventer J.S.J. (2010), “The Role of Particle Technology In Developing Sustainable Construction Materials”, *Advanced Powder Technology* 21(1), 2-7.
- Sahmaran, M., Özkan, N., Keskin, S.B., Uzal, B., Yaman, İ.Ö. ve Erdem, T K. (2008), “Evaluation Of Natural Zeolite as a Viscosity-Modifying Agent For Cement-Based Grouts”, *Cement and Concrete Research*, 38, 930-937.

Kil Zeminin Yüksek Fırın Cürufu ile Stabilizasyonunun Araştırılması

A. OKUCU¹, T. BİLGE GÜNDÜZ²

¹Balıkesir Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Çağış

²Seyrantepe Mah.Altınay Çaltı İş Merkezi No:29/6 Kağıthane İSTANBUL

Yerleşkesi 10145 BALIKESİR

okucu@balikesir.edu.tr

Özet

Bu çalışmada kil zeminin yüksek fırın cürufu ile stabilizasyonu araştırılmıştır. Bu amaçla bentonit kiline katkı olarak yüksek fırın cürufu ve yüksek fırın cürufu+kireç katılmıştır. Çalışmada bentonit kiline % 0, 5, 10, 15 oranlarında yüksek fırın cürufu ilave edilerek yüksek fırın cürufu ve bu oranlara %10 kireçte ilave edilerek yüksek fırın cürufu+kireç katkılı numuneler hazırlanmıştır. Homojen olarak karıştırılan katkılı numuneler üzerinde hidrometre, özgül yoğunluk, likit limit, plastik limit, kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneysel çalışmalar sonunda, CH sınıfı yüksek plastisiteli killi zeminlerde atık malzeme olan yüksek fırın cürufunun stabilizasyon malzemesi olarak değerlendirilebileceği ve bu sayede ekonomiye ve çevre kirliliğine katkı sağlanabileceği düşünülmektedir.

Anahtar kelimeler: Stabilizasyon, Bentonit, Yüksek Fırın Cürufu, Kireç

Abstract

Examination of Stabilization of Clay Soil with Blast Furnace Slag

In this study stability of clay soil with blast furnace slag was examined. For this purpose blast furnace slag and furnace slag+lime mixture added to bentonite clay. In this study furnace slag added to bentonite clay at %5,%10,%15 rates. In addition to the above samples %10 limes added to some slag+bentonite samples too. Homogeneously mixed samples were subjected to hydrometer, specific density, liquid limit, plastic limit, compaction and none confined pressure tests. As a result of experiments it is considered that blast furnace slag can be put to good use on high plasticity CH class clay soils. Soil stability can be improved by adding blast furnace slag and this action can contribute to economy and environmental protection.

Keywords: Stabilization, Bentonite, Blast furnace slag, Lime

1. Giriş

Zemin stabilizasyonu genel olarak zemini daha stabil hale getirmek için, zeminin olumsuz özelliklerini düzeltmek amacıyla yapılan işlemlerdir. Zeminin olumsuz özelliklerini gidermek amacıyla kireç, uçucu kül, çimento vb. katkı malzemeleri katarak yapılan iyileştirme kimyasal stabilizasyondur [1].

Yüksek fırın cürufu çelik üretiminden sonra çıkan bir atık malzemedir. Her üretilen 1 ton çelikten 300 kg cüruf oluşmaktadır. Yüksek fırın cürufunun aslında atık malzeme olarak adlandırılmasının ana sebeplerinden biri zemin güçlendirici olarak kullanılmasıdır. Yüksek fırın cürufu yapı olarak çimentoyla benzer özellik taşımaktadır, puzolanik bir malzemedir. Bu sebepten dolayı yüksek fırın cürufu iyileştirme katığı olarak kullanılabilir [2].

Stabilizasyonla, bentonit kilinin şişme özelliğinin azaltılması ve mukavemetinin artırılması amaçlanmaktadır. Şişme özelliğinin azaltılması için katkı malzemesi olarak kireç kullanılmıştır. %100 Kil'e göre plastisite indisleri düşmüş ve işlenebilirlik artmıştır. Kirecin ayrıca bir özelliği de puzolan malzeme olan yüksek fırın cürufu ile reaksiyona girmesidir. Böylece kil içindeki boşluklar jelimsi kıvamdaki kimyasal bileşimlerle doldurulmuş olur.

2. Materyal ve Metod

Bu çalışmanın amacı zemin stabilizasyonunda yüksek fırın cürufunun kullanım olanaklarının araştırılmasıdır. Çalışmada kullanılan yüksek fırın cürufu Ereğli Demir Çelik (Erdemir) fabrikasından elde edilmiş ve öğütülerek boyutu 150 mikronun altına indirilmiştir. Tablo 1'de yüksek fırın cürufunun analiz raporu verilmiştir.

Tablo 1: Erdemir yüksek fırın cürufu analiz raporu

Özellik	(%)
Çözünmeyen Kalıntı (%)	0.38
SiO ₂ (%)	37.38
Fe ₂ O ₃ (%)	0.93
Al ₂ O ₃ (%)	16.00
CaO (%)	37.22
MgO (%)	5.98
SO ₃ (%)	2.12
Kızdırma Kaybı (%)	5.38
Bilinmeyen (%)	0.32
Rutubet (%)	8.00
Özgül Yoğunluk	2.85
Blaine (cm ² /gr)	3480
Basınç Dayanımı (N/mm ²) (7 Gün)	10.7

Çalışmada bentonit kiline % 0, 5, 10, 15 oranlarında yüksek fırın cürufu (YFC) ilave edilerek yüksek fırın cürufu ve bu oranlara %10 kireçte ilave edilerek yüksek fırın cürufu+kireç katkılı numuneler hazırlanmıştır (Tablo 2). Hazırlanan katkı numuneler üzerinde özgül yoğunluk, hidrometre, likit limit, plastik limit, kompaksiyon, günlük-7günlük-28günlük serbest basınç dayanımı deneyleri yapılmıştır[3, 4]. Deney sonuçlarına göre numunelerin zemin sınıfı, özgül yoğunlukları, plastisite indisi, maksimum kuru birim hacim ağırlığı, optimum su içeriği ve serbest basınç dayanımları belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan bentonit kilinin kimyasal ve geoteknik özellikleri Tablo 3 ve 4, sönmüş kirecin özellikleri Tablo 5'te verilmiştir. Çalışmada TS EN 459-1 standartlarına uygun sönmüş kireç kullanılmıştır.

Tablo 2 Kullanılan katkı oranları

Numune No	Katkılı Numuneler
1	%100 Kil
2	%100 Kil + %5 YFC
3	%100 Kil + %10 YFC
4	%100 Kil + %15 YFC
5	%100 Kil + %5 YFC + %10 Kireç
6	%100 Kil + %10 YFC + %10 Kireç
7	%100 Kil + %15 YFC + %10 Kireç

Tablo 3 Bentonit kilinin kimyasal özellikleri

Özellik	(%)
Al ₂ O ₃	20
Fe ₂ O ₃	1.4
CaO	1.9
MgO	4.5
Na ₂ O	3.2
K ₂ O	0.55
TiO ₂	0.12
SiO ₂	59.5

Tablo 4 Bentonit kilinin geoteknik özellikleri

Geoteknik Özellikleri	Deney Sonuçları
Kum (%)	-
Silt (%)	48.481
Kil (%)	51.519
Likit Limit (W _L) (%)	113.18
Plastik Limit (W _p) (%)	44.1
Plastisite İndisi (I _p) (%)	69.08
Özgül Yoğunluk (G _s)	2.82
Zemin Sınıfı TS 1500	CH
Optimum Su Muhtevası (w _{opt}) (%)	49
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (γ _{kmaks}) (kN/m ³)	10.9
Serbest Basınç Deneyi Kayma Dayanımı q _u (Günlük) (kPa)	61.09
Serbest Basınç Deneyi Kayma Dayanımı q _u (7 Gün Kürlü) (kPa)	527.91
Serbest Basınç Deneyi Kayma Dayanımı q _u (28 Gün Kürlü) (kPa)	594.50

Tablo 5. Sönmüş kirecin özellikleri

Özellik	(%)
CO ₂	7
CaO + MgO	80
SO ₃	2
MgO	10
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃ +SO ₃	5
Özgül Yoğunluk	2.30

2.1. Hazırlanan zemin numuneleri üzerinde yapılan deneyler ve sonuçları

Hazırlanan katkılı numuneler üzerinde özgül yoğunluk (G_s), hidrometre, likit limit (W_L), plastik limit (W_p), kompaksiyon, günlük-7günlük-28günlük serbest basınç dayanımı

deneyleri yapılmıştır. Serbest basınç deneyi için karışımlar optimum su içeriği değerlerinde hazırlanmış ve kürde bekletilmiştir. Deney sonuçlarına göre numunelerin zemin sınıfı, özgül yoğunluğu, plastisite indisi (I_p), maksimum kuru birim hacim ağırlığı (γ_{kmaks}), optimum su içeriği (w_{opt}) ve serbest basınç dayanımları (q_u) belirlenmiş ve deney sonuçları Tablo 6'da sunulmuştur. Likit limit ve plastisite indisine değerleri ile TS 1500'e göre zemin sınıfları belirlenmiştir (Tablo 6).

Tablo 6. Deneysel sonuçları

Numune No	Zemin Sınıfı	G _s	W _L (%)	W _p (%)	PI (%)	γ _k maks (kN/m ³)	W _{opt.} (%)	q _u (kN/m ²)		
								Günlük	7 Günlük	28 Günlük
1	CH	2.82	113.18	44.10	69.08	10.90	49.0	61.09	527.91	594.50
2	CH	2.85	91.22	37.50	53.72	11.79	41.7	172.01	580.08	700.61
3	CH	2.91	90.74	46.20	44.54	13.40	30.6	176.53	597.54	921.56
4	CH	2.87	121.23	53.19	68.04	13.14	38.0	173.58	465.44	954.71
5	MH	2.97	102.71	57.10	45.61	12.14	36.6	183.59	619.61	658.44
6	CH	2.96	114.70	64.70	50.00	11.61	47.5	180.25	683.74	782.01
7	CH	2.89	95.15	41.20	53.95	13.01	29.0	214.77	774.95	846.34

3. Değerlendirme

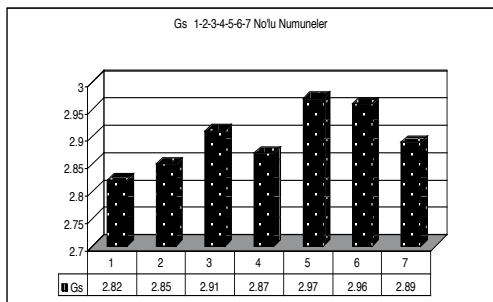
Hazırlanan katkılı numunelerin Tablo 6 da verilen deney sonuçlarına göre aşağıda verilen grafikler çizilmiş ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

Hidrometre deney sonuçları

Hidrometre analiz sonuçlarına göre killi zeminin (bentonit kilinin) ve karışımların zemin sınıfı CH olarak belirlenmiştir. Sadece %100Kil+%5YFC+%10Kireç katkılı zeminin sınıfı MH olarak belirlenmiştir. Silt oranının artması tanelerin boyutunun büyüdüğünü gösterir. Dolayısıyla bu boyut büyümesinin karışımların mukavemetinin artmasına da neden olacağı düşünülmektedir.

Özgül yoğunluk deney sonuçları

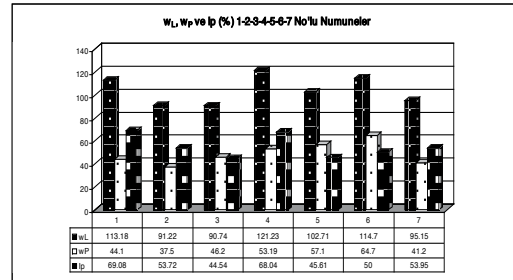
%100Kile göre YFC ve YFC+Kireç katkıları artış göstermiştir. En yüksek özgül yoğunluk değeri %100Kil+%5YFC+%10Kireç karışımında bulunmuştur (Şekil 1).



Şekil 1. Katkılı numunelerin özgül yoğunluk grafiği

Kıvam limitleri deney sonuçları

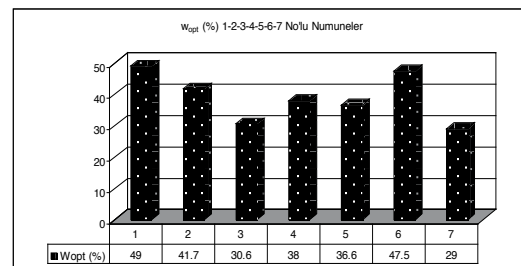
%100Kil'e göre YFC ve YFC+Kireç katkıları plastisite indislerini düşürmüştür. En düşük plastisite indisi %100Kil+%10YFC karışımında görülmüştür. %100Kil+YFC katkılı karışımlara göre %5 ve %15YFC katkılı karışımlara kireç katkısı plastisite indislerini düşürmüştür (Şekil 2).



Şekil 2. Katkılı numunelerin likit limit, plastik limit ve plastisite indisi ilişkisi grafiği

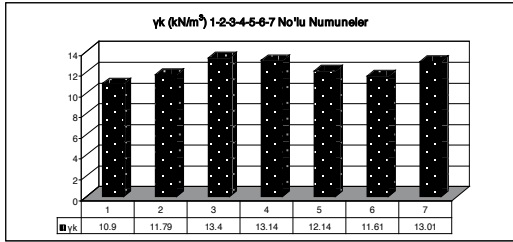
Kompaksiyon özellikleri

%100Kile göre YFC ve YFC+Kireç katkıları su içeriklerini düşürmüştür. Katkılı numunelerde en düşük optimum su içeriği değeri %100Kil+%15YFC+%10Kireç karışımında elde edilmiştir. %100Kil+YFC'li karışımlarda en düşük optimum su içeriği %100Kil+%10YFC karışımında görülmüştür. %100Kil+%5 ve %15 YFC'li karışımlara göre %5 ve %15 YFC katkılı karışıma kireç katkısı su içeriklerini düşürmüştür (Şekil 3).



Şekil 3. Katkılı numunelerin optimum su içeriği grafiği

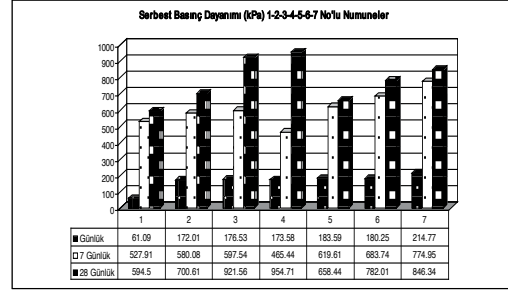
%100Kile göre YFC ve YFC+Kireç katkıları kuru birim hacim ağırlıkları arttırmıştır. Katkılı numuneler üzerinde yapılan kompaksiyon deneyinde en yüksek kuru birim hacim ağırlık %100Kil+%10YFC ve %100Kil+%15YFC'de elde edilmiştir. Karışımlarda %10 kireç katkısı karışımların, kuru birim hacim ağırlıklarını genel olarak düşürmüştür. %100Kil+%5YFC karışımına göre %5YFC katkıli karışıma kireç katkısı kuru birim hacim ağırlığı arttırmıştır. En yüksek kuru birim hacim ağırlık %100 Kil+%10YFC karışımında görülmüştür (Şekil 4).



Şekil 4. Katkılı numunelerin kuru birim hacim ağırlık grafiği

Katkılı numunelerin serbest basınç dayanımları

%100Kil'e göre YFC katkıli numunelerde günlük, 7 ve 28 günlük numunelerin genel olarak serbest basınç dayanımları arttırmıştır. En yüksek dayanımlar 28 günlük kürde bekleyen numunelerde görülmüştür. En yüksek dayanım 28 günlük kürde bekleyen %100Kil+%15YFC karışımında görülmüştür. %100Kil'e göre YFC+Kireç katkısı dayanımları arttırmıştır. %100Kil+YFC karışımına göre kireç katkısı günlük numunelerde dayanımları arttırmış, 28 günlük numunelerde azaltmıştır. En yüksek dayanım 28 günlük kürde bekleyen %100Kil+%15YFC karışımında görülmüştür (Şekil 5).



Şekil 5. Katkılı numunelerin serbest basınç dayanımı grafiği

4. Sonuçlar

Hidrometre analiz sonuçlarına göre killi zeminin (bentonit kilinin) ve karışımların zemin sınıfı CH olarak belirlenmiştir. Sadece %100Kil+%5YFC+%10Kireç katkıli zeminin sınıfı MH olarak belirlenmiştir. Silt oranının artması tanelerin boyutunun büyüdüğünü gösterir. Dolayısıyla bu boyut büyümesinin karışımların mukavemetinin artmasına da neden olacağı düşünülmektedir. Zemine, katkı maddeleri katıldığında %100Kil'e göre plastisite indislerinin azaldığı görülmüştür. Plastisite indisinin azalması işlenebilirliği (zemin serme gibi) artırır, bu da istenilen bir özelliktir. Zeminin plastisitesinin artması, sıkışma ve şişme potansiyelinin artmasına, kazı ve dolgu işlerinde zorlukların ortaya çıkmasına yol açmaktadır. Karışımların %100Kil'e göre özgül yoğunlukları artış göstermiştir. Kireç katkıli karışımlarda daha yüksek özgül yoğunluklar bulunmuş ve en iyi sonuç %100Kil+%5YFC+%10Kireç karışımında görülmüştür. YFC'nin özgül yoğunluğuna yüksek olduğu için özgül yoğunlukların %100Kil'e göre artması olası bir durumdur. Genel olarak kil zemine YFC ve YFC+kireç katkısı maksimum kuru birim hacim ağırlıkları arttırmış (γ_{kmax}) optimum su içeriklerini (w_{opt}) azaltmıştır. %100Kil+%10YFC katkısında en yüksek maks. kuru birim hacim ağırlık ve en düşük su içeriği, %100Kil+%15YFC+%10Kireç katkısında en yüksek maks. kuru birim hacim ağırlık ve en düşük su içeriği değerleri elde edilmiştir. Kuru birim hacim ağırlığındaki artış zeminin taşıma gücünün artmasına, geçirimsizliğin, boşluk oranı ve porozitenin azalmasına ve oturmaların engellenmesine neden olur. Karışımların günlük, 7 ve 28 günlük serbest basınç dayanımları %100Kil numunesine göre daha yüksek değerler

almıştır. En yüksek dayanımlar 28 günlük kürde bekleyen numunelerde görülmüştür. En yüksek dayanım 28 günlük kürde bekleyen %100Kil+%15YFC karışımında görülmüştür. Kireç katkısının numuneyi gevreklettiği gözlemlenmiştir. Yüksek fırın cürufu puzolanik malzeme olduğu için dayanımını daha geç alır. Bu sebepten en yüksek mukavemet değerlerinin 28 günlük kürde bekleyen numunelerde görülmesi beklenen bir durumdur. Bu çalışmada sonuç olarak yüksek fırın cürufunun yüksek plastisiteli zeminlerin stabilizasyonunda kullanılabilmesi böylece ekonomiye katkı sağlayacağı ve çevre kirliliğini azaltacağı düşünülmektedir.

Mimarlık Sempozyumu, Bildiriler CD, 11-12-13 Eylül, S:93-103.

- [8] Kavak, A. ve Bilgen, G. (2005). “Yüksek Fırın Cürufu ve Kirecin Katkı Olarak Kil Üzerindeki Etkileri ve Yol Yapımında Kullanımının Araştırılması”, I. Geoteknik Sempozyumu, Adana.

Kaynaklar

- [1] Ilıcalı, M. (1998). Karayolu Üstyapısında Erdemir Cürufunun Kullanılabilirliğinin Araştırılması, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2] Bilim, C. (2006). Yüksek Fırın Cürufu Katkısının Çimento Tabanlı Malzemelerde Kullanılabilirliği, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- [3] TSE 1900-2, (2006). “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri – Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini”, Ankara.
- [4] TSE 1900 – 1, (2006). “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri – Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini”, Ankara.
- [5] Taşçı, G. (2011). Problemlerli Kil Zeminin Geoteknik Özelliklerine Silis Dumanı ve Kireç Katkısının Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.
- [6] Aydın, S. (2010). Yenikent (Ankara) Yerleşim Alanı Killerinin Kireç ve Uçucu Külle Geoteknik Özelliklerinin İyileştirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- [7] Turabi A., Okucu A. ve Değirmenci N. (2002). “Fosforik Asit Üretim Atığı Fosfojipsin Stabilizasyon Malzemesi Olarak Kullanım Olanaklarının Araştırılması”, Balıkesir Üniversitesi, IV. Mühendislik-



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ÖNGERMELİ DONATILI ZEMİNLERDE TAŞIMA GÜCÜNÜN SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF BEARING CAPACITY ON PRESTRESSED REINFORCED SOILS

Ömer YEŞİLTEPE¹

Yakup TÜREDİ²

Murat ÖRNEK³

ABSTRACT

Recently, the researches and practices to improve the bearing capacity of the soils are increasing with advancing in technology and construction processes. One of the methods of soil improvement is using reinforcements inside soils. When the prestress procedure is applied to these reinforcements, the bearing capacity of the reinforced soils can be increased compared with non-prestressed reinforcement cases.

In this study, the behavior of the geogrid reinforcements with single layer and double layer at different depths have been placed under the uniformly loaded strip footing rested on the sand and simulated using Plaxis 2D software based on the finite element method. Firstly, numerical analyzes were performed under prestressed conditions with single layer of reinforcement. Then numerical analyzes were repeated by placing reinforcements in double layers. The relations such as bearing capacity-prestressing force, bearing capacity-reinforcement depth, bearing capacity-reinforcement width were obtained. The effects of the footing width (B), the first reinforcement depth (u), the reinforcement width (Br), the distance between the reinforcements (h) and the prestressing forces (T₁ and T₂) on the ultimate bearing capacity (q₀) were investigated using these relations. In addition, the ultimate bearing capacity of the prestressed reinforced soil (q_{pr}) and the ultimate bearing capacity of the non-prestressing reinforced soil (q_r) were compared with the ultimate bearing capacity of the non-reinforcement case (q₀) to interpret the amount of the improvements using bearing capacity ratios; BCR₁ and BCR₂.

Keywords: Bearing capacity, prestressed reinforcement, numerical analyses, soil improvement.

ÖZET

Günümüzde, gelişen teknoloji ve artan yapılaşma ile birlikte yapı temellerinin oturduğu zeminlerin taşıma gücünü iyileştirmeye yönelik araştırma ve uygulamalar günden güne artmaktadır. Zemin iyileştirme yöntemlerinden birisi de zeminlerin donatılarla iyileştirilmesidir. Zeminin taşıma gücünü artırma adına yerleştirilen bu donatılara

¹ Öğr. Gör., Kilis 7 Aralık Üniversitesi, omeryesiltepe@kilis.edu.tr

² Arş. Gör., İskenderun Teknik Üniversitesi, yakup.turedi@iste.edu.tr

³ *Doç. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, murat.ornek@iste.edu.tr (yazışma yapılacak yazar)

Ömer Yeşiltepe, Yakup Türedi, Murat Örnek

öngörme uygulandığında ise donatılı zeminlerin taşıma gücünde, öngörmesiz donatı ile iyileştirilmiş zeminlerin taşıma gücünden daha fazla artış sağlanabilmektedir.

Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis 2D yazılımı kullanılarak oluşturulan kum zemin ortamında düzgün yayılı yüke maruz bırakılmış şerit temelin altına, farklı derinliklerde tek tabaka ve çift tabaka olmak üzere geogrid donatılar yerleştirilmiştir. İlk olarak tek tabakalı öngörmeli koşullarda sayısal analizler yapılmıştır. Daha sonra iki tabaka halinde donatılar yerleştirilerek yine öngörmeli koşullarda sayısal analizler tekrarlanmıştır. Bu sayısal analizler sonucunda taşıma gücü-öngörme kuvveti, taşıma gücü-donatı derinliği, taşıma gücü-donatı genişliği ilişkileri elde edilmiştir. Bu bağıntılar yardımıyla, temel genişliğinin (B), ilk donatı derinliğinin (u), donatı genişliğinin (B_r), donatılar arası mesafenin (h) ve öngörme kuvvetlerinin (T_1 ve T_2) nihai taşıma kapasitesi (q_0) üzerinde etkileri incelenmiştir. Ayrıca, öngörmeli donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_{pr}) ile öngörmesiz donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_r) değerleri, donatısız durumda nihai taşıma kapasitesi (q_0) değerine oranlanarak meydana gelen iyileşmelerin mertebeleri (taşıma kapasitesi oranları; BCR_1 ve BCR_2) yorumlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Taşıma gücü, öngörmeli donatı, sayısal analiz, zemin iyileştirme.

1. GİRİŞ

Dünyada alt yapıya verilen önemin artmasıyla birlikte zeminin taşıma gücünün artırılmasına yönelik birçok çalışma yapılmış ve günümüzde de yapılmaya devam edilmektedir. Geosentetik kullanarak zemin iyileştirme son yıllarda geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan bir zemin iyileştirme tekniğidir. Zayıf zemine geosentetik yerleştirmek suretiyle oturumları azaltarak zeminin taşıma gücünü arttırmak mümkündür.

Geosentetiklerin farklı zemin türleri için nasıl sonuçlar verdiğini araştırmak için birçok deneysel ve analitik çalışmalar yapılmıştır. Binquet ve Lee (1975) tarafından metal şeritlerle donatılandırılmış kum zemin üzerinde laboratuvar çalışmaları yapılmıştır. Shivashankar vd. (1993) tarafından geogridle güçlendirilmiş bir zeminin taşıma kapasitesindeki iyileşmenin, kayma tabakası etkisi, sınırlama etkisi ve sürşarj etkisi olarak adlandırılan üç bileşenden oluştuğu ileri sürülmüş ve bu bileşenlerin her birinin etkisini hesaplamak için çeşitli bağıntılar önerilmiştir. Kurian vd. (1997) tarafından, üç boyutlu (3D) doğrusal olmayan bir sonlu elemanlar programı kullanılarak yatay donatı katmanlarıyla güçlendirilmiş betonarme bir sistem modellenmiştir. Bununla birlikte aynı modeli laboratuvar ortamında deneye tabi tutulmuş ve laboratuvar deney sonuçları ile sayısal analiz sonuçları arasında iyi bir uyum olduğu tespit edilmiştir. Deb vd. (2007) tarafından farklı sayıda geosentetik tabaka ile güçlendirilmiş granüler zemin için Pasternak kesme tabakası kullanılarak sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır. Alamshahi ve Hataf (2009) tarafından, donatılandırılmış kum şevinde ankrajların geogride sağladığı etkiler üzerinde bir seri sonlu elemanlar analizleri ve laboratuvar çalışmaları yapılmıştır. Donatılandırılmış şevlerde oturan rijit şerit temellerin taşıma kapasitesinin, donatıya ankraj eklenerek önemli ölçüde artırılabilirliği tespit edilmiştir. Madhaviatha ve Somwanshi (2009) tarafından farklı geosentetik tiplerle donatılandırılmış kum zemine oturan kare temel üzerinde laboratuvar model deneyleri ve sayısal analizler yapılmıştır. Çalışmalarda donatılandırma tipi, gerilme dayanımı, donatılandırılan bölgenin derinliği, geosentetik tabakanın aralığı ve donatılandırma tabakalarının genişliği gibi parametrelerin taşıma gücüne etkileri araştırılmıştır. Jayamohan ve Shivashankar (2012) tarafından ön gerilmeli geosentetik donatıyla güçlendirilmiş zayıf zemine oturan kare temellerin taşıma gücünün artışı incelemek amacıyla laboratuvar ölçekli bir model oluşturulmuştur. Bu model

Öngermeli Donatılı Zeminlerde Taşıma Gücünün Sayısal Analizi

üzerinde temel altındaki granüler tabaka kalınlığının, öngörme miktar ve yönünün taşıma gücüne etkilerinin incelendiği sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiş ve sonucunda geogride öngörme uygulanmasının, temelin oturmasında azalma, yük taşıma kapasitesinde de iyileşmeye neden olduğunu tespit edilmiştir.

Bu çalışmada da farklı geogrid donatı yerleşim düzenleri içinde donatıda öngörmenin taşıma gücü üzerindeki etkileri sonlu elemanlar yöntemini esas alan PLAXIS 2D yazılımı ile araştırılmıştır.

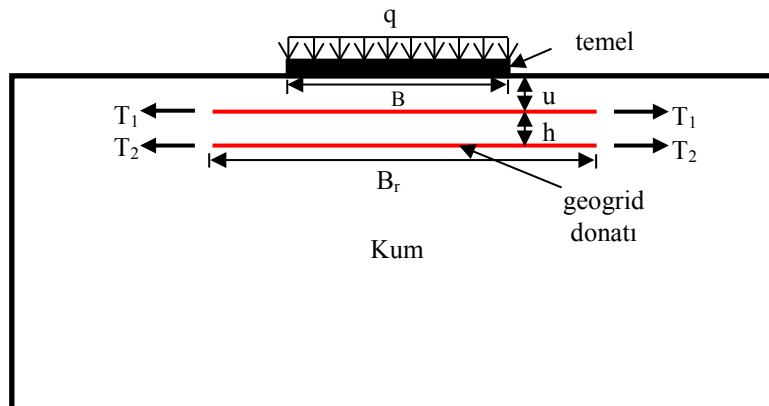
2. SAYISAL ANALİZ

Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis 2D yazılımı kullanılarak oluşturulan kum zemin ortamında düzgün yayılı yüke maruz bırakılmış şerit temelin altına farklı derinliklerde tek tabaka ve çift tabaka olmak üzere geogrid donatılar yerleştirilmiştir. İlk olarak tek tabaka olarak yerleştirilen donatılara kademeli olarak artırılan öngermeler uygulanarak bir seri sayısal analiz yapılmıştır. Daha sonra iki tabaka halinde donatılar yerleştirilerek sayısal analizler tekrarlanmıştır. Bu sayısal analizler sonucunda taşıma gücü-öngörme kuvveti, taşıma gücü-donatı derinliği, taşıma gücü-donatı genişliği gibi grafikler elde edilmiştir. Bu grafikler yardımıyla, temel genişliğinin (B), ilk donatı derinliğinin (u), donatı genişliğinin (B_r), donatılar arası mesafenin (h) ve farklı öngörme kuvvetlerinin (T_1 ve T_2) nihai taşıma kapasitesine (q_0) üzerinde etkileri incelenmiştir. Ayrıca, öngermeli donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_{pr}) ile öngermesiz donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_r) değerleri, donatısız durumda nihai taşıma kapasitesi (q_0) değerine oranlanarak meydana gelen iyileşmelerin mertebeleri (taşıma kapasitesi oranları; BCR_1 ve BCR_2) yorumlanmıştır (Eşitlik 1, 2). Sayısal analize konu olan problemin geometrisi Şekil 1’de verilmiştir.

$$BCR_1 = \frac{q_{pr}}{q_0} = \frac{\text{öngermeli donatılı durum için nihai taşıma gücü değeri}}{\text{donatısız durum için nihai taşıma gücü değeri}} \quad (1)$$

$$BCR_2 = \frac{q_r}{q_0} = \frac{\text{öngermesiz donatılı durum için nihai taşıma gücü değeri}}{\text{donatısız durum için nihai taşıma gücü değeri}} \quad (2)$$

Analizlerde kullanılan zemine ait bilgiler Çizelge 1’de verilmiştir. Sayısal analizlerde, düzlem birim deformasyon koşulları kabul edilmiş ve drenajlı koşullarda gerçekleştirilmiştir. Donatı eksenel rijitliği, EA , 10^5 kN/m olarak girilmiştir.



Şekil 1. Sayısal analizlerde oluşturulan geometri

Ömer Yeşiltepe, Yakup Türedi, Murat Örnek

Çizelge 1. Zemin malzeme özellikleri

Parametre	Birimi	Değeri
γ_n	kN/m ³	19.00
γ_{doymun}	kN/m ³	20.00
E_{50}^{ref}	kN/m ²	4.5 x 10 ⁴
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	4.5 x 10 ⁴
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	1.8 x 10 ⁴
c	kN/m ²	1.00
ϕ	derece	35.00
ψ	derece	5.00

Bilindiği üzere sonlu elemanlar prensibiyle çalışan Plaxis 2D programı ile belirlenen ağ sıklığı durumuna göre çalışmanın yapılacağı zemin ortamını sonlu elemanlara bölmektedir. Bu ağ oluşturma durumu, problemin büyüklüğüne göre bazı durumlarda sonuçlara etki edebilmektedir. Bundan dolayı kullanılacak ağ sıklığı durumuna karar vermek gerekmektedir. Çalışmaya konu olan model karmaşık bir yapıya sahip olmadığından ağ sıklığının etkisi ihmal edilebilir mertebelerde kalmıştır. Bu çalışmada analizlere başlamadan önce, aynı koşullar altında 2m genişliğinde şerit temele farklı yükler uygulanarak farklı sıklığa sahip ağ durumları altında oluşan yer değiştirmeler incelenmek suretiyle kullanılacak ağ sıklığına “orta sıkı-medium” olarak karar verilmiştir.

2.1. Öngermeli Tek Donatılı Durum

Oluşturulan sayısal modelde, temel genişliği (B), ilk donatı derinliği (u), donatı genişliği (B_r), ve öngörme kuvveti (T₁) değiştirilerek bu parametrelerin nihai taşıma kapasitesi (q₀) üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu incelemeler için yapılan analizler sonucunda elde edilen, öngermeli donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_{pr}), öngermesiz donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_r) değerleri ve donatısız durumda nihai taşıma kapasitesi (q₀) değerine oranlanarak meydana gelen iyileşmelerin mertebeleri (taşıma kapasitesi oranları; BCR₁ ve BCR₂) yorumlanmıştır. Tek öngermeli durumda kullanılan değişkenlere ait bilgiler Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 2. Öngermeli tek donatılı durum parametreleri

Parametre	Kullanılan Değerler	Birim
Donatıya uygulanan öngörme (T₁)	50 / 100 / 150 / 200	kN/m
Temel genişliği (B)	2 / 2.5 / 3 / 3.5	m
Donatı genişliği (B_r)	2 / 2.5 / 3 / 3.5 / 4	m
İlk Donatı derinliği (u)	0.25 / 0.5 / 0.75 / 1	m

Öngörme kuvvetinin temelin taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D’de 2m genişliğe sahip şerit temel ve bu temelin 0.5m altına 3m genişliğinde donatı modellenmiştir. İlk olarak donatı pasif hale getirilerek donatısız durum için taşıma kapasitesi (q₀) elde edilmiştir. Daha sonra donatı aktif edilerek herhangi bir öngörme uygulanmadan analiz yapılmış ve öngermesiz donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_r) elde edilmiştir. Bu işlemin ardından donatıya sırasıyla 50 / 100 / 150 / 200 kN/m’lik öngörme kuvvetleri uygulanarak analizler yapılmıştır. Bu analizlere ilişkin sonuçlar Çizelge 3’de verilmiştir.

Öngermeli Donatılı Zeminlerde Taşıma Gücünün Sayısal Analizi

Çizelge 3. Öngörme etkisi (tek donatılı durum)

T_1 (kN/m)	q_{pr} (kPa) öngermeli donatılı	q_r (kPa) öngermesiz donatılı	q_0 (kPa) donatısız
50	1928	1937	1445
100	1976	1937	1445
150	2018	1937	1445
200	2006	1937	1445

Analizi yapılan model için en iyi taşıma kapasitesinin alındığı analiz $T_1=150$ kN/m öngörme kuvvetinin uygulandığı analizden elde edilmiştir. Bu nedenle bundan sonraki tüm analizlerde T_1 kuvveti 150 kN/m olarak kabul edilmiştir.

İlk donatı derinliğinin temelin taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D’de 2m genişliğe sahip şerit temel ve sırasıyla 0.25 / 0.50 / 0.75 / 1 m altına 3m genişliğinde donatı modellenmiştir. Her derinlik için $T_1 = 150$ kN/m öngörme kuvveti uygulanmış ve analizler yapılmıştır. Bu analizlerin sonuçları Çizelge 4’te verilmiştir.

Çizelge 4. İlk donatı derinliğinin etkisi (tek donatılı durum)

u/B	q_{pr} (kPa)	q_r (kPa)	q_0 (kPa)
0.25	1694	1597	1364
0.50	1870	1738	1364
0.75	1930	1796	1364
1.00	1852	1810	1364

Çizelge incelendiğinde öngermeli donatının kullanıldığı durumda bu model için donatı yerleştirilebilecek ideal derinliğin 0.75m olduğu görülmektedir.

Donatı genişliğinin temelin taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D ‘de 2m genişliğe sahip şerit temel ve temelin 0.50 m altına sırasıyla 2 / 2.50 / 3 / 3.50 / 4 m genişliğinde donatı yerleştirilmiştir. Her genişlik için $T_1 = 150$ kN/m öngörme kuvveti uygulanmış ve analizler yapılmıştır. Bu analizlerin sonuçları Çizelge 5’de verilmiştir.

Çizelge 5. Donatı genişliğinin etkisi (tek donatılı durum)

Br/B	q_{pr} (kPa)	q_r (kPa)	q_0 (kPa)
2.0	1744	1606	1364
2.5	1788	1702	1364
3.0	1862	1808	1364
3.5	1840	1790	1364
4.0	1826	1778	1364

Sonuçlar incelendiğinde bu modelde her iki durum için de ideal donatı genişliğinin 3m olduğu görülmektedir. Tüm bu parametrelere ait taşıma kapasitesi oranları; BCR_1 ve BCR_2 değerleri Çizelge 6’da verilmiştir.

Çizelge 6. BCR_1 ve BCR_2 değerleri (tek donatılı durum)

Öngörme kuvvetinin etkisi					
T_1	q_{pr}	q_r	q_0	BCR_1	BCR_2
50	1928	1937	1445	1.33	1.34

Ömer Yeşiltepe, Yakup Türedi, Murat Örnek

100	1976	1937	1445	1.37	1.34
150	2018	1937	1445	1.40	1.34
200	2006	1937	1445	1.39	1.34
İlk donatı derinliğinin etkisi					
u/B	q_{pr}	q_r	q₀	BCR₁	BCR₂
0.25	1694	1597	1364	1.24	1.17
0.50	1870	1738	1364	1.37	1.27
0.75	1930	1796	1364	1.41	1.32
1.00	1852	1810	1364	1.36	1.33
Donatı genişliğinin etkisi					
Br/B	q_{pr}	q_r	q₀	BCR₁	BCR₂
2.0	1744	1606	1364	1.28	1.18
2.5	1788	1702	1364	1.31	1.25
3.0	1862	1808	1364	1.37	1.33
3.5	1840	1790	1364	1.35	1.31
4.0	1826	1778	1364	1.34	1.30

2.2. Öngermeli Çift Donatılı Durum

Bu bölümde temel genişliğinin (B), ilk donatı derinliğinin (u), donatı genişliğinin (B_r), donatılar arası mesafenin (h) ve farklı öngerme kuvvetlerinin (T₁ ve T₂) nihai taşıma kapasitesi (q₀) üzerinde etkileri incelenmiştir. Ayrıca, meydana gelen iyileşmelerin mertebeleri (taşıma kapasitesi oranları; BCR₁ ve BCR₂) değerlendirilmiştir. Çift öngermeli durumda kullanılan değişkenlere ait bilgiler Çizelge 7’de verilmiştir.

Çift öngermeli donatılı durumda ilk donatıya değişken öngerme kuvvetinin uygulanmasının temel taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D’de 2m genişliğe sahip şerit temel ve bu temel 0.5m ve 1m altına, 3m genişliğinde iki adet donatı modellenmiştir. İlk olarak donatılar pasif hale getirilerek donatısız durum için taşıma kapasitesi (q₀) elde edilmiştir. Daha sonra donatılar aktif edilerek herhangi bir öngerme uygulanmadan analiz yapılarak, öngermesiz donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_r) elde edilmiştir. Bu işlemin ardından ikinci donatıya sabit 150kN/m ve ilk donatıya sırasıyla 50 / 100 / 150 / 200 kN/m’lik öngerme kuvvetleri uygulanarak analizler yapılmıştır. Bu analizlere ilişkin sonuçlar Çizelge 8’de verilmiştir.

Çizelge 7. Öngermeli çift donatılı durum parametreleri

Parametre	Kullanılan Değerler	Birim
İlk donatıya uygulanan öngerme (T₁)	50 / 100 / 150 / 200	kN/m
İkinci donatıya uygulanan öngerme (T₂)	50 / 100 / 150 / 200	kN/m
Donatılar arası mesafe (h)	0.25 / 0.50 / 0.75 / 1 / 1.25 / 1.50	m
Temel genişliği (B)	2 / 2.50 / 3 / 3.50	m
Donatı genişliği (Br)	2 / 2.50 / 3 / 3.50 / 4	m
İlk Donatı derinliği (u)	0.25 / 0.50 / 0.75 / 1 / 1.25 / 1.50	m

Çizelge 8. İlk donatıda öngerme etkisi (çift donatılı durum)

T₁ (kN/m)	q_{pr} (kPa)	q_r (kPa)	q₀ (kPa)
0	2415	2400	1515
50	2454	2400	1515
100	2518	2400	1515
150	2556	2400	1515

Öngermeli Donatılı Zeminlerde Taşıma Gücünün Sayısal Analizi

200	2580	2400	1515
-----	------	------	------

Çift öngermeli durumda, tek öngermeli durumun aksine temelin taşıma kapasitesini en çok arttıran öngerme kuvvetinin $T_1=200\text{kN/m}$ kuvveti olduğu görülmüştür. Ancak $T_1=150\text{kN/m}$ 'lik öngerme kuvvetinden elde edilen taşıma kapasitesine yakın bir değer elde edilmesinden dolayı ve tek öngermeli durumda $T_1=150\text{kN/m}$ kuvveti kullanıldığı için bundan sonraki analizlerde de $T_1=150\text{kN/m}$ 'lik öngerme kuvveti kullanılmıştır.

Çift öngermeli donatılı durumda ikinci donatıya değişken öngerme kuvvetinin uygulanmasının temelin taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D'de 2m genişliğe sahip şerit temel ve bu temelin 0.5m ve 1m altına, 3m genişliğinde iki adet donatı modellenmiştir. İlk olarak donatılar pasif hale getirilerek donatısız durum için taşıma kapasitesi (q_0) elde edilmiştir. Daha sonra donatılar aktif edilerek herhangi bir öngerme uygulanmadan analiz yapılarak, öngermesiz donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi (q_r) elde edilmiştir. Bu işlemin ardından ilk donatıya sabit 150kN/m ve ikinci donatıya sırasıyla 50 / 100 / 150 / 200 kN/m'lik öngerme kuvvetleri uygulanarak analizler yapılmıştır. Bu analizlere ilişkin sonuçlar Çizelge 9'da verilmiştir.

Çizelge 9. İkinci donatıda öngerme etkisi (çift donatılı durum)

T_2 (kN/m)	q_{pr} (kPa)	q_r (kPa)	q_0 (kPa)
0	2421	2400	1515
50	2448	2400	1515
100	2484	2400	1515
150	2556	2400	1515
200	2584	2400	1515

İlk donatıya sabit $T_1=150\text{kN/m}$ 'lik öngerme kuvveti uygulanıp ikinci donatıya farklı öngerme uygulandığında temelin nihai taşıma kapasitesine en fazla katkı sağlayan öngerme kuvvetinin $T_2=200\text{kN/m}$ olduğu tespit edilmiştir.

Donatılar arası mesafenin temelin taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D'de 2m genişliğe sahip şerit temel ve bu temelin altına 3m genişliğinde iki adet donatı modellenmiştir. Her iki donatıya da sabit 150kN/m'lik öngerme kuvveti uygulanarak, ilk donatı temelin 0.5m altında sabit tutulmak suretiyle ikinci donatı ilk donatıdan sırasıyla 0.25 / 0.5 / 0.75 / 1 / 1.25 / 1.5m mesafede yerleştirilerek analizler yapılmıştır. Bu analizlere ilişkin sonuçlar, Çizelge 10'da verilmiştir.

Çizelge 10. Donatılar arası mesafenin etkisi (çift donatılı durum)

h/B	q_{pr} (kPa)	q_r (kPa)	q_0 (kPa)
0.25	2208	2075	1463
0.50	2700	2504	1463
0.75	2737	2508	1463
1.00	2769	2520	1463
1.25	2972	2817	1463
1.50	3426	3342	1463

İki donatı arasında bırakılan bütün mesafeler için öngermeli donatılı durumun temelin nihai taşıma kapasitesine etkisinin öngermesiz donatılı duruma göre daha fazla olduğu görülmektedir. Bununla birlikte donatılar arası mesafe arttıkça temelin taşıma kapasitesi artarken, iki donatı arası mesafenin 1.5m olması durumunda öngermeli ve öngermesiz değerlerin birbirine oldukça yaklaştığı tespit edilmiştir.

Ömer Yeşiltepe, Yakup Türedi, Murat Örnek

Donatı genişliğinin iki öngermeli donatılı durumda temel taşıma kapasitesine etkisini incelemek amacıyla Plaxis 2D’de 2m genişliğe sahip şerit temel ve temel 0.50 m ve 1 m altına sırasıyla 2 / 2.50 / 3 / 3.50 / 4 m genişliğinde donatılar yerleştirilmiştir. Her genişlik ve her donatı için $T_1=T_2=150\text{kN/m}$ öngörme kuvvetleri uygulanmış ve analizler yapılmıştır. Bu analizlerin sonuçları Çizelge 11’de verilmiştir.

Çizelge 11. Donatı genişliğinin etkisi (çift donatılı durum)

Br/B	q_{pr} (kPa)	q_r (kPa)	q_0 (kPa)
2.0	2454	2094	1431
2.5	2580	2277	1431
3.0	2760	2502	1431
3.5	2781	2556	1431
4.0	2816	2602	1431

Veriler incelendiğinde öngermeli durumdaki iyileşmenin öngermesiz duruma göre daha fazla olduğu görülmektedir. Bu analizde tek öngermeli durumdaki gibi 3m donatı genişliğine kadar belirgin bir artış yaşanırken, 3m den sonra tek öngermeli durumun aksine artış azda olsa devam etmektedir. Ancak bu artış önemsenmeyecek kadar az olduğundan iki öngermeli durum için de ideal donatı genişliği 3m olarak kabul edilmiştir. Çift öngermeli durum için tüm bu parametrelere ait taşıma kapasitesi oranları; BCR_1 ve BCR_2 Çizelge 12’de yer almaktadır.

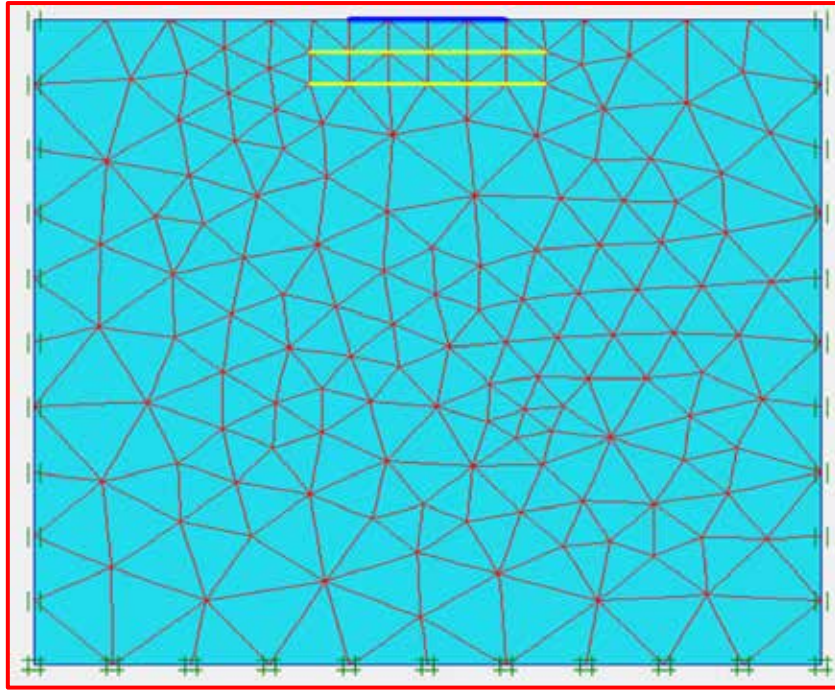
Yapılan analizlere ait ağ yapısı durumu ile analiz görüntüleri sırasıyla Şekil 2 ve Şekil 3’de verilmiştir.

Çizelge 12. BCR_1 ve BCR_2 değerleri (çift donatılı durum)

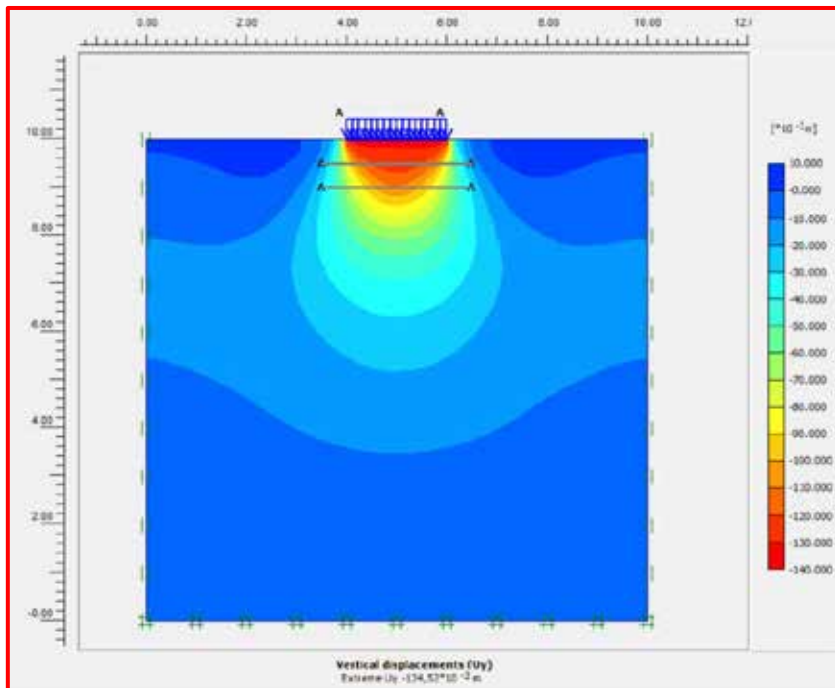
İlk donatıda öngermenin etkisi					
T_1	q_{pr}	q_r	q_0	BCR_1	BCR_2
0	2415	2400	1515	1.59	1.58
50	2454	2400	1515	1.62	1.58
100	2518	2400	1515	1.66	1.58
150	2556	2400	1515	1.69	1.58
200	2580	2400	1515	1.70	1.58
İkinci donatıda öngermenin etkisi					
T_2	q_{pr}	q_r	q_0	BCR_1	BCR_2
0	2421	2400	1515	1.60	1.58
50	2448	2400	1515	1.62	1.58
100	2484	2400	1515	1.64	1.58
150	2556	2400	1515	1.69	1.58
200	2584	2400	1515	1.71	1.58
Donatılar arası mesafenin etkisi					
h/B	q_{pr}	q_r	q_0	BCR_1	BCR_2
0.25	2208	2075	1463	1.51	1.42
0.50	2700	2504	1463	1.85	1.71
0.75	2737	2508	1463	1.87	1.71
1.00	2769	2520	1463	1.89	1.72
1.25	2972	2817	1463	2.03	1.93
1.50	3426	3342	1463	2.34	2.28
İki öngermeli donatılı durumda donatı					

Öngermeli Donatılı Zeminlerde Taşıma Gücünün Sayısal Analizi

genişliğinin etkisi					
Br/B	q_{pr}	q_r	q_0	BCR ₁	BCR ₂
2.0	2454	2094	1431	1.71	1.46
2.5	2580	2277	1431	1.80	1.59
3.0	2760	2502	1431	1.93	1.75
3.5	2781	2556	1431	1.94	1.79
4.0	2816	2602	1431	1.97	1.82

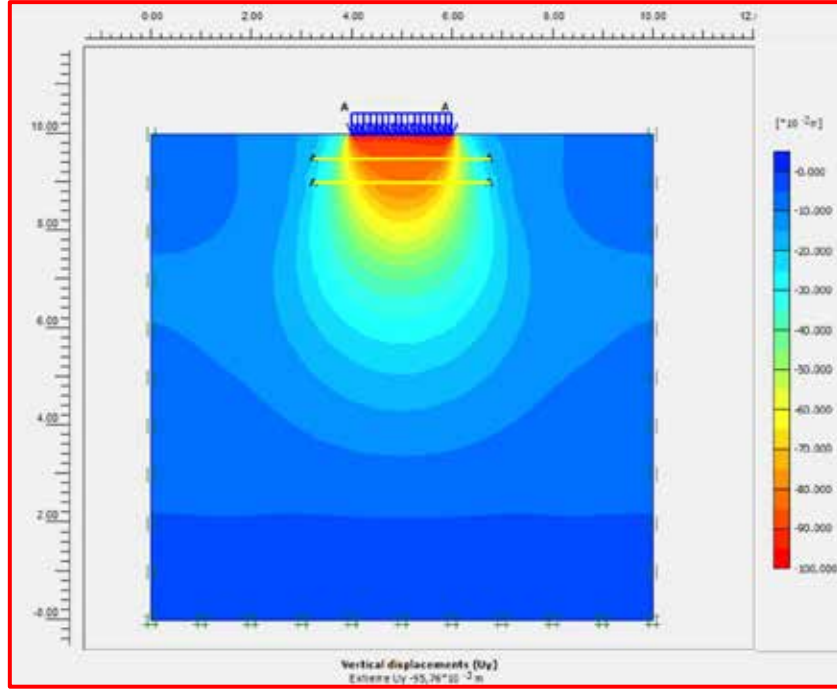


Şekil 2. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağı modeli

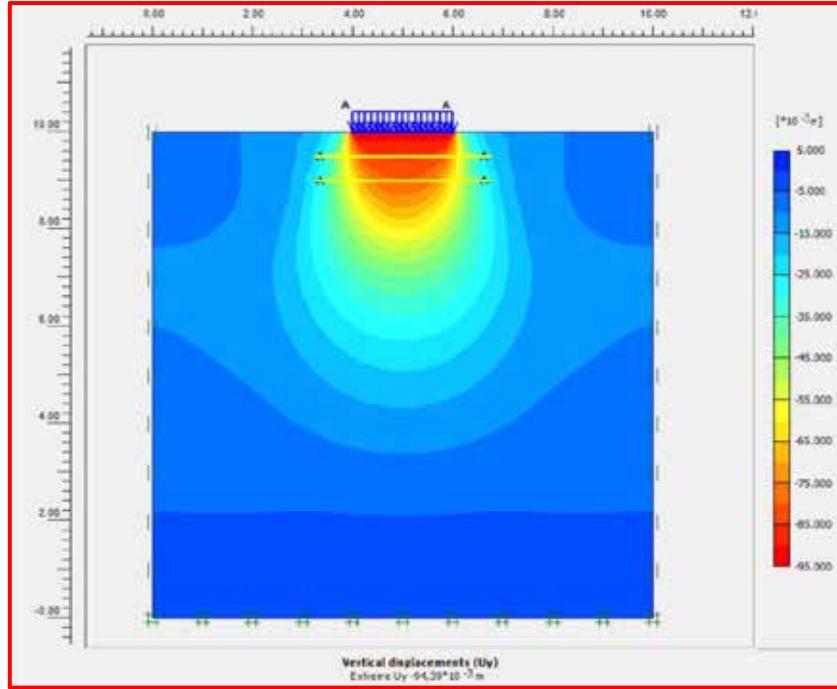


a) donatısız durum

Ömer Yeşiltepe, Yakup Türedi, Murat Örnek



b) öngermesiz donatılı durum



c) öngermeli donatılı durum

Şekil 3. Düşey deformasyon dağılımları

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada da farklı geogrid donatı yerleşim düzenleri içinde donatıda öngermenin taşıma gücü üzerindeki etkileri sonlu elemanlar yöntemini esas alan PLAXIS 2D yazılımı ile araştırılmıştır. Bu kapsamda elde edilen sonuçlar özet olarak aşağıda sıralanmıştır:



Öngermeli Donatılı Zeminlerde Taşıma Gücünün Sayısal Analizi

- Öngermeli tek donatılı durum için öngörme değerinin 150kN/m olduğu durumda temelin taşıma kapasitesi değerinin donatısız duruma göre %40 oranında arttığı, öngörme uygulanmadan donatı yerleştirildiği durumda ise bu değer %34'de kaldığı görülmektedir. Bu durumda öngermeli donatılı durum öngermesiz donatılı duruma göre yaklaşık %4'lük ilave bir taşıma gücü artışı sağladığı belirlenmiştir.
- Çift öngermeli donatılı durum için öngörme değerlerinin ilk sıra donatıda 150kN/m, ikinci sıra donatı da 200kN/m olması durumunda temelin taşıma kapasitesi değerinin donatısız duruma göre %70 oranında arttığı, öngörme uygulanmadan donatı yerleştirildiği durumda ise bu artışın %58 mertebelerinde kaldığı görülmektedir. Bu durumda öngermeli donatılı durum öngermesiz donatılı duruma göre yaklaşık %7'lik ilave bir taşıma gücü artışı sağladığı tespit edilmiştir.
- Sayısal analiz çalışmaları zeminlere donatı ilavesinin temellerin taşıma gücü performansını oldukça artırdığı, buna ek olarak donatılara öngörme uygulandığında temellerin taşıma gücü performanslarının bir mertebe daha arttığı tespit edilmiştir. Bu bağlamda farklı temel türleri ve zemin durumları için de öngermeli donatı kullanılarak taşıma gücü performanslarının araştırılması tavsiye edilebilir.

KAYNAKLAR

- Binquet, J. and Lee, K.L. (1975), "Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs", Journal of Geotechnical Engineering, Vol 101, No 12, 1241–1255.
- Shivashankar, R. Madhav, M.R. and Miura, N. (1993), "Reinforced Granular Beds Overlying Soft Clay," in Proceedings of the 11th South East Asian Geotechnical Conference, 409–414, Singapore.
- Kurian, N.P., Beena, K.S. and Kumar, R.K. (1997), "Settlement of Reinforced Sand in Foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 123, No. 9, 818–827.
- Deb, K., Chandra, S. and Basudhar, P.K. (2007), "Nonlinear Analysis of Multilayer Extensible Geosynthetic-Reinforced Granular Bed on Soft Soil", Geotechnical and Geological Engineering, Vol 25, No 1, 11–23.
- Deb, K., Sivakugan, N., Chandra, S. and Basudhar, P.K. (2007), "Numerical Analysis of Multilayer Geosynthetic-Reinforced Granular Bed over Soft fill", Geotechnical and Geological Engineering, Vol 25, No 6, 639–646.
- Alamshahi, S. and Hataf, N. (2009), "Bearing Capacity of Strip Footings on Sand Slopes Reinforced with Geogrid and Grid-Anchor", Geotextiles and Geomembranes, Vol 27, No 3, 217-226.
- Madhavi, L.G. and Somwanshi, A. (2009), "Effect of Reinforcement Form on the Bearing Capacity of Square Footings on Sand", Geotextiles and Geomembranes, Vol 27, No 6, 409-422.
- Jayamohan, J. and Shivashankar, R. (2012), "Some Studies on Prestressed Reinforced Granular Beds Overlying Weak Soil", International Scholarly Research Network ISRN Civil Engineering, Vol 2012, Article ID 436327.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ORGANİK ZEMİNLERİN STABİLİZASYONUNA CÜRUFUN ETKİSİ

THE EFFECT OF SLAGS ON THE STABILIZATION OF ORGANIC SOILS

Zülküf KAYA*¹

Aykut EROL²

ABSTRACT

Geotechnical characteristics of weak soils such as organic soils can be improved with soil stabilization techniques. The soil improvement process is used to embankment, covering layer and foundation layer in structures such as roads, industrial structures and airport foundations. In this study, the effect of two different slag obtained from Kayseri Çinkur production facilities for the stabilization of organic soils were evaluated. Organic soils used in this study obtained from area of thirty one million square meter in Kayseri region. Slags are used as a replacement of weak soil, replacement ratios were 0%, 25%, 50%, 85% and 100%, slags replaced with organic soil. The maximum dry unit weights and the optimum water contents of all mixtures made with slag and organic soil, were determined. In order to investigate the influences of slags on the strength of organic soil, compaction tests, California bearing ratio (CBR) and unconfined compressive strength tests were carried out on slag-soil specimens. Unconfined compressive tests are carried out on samples non-cured and 7 days cured. Test results obtained were compared with tests conducted on soil samples treated with slag. According to the results of the laboratory experiment, mixing of slag and organic soil improved the behavior of organic soil. The slags improved the unconfined compressive strength values of the slag-soil mixture samples after 7 days curing period. When the results of the study were examined, it was found that mixing the organic soil with the slag at a rate of 25% was not appropriate because the slag content of more than 25% did not improve the mechanical properties of the slag-soil mixture samples. Therefore, it has been found that slag can be used as a stabilizer in the improvement of organic soils.

Keywords: Slag, Organic Soil, Stabilization, Compaction, Unconfined Compressive Strength Test

ÖZET

Organik zeminler gibi zayıf zeminlerin geoteknik özellikleri zemin stabilizasyon teknikleri ile iyileştirilebilmektedir. Zemin iyileştirme işlemleri yollar, endüstri yapıları ve havaalanı temelleri gibi yapılarda, dolgu, kaplama tabakası ve temel tabakası oluşturmak için kullanılmaktadır. Bu çalışmada, organik zeminlerin stabilizasyonu için Kayseri Çinkur üretim tesislerinden alınan iki farklı cürufun etkisi değerlendirilmiştir. Çalışmada kullanılan

*¹ Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, İnşaat Müh. Böl., 38280, Kayseri, zkaya@erciyes.edu.tr

² Arş. Gör., Erciyes Üniversitesi, İnşaat Müh. Böl., 38280, Kayseri, aykuterol@erciyes.edu.tr



Zülküf Kaya, Aykut Erol

organik zeminler Kayseri’de yaklaşık otuz bir milyon metrekaarelik bölgede mevcut olan alandan alınmıştır. Cüruf, zayıf zemin olan organik zeminler ile %0, 25, 50, 85 ve %100 oranlarında karıştırılarak kullanılmıştır. Her bir karışımın maksimum kuru birim hacim ağırlığı ve optimum su muhtevası belirlenmiştir. Organik zeminlerin mukavemeti üzerine cürufun etkisini araştırmak için cüruf-organik zemin karışım numuneleri üzerinde kompaksiyon deneyleri, Kalifornia Taşıma Oranı (CBR) deneyi, serbest basınç mukavemeti deneyi, permeabilite deneyleri ve pH deneyleri yapılmıştır. Serbest basınç mukavemeti deneyleri, karışım numuneleri üzerinde numune hazırlandıktan hemen sonra ve 7 günlük kür süresi sonrasında gerçekleştirilmiştir. Farklı karışım oranları için elde edilmiş deney sonuçları iki farklı cüruf için verilmiştir. Laboratuvar deney sonuçlarına göre cüruf ile organik zeminin karıştırılması organik zeminin davranışını iyileştirmiştir. Cüruf, 7 günlük kür süresi sonunda cüruf-zemin karışımı numunelerin serbest basınç mukavemeti değerlerini iyileştirmiştir. Çalışmanın çıktıları irdelendiğinde, %25 değerinde yüksek oranda cüruf içeriğinin cüruf-zemin karışım numunelerinin mekanik özelliklerini fazla iyileştirmedikten, organik zemin ile %25 oranında cürufun karıştırılmasının uygun olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle, cürufun organik zeminlerin iyileştirilmesinde stabilizatör olarak kullanılabileceği anlaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Cüruf; Organik Zemin; Stabilizasyon; Kompaksiyon; Serbest Basınç Deneyi

1. GİRİŞ

Zemin stabilizasyonu; dolgu, yollar, temeller, endüstriyel ve havaalanı temelleri gibi alanlarda kullanılabilmektedir (Singh vd., 2008). Organik zeminler genel olarak yüksek organik madde içeriğine sahip olmakla birlikte düşük mukavemet karakteristikleri ve yüksek deformasyon durumları ile bilinmektedir (Kazemian vd., 2011). Bu sorunları giderebilmek amacıyla zeminlerin çeşitli yöntemler ile stabilizasyonu gereklidir. Turba ve organik zeminlere uygulanabilecek iyileştirme işlemleri arasında zeminin daha sağlam bir zemin ile değiştirilmesi, zeminin sıklığı ve mukavemetinin artırılması amacıyla zemin iyileştirme yöntemlerinin seçilmesi veya zeminin kimyasal veya atık maddeler ile karıştırılarak iyileştirilmesi vb. gibi yöntemler önerilmiştir (Edil, 2003).

Günümüzde zeminlerin jet grout, kazıklar, geosentetikler vb. gibi mekanik yöntemler ile iyileştirilebilmesi karşımıza çıkmaktadır (Kempfert, 2003; Sharma vd., 2004; Yang ve Liang, 2006). Bununla birlikte zeminlerin kimyasal yöntemler ile de iyileştirilebileceği bilinmektedir. Mekanik sıkıştırma ve zemin iyileştirme yöntemleri dışında uçucu kül, kireç, çimento, öğütülmüş granül fırın cürufu, pirinç kabuğu külü, cam tozu vb. gibi malzemeler ile zeminin iyileştirilmesine yaygın olarak rastlanmaktadır (Wild vd., 1999; Higgins, 2005; James vd., 2008; Kogbara ve Al-Tabbaa, 2011; Sharma vd., 2012; ASTM C989, 2014; Güllü vd., 2017; Güllü vd., 2019).

Çeşitli atık ve bağlayıcı maddeler kullanılarak organik zeminlerin stabilize edilmesi; yüksek su muhtevası, düşük pH ve çimentolaşma reaksiyonlarında meydana gelen kimyasal etkileşimler nedeniyle inorganik zeminlere kıyasla daha zor olmaktadır (Janz ve Johansson, 2002).

Ayrıca, bu iyileştirme yöntemleri zeminin sahip olduğu su muhtevasını azaltmak ve işlenebilirliğini arttırmak için kullanılabilir. Bununla birlikte, cüruf, fırında demir ve diğer metallerin imalatından elde edilen bir atık veya yan ürün olarak karşımıza çıkmaktadır

Organik Zeminlerin Stabilizasyonuna Cürufun Etkisi

(Singh vd., 2008; Yadu ve Tripathi, 2013; ASTM C989, 2014). Cüruf ayrıca çinko ve krom imalatından da elde edilmekte ve granüler bir dane yapısına sahip olmaktadır. Cüruf, zemin sınıflandırılması yapıldığında dolgu maddesi eklenerek iyileştirilmesi gereken düşük siltli veya ince içerikli iyi dereceli kum olarak sınıflandırılmaktadır.

Bu çalışmada organik zeminlerin stabilizasyonu için Kayseri Çinkur üretim tesislerinden alınan iki farklı cürufun etkisi değerlendirilmiştir. Bununla birlikte, organik zeminler ile cüruf karıştırıldığı zaman kaplamalarda alt temel ile temel malzemesi olarak kullanılabilirliğine cürufun etkisi araştırılmıştır. Farklı karışım oranları için elde edilmiş deney sonuçları iki farklı cüruf için değerlendirilmiştir. Laboratuvar deney sonuçlarına göre cüruf ile organik zeminin karıştırılması sonucunda organik zeminin davranışını incelenmiştir.

2. DENEY MALZEMELERİ

2.1. Cüruflar

Organik zeminlerin (OS) stabilizasyonu amacıyla iki farklı cüruf kullanılmıştır. Kömürü Alınmış (KA) ve En Yeni Cüruf (EYC) olarak adlandırılan bu cüruflar Kayseri Çinkur üretim tesisinden tahsis edilmiştir. Bu cüruflara ait olan kimyasal bileşenler Çizelge 1'de belirtilmiştir.

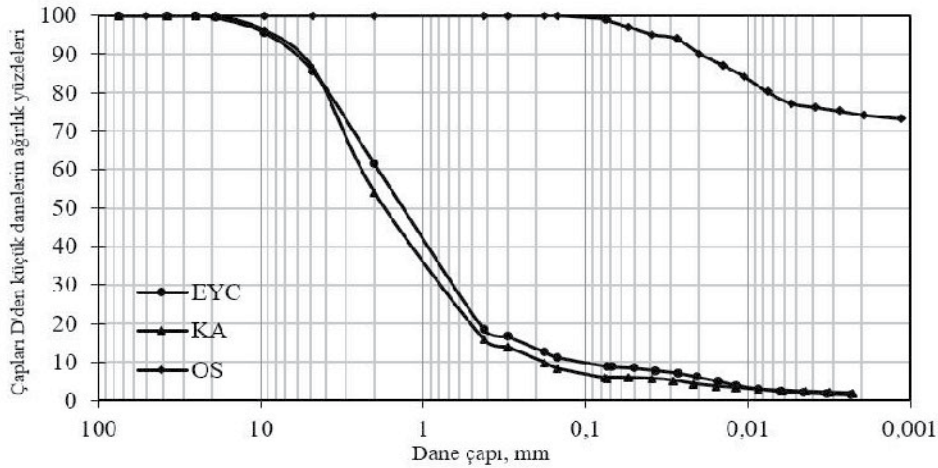
Çizelge 1. Cüruflar ve Zeminlerin XRF Analizleri

	EYC	KA	OS		EYC	KA	OS
	%	%	%		%	%	%
LOI	10.47	25.35	24.78	PbO	0.94	1.45	-
CaO	33.43	39.45	2.69	MgO	0.92	1.16	2.07
Fe ₂ O ₃	32.00	12.34	4.29	K ₂ O	0.89	0.54	0.66
SiO ₂	5.89	6.67	56.73	I	0.52	-	-
SO ₃	4.00	2.04	2.72	CuO	0.40	0.08	-
ZnO	3.31	6.82	0.01	Cr ₂ O ₃	0.28	0.07	0.02
MnO	2.07	0.43	0.03	P ₂ O ₅	0.19	0.07	0.10
Al ₂ O ₃	2.00	2.58	4.93	F	0.17	-	-
Na ₂ O	0.99	0.02	0.30	TiO ₂	0.16	0.19	0.32
Cl	0.98	0.12	0.14	BaO	0.14	0.45	0.04

Fırın kuru EYC ve KA cüruf numuneleri üzerinde XRF deneyleri gerçekleştirilmiştir. XRF deneyi bu cürufların sahip olduğu kalsiyum oksit (CaO), demir oksit (Fe₂O₃) ve silisyum oksit (SiO₂) içerikleri hakkında bilgi vermektedir. Janz ve Johansson' un yaptığı çalışmaya göre çimentolaşma potansiyelinin göstergesi olan CaO/SiO₂ oranı 5.6-5.9 arasında değişmekte, kül içindeki yanmamış kömür miktarının bir göstergesi olan tutuşma içeriğindeki kayıp (LOI) ise %10.47 ile %25.35 arasında değişmektedir (Janz ve Johansson, 2002). EYC ve KA cürufları üzerinde gerçekleştirilen elek analizi deneylerinde ortaya çıkan granülometri eğrileri Şekil 1'de gösterilmiştir.

Zülküf Kaya, Aykut Erol

Granülometri eğrisi sonuçları incelendiğinde EYC ve KA cüruflarının birbirine benzer dane dağılımlarına sahip olduğu belirlenmiştir. Her iki cüruf içinde zemin sınıfı USCS (Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi) dikkate alınarak SW-SM (iyi derecelenmiş siltli kum) olarak tespit edilmiştir.



Şekil 1. EYC, KA cürufları ve OS zeminlerinin granülometri eğrileri

2.2. Organik Zemin

Deneye tabi tutulacak olan organik zeminler, Kayseri ili sınırları içerisinde yer alan Serbest Bölge (KSB) ve Organize Sanayi Bölge (KOSB) sınırları içerisinde kalan alanlardan temin edilmiştir. Organik zemin numune örnekleri 1.50-3.0 m derinlikleri arasından alınmıştır. Organik zeminlere ait geoteknik parametreler Çizelge 2' de verilmiştir.

Çizelge 2. Organik Zemine Ait Geoteknik Parametreler

Organik Zemin	Deney Sonuçları
Silt (%)	60.0
Kil (%)	40.0
Zemin Sınıfı (USCS)	OH
Özgül ağırlık (G_s)	1.97
Doğal Su Muhtevası (%)	90 – 220
Likit limit (%)	137.0 – 150.0
Plastik limit (%)	97.0 – 105.0
Plastisite indeksi	40.0 – 45.0
Doğal birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	12.75 – 13.25
Kuru birim hacim ağırlığı, kN/m^3	4.0 – 7.0
pH	7.85
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	6.82
Optimum su muhtevası (%)	75.0

Organik Zeminlerin Stabilizasyonuna Cürufun Etkisi

Fırın kuru organik zemin numuneleri üzerinde X-Ray Fluorescence (XRF) deneyleri sonucunda elde edilen veriler dikkate alındığında %56.73 SiO₂, %4.93 Al₂O₃ ve %4.29 Fe₂O₃ bileşenlerinin organik zemin içerisinde bulunduğu tespit edilmiştir. Organik zemin üzerinde gerçekleştirilen endeks deneyleri neticesinde yüksek plastisiteli organik zemin (OH) olarak sınıflandırılmış, doğal su muhtevası %90-%220 aralığında değiştiği ve organik zeminin renginin kahverengi ile koyu kahverengi arasında bir renk aldığı tespit edilmiştir. Organik zeminin kül içeriğinin belirlenmesi amacıyla ASTM D-2974 standardı dikkate alınarak kül fırınında 440°C yakma işlemi gerçekleştirilmiş ve bunun sonucunda kül içeriğinin %75-%81.4 arasında değiştiği, organik madde miktarının ise %18.6-%25 aralığında olduğu gözlenmiştir.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Organik zeminin içerisine 0%, 25%, 50%, 85% ve 100% oranlarda EYC ve KA cürüfları eklenerek numuneler hazırlanmıştır. Farklı yüzdeler ile cüruf-organik zemin karışımları hazırlanırken cüruf yüzdeleri kuru ağırlık olarak dikkate alınmıştır. Karıştırma işlemi, karışım numunesi homojen hale gelene kadar gerçekleştirilmiştir. Karışım işlemi tamamlandıktan sonra kompaksiyon işlemine geçilmeden karışımın bir saat boyunca dinlendirilmesine izin verilmiştir. Her bir karışım kombinasyonu için test numuneleri hazırlanmıştır. İki farklı cüruf malzemesinin, organik zeminin geo-mekanik davranışı üzerindeki etkilerini araştırmak için hazırlanan cüruf-zemin karışım numuneleri üzerinde kompaksiyon deneyleri, CBR deneyleri ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Her karışım için ASTM D-698'e göre optimum su muhtevası (ω_{opt}) ile maksimum kuru birim hacim ağırlığı (γ_{kmax}) belirlenmiştir.

3.1 Kompaksiyon Deneyleri

ASTM D-698'e göre, tekil ve karışım numunelerinin optimum su muhtevalarını ve maksimum kuru birim hacim ağırlığını belirlemek için, 101.6 mm çapında ve 116.4 mm yüksekliğinde olan Proktor kalıplarında sıkıştırma deneyleri (Standart Proktor Deneyi) gerçekleştirilmiştir. Deneye tabi tutulacak olan malzemeler 105°C'de etüvde kurutulmuş ve sıkıştırma işleminden önce ¾ inç (19 mm) numaralı elekten elenmiştir. Her karışım kombinasyonu için maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası belirlenmiştir.

3.2 Mukavemet Deneyleri

Genel olarak, California Bearing Ratio (CBR) deneyleri yol ve dolgu yapılarında zeminin mukavemetinin belirlenmesinde kullanılır. Ayrıca, CBR deneyine alternatif bir yaklaşım olarak, Thomas (2002) tarafından yol çalışmaları için zemin mukavemetinin değerlendirilmesinde serbest basınç deneyi kullanılmıştır (Thomas, 2002). Bu çalışmada, her bir sıkıştırılmış karışımın mukavemet özelliklerini değerlendirmek için hem CBR hem de serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Zülkiyf Kaya, Aykut Erol

3.2.1 CBR Deneyi

AASHTO T-193 ve ASTM D-1883'te belirtilen metotlar izlenerek her cüruf-zemin karışımı numuneleri üzerinde CBR deneyleri yapılmıştır. Deneyler, 1.27 mm / dak yükleme hızı ile gerçekleştirilmiştir. Numuneler, yaklaşık 20°C'lik bir sıcaklıkta 96 saat boyunca kür havuzunda bekletilmiş ve şişme durumları kontrol edilmiştir. Bu sürenin sonunda yaş zemin numuneleri üzerinde bir okuma değeri alınmış ve ilk numune uzunluğunu ile kıyaslanarak şişme miktarı belirlenmiştir.

3.2.2 Serbest Basınç Deneyi

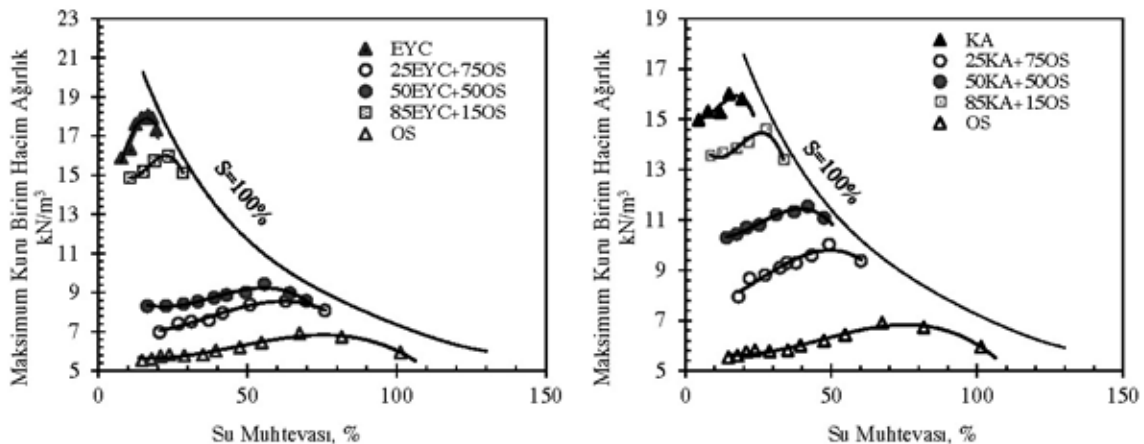
Cüruf-zemin karışım numuneleri ASTM D-698 Metot B'ye göre kompaksiyon deneyine tabi tutulmuş ve ASTM D-5102 Metot B veya ASTM D-1633 standartları dikkate alınarak serbest basınç deneyleri için sıkıştırma kalıplarında 102 mm çapında, 116.4 mm yüksekliğe sahip numuneler hazırlanmıştır. Kompaksiyon deneyinden sonra numuneler Proktor kalıbından çıkarılmış ve sıkı şekilde sarılarak sahip olduğu su muhtevasını kaybetmemesi sağlanmıştır. Deneyden önce yedi gün boyunca 23°C± 2.0'lık bir sıcaklıktaki iklimlendirme kabini içinde bekletilmiştir.

Karışım numuneleri, göçme durumuna veya %5 eksenel yer değiştirmeye ulaşıncaya kadar dakikada 1,0 mm sabit bir yükleme hızında serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Deney standardı, eksenel deformasyon hızının dakikada yaklaşık numune boyunun %0,5 ila 2,0 arasında bir değerde olması gerektiğini belirtmektedir (ASTM D-5102). Literatürde yapılan çalışmalar dikkate alındığında ise yükleme hızlarının 1.0-2.0 mm/dak. aralığında yer aldığı belirlenmiştir (Singh vd., 2008 ve Obuzor vd., 2011).

4. BULGULAR

4.1 Kompaksiyon Deney Bulguları

Su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlık değerlerini elde etmek için kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. İki farklı cüruf ile organik zemin karışımlarına ait Standart Proktor deney sonuçları Şekil 2'de gösterilmiştir.



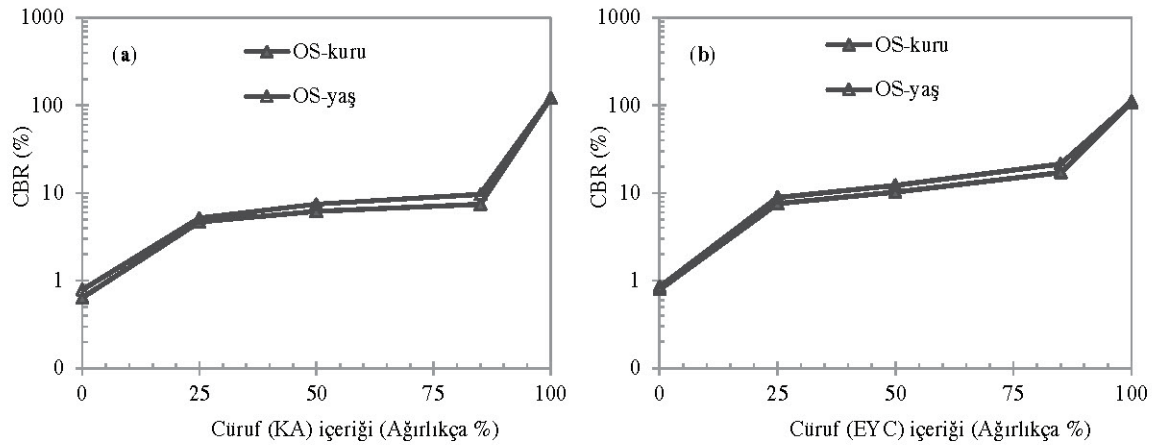
Şekil 2. Tüm Karışım Durumları için Standart Proktor Eğrileri

Organik Zeminlerin Stabilizasyonuna Cürufun Etkisi

Cürufların karışım içerisindeki miktarları %0 ile %100 arasında değişmektedir. Şekil 2 incelendiğinde, karışım içerisinde organik zemin miktarı arttığında, optimum su muhtevasının arttığı ve maksimum kuru birim hacim ağırlığının ise azaldığı gözlenmiştir. Bu durumun, organik zeminin su tutma kapasitesini arttıran ince dane oranından dolayı kaynaklandığı gözlenmiştir. Ayrıca, bu çalışmadan elde edilen sonuçların Yadu vd. (2013) tarafından yapılan çalışma ile uyumlu olduğu belirlenmiştir.

4.2 CBR Deney Bulguları

KA ve OS karışımları (a), EYC ve OS karışımları (b) için yaş ve kuru koşullar altında değişken oranlarda ilave edilmiş olan cüruflara göre elde edilen eğriler Şekil 3'te gösterilmiştir.



Şekil 3. Cüruf miktarına bağlı CBR değerleri

Şekil 3 grafiği incelendiğinde karışımdaki EYC veya KA'nın ağırlıkça yüzdesi arttıkça, cüruf-zemin karışımlarının CBR değerinin organik zeminler için arttığı görülmektedir. Benzer durumlar hem yaş hem de kuru CBR değerleri için geçerlidir. EYC'nin OS ile kullanımının, karışımda KA'nın OS ile kullanımına göre daha uygun olduğu sonucuna varılmıştır.

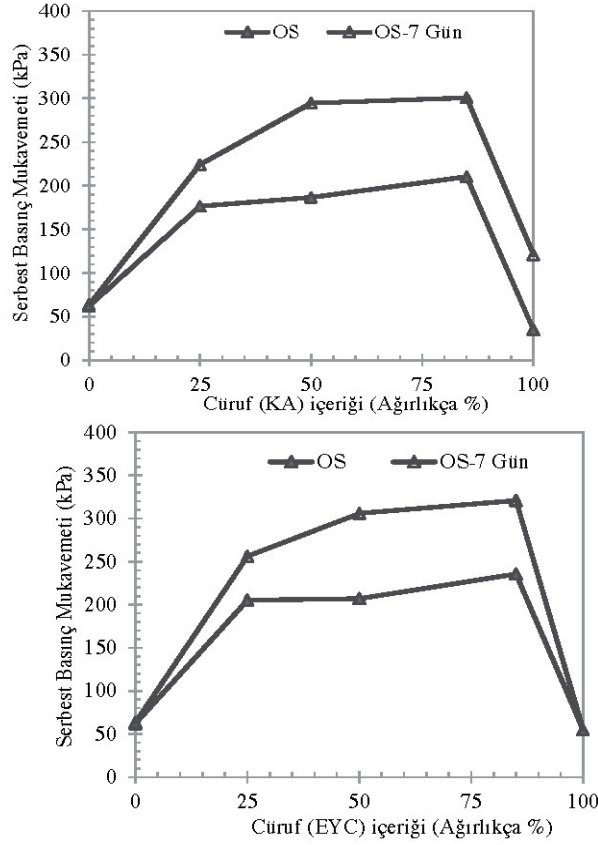
4.3 Serbest Basınç Deney Bulguları

Serbest basınç deneyi, ASTM D-5102 Metot B'de belirtilen koşullar dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Cüruf (EYC veya KA) ve zemin (OS) içeren karışımların serbest basınç mukavemeti (q_u) belirlenmiştir. Bu karışımlar optimum su muhtevasında ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkta hazırlanmıştır. Cüruf-zemin karışım numunelerine ait serbest basınç deney sonuçları Şekil 4' de verilmiştir.

KA veya EYC cürufları OS ile karıştırıldığında, cüruf-zemin karışımının serbest basınç mukavemetinin arttığı belirlenmiştir. Karışımlarda daha fazla miktarda cüruf kullanıldığında, cüruf kullanılmayan karışımlara kıyasla daha yüksek serbest basınç mukavemeti elde edildiği gözlenmiştir.

Zülkiif Kaya, Aykut Erol

Kür süresinin artması serbest basınç mukavemeti değerini arttırmıştır. Daha yüksek cüruf içeriği, 7 günlük kür süresinde daha yüksek serbest basınç mukavemeti değerleri vermiştir.



Şekil 4. Cüruf-zemin karışım numunelerine ait serbest basınç deney grafikleri

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Laboratuvar deneylerinden elde edilen bulgular incelendiğinde aşağıda verilen sonuçlar çıkarılmıştır.

1. Cüruf-zemin karışımındaki EYC veya KA cürufu içeriği arttıkça, maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri artmış ve optimum su muhtevası değeri ise azalmış göstermiştir.
2. EYC veya KA cürufları karıştırılarak hazırlanan numuneler, sadece OS ile hazırlanan numuneler ile karşılaştırıldığında, cüruf-zemin karışımlarının CBR değerlerini iyileştirdiği tespit edilmiştir.
3. OS'nin şişme potansiyeli izin verilen sınırlarda olmasına rağmen, OS ile cürufların karıştırılması, sadece OS içeren saf zeminin şişme potansiyelini azaltmıştır.
4. OS ile cürufun karıştırılması, karışım yapılmamış numunelere kıyasla serbest basınç mukavemeti değerlerini arttırmıştır. KA ve EYC cürufları, 7 günlük kür süresinde çimentolama ve puzolanik özellikleri sayesinde cüruf-zemin karışımı numunelerinin serbest basınç mukavemeti değerlerini iyileştirmiştir.
5. Çalışmanın bir sonucu olarak, %25 oranından fazla cüruf içeriğinin cüruf-zemin karışım numunelerinin mekanik özelliklerini fazla iyileştirmediklerinden, OS zemini ile %25 oranında KA veya EYC cürufunun karıştırılmasının uygun olduğu belirlenmiştir.

Organik Zeminlerin Stabilizasyonuna Cürufun Etkisi

KAYNAKLAR

- AASHTO T193. (2010), “Standard Method of Test for the California Bearing Ratio”, Washington, DC.
- ASTM C989. (2014), “Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D1633. (2007), “Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D1883. (2007), “Standard Test Method For CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D2974. (2014), “Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D5102. (2009), “Standard Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D698. (2012), “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))”, West Conshohocken, PA, USA.
- Edil, T. B. (2003, July). Recent advances in geotechnical characterization and construction over peats and organic soils. In Proceedings of the 2nd International Conference in Soft Soil Engineering and Technology, Putrajaya, Malaysia.
- Güllü, H., Canakci, H., & Al Zangana, I. F. (2017). Use of cement based grout with glass powder for deep mixing. *Construction and Building Materials*, 137, 12-20.
- Güllü, H., Cevik, A., Al-Ezzi, K. M., & Gülsan, M. E. (2019). On the rheology of using geopolymer for grouting: A comparative study with cement-based grout included fly ash and cold bonded fly ash. *Construction and Building Materials*, 196, 594-610.
- Higgins, D.D. (2005), “Soil Stabilization with Ground Granulated Blast Furnace Slag”. UK Cementitious Slag Makers Association (CSMA).
- James, R., Kamruzzaman, A.H.M., Haque, A., Wilkinson, A. (2008), “Behaviour of Limeslag-treated Clay”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Ground Improvement* 161, 207–216.
- Janz, M., and Johansson, S. (2002), “The Functions of Different Binding Agents in Deep Stabilization”, Swedish Deep Stabilization Research Center Rep. No. 9, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Sweden.
- Kazemian, S., Huat, B. B., Prasad, A., & Barghchi, M. (2011). Effect of peat media on stabilization of peat by traditional binders. *International Journal of Physical Sciences*, 6(3), 476-481.
- Kempfert, H. G. (2003, September). Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques. In *Proceedings of International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-theory and practice* (pp. 101-112).
- Kogbara, R.B. and Al-Tabbaa, A. (2011), “Mechanical and Leaching Behaviour Of Slag-Cement And Lime-Activated Slag Stabilised/Solidified Contaminated Soil”, *Science of the Total Environment*, 409, 2325-2335.
- Obuzor, G.N., Kinuthia, J. M., Robinson, R. B. (2011), “Enhancing the Durability of flooded Low-Capacity Soils by Utilizing Lime-Activated Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS)”, *Engineering Geology*, 123, 179-186.
- Sharma, A.K. and Sivapullaiiah, P.V. (2012), “Improvement of Strength of Expansive Soil with Waste Granulated Blast Furnace Slag”, *GeoCongress 2012*.
- Sharma, R. S., Kumar, B. P., & Nagendra, G. (2004). Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(1), 187-192.



Zülküf Kaya, Aykut Erol

- Singh, S.P., Tripathy, D.P., Ranjith, P. G. (2008), “Performance Evaluation of Cement Stabilized Fly Ash-GBFS Mixes as a Highway Construction Material”, *Waste Management*, 28: 1331-1337.
- Thomas B.I. (2002), “Stabilisation of Sulphide rich soil: Problems and Solutions”, Ph.D. Thesis, University of Glamorgan, Wales, United Kingdom.
- Wild, S., Kinuthia, J.M., Jones, G.I., Haggins, D.D. (1999), “Suppression of Swelling Associated With Ettringite Formation in Lime Stabilized Sulphate Bearing Clay Soils by Partial Substitution of Lime with Ground Granulated Blast Furnance Slag”, *Engineering Geology*, 257-277.
- Yadu, L., Tripathi, R.K. (2013), “Effexts of GBFS in the Engineering Behavior of Stabilized Soft Soil”, *Procedia Engineering*, 51, 125-131
- Yang, K., & Liang, R. (2006). Numerical solution for laterally loaded piles in a two-layer soil profile. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(11), 1436-1443.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

İYİLEŞTİRİLMİŞ ZEMİNLERİN PERFORMANSININ SAYISAL VE DENEYSEL OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ

THE EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF IMPROVED SOILS EXPERIMENTALLY AND NUMERICALLY

Selçuk BİLDİK¹

Kubilay SAVAŞERİ²
Fatih BÜYÜKGÖKÇE⁴

Abdirahman Yasin DUALE³
Mustafa LAMAN⁵

ABSTRACT

In this study, a case study from Tashkent, Uzbekistan was considered and the field performances after soil improvement were investigated experimentally and numerically. Problematic soil conditions in terms of bearing capacity and settlement were improved by deep mixing method (DSM). The performance of the site after the improvement was determined by the experiments carried out on DSM columns and improved site. In addition the behavior of the site under dynamic loads was investigated numerically by using DeepSoil and Plaxis 2D programs. When the results were taken into consideration, it was shown that the general behavior of the site improved significantly and the deformations under loads decreased.

Key Words: Soil improvement, DeepSoil, Plaxis, Site response analysis.

ÖZET

Bu çalışma kapsamında Özbekistan, Taşkent'te bir vaka ele alınarak, zemin iyileştirme sonrası saha performansları deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir. Taşıma gücü ve oturma açısından sorunlu olan zemin koşulları derin karıştırma yöntemi (DSM) ile iyileştirilmiştir. İyileştirilmiş sahada DSM kolonları üzerinde ve saha genelinde yapılan deneylerle sahanın iyileştirme sonrası performansı belirlenmiştir. Ayrıca DeepSoil ve Plaxis 2D programları kullanarak sahanın dinamik yükler altında davranışı sayısal olarak araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında iyileştirme sonrası sahanın genel davranışının önemli mertebede iyileştiği ve yükler altında deformasyonların azaldığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirmesi, DeepSoil, Plaxis, Saha davranış analizi.

¹ Dr. Öğr. Üyesi., Nişantaşı Üniversitesi, selcuk.bildik@nisantasi.edu.tr

² İnş. Yük. Müh., Perform Müh. Müş. Ltd.Şti., kubilay@pme.com.tr

³ İnş. Müh., Perform Müh. Müş. Ltd.Şti., a.duale@performgeo.com

⁴ İnş. Yük. Müh., Perform Müh. Müş. Ltd.Şti., fatih@performgeo.com

⁵ Prof. Dr., Emekli Prof., lamanmustafa@gmail.com



1. GİRİŞ

İnşaat sektöründeki gelişmelerle birlikte taşıma gücü ve oturma açısından sorunlu olan sahalarda yapılaşma zorunlu hale gelmiştir. Sorunlu olan sahalarda zemin ıshahı ve derin temel yöntemleri kullanılarak sorunlar çözülebilmektedir. Özellikle yapıdan gelen yüklerin az olduğu durumlarda; ekonomi, hız ve uygulama kolaylığı açısından zemin iyileştirme yöntemleri öncelikli olarak tercih edilen yöntemler arasında gelmektedir. Ancak sorunlu zeminin iyileştirilmesi kadar, iyileştirme sonrası zemin ile yapının etkileşiminin de doğru bir şekilde belirlenmesi önemlidir. Yapı ile iyileştirilmiş zemin arasındaki etkileşimin doğru modellenmesi, iyileştirme sonrası zeminin performansının doğru değerlendirilmesi ile mümkündür.

Zemin iyileştirme yöntemleri irdelendiğinde genel olarak zemin iyileştirilmesindeki amaç, zeminin endeks ve mühendislik özelliklerinin yerinde değiştirilerek zeminin mukavemetinin artırılması işlemidir. Bu amaçla taş kolon yöntemi, jet grout yöntemi, derin karıştırma yöntemi gibi birçok iyileştirme yöntemi mevcuttur. İyileştirme yöntemlerinin belirlenmesinde zeminin türü, uygulama kolaylığı ve ekonomi dikkate alınmaktadır. Son yıllarda derin karıştırma yöntemi (DSM) oldukça yaygınlaşmış bir yöntem olarak ön plana çıkmaktadır. Derin karıştırma yöntemi, zeminin mekanik yöntemlerle su ve bağlayıcı (çimento/kireç) madde ile karıştırılarak ıslah edilmesini amaçlayan bir yöntemdir. Bu yöntem, taşıma gücünün artırılması, oturmaların kontrol altına alınması, sıvılaşma potansiyelinin azaltılması, kazıların desteklenmesi ve stabilitenin artırılması gibi birçok amaçla kullanılmaktadır (Bouassida ve Porhaba, 2004; Lin ve Wong, 1999; Porhaba vd., 1999; O'Rourke ve McGinn, 2006; Kitazume ve Maruyama, 2006).

Literatür çalışmaları incelendiğinde zemin iyileştirmesi sonrası zeminin performansının arazi ölçeğinde değerlendirildiği çalışmalar oldukça sınırlı olduğu görülmektedir. Bu çalışmada taşıma gücü ve oturma açısından sorunlu olan bir zeminin derin karıştırma yöntemi (DSM) ile iyileştirilmesi ve iyileştirme sonrası performansının arazi deneyleri ile belirlenmesi ele alınmaktadır. İyileştirme öncesi ve sonrası durumda, dinamik yük etkisi altında zemin davranışı sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, iyileştirme sonucunda zeminde taşıma gücü ve oturma davranışının yanı sıra, zeminin dinamik parametrelerinde de iyileşme olduğu gözlenmiştir.

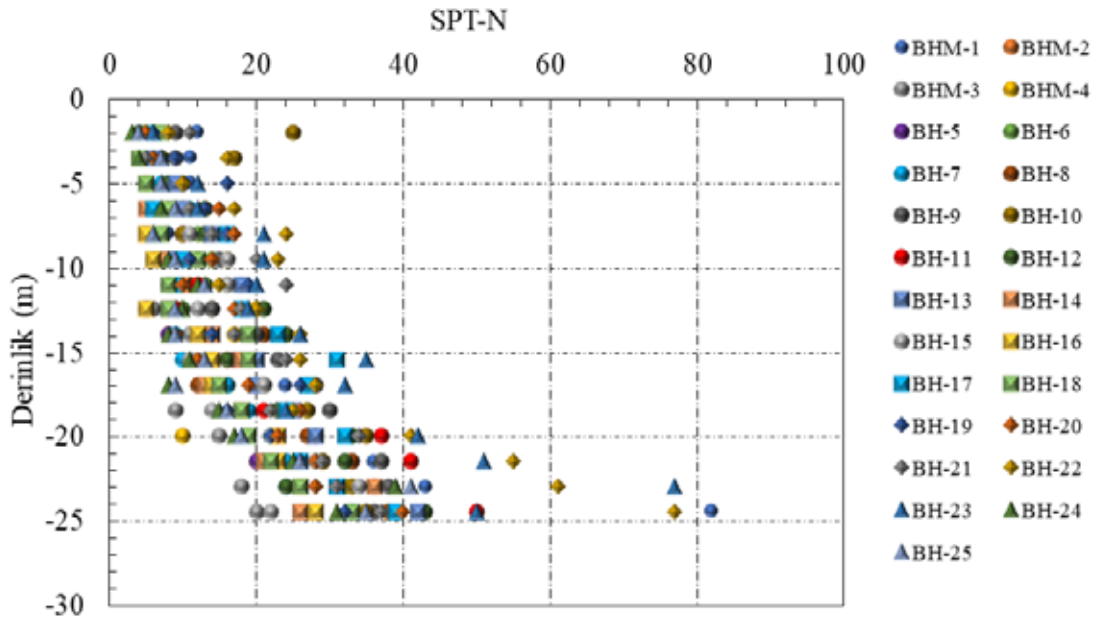
2. ARAZİ ÇALIŞMALARI VE PROJE BİLGİLERİ

Çalışma kapsamında Özbekistan Taşkent'te inşa edilmesi planlanan bir proje vaka olarak ele alınmıştır. Vaka olarak ele alınan proje sahasında rezidans, eğitim merkezi, ofisler ve alışveriş merkezleri gibi birçok yapı inşa edilmesi planlanmıştır.

Proje sahasının zemin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla toplam 866 m boyunda 31 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Arazi ve laboratuvar deneyleri Özbekistan İnşaat Mühendisliği Araştırmaları Enstitüsü tarafından yürütülmüştür.

Sahada zemin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla SPT (Standart Penetrasyon Deneyi) deneyleri yapılmış olup, SPT değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 1'de sunulmaktadır. Sahada yapılan zemin araştırmalarında zemin profilinde 0.00-5.00 m arasında dolgu, devamında ise sondaj kuyusu sonuna kadar devam eden yüksek plastisiteli kil (CH) yer almaktadır. Yeraltı su seviyesi sahadaki kot durumuna göre 2.90 m ile 9.20 m arasında

değişmektedir. Proje sahasında açılan muayene çukurları ile sondaj kuyularından alınan numunelere ait görüntüler Şekil 2’de gösterilmektedir. İnceleme alanında yapılan jeofizik çalışmalarda yüzeye yakın temel zemini bölgelerinde Vs değerleri ortalaması 300 m/s olarak belirlenmiştir. Projelendirme çalışmalarında deprem davranışı için Özbekistan’da 1 Mart 1996’dan beri geçerli olan KMK 2.01.03-96 standardı kullanılmış olup, söz konusu standartta (KMK 1.6. Bölüm Tablo 1.1) zemin sismik açıdan üç kategoride sınıflandırılmaktadır. Kategori I’den III’e doğru gittikçe daha zemin özellikleri zayıflamaktadır. Zemin kategorisi I’den III’e doğru değiştikçe seçilecek deprem etkisi de artmaktadır.



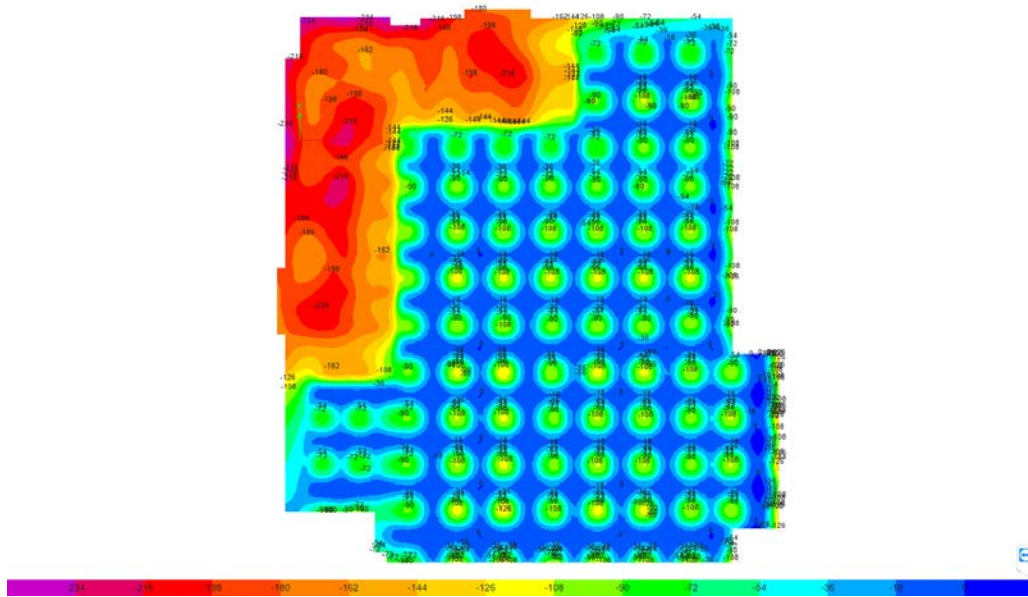
Şekil 1. Derinliğe Bağlı SPT Değişimi



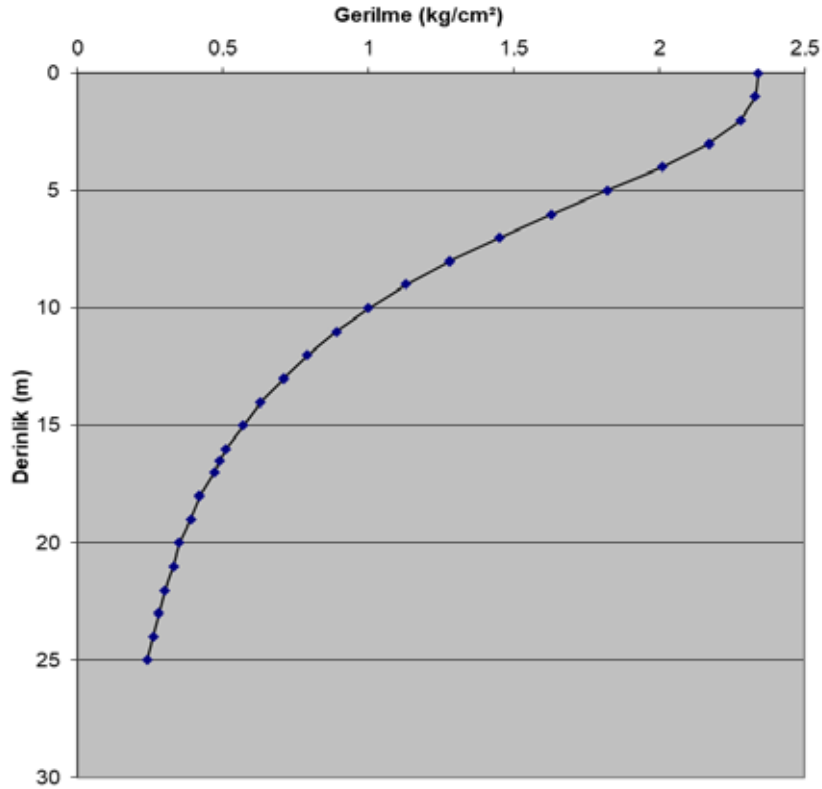
Şekil 2. Proje Sahası Zemini

3. ZEMİN İYİLEŞTİRME ÇALIŞMALARI

Zemin etüt çalışmalarından elde edilen veriler değerlendirildiğinde, üst yapıdan gelen yükler altında temel zemininin taşıma gücü ve oturma açısından problemlili olduğu anlaşılmıştır. Yapısal analizler sonucu elde edilen gerilme dağılımı Şekil 3'de sunulmaktadır. Gerilme dağılımından görüleceği gibi özellikle yapının yükselen blok bölgesinde gerilmeler 235 kPa mertebelerindedir. Temel zemininin taşıma kapasitesi Terzaghi (1943) tarafından önerilen yöntemle göre 170 kPa olarak hesaplanmıştır. Ayrıca yapılan uzun süreli oturma analizleri sonucunda 32 cm civarında oturma değerleri elde edilmiştir. Temel zemininin taşıma gücü ve oturma sorununun giderilmesi amacıyla temel sisteminin derin temel seçilmesi yerine zeminin ıslah edilmesi gerek güvenlik gerekse ekonomiklik açısından daha uygun bir yöntem olarak belirlenmiştir. Bu amaçla derin karıştırma yöntemi (DSM) ile 80 cm çapında, 16.5 metre boyunda ve planda 3.00 m x 3.00 m karelerde DSM kolonları kullanılarak ıslah projesi tasarlanmıştır. Islah derinliği seçiminde temel alt kotu dikkate alındığında SPT değerlerinin 25'den büyük olduğu ve ilave gerilmenin %20 mertebesine düştüğü derinlik dikkate alınmıştır (Şekil 4). DSM kolonlarının tasarımında Amerikan Petrol Enstitüsü (API) tarafından önerilen hesap metodu kullanılmış olup, DSM kolon taşıma kapasitesi 116 ton olarak hesaplanmıştır. Alan oranı yaklaşımı kullanılarak yapılan oturma analizleri sonucunda ıslah sonrası oturma miktarı 2.9 cm olarak bulunmuştur.



Şekil 3. Yapısal Analiz Sonucu Gerilme Dağılımı



Şekil 4. Temel Zeminin İlave Efektif Gerilme Değişimi (Bousseunesq 1883)

4. ZEMİN İYİLEŞTİRME SONRASI SAHA DENEYLERİ

Zemin ıslahı yapılan uygulamalarda genellikle uygulanan yöntemle ait taşıyıcı elemanın (jet grout kolonu, DSM kolonu vb.) performansı belirlenerek tasarım tamamlanmaktadır. Bu amaçla karot numune alınması, süreklilik deneyi ve tek bir kolon üzerinde yükleme deneyi yapılarak tasarım kontrol edilmektedir. Bu performans değerlendirmeleri daha çok sadece oluşturulan elemanın yeterliliğini belirlemeye yöneliktir. Oysa ki zemin ıslahı sonrası iyileştirmenin üst yapı davranışına etkisinin de dikkate alınması ve zeminde oluşturulan elemanlarla birlikte zeminin de değerlendirilmeye alınması gerekmektedir. Bu da ancak ıslah sonrası sahanın performansının belirlenmesi ile mümkündür. Son zamanlarda bu konu ile ilgili olarak yaygın olmamakla birlikte özellikle maliyet ve zaman açısından en uygun yaklaşım olarak jeofizik yöntemler kullanılmaktadır. Bu çalışmada da DSM kolonlarının imalat sonrası kalite deneyleri yapılmış olup, ayrıca sahanın genel davranışının belirlenmesi için ıslah sonrası jeofizik ölçümler yapılmıştır.

4.1. DSM Kolon Yükleme Deneyi

Proje sahasında imal edilen DSM kolonlarının yük taşıma performanslarının belirlenmesi amacıyla yükleme deneyleri yapılmıştır. 9 farklı kolon üzerinde yapılan deneylere ait sonuçlar Tablo 1’de özetlenmektedir. Deney düzeneği Şekil 5’de, tipik yük-deplasman eğrisi ise Şekil 6’da gösterilmektedir. Yapılan yükleme deneyi ASTM’de önerilen yükleme prosedürüne göre yapılmış olup, nihai taşıma kapasitesi Mazurkiewicz Yöntemine göre belirlenmiştir (Şekil 7). Yükleme deneyinden elde edilen taşıma kapasitelerinin tasarım aşamasında hesaplanan güvenli taşıma gücünden yaklaşık %55-60 daha fazla olduğu belirlenmiştir. Alınan karot örnekleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyleri ile

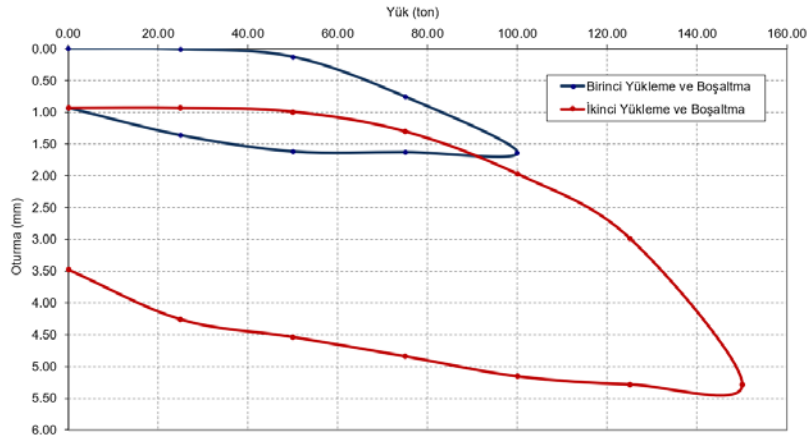
öngörülen 7 günlük dayanım 3.5 MPa ve 28 günlük dayanım 5 MPa minimum değerlerini sağlamıştır. Yapılan deneyler sonucunda tasarımda beklenen performans düzeyinin sağlandığı anlaşılmaktadır. Dolayısıyla DSM kolonunun tek olarak dikkate alınması durumunda taşıma gücü ve oturma davranışı açısından yeterli olduğu görülmüştür.

Tablo 1. DSM Kolonu Yükleme Deney Sonuçları

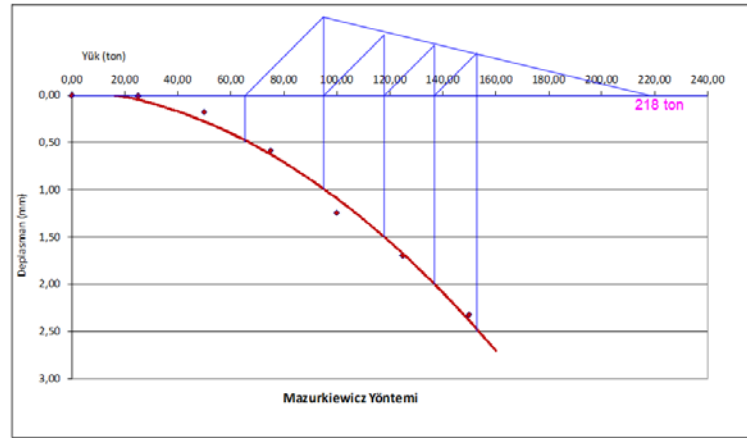
Test No	Servis Yüğü (ton)	Maksimum Yüğü (ton)	Toplam Oturma Miktarı (mm)	Kalıcı Oturma Miktarı (mm)	Nihai Yüğü Taşıma Kapasitesi (ton)	Güvenlik Sayısı
1	100	150	15.63	6.06	206	2.06
2	100	150	10.96	4.12	216	2.16
3	100	150	11.74	5.17	208	2.08
4	100	150	0.62	0.25	213	2.13
5	100	150	2.33	1.14	222	2.22
6	100	150	8.95	4.48	210	2.10
7	100	150	5.28	3.48	218	2.18
8	100	150	6.26	2.27	220	2.20
9	100	150	6.93	3.70	213	2.13



Şekil 5. DSM Kolonu Yükleme Düzenneği



Şekil 6. DSM Kolonu Tipik Yük-Oturma Grafiği (Test No 7)



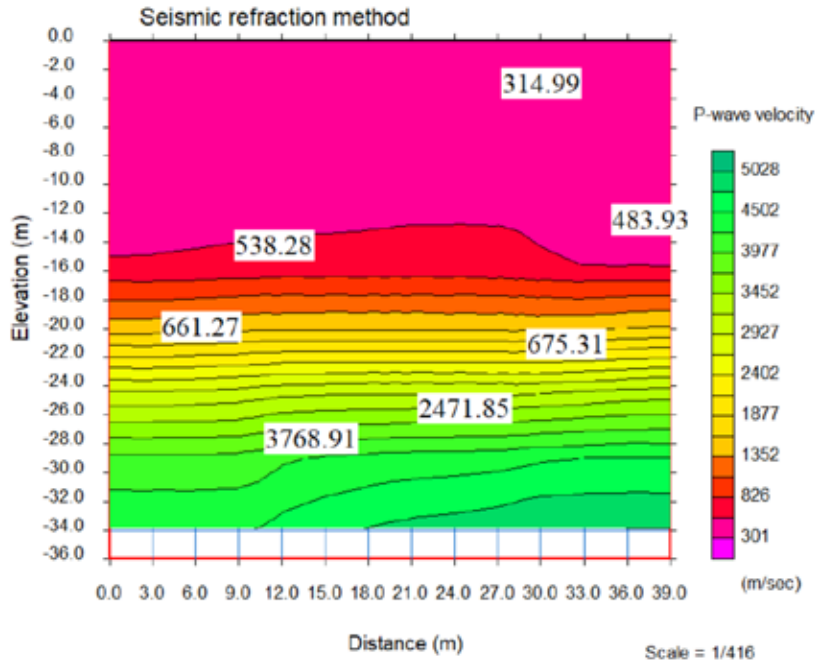
Şekil 7. Mazurkiewicz Yöntemi İle Taşıma Kapasitesinin Belirlenmesi (Test No 7)

4.2. Sismik Çalışmalar İle Zemin İslahı Değerlendirilmesi

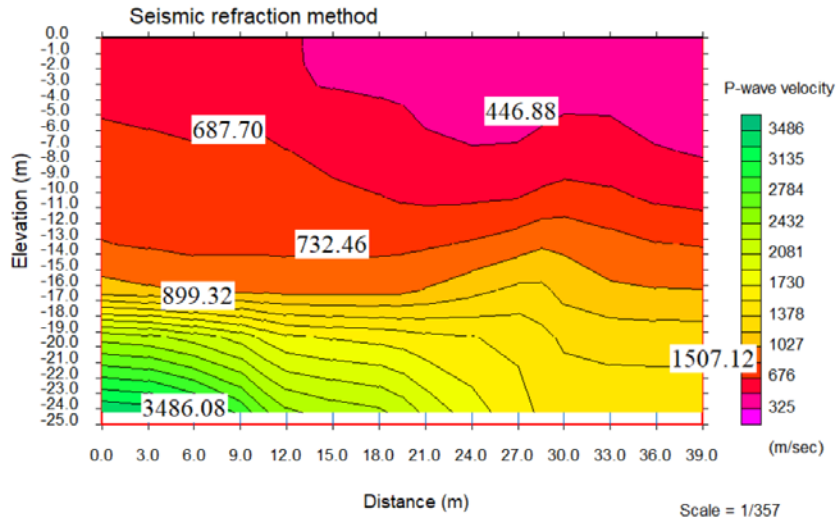
Zemin ıslahı sonrası iyileştirmenin üst yapı davranışına etkisinin de dikkate alınması ve zeminde oluşturulan elemanlarla birlikte zeminin de değerlendirilmeye alınması gerekmektedir. Bu açıdan en hızlı değerlendirme yöntemlerinden birisi arazide yapılan jeofizik araştırmalar olarak karşımıza çıkmaktadır. Jeofizik yöntemler zemin etüt çalışmaları esnasında kullanılmasına rağmen, ıslah sonrası sahanın genel performansının değerlendirilmesinde kullanımı henüz yaygın değildir. Özellikle ıslah çalışmaları sonrası projede öngörülen iyileştirme seviyesinin belirlenmesi önem arz etmektedir. Kaldı ki TBDY 2018 EK 16D'de seçilen iyileştirme yönteminin saha uygulamasının aletsel gözlemlerle yakından izlenmesi ve sağlanan iyileşmenin derecesinin gerçekleşme durumunun kontrol edilmesi istenmektedir. Çalışma kapsamında bu amaçla iyileştirme öncesi ve sonrası jeofizik ölçümler yapılarak, iyileşmenin derecesi belirlenmiştir. Jeofizik çalışmalarda MASW(Vs) ölçümleri yapılmıştır (Şekil 8). Çalışma alanında sismik ölçümler 12 kanallı sismik kayıt cihazı ile, enerji kaynağı olarak 7 kg'lık balyoz kullanılarak alınmıştır. Arazide ölçümler alınırken eş zamanlı olarak veri kalitesi bilgisayar ekranından kontrol edilmiş ve dijital olarak kaydedilmiştir. Ölçümler alınırken yer altı topoğrafyasının ortaya çıkarılması amacıyla veriler çok atışlı sismik ölçümler alınarak toplanmıştır. Elde edilen verilerin ters çözüm değerlendirmeleriyle yer altı sismik hız-derinlik kesitleri elde edilip tabakalı modele dönüştürülmüştür. İyileştirilmemiş zeminde yapılan ölçüm sonuçları Şekil 9'da, iyileştirilmeden sonra arazide yapılan ölçüm sonuçları ise Şekil 10'da sunulmaktadır.



Şekil 8. Sahada Yapılan Jeofizik Çalışmaları



Şekil 9. İyileştirilmeyen Sahada Yapılan Ölçümler

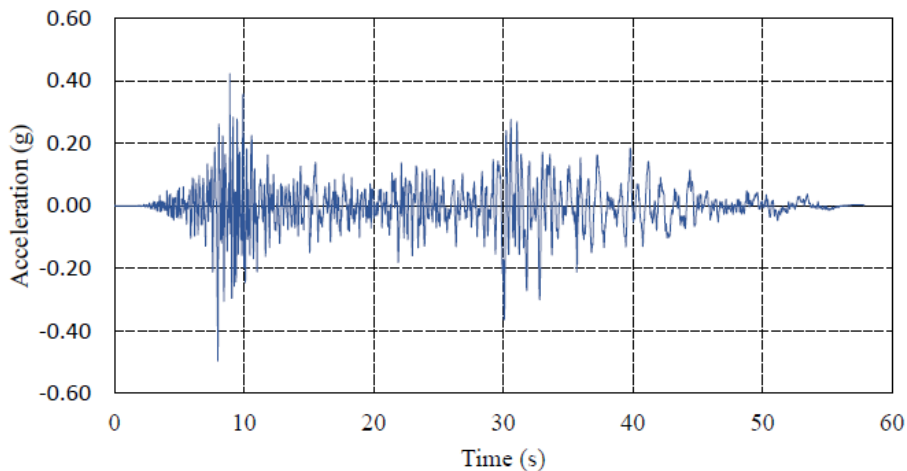


Şekil 10. İyileştirilen Sahada Yapılan Ölçümler

Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde iyileştirme çalışmaları öncesi zemin yüzeyine yakın temel zemini bölgelerinde kayma dalgası hızı, V_s değerleri, ortalama 300 m/s mertebesinde iken, DSM ile iyileştirme sonrası V_s değerleri ortalama 500 m/s değerine çıkmıştır. KMK 2.01.03-96 standardı dikkate alındığında, zemin iyileştirme çalışmaları sonrası Zemin kateforisi III'den II'ye yükselmiştir. Bu durum da sahada kullanılacak deprem düzeyinin daha düşük alınmasına ve üst yapının daha ekonomik analizine imkan sağlamaktadır. Ayrıca dinamik yükler altında zeminde oluşacak deformasyonlar da önemli mertebede azalacaktır.

5. SAYISAL ÇALIŞMALAR

Çalışma kapsamında ıslah çalışmaları sonrası iyileştirilmiş sahanın dinamik yükler altında performansı sayısal analizlerle araştırılmıştır. Sayısal analizler tek boyutlu DeepSoil (Hashash vd., 2017) ve iki boyutlu Plaxis 2D 2019 programları ile yapılmıştır. Her iki analizde de 0.40g'lik deprem kullanılmış olup, kullanılan deprem datası Şekil 11'de sunulmaktadır. DeepSoil programında plastisite indisi ve V_s değerleri dikkate alınarak Vucetic ve Dobry (1991) yaklaşımı ile parametreler belirlenmiştir. DeepSoil programında kullanılan zemin parametreleri iyileştirilmemiş zemin için Şekil 12'de, iyileştirilmiş zemin için de Şekil 13'de verilmektedir.



Şekil 11. Analizde kullanılan Deprem Verileri

Layer #	Layer Name	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Shear Velocity (m/s)	Damping Ratio (%)	Ref. Strain (%)	Ref. Stress (MPa)	Beta	a	b	d	P1	P2	P3
1	Tabaka 1	2	19	153	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
2	Tabaka 2	2	19	162	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
3	Tabaka 3	2	19	206	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
4	Tabaka 4	2	19	224	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
5	Tabaka 5	2	19	253	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
6	Tabaka 6	2	19	268	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
7	Tabaka 7	2	19	293	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
8	Tabaka 8	2	19	312	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.5	0.398	1
9	Tabaka 9	2	19	326	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
10	Tabaka 10	2	19	334	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
11	Tabaka 11	2	19	338	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
12	Tabaka 12	2	19	340	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
13	Tabaka 13	2	19	340	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1

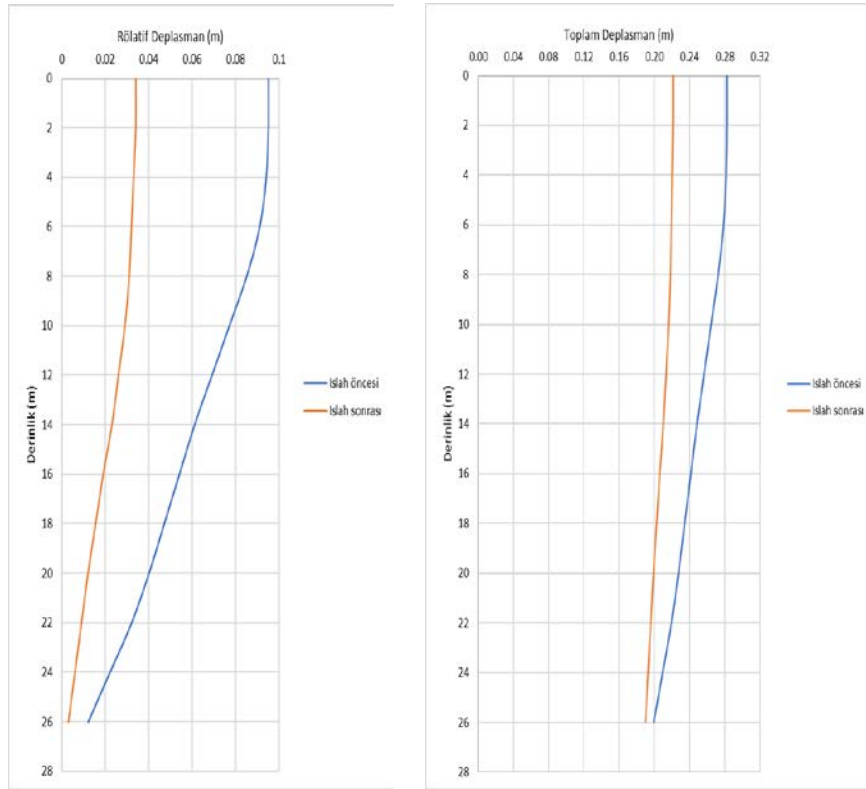
Şekil 12. İyileştirilmemiş Zemin İçin DeepSoil Programında Kullanılan Parametreler

Layer #	Layer Name	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Shear Velocity (m/s)	Damping Ratio (%)	Ref. Strain (%)	Ref. Stress (MPa)	Beta	a	b	d	P1	P2	P3
1	Tabaka 1	2.00	19.00	249.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
2	Tabaka 2	2.00	19.00	298.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
3	Tabaka 3	2.00	19.00	330.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
4	Tabaka 4	2.00	19.00	345.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
5	Tabaka 5	2.00	19.00	365.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
6	Tabaka 6	2.00	19.00	388.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
7	Tabaka 7	2.00	19.00	410.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
8	Tabaka 8	2.00	19.00	445.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
9	Tabaka 9	2.00	19.00	458.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
10	Tabaka 10	2.00	19.00	475.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
11	Tabaka 11	2.00	19.00	493.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
12	Tabaka 12	2.00	19.00	514.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1
13	Tabaka 13	2.00	19.00	514.00	0.936254741950211	0.1022	0.18	1.455	0.855	0	0	0.9	0.398	1

Şekil 13. İyileştirilmiş Zemin İçin DeepSoil Programında Kullanılan Parametreler

DeepSoil analizleri sonucunda zemin derinliği boyunca oluşan deplasmanlar hesaplanmış olup, rölatif ve toplam deplasmanlar Şekil 14’de sunulmaktadır. Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde iyileştirme sonrası zeminde oluşan maksimum rölatif deplasmanlar %65 mertebesinde azalırken, toplam deplasmanlarda ise bu değer %20 mertebelerinde kalmaktadır. Toplam deplasmanlardaki mertebenin az olması ise taban kayasında meydana gelen deformasyonun her iki durumda da değişmemesinden kaynaklanmaktadır.

Çalışmada DeepSoil programının yanı sıra, sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 2D programı ile saha davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde Hardening Soil Small (HSS) modeli kullanılmış olup, iyileştirilmemiş ve iyileştirilmiş durumlar için zemin parametreleri Vucetic ve Dobry tarafından önerilen yaklaşımlarla hesaplanmıştır. Analizlerde kullanılan parametreler Tablo 2’de sunulmaktadır. Dinamik analizlerde deprem sınır koşulları olarak düşey sınırlarda “tied” sınır koşullarıyla yatayda “none” seçeneği kullanılarak analizler yapılmıştır. İyileştirme olmadan yapılan dinamik analizlerden elde edilen sonuçlar Şekil 15’de, iyileştirme yapıldıktan sonra yapılan analiz sonuçları Şekil 16’da sunulmaktadır. Zemin iyileştirmesi öncesi yapının yer aldığı alanda oluşan deplasman değerleri 18 cm iken, iyileştirme sonrası yapının bulunduğu bölgede deplasman değerleri 9 cm mertebelerine düşmektedir. Elde edilen sonuçlar iyileştirmenin sadece statik koşullar değil, dinamik koşullarda da sahanın genel performansını önemli mertebede etkilediğini göstermektedir.

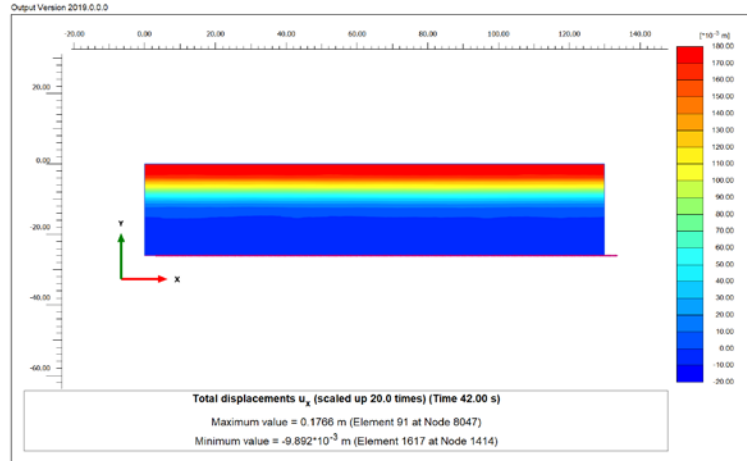


Şekil 14. İyileştirme Öncesi ve Sonrası Durumlar için Dinamik Yükleme Durumunda Derinlik Boyunca Oluşan Deplasmanlar

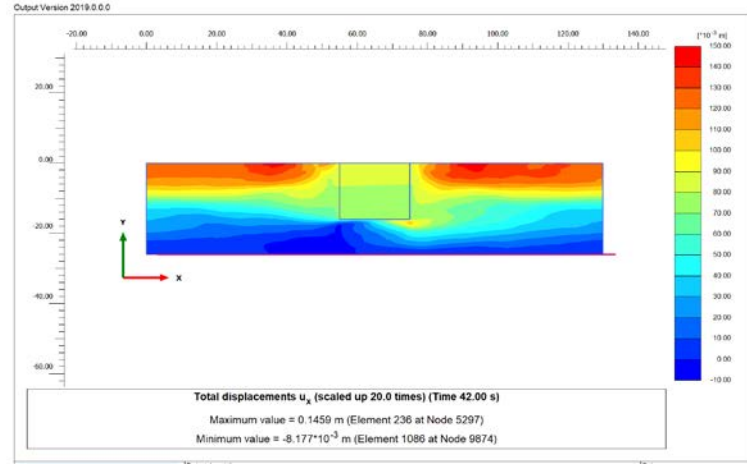
Tablo 2. Sonlu Elemanlar Analizinde Kullanılan Parametreler

Zemin Parametreleri	İyileştirmeden	İyileştirmeden	Birim
	Önce	Sonra	Birim
	Değer		
γ_{unsat} , Kuru birim hacim ağırlık	18	18	kN/m ³
γ_{sat} , Doymun birim hacim ağırlık	19	19	kN/m ³
E_{50}^{ref} , Drenajlı üç eksenli deneydeki sekant rijitliği	9000	26000	kN/m ²
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, Birinci ödometre yüklemesi için tanjant rijitliği	9000	26000	kN/m ²
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, Drenajlı üç eksenli deneydeki boşaltma/yeniden yükleme rijitliği	27000	78000	kN/m ²
m , Üstel katsayı	0.62	0.62	
c' , Efektif kohezyon	5	5	kN/m ²
ϕ' , Efektif kayma direnci açısı	27	27	°
ψ , Dilatasyon açısı	0	0	°
$\gamma_{0.7}$, Eşik kayma birim şekil değiştirme	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}	-
G_0^{ref} , Küçük birim deformasyon kayma modülü	50000	81250	kN/m ²
ν'_{ur} , Boşaltma/yeniden yükleme için poisson oranı	0.2	0.2	-
$K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin \phi$	0.55	0.55	-
Rayleigh α	0.1702	0.1702	-

Rayleigh β	0.00058	0.00058	-
------------------	---------	---------	---



Şekil 15. İyileştirme Öncesi Sonlu Elemanlar Analiz Sonuçları



Şekil 16. İyileştirme Sonrası Sonlu Elemanlar Analiz Sonuçları

6. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında Özbekistan Taşkent'te inşa edilmesi planlanan bir proje vaka olarak ele alınmıştır. İncelenen sahada yapılan zemin etüt çalışmalarında zeminin taşıma gücü ve oturma açısından sorunlu olan bölgeleri Derin Karıştırma Yöntemi (DSM) ile iyileştirilmiştir. İyileştirilmiş alanlarda iyileştirme elemanları ve saha genelinde deneysel olarak performans değerlendirmesi yapılmış olup, elde edilen sonuçlarla sahanın dinamik yükler altında davranış analizi sayısal olarak gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

- Proje sahasında imal edilen DSM kolonlarının yük taşıma performanslarının belirlenmesi amacıyla 9 farklı kolon üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır. Yükleme deneyinden elde edilen taşıma kapasitelerinin tasarım aşamasında hesaplanan güvenli taşıma gücünden yaklaşık %55-60 daha fazla olduğu belirlenmiştir. DSM kolonlarından alınan karot örnekleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyleri ile öngörülen 7 günlük dayanım 3.5 MPa ve 28 günlük dayanım 5 MPa minimum değerlerini sağlamıştır. Yapılan deneyler sonucunda tasarımda beklenen performans düzeyinin sağlandığı anlaşılmaktadır. Dolayısıyla DSM kolonunun tek olarak dikkate alınması durumunda taşıma gücü ve oturma davranışı açısından yeterli olduğu görülmüştür.



- Sahada yapılan jeofizik ölçümler sonucunda iyileştirme çalışmaları öncesi zemin yüzeyine yakın temel zemini bölgelerinde kayma dalgası hızı, V_s değerleri, ortalama 300 m/s mertebesinde iken, DSM ile iyileştirme sonrası V_s değerleri ortalama 500 m/s değerine çıkmıştır.
- Özbekistan'da tasarımlarda kullanılan KMK 2.01.03-96 standardı dikkate alındığında, zemin iyileştirme çalışmaları sonrası Zemin kateforisi III'den II'ye yükselmiştir. Bu durum da sahada kullanılacak deprem düzeyinin daha düşük alınmasına ve üst yapının daha ekonomik analizine imkan sağlamaktadır. Ayrıca dinamik yükler altında zeminde oluşacak deformasyonlar da önemli mertebede azalacaktır.
- DeepSoil programı kullanılarak dinamik yükler altında 1 boyutlu saha davranış analizleri yapılmıştır. Analizlerden elde edilen sonuçlara göre iyileştirme sonrası zeminde oluşan maksimum rölatif deplasmanlar %65 mertebesinde azalırken, toplam deplasmanlarda ise bu değer %20 mertebelerinde kalmaktadır. Toplam deplasmanlardaki mertebenin az olması ise taban kayasında meydana gelen deformasyonun her iki durumda da değişmemesinden kaynaklanmaktadır.
- Plaxis 2D sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılan 2 boyutlu saha davranış analizlerinde zemin iyileştirmesi öncesi yapının yer aldığı alanda oluşan deplasman değerleri 18 cm iken, iyileştirme sonrası yapının bulunduğu bölgede deplasman değerleri 9 cm mertebelerine düşmektedir. Elde edilen sonuçlar iyileştirmenin sadece statik koşullar değil, dinamik koşullarda da sahanın genel performansını önemli mertebede etkilediğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Bouassida, M., Porbaha, A. (2004), "Ultimate Bearing Capacity of Soft Clays Reinforced by a Group of Columns-Application to a Deep Mixing Technique", *Soils and Foundations*, 44(3), 91-101.
- Boussinesq, J. (1883). "Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibri et due Mouvement des Solides Elastiques," Gauthier- Villars, Paris.
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2017) "DEEPSOIL 7.0, User Manual".
- Kitazume, M., Maruyama, K. (2006), "External Stability of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground Under Embankment Loading", *Soils and Foundations*, 46(3), 323-340.
- Lin, K. Q., Wong, I. H. (1999), "Use of Deep Cement Mixing to Reduce Settlements at Bridge Approaches", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), 309-320.
- Mazurkiewicz, B.K., (1972), "Test Loading of Piles According to Polish Regulations", Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Commission on Pile Research, Report No.35, pp20, Stocholm.
- Porbaha, A., Zen, K., Kobayashi, M. (1999), "Deep Mixing Technology for Liquefaction Mitigation", *Journal of Infrastructure Systems*, 5(1), 21-34.
- O'Rourke, T. D., McGinn, A. J. (2006), "Lessons learned for ground movements and soil stabilization from the Boston Central Artery." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineeterring* Vol. 132(8), 966-989.
- Seismic code of Uzbekistan, KMK 2.01.03-96 "Norms and Regulations for Construction in Seismic Zones", Tashkent, Uzbekistan, 1996, 125 p.



- Terzaghi, K. (1943), “Theoretical Soil Mechanics”, Wiley, New York.
Vucetic, M. and R. Dobry, (1991), “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response”, Journal of Geotechnical Engineering 1171: 87-107.

STRENGTHENING BEACH SAND BY ENZYME INDUCED CALCIUM CARBONATE PRECIPITATION

DENİZ KUMUNUN ENZİM KAYNAKLI KALSİYUM KARBONAT ÇÖKELTİSİ İLE ÇİMENTOLAŞTIRILMASI

Ahmed Miftah¹

Hamed Khodadadi Tirkolaei²

Huriye Bilsel³

ABSTRACT

Strengthening beach sand using enzyme induced carbonate precipitation (EICP) was demonstrated. Enzyme induced carbonate precipitation (EICP) is an emerging biologically-based ground improvement technique that precipitates calcium carbonate within the pores of a granular soil via hydrolysis of urea catalyzed by free urease enzyme. In this study, samples of a natural beach sand were treated using an EICP solution at one, two, and three cycles of treatment (one pore volume per treatment cycle). Strength and carbonate content of the treated specimens were measured using unconfined compressive strength (UCS) testing and acid digestion. X-ray diffraction analysis and scanning electron microscopy (SEM) were used to evaluate the morphology of the precipitates. The treated specimens showed average UCS of 145 kPa, 241 kPa, and 483 kPa at average carbonate content of 1.96%, 2.98%, and 3.69% (corresponding to one, two, and three cycles), respectively. Calcite was observed to be the main crystal phase in the treated specimens.

Keywords: Ground improvement, Enzyme induced carbonate precipitation, EICP, bio-cementation.

ÖZET

Bu çalışmada enzime bağlı karbonat çöktürme (EICP) kullanılarak plaj kumunun güçlendirilmesi gösterilmiştir. Enzim kaynaklı karbonat çökeltmesi (EICP), serbest üreaz enzimi ile katalize edilen üre hidrolizi yoluyla, granüler bir toprağın gözenekleri içindeki kalsiyum karbonatı çökeltici, biyolojik olarak temelli bir zemin iyileştirme tekniğidir. Bu çalışmada, doğal bir sahil kumu örnekleri bir, iki ve üç kür döngüsünde (kür döngüsü başına bir gözenek hacmi) bir EICP çözeltisi kullanılarak muamele edildi. Muamele edilen numunelerin mukavemet ve karbonat içeriği, serbest basınç mukavemeti (UCS) testi ve asit sindirimi

¹Doctoral Student, Department of Civil Engineering, Cyprus International University, Nicosia, Cyprus. Email: ahmadshouib1980@gmail.com

²Assistant Research Professor, Center for Bio-mediated and Bio-inspired Geotechnics (CBBG), Arizona State University, Tempe, AZ, USA. Email: hkhodadadi@asu.edu

³Professor, Department of Civil Engineering, Cyprus International University, Nicosia, Cyprus. Email: hbilsel@ciu.edu.tr



*8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul*

kullanılarak ölçülmüştür. Çökeltilerin morfolojisini değerlendirmek için XRD analizi ve taramalı elektron mikroskopisi (SEM) kullanılmıştır. Muamele edilen örnekler, sırasıyla % 1.96, % 2.98 ve % 3.69 (sırasıyla bir, iki ve üç devire karşılık gelir) ortalama karbonat içeriğinde 145 kPa, 241 kPa ve 483 kPa ortalama UCS göstermiştir. Kalsit, muamele edilen örneklerde ana kristal faz olarak gözlemlendi.

1. INTRODUCTION

Enzyme induced carbonate precipitation (EICP) is an emerging biologically-based ground improvement technique that precipitates calcium carbonate within the pores of a granular soil via hydrolysis of urea catalyzed by free urease enzyme. The precipitated calcium carbonate (CaCO_3) can cement the soil particles by precipitating at the particle-to-particle contact points or increase the particle roughness by precipitating at the particle surface. The cementation of particles and their increased roughness will improve the shear strength, stiffness, and dilatancy characteristics of the soil. Compared to its microbial analog, i.e. microbially induced carbonate precipitation (MICP), EICP does not involve challenges associated with microbial growth and activity in soil environments, such as lack of oxygen for the activity of ureolytic bacteria in deep soil, and application into soils with the pore size smaller than bacterial cells (Khodadadi Tirkolaei et al. 2017). In EICP, substrate solution and enzyme solution can be mixed together and injected into soil as a single solution, whereas in MICP, bacterial solution should be injected separately as mixing bacterial cells with substrate solution causes flocculation of cells. In addition, EICP was reported to result in high strength at a few number of treatment cycles while several cycles of treatment are usually needed to achieve a high strength using MICP (Almajed et al. 2019).

EICP has been studied for different applications, such as strengthening granular soil (Yasuhara et al. 2012, Hamdan et al. 2013, Kavazanjian and Hamdan 2015, Almajed et al. 2018, Dilrukshi et al. 2018, Martin et al. 2018, Pasillas et al. 2018, Venda Oliveira et al. 2018), reducing the hydraulic conductivity of granular soil (Nemati and Voordouw 2003, Larsen et al. 2008, Beser et al. 2017), fugitive dust mitigation (Bang et al. 2009, Hamdan and Kavazanjian 2016), and sealing cracks in concrete (Dakhane et al. 2018). Among studies using EICP for soil strengthening, except for Venda Oliveira et al. (2018) who evaluated the effect of organic matter content on the efficiency of EICP, the other studies used washed sands with no or insignificant amount of fine content and salts. Also, no study was found addressing using EICP for treatment of beach sand. Beach sands contain carbonate minerals and salts coming from seawater, which can affect precipitation kinetics and morphology of enzyme induced precipitates.

Considering the potential interest in using EICP for treatment of beach sands for different applications such as sand dune erosion control and liquefaction mitigation, and the lack of research on EICP treatment of beach sand, the main goal of this study is to evaluate efficacy of EICP for strengthening beach sand. For this purpose, specimens of a natural beach sand were subjected to one to three cycles of EICP treatment, their strength were measured using unconfined compressive strength (UCS), their carbonate content were determined using acid digestion, and morphology and mineralogy of precipitates were identified using scanning electron microscopy (SEM) and X-ray diffraction analysis (XRD).

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

3. Materials and Methods

Soil Properties

The sand tested in this study was a natural beach sand obtained from eastern coast of Famagusta bay, North Cyprus. Table 1 illustrates the basic geotechnical properties of the sand. The sand was measured to contain 62.5% carbonate mineral.

Table 1. Physical properties of sand.

Property	Value
Effective diameter, D_{10}	0.18
Median diameter, D_{50}	0.27
Uniformity coefficient, C_u	1.61
Coefficient of curvature, C_c	1.1
Minimum void ratio (e_{min})	0.562
Maximum void ratio (e_{max})	0.88
CaCO ₃ (%)	63.2
Specific Gravity, G_s	2.7
USCS Classification	SP

Test Tube Experiments

Since activity of the enzyme used in this study was unknown, test tube experiments were conducted to determine the appropriate concentration of enzyme yielding a high amount of carbonate. For this purpose, EICP solution containing 1 M urea, 0.67 M calcium chloride anhydrous, 4 g/l non-fat dry milk powder, and varied concentrations (10 ml/l, 5 ml/l, 2.5 ml/l, and 1.25 ml/l) of urease enzyme solution were prepared in 50-ml test tubes. Each tube was cured at room temperature for 4 days. After curing, each tube was centrifuged at 3500 rpm for 5 minutes and the supernatant was discarded. The remaining precipitates were rinsed twice by adding 30 ml DI water. After each rinsing, supernatant was removed via centrifugation at 3500 rpm for 5 minutes. Finally, the precipitates were dried at 50°C until constant mass achieved. The mass of precipitates in each tube was measured by subtracting the mass of each empty tube from the mass of the tube after the final centrifugation. At the end, the enzyme concentration which gave the highest mass of precipitation was selected for soil treatment.

Soil Sample Preparation

Nine 5 cm x 10 cm sand columns were prepared in PVC-tubes, and subjected to one, two, and three cycles of EICP treatment using the recipe obtain from the test tube experiments. The sand was poured into the tubes in three layers, each layer being tamped slightly from four sides to achieve relative density of 60%. One pore volume of treatment solution (i.e. 68 ml of EICP solution) was percolated into the columns at each cycle. The samples were left to cure for 4 days per treatment cycle at room temperature. Unconfined compressive strength (UCS) was performed in order to evaluate the strength improvement of each cemented sand column. Carbonate content of the treated specimens was measured by digesting about 10 g of each

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

specimen in 1 M hydrochloric acid (HCl) solution. To determine the mass of precipitation obtained by EICP treatment, the non-treated sand was also digested in HCl and its carbonate content was subtracted from the carbonate content of the treated specimens. The mass of enzyme induced precipitates over the dry mass of sand was reported as enzymatic carbonated content. After UCS test, a small fraction of each cemented specimen were collected for scanning electron microscopy (SEM) and X-ray diffraction (XRD) analysis. Figure 3 shows the treated columns.



Figure 1. EICP treated specimens.

4. RESULTS AND DISCUSSIONS

Table 2 shows the results of test tube experiments. As expected, it was observed that increasing the enzyme concentration increased the enzymatic precipitation yield and precipitation efficiency. Enzyme concentration of 10 ml/l was selected for soil treatment because it resulted in a higher amount of precipitation.

Table 2. Results of test tube experiments.

Tube No.	Enzyme concentration (ml/l)	Enzymatic CaCO ₃ mass(g)	Precipitation efficiency* (%)
1	1.25	1.117	33%
2	2.5	1.428	43%
3	5	2.148	64%
4	10	2.641	79%

* Precipitation efficiency: precipitation mass over the theoretical maximum precipitation which can be stoichiometrically obtained.

Figure 2 illustrates the results of EICP treatment of the beach sand using 1 M urea, 0.67 M CaCl₂, 4 g/l non-fat milk powder, and 10 ml/l enzyme solution. As shown, both strength and enzymatic carbonate content increased by increasing the number of treatment cycles. An unconfined compressive strength of around 0.5 MPa was obtained after three cycles of treatment. As demonstrated in Figure 2b, there is a sudden increase in strength when enzymatic carbonate content exceeded ≈3%. This sudden increase in strength after a certain amount of

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

precipitation may correspond to the minimum amount of precipitation required to create bonds between the majorities of particles. The schematic in Figure 3 illustrates bond formation between particles by increasing the treatment cycles. Almajed et al. (2018) also reported a sudden increase in unconfined compressive strength of EICP treated Ottawa 20-30 sand at carbonate content above 3%.

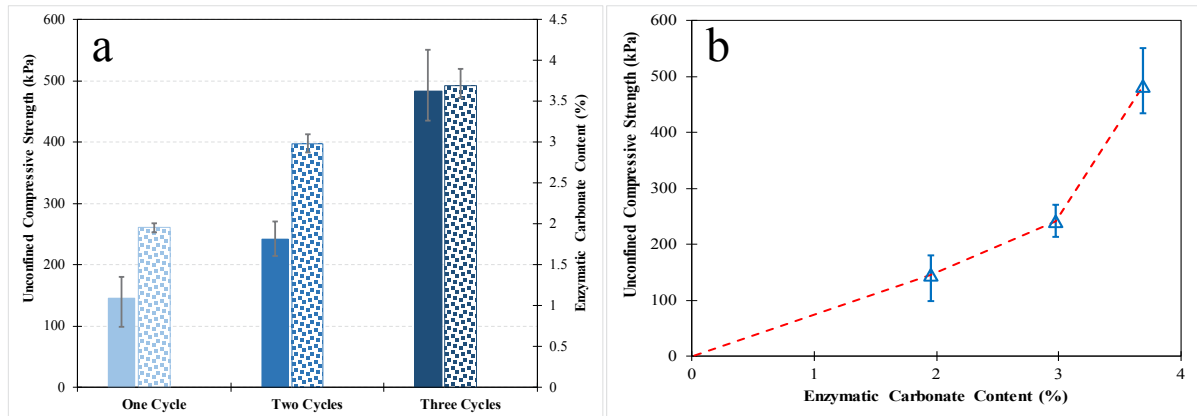


Figure 2. Soil treatment results: (a) Unconfined compressive strength and enzymatic carbonate content per treatment cycles (filled bars and dotted bars correspond to UCS and carbonate content, respectively), and (b) unconfined compressive strength at different carbonate content.

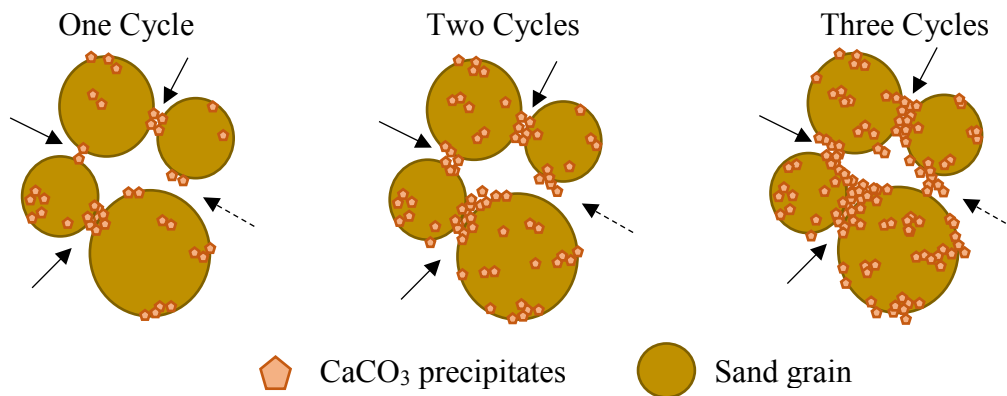


Figure 3. Schematic illustration of inter-particle binding at different cycles of treatment (solid arrows point out the bonds which become stronger after each cycle and dashed arrows point out the bond development between particles with a higher inter-particle distance).

The beach sand used in this study contains calcite as well as dolomite and quartz (Figure 4a), which makes it hard to distinct the pre-existing calcite and the enzyme induced calcite precipitates in the treated specimens using XRD. However, since XRD spectra of the treated beach sand specimens exhibited the presence of no other phases of calcium carbonate (e.g. aragonite and vaterite) (Figure 4c), it can be considered that calcite was the predominant crystal

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

phase of the enzyme induced precipitates in the treated specimens. Only little amount magnesium calcium carbonate minerals (e.g. dolomite) could precipitate (if any) since the concentration of calcium in EICP solution was much higher than the concentration of soluble magnesium in the beach sand. Vaterite was observed in the precipitates obtained from EICP solution in the test tubes when no sand was present (Figure 4b). Formation of vaterite in the aqueous environment might be attributed to the presence of organic compounds (such as milk proteins, and enzyme compositions). Khodadadi Tirkolaei et al. (2017) also observed vaterite formation in the microbially induced calcium carbonate precipitates when the soil specimens were treated by soaking into a solution containing high concentration of organic matter resulted by bacterial growth and activity. Presence of some organic compounds such as those with carboxyl, hydroxyl, and phosphate groups was reported to suppress crystallization of calcite in the bulk solution (Mullin 1993) whereas the same compounds can promote crystallization of calcite when they are adsorbed on a solid surface in the solution (Mann 2001). Presence of pre-existing calcite crystals in the beach sand may also facilitate crystallization of calcite (White 2012). SEM images show morphology of the precipitates in the treated specimens and the test tubes (Figure 5). The rhombohedral crystals in the treated specimens (Figure 5c) further demonstrate the presence of calcite. The precipitates obtained from the test tubes are mainly composed of spherical crystals which can be attributed to vaterite and spherical calcite (Figure 5b). Presence of some organic compounds can modify the rhombohedral face of calcite crystals and turn it into spherical calcite (Jimenez-Lopez et al. 2003).

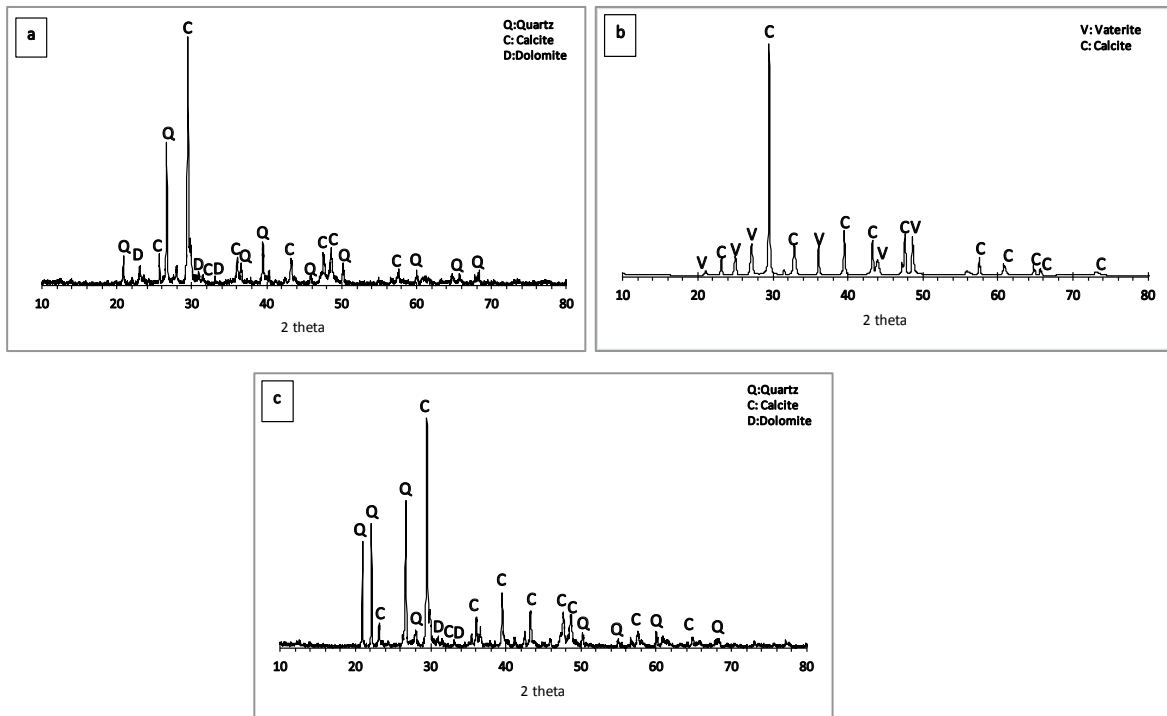


Figure 4. XRD spectra of (a) non-treated sand, (b) precipitates obtained from a test tube, and (c) treated sand (Q, C, V, and D denote quartz, calcite, vaterite, and dolomite, respectively).

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

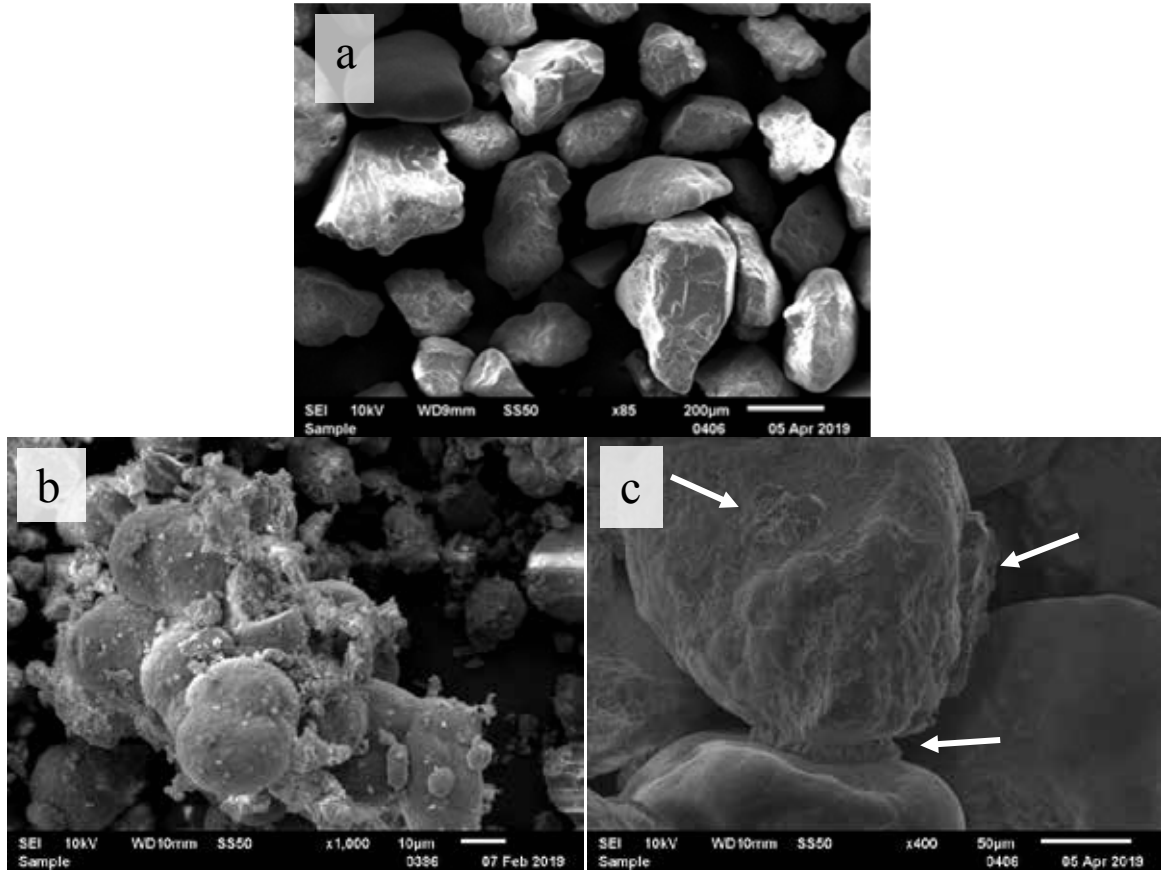


Figure 5. SEM images of (a) non-treated sand, (b) precipitates obtain from a test tube experiment, and (c) one of the treated specimens (arrows point out the calcite precipitates at inter-particle contact and particle surface).

5.CONCLUSIONS

EICP can be used for strengthening beach sand. The treated specimens showed average UCS of 145 kPa, 241 kPa, and 483 kPa at average carbonate content of 1.96%, 2.98%, and 3.69% (corresponding to one, two, and three cycles), respectively. A sudden increase in UCS of the treated specimens was observed when carbonate content exceeded $\approx 3\%$. Rhombohedral calcite was found to be the predominant crystal phase of the enzyme induced precipitates in the treated beach sand; whereas the precipitates obtained in EICP solution in the absence of sand were composed of vaterite and spherical calcite.

REFERENCES

Almajed, A., Khodadadi Tirkolaei, H., & Kavazanjian Jr, E. (2018). Baseline Investigation on Enzyme-Induced Calcium Carbonate Precipitation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(11), 04018081.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

- Almajed, A., Khodadadi Tirkolaei, H., Kavazanjian, E., & Hamdan, N. (2019). Enzyme induced biocemented sand with high strength at low carbonate content. *Scientific reports, Nature*, 9(1), 1135.
- Bang, S. S., Bang, S., Frutiger, S., Nehl, L. M., & Comes, B. L. (2009). "Application of novel biological technique in dust suppression." In *Proceeding of 88th Transportation Research Board Annual Meeting*, No. 09-0831.
- Beser, D., West, C., Cunningham, A., Fick, D., Phillips, A. J., Daily, R., Gerlach, R., & Spangler, L. (2017). "Assessment of ureolysis induced mineral precipitation material properties compared to oil and gas well cements." In *Proceeding of the 51st US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*.
- Dakhane, A., Das, S., Hansen, H., O'Donnell, S., Hanoon, F., Rushton, A., Perla, C., & Neithalath, N. (2018). "Crack healing in cementitious mortars using enzyme-induced carbonate precipitation: Quantification based on fracture response." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(4), 04018035.
- Dilrukshi, R. A. N., Nakashima, K., & Kawasaki, S. (2018). "Soil improvement using plant-derived urease-induced calcium carbonate precipitation." *Soils and foundations*, 58(4), 894-910.
- Hamdan, N., & Kavazanjian Jr, E. (2016). "Enzyme-induced carbonate mineral precipitation for fugitive dust control." *Géotechnique*, 66(7), 546-555.
- Hamdan, N., Kavazanjian Jr, E., & O'Donnell, S. (2013). "Carbonate cementation via plant derived urease." *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris.
- Jimenez-Lopez, C., Rodriguez-Navarro, A., Dominguez-Vera, J. M., & Garcia-Ruiz, J. M. (2003). "Influence of lysozyme on the precipitation of calcium carbonate: a kinetic and morphologic study." *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 67(9), 1667-1676.
- Kavazanjian, E., & Hamdan, N. (2015). "Enzyme induced carbonate precipitation (EICP) columns for ground improvement." In *IFCEE 2015* (pp. 2252-2261).
- Khodadadi, T. H., Kavazanjian, E., & Bilsel, H. (2017). Mineralogy of calcium carbonate in MICP-treated soil using soaking and injection treatment methods. In *Geotechnical Frontiers 2017* (pp. 195-201).
- Khodadadi Tirkolaei, H., Kavazanjian, E., van Paassen, L., & DeJong, J. (2017). "Bio-Grout Materials: A Review." In *Grouting 2017*, 1–12.
- Larsen, J., Poulsen, M., Lundgaard, T., & Agerbaek, M. (2008). "Plugging of fractures in chalk reservoirs by enzyme-induced calcium carbonate precipitation." *SPE Production & Operations, Society of Petroleum Engineers*, 23(4), 478–483.
- Mullin, J. W. (2001). *Crystallization*. Elsevier.
- Mann, S. (2001). *Biom mineralization: principles and concepts in bioinorganic materials chemistry (Vol. 5)*. Oxford University Press.
- Martin, K., Khodadadi Tirkolaei, H., Krishnan, V., Adam, R., Ramirez, J., Shurley, D., & Kavazanjian, E. (2018). "Bench-scale bio-grouted column formation using enzyme-induced carbonate precipitation". In *Proceeding of B2G Symposium*, Atlanta, GA.
- Nemati, M., & Voordouw, G. (2003). "Modification of porous media permeability, using calcium carbonate produced enzymatically in situ." *Enzyme and Microbial Technology*, 33(5), 635-642.
- Oliveira, P. J. V., Freitas, L. D., & Carmona, J. P. (2016). Effect of soil type on the enzymatic calcium carbonate precipitation process used for soil improvement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(4), 04016263.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

- Pasillas, J. N., Khodadadi, H., Martin, K., Bandini, P., Newton, C. M., & Kavazanjian Jr, E. (2018). Viscosity-Enhanced EICP Treatment of Soil. In *IFCEE 2018* (pp. 145-154).
- White, W. B. (2012). Speleothem microstructure/speleothem ontogeny: a review of Western contributions. *International Journal of Speleology*, 41(2), 18.
- Yasuhara, H., Neupane, D., Hayashi, K., & Okamura, M. (2012). "Experiments and predictions of physical properties of sand cemented by enzymatically-induced carbonate precipitation." *Soils and Foundations*, 52(3), 539-549.

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

EFFECT OF QUARRY DUST ENHANCEMENT ON ENGINEERING BEHAVIOR OF EXPANSIVE CLAYS

TAŞ OCAĞI TOZUNUN ŞİŞEN ZEMİNLERİN DAVRANIŞLARINDAKİ İYİLEŞTİRME ETKİSİ

Salah AL-DUBAI¹

Anoosheh IRAVANIAN *²

HÜSEYİN GÖKÇEKUŞ³

ABSTRACT

The volumetric change of expansive soil is considered as a challenge for geotechnical engineering and many methods were produced in order to stabilize such soils. In this study Quarry Dust (QD) by proportion of 10, 20, and 30% was used, so that the enhancement of quarry dust as stabilization material for four types of silt and clays characterized as expansive soils could get explored. The soil samples were collected from three different locations in Northern Cyprus with swell percentages ranging from 4% to 20%. The properties of the collected samples were examined in laboratory and the effect of quarry dust on physical properties, compaction characteristics, swell and consolidation properties as well as unconfined compressive strength were measured.

Findings displayed that the addition of 10, 20, and 30% QD results in an overall decrease in the Atterberg limits. Addition of quarry dust improved the compaction properties of the obtained soil at all proportions, with the result showing a decrease in the optimum water content and gradually increasing in the maximum dry density.

Also, there was improvement on the swell behavior with the increases of the QD as well as the compressive strength. Moreover, the water absorption during the swell reduced with the increase of QD proportion. The compressibility also decreased with each proportion added.

Keywords: Quarry dust; soil stabilization; expansive clays; volumetric change; compressive strength

ÖZET

Jeoteknik mühendislik bakımından şişen zemine bağlı hacimsel değişiklikler büyük bir zorluk olarak görülmektedir ve bu tip zeminleri iyileştirmek için birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu

¹ MSc, Near East University, sa.yassien@gmail.com

* ² PhD, Near East University, anoosheh.iravanian@neu.edu.tr

³ Prof., Near East University, huseyin.gokcekus@neu.edu.tr

çalışma sırasında potansiyel şişen zemin olarak sınıflandırılan dört tip kil toprağına yüzde 10, 20 ve 30 oranlarında taş ocağı tozu eklenerek, bu malzemeyi zemin iyileştirme materyali olarak kullanılma olasılığı araştırılmıştır. Şişme oranı %4-%20 arasında değişen bu zemin numuneleri kuzey Kıbrıs'ın üç farklı bölgesinden toplanmıştır. Toplanan numunelerin zemin özellikleri deneysel olarak değerlendirilmiştir. Bu çalışma sırasında taş ocağı tozunun zeminin üstündeki etkileri özgül ağırlık deneyi, dane dağılım analizi, standart proktor sıkıştırma deneyi, tek eksenli şişme, tek eksenli konsolidasyon ve serbest basınç mukavemet deneyi ile ölçülmüştür.

Yüzde 10, 20 ve 30 oranlarında yapılan taş ocağı tozu eklenmesinin ardından Atterberg limitlerinde düşme saptanmıştır. Taş ocağı tozunun eklenmesi farklı oranlarda optimum su muhtevasını düşürerek ve maksimum kuru yoğunluğunu artırarak kompaksiyon özelliklerini geliştirmiştir.

Aynı zamanda taş ocağı tozu ve basınç dayanımında artış ile birlikte şişme davranımında da iyileştirme saptanmıştır. Diğer yandan şişme süresince taş ocağı tozu oranının yükselmesi ardından su emilimi azalmıştır. Kompresibilite oranında, genel olarak her bir yüzdeliğin eklenmesine bağlı düşme görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Taş ocağı tozu; zemin iyileştirme; şişen killer; hacimsel değişiklik; serbest basınç mukavemeti

1. INTRODUCTION

Some clayey soil have seasonal ability for volumetric change due to their capability of absorbing water (Nelson & Miller, 1992). However, this volume change induces a ground movement which causes damage to buildings. Low-rise buildings are more exposed to such problem since they don't have adequate weight to resist. Moreover, the effect of such phenomena is clearly noticeable in arid and semi-arid zones due to the differences in the amount and the period of precipitation and evaporation (Jefferson, 2001).

The problematic phenomena of expansive soils may cause cracks in buildings and roads, due to swelling-shrinking behavior beneath pavements and foundations, which is considered as a challenge for geotechnical engineering as well as economical problem for governments due to more cost incurred. It was reported that the cost of expansive soil damages in US has achieved the annual average cost of damages by hurricanes, earthquakes, floods, and tornadoes combined (Wyoming Office of Homeland Security, 2014).

Many methods had been established such as mechanical, chemical methods and soil stabilization by additives, in order to improve the engineering properties of those soils. In some cases, traditional earth material is more desirable due to its low cost, also industrial by-products can attribute as superior additives (Basha et al.2005).

The main purpose of this study is to stabilize the obtained expansive clays using Quarry Dust. Physical and mechanical properties are to be implemented for carrying out the study which includes swell, consolidation, hydraulic properties, and unconfined compressive strength. The Quarry Dust is waste material found at some mining sites accumulated in open areas, thus their

presences might be risky to the environment causing health problems when inhaled and destroys crops around the mining sites. Using it on expansive clays of Cyprus could be a suitable solution to stabilize the soil while solving the storing problem of quarry dust in the quarrying sites.

2. MATERIALS AND METHODS

The carried-out investigation was on four samples named as T1, T2, T3, and T4 collected from different places around Northern Cyprus (Figure 1) in order to study the effect of quarry dust in soils that have different expansive potential rates. The investigation was held in two stages, the first stage is carried out on samples without any quarry dust addition and the second set of tests is with addition of quarry dust with different proportions, the comparison between the results will provide clear vision for the effect of the quarry dust at each proportion. Quarry dust is a waste material from the quarrying industry as the result of crushing activities and is mainly composed of calcium carbonate CaCO_3 . There are 14 quarry sites for aggregate production in Northern Cyprus and about half of them are near residential areas. Daily production of crushed limestone in this areas is about 20,000 tons per day, yet quarry dust is used only as filler material for asphalt production, therefore there were no measurements to get the amount of quarry dust from crushers. Quarry dust is considered as degradation problem on the environment of the area.



Figure 1. Location of the obtained soils

To determine the engineering properties of the soil, some test methods were carried out according to American Society for Testing and Materials (ASTM). The test methods were carried out in this investigation are specific gravity ASTM D854, hydrometer ASTM D422, Atterberg limits ASTM D4318, proctor compaction test ASTM D698, one dimensional swell ASTM D4546, one dimensional consolidation ASTM D2435, and unconfined compressive strength ASTM D2166, to study the mechanical and physical properties after and before the implemented of quarry dust.

2.1 Specimens Preparation for Each Test

The preparation of soils were done by following the instructions within the ASTM code. The soils were brought from the fields and dried at 60 C in oven for 24 hours to avoid any alternation in the minorology and to extract the initiate water content. In order to determain the physical properties, test such as atterberg limits, spicific gravity and hydrometer tests were adopted. The hydrometer test results are shown in figure 2. In order to to determain the compressibility and mechanical properties, the spicemens were prapered according to their optimum water content and maximum dry density that was found from standard proctor compaction test. All test were applied on the obtained soils before and after addition the stabilization method (Quarry dust) in the investigation. The main physical properties of clay samples and quarry dust used in this study is shown in Table 1.

Table 1: Physical characteristics for the raw materials and the expansion potential

Soil	Gs	Silt and clay percentage		Expansion potential		
		Clay (%)	Silt (%)	Plasticity index	Expansion index EI	Expansion potential
T1	2.56	52	48	31	56.34	Medium
T2	2.55	40	60	44	78.66	Medium
T3	2.55	32.5	67.5	83	149.04	Very high
T4	2.38	25	75	92	165.78	Very high
QD	2.72					

2. RESULT AND DISCUSSION

3.1 Specific Gravity

Test was applied on all soil samples according to ASTM D854. For all of the soil samples with/without adding proportions of quarry dust with specific gravity of 2.72. It was observed that the specific gravity increased respectively with the increment of the additions in all samples as shown in Table (2).

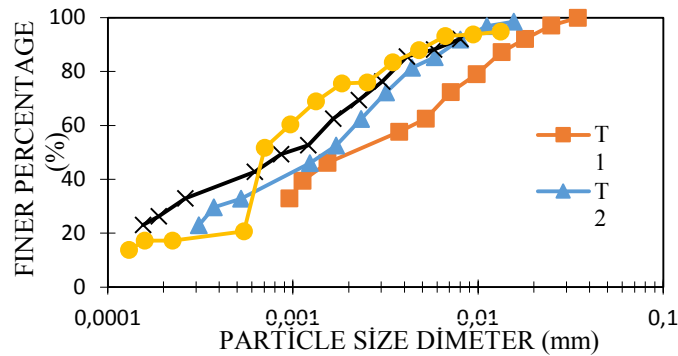


Figure 2. Hydrometer chart for the raw soils

Table 2: Specific gravity for the obtained soil after applying the stabilization method.

GS	T1	T2	T3	T4	QD
Soil+0QD	2.55	2.56	2.55	2.38	2.72
Soil+10%QD	2.564	2.571	2.568	2.408	2.72
Soil+20%QD	2.580	2.586	2.583	2.439	2.72
Soil+30%QD	2.596	2.601	2.599	2.470	2.72

3.2 Atterberg Limits

For Atterberg limits, test results are illustrated for all sample with/without using quarry dust. From Table (3). it was observed that without addition of quarry dust the soils were categorized as silt with high plasticity and clay with high plasticity according to the Unified Soil Classification System (USCS), with addition of 10, 20, and 30% quarry dust the liquid limit, plastic limit, and plasticity index decreased over all, but the classification of the soil stayed in the same category. However, there was an increment in the value of LL, PL, and PI at addition of 10% QD but with more addition of QD the value start decreasing.

Table 3: Atterberg limits results for the obtained soils with different percentages of quarry dust

Atterberg limits	Proportions of quarry dust	T1	T2	T3	T4
		MH	CH	CH	CH
LL	0%	63.9	71.9	114.7	132.4
PL		32.6	28.2	31.8	40.3
PI		31.3	43.7	82.8	92.1
		MH	CH	CH	CH
LL	10%	71.9	62.5	77.7	101.1
PL		34.2	29.0	26.8	34.8
PI		37.7	33.5	50.9	66.3

Atterberg limits	Proportions of quarry dust	T1	T2	T3	T4
		MH	CH	CH	CH
LL	20%	55.6	61.9	58.8	90.3
PL		31.9	27.4	25.4	27.2
PI		23.7	34.5	33.4	63.1
		MH	CH	CH	CH
LL	30%	57.3	71.2	71.2	96.8
PL		30.7	26.2	26.0	27.3
PI		26.6	45.0	45.2	69.5

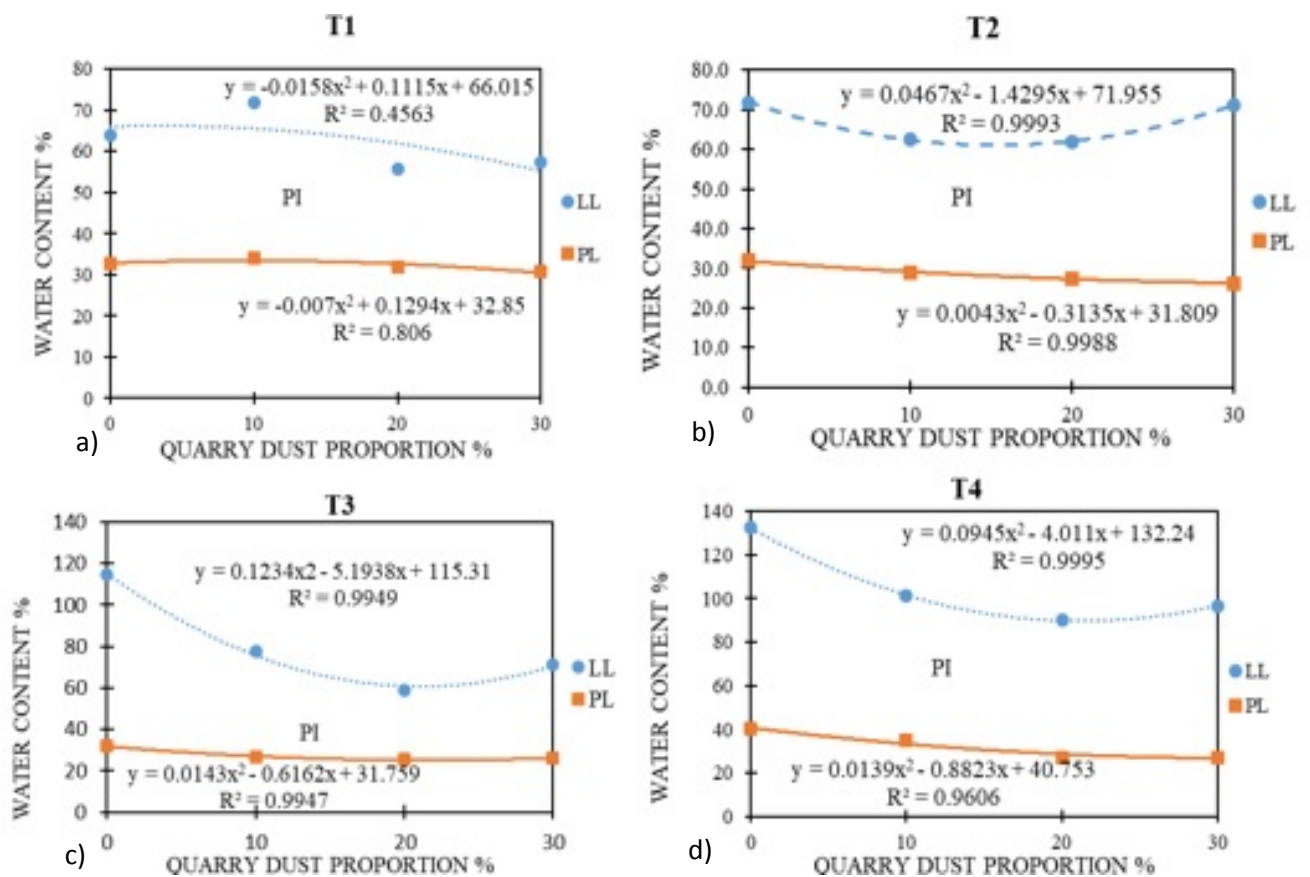


Figure 3. Water content versus quarry dust proportion for the obtained soils a) T1, b) T2, c) T3 and d) T4

3.3 Standard Proctor Compaction

This test method was used to determine the relationship between the molding water content and dry density of the soil. By using the standard effort, the maximum dry density “MDD” and the optimum moisture content “OMC” was determined from the dry density versus moisture content curves. It was observed that addition of quarry dust has enhanced the properties of clay soil. The, the optimum moisture content was decreased along with decrease in the plasticity index PI, on

the other hand, there was an increment in the maximum dry density which could be due to the high specific gravity of the quarry dust. Furthermore, the enhancement of quarry dust was boldly observed in soil T4, with the increasing of the quarry dust. There was an increasing in the dry density and decreasing the optimum moisture content as shown in Table (4). As the plasticity index PI decreased; the water absorption capacity decreased as well. This enhancement could be due to the replacing of the clay minerals by quarry dust grains which are different from clays in water absorption capabilities.

Table 4: Results of standard Proctor compaction for the obtained soils

Soil	T1		T2		T3		T4	
	MDD (g/cm ³)	OMC (%)	MDD (g/cm ³)	OMC (%)	MDD (g/cm ³)	OMC (%)	MDD (g/cm ³)	OMC (%)
SOIL+0%QD	1.6	21.5	1.62	22	1.67	19	1.3	39.4
SOIL+10%QD	1.63	21	1.66	21.5	1.74	18	1.37	28.8
SOIL+20%QD	1.7	20.2	1.7	18.3	1.75	18.5	1.4	26.5
SOIL+30%QD	1.72	18.5	1.76	17.5	1.76	18.5	1.44	27.5

3.4 One Dimensional Swell

For understanding and studying the swelling behavior of the expansive soil, this test method was applied. From the swelling curve that was formed from the swell strain versus time, the initial swell, primary swell, and the maximum swell were extracted for each soil as shown in Table (5). The initial swell is considered as the first swell that graphs showed and it takes less time to form compared with the primary swell which presents long time to complete the formation. From result it was observed that the soil potential for all soils was decreased. Therefore, it could be concluded for soil T1, T3, and T4 that the addition of QD results in reducing swell quantities and the minimum swell values was recorded for 30% addition of quarry dust. However, considering that the total swell of 10 and 20% QD mixtures for T4 illustrate quite parallel outcomes as shown in Figure (4d). In case for soil T2 with addition of 20, and 30% of quarry dust the swell was well reduced as shown in Figure (4b), but the effectiveness of adding these proportions was quite same having 6.43 and 6.35% of total swell for both proportions. Therefore, it could be concluded that the addition of 20 and 30% of quarry dust to T2 sample results in almost identical trend in swell behavior.

Table 5: Result of one-dimensional swell

parameters	proportion	T1	T2	T3	T4
initial swell %		0.5	1.6	2.2	1.4
initial swell time (min)		90	18.5	7.8	8
primary swell %	0% QD	3.45	9.53	7.49	17.4
primary swell time (min)		5200	1440	91	1500
total swell %		3.8	11.39	13.66	19.2
total swell time (min)		17640	17640	17640	17640

initial swell %		0.3	1.5	1.1	1.22
initial swell time (min)		32	42	60.8	120
primary swell %	10% QD	2.2	6.9	6.56	15.6
primary swell time (min)		3500	310	1440	7000
total swell %		2.5	10.66	9.1	16.34
total swell time (min)		17280	11520	18720	18720
initial swell %		0.28	1.19	0.9	1.1
initial swell time (min)		30	27	10.5	125
primary swell %	20% QD	1.84	4.72	3.7	13.4
primary swell time (min)		2900	150	140	3100
total swell %		2.15	6.43	6.71	15.86
total swell time (min)		17280	11520	18720	18720
initial swell %		0.24	1.11	0.26	1
initial swell time (min)		25	21.5	16	120
primary swell %	30% QD	1.36	4.81	3.31	11.2
primary swell time (min)		1800	200	3200	3000
total swell %		1.7	6.35	4.45	12.66
total swell time (min)		17280	11520	18720	18720

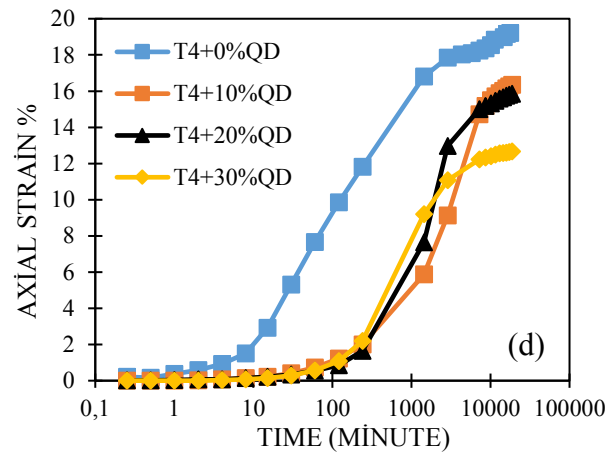
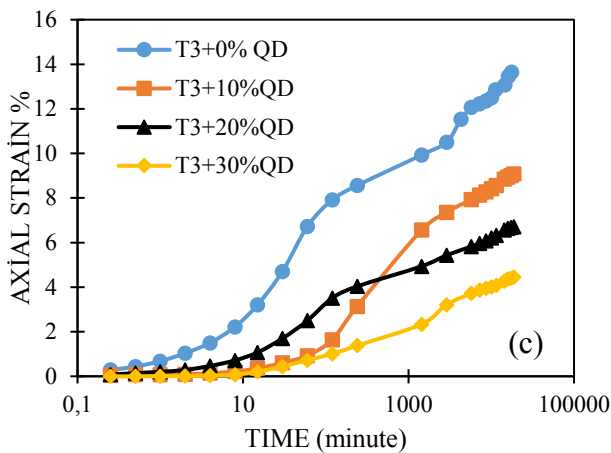
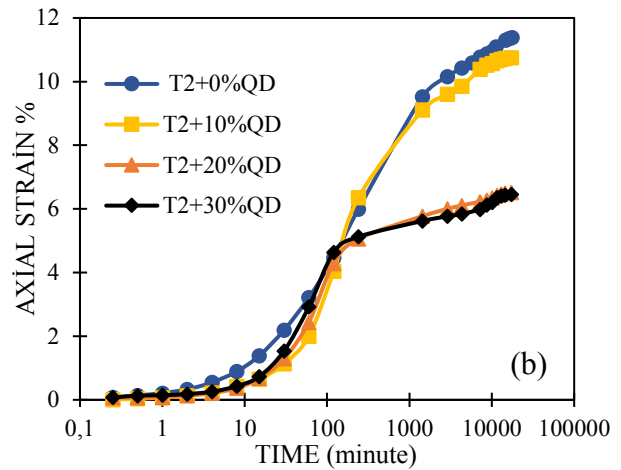
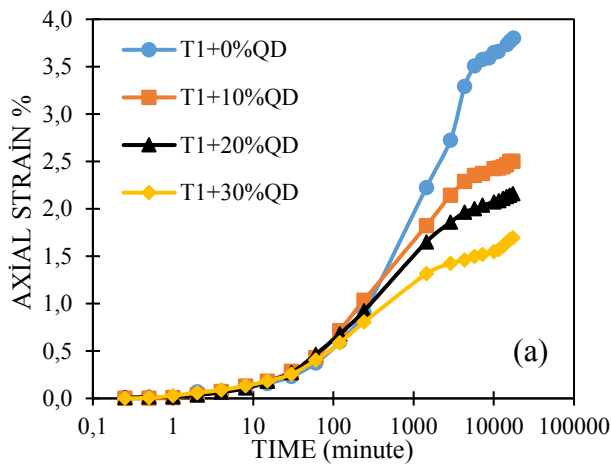


Figure 4. Axial strain versus time for soil (a) T1, (b) T2, (c) T3, and (d) T4

3.5 Absorption water during swell

The absorbed water during swell can be determined by using a simple equation in order to determine the percentage of water that was actually absorbed during the test with addition of different proportions of quarry dust. As it is known, montmorillonite is responsible for the volumetric change due to its capability of water absorption, moreover, the volume of montmorillonite particles in expansive soil increases by the absorption water into the interlayers. (Setyo Muntohar & Hashim, 2006).

The water absorbed during the swell was calculated by using Equation 1.

$$w_a = \varepsilon (1 + e_0) \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (1)$$

where

w_a = water absorption

ε = swell

e = initial void ratio of the specimen.

γ_s = density of soil particles

γ_w = density of water.

The absorption versus time and the absorption versus swell for the obtained samples at different proportion were plotted in graph to observe the effect of quarry dust on the swell behavior and absorption capability during the swell processes. From Table (6) it can be observed that the absorbed water and the swell decrease with addition of quarry dust of 10, 20, and 30% respectively.

Table 6: Result of absorbed water during swell

soil	proportion	swell%	wa%
T1	0%	3.80	14.05
	10%	2.50	10.21
	20%	2.16	8.03
	30%	1.69	6.67
T2	0%	11.39	46.70
	10%	10.75	41.76
	20%	6.51	25.39
	30%	6.46	23.96
T3	0%	13.46	52.31
	10%	9.01	35.02
	20%	6.68	25.95
	30%	4.39	16.93
T4	0%	19.2	106.83
	10%	16.34	74.65
	20%	15.86	65.93

30% 12.66 55.13

3.6 One Dimensional Consolidation

T3 soil was subjected to one dimensional consolidation test to observe the effect of QD on compressibility properties of an expansive clay sample. The samples were put to consolidate after they reached their maximum swell. The void ratio versus effective pressure (kPa) in logarithmic scale represents the obtained results as shown in Figure (5). The rebound index (c_r), compression index (c_c), and pre-consolidation pressure (kPa) are the parameters obtained from the one-dimensional consolidation test and they are shown in Table 7. As it can be seen from Table 7 the compression index (c_c), rebound index (c_r) and pre-consolidation pressure(kPa) generally decreased by the addition of quarry dust. It was observed that compressibility was decreased with addition of 10 and 20 % of quarry dust by 21.4% and 46.4% respectively. With addition of 30% quarry dust compressibility displayed a slight increase by 6.25%. However, considering the higher initial void ratio of 30% QD mixture the compressibility behavior of it is almost identical to 20% QD mixture.

Table 7: One-dimensional consolidation parameters

Soil	Compression Index (C_c)	Rebound Index (C_r)	Pre-consolidation Pressure (kPa)
T3+0%QD	0.28	0.08	143.4
T3+10%QD	0.22	0.1	130
T3+20%QD	0.15	0.07	125
T3+30%QD	0.16	0.05	110

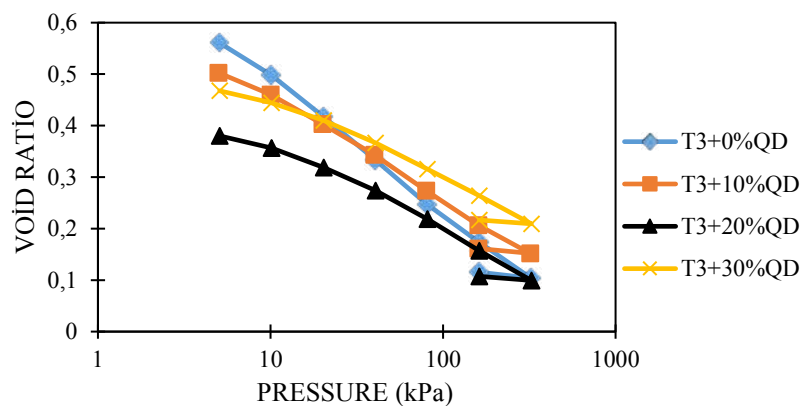


Figure 5. Void ratio versus pressure for soil T3

3.7 Unconfined Compressive Strength

This test method was adopted in order to determine the unconfined compressive strength of cohesive soil. This test was done on the obtained soils with 10, 20, and 30% of quarry dust added

and were compacted to their optimum water content and maximum dry density. According to (Das, 2009), the compressive strength for the cohesive soil decrease with the increase of the moisture content. The result showed that the value of compressive strength has increased in all soils at all proportions except for T2 which showed a decrement in compressive strength at addition of 10% QD but further addition of quarry dust enhanced the value of compressive strength again. In general, it was observed that with increasing the addition of quarry dust there was a noticeable increase in the maximum dry density, therefore there was an overall increment in the unconfined compressive strength value for the obtained mixtures due to increase of effective stress in the samples. In table 8 the results of unconfined compression test together with the soil consistencies are given. As it can be seen addition of QD improved the consistency of the samples especially at 30% proportions.

Table 8: Consistency and unconfined compressive strength at different quarry dust content

Soil	Proportion	Max. load (kN)	Strength (kN/m ²)	Consistency
T1	0%	0.16	133.89	Stiff
	10%	0.196	164.02	Stiff
	20%	0.34	184.52	Very stiff
	30%	0.236	197.66	Stiff
T2	0%	0.233	194.98	Stiff
	10%	0.175	146.44	Stiff
	20%	0.246	205.86	Very stiff
	30%	0.27	225.94	Very stiff
T3	0%	0.159	133.05	Stiff
	10%	0.181	151.46	Stiff
	20%	0.194	162.34	Stiff
	30%	0.238	199.16	Stiff
T4	0%	0.08	66.95	Medium
	10%	0.153	128.03	Stiff
	20%	0.173	144.77	Stiff
	30%	0.219	183.26	Stiff

3. CONCLUSION

The effect of quarry dust in order to stabilize four local soils characterized as potential expansive is presented. The quarry dust was introduced and implemented as a stabilizer according to its effect on the environment. The percentages of quarry dust were introduced as 10, 20, and 30% by weight of soil. Related to the obtained results the conclusion can be listed as following:

1. The specific gravity value for the obtained soils increased with the addition of quarry dust at all proportions.

2. Liquid limit and plasticity index values showed a decrement in overall with addition of 10, 20, and 30 % of quarry dust in soil T1 and T2. Moreover, Soil T3 and T4 showed reduction in liquid limit and plasticity index at all proportions.
3. Addition of quarry dust enhanced the compaction properties of the obtained soil at all proportions, result showed decrease in the optimum water content and gradually increasing in the maximum dry density.
4. Implementation of quarry dust and employing it as a construction material in order to stabilize the obtained soils showed a significant decrement in the potential swelling for all soils at all proportions. The total swell was decreased at all proportions which shows an inverse relationship between quarry dust replacement proportion and absorption water, where increase in quarry dust proportion leads to decrease in the absorbed water during the swell process.
5. The compressibility of soil was decreased by addition of quarry dust.
6. Unconfined compressive strength showed the maximum increase with addition of 30% QD for all samples.

Finally, although there were many benefits observed in addition of quarry dust, it was also detected that using only QD as an stabilizer is not sufficient to decrease the swell capacity efficiently for high swell potential soils. Therefore it is recommended that another material, preferably pozzolanic, would be used together with QD to reduce PI and the swell potential of highly expansive silt and clays.

REFERENCES

- [1] American society for testing and materials. (2007). Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. <https://doi.org/10.1520/D0422-63R07E02>
- [2] American society for testing and materials. (2010). Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. <https://doi.org/10.1520/D4318-17E01>
- [3] American society for testing and materials. (2011). Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. https://doi.org/10.1520/D2435_D2435M-11
- [4] American society for testing and materials. (2012). Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)). <https://doi.org/10.1520/D0698-12E02>
- [5] American society for testing and materials. (2013). Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. https://doi.org/10.1520/D2166_D2166M-13
- [6] American society for testing and materials. (2014a). Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. <https://doi.org/10.1520/D4546-14E01>
- [7] American society for testing and materials. (2014b). Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. <https://doi.org/10.1520/D0854-14>
- [8] Basha, E. A., Hashim, R., Mahmud, H. B., & Muntohar, A. S. (2005). Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and Building Materials*, 19(6), 448–453. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.08.001>
- [9] Das, B. M. (2009). *Principles of Geotechnical Engineering* (Seventh Edition). CL Engineering.



- [10] Jefferson, I. (2001). Problematic Soils: Proceedings of the Symposium. London: Thomas Telford.
- [11] Nelson, J. D., & Miller, D. J. (1992). Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering. New York: Wiley.
- [12] Setyo Muntohar, A., & Hashim, R. (2006). Swelling rate of expansive clay soils. In Expansive Soils (pp. 139–148). <https://doi.org/10.1201/9780203968079.ch11>
- [13] Wyoming Office of Homeland Security. (2014). Wyoming Multi-Hazard Mitigation Plan. Retrieved from <https://trove.nla.gov.au/version/46519567>



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KOHEZYONSUZ ZEMİNE GÖMÜLÜ HÜCRESEL YAPI ELEMANLARI İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ SIĞ YATAY PLAKA ANKRAJLARIN ÇEKME DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

THE INVESTIGATION UPLIFT BEHAVIOUR OF SHALLOW
HORIZONTAL PLATE ANCHOR REINFORCED WITH GEOCELL IN
COHESIONLESS SOIL

Kaan YÜNKÜL¹

Ayhan GÜRBÜZ²

ABSTRACT

Geocells, which are three-dimensional geosynthetic materials, confine the soil by limiting the lateral movement and spreading the loads to larger areas. In this study, change in uplift behaviour of horizontal plate anchor, there square (B=200mm) and circular (D=225mm) had an equivalent area, reinforced with geocells on the cohesionless soil with 65% relative density were investigated. The uplift behaviour of the anchors embedded in three different depths (H=200,300,450 mm) was firstly investigated for unreinforced condition, then investigated for reinforced condition with geocells made of HDPE, height was 100,150 mm and width was 0.8, 1.6, 2.4 and 4 times of anchors width. According to test results, it was seen that the difference between the uplift behavior of circular and square anchors with equivalent area was negligible. As a result of increase geocell width and height, it was observed that the surface deformation spread to larger areas as well as increases in uplift capacity, peak displacement and residual capacity of anchor.

Keywords: geocell, geosynthetic, plate anchor, uplift capacity, cohesionless soil

ÖZET

Üç boyutlu geosentetik malzeme olan hücresel yapı elemanları zeminleri hapsederek yanıl hareketi sınırlandırmakta ve üzerine gelen yükleri daha geniş alanlara yaymaktadır. Yapılan bu çalışma kapsamında % 65 sıklığa sahip kohezyonsuz zemine gömülü eş değer alana sahip kare (B=200 mm) ve dairesel (D=225 mm) yatay plaka ankrajların üç boyutlu hücresel yapı elemanları ile güçlendirilmesi sonucu çekme davranışındaki değişimler incelenmiştir. Üç farklı gömülme derinliğine gömülen ankrajların (H=200,300,450 mm) çekme davranışı ilk olarak güçlendirilmemiş durum için daha sonra ise HDPE malzemeden

¹ Araştırma Görevlisi, Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, kaanyunkul@gazi.edu.tr

² Prof. Dr., Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, agurbuz@gazi.edu.tr

üretilmiş yüksekliği 100,150 mm; genişlikleri sırası ise temel genişliğinin 0.8, 1.6, 2.4 ve 4 katı olan hücresel yapı elemanları ile güçlendirilmiş durum için incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda eş değer alana sahip dairesel ve kare ankrajların çekme davranışları arası farkın ihmal edilebilir bir seviyede olduğu görülmüştür. Hücresel yapı elemanın genişliğinin ve yüksekliğinin artmasına bağlı olarak zemin yüzey deformasyonları daha geniş alanlara yayılırken, ankrajın çekme kapasitesi, residual kapasitesi ve yenilme anında pik deplasman değerlerinde artışlar gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: hücresel yapı elemanı, geosentetik, plaka ankraj, çekme kapasitesi, kohezyonsuz zemin

1. GİRİŞ

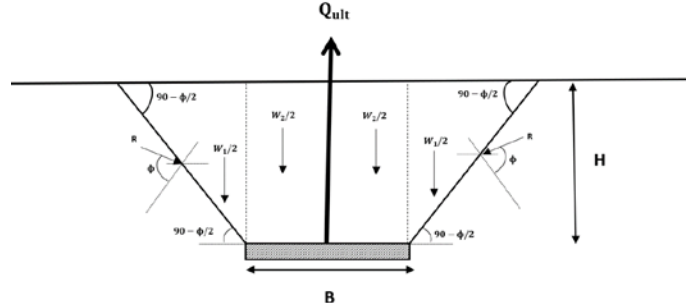
İnşaat mühendisliği yapılarından olan temel sistemleri basınç kuvvetlerinin yanı sıra çekme kuvvetlerine de maruz kalmaktadırlar. Yatay, düşey ve eğimli yöde etki eden çekme kuvvetlerini karşılamak amacıyla ankraj sistemleri kullanılmaktadır. Ankraj sistemleri temel olarak plaka, helisel, enjeksiyon (grout) veya ankraj kazıkları olarak dört ana sınıfta incelenmektedir. Yatay plaka ankrajlar ise; TV istasyonları, yüksek gerilim hatları, açık kıyı platformları, bayrak direkleri, reklam panoları, gömülü borular veya yüksek silolarda; deprem, rüzgar, dalga, suyun kaldırma kuvveti gibi düşey yönlü etki eden çekme kuvvetlerini karşılamak amacıyla kullanılmaktadır. Yatay plaka ankrajlar çalışma mekanizmaları açısından sığ ve derin ankraj olarak ikiye ayrılmaktadır. Sığ ankrajlarda yenilme yüzeyi zemin yüzeyine kadar ulaşan bir kama şeklinde iken, derin ankrajlarda ise yenilme yüzeyi zemin yüzeyine ulaşamayan bir balon şeklindedir. Sığ ve derin ankrajların sınırları Balla (1961) tarafından önerilen boyutsuz yenilme faktörünün (F_q) sabitleştiği gömülme oranı (H/B) ile belirlenmektedir (Eş 1.). Çeşitli araştırmacılar (Balla, 1961; Meyerhof ve Adams, 1968; Ghaly ve Hanna, 1994; Ilamparuthi vd., 2002) tarafından önerilen bu oran 2.5 ile 9 arasında değişmekte olup; kohezyonsuz zeminin içsel sürtünme açısının bir fonksiyonudur. Yapılan çalışma kapsamında ankrajların gömülme oranları (1, 1.5, 2.25) önerilen kritik gömülme oranı sınırının altında kaldığı için sığ ankrajlar olarak adlandırılmıştır.

$$F_q = \frac{Q_{ult}}{\gamma AH} \quad (1)$$

Eş 1.'de Q_{ult} ankrajın çekme kapasitesini, γ zeminin birim hacim ağırlığını, A ankrajın yüzey alanı, H ise ankrajın gömülme derinliğini belirtmektedir.

Birçok araştırmacı (Balla, 1961; Meyerhof ve Adams, 1968; Dickin, 1988; Ghaly ve Hanna, 1994; Ilamparuthi vd., 2002; Merified ve Sloan, 2006; Dickin ve Laman, 2007; Desmukh vd., 2010; Liu vd., 2012) yaptıkları çalışmalarda; kohezyonsuz zemine gömülü yatay plaka ankrajların yenilme mekanizmalarını deneysel, analitik ve nümerik olarak incelemiştirler. Elde ettikleri sonuçlar doğrultusunda yenilme yüzeyi geometrisinin bir kama şeklinde olduğu, ankrajın çekme kapasitesinin yenilme yüzeyi içerisindeki zeminin ağırlığı ve yenilme yüzeyine etki eden tepki kuvvetin düşey bileşenin toplamı olarak ifade etmişlerdir (Şekil 1.). İnşaat alanlarının sınırlı olması, yüksek kazı ve yapım maliyetleri nedeniyle ankrajın gömülme oranının artırılması veya gömülü olduğu zeminin mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesi her zaman mümkün gözükmemektedir. Ankrajların çekme

kapasitelerinin artırılması amacıyla son yıllarda düzlemsel geosentetik malzemeler kullanılmaktadır. Yapılan çalışmalar sonucunda geomembran dışındaki bütün düzlemsel geosentetik malzemelerin yatay plaka ankrajın çekme kapasitesine önemli bir katkı sağladığı görülmüştür (Krishnaswamy ve Parashar, 1994; Ilamparuthi ve Dickin, 2002; Ghost ve Bera, 2010; Keskin, 2015).



Şekil 1. Sığ ankrajlar için önerilen yenilme yüzeyi içersindeki zeminin ağırlığı ve tepki kuvveti

Hücre sel yapı elemanları, üç boyutlu arı peteği geometrisi ile diğer düzlemsel geosentetik malzemelerden ayrılmakta ve çeşitli geoteknik kullanım alanlarında (kaplamalı ve kaplamasız yollar, temeller, dolgular, istinat duvarları, gömülü boruların korunması, erozyon kontrolü) yaklaşık otuz yıldan beri kullanılmaktadır (Dash vd., 2001; Tafreshi ve Dawson, 2010; Gürbüz ve Mertol, 2012; Yünkül ve Gürbüz, 2018). Yapılan üç eksenli basınç deneyleri ve plaka yükleme deneylerinin performansı açısından ise hücre sel yapı elemanların diğer geosentetik malzemelere göre verimli olduğu görülmüştür (Bathurst ve Karpurapu, 1993; Latha ve Murthy, 2007; Tafreshi ve Dawson, 2010). Hücre sel yapı elemanların ise sığ ankrajların çekme kapasitesinin artışı amacıyla kullanılması literatürdeki eksikliğini hala korumaktadır.

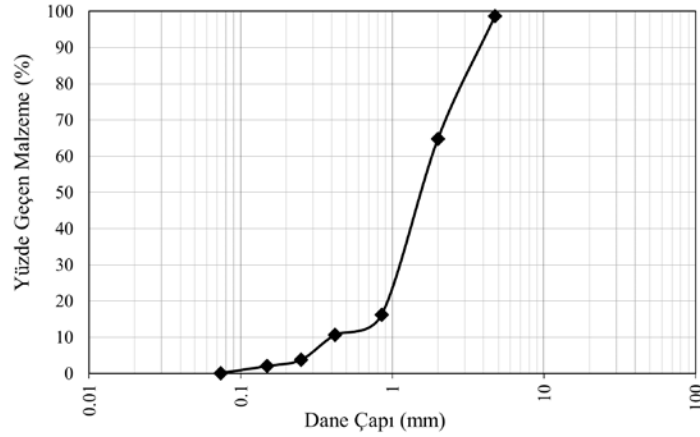
Yapılan çalışmada eş değer alana sahip iki farklı geometrideki (daire sel ve kare) plaka ankrajların üç farklı gömülme derinliğine yerleştirilerek (200 mm, 300 mm ve 450 mm) hücre sel yapı elemanların yüksekliği ve genişliğinin ankrajın çekme kapasitesine etkisi incelenerek açıklanmıştır.

2. KULLANILAN MALZEMELERİN ÖZELLİKLERİ

Deney kapsamında kullanılan kohezyonsuz zemin olan nehir kumunun dane dağılımı Şekil 2.'de ve laboratuvar deneylerinden elde edilen mühendislik özellikleri Çizelge 1.'de gösterilmiştir.

Çizelge 1. Kohezyonsuz zeminin mühendislik özellikleri

Özellik	Değer
Maksimum boşluk oranı, (e_{max})	0.75
Minimum boşluk oranı, (e_{min})	0.58
Zemin sınıfı, (ASTM D2487-17)	SP
Üniformluk katsayısı, (C_u)	3.57
Eğrilik katsayısı, (C_c)	0.96
Özgül ağırlık, (G_s)	2.68
Sıklık, (D_r)	% 65
İçsel sürtünme açısı, (ϕ)	41



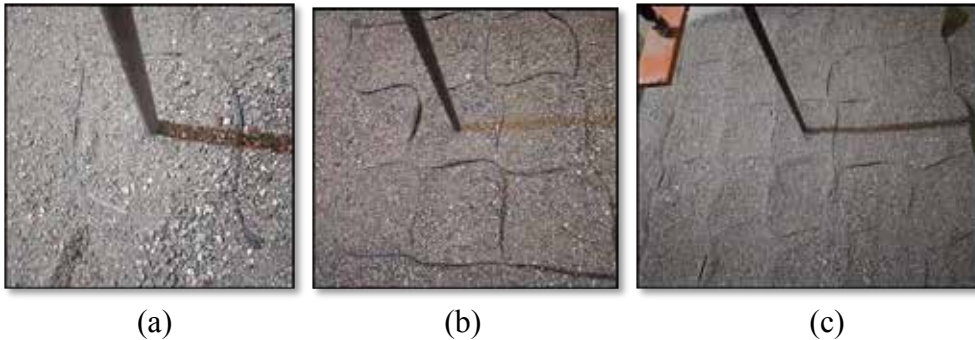
Şekil 2. Deneyde kullanılan nehir kumun dane dağılımı

Yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE) malzemeden üretilmiş hüresel yapı elemanın mühendislik özellikleri ise Çizelge 2.'de belirtilmiştir.

Çizelge 2. Hüresel yapı elemanın mühendislik özellikleri

Özellik	Değer
Hücre genişliği, (mm)	160
Hücre uzunluğu (mm)	160
Hücre yüksekliği (mm)	100 ve 150
Kalınlık (mm)	1.50
Yoğunluk (g/cm ³)	0.965
Nihai çekme dayanımı (kN/m)	21.8
Nihai çekme dayanımı anındaki biricik şekil değişime değeri (%)	6

Şekil 3.'da yatay plaka ankraj üzerine yerleştirilmiş hüresel yapı elemanları görülmektedir. Hüresel yapı elemanın genişliği hücre sayısı artırılarak, kare bir geometri oluşturacak şekilde ayarlanmıştır. Hüresel yapı elemanın genişliğin temel genişliğine oranı ise (B_g/B) olarak gösterilmiştir.

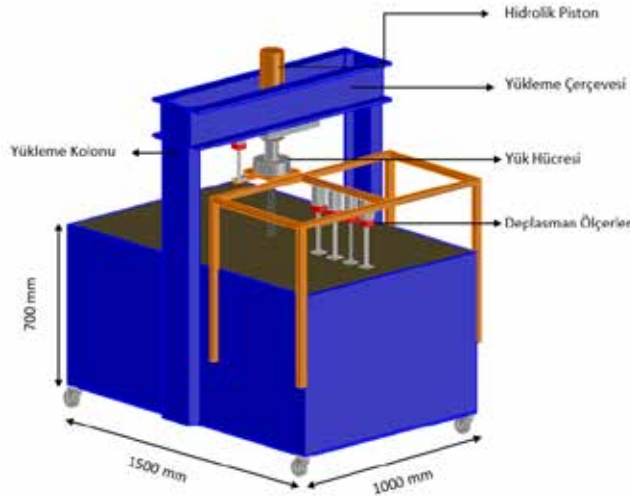
Şekil 3. Hüresel yapı elemanları; (a): $B_g/B=0.8$, (b): $B_g/B=1.6$, (c): $B_g/B=4$

Yapılan çalışmalar sonucunda küçük çaptaki veya genişlikteki ankrajlardan elde edilen yenilme faktörleri değerlerinin gerçekten yüksek çıktığı belirtilerek minimum 100 mm ankraj genişliği önerilmiştir (Ilamparuthi vd.,2002; Choudhary vd., 2018). Bu nedenle eş değer alana sahip çelik malzemeden üretilmiş kare ankrajın genişliği (B) 200 mm, dairesel

ankrajın çapı ise (D) 225 mm olarak belirlenmiştir. Ankrajların bağlantısı 16 mm çapındaki çeşitli uzunluklardaki çelik borulardan sağlanmıştır.

3. DENEY DÜZENEĞİ VE DENEY PROGRAMI

Hücre sel yapı elemanları ile güçlendirilmiş/güçlendirilmemiş ankrajların çekme davranışlarının ve yüzey deformasyonları incelemek amacıyla kullanılan deney tankının üç boyutlu görseli Şekil 4.'de gösterilmiştir. Deney tankı 1000 mm (genişlik) × 1500 mm (uzunluk) × 700 mm (yükseklik) olup, tankın çevresi yükleme karşısında istenmeyen deplasmanları engellemek amacıyla güçlendirilmiştir. 200 kN kapasiteli yük hücresi ve ankrajın deplasmanı ölçmek amacıyla deplasman ölçer (LVDT) kullanılmıştır. Ayrıca yüzey deformasyonların ölçümü için ankraj merkezinden 190, 290, 440 ve 580 mm uzaklıklara deplasman ölçerler yerleştirilmiştir. Her ne kadar çekme hızının yatay plaka ankrajların çekme kuvvetine etkisi ihmal edilebilir bir düzeyde olduğu belirtilmesine rağmen, çekme hızı hidrolik krik o ile sabit hızda (5 mm/dak) uygulanmaya çalışılmıştır.



Şekil 4. Deney tankı ve yükleme sisteminin üç boyutlu görseli

Yapılan çalışmada kullanılan deney programı Çizelge 3.'de belirtilmiştir.

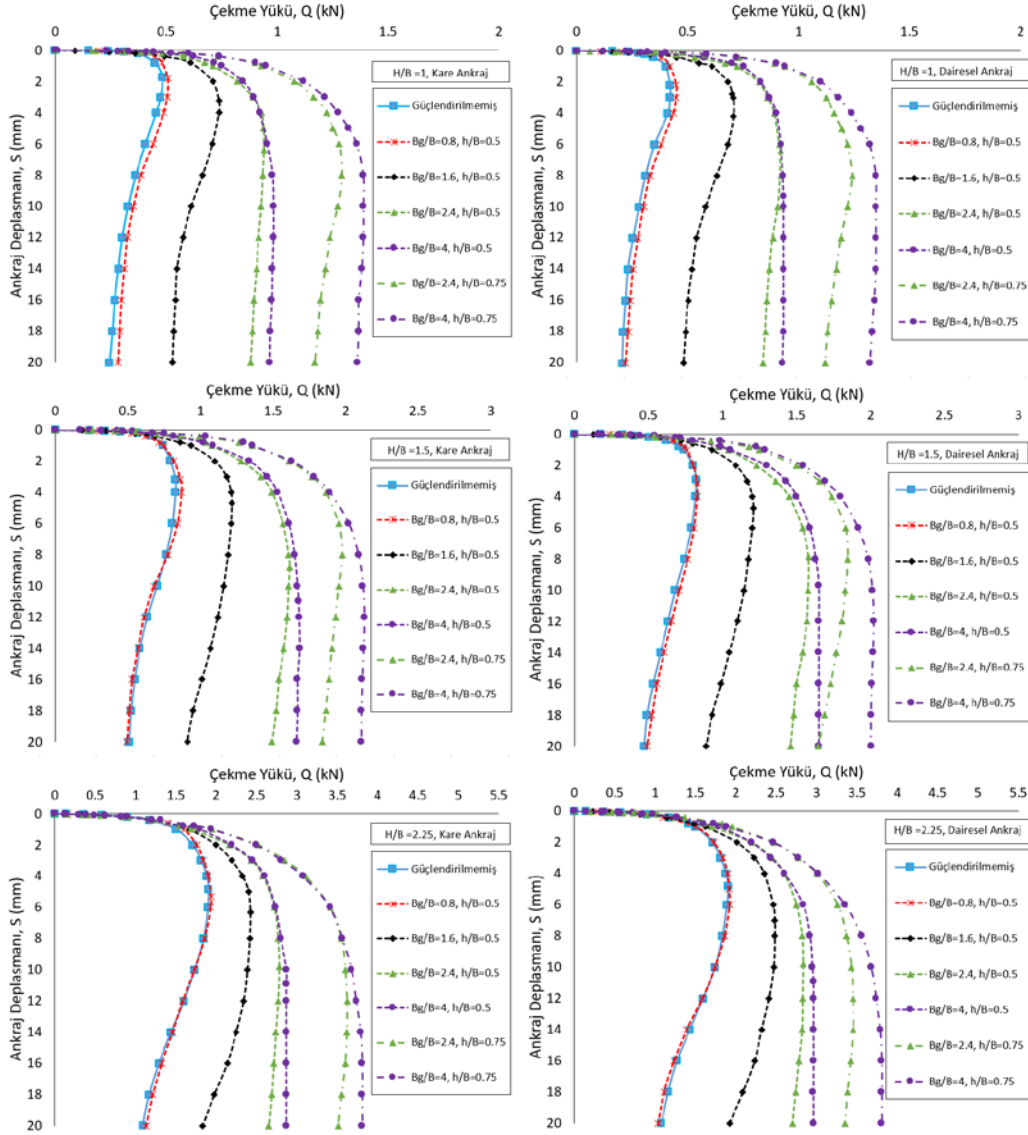
Çizelge 3. Deney Programı

Test Türü	Ankraj Geometrisi	H/B	h/B	B _g /B
Güçlendirilmemiş	Kare/ Dairesel	1, 1.5, 2.25	-	-
Güçlendirilmiş	Kare/ Dairesel	1, 1.5, 2.25	0.5	0.8, 1.6, 2.4, 4
Güçlendirilmiş	Kare/ Dairesel	1, 1.5, 2.25	0.75	2.4, 4

4. BULGULAR

Hücre sel yapı elemanları ile güçlendirilmiş/güçlendirilmemiş ankraj yük deplasman grafikleri Şekil 5.'de gösterilmiştir. Çekme kapasitesi çekme yükünün maksimum olduğu değer kabul edilmiş olup, residual kapasite değeri ise ankraj kapasitesine ulaştıktan sonra çekme azalan çekme yükünün sabitleştiği değer olarak belirlenmiştir.

Ankraj gömülme oranı (H/B) sıg yatay plaka ankrajların davranışlarını etkileyen önemli parametrelerden biridir. Bu nedenle üç farklı gömülme oranı (1, 1.5, 2.25) değerindeki ankrajların çekme davranışları incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda gömülme oranının artışına bağlı olarak, yenilme yüzeyi genişlemekte olup bu durum sonucunda, ankrajın çekme kapasitesi (Q_{ult}), residual kapasitesi (Q_{res}) ve yüzey deformasyon değerlerinde artışlar meydana gelmektedir (Şekil 6., Şekil 7., Şekil 8.).

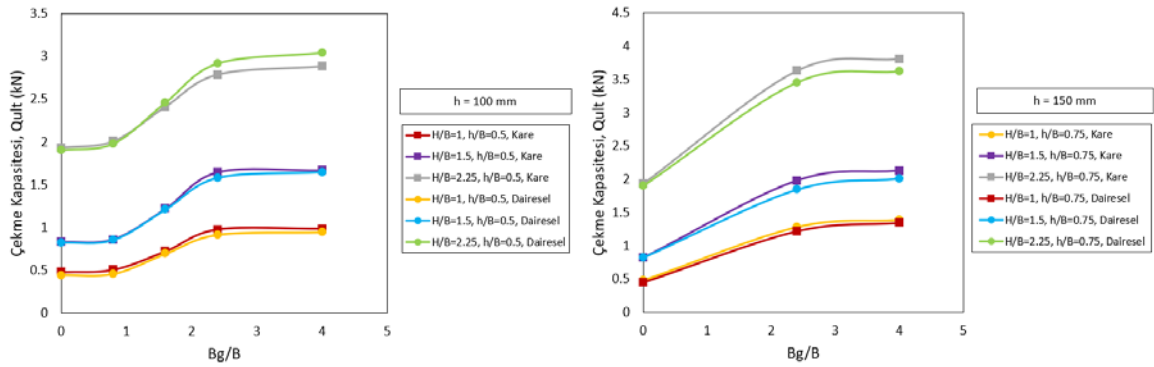


Şekil 5. Hüresel yapı elemanları ile güçlendirilmiş/güçlendirilmemiş plaka ankrajların yük deplasman grafikleri

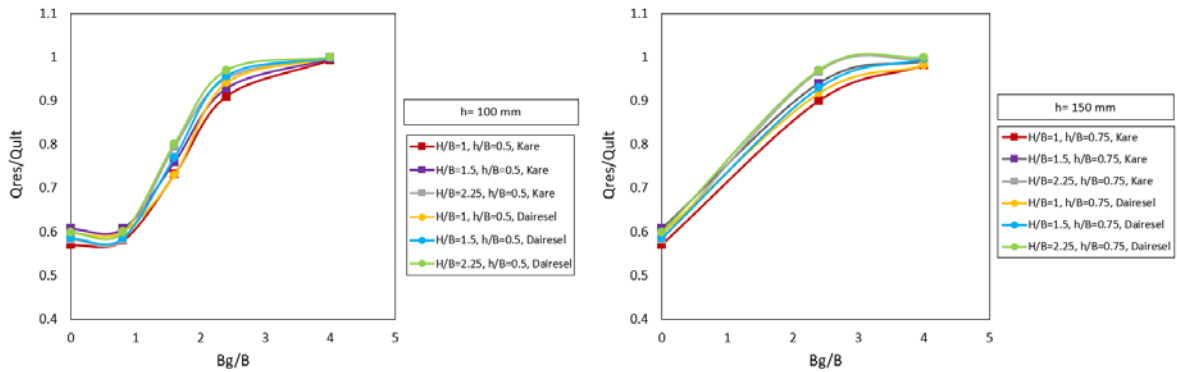
Hüresel yapı elemanın genişliğinin ve yüksekliğinin ankrajın çekme kapasitesi, yük deplasman davranışı ve yüzey deformasyonlarına etkisinin incelenmesi için 4 farklı genişlik oranında (B_g/B) (0.8, 1.6, 2.4, 4) ve iki farklı yükseklik oranında (h/B) (0.5, 0.75) deneyler yapılmıştır (Bkz. Çizelge 3.). Hüresel yapı elemanları kompozit yapı oluşturdukları zeminin modülü artırarak daha rijit bir yapı haline getirmektedir. Bu sayede üzerine gelen yükleri daha geniş alanlara yaymaktadırlar. Bu sonuç ankrajın merkezinden 0.95B, 1.5B, 2.2B ve 3.5B uzaklıklara yerleştirilen LVDT verileri ile ölçülen yüzey deformasyonları değerleri ile de doğrulanmaktadır (Şekil 8.). Hüresel yapı elemanın genişliğinin ve yüksekliğini artışına bağlı olarak ankrajın çekme kapasitesinde artışlar

meydana gelmektedir. Hücresel yapı elemanı genişliği oranının (B_g/B) 2.4'den büyük olduğu değerler için iyileşmenin ihmal edilebilir seviyede olduğu görülmüştür. Bu durumun yanı sıra hücresel yapı elemanın genişliğinin ankraj genişliğinden küçük olduğu durumlarda ise ($B_g/B=0.8$), hücresel yapı elemanın yenilme yüzeyi etki etmemesinden kaynaklı çekme kapasitesine katkısı oldukça azdır.

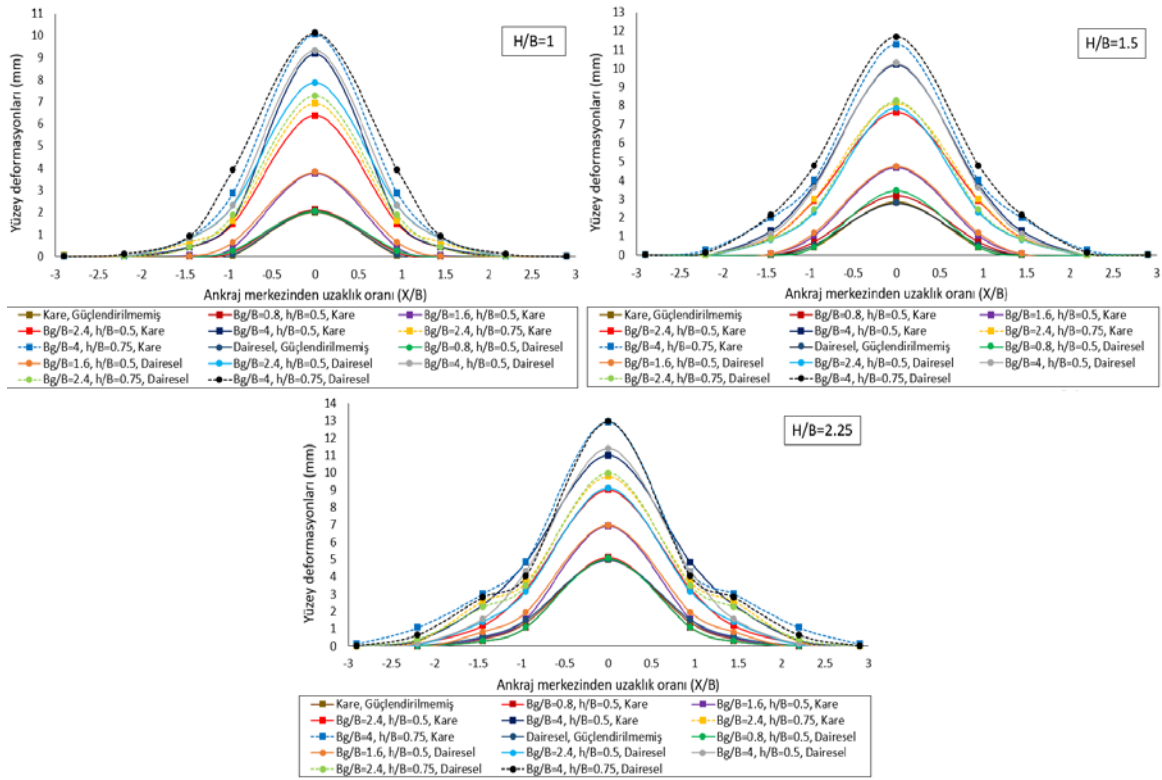
Hücresel yapı elemanın genişliği residual kapasite üzerinde oldukça etkilidir. Güçlendirilmemiş durumda residual kapasite ile çekme kapasitesi arası oran (Q_{res}/Q_{ult}) 0.58 ile 0.61 arasında değişirken, hücresel yapı elemanın genişliğinin artması ile bu oran 1'e yaklaşmaktadır. Hücresel yapı elemanın genişliğinin artması ile zemin partiküllerin hareketleri sınırlanmakta ve dilatasyon davranışı için mobilizasyonları engellenmektedir. Bu durum yük deplasman davranışlarını da etkilemektedir. Güçlendirilmemiş ankrajların davranışları genel kayma yenilme davranışına benzerken, güçlendirilme sonucu davranış yerel kayma yenilmesi veya zımbalama yenilmesi davranışına benzemektedir. Ankrajın gömülme oranının (H/B) ve hücresel yapı elemanın yüksekliğinin residual davranışına etkisinin oldukça az olduğu da gözlemlenen bir diğer sonuçtur.



Şekil 6. Hücresel yapı elemanın genişliğinin ve yüksekliğinin ankrajın çekme kapasitesine etkisi



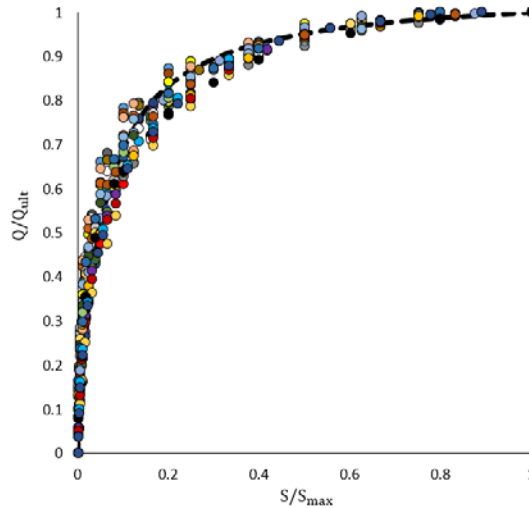
Şekil 7. Hücresel yapı elemanın genişliğinin ve yüksekliğinin residual kapasiteye etkisi



Şekil 8. Hücresel yapı elemanları ile güçlendirilmiş/güçlendirilmemiş ankrajların yüzey deformasyonları

Deney verilerinden elde edilen çekme yükü ve ancaj deplasmanının, yenilme anındaki çekme kapasitesi ve pik deplasman ile normalize edilmiş değerleri (Q/Q_{ult} , S/S_{max}) Şekil 9.'da gösterilmiştir. Şekil 9.'daki hiperbolik eğrinin ancajın geometrisinden, gömülme derinliğinden, hücresel yapı elemanın yüksekliği ve genişliğinden bağımsız olduğu görülmüştür. Hiperbolik eğri Kondler (1963) tarafından önerilen eşitlik ile açıklanmıştır (Eş 2.). Bu eşitlik sayesinde istenilen deplasman değerine ait çekme yükü değeri bulunabilmektedir. Önerilen c ve m değerleri sırasıyla 0.055 ve 0.945'dir.

$$\frac{Q}{Q_{ult}} = \frac{S/S_{max}}{c + m(S/S_{max})} \quad (2)$$



Şekil 9. Hiperbolik normalize yük-deplasman eğrisi

5. SONUÇLAR

Yapılan çalışma kapsamında % 65 rölatif sıklığa sahip kohezyonsuz zemine gömülü hücresel yapı elemanları ile güçlendirilmiş/güçlendirilmemiş sığ yatay plaka ankrajların çekme davranışları incelenmiştir. Ankraj geometrisinin etkisi, ankrajın gömülme oranı (H/B), hücresel yapı elemanın genişliğinin (B_g/B) ve hücresel yapı elemanın yüksekliğinin (h/B) etkisi incelenen diğer durumlardır. Deneylerden elde edilen veriler doğrultusunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Sığ yatay plaka ankrajın çekme kapasitesi hücresel yapı elemanları kullanılarak önemli oranda artmaktadır. Hücresel yapı elemanlarının da diğer düzlemsel geosentetik malzemeler gibi ankrajların çekme kapasitesinde iyileştirmelerde kullanılması önerilmektedir.
- Hücresel yapı elemanları ile güçlendirilmiş ankrajların çekme kapasitesi değerine ulaşması için güçlendirilmemiş duruma daha fazla ankraj deplasman değerine sahip olması gerekmektedir.
- Eş değer alana sahip kare ve dairesel ankrajların çekme yükü deplasman davranışlarındaki fark oldukça düşüktür.
- Hücresel yapı elemanı genişliğinin artması ile ankrajın yük deplasman davranışı genel kayma yenilmesi davranışından, yerel kayma yenilmesi veya zımbalama davranışına benzemektedir.
- Optimum hücresel yapı oranı (B_g/B) değeri 2.4 olduğu görülmüştür. Bu değerden daha büyük değerler için, hücresel yapı elemanın yenilme yüzeyini kesmemesinden dolayı ankrajın çekme kapasitesindeki iyileşmelerin ihmal edilebilir bir seviyede olduğu görülmüştür. Hücre genişliğinin artmasına bağlı olarak yüzey deformasyonları daha geniş alanlara yayılmıştır.
- Hücresel yapı elemanın genişliğinin ankrajın genişliği veya çapından küçük olduğu durumlarda, çekme kapasitesine katkısının oldukça düşük olduğu görülmüştür.
- Hücresel yapı elemanı yüksekliği (h/B) oranının artmasına bağlı olarak ankrajın çekme kapasitesinde önemli artışlar meydana gelmiştir.
- Normalize yük ve normalize deplasman değerlerinden elde edilen hiperbolik ilişkinin ankraj geometrisinden, ankrajın gömülme oranından, hücresel yapı elemanın genişliği ve yüksekliğinden bağımsız olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Balla, A. (1961). "The resistance to breaking-out of mushroom foundations for pylons", 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations, Paris, France, 1, 569-576.
- Bathurst, R.J. ve Karpurapu R. (1993). "Large scale triaxial compression testing of geocell reinforced granular soils", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol 16 (3), 296-303.
- Choudhary, A.K., Pandit, B., Babu, G.L.S. (2018). "Three-dimensional analysis of uplift behaviour of square horizontal plate in frictional soil", International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, Vol 4 (2), 1-14.
- Dash, S.K., Krishnaswamy, N.R., Rajagopal, K. (2001) "Bearing capacity of strip footing supported on geocell reinforced sand", Geotextiles and Geomembranes, Vol 19



(4), 235-256.

- Deshmukh, V.B., Dewaikar, D.M., Choudhury, D. (2010). “Analysis of rectangular and square anchors in cohesionless soil”, *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 4 (1), 79–87
- Dickin, E.A. (1988). “Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand”, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 114 (11), 1300-1317.
- Dickin, E.A., ve Laman, M. (2007). “Uplift response of the strip anchor in cohesionless soil”, *Advances in Engineering Software*, Vol 38 (8–9), 618-625.
- Ghaly, A.M., Hanna, A. (1994). “Ultimate pullout resistance of single vertical anchors”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 31 (5), 661-672.
- Ghosh, A., ve Bera, A.K. (2010). “Effect of geotextile ties on uplift capacity of anchors embedded in sand”, *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, Vol 28 (5), 567–577.
- Gürbüz, A., ve Mertol, H.C. (2012) “Interaction between assembled 3D honeycomb cells produced from high density polyethylene and a cohesionless soil”, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol 31 (12), 828-836.
- Ilamparuthi, K., Dickin, E.A., Muthukrishnaiah, K. (2002). “Experimental investigation of the uplift capacity of circular plate anchors in sand”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 39, 648-66.
- Keskin, M.S. (2015). “Model studies of uplift capacity behavior of square plate anchors in geogrid-reinforced sand”, *Geomechanics and Engineering*, Vol 8 (4), 595-613.
- Krishnaswamy, N.R., ve Parashar, S.P. (1994). “Uplift behaviour of plate anchors with geosynthetics”, *Geotextile and Geomembranes*, Vol 13 (2), 67-89.
- Latha, G.M., ve Murthy V.S. (2007). “Effect of reinforcement form on the behaviour of geosynthetic reinforced sand”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 25, 23-32.
- Liu, J., Liu, M., Zhu, Z. (2011). “Sand deformation around an uplift plate anchor”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol 138(6), 728–737.
- Merifield, R.S., ve Sloan, S.W. (2006). “The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 43 (8), 852–868.
- Meyerhof, G.G., Adams, J.I. (1968). “The ultimate uplift capacity of foundations”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 5 (4), 225-244.
- Tafreshi, S.N.M., ve Dawson, A.R. (2010). “Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell with planar form of geotextile reinforcement”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 28 (1), 72-84.
- Yünkül, K., ve Gürbüz, A. (2018). “Use of geocells and working mechanism”, *1st International Symposium on Innovative Approaches in Scientific Studies, ISAS 2018, Antalya, Turkey*, 2, 354-360.

THE EFFECT OF LIME AND CEMENT ADDITIVES ON THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF A HIGH PLASTICITY SOILS

KİREÇ VE ÇİMENTO KATKISININ YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİLLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Res. Ass. İlyas Özkan¹, Res. Ass. Yavuz Yenginar¹, Assoc. Dr. A. Sinan Soğancı¹
¹Necmettin Erbakan University, Engineering and Architectural Faculty, Konya/Turkey

ABSTRACT

Depending on the consistency of high plasticity clays, they can cause a variety of geotechnical problems. While soft clays have low bearing capacity, stiff and medium stiff clays have high swelling capacity. Such soils need to be stabilized with lime, cement or other additive to improve the engineering properties. In this study, consistency limits, compaction characteristics, and unconfined compressive strength of the stabilized soil were determined by adding slaked lime and cement at a rate of 1,3,5,7 and 9% in a high plasticity clay. The optimum water content of each mixture was determined by standard proctor test before the test samples were prepared. According to the determined optimum water content, the soil-lime and soil-cement mixtures were compressed in the Proctor mold and samples were taken for unconfined compressive strength test. These samples were kept in the cure for 7 and 28 days and related experiments were performed. As a result of the experiments, it was seen that the liquid limit of the stabilized soil decreases while plastic limit increases, optimum water content values decrease, maximum dry density values increase in cement stabilization but decrease in lime stabilization and unconfined compressive strength increases due to increasing lime and cement amount and curing time.

Keywords: cement, compaction, consistency limits, high plasticity soils, lime, UCS

ÖZET

Yüksek plastisiteli killer kıvamına bağlı olarak geoteknik açıdan birçok problem neden olmaktadır. Yumuşak kıvamdaki killer düşük taşıma gücü kapasitesine sahip iken, katı ve orta katı kıvamda olanlar yüksek oranda şişme kapasitesine sahiptirler. Bu tür zeminlerin mühendislik özelliklerini iyileştirebilmek için kireç, çimento veya diğer katkı maddeleriyle iyileştirilmesi gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında, yüksek plastisiteli killi zemin içerisine %1-3-5-7 ve 9 oranlarında kireç ve çimento katılarak, iyileştirilen zeminin kıvam limitleri, kompaksiyon davranışı ve serbest basınç mukavemeti belirlenmiştir. Deney numuneleri hazırlanmadan önce her bir karışımın optimum su muhtevası standard proctor deneyi ile belirlenmiştir. Zemin-kireç ve zemin-çimento karışımları uygun optimum su muhtevasında Proktor kalıbında sıkıştırılarak buradan serbest basınç deneyi için numuneler alınmıştır. Alınan numuneler 7 ve 28 gün boyunca uygun koşullarda kür edilmiştir. Deney sonuçlarına

*8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul*

göre; iyileştirilen zeminlerin likit limiti azalırken plastik limiti artmakta, optimum su muhtevası azalmakta, maksimum kuru yoğunluk çimento ile yapılan iyileştirmede artarken kireç kullanımında azalmakta, serbest basınç mukavemeti ise kireç ve çimento miktarına ve kür süresine bağlı artmaktadır.

Anahtar kelimeler: çimento, kıvam limitleri, kireç, kompaksiyon, yüksek plastisiteli kil

1. INTRODUCTION

High plasticity clay are problematical soils which have different mineralogical structures. Due to these mineralogical structures, these soils have a variety of swelling potential, compressibility and shearing and compressive strengths. This condition leads to different properties and behaviours such as excessive heave, volume change and low shear strength. Because of the volume change of high plasticity clay with respect to moisture content, structures on these soils which are light weight structures such as light one-storey buildings, garden walls, roads and buried utilities such as water pipes considerably suffer (Tonoz et al., 2003). As high plasticity clays are a worldwide problem, they generally exist in semi-arid regions which are located in the tropical and temperate climate zones in all five continents. (Chen, 1988). High plasticity clays exist in some part of Turkey which are the Central Anatolia region, West Anatolia region, Southeast Anatolia region and East Anatolia region (Çokça, 1991).

Many treatment options for improving high plasticity clays before and after construction of light weight structures. Chemical additives technique, which involves application of chemical admixtures to improve the behaviour of soil, is one of these treatment method of high plasticity clay. In this method, whereas these additive materials such as lime and cement materials and a combination of them are selected, waste material which is fly ash, slag etc. can be chosen (Nelson and Miller, 1992). In this study, both lime and cement are used as additive materials.

1.1 Lime Stabilisations

Lime is an additive materials which generally causes a decrease in plasticity, dispersion, and volume change potential, and an increase in particle size, permeability, and strength in high plasticity clay stabilizations (Nalbantoglu and Gucbilmez, 2001). Treatment of this soil by using lime could be two different applications. First application is that lime and soil mix homogeneously. Second one is called as lime column techniques that hole opened in the ground is filled with lime (Tonoz et al., 2003).

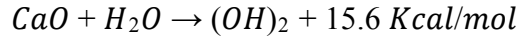
The addition of lime, cement and other chemical additives to soil trigger the change of soil properties. The chemical change of clay structure takes place with long term cementing reactions due to the addition of chemical substance such as cement, lime etc to the clay soil. These reaction products contribute to flocculation by bonding adjacent soil particles together and as curing occurs they strengthen the clay soil. Such pozzolanic reactions are time dependent and strength develops gradually over a long period (Sivapullaiah et al. 2000)

Some reaction between lime and clay occurs during the lime stabilisation of high plasticity clay. These reactions are mentioned below;

8th Geotechnical Symposium

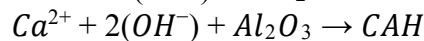
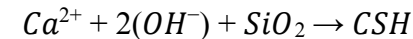
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

- I. Consolidation/dewatering effect: This effect could be seen for using quick lime at the application. Quick lime, CaO , absorbs water from the surrounding ground, causing the lime to swell and forms slaked lime ($C(OH)_2$) as per the following chemical reaction.



This reactions increases the electrolytic concentration and pH of the pore water and dissolves the silicates (SiO_2) and aluminates (Al_2O_3) from the clay particles. As slaked lime is used for this study, reaction mentioned above cannot occur for this study.

- II. Ion exchange effect: As the surface of fine particles of clay is negatively charged, calcium ions (Ca^{2+}) from the slaked lime are absorbed by the surface of clay particles. As a result, clay particles are bonded with each other and the weak clay is improved with a resultant increase in shear strength.
- III. Pozzolonic effect: Calcium ions continue to react with SiO_2 and Al_2O_3 in the clay for a long time forming compounds that cause the clay strength to be improved. This reaction is that the formation of various compounds such as calcium silicate hydrate (CSH) and calcium aluminate hydrate (CAH) and micro fabric changes. This reaction is termed a pozzolanic reaction.



The addition of lime, cement and other chemical additives to soil trigger the change of soil properties. The lime stabilisation of clay is firstly based on the cation exchange occurred before the reaction between the lime and siliceous components of clay. This process last within 24-72 hours after the mixture. After the clay particle flocculates rapidly during this process, the cohesive properties of clay particles convert into the breakable and granular properties. To sum up, the strength characteristics of clay soil is improved significantly.

1.2. Cement Stabilisations

Cement is an admixture that can be used for soil stabilisations although it is often expensive. After cement is mixed with high plasticity clays, swelling potential of high plasticity clay reduces. Generally, the amount of cement required to stabilize high plasticity clays ranges from 2 to 6% by weight (Chen 1988).

Portland cement releases a large amount of lime during the hydration. For this reason, the result of mixing cement with clay soil is similar to that of lime. Although it decreases liquid limit, plasticity index, swelling potential, it increases the shrinkage limit and shear strength (Chen, 1988). However, lime is more effective than the portland cement for the stabilization of the highly plastic clay. Cement may not hydrate sufficiently to produce the complete pozzolanic reaction due to the some clays which have such a high affinity for water. If soils are not lime reactive, cement stabilizations are usually advengetous (Mitchell and Raad, 1973).

Cement stabilization is limited due to the some factors; these factors are high cost, possible corrosion of the soil environment, brittle failure and low temperature cracking as a result of the hydration and moisture loss, and proneness to sulphates attack (Punthutaecha, 2002).

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Cement stabilization develops from the cementitious bonds between the calcium silicate (three-calcium silicate) and aluminate hydration products of cement and the soil particles. The action of cement declines both the interlayer and the intermicellar swelling (Van der Kerkhof, 2001).

Cement-stabilization applied either at surface or at deeper depths has been used for many various applications including foundations which is built for stopping the settlement of existing structures, retaining structures which are constructed for temporary support of excavations, liquefaction mitigation (to cut off water infiltration into excavations and sewer lines), water control (foundation curtains that reduce water loss under structures), and pollution control by using stabilization/solidification (S/S) techniques that aim to immobilize the source of contaminants (remediation of contaminated land prior to redevelopment) (Stavridakis, 2006).

2. Experimental Work

Sample which is a potential high plasticity clay was prepared by mixing low plasticity clay and bentonite in the laboratory. This sample was named as Sample A. Sample A consists of 70% low plasticity clay and 30% bentonite. The properties of Sample A is shown in Table 1. Grain size distribution curve of sample A were shown in Fig. 1. Lime is slaked lime and cement is CEM 1 portland cement.

The impact of additive materials such as lime and cement on Atterberg limits, maximum dry unit weight, optimum water content and unconfined compressive strength were investigated. Atterberg limit test, standard proctor test and unconfined compressive test were done for each sample.

Table 1: Properties of Sample A

Specific Gravity, G_s	2.6
Liquid Limit, w_L (%)	111
Plastic Limit, w_p (%)	16.50
Plasticity Index, I_p (%)	94.50
Max. Dry Density, $\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	1.63
Optimum water content, w_{opt} (%)	21.60
Classification (USCS)	CH

8th Geotechnical Symposium
13-15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

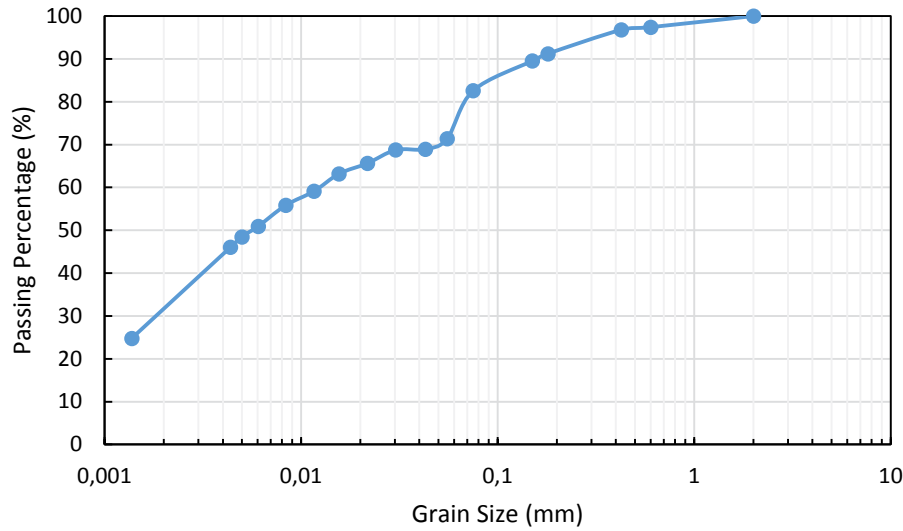


Figure 1: Grain Size Distribution Curve of Sample A

2.1. Sample Preparation

Sample A, which could pass through No.10 sieve and were oven-dried at 105°C for one day, was used in this study. Sample A mixed with trowel and then were sieved two times through No.10 sieve to obtain homogeneous mixture at each mixture.

Sample A, water and an additive material are mixed for compaction test. After the mixing process, this mixture is waited for a time in order to observe the effect of additive materials. Due to the pozzolonic reactions, a waiting period is changed with respect to the additive materials. While this period lasts 45 minutes for a sample which consists of lime, this period last 5-10 minutes for a sample which includes of cement.

In this study, five samples were prepared by separately adding lime and cement varying from 1% to 9% in order to observe effect of additive materials. As a result, Sample A and ten samples with additive materials were prepared within the scope of this study.

A sample prepared for unconfined compressive test is compacted at maximum dry density and optimum water content into the CBR mould. Compaction method used in this study was static compaction. Hydraulic jack was used to compact the samples. Then, three tubes which have 3.8 cm diameter and 7.6 cm height push into the sample in order to take three specimen of unconfined compressive test. Therefore, these specimens were put into plastic bag and put into desiccator with 22-25°C temperature for curing process. In this study, specimen was waited in the desiccator for both 7 days and 28 days to investigate effect of curing process on geotechnical parameters of these samples such as unconfined compressive strength. Each test was repeated at least two times and average values reported.

3. Test Results

8th Geotechnical Symposium
13-15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Consistency Limits

The consistency limits of high plasticity clayey soil with different amounts of lime and cement were determined in accordance with ASTM D4318 - 17e1 standard. When 1, 3, 5 7% and 9% cement were added to the sample A, the liquid limit values of the soil-cement mixture were determined as 97.7, 96.5, 94.5, 91.1 and 87.1%, respectively. Liquid limit values of lime-additive soils decreased by 12.0, 13.1, 14.9, 18.0 and 21.5%, respectively. The plastic limit values of the soil-lime mixture were 18.0, 18.5, 22.3, 25.5 and 26.6%, respectively. Plastic limit values of lime-additive soils increased by 9.6, 12.8, 36.1, 55.2 and 62.2%, respectively. The plasticity index values of soil-lime mixture were 83.0, 77.9, 72.2, 65.6 and 60.5%, respectively. The plasticity index values of lime-additive soils decreased by 12.3, 17.6, 23.7, 30.7 and 36.0%, respectively.

When 1, 3, 5, 7% and 9% lime were added to the sample A, the liquid limit values of the soil-lime mixture were determined as 110.0, 81.1, 72.7, 71.2 and 71.2%, respectively. Liquid limit values of lime-additive soils decreased by 0.9, 26.9, 34.5, 35.8 and 35.9%, respectively. The plastic limit values of the soil-lime mixture were 18.2, 30.3, 31.0, 31.9 and 32.7%, respectively. Plastic limit values of lime-additive soils increased by 11.0%, 84.7, 89.0, 94.2 and 98.8%, respectively. The plasticity index values of soil-lime mixture were 91.8, 50.8, 41.6, 39.3 and 38.5%, respectively. The plasticity index values of lime-additive soils decreased by 3.0, 46.3, 56.0, 58.4 and 59.3%, respectively (Fig. 2).

When the consistency limit values of the soil-lime mixtures are examined, it can be said that the consistency limits have little or no change after 5% lime addition. When the consistency limit values of the soil-cement mixtures are examined, it can be said that there is little change in consistency limits up to 3% cement additive, increase in plastic limit values and decrease in liquid limit and plasticity index values up to 9% cement addition, and an optimum cement percentage cannot be determined (Fig. 2). As a result of all these evaluations, it can be said that lime is a more effective material than cement on the workability of high plasticity clayey soils.

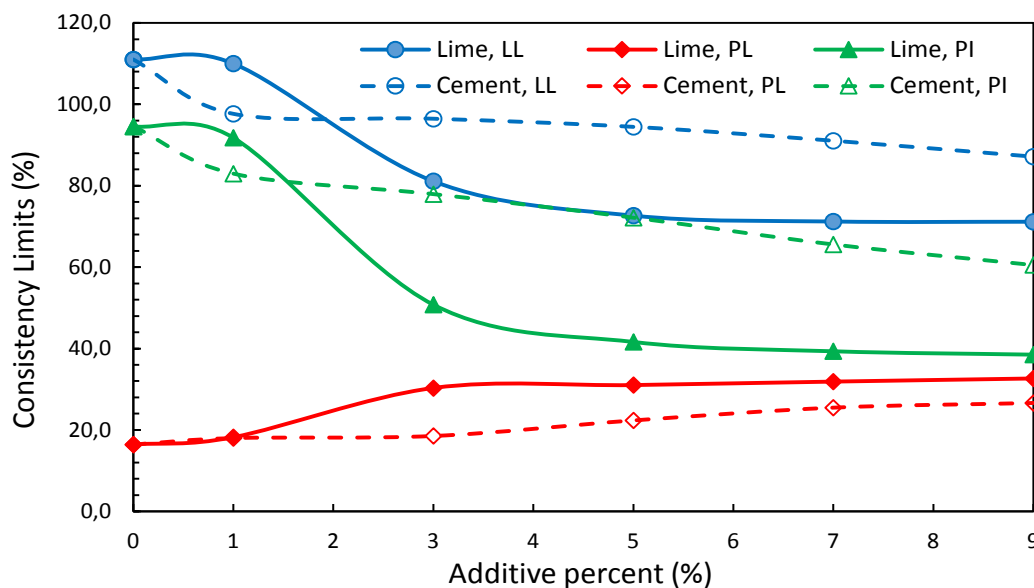


Figure 2: Change of consistency limits due to lime and cement additives

8th Geotechnical Symposium
13-15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Compaction Characteristics

The compaction characteristics of high plasticity clayey soil with different amounts of lime and cement were determined in accordance with ASTM D698 - 12e2 standard. The maximum dry density of lime additive soil decreased from 1.6 g/cm³ in 1% lime additive to 1.562 g/cm³ in 9% lime additive. This is due to the formation of agglomeration as a result of contact of lime and soil grains, and thus reduced compaction. The optimum water content of lime-soil mixtures increased from 21.6% in 1% lime additive to 24.7% in 9% lime additive (Fig. 3). This is because of the increased amount of lime absorbs the water in soil and requires more mixing water. The maximum dry density of cement additive soil increased from 1.640 g/cm³ in 1% lime additive to 1.678 g/cm³ in 9% lime additive. This is due to the binding properties of cement. Due to the increasing amount of cement, the cement grains come into contact with more soil grains and the bonds between the soil and cement grains are strengthened. Thus, a better compaction occurs and the maximum dry density of the soil-cement mixture increases. The optimum water content of cement-soil mixtures increased from 21.8% in 1% lime additive to 25.5% in 9% lime additive (Fig. 3). This is due to the increased amount of water required for hydration of the cement due to the increased amount of cement.

In the compaction of lime and cement additive soils, the water saturation degree of the mixtures which are compacted at optimum water content varies between 94-96%.

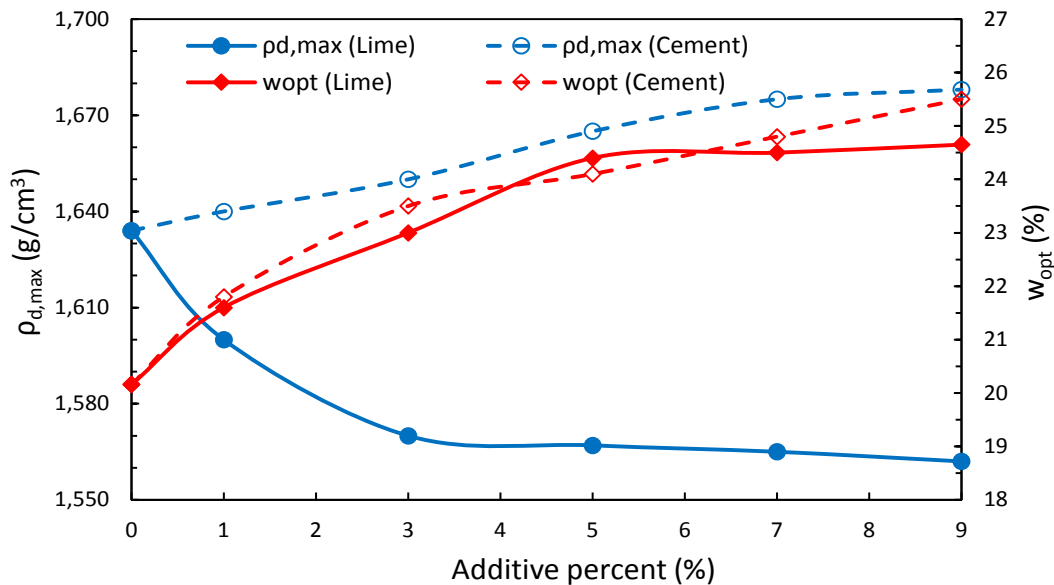


Figure 3: Compaction characteristics of cement and lime additive high plasticity soil

Unconfined Compression Test

The unconfined compressive strength of clayey soil was determined according to ASTM D2166 / D2166M-16 standard, lime-soil samples according to ASTM D5102-09 and cement-soil samples according to ASTM D1633-17.

When the UCS test results of lime added soil were examined, it can be said that: When 1%, 5% and 9% lime was added to the soil, 7-day strength values increased by 122%, 487%, 361% respectively. 7-day strength began to decrease after 5% lime additive. When the UCS results of 28 days cured samples are examined, it is observed that the strength increases with

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

the amount of lime. The strength increased by 135% when 1% lime was added to the high plasticity soil, while the strength increased by 12 times when 9% lime was added. Strength of soil-lime mixtures increases with curing time and amount of lime. In addition, 10.5% unit deformation was observed at the failure for the untreated soil while unit deformation decreases up to %3 for 7 day cured soil-lime samples. Although the strength of the lime additive soil was doubled in 1% lime, the ductility of the material did not change much and it caused 9.9% unit deformation. In the case of lime-soil mixtures cured for 28 days, 1% lime added material made 5.9% unit deformation and 9% lime additive was 1.6% (Table 2). The lime additive increases the rigidity of the high plasticity clayey soil.

When the UCS test results of cement added soil were examined, it can be said that: When 1%, 5% and 9% cement was added to the soil, 7-day strength values increased by 85%, 715%, 831% respectively. For 28 day cured samples, UCS values increased by 133%, 1116%, 1337%. When the UCS results of 28 days cured samples are examined, it is observed that the strength increases with the amount of cement. Strength of soil-cement mixtures also increases with curing time. The strength of soil-cement mixtures did not increase much after 5% cement additive. In addition, 10.5% unit deformation was observed at the failure for the untreated soil while unit deformation decreases up to %2.7 for 7 day cured soil-cement samples. Although the strength of the cement additive soil increase %85 in 1% cement, the ductility of the material did not change much and it caused 6.5% unit deformation. In the case of cement-soil mixtures cured for 28 days, 1% cement added material made 5.2% unit deformation and 9% lime additive was 1.4% (Table 2). The cement additive increases the rigidity of the high plasticity clayey soil.

The strengths of the lime-ground and cement-ground mixtures cured for 28 days were almost similar. However, when 7 days cured samples are examined, it is seen that cement-ground mixtures have higher strength than lime-ground mixtures. In other words, in lime stabilization studies, it should be waited longer to reach sufficient strength.

Table 2: UCS test results of cement and lime additive soil

Additive percent (%)	Soil-Lime mixtures				Soil-cement mixtures			
	7 days		28 days		7 days		28 days	
	q _u (kPa)	ε (%)	q _u (kPa)	ε (%)	q _u (kPa)	ε (%)	q _u (kPa)	ε (%)
0	223.6	10.5	223.6	10.5	223.6	10.5	223.6	10.5
1	497.4	9.90	526.3	5.90	413.7	6.43	522.4	5.18
3	1016.4	3.30	1421.4	1.77	1077.3	3.93	1154.1	2.04
5	1313.8	3.20	2228.1	1.76	1824.2	3.60	2719.6	1.74
7	1273.0	3.10	2659.7	1.72	1912.7	2.96	2744.0	1.73
9	1032.7	3.00	2969.8	1.60	2082.4	2.69	3214.5	1.42

4. Conclusion

The effect of lime and cement addition on geotechnical properties of an high plasticity clay is investigated in this study. The impact of these additive materials on Atterberg limits, maximum dry density, optimum water content and unconfined compressive strength were also

8th Geotechnical Symposium

13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

sought. With respect to results obtained from this study, the following conclusions can be accessed;

- 1- While liquid limits values of samples treated both lime and cement decreased, plastic limits of these samples increased gradually for samples.
- 2- Plasticity index value declined by the addition of lime and cement. This index of samples including lime and cement had decreased when the amount of lime and cement in samples raised. Although an optimum value of the rate of lime content was found as a 5% in terms of plasticity index, the optimum value of the rate of cement content was not determined in this study.
- 3- The maximum dry densities of samples with cement increased when the cement content of the samples went up. On the other hand, these values of samples include lime declined by addition of lime.
- 4- The optimum water contents of the samples which involve lime or cement rose with the amount of the additive materials into the sample.
- 5- The strengths of the samples improved when these additive materials were added to the high plasticity clay. For 7 days curing samples include lime, the optimum amount of additive material into the sample was determined as a 5% in terms of the strength of samples. On the other side, the strengths of the 28 days curing samples involved lime grew with lime content. However, the strengths of samples increased with both 7 days curing and 28 days curing.
- 6- The unit deformation of samples decreased with both the amount of additive materials into the samples and the curing period of samples.

References

ASTM D698-12e2, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, www.astm.org

ASTM D1633-17, Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org

ASTM D2166 / D2166M-16, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.org

ASTM D4318-17e1, Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org

ASTM D5102-09, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures (Withdrawn 2018), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009, www.astm.org

Chen, F. H. (1988), "Foundations on Expansive Soils", Elsevier Scientific Pub. Co.

Çokça E. (1991), "Swelling potential of expansive soils with a critical appraisal of the identification of swelling of Ankara soils by methylene blue tests", PhD thesis, Middle East Technical University, Department of Civil Engineering, Ankara, 323 pp,

*8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul*

Mitchell, J. K., & Raad, L. (1973), “Control of Volume Changes in Expansive Earth Materials, Proceeding of Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction”, Vol. 2, Federal Highway Administration, Washington, D. C.,

Nalbantoğlu, Z., and Güçbilmez, E. (2001), “Improvement of Calcareous Expansive Soils in Semi-Arid Environments, Journal of Arid Environments”, Vol. 47, Issue 4, pp.453-463,

Nelson, J. and Miller, D. J. (1992), “Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering”, John Wiley & Sons.

Punthutaecha. K. (2002), “Volume change behaviour of expansive soils modified with recycled materials”, PhD Thesis, The University of Texas , U.S.A.

Sivapullaiah P.V. (2006), “Pozzolanic stabilization of expansive soils ,Expansive Soils Recent advances in characterization and treatment”, Taylor & Francis Group. London. UK. pp. 419-434.

Stavridakis I.E. (2006), “Stabilization of problematic soils using cement and lime, Expansive Soils Recent advances in characterization and treatment”. Taylor & Francis Group. London. UK. pp. 384-397.

Van der Kerckhof, E. (2001), “Small scale recycling of plastic soils for trench fills using lime or cement treatment, 1st International Symposium on Subgrade Stabilization and In situ Pavement Recycling Using Cement”, Vol. 1, pp. 531–540, IECA, Salamanca, Spain.

Tonoz, M. C, Gokceoglu, C. & Ulusay, R. (2003), “A laboratory-scale experimental investigation on the performance of lime columns in expansive Ankara (Turkey) Clay”. Bull Eng Geol Env. 62, 91–106.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

OPTIMIZING CONSTRUCTION PARAMETERS OF DMC IN HIGH PLASTICITY SOILS

YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİLLİ ZEMİNLERDE OLUŞTURULAN DKK İÇİN İMALAT PARAMETRELERİNİN OPTİMİZASYONU

Yavuz YENGINAR*¹

Murat OLGUN²

ABSTRACT

In this study, the parameters affecting the construction of deep mixing columns (DMC) in high plasticity clayey soil in the laboratory environment were investigated. For this purpose, laboratory type deep mixing machine, mixing blade, slurry pump are designed and manufactured. The characteristics of the soil to be improved (water content or consistency of the soil), slurry characteristics (cement dosage and water/cement ratio) and the selected system parameters in the column manufacturing (the drilling speed of the drill body, the rotation speed of the mixing blades, the nozzle diameter) affect the homogenous and continuous column formation. In this study, the clayey soil was placed into the 60 cm diameter and 110 cm high tank with the targeted water content (35-45-52%) and consolidated under a certain pre-consolidation pressure. Thus, a soil environment has been formed close to the field conditions. Then 30 cm diameter and 60-70 cm high DMC was manufactured with the laboratory type deep mixing machine. For the column production, the cement dosage was 250-325-400 kg/m³ and the water/cement ratio was 1. During column construction, the penetration rate of the drill body is adjusted to transfer the necessary cement grout to the soil. The rotational speed of the mixing blade is 60-80-100 rpm. There are 4 injection nozzles on the mixing blade. The diameter of these nozzles varies between 2-3-4 mm. In order to understand the relation between the above mentioned parameters and their levels, a test program was created according to Taguchi's 4-parameters and 3-levels L9 design table. Column was produced according to the experimental program and core samples were taken from the columns after 28 days. A term of improvement ratio (ratio of DMC strength to untreated soil strength) was defined to evaluate experimental findings by statistical methods as S/N analysis, ANOVA, and regression analysis, and then optimum construction parameters were determined.

Keywords: construction parameters, deep mixing machine, soil-mixing, Taguchi method

ÖZET

Bu çalışmada laboratuvar ortamında ve yüksek plastisiteli killi zeminlerde derin karıştırma kolonlarının (DKK) imalatını etkileyen parametreler incelenmiştir. Bu amaçla laboratuvar tipi derin karıştırma makinası, karıştırma bıçağı, enjeksiyon pompası tasarlanmıştır. İyileştirilecek zeminin özellikleri (su içeriği ya da kıvamı), enjeksiyon özellikleri (çimento

*¹ Res. Ass., Necmettin Erbakan University, Engineering and Architectural Faculty, yyenginar@erbakan.edu.tr (Corresponding Author)

² Assoc. Dr., Konya Technical University, Engineering and Nature Faculty, molgun@ktun.edu.tr



Yavuz Yenginar, Murat OLGUN

dozajı ve su/çimento oranı) ve kolon üretiminde seçilen sistem parametreleri (delgi gövdesinin batma/çekme hızı, karıştırma bıçaklarının dönme hızı ve delik çapı) homojen ve sürekli kolon oluşumunu etkiler. Bu çalışmada killi zemin, hedeflenen su içeriğinde (% 35-45-52) hazırlanarak 60 cm çapındaki ve 110 cm yüksekliğindeki tanka yerleştirilmiş ve belirli bir basınç altında konsolide edilmiştir. Böylece saha koşullarına yakın bir zemin ortamı oluşmuştur. Daha sonra 30 cm çapında ve 60-70 cm yüksekliğinde DKK laboratuvar tipi derin karıştırma makinesi ile üretildi. Kolon üretimi için, çimento dozu 250-325-400 kg/m³ ve su/çimento oranı 1 idi. Kolon yapımı sırasında, gerekli enjeksiyo hacmini zemine aktarmak için delgi gövdesinin batma hızı ayarlanır. Karıştırma bıçağının dönme hızı 60-80-100 devir/dk'dır. Karıştırma bıçağında 4 adet enjeksiyon deliği bulunmaktadır. Bu deliklerin çapı 2-3-4 mm arasında değişir. Yukarıda belirtilen parametreler ve seviyeleri arasındaki ilişkiyi anlamak için, Taguchi'nin 4 parametrelili ve 3 seviyeli L9 tasarım tablosuna göre bir test programı oluşturuldu. Deney programına göre kolon üretildi ve 28 gün sonra kolonlardan karot numuneleri alındı. Deneysel bulguları S/N analizi, ANOVA ve regresyon analizi gibi istatistiksel yöntemlerle değerlendirmek için bir iyileştirme oranı (DKK dayanımının iyileştirilmemiş zemin dayanımına oranı) terimi tanımlandı ve daha sonra optimum imalat parametreleri belirlendi.

Anahtar kelimeler: derin karıştırma makinesi, imalat parametreleri, Taguchi yöntemi, zemin karıştırma

1. INTRODUCTION

Deep mixing method (DMM) is one of the methods used for soil improvement. This method based on the principle that the binder material added to the soil with hole drills or paddle mixers is mixed together with the soil in place to form a deep mixing column (DMC). DMCs are used to reduce the settlements on the foundation, increase the bearing capacity, prevent liquefaction, meet the lateral pressures, and most importantly provide impermeability to the water flow problems in the ground. Due to the fact that DMM can be applied on all kinds of soils and DMC construction is fast, economical and practical, it finds a wide range of applications today.

In order to produce a homogeneous, continuous and high performance DMC, the most appropriate values should be used in terms of system parameters (originating from the machine-equipment) and binder slurry properties considering the properties of the soil to be improved (water content, consistency, strength properties, etc.). In wet deep mixing method, it is recommended that the penetration speed of the drill body is selected as 0.5-1.5 m/min and the rotation speed of the mixing blades is 25-50 rpm [1]. However, as a result of the authors' experience in the laboratory environment, it was found that the rotation speed of 25-50 rpm was very insufficient in clayey soils (especially in high plasticity clays). In a DMC construction made in Japan, the rotational speed of the mixing blades was selected at 60 rpm even on a high plasticity soft clay with a natural water content above the liquid limit [2, 3].

The objective of this study optimizig construction parameters when DMC was manufactured in high plasticitiy clayey soils. DMCs were constructed for different cement dosage, rotation speed and nozzle diameter of mixing blade in clay with different consistencies.

Optimization of slurry and machinery equipment for DMC construction in high plasticity soils

2. MATERIALS AND METHODS

2.1. Soil

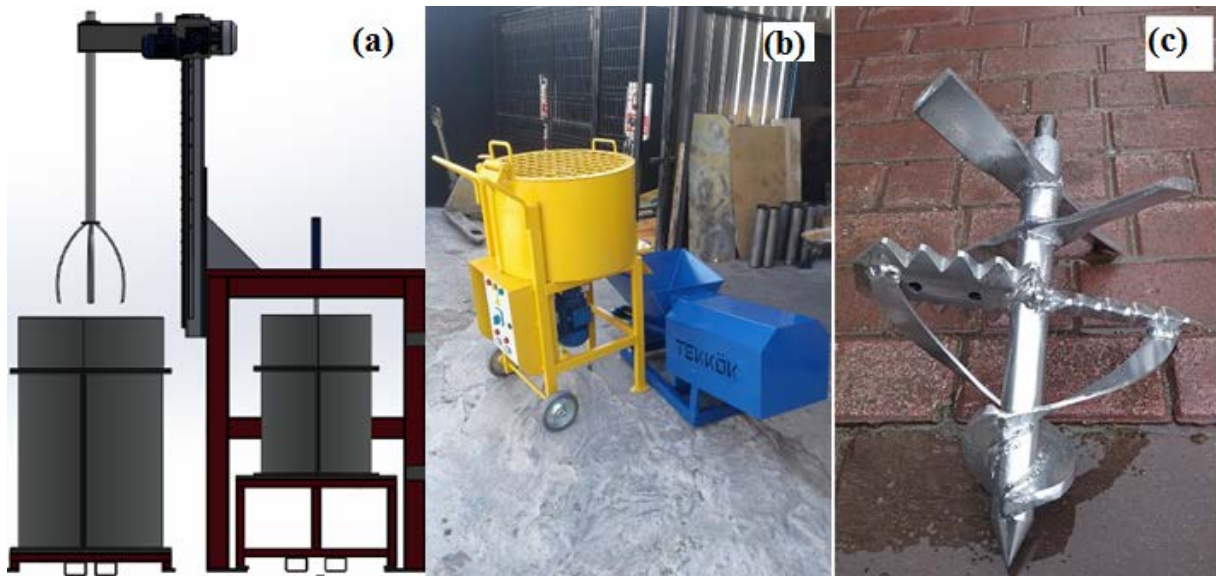
The high plasticity soil used in the study was obtained from the second organized industrial zone of Selcuklu district of Konya province and excavated from 6-7 m depth. Geotechnical properties of the soil are given in Table 1. In the model test studies conducted in the laboratory, considering the fact that the soil factor is simplified by using pure sand or pure clay and that “an ideal soil” is used, the studies on a natural soil to be obtained from the field will provide a solution to a real problem. Thus, it was one of the most important aspects of this study to work on a natural clayey soil with all kinds and sizes of soil rather than “an ideal soil”.

Table 1. Geotechnical properties of the soil

Grain size distributions	
Gravel (%)	2.0
Sand (%)	7.7
Silt (%)	47.6
Clay (%)	42.7
Consistency limits	
Liquid limit, w_L (%)	52.1
Plastic limit, w_P (%)	22.7
Soil class (USCS)	CH
Natural moisture content, w_n (%)	29.4
Natural unit weight, γ_n (kN/m ³)	18.9
Unconsolidated-undrained shear strength, S_u (kPa)	99.1

2.2. Deep Mixing Machine

Deep mixing machine consists of drilling body, mixing blade, electronic control panel, and grout pump (Fig. 1). By means of the control panel, the penetration and withdrawal speeds of the drill body can be adjusted between 0-100 cm/min and the rotation speed of the mixing blade between 0-100 rpm.



Yavuz Yenginar, Murat OLGUN

Figure 1. a) laboratory type deep mixing machine, b) grout pump, and c) mixing blade
2.3. Design of Experiments (DOE)

Design of experiments (DOE) is a structured, organized method for determining the relationship between factors affecting the process and the output of that process. The Taguchi technique is a powerful tool for the design of high quality systems. Taguchi parameter design can optimize the performance characteristics through the setting of design parameters and reduce the sensitivity of the system performance to the source of variation. The first step in Taguchi's statistical design is the selection of parameters and their levels. In the present research, cement dosage, rotational speed of the mixing blade, nozzle diameter on blade, and water content of untreated soil were considered as input parameters. Based on the available literature and laboratory trials, various levels of these parameters were chosen (Table 2). Taguchi's standard L9 (4^3) orthogonal array (OA) was selected for the design of experimental trial runs with 4 factors and 3 levels, giving rise to a total of 9 combination of DMC construction (Table 3). The statistical analyzes were performed using Taguchi analysis using the results obtained in accordance with the experimental program given in Table 2.

Table 2. Design of experiments with Taguchi's L9 orthogonal table

Design No	Parameters and their levels			
	Cement dosage (kg/m ³)	Rotational speed of mixing blade (rpm)	Nozzle diameter (cm)	Moisture content of soil (%)
1	250	60	2	35
2	250	80	3	45
3	250	100	4	52
4	325	60	3	52
5	325	80	4	35
6	325	100	2	45
7	400	60	4	45
8	400	80	2	52
9	400	100	3	35

2.4. Construction of DMC

2.4.1. Creating soil mass

Before DMC construction, the soil environment must be created in the 60 cm diameter and 100 cm height test tank. When the ground is mixed to a certain water content and then the soil is filled into the tank, the clayey soil cannot settle on its own and a very hollow soil skeleton emerges. Therefore, the soil mass must be consolidated under a certain stress in order to achieve a homogeneous soil environment without gaps. However, the value of this stress should be the maximum stress at which water is not allowed to drain from the soil. In order to determine this stress, the density-water content-preconsolidation pressure relationship of the soil was investigated on a 1/30 scale of test tank (Fig. 2). Because the test tank can be filled with 350-400 kg of soil and it is very laborious to carry out the desired research in the test tank.

There are clay lumps of different sizes within the soil provided by excavation from the field. Since the soil is high plasticity clay, dispersing these clay lumps and mixing them in a certain water content is a very laborious task. The soil environment was prepared as follows: Sufficient soil is weighed and laid in a separate tank, then watered and mixed with a shovel. Since the soil is very lumpy and does not disperse immediately, the soil is

Optimization of slurry and machinery equipment for DMC construction in high plasticity soils

covered with a plastic bag and is waited at least 1 day. Thus, all parts of the clay parts are expected to come into contact with water. Even after 1 or 2 days, it was found that not all parts of the soil were still dispersed, contacted with water, i.e. not all parts of the soil had the same water content. For this reason, boots are put on the feet on the 2nd day and the soil is trumped. In the meantime, the soil are mixed with the shovels several times and turned upside down. At the end of the 2nd day, lots of samples are taken from different parts of the soil to measure moisture content of the soil mass. If the water content of the soil is different from the targeted water content, add the necessary amount of water and mix the soil with a shovel and chew with the boots (Fig. 3a). Then the soil is placed into the test tank with shovels. In this case, the soil does not settle on its own due to the cohesion force in the clayey soil and becomes a very hollow ground structure. Finally, the test tank was placed under the hydraulic piston and waited for 1 or 2 days with constant stress applied to the soil to obtain a homogeneous soil environment. Pre-consolidation pressure corresponding to the water content of the soil is determined from the graph given in Fig. 2b. At this stage, there is no water drainage from the soil mass, only the gaps in the ground structure are closed and a homogeneous ground environment without gaps is formed (Fig. 3b). Thus, it takes 4-5 days to create the ground environment for one experiment.

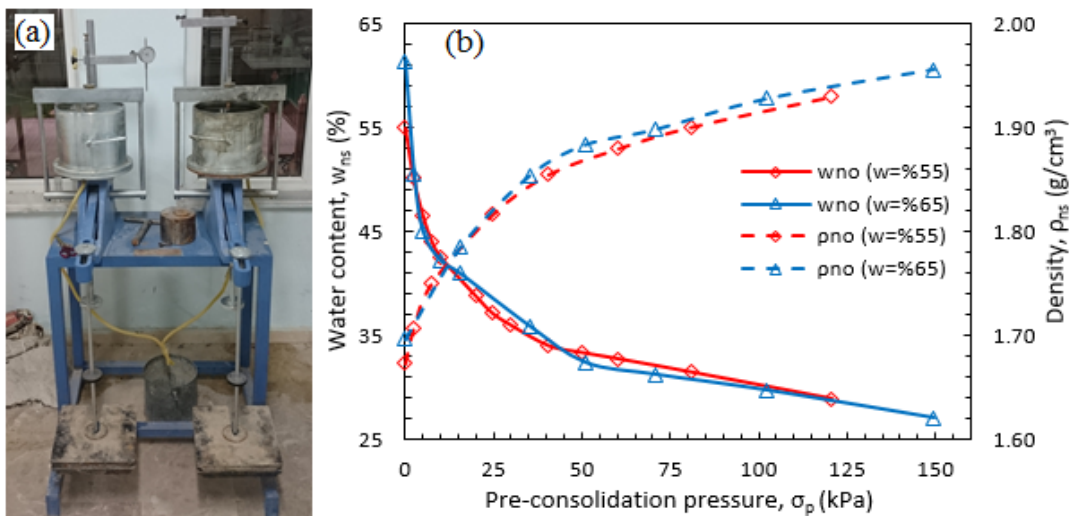


Figure 2. a) Investigation of the consolidation behavior of the soil in 1/30 scale of test tank, b) the density-water content-preconsolidation pressure relationship of the soil

Yavuz Yenginar, Murat OLGUN



Figure 3. a) Mixing the soil in target water content, b) consolidation stage of the soil under hydraulic piston

2.4.2. Manufacturing DMC

Column manufacturing was started after the ground environment was formed in the 60 cm diameter and 100 cm height test tank. In accordance with the test program given in Table 3, 30 cm diameter and 60-70 cm height columns were manufactured. Firstly, the amount of cement and water were determined according to the column volume depending on the cement dosage. The water/cement ratio of the cement slurry was chosen 1 in all experiments. Cement slurry was prepared by mixing water and cement in the reservoir of the grout pump for 10-15 minutes. At this stage, the nozzle diameters on the mixing blades were changed according to the design. Then, from the control panel of the deep mixing machine, the penetration/withdrawn speed of the drill body and the rotational speed of the mixing blades are adjusted. The prepared cement slurry is injected into the soil at one time along the height of the column. In addition, the drill body is pushed to the ground 2 more times and the soil-cement mixture is mixed thoroughly. As a result, the mixing blades mixed the soil in the column region 6 times (3 times penetration and 3 times withdrawing). After the column has gained sufficient strength (4-5 days later), the column is removed from the tank and bagged. At the end of the curing period of 28 days, the column strength was determined by taking core samples from different regions of the column.

3. OBSERVATIONS, TEST RESULTS AND EVALUATIONS

3.1. Observations after DMC Construction

Observations during DMC construction are given in Table 3 in detail. In general, the following evaluation can be made:

- Even if the soil to be treated is of soft consistency, when the cement dosage is low, there is not enough water in the column region and the soil-cement mixture becomes doughy and it is difficult to obtain a homogeneous mixture. As both the cement dosage is low and the mixture is poor, the column strength is low.
- The rotational speed of the mixing blades is the most important parameter for shredding the soil and mixing homogeneously by cement slurry. When the

Optimization of slurry and machinery equipment for DMC construction in high plasticity soils

rotational speed of more than 80 rpm is selected for liquid consistency clay, there is too much fluctuation and horizontal displacement on the soil to be improved. In such a soil environment, the rotational speed should not be much. Otherwise, there may be a problem of settlement in the sensitive structures (historical buildings, subway tunnel, etc.) near the construction area.

- The nozzle diameter on the mixing blades affects the grout pressure exiting there. Therefore, the smaller the nozzle diameter, the higher the pressure, and the easier it is to break up the soil and mix it with grout.

Table 3. Observations of DMC construction stages

Design No	Column length (cm)	Column diameter (cm)	Observations
1	68	33.1	As the cement dosage was low, the soil-cement mixture became doughy and the machine had difficulty mixing. The soil adhered to the mixing blade, and the homogeneous mixing of the soil-cement mixture began to be in the final mixing step. There was no undulation on the soil around the column as the mixing blades rotated.
2	65	35.2	Observations about the soil-cement mixture was same with the Design 1. However, there was some undulation on the soil around the column as rotation speed of the mixing blades increased from 60 rpm to 80 rpm.
3	60	35.8	Consistency of the soil-cement mixture was a little bit softer than the Design 1 and 2 because untreated soil was at the liquid limit. In addition, there was many undulation on the soil around the column as rotation speed of the mixing blades was 100 rpm and untreated soil was very soft.
4	60	36.0	The gray color began to dominate the soil-cement mixture as the cement dosage increased. In addition, more softer and homogeneous mixture was obtained compared to Design 3. There was a little undulation on the soil around the column. (The untreated soil is identical to the Design 3.)
5	74	35.7	Observations about mixing process was generally same with the Design 1 but a better soil-cement mixture (more softer) obtained compared to Design 1 as the cement dosage and rotation speed of blade increased. (The untreated soil is identical to the Design 1.)
6	65	35.0	A very good soil-cement mixture was obtained from the first mixing. This is because the cement dosage is greater than Design 2 and the rotation speed is maximum and the nozzle diameter is minimum (grout pressure is maximum). (The untreated soil is identical to the Design 2.)
7	70	32.7	A softer soil-cement mixture was obtained because of the high rate of the cement dosage. However this mixture was hardly obtained at the last mixing stage because of rotation speed of mixing blade is minimum and nozzle diameters are maximum. (The untreated soil is identical to the Design 2 and 6.)
8	70	32.8	A very good soil-cement mixture was obtained from the first mixing. (The untreated soil is identical to the Design 3 and 4.)
9	70	32.0	Observations about mixing process was generally same with the Design 5 but a better soil-cement mixture (more softer) obtained compared to Design 5 as the cement dosage and rotation speed of blade increased. (The untreated soil is identical to the Design 1 and 5.)

Yavuz Yenginar, Murat OLGUN

The average diameter of the columns was measured after column manufacture was completed (Table 3). After the column was removed from the tank, the surface of the column was cleaned with a spatula and the column diameter was measured. A notable point here was that the column diameter measured was 32-36 cm although the diameter of the mixing blade was 30 cm. Subsequently, when the column surface was in contact with water as taking the core samples, the stiff clay layer adhering to the column surface was noticed and thoroughly cleaned (Fig. 4). As a result of this observation, it was noticed that during the column manufacture, while the mixing blades rotate, pushing a portion of the soil in that region towards the edges to form an intermediate layer between the column surface and the untreated soil. This intermediate layer is strongly bonded to the column surface and has a much more stiff consistency than the soil to be treated. With this observation, the following assumption can be made: when the deep mixing column is subjected to loading in the soil, the shear surface will be occur between the intermediate layer formed and the soil to be treated, not on the column surface. This interface is weaker than the plane on the column surface. This result shows that the adhesion coefficient (α), which is used to calculate the frictional resistance in the load bearing capacity calculation of deep mixing columns, should be reconsidered and this phenomenon may differ from the piled foundations.



Figure 4. An interface layer (stiff clay) between column surface and untreated soil

3.2. Compressive Strength of DMC

At the end of the 28 days curing period, core samples were taken from the deep mixing columns manufactured and their compressive strength was determined. While core samples were taken, core samples from the lower, middle and upper regions of the columns were labeled and the strength of each zone (the average length of each zone was 20 to 25 cm) was also determined (Table 4). Thus, it was examined whether each region of the column was mixed homogeneously.

Table 4. Strength of all core samples for different column regions and improvement ratio

Design No	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-----------	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Optimization of slurry and machinery equipment for DMC construction in high plasticity soils

q _u (kPa)	1580.9	1602.0	703.4	2517.5	2235.0	1411.6	1308.2	1600.0	1658.6
(bottom	1510.2	1679.7	712.6	2400.0	1345.0	1396.9	1515.0	1842.4	1604.8
part of	1697.8	1559.7	750.3	2615.0	1150.0	1726.8	1330.0	2015.3	1535.7
DMCs)	1479.7				1458.2	1753.3	1526.9		1638.1
					1600.0		2041.7		2141.1
							1091.4		1957.9
									2079.4
	(1563.8)	(1613.8)	(722.1)	(2510.8)	(1557.6)	(1572.2)	(1468.9)	(1819.2)	(1802.2)
q _u (kPa)	1567.3	1173.2	760.0	2105.1	1245.0	1891.1	1726.2	1628.7	1935.0
(middle	1053.0	1270.3	897.2	2733.7	2682.7	1939.2	1705.2	1573.7	2202.3
part of	2000.0	1434.7	1030.0	2419.4	2070.0	2035.0	1409.4	1637.7	2183.2
DMCs)	1556.7	1562.1			1823.3		1183.6	1551.0	2397.6
					1890.0		1199.3		1846.8
							1762.2		1976.4
	(1544.3)	(1360.1)	(895.7)	(2419.4)	(1942.2)	(1955.1)	(1497.7)	(1597.8)	(2090.2)
q _u (kPa)	979.5	1255.8	946.9	2375.6	1790.0	1768.8	1724.2	1740.1	2481.2
(top part	1584.3	2031.2	975.5	2431.9	2185.0	2043.4	965.7	1400.0	2367.0
of DMCs)	1375.8	1763.9	1006.1	2488.2	2261.9	1857.3	1124.9	1774.3	2284.7
	1609.4	2063.3					868.8	1593.2	2453.5
							1023.7	1540.6	2255.0
							810.0	1670	2125.0
	(1387.3)	(1584.1)	(976.2)	(2431.9)	(2079.0)	(1889.8)	(1290.9)	(1619.7)	(2327.7)
N ^a	12	11	9	9	13	10	18	13	19
q _{u,c} (kPa)	1499.6	1584.1	864.7	2452.9	1859.6	1805.7	1419.2	1678.9	2073.4
(average)									
q _{u,s} (kPa)	94.8	25	6.9	6.9	94.8	25	25	6.9	94.8
RI (%)	1182.4	6336.6	12439.1	29664.6	1961.6	7222.8	5676.6	24331.9	2187.1

Note: Average strength of each column region is given in parenthesis

^a Number of core samples taken from each DMC

Unconfined compressive strength (q_u) tests were carried out according to ASTM-D2166/D2166M. Core samples are unconfined laterally while loaded axially at an axial strain rate between 0.5 to 2 %/min.

While the average column strength was determined, the strength of the cores taken from each region was determined and their averages were taken. Then, the mean DMC strength (q_{u,c}) was found by taking the average of the strengths of all three regions.

3.3. Evaluations of Test Results

Ratio of improvement was taken into consideration when evaluating the effect of manufacturing parameters on the DMC strength. Because the strengths of the columns manufactured in different consistencies of clay are close to each other in some cases. This is evident in designs 5 and 6. The natural water content and unconfined compressive strength of the untreated soil are 35% and 94.8 kPa for design 5 and 45% and 25 kPa for design 6, respectively. In these two different ground environments, the DMC was produced while the cement dosage (325 kg/m³) was the same. The rotating speed and nozzle diameter of the mixing blade are 80 rpm and 4 mm for design 5 and 100 rpm and 2 mm for design 6, respectively. In these two designs with different ground environment and manufacturing parameters, the strengths of the columns were 1859.6 kPa for design 5 and 1805.7 kPa for design 6, respectively. Although the column strengths were the same, the degree of improvement in design 5 was 1961.6%, whereas in design 6 it was 7222.8%. In other words, with the column formed in the ground environment of design 6, 3-4 times more soil improvements were made compared to design 5. Ratio of improvement can be calculated with Eq.1.

Yavuz Yenginar, Murat OLGUN

$$RI(\%) = \frac{q_{u,c}}{q_{u,s}} \quad (1)$$

where, $q_{u,c}$ is the DMC strength and $q_{u,s}$ is the strength of untreated soil.

3.3.1. S/N analysis

In the statistical analyzing process, ratio of improvement (RI) values and DMC strength values were used separately. At first, Taguchi analysis was applied and S/N ratios were obtained by “larger is better” analysis to obtain the best DMC construction and improvement. In Taguchi analysis the S/N ratio is used as the quality characteristic of choice. It was found that while the mean decreases the standard deviation also decreases or the vice versa. This is the reason why the S/N ratio is used as the measurable value instead of the standard deviation.

The main effects plot for the SN ratios of improvement ratio against DMC construction parameters considering water content (or consistency) of clay is given in Fig. 5. Improvement ratio of untreated soil increases up to second level of cement dosage (325 kg/m³), rotation speed (80 rpm) and nozzle diameter (3 mm) of mixing blade; and then it is decreasing after these levels of construction parameters (Fig. 5). The significance level of the parameters affecting the soil improvement ratio can be understood from the magnitude of the delta value in the response table obtained for the S/N ratios and rank of parameters on RI. Soil water content is the most important parameter for soil improvement ratio because increments of soil-cement (DMC) strength according to untreated soil is at most in liquid consistency soil. The order of construction parameters which affect the degree of soil improvement are cement dosage, nozzle diameter and rotational speed of mixing blade (Table 5). When only the DMC strength is considered, the parameters which are effective on the column strength are listed as cement dosage, nozzle diameter, water content of untreated soil and rotation speed of mixing blade according to importance level (Table 5).

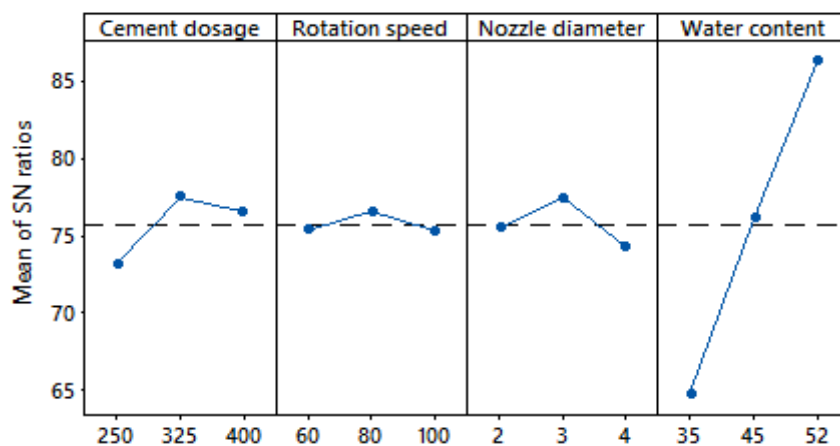


Figure 5. S/N analysis for soil improvement ratio

Table 5. Response table of S/N analysis for soil improvement ratio and DMC strength

Research area	Level	Cement dosage	Rotation speed	Nozzle diameter	Water content
Improvement ratio	1	73.13	75.33	75.45	64.70
	2	77.49	76.54	77.43	76.10
	3	76.53	75.29	74.28	86.35
	Delta	4.36	1.25	3.15	21.65
	Rank	2	4	3	1

Optimization of slurry and machinery equipment for DMC construction in high plasticity soils

DMC strength	1	62.08	64.78	64.38	65.08
	2	66.10	64.63	66.04	64.06
	3	64.63	63.40	62.39	63.68
Delta		4.02	1.38	3.65	1.40
Rank		1	4	2	3

Note: S/N values in bold represent the optimum level of parameters.

3.3.2. ANOVA and regression analysis

According to ANOVA results, the water content (or consistency) of the soil has contribution of 92.93% on the soil improvement ratio. This is followed by cement dosing with 2.31% and nozzle diameter of mixing blade with 0.27% (Table 6). The mixing blade does not seem to have much effect on the improvement ratio. This statistical results obtained give the order of the parameters that have an effect on the result among the examined parameters. However, observations made during experimental studies show that the rotation speed of the mixing blade is very important. For example, during the DMC construction, homogeneously mixed soil-cement mixture could not be obtained when the rotating speed of the mixing blade was less than 60 rpm (Fig. 6a). Since a homogeneously mixed DMC can be produced at a rotational speed of 60-80 and 100 rpm (Fig. 6b-6c), the difference between the rotational speeds may seem statistically insignificant. In addition, the importance of other construction parameters was found to be low because the soil consistency was very determinant on the improvement ratio. These statistical results show the relative importance between the parameters.

Table 6. ANOVA results according to improvement ratio

Source	Df	Seq SS	Contribution	Adj SS	Adj MS	F-Value	P-Value
Regression	4	9.54119	95.51%	9.54119	2.38530	21.26	0.006
Cement dosage (CD)	1	0.23049	2.31%	0.23049	0.23049	2.05	0.225
Rotation speed (RS)	1	0.00003	0.00%	0.00003	0.00003	0.00	0.988
Nozzle diameter (ND)	1	0.02742	0.27%	0.02742	0.02742	0.24	0.647
Water content (WC)	1	9.28325	92.93%	9.28325	9.28325	82.75	0.001
Error	4	0.44871	4.49%	0.44871	0.11218		
Total	8	9.98990	100.00%				



Figure 6. a) Nonhomogeneous mixing soil-cement (RS<60 rpm), images from Design 4 b) inside of DMC and c) core samples (homogeneously mixed DMC, RS=60 rpm)

Yavuz Yenginar, Murat OLGUN

Regression analysis is a powerful statistical method that allows you to examine the relationship between two or more variables of interest. According to the model created between RI and designing parameters, the values of R-sq., R-sq.(adj) and R-sq.(pred) were found as 95.51%, 91.02%, and 67.57%, respectively. With respect to these very high regression quality, the model created is accepted. The regression equation established for the model was given in Eq. 2 in coded units. According to the parameters considered within the equation it is concluded that each parameter has its own effect on the RI. Normal probability graph for the response of improvement ratio is given in Fig 7.

$$\ln(RI(\%)) = 1.67 + 0.00261CD - 0.00011RS - 0.068ND + 0.1456WC \quad (2)$$

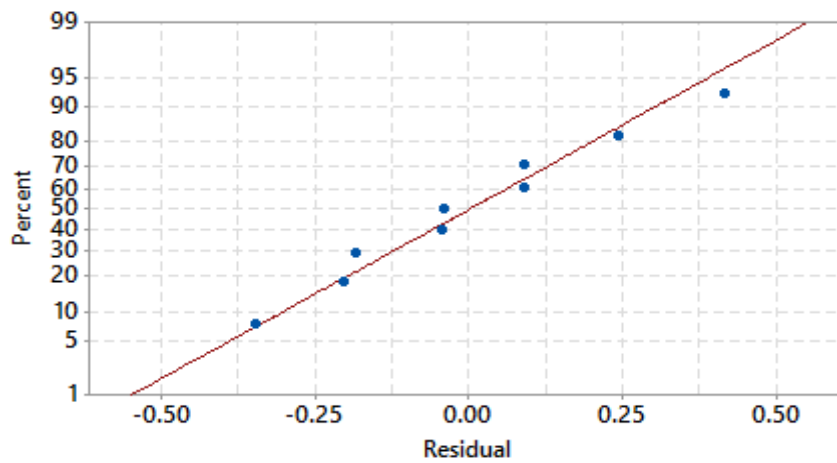


Figure 7. Normal probability graph for the response of improvement ratio

3.4. Optimization Study

The optimum construction parameters are determined by doing S/N analysis, ANOVA, and regression analysis. Optimum levels of construction parameters are 325 kg/m³ of cement dosage, 80 rpm of rotation speed of mixing blade, and 3 mm nozzle diameter. The highest DMC strength was obtained in the clayey soil of %35 moisture content. In addition, the greatest improvement ratio was obtained in the liquid consistency of clay. Therefore optimum construction parameters should be used for different consistency of clay. Based on the developing statistical models, soil improvement ratios were predicted as 7998.6%, 12633.6%, and 28366.8% for the soil consistencies of 35%, 45%, and 52%, respectively.

COCNLUSION

In this study, the authors have determined the optimum manufacturing parameters for DMC production with the best improvement ratio in high plasticity clays having different water contents (or consistency). DMC was manufactured according to the experimental program created with L9 Taguchi experimental design table. The strength of the core samples taken from the columns were determined and the results of the experiments were analyzed by statistical analysis methods (S / N analysis, ANOVA, regression analysis). The water content of the soil, cement dosage, nozzle diameter and rotation speed of mixing blade are effective on the soil improvement ratio, respectively.

ACKNOWLEDGEMENTS



Optimization of slurry and machinery equipment for DMC construction in high plasticity soils

This research was supported by the Scientific and Technological Research Council of Turkey (TUBITAK).

REFERENCES

- [1] TS EN 14679. 2006. “Special geotechnical applications-deep mixing”, Turkish Standards Institute, Ankara.
- [2] Shen, S.L., Han, J., and Hong, Z.-S., “Installation Effects on Properties of Surrounding Clays by Different Deep Mixing Methods”, Innovations in Grouting and Soil Improvement . GSP 136 . 2005
- [3] Shen, S.L., Han, J., and Du, YJ., “Deep Mixing Induced Property Changes in Surrounding Sensitive Marine Clays”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 6, June 1, 2008.



**ZEMİN
ÖZELLİKLERİ
VE ZEMİN
DAVRANIŞI**



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KOHEZYONSUZ ZEMİNLERİN TANE KARAKTERİSTİKLERİNİN GERİLME-GENLEŞİM VE DAYANIM İLİŞKİLERİNE ETKİLERİ

THE INFLUENCE OF GRAIN CHARACTERISTICS ON STRESS-
DILATANCY AND STRENGTH RELATIONSHIP OF COHESIONLESS
SOILS

Çağdaş ARDA*¹

Özer ÇİNİCİOĞLU²

ABSTRACT

In this study, the effects of physical properties such as grain size, grain shape and mineralogy on the stress-dilatancy and strength behavior of cohesionless soils are investigated. For this purpose, a comprehensive test program was conducted and CD triaxial tests were performed on four different granular materials (Şile sand, Kilyos sand, Çerkezköy sand and glass beads) with different density and initial stress combinations. Granular materials used in the study contain comparable physical properties in terms of grain shape and size. The strength-dilatancy relationship parameters (ϕ_{cs} , r) and the coefficients (Q, R) used in the stress-dilatancy correlations are calculated for each sand and compared with the stress-dilatancy data available in the literature. It is revealed that there are measurable relationships between grain distribution, angularity, mean particle size and the contribution of dilative behavior on soil strength. Furthermore, it is observed that the stress-dilatancy correlation parameters (Q and R) are significantly associated with particle angularity. As a result, the relationships between the mechanical properties which define the stress-dilatancy behavior of granular soils and the physical properties which define the grain size and shape properties are explained and experimental relationships are presented.

KEYWORDS: Grain size, grain shape, dilatancy, frictional strength

ÖZET

Bu araştırmada tane boyutu, tane şekli ve mineraloji gibi fiziksel özelliklerin kohezyonsuz zeminlerin gerilme-genleşim ve dayanım davranışı üzerindeki etkileri deneysel yöntemlerle incelenmiştir. Bu amaçla, kapsamlı bir deney programı yapılmış ve dört farklı granüler malzeme (Şile kumu, Kilyos kumu, Çerkezköy kumu ve cam boncuklar) üzerinde farklı sıklık ve başlangıç gerilme kombinasyonlarında konsolidasyonlu ve drenajlı üç eksenli kesme deneyleri yapılmıştır. Çalışmada kullanılan granüler malzemeler tane şekli ve boyutu açısından karşılaştırılabilir fiziksel özellikler içermektedir. Dayanım-genleşim ilişkisi parametreleri (ϕ_{cs} , r) ve gerilme-genleşim bağlantılarında kullanılan katsayılar (Q,R) her bir

*¹ Dr., Boğaziçi Üniversitesi, cag_arda@hotmail.com

² Doç. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioğlu@boun.edu.tr

kum için hesaplanmış ve literatürde mevcut olan gerilme-genleşim verileri ile karşılaştırılmıştır. Tane dağılımı, köşelilik, ortalama parçacık boyutu ve hacimsel genleşimin mukavemete etkileri arasında ölçülebilir ilişkiler olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca, gerilme-genleşim bağlantısı parametrelerinin (Q ve R) belirgin bir şekilde tane köşeliliği ile ilişkili olduğu ortaya çıkartılmıştır. Sonuç olarak, zeminlerin gerilme-genleşim davranışını tanımlayan mekanik parametreleri ile tane dağılım-şekil özelliklerini tanımlayan fiziksel özellikleri arasındaki ilişkiler açıklanmış ve deneysel bağıntılar sunulmuştur.

ANAHTAR KELİMELER: Tane boyutu, tane şekli, hacimsel genleşim, sürtünme direnci

1. GİRİŞ

Granüler zeminlerde gerilme-genleşim ilişkileri, geoteknik mühendisliğinin en eski araştırma alanlarından birini oluşturmaktadır. Özellikle sıkı kıvamdaki kumlarda hacimsel genleşim kavramı ilk kez Reynolds (1885) tarafından ortaya çıkartılmış, geçtiğimiz yüzyılda ise Taylor (1948), Rowe (1954,1962,1969), Bishop (1954), De Jong (1976) gibi araştırmacılar testere dış teorisi, enerji yayılım teorisi gibi yaklaşımlar ile iri taneli zeminlerin kritik durum sürtünme dayanımı, hacimsel genleşim davranışı ve kayma mukavemeti arasında teorik bağıntılar geliştirmişlerdir. Bu çalışmalarda, hacimsel genleşimin zeminin kayma direncine doğrudan etkisi tanımlanmış olup, Bishop (1966) farklı yoğunluklu kumlar üzerinde gerçekleştirdiği kesme deneyleri sonucunda hacimsel genleşimin sadece belli bir kısmının tane kenetlenmesi üzerinde etkili olduğunu ortaya koymuştur.

$$\phi'_p = \phi'_{cs} + r\psi'_p \quad (1)$$

Bu bağıntıda ϕ'_p en yüksek içsel sürtünme açısı değerini, ϕ'_{cs} kritik durum içsel sürtünme açısını, ψ'_p en yüksek hacimsel genleşim açısını, r ise genleşim davranışının zeminin mukavemetine etkisini ifade etmektedir.

Bolton (1986), değişken göreceli sıklık değerleri ve konsolidasyon basınçlarına sahip farklı granüler zeminler üzerinde çok sayıda üç eksenli kesme deneyi gerçekleştirmiştir. Deneyler, tanelerinin daha sıkı yerleşime sahip olduğu kumların kesme basınçlarına daha dirençli olduğunu göstermiş, yüksek hücre basınçları altında konsolide edilen kum numunelerinin ise daha düşük içsel sürtünme açısı ile göçme durumuna ulaştıklarını gözlemlemiştir. Bu durumu ampirik bir bağıntı ile formüllestirmek için ise genleşim indeksi değerini ortaya atmış, kumların kayma mukavemetine etki eden tüm fiziksel ve mekanik özelliklerini gerilme-genleşim bağıntısında bir parametre olarak ifade etmiştir.

$$I_R = I_D(Q - \ln p') - R \quad (2)$$

Bu bağıntıda I_R genleşim indeksi değerini, I_D zeminin başlangıç rölaf sıklığını, p' ise göçme anındaki ortalama efektif basıncı göstermektedir. Q ile R değerleri ise fiziksel bir nitelik taşımayıp, yapılan deneyler arasında geometrik bir ilişkiyi ifade eden katsayılardır. Bolton (1986), gerçekleştirdiği tüm deney sonuçları arasında ampirik bir bağıntı kurarak, ortalama bir değer olarak kuvars kumu için eksenel simetrik koşullar altında $r=0.80$, $Q=10$ ve $R=1$ önermektedir. Buna ek olarak, genleşim indeksi ile genleşim açısı arasındaki ilişki için ise,

Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Karakteristiklerinin Gerilme-Genleşim ve Dayanım İlişkilerine Etkileri

$$\left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right)_{max} = aI_R \quad (3)$$

$$\sin\psi'_p = -\frac{\left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right)_{max}}{2-\left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right)_{max}} \quad (4)$$

bağıntılarını önermiştir. $(d\varepsilon_v)_{max}$ değeri, düşey yük altında kesme basıncına maruz kalan granüler zeminde meydana gelen en yüksek hacimsel yer değiştirmeyi, $(d\varepsilon_1)_{max}$ ise en yüksek eksenel şekil değiştirmeyi ifade etmekte olup, oranı hacimsel genleşim davranışını göstermektedir ve kesme deneyindeki hacimsel/eksenel şekil değiştirme grafiğinde en yüksek eğime sahip nokta olarak belirlenebilir. Ayrıca, formülde a katsayısı genleşim indeksi ile hacimsel genleşim arasındaki bağıntıyı göstermektedir. Bolton (1986), gerçekleştirdiği deneyler sonucunda $a \approx 0.30$ olarak önermiştir. İlerleyen yıllarda Bolton (1986) tarafından yapılmış çalışmayı referans alan birçok araştırmacı, önerilen gerilme-genleşim bağıntısı parametrelerinin bir takım fiziksel koşullar altında daha değişken değerler aldığı ampirik olarak göstermiştir. Örneğin Vaid and Sasitharan (1992) kesme deneylerini farklı gerilme izleri altında gerçekleştirmiş, yükleme koşulunun gerilme-genleşim ilişkisine etkisinin olmadığını göstermiştir ve $r = 0.33$ olarak tespit etmiştir. Chakraborty ve Salgado (2010) ise kum numunelerini çok düşük basınçlar altında konsolide ederek üç eksenli deneyler yapmış ve Q - R katsayılarının hücre basıncı ile değiştiğini, çok düşük hücre basınçlarında oldukça azaldığını ve ortalama olarak $r = 0.50$ önermiştir.

Son olarak, özellikle son yıllarda yazılım programlarının gelişmesi ve daha ayrıntılı inceleme (ϕ'_p), yapılabilen mikroskopların bilim dünyasında kullanılmaya başlanması sonucunda, tane şekli, boyutu ve dağılımı gibi granüler zeminlerin fiziksel özelliklerinin de zeminlerin mekanik davranışına oldukça etki ettiği tespit edilmiştir. Alshibli ve Alsaleh (2004), Cho ve Santamarina (2004 ve 2006), Latha ve Sitharam (2008), Lee vd. (2013) gibi araştırmacılar, yaptıkları deneysel çalışmalar sonucunda küresellik (S_{ort}), dairesellik (R_{ort}), üniformluk katsayısı (C_u), derecelenme katsayısı (C_c), ortalama dane boyutu (D_{50}) gibi fiziksel tane karakteristiklerinin kritik durum sürtünme açısı (ϕ'_{cs}), maksimum sürtünme açısı, maksimum genleşim açısı (ψ'_p), yanal toprak basınçları (K_o , K_a), hacimsel sıkışabilirlik (m_v) gibi iri taneli zeminlerin birçok mekanik özelliğine etki ettiğini ispatlamıştır. Bu konuda yapılmış olan en güncel araştırmalardan biri, Amirpour vd. (2017 ve 2018) tarafından gerçekleştirilmiş olan çalışmadır. Bu çalışmada, kumlar ve cam bilyecikler ile değişken tane dağılımına sahip çok sayıda numune benzer sıklık ve hücre basınçları altında konsolide edilerek CD üç eksenli kesme deneyleri yapılmıştır. Kendi çalışma sonuçlarına ek olarak, literatürdeki deney sonuçları da alınarak karşılaştırmalarda veri olarak kullanılmıştır. Sonuç olarak, ortalama parçacık boyutunun (D_{50}) ve tane şeklinin Bolton (1986) tarafından önerilen gerilme-genleşim bağıntısına oldukça etki ettiği tespit edilerek r ile a katsayılarının bir sabit ile ifade edilemeyeceği, tane boyutu ile tane şekline bağlı olarak ancak bir üstel dağılım fonksiyonu ile hesaplanabileceği önerilmektedir.

Mevcut çalışmada tane özelliklerinin granüler zeminlerin gerilme-genleşim davranışına etkileri araştırıldığından, öncelikle geniş bir literatür taraması yapılarak araştırma konusu ile ilgili olan çalışmalarda kullanılan kumların deneysel çalışmalar ile elde edilen tüm gerilme-genleşim bağlantısı parametreleri, mekanik ve fiziksel özellikleri tespit edilmiş (Arda, 2019), ve mevcut araştırma sonuçları ile karşılaştırmak için kullanılmıştır.

Çağdaş Arda, Özer Çinicioğlu

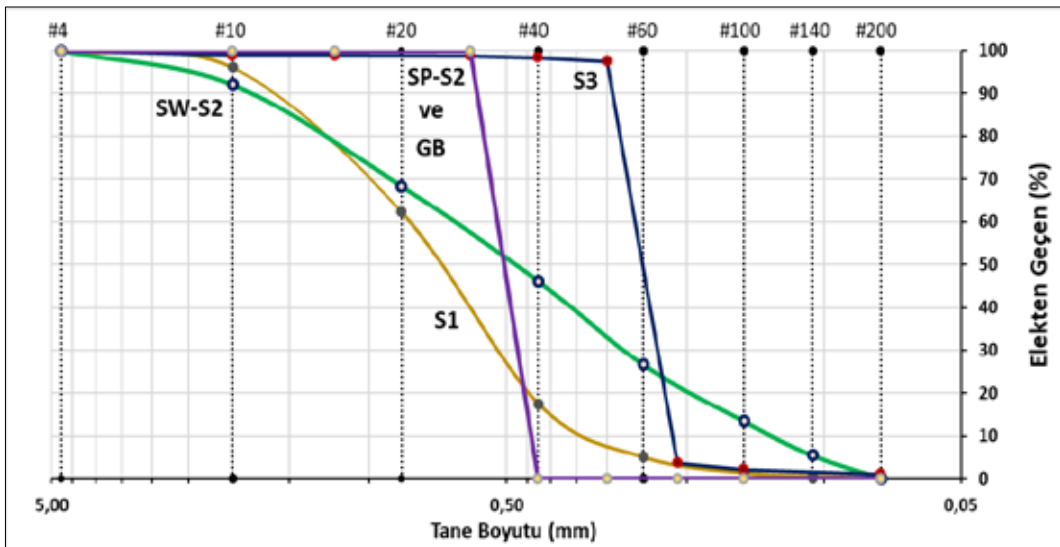
2. MALZEME FİZİKSEL ÖZELLİKLERİ

Çalışmada üç farklı granüler zemin ile 400µm - 600µm çap aralığındaki cam kürecik kullanılmıştır. Granüler zeminler sırasıyla Şile bölgesinde yer alan beton santralinden (S1), Çerkezköy'deki bir kum ocağından (S2) ve Kilyos sahiline yakın bir bölgeden (S3) alınmıştır (Şekil 1). Yapılan mineralojik inceleme sonucunda tüm kumların genel itibariyle kumtaşı araldanmasından meydana gelen kuvars özelliğinde olduğu ortaya çıkartılmıştır.



Şekil 1. Araştırmada Kullanılan Kohezyonsuz Zeminler

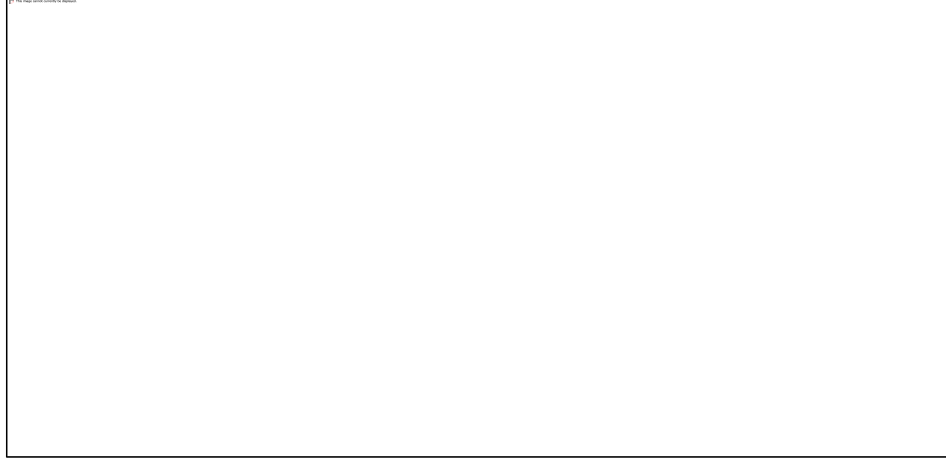
Laboratuvara getirilen kumlar yıkanıp temizlenerek ince tane içeriğinden tamamen arındırılmış, ardından tane boyu dağılımı, özgül ağırlık, minimum – maksimum boşluk oranı, birim hacim ağırlık gibi standart laboratuvar deneyleri ASTM standartları doğrultusunda yapılarak fiziksel özellikleri belirlenmiştir. Çerkezköy kumu elek analizi ile tüm tane aralıklarına ayrıştırılarak, laboratuvar ortamında iyi derecelenmiş ve üniform derecelenmiş olarak iki farklı tane boyu dağılımında yeniden oluşturulmuştur (Şekil 2).



Şekil 2. Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Boyu Dağılımı

Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Karakteristiklerinin Gerilme-Genleşim ve Dayanım İlişkilerine Etkileri

Son olarak, mikroskop ile her granüler zeminden 50'şer adet parçacık rastgele seçilerek incelenmiş, *Mshot* marka dijital mikroskop kamerası kullanılarak tanelerin resimleri çekilip *ImageJ* yazılımı ile küresellik ve dairesellik değerleri hesaplanmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Zeminlerin Tane Şekillerinin Saptanması

Çizelge 1'de, laboratuvarında yapılan geoteknik deneyler sonucu çalışmada kullanılan tüm granüler malzemeler için tespit edilen fiziksel özellikler verilmektedir.

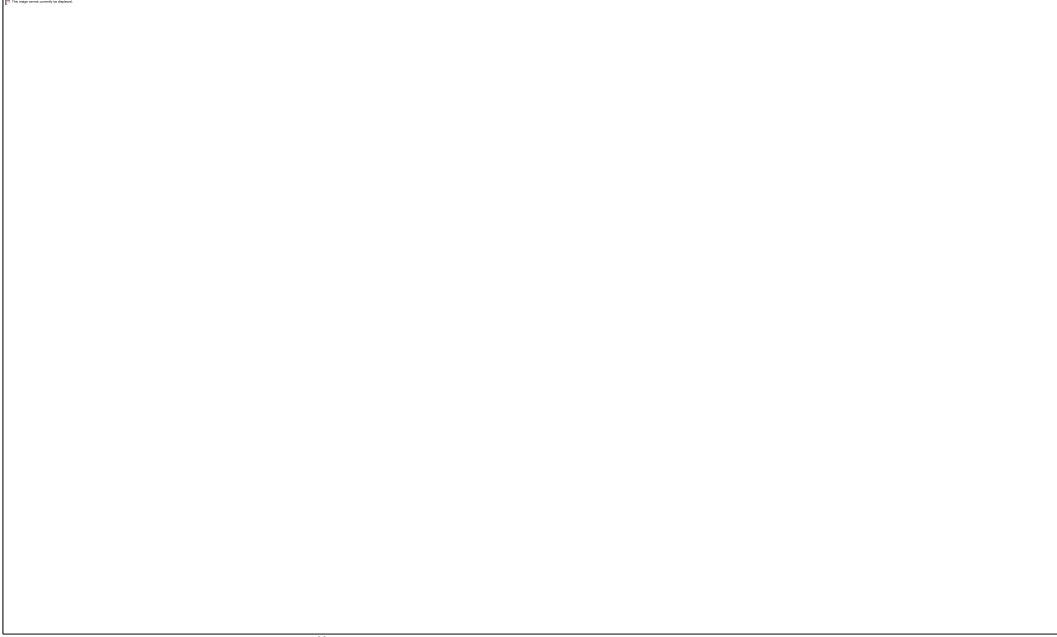
Çizelge 1. Araştırmada Kullanılan Zeminlerin Tespit Edilen Fiziksel Özellikleri

Özellik	S1	SW S2	SP S2	S3	GB
Sınıflandırma	SP	SW	SP	SP	SP
Ort. Tane Boyutu (D_{50})	0.71	0.48	0.60	0.26	0.50
Üniformluk katsayısı (C_u)	2.80	6.00	1.43	1.24	1.23
Derecelenme katsayısı (C_c)	1.12	1.08	0.94	0.97	0.89
Özgül ağırlık (G_s)	2.61	2.62	2.62	2.66	2.45
Maks. Boşluk oranı (e_{max})	0.78	0.77	0.92	0.77	0.67
Min. boşluk oranı (e_{min})	0.52	0.38	0.56	0.44	0.34
Ort. küresellik (S_{ort})	0.551	0.569	0.548	0.743	1.000
Ort. dairesellik (R_{ort})	0.757	0.741	0.718	0.759	1.000

3. MALZEME MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Araştırma kapsamındaki zeminlerin mekanik özelliklerini tespit edebilmek adına toplam 80 adet konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç deneyi, Geocomp model tam otomatik üç eksenli deney ekipmanı kullanılarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 4). Deney numuneleri, farklı göreceli sıklık değerleri altında hazırlanmış ve değişken hücre basınçları uygulanarak konsolide edilmiştir. Her granüler zemine uygulanan deney programı Çizelge 2'de verilmektedir. Numuneler K_o koşulu altında konsolide edilmiş, eksenel basınç ve yanal uzama olmak üzere iki farklı gerilme izinde yüklenmiştir. Deneyler $\epsilon_a = 15\%$ yer değiştirme sağlanıncaya kadar devam ettirilmiştir.

Çağdaş Arda, Özer Çinicioğlu



Şekil 4. Üç Eksenli Deney Ekipmanının Görünümü

Çizelge 2. Üç Eksenli Deney Programı

Göreceli Sıkılık Aralığı (I _D) (%)	Konsolidasyon Basıncı (σ' ₃)
35 – 45	50 kPa, 150 kPa, 300 kPa
55 – 65	50 kPa, 150 kPa, 300 kPa
75 – 90	50 kPa, 150 kPa, 300 kPa

Tamamlanan deneylerin ham verileri analiz edilerek, her deney için mukavemet parametreleri aşağıdaki yol takip edilerek tespit edilmiştir:

- (i) Mohr-Coulomb hipotezi kullanılarak göçme anındaki en yüksek içsel sürtünme açısı (ϕ'_p) hesaplanmıştır:

$$\phi'_p = \sin^{-1} \frac{(\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f})}{(\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f})} \quad (5)$$

- (ii) Ölçülen deplasmanlar kullanılarak aksenal yer değiştirme – hacimsel yer değiştirme grafikleri çizilmiştir. Bu grafiklerdeki maksimum eğim tespit edilerek Schanz ve Vermeer (1996) bağıntısı ile en yüksek hacimsel genleşim açısı (ψ'_p) hesaplanmıştır.

$$\sin \psi'_p = - \frac{\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1}}{2 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1}} \quad (6)$$

- (iii) Her deney için $\phi'_p - \psi'_p$ ilişkisi grafiği çizilerek, genleşimin sıfır olduğu değer kritik durum sürtünme açısı (ϕ'_{cs}) olarak tespit edilmiştir. Ayrıca grafikteki veri

Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Karakteristiklerinin Gerilme-Genleşim ve Dayanım İlişkilerine Etkileri

değerlerinin doğrusal denklemi oluşturularak, genleşim açısının katsayısı r değeri olarak bulunmuştur.

- (iv) Chakraborty ve Salgado (2010) tarafından izlenen metod uygulanarak genleşim indeksi formül parametreleri Q ve R hesaplanmıştır. Karşılaştırma kolaylığı için $R=1$ olduğu durumdaki Q değeri her kum için tespit edilmiştir.
- (v) Genleşim indeksi ile maksimum yer değiştirme eğimi arasındaki oran a değeri olarak belirlenmiştir.

$$(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{max} = aI_R \quad (7)$$

Deneyle ilgili araştırmada kullanılan kumlar için hesaplanan mekanik parametreler Çizelge 3'te verilmektedir.

Çizelge 3. Araştırmada Kullanılan Zeminlerin Tespit Edilen Mekanik Özellikleri

Kum Türü	r	Q (R=1)	R	a	ϕ'_{cs}
S1	0.55	9.26	0.15	0.30	33.4
S3	0.61	12.61	-1.72	0.30	31.1
S2 - SW	0.64	9.36	0.45	0.32	34.0
S2 - SP	0.62	9.55	0.29	0.31	33.8
GB	0.82	16.18	-1.42	0.30	20.1

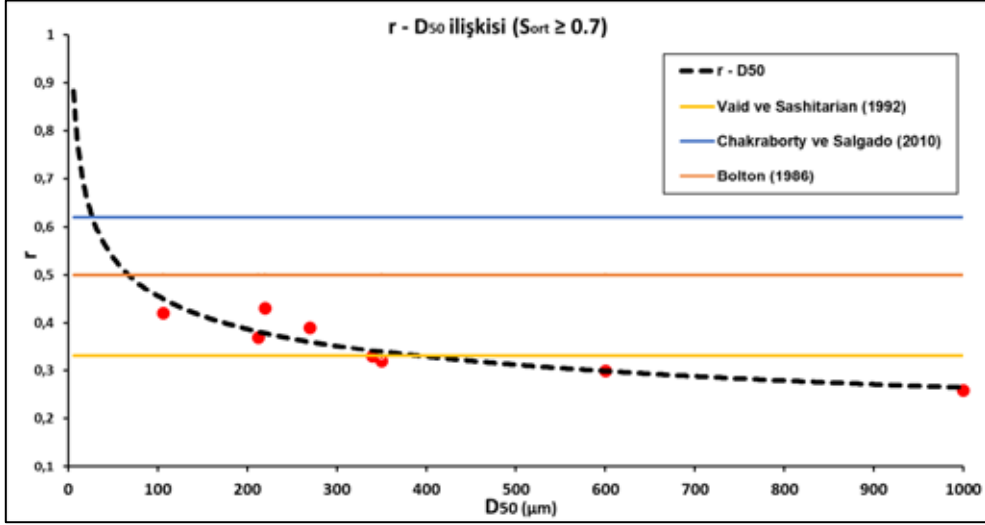
4. DENEY SONUÇLARI

Mevcut araştırma kapsamında tespit edilen granüler malzemelerin fiziksel ve mekanik parametreleri ile literatürden alınan veriler birlikte kullanılarak, kumların ortalama parçacık boyutu (D_{50}), üniformluk katsayısı (C_u), süreklilik katsayısı (C_c), ortalama küresellik (S_{ort}) ve ortalama dairesellik (R_{ort}) değerleri ile Q , R , r , a , ϕ'_{cs} gibi gerilme-genleşim ve dayanım parametreleri arasındaki ilişki veri grafikleri vasıtasıyla araştırılmıştır.

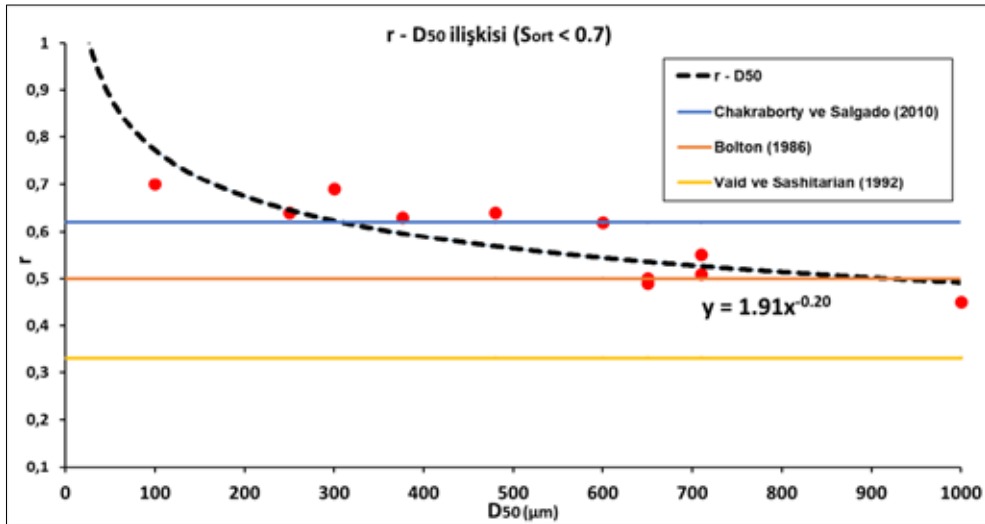
Yapılan karşılaştırmalar sonucunda C_u ve C_c gibi tane boyutu dağılımı parametreleri ile gerilme-dayanım katsayıları arasında ölçülebilir herhangi bir ilişki tespit edilememiştir. Fakat, D_{50} değeri ile r katsayısı arasında tane şekline bağlı olarak değişen bir üstel dağılım fonksiyonu tespit edilmiştir (Şekil 5 ve Şekil 6). Ortalama tane çapı yüksek olan kumlarda genleşim davranışının dayanıma etkisinin azaldığı görülmektedir.

Ayrıca, genleşim indeksi ile genleşim açısı arasındaki ilişkinin de yaklaşık olarak $a \approx 0.30$ olduğu belirlenmiş olup, Bolton (1986) tarafından önerilmiş olan değer ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Çağdaş Arda, Özer Çinicioğlu



Şekil 5. $S_{ort} \geq 0.7$ Olan Zeminler İçin Tespit Edilen $r - D_{50}$ İlişkisi



Şekil 6. $S_{ort} < 0.7$ Olan Zeminler İçin Tespit Edilen $r - D_{50}$ İlişkisi

Araştırma kapsamında tane şeklinin kritik durum sürtünme açısına etkisi, küresellik ve dairesellik değerleri için ayrı olarak incelenmiştir (Şekil 7). Küresellik ve dairesellik değerleri sıfır ile bir arasında değişmekte olup, daha yüksek değerde olması parçacığın daha küresel ve yuvarlak olduğunu göstermektedir. Daireselliğin etkisi için Cho vd. (2006) tarafından önerilmiş olan $\phi'_{cs} - R_{ort}$ bağıntısı mevcut çalışma verileri ile güncel literatür verileri de dahil edilerek revize edilmiştir. Ayrıca doğrusal denklemin üst ve alt limitleri de verilmiştir. Aynı çalışma $\phi'_{cs} - S_{ort}$ ilişkisi için de gerçekleştirilmiştir. Şekil 7'de önerilen bağıntılar incelendiğinde, daha köşeli ve yassı tanelere sahip zeminlerin daha yüksek kayma dayanıma sahip olduğu görülmektedir.

$$\phi_{cs} = 42.0^{\circ} - 17.0 R_{ort} \text{ (Cho vd., 2006)} \quad (8)$$

$$\phi_{cs} = 41.3^{\circ} - 11.8 R_{ort} \text{ (önerilen)} \quad (9)$$

$$\phi_{cs} = 40.4^{\circ} - 0.9 R_{ort} \text{ (üst sınır)} \quad (10)$$

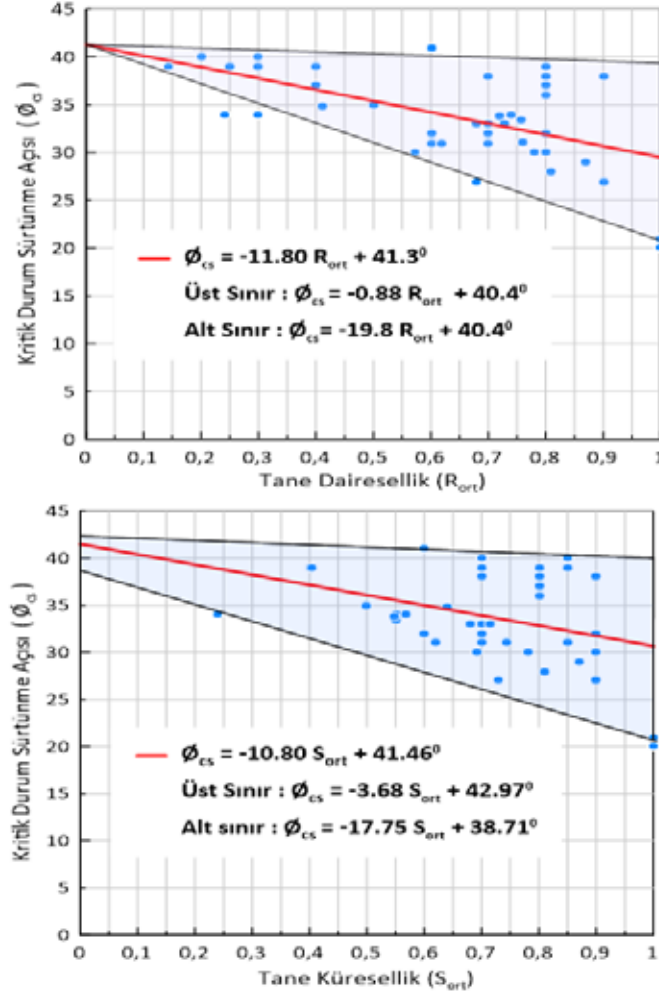
$$\phi_{cs} = 40.4^{\circ} - 19.8 R_{ort} \text{ (alt sınır)} \quad (11)$$

Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Karakteristiklerinin Gerilme-Genleşim ve Dayanım İlişkilerine Etkileri

$$\phi_{cs} = 41.46^0 - 10.8 S_{ort} \text{ (önerilen)} \quad (12)$$

$$\phi_{cs} = 42.97^0 - 3.68 S_{ort} \text{ (üst sınır)} \quad (13)$$

$$\phi_{cs} = 38.71^0 - 17.75 S_{ort} \text{ (alt sınır)} \quad (14)$$



Şekil 7. Araştırma Sonucunda Tespit Edilen $\phi_{cs} - R_{ort}$ ile $\phi_{cs} - S_{ort}$ İlişkileri

5. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Araştırmada kohezyonsuz zeminlerin tane şekli, parçacık boyutu, tane boyu dağılımı gibi fiziksel özelliklerinin, mekanik parametrelerine etkileri araştırılmıştır. Hem mevcut çalışmada hesaplanan hem de literatürden elde edilen gerilme-genleşim ilişkisi katsayıları zeminlerin fiziksel özellikleri ile karşılaştırılmış, mekanik parametrelerin fiziksel özelliklere bağlı olarak nasıl değiştiği gösterilmeye çalışılmıştır. Bununla birlikte, önerilen bağıntıların zeminlerin mekanik özelliklerinin tespitinde kesme deneyleri kadar doğru ve hatasız olamayacağını belirtmek gerekir. Bir diğer husus da mevcut araştırmanın sadece iri taneli zemin parçacıkları için geçerli olduğudur. Arazi koşullarını temsil edebilmesi amacıyla deneylerin belli bir miktar (örn. 5%) ince taneli zemin ihtiva eden numuneler hazırlanarak tekrar edilmesi önerilmektedir. Son olarak, mevcut çalışma kuvars kumları üzerinde gerçekleştirilmiştir. Feldispat, kireçtaşı gibi farklı mineralojiye sahip zeminler üzerinde de önerilen bağıntıların geçerliliğinin araştırılması önerilmektedir.



Çağdaş Arda, Özer Çinicioğlu

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmayı 114M329 No'lu proje ile destekleyen TÜBİTAK'a teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Alshibli, K.A., Alsaleh, M.I. (2004), "Characterizing Surface Roughness and Shape of Sands Using Digital Microscopy", J. Comput. Civ. Eng., Vol 18(1), 36-45.
- Amirpour, S., Karray, M. ve Hussien, M.N. (2017), "Influence of Particle-Size and Gradation on the Stress-Dilatancy of Granular Materials During Drained Triaxial Compression", International Journal of Geomechanics, Vol 17, No 9, 04017077.
- Amirpour, S., Hussien, M.N., Karray, M., Roubtsova, V. ve Chekired, M. (2018), "Influence of Particle-Size and Gradation on Shear Strength-Dilation Relation of Granular Materials", Canadian Geotechnical Journal.
- Arda, Ç. (2019), "Influence of Grain Characteristics on Stress-Dilatancy Relationship and Failure Surface Geometry", Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi.
- Bishop, A.W. (1954), "The Use of Pore-Pressure Coefficients in Practice", Geotechnique, Vol 4, Issue 4, 148-152.
- Bishop, A.W. (1966), "The Strength of Soils as Engineering Materials", Geotechnique, Vol 16 Issue 2, 91-130.
- Bolton, M.D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", Geotechnique, Vol 36, Issue 1, 65-78.
- Chakraborty, T., Salgado, R. (2010), "Dilatancy and Shear Strength of Sand at Low Confining Pressures", J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 136, No 3, 527-532.
- Cho, G.C., Dodds, J. ve Santamarina, J.C. (2006), "Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness and Strength: Natural and Crushed Sands", J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 132, No 5, 591-602.
- Çinicioğlu, Ö. ve Abadkon, A. (2014), "Dilatancy and Friction Angles Based on Insitu Soil Conditions", J. Geotech. Geoenviron. Eng., ISSN 1090-0241.
- De Josselin de Jong, G. (1976), "Rowe's Stress-Dilatancy Relation Based on Friction", Geotechnique 26, No 3, 527-534.
- Latha, G.M., Sitharam, T.G. (2008), "Effect of Particle Size and Gradation on the Behaviour of Granular Materials Simulated Using DEM", Indian Geotechnical Journal, Vol 38, No 1, 68-88.
- Lee, J., Yun, T.S., Lee, D. ve Lee, J. (2013), "Assessment of Ko Correlation to Strength for Granular Materials", The Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, Vol 53, 584-595.
- Reynolds, O. (1885), "On the Dilatancy of Media Composed of Rigid Particles in Contact", Phil. Magazine and Journal of Science.
- Rowe, P.W. (1962), "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact", Proc. R. Soc. London, Vol 269, 500-527.
- Rowe, P.W. (1969), "The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear", Geotechnique, No 1, 75-86.
- Santamarina, J.C., Cho, G.C. (2004), "Soil Behaviour: The Role of Particle Shape", Proc. Skempton Conf.
- Taylor, D.W. (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley & Sons, New York.
- Vaid, Y.P., Sasitharan, S. (1992), "The Strength and Dilatancy of Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol 29, 522-526.

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

TAŞKENT (ÖZBEKİSTAN) ZEMİNLERİNİN GEOTEKNİĞİ

GEOTECHNICS OF TASKENT (UZBEKISTAN) SOILS

Akın ÖNALP¹

Ersin AREL²

İlhan Burak DURAN³

Ahmet Can MERT⁴

Ali Can DURU⁵

ABSTRACT

Vast areas extending from China to Bulgaria are covered by the aeolian sediments called loess which can reach thicknesses up to 300m. Loess deposits can be highly problematic by exhibiting collapse of the structure upon wetting. Uzbekistan is located in the Asian loess belt. A large part in the middle of the capital city of Tashkent is being developed as residential and business centre currently. The findings of six site investigations carried out for the purpose were evaluated in order to shed light on the future construction activities in the city.

Extensive laboratory and insitu testing has shown that the silty soil of Tashkent cannot be labelled as loess. The soil classifies as low plasticity clay and exhibits remarkably high parameters. However, the EOP in the consolidation tests were found to extend beyond expected limits, prompting the investigators to scrutinise the results of testing to discover the mechanism behind this property as well as the high magnitude parameters.

Keywords: loess, low plasticity, compressibility, parameters

ÖZET

Çin'den Bulgaristan'a kadar geniş alanlar lös olarak bilinen topraklarla kaplıdır. Kalınlığı yüzlerce metreye varabilen bu zeminlerin öne çıkan özelliği; suyla karşılaştıklarında gösterdikleri "göçme" davranışdır. Yüzeysel temellerde ciddi oturma sorunları yaratabilen bu özelliğin değerlendirilmesi lös kuşağında yeralan Özbekistan'ın Taşkent zeminleri için gündeme getirilmiştir. Bu çalışmada kent merkezinde geniş bir adaya yayılacak iş merkezi / rezidans için gerçekleştirilmiş altı farklı zemin inceleme programının sonuçları değerlendirilerek kentte bundan sonra yapılacak yapılaşma çalışmalarına ışık tutulması hedeflenmiştir.

Yapılan laboratuvar ve arazi deneyleri Taşkent zemininin lös olarak değerlendirilemeyeceğini göstermektedir. Büyük çoğunlukla düşük plastisiteli kil olarak sınıflanan ortam yüksek

¹ Prof. Dr., İstanbul Okan Üniversitesi, onalpakin@gmail.com

² Doç. Dr., İstanbul Okan Üniversitesi, ersinarel@gmail.com

³ Dr. Öğr. Üyesi, ilhanburakduran@hotmail.com

⁴ Arş. Gör., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.mert@iku.edu.tr

⁵ İnşaat Müh., Apeas Eng. Constraction & Contracting Co.Inc., aduru@apeas.net

parametreler vermekte, ancak yük altında uzayan konsolidasyon (EOP) süreleri göstermektedir. Bu nedenle, zemin özelliklerinin incelenmesi birkaç yaklaşımla yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: lös, çöken zemin, düşük plastisite, sıkışabilirlik, parametreler

1. GİRİŞ

Türk firmaları son yıllarda Özbekistan, özellikle başkent Taşkent'te önemli sayıda bina inşaatı etkinlikleri göstermektedirler. Bu binalarda kat sayıları sıkça 20'nin üstünde olup, bölgenin depremselliği de gözönüne alındığında derin temel çözümleri ön plana çıkmaktadır.

Özellikle kazık projelerinin uzun süreli ve yüksek maliyetli olması nedeniyle yüzeysel temel seçeneğinin gündeme getirilmesi amacı ile Taşkent zeminlerinin geotekniği değerlendirilmiştir.

Özbek mühendislik jeolojisi yaklaşımları Sovyet döneminden kalma yönetmelik ve standartlara (GOST 20276-2012) bağlı olduğundan raporlarda uyum sağlanmasında bazı sorunlar çıkmıştır. Presiyometre gibi batı da henüz uyum sağlanmamış deneylerin sonuçlarında beliren çelişkiler değerlendirilmiştir.

2. ÇALIŞMA ALANI

Çalışma alanı kent merkezinde Shaykhantahur bölgesinde yer almaktadır. İnşaat alanı 80 hektarlık yüzölçümüne sahip olup, Taşkent'in diğer kısımları gibi önemsenecek bir kot farkı göstermemektedir (Şekil 1). "Tashkent City" projesi; endüstriyel park, 8 iş merkezi, AVM, kültür merkezi, oteller ve yüksek katlı konut bloklarını içermektedir. İnşaat etkinlikleri 2017 sonlarında başlamıştır.



Şekil 1. Taşkent Shaykhantahur Bölgesi Planlaması ve 2017 Öncesi Görünüşü

3. TAŞKENT'İN JEOLJİSİ

Kent geneli ve çalışma alanı hakkında yerel ve uluslararası kuruluşlarca(ESCAP,1995) yapılan çalışmalarda üç jeolojik birim tanımlanmıştır. Bunlar, genelde löse benzer lem tipindedir (silt kum ve kilin karışımı).

Jeolojik Birim 1: kalınlığı 4-5m olan üst tabaka,
Jeolojik Birim 2: kalınlığı 20-30m olan orta tabaka,
Jeolojik Birim 3: kalınlığı 25m kadar olan mangan dendritli taşlaşmış lös

olarak tespit edilmiştir. Çalışma alanında YerAltı Su Seviyesi'nin 1.5-6m derinde olduğu ve suyun "agresif" özellikler taşımadığı bilgisi verilmektedir. Hazırlanmış raporlarda sondajlarda anakayaya ulaşıldığına dair bir bilgi bulunmamıştır.

Kentin 2/3'ü kalınlığı 100m'yi bulan ve "lös" olarak nitelendirilen killer, Güneydoğu 1/3'ü ise Chirchik Nehri'nin biriktirdiği ve kalınlığı 300m'yi bulan kum-çakıllarla kaplı olduğu ön bilgisi bulunmaktadır.

4. ZEMİNİN ÖZELLİKLERİ

Ön bilgi vermesi açısından yapılmış olan sınıflandırma deneylerinden alıntılar Çizelge 1'de gösterilmiştir. Çoğunlukla kil sınıfında çıkan ortamda düşük ve orta plastisiteyi ayırt etmek için TS1500/2000 sistemi kullanılmıştır.

Çizelge 1. Zeminin Fiziksel Özellikleri

z (m)	W _L (%)	W _P (%)	I _p	I _L	C (%)	SINIF
1.50	30	19	11	0.27		CL
3.00	29	18	12	0.27		CL
3.00	30	18	12	0.24		CL
3.00	32	19	11	0.05		CL
3.00	32	20	12	-0.32		CL
4.50	31	18	13	0.23		CL
4.50	29	21	9	-0.02		CL
5.00	27	19	8	0.18		CL
6.00	30	18	12	0.40		CL
7.50	28	18	10	0.36		CL
7.50	29	18	11	0.47		CL
8.50	30	20	10	0.52		CL
9.00	29	19	10	0.60		CL
10.50	29	18	11	0.92		CL
10.50	29	18	11	0.60		CL
12.00	29	19	10	0.61		CL
12.00	29	21	8	0.65		CL
13.50	29	20	9	3.14		CL
14.50	29	19	9	1.02		CL
15.00	29	17	12	0.59	19	CL
19.50	31	20	11	0.23		CL
19.50	38	20	18	0.11		CI
21.00	29	21	8	0.77	20	CL
22.50	38	19	18	0.30		CI
22.50	35	21	15	0.32	22	CI
24.00	36	19	16	0.33	20	CI
25.00					18	
28.50					19	
30.00	35	18	17	0.29		CI
37.50	40	20	20	-0.08		CI

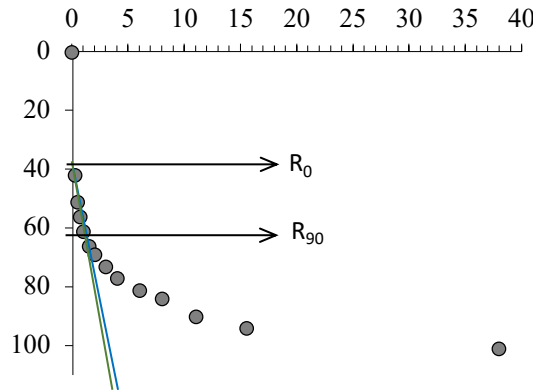
Bu özelliklere bakıldığında temel zemini ortamının üst 15m'de CL-düşük plastisiteli kil, bunun altında CI-orta plastisiteli kil olarak modellenebileceği, kıvam limitlerinin derinlikle neredeyse değişmez seyrettiği söylenebilmektedir. Dikkat çeken özellik sıvılık indisi değerlerindedir.

Karakteristik olarak I_L~0.2-0.3 aralığında iken, belirli derinliklerde 1'e yaklaşması YASS'nin varlığının tartışılabilir olduğu ancak, suyun damarlar içinde hareketli olduğu izlenimini vermektedir. Kil içeriğinin C= %20 düzeyinde çıkması ve lösün öne çıkan özelliklerinden olan

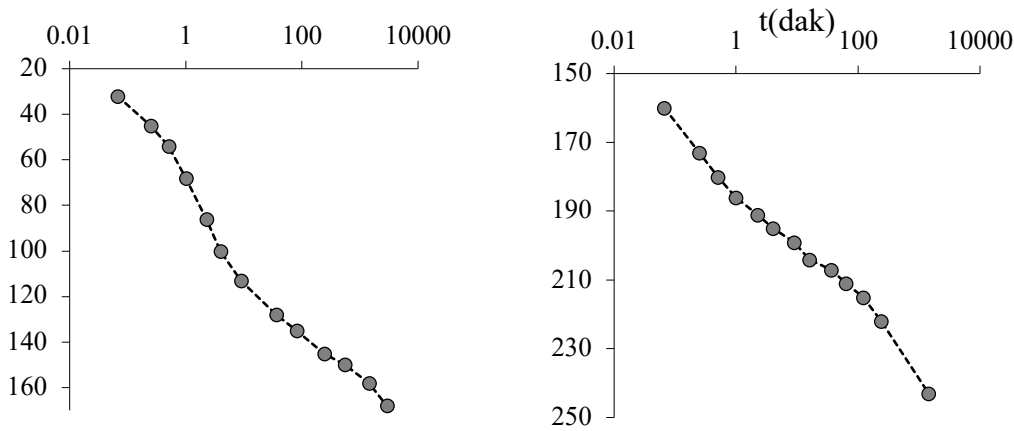
düşük ($\rho_n \sim 12 \text{ kN/m}^3$) doğal birim hacim ağırlıklarının bu projede belirmemiş olması ($\rho_n \sim 18-20 \text{ kN/m}^3$) ortamın lös olarak değerlendirilemeyeceği (Mitchell & Soga, 2005) görüşüne ağırlık kazandırmıştır. Bu bilgiler temel zemininin hafif derecede aşırı konsolide (önceden yüklenmiş) düşük aktiviteli bir kil olduğunu, bileşiminin ağırlıklı olarak %80 silt, %20 kil, bu nedenle zemini “Taşkent Silti” olarak tanımlamanın daha doğru olacağı düşünülmüştür.

4.1. Sıkışabilirlik

Yüzeysel temelerde projelendirme için ana kriter olan sıkışabilirlik, yürütülmüş olan 4 projede ayrıntılı olarak incelenmiştir. Şekil 2, ödometre deneyinde $\sigma = 200-400 \text{ kPa}$ basamağında ölçülmüş tipik karekök zaman-sıkışma eğrisini göstermektedir. Buradan %90 konsolidasyonun (EOP) yaklaşık 1.6 dakikada tamamlandığı görülmektedir. Ancak, eğrinin 200 dakikada yatmamış olması gözlemlendiğinden noktalama $\log t$ (zaman) - sıkışma δ olarak yapıldığında eğrinin beklenen Casagrande biçimini göstermediği, bu nedenle bu siltte ağırlıklı olarak zeminin sıkışabilirlik özelliğinde bir anomali bulunabileceği tespit edilmiştir. Şekil 3’te farklı deneylerden gelen $\log t$ - δ eğrileri verilmektedir. Buradan da laboratuvar deneyinde konsolidasyonun tamamlanma süresinin 8000 dakikaya kadar uzadığı görülmektedir. Doğal su muhtevasının $w_n = \%25$, likit limitin $w_L = \%30$ dolayında olduğu bir zeminde ikincil konsolidasyon olasılığı bulunmadığına göre sünme (*creep*) etkisi gündeme gelmektedir.



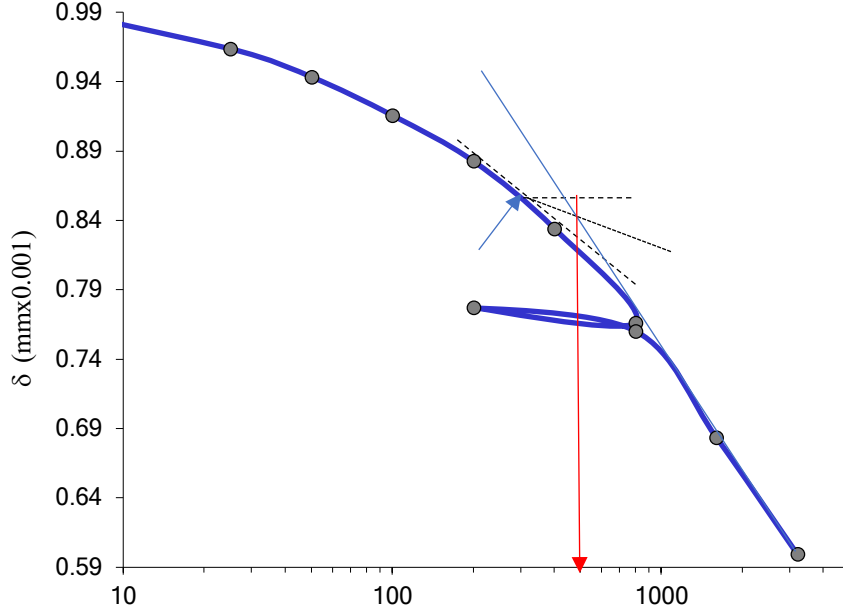
Şekil 2. Taşkent Zemininde Konsolidasyon Eğrisi



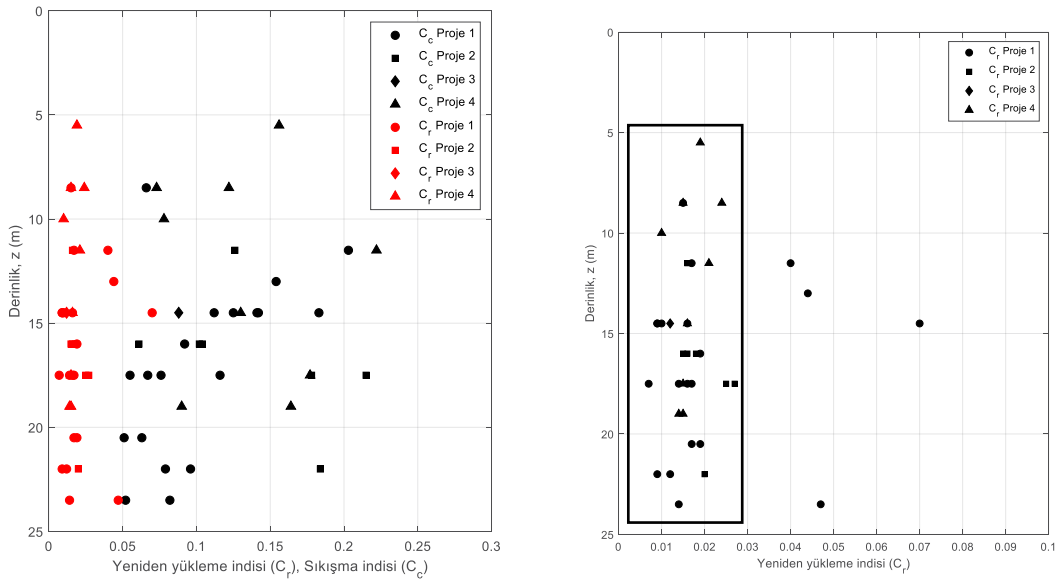
Şekil 3. Taşkent zemininde konsolidasyon anomalisi

Şekil 4, 17.50m derinlikten alınmış CL zemin için tipik boşluk oranı - basınç eğrisini göstermektedir. Bu derinlikte 500kPa dolayında ölçülmüş ön konsolidasyon basıncı 2.5 dolayında bir aşırı konsolidasyon oranına (OCR) karşılık olmaktadır. Şekil 5’te ise Taşkent zemini için ölçülmüş sıkışma indisleri ve yeniden yükleme indisleri toplu halde

gösterilmektedir. Buradan sıkışma indisi önemli bir saçılım gösterse de, yeniden yükleme indisi C_r 'nin 0.01-0.03 arasında, oldukça düşük ve dar bir bant içinde kaldığı bulgusuna ulaşılmaktadır. C_c değerlerindeki saçılıma açıklama getirilmesi gerekmektedir.



Şekil 4. Taşkent Silti nin Sıkışabilirliği

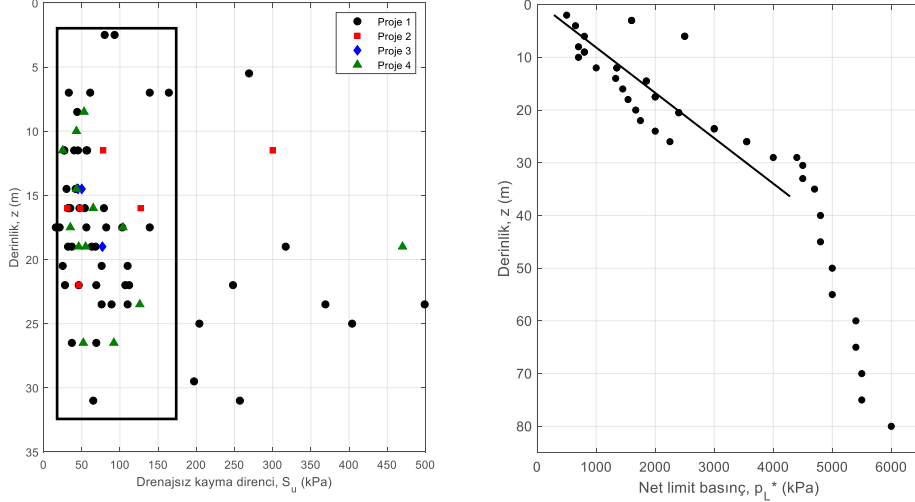


Şekil 5. Taşkent Silti'nin Sıkışma İndisleri (a) Sıkışma İndisi (b) Yeniden Yükleme İndisi

4.2. Kayma Direnci

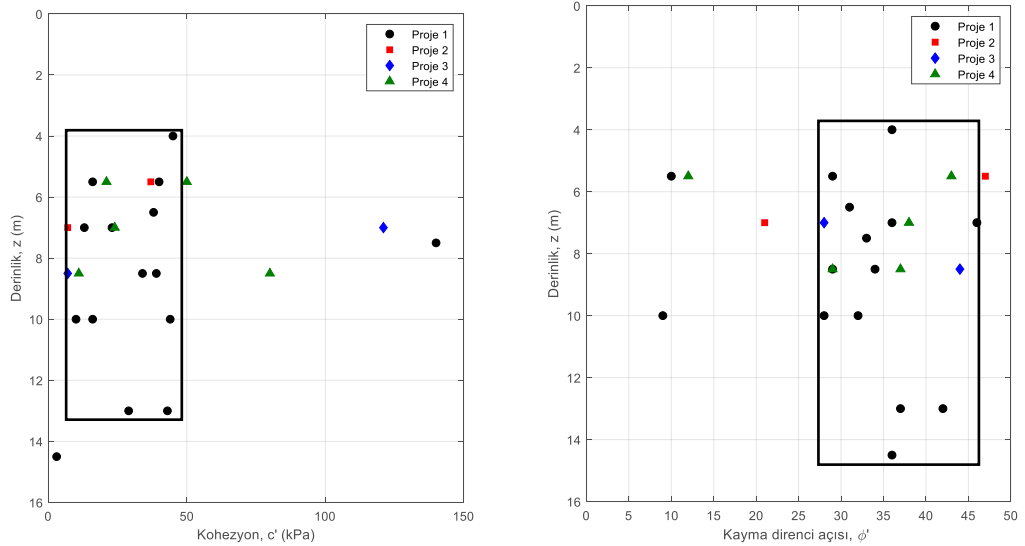
YASS' nin bulunduğu zemin profillerinde temelin kısa vadeli taşıma gücü öncelikle drenajsız kayma direnci c_u (s_u) ile hesaplanır. Siltlerden örselenmemiş numune almadaki zorluklar hatırdta tutularak Taşkent siltinin drenajsız kayma direnci laboratuvarında UU üç eksenli deneyde ölçüldüğünde değerler tipik olarak $c_u = 20-160$ kPa aralığında değiştiği ve derinlikle artış göstermediği görülmektedir (Şekil 6a). Ancak ölçümler Menard presiyometresi (MPM) ile yapıldığında, gerçeğin böyle olmadığı, drenajsız kayma direncinin derinlikle dikkat çeken

hızda yükseldiği ve 30m derinlikte 500 kPa'ı aştığı bulgusu (Şekil 6b) gelmektedir ($c_u \approx p_L^*/7.5$). $z=30m$ 'den sonra ortam yumuşak kaya kıvamına yöneldiğinden artış hızı düşmektedir.



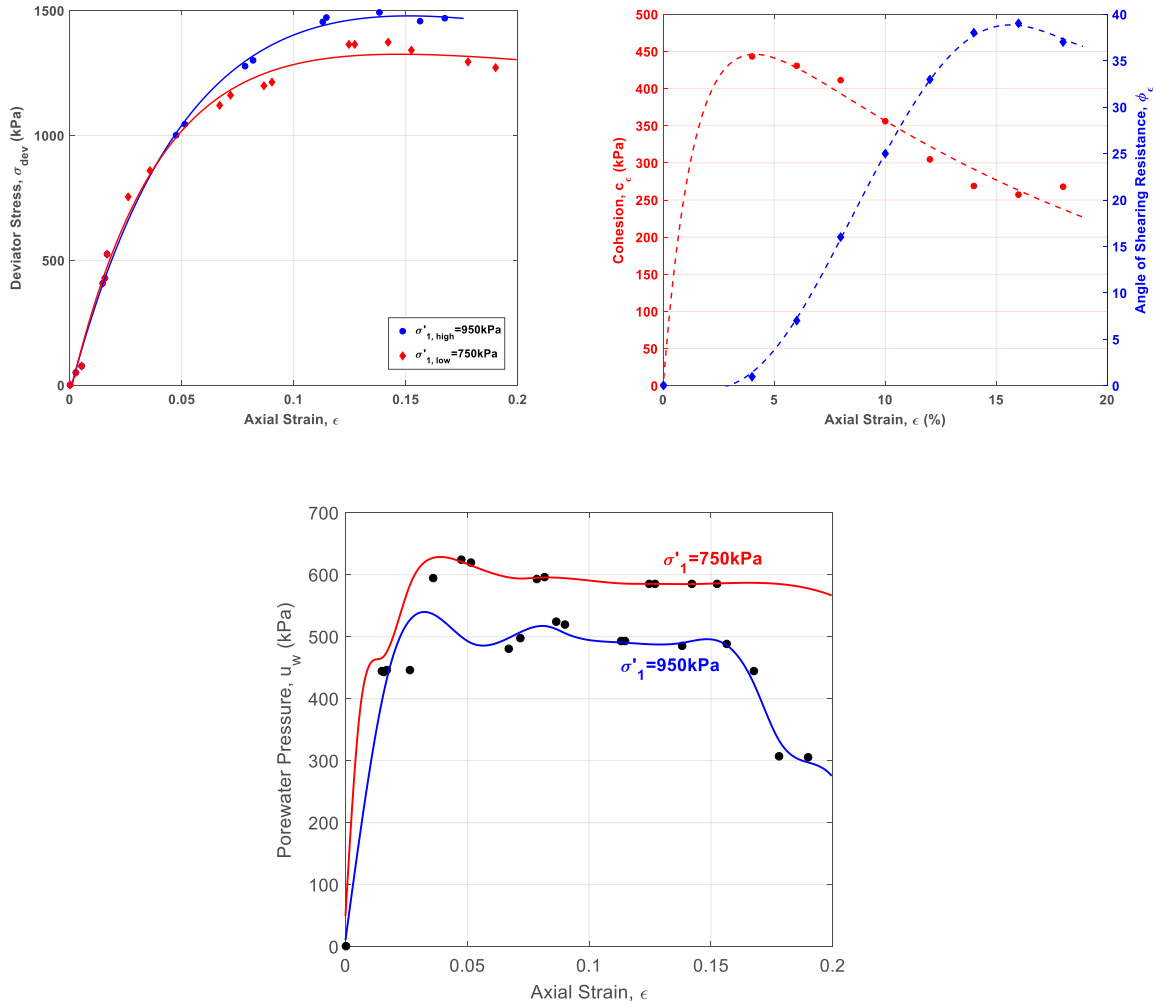
Şekil 6. Drenajsız kayma direnci (a) laboratuvar deneyleri (b) presiyometre ölçümleri

Parametre ölçümleri konsolidasyonlu drenajsız koşullarda tekrarlandığında (Şekil 7a ve 7b) $c'=5-50$ kPa $\phi'=27-48^\circ$ gibi yüksek düzeylere çıkmaktadır. Siltte yüksek ϕ' beklenen bir özellik ise de c' değerlerindeki yükseklik ortamda aşırı konsolidasyon (ön yüklenme) etkisinin belirtisi olarak algılandığından değerlendirmenin ileri teorilerle yapılması aşamasına geçilmiştir.



Şekil 7. Taşkent Silti'nin CIU Üç Eksenli Deneyden Parametreleri

Schmertmann (2012), kayma direncini CFS (*cohesion-friction-strain*) yaklaşımı ile açıklarken numune heterojenliği etkisini minimuma indirmek için aynı numune üzerinde kademeli CIU üç eksenli deney önerisini getirmişti. Şekil 8'de 12.50m derinlikten alınmış $D=100mm$ çaplı numunede yapılmış deneyin sonucu gösterilmektedir.



Şekil 8. Taşkent Siltinin CFS Deneyinde Davranışı (a) $\sigma - \epsilon_z$ (b) $c - \epsilon_z$ (c) $u_w - \epsilon_z$

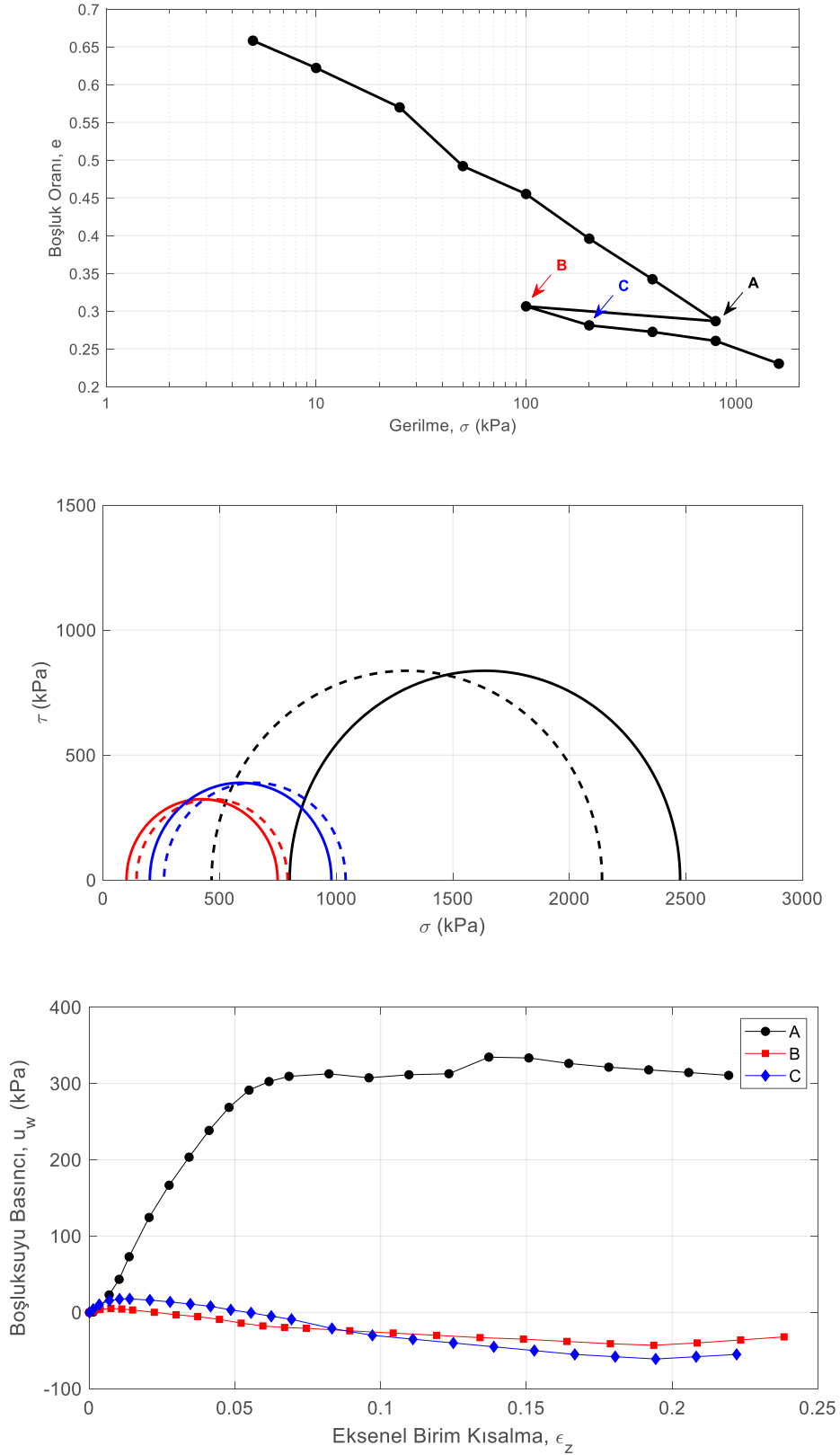
Buradan önemli sonuçlar gelmiştir: Parametreler kesme sırasında aynı birim boy kısalmasında uyanmamaktadır. Bu deneyde; 450kPa'a çıkan c değeri $\epsilon_z = 4\%$ ve 38° e yükselen ϕ' değeri $\epsilon_z = 15\%$ 'te uyanmıştır. Buradan iki parametrenin optimum katkısının $\epsilon_z = 10\%$ düşey birim deformasyonda gerçekleştiği gibi bir sonuca varılmaktadır.

Aşırı konsolidasyonun bu silte etkisini değerlendirmek için likit limit dolayında bir su muhtevasına yoğrulup yaklaşık 15 haftada konsolide edilerek hazırlanan numuneler (*reconstituted*) farklı basınçlara konsolide edilip, boşaltıldıktan sonra CIU üç eksenli deneylere tabi tutulmuşlardır. Hvorslev (1960) ve Henkel (1960) kilin kayma direncinin boşluk oranına bağlı olduğunu, Gibson (1953) ve Bjerrum (1967) ise kayma direnci açısının boşluk oranı ve plastisite indisine bağlı olarak değiştiğini göstermişlerdir. Hvorslev günümüzde de tartışılan görüşü ile aşırı konsolidasyonun kil pulcukları arasındaki yakınlık/uzaklığa bağlı olan kilin gerçek kohezyonunu (c_e) göstereceğini,

$$s = \tau_{\max} = c_e + \sigma' \tan \phi_e$$

denklemleri ile öne sürmüştür. Burada parametreler “gerçek” olarak tanımlanmıştır ve p-q ortamında Hvorslev yüzeyini oluşturmada, ölçülen kohezyon değerinin aşırı konsolidasyon oranı ile değiştiği tespiti yapılmaktadır. Bulamaçtan bir numune Şekil 9a'da gösterildiği gibi, önce 800kPa'a konsolide edilmiş (A noktası, NL), diğer iki numune ise bu basınçtan 150 ve 200kPa'a boşaltılarak (OC) hazırlanmıştır (B ve C). Bu üç numune konsolidasyonlu drenajsız koşullarda kesildiğinde (Şekil 9b) NL durumunda (tüm çizgiler: toplam, kırık

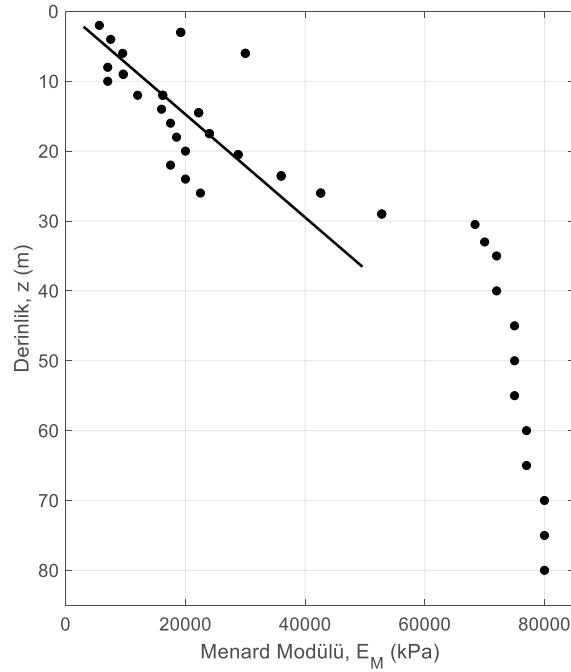
çizgiler: efektif) $c'=0$ $\phi'=42^\circ$ ve OC durumda, $c'=210\text{kPa}$ $\phi'=23^\circ$ parametreleri ölçülmüştür. Bilgiler Hvorslev'e göre yorumlandığında ise, $c_e=90\text{ kPa}$ $\phi_e=38^\circ$ sonuçlarına varılmıştır.



Şekil 9. Yeniden Oluşturulmuş Taşkent Siltinin (a) basınç-boşluk oranı eğrisi (b) CIU deney sonuçları (c) Boşluk suyu basınçlarının gelişmesi

5. TEMEL TAŞIMA GÜCÜ

Üzerinde çalışılan 4 Blok'lu projelerden birinde 2 bodrumlu ve Zemin + 19 katlı yapının 44x126m boyutlu temeli yayılı yüzeysel tip olarak hesaplandığında laboratuvar verilerinden oldukça yüksek güvenli taşıma gücü bulunmuştur. Taşıma gücü analizi Şekil 10'da verilen MPM modüllerinin kullanımı ile yapıldığında Eurocode Hizmet Görebilirlik kavramına göre $\sigma_{em} = 1140 \text{ kPa}$ olarak hesaplanmıştır. Ancak, temelin 10 yıllık son toplam oturması $\Delta_{max} = 120 \text{ mm}$ 'ye ulaştığından çözümün üç boyutta sonlu elemanlar yöntemi ile kontrol edilmesi gerekli olmuştur.



Şekil 10. Taşkent Siltinde Menard Modülü Profili

Yapılan analizde Çizelge 2'de özetlenen sonuçlar elde edilmiştir. Üst yapıdan temele gelecek 700kPa taban basıncı altında oluşacak oturma bu yöntemle de 100mm'yi aşacağı hesaplandığından, yüksek deprenselliği olan Taşkent'te temel ortamının iyileştirilmesi seçeneği gündeme gelmiştir. Çözüm örneğin, 2.5m kareli rijit kolonlar kullanımı ile yapıldığında oturmalar kontrol altına alınmakta, ancak düşüş %10 dolayında kalmaktadır. Bu da, zeminin yüksek parametreler göstermesine karşın laboratuvar ve arazi deformasyon modüllerindeki dikkat çeken düşüklükten kaynaklanmaktadır.

Çizelge 2. A-B-C Bloklar Temeli Sayısal Analiz Sonuçları

	DOĞAL	İYİLEŞTİRME
Δ_{max} (mm)	106	85
M_{ymax} (kNm/m)	5187	4255
M_{xmax} (kNm/m)	11240	8633



6. SONUÇLAR

Taşkent'te gerçekleşen zemin inceleme-araştırmalarından aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

1. Kent zeminini CL-düşük plastisiteli kil olarak sınıflayan “silt” olarak kabul edilmelidir.
2. Arazi ve laboratuvar bulguları zeminin lös özelliği bulunmadığını göstermektedir
3. Zeminin parametreleri yüksektir.
4. Yapılmış dinamik deneyler (DDSS) siltin sıvılaşma potansiyeli olmadığını göstermiştir.
5. Ortam 20m derinliklere kadar aşırı konsolide özellik göstermektedir: Bunun altında sert zemin kıvamdadır.
6. Ödometre ve presiyometre sonuçları, sıkışabilirliğin dikkat çekecek denli yüksek olabileceğini göstermektedir. Bu nedenle yüzeysel temeller için ayrıntılı konsolidasyon değerlendirmesi yapılmalıdır.
7. Ortamın rijit kolonlarla iyileştirilme özelliğinin bulunduğu tespit edilmiştir.

KAYNAKLAR

- Bjerrum, L. (1967) “Engineering geology of Norwegian NL marine clays” *Geotechnique* 17:2:81.
- City of Tashkent (1995) ESCAP Atlas of Tashkent
- Gibson, R.E. (1953) “Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays” *Proc. 3. ICOSMFE*, 1::126.
- Henkel, D.J. (1960) “The shearing strength of saturated remoulded clays” *Proc. ASCE Conf. Shear Strength of Cohesive Soils 2::533*.
- Hvorslev, M.J. (1960) “Physical components of the shear strength of saturated clays” *Proc. ASCE Conf. Shear Strength of Cohesive Soils 1::169*.
- Mitchell, J.K. ve Soga, K. (2005) “Fundamentals of Soil Behavior” 3.Ed., Wiley, New York.
- Schmertmann, J.H. (2012) “New Concepts for the Mobilization of the Components of Shear Resistance in Clay a Review of a Large Experimental Study to Determine the Behavior of Mohr-Coulomb Cohesion and Friction in Clay” *NGI Publikasjon 208*, Oslo.
- TS1500 (2000) “İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması” Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KOHEZYONLU ZEMİNLERİN PLASTİK LİMİT DEĞERİNİN DÜŞEN KONİ İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF COHESIVE SOILS' PLASTIC LIMIT BY USING FALL CONE TEST

Murat GÜLEN¹

Havvanur KILIÇ²

ABSTRACT

In order to estimate the behavior of soils under load, the liquid and plastic limits and water content values are practically used. Liquid limit value is usually determined with Casagrande and falling cone test instruments; while the plastic limit can be determined by the hand-rolling method and the falling cone test instruments. Commonly used are 60⁰ cones with 60 grams and 30⁰ cones with 80 grams. For these cones, the liquid limits are considered as the water content values corresponding to 10 mm and 20 mm sinking, respectively,. The water content value corresponding to 1.15 mm sinking of a 60⁰ falling cone and 60 grams is accepted as a plastic limit, but there is no value accepted in the literature for a 30⁰ cone and 80 grams. In this study, liquid and plastic limit values of fine-grained soils with different index properties were determined and compared with Casagrande and cone test devices with 30⁰ and 80 grams. It was determined that the soil classifications made according to the consistency properties obtained with Casagrande and falling cone may vary.

Keywords: Liquid limit, plastic limit, Fall-cone Test

ÖZET

Zeminlerin yük altındaki davranışlarını tahmin etmek için pratik olarak likit ve plastik limit sınır su muhtevası değerlerinden yararlanılır. Likit limit değeri genellikle Casagrande ve düşen koni deney aletleri ile; plastik limit ise elle yuvarlama yöntemi ve düşen koni deney aleti ile belirlenebilmektedir. Yaygın olarak 60⁰ ve 60 gram ve 30⁰ ve 80 gram koniler kullanılmaktadır. Bu koniler için sırasıyla 10 mm ve 20 mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değerleri likit limit olarak kabul edilmektedir. 60⁰ ve 60 gram düşen koninin 1.15 mm batmasına karşılık gelen su muhtevası değeri plastik limit olarak kabul görmekte; ancak 30⁰ ve 80 gram düşen koniler için literatürde kabul gören bir değer mevcut değildir. Bu çalışma kapsamında farklı endeks özelliklere sahip ince daneli zeminlerin likit ve plastik limit değerleri Casagrande ve 30⁰ ve 80 gram düşen koni deney aleti ile belirlenerek karşılaştırılmıştır. Casagrande ve düşen koni ile elde edilen kıvam özelliklerine göre yapılan zemin sınıflandırmalarının farklılık gösterebildiği tespit edilmiştir.

Anahtar kelimeler: Likit limit, plastik limit, düşen koni aleti

¹ Arşç Görç Murat Gülen., Yıldız Teknik Üniversitesi, gulenmurat23@gmail.com

² Doç. Dr. Havvanur Kılıç, Yıldız Teknik Üniversitesi, kilichavvanur@gmail.com

1. GİRİŞ

Zeminlerin kıvam özelliklerinin belirlenmesi için genellikle Casagrande (1932) tarafından geliştirilen ve bu adla bilinen Casagrande deney aleti ve düşen koni deney aleti kullanılmaktadır. İskandinav ülkelerinde Olsson (1921) tarafından geliştirilen düşen koni deney aleti temel olarak killi zeminlerin likit limit değerlerini tahmin etmek için geliştirilmiş olup günümüzde birçok ülke tarafından standartları oluşturulmuştur. Literatürde düşen koni deney aleti ile belirlenen likit limit değeri, Casagrande yönteminden elde edilen değerlerden daha güvenilir ve gerçekçi değerler olarak kabul görmektedir. Çünkü bu deney aletiyle belirlenen sonuçlar kullanıcı alışkanlıklarından bağımsızdır ve bu deney aleti ile plastik limit değeri de belirlenebilmektedir.

Wood ve Wroth (1978) tarafından yapılan çalışmalarda, zeminlerin w_p ve w_L değerlerinin tek bir deney aletiyle belirlenmesi halinde bu iki deneyin çok daha kolay, daha kullanışlı ve daha anlamlı olacağı belirtilmişlerdir. Bu kapsamda yaptıkları çalışmalara göre, batma miktarına bağlı olarak geliştirilen ampirik denklemler ile plastik limit değerinin hesaplanabileceğini göstermişlerdir.

Koumoto ve Houlsby (2001) tarafından yapılan çalışmalarda 60° ve 60 gram özellikli koninin plastik limit değerinin belirlenmesi için kullanılması durumunda $h_L=11.5$ mm ve $h_p=1.15$ mm alınması önerilmektedir. Çalışmada farklı zemin özelliklerine sahip kil numuneler üzerinde düşen koni ve Casagrande deney aletleri kullanılarak yapılan kıvam deney sonuçları Çizelge 1'de sunulmuştur. Ayrıca düşen koni ile plastik limit değerini belirlemek yerine, çalışma mekanizması düşen koniye benzeyen farklı koni açısına ve ağırlığa sahip ve plastik limit değerini, düşen koni likit limit deneyi gibi tek bir batma değerine karşılık gelecek şekilde tasarlanmış yeni bir deney aletinin geliştirilmesi gerektiğini belirtmişlerdir.

Çizelge 1. Farklı deney aletleriyle killerin kıvam özellikleri (Koumoto ve Houlsby 2001)

Numune		γ_s (gr/cm ³)	Kıvam Limitleri					
			Casagrande Metodu			Düşen Koni Metodu		
			w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)
Yagusa kili	Y	2.65	66.7	28.6	37.7	69	26	43
Ariake kili	A1	2.58	120	51.2	68.8	120	51	69
Ariake kili	A2	2.62	130.9	51	79.9	127	48	79
Ariake kili	A3	2.58	140	54	86	139	53	86
Kil karışımı	M1	2.67	74	36	38	76	34	42
Kil karışımı	M2	2.65	178	40.6	137.4	168	35	133
Kil karışımı	M3	2.66	180	51	129	175	49	126
Kil karışımı	M4	2.65	190.5	35.6	154.9	200	31	169
Bentonit	B1	2.65	334.2	43.3	290.9	295	39	256
Bentonit	B2	2.74	402	35.6	365.4	350	29	321

Düşen koni deney aletinin farklı özelliklere sahip türleri bulunmaktadır ve bu konilerin özelliklerini belirleyen temel faktörler koni uç açısı ve koni ucunun ağırlığıdır. Birçok türü olmasına rağmen sıkça kullanılan iki tür koni bulunmaktadır. Bunlardan ilki; İsveç, Norveç, Kanada, Japonya vb. ülkelerde yaygın olarak kullanılan ve konik uç açısı 60° , ağırlığı 60 gram olan koni ile İngiliz konisi olarak bilenen Fransa, İngiltere vb. ülkelerde yaygın olarak kullanılan konik uç açısı 30° ve ağırlığı 80 gram olan konilerdir. Bu düşen

koni aletlerine ait özellikler Çizelge 2’de sunulmuştur (Koumoto ve Houlsby 2001). İsveç konisi için batma süresi 10 saniye, diğer tüm koniler için 5 saniyedir. Koni ve kap özellikleri ile batma sürelerinin farklı olmasından dolayı likit limit su muhtevasına karşılık gelen batma miktarları (h_L) farklılık göstermektedir.

Düşen koni ile belirlenen likit limit (w_L) değerlerinin karşılık geldiği batma miktarı, kullanılan konik ucun özelliklerine bağlı olarak değişmektedir. 60^0 -60 gram özelliklerine sahip koni için $h_L=10$ mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değeri w_L değerini verirken; 30^0 -80 gram olan koni için $h_L=20$ mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değeri w_L değerini vermektedir. Plastik limit değeri için 60^0 ve 60 gram düşen koninin 1.15 mm batmasına karşılık gelen su muhtevası değeri dikkate alınmakta, ancak 30^0 ve 80 gram düşen koni için literatürde kabul gören bir değer mevcut değildir. Bu çalışma kapsamında 30^0 ve 80 gram koni için 1.15 mm batma değerinin 30^0 ve 80 gram koniye uyarlanması ile 2.3 mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değeri w_P olarak dikkate alınmıştır. 2.3 mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değerini w_P olarak kabul eden çalışmalarda mevcuttur (Gülen ve Kılıç 2018; Gülen 2019).

Çizelge 2. Farklı ülkelerde kullanılan düşen koni aletleri (Koumoto ve Houlsby 2001)

Ülke/yayın	Koni Özellikleri			Kap Özellikleri		h_L (mm)
	Açı (°)	Ağırlık (gr)	Uzunluk (mm)	Çap (mm)	Derinlik (mm)	
İsveç	60	60	>20	60/65	30/25	10
Kanada	60	60	20	50	≥ 25	10
Japonya	60	60	≥ 20	≥ 60	≥ 30	11.5
Hindistan	31	148	30.48	?	?	25.4
İngiltere	30	80	35	≥ 55	40	20
Y.Zellanda	30	80	35	55	≥ 40	20
Fransa	30	80	35	?	?	17
Çin	30	76	25	50	30	17
USSR	30	76	25	?	?	10

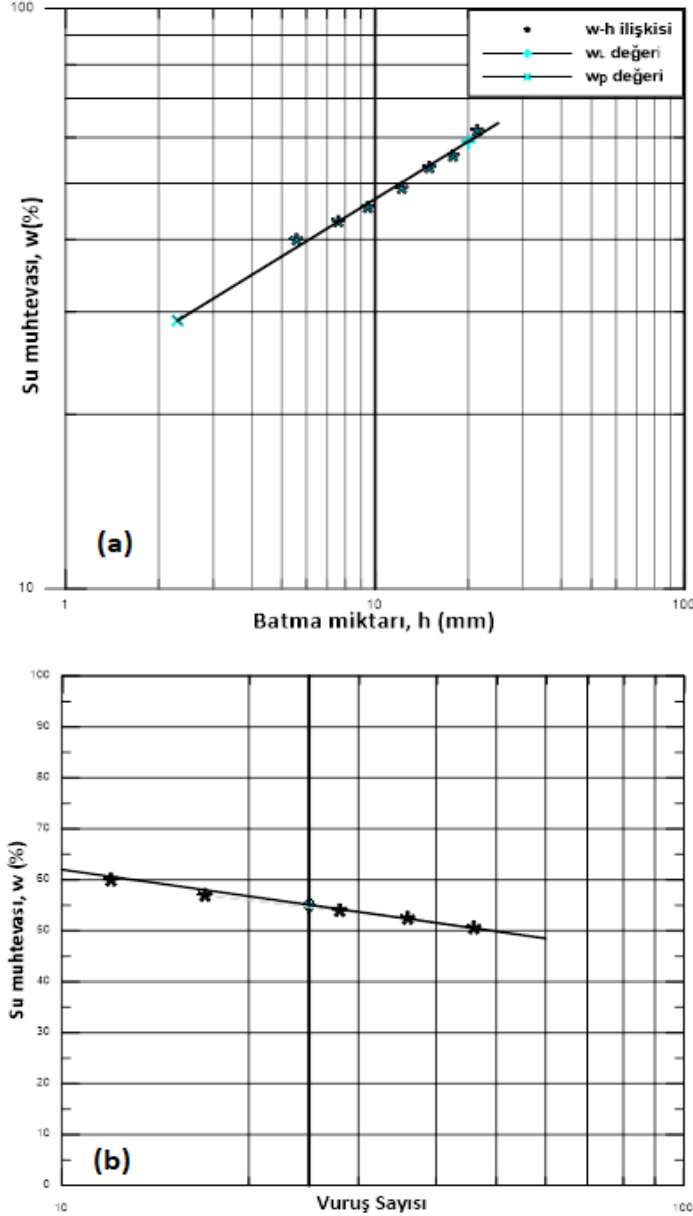
2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada kullanılmak üzere kıvam özellikleri farklı 40 adet zemin numunesi, başta İstanbul olmak üzere Türkiye’nin farklı illerinden temin edilmiştir. Her bir zemin üzerinde önce elek analizi yapılmış ve No.40 elekten geçen kısım çalışmalarda kullanılmıştır. No.40 elekten geçen zeminlerin w_L ve w_P değerleri 30^0 -80 gram düşen koni aleti deney aleti ile ve Casagrande aleti ve elle yuvarlama yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Hidrometre ve özgül ağırlık deneyleri yapılarak, zemin sınıflandırılmış ve kil-silt oranları belirlenmiştir. İki farklı deney aleti ile elde edilen w_L ve w_P değerleri karşılaştırılarak benzerlik ve farklılıklar değerlendirilmiştir.

2.1. Kıvam Özelliklerinin Belirlenmesi

Bu çalışma kapsamında kullanılan 39 adet zemin numunesinin kıvam özellikleri ASTM 4843-M ile uyumlu yarı otomatik Casagrande deney aleti ve BS-1377 ile TS 1900-1 ile uyumlu yarı otomatik düşen koni deney aleti kullanılarak belirlenmiştir.

Çalışma kapsamında 39 adet numune için yapılan deneylerin sonuçları düşük plastisiteli zeminler, $w_L < 100$ olan yüksek plastisiteli zeminler ve $w_L > 100$ olan yüksek plastisiteli zeminler olarak üç grupta incelenmiştir. Örnek olarak Kaolin kili için düşen koni ile elde edilen w_L değeri Şekil 1a'da; Casagrande metodu ile elde edilen w_L değeri Şekil 1b'de gösterilmiştir. Diğer bütün numuneler içinde benzer grafikler çizilmiş ve elde edilen w_L değerleri yukarıda belirtilen üç grupta sunulmuştur.



Şekil 1. Farklı deney aletleri ile elde edilen w_L değerleri a) düşen koni b) Casagrande

BS-1377 ile TS 1900-1 ile uyumlu yarı otomatik düşen koni deney aleti ile w_L değeri için 15 ile 25 mm arasında değişen 3 farklı batma değeri yeterli görülürken; bu çalışma kapsamında yapılan deneylerde koni batma değerleri 10 ile 25 mm aralığında değişecek şekilde en az 5 nokta için deney tekrarlanmıştır. Bu beş deneyden en az üçünde batma değerinin 15mm ile 25 mm arasında olmasına dikkat edilmiştir.

Düşük plastisiteli zeminlerin likit limit ve plastik limit değerlerinin belirlenmesi için sırası ile Casagrande ve elle yuvarlama yöntemi uygulanmıştır. Daha sonra 30⁰ - 80 gram düşen koni deney aleti ile $h_L=20$ mm batmaya karşı gelen su muhtevası değeri likit limit (w_L) ve

$h_p=2.3$ mm batmaya karşılık gelen su muhtevası değeri plastik limit (w_p) değeri olarak Çizelge 3'te sunulmuştur. Ayrıca belirlenen bu kıvam limitlerine göre zemin sınıfları (ZS) da gösterilmiştir.

Çizelge 3'te sunulan düşük plastisiteli zeminlerin elek analizi ve hidrometre deneylerinden elde edilen kum-silt-kil oranları ve γ_s değerleri Çizelge 4'te sunulmuştur.

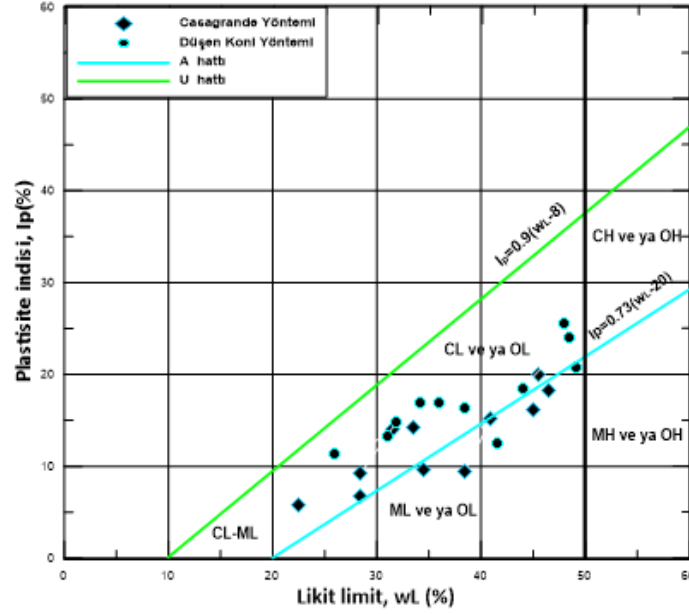
Çizelge 3. Düşük plastisiteli zeminlerin kıvam özellikleri

Numune		Kıvam Limitleri							
		Casagrande Metodu				Düşen Koni Metodu			
		w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	ZS	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	ZS
Pembe kil 1	S1	22.50	16.70	5.80	CL	26	14.60	11.40	CL
Pembe kil 2	S2	28.5	21.70	6.80	CL	31	17.80	13.20	CL
Havalimanı kili	S3	28.50	19.20	9.30	CL	31.80	17	14.80	CL
Havalimanı kili	S4	31.50	17.40	14.10	CL	34.20	17.20	17	CL
Salda Gölü	S5	33.50	19.20	14.30	CL	36	19	17	CL
Erzincan	S6	34.50	24.80	9.70	ML	38.40	22	16.40	CL
Trabzon kili 1	S7	38.50	29	9.50	ML	41.50	29	12.50	ML
Gebze kili	S8	41	25.80	15.20	CL	44	21.50	18.50	CL
Kaolin kili 1	S9	45	28.50	16.50	ML	48.50	24.50	24	CL
Trabzon kili 2	S11	46.50	28.20	18.30	ML	49.20	28.50	20.70	ML

Çizelge 4. Düşük plastisiteli zeminlerin dane çapı dağılımı

Numune		γ_s (gr/cm^3)	Dane Çapı Dağılımı		
			Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)
Pembe kil 1	S1	2.614	30	50	20
Pembe kil 2	S2	2.614	-	70	30
Havalimanı kili	S3	2.667	35	41	21
Havalimanı kili	S4	2.666	8	62	30
Salda Gölü kili	S5	2.653	14	57	29
Erzincan kili	S6	2.732	-	74	26
Trabzon kili	S7	2.725	22	65	13
Gebze kili	S8	2.624	-	51	49
Kaolin kili 1	S9	2.630	-	43	57
Trabzon kili	S10	2.532	16	49	35

Çizelge 3'te sunulan düşük plastisiteli zeminlerin plastisite kartındaki konumları Şekil 2'de gösterilmiştir.



Şekil 2. Düşük plastisiteli zeminlerin plastisite kartındaki konumları

Likit limiti 100'den küçük olan yüksek plastisiteli zeminler için w_L ve w_P değerleri ve bu değerlerle bulunan zemin sınıfları Çizelge 5'te; elek analizi ve hidrometre deneylerinden elde edilen kum-silt-kil oranları ile γ_s değerleri Çizelge 6'da sunulmuştur.

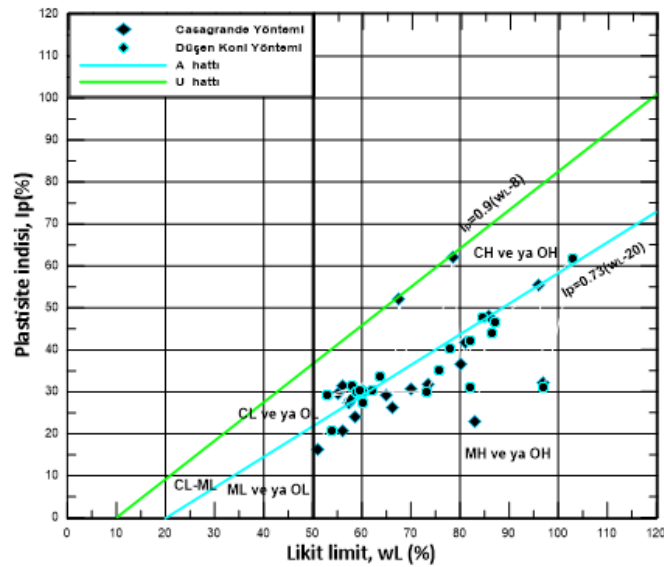
Çizelge 5. $w_L < 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin kıvam özellikleri

Numune		Kıvam Limitleri							
		Casagrande Metodu				Düşen Koni Metodu			
		w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	ZS	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	ZS
Karaman kili	S12	51	34.50	16.50	MH	53.80	33	20.80	MH
Havalimanı kili	S13	55	25.20	29.80	CH	58	27.50	31.50	CH
Kaolin kili 2	S14	56	35	21	MH	59	29	30	CH
Havalimanı kili	S15	56	24.50	31.50	CH	58.80	28.80	30	CH
Bahçelievler kili	S16	57.40	30	27.40	CH	60	32.50	27.50	MH
Güngören kili	S17	57.50	29.30	28.20	CH	60	30	30	CH
Güngören kili	S18	58.50	34.30	24.20	MH	62	31.80	30.20	MH
Havalimanı kili	S19	60.50	30.50	30	CH	63	34	29	MH
Karma kil	S20	65	35.50	29.20	MH	63.50	30	33.50	CH
Bahçelievler kili	S21	66	39.40	26.60	MH	69.50	39.20	30.20	MH
İTÜ kili siyah	S22	67.50	42	25.20	MH	73	43	30	MH
Havalimanı kili	S23	70	39.50	31	MH	75.50	40.50	35	MH
Çatalca kili	S24	73.40	41.40	32	MH	78	37.80	40.20	MH
Güngören kili	S25	78.50	36.30	62.20	CH	84.50	37	47.50	CH
Güngören kili	S26	80	43.30	36.70	MH	86.50	42.50	44	MH
Avcılar kili 1	S27	81	39	42	MH	82	40	42	MH
Ataköy 4	S28	83	60	23	MH	82	51	31	MH
Bahçelievler kili	S29	85.70	37.50	48.20	CH	87	40.50	46.50	MH
Güngören kili	S30	96	40.50	55.50	CH	103	41.50	61.50	CH
Isparta kili	S31	97	63.80	32.20	MH	97	66	31	MH

Çizelge 6. $w_L < 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin dane çapı dağılımı

Numune		γ_s (gr/cm ³)	Dane Çapı Dağılımı		
			Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)
Karaman kili	S12	2.584	8	44	48
Havalimanı kili	S13	2.577	43	41	16
Kaolin	S14	2.624	-	35	65
Havalimanı kili	S15	2.525	18	38	44
Bahçelievler kili	S16	2.531	15	42	43
Güngören kili	S17	2.570	13	38	49
Güngören kili	S16	2.500	9	35	56
Havalimanı kili	S19	2.469	8	32	60
Karma kil	S20	2.590	6	44	50
Bahçelievler kili	S21	2.518	4	38	58
Maslak kili	S22	2.577	-	20	80
Havalimanı kili	S23	2.634	-	37	63
Çatalca kili	S24	2.734	6	51	45
Güngören kili	S25	2.457	6	25	69
Güngören kili	S26	2.645	9	31	60
Avcılar kili 1	S27	2.512	-	30	70
Ataköy 4	S28	2.500	7	75	18
Bahçelievler kili	S29	2.512	-	30	70
Güngören kili	S30	2.510	5	8	87
Isparta kili	S31	2.538	10	24	66

Çizelge 5'te sunulan $w_L < 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin plastisite kartındaki konumları Şekil 3'te gösterilmiştir. Çizelge 5'te sunulan S30 numunesinin Casagrande yöntemine göre $w_L(\%)=96$; düşen koni yöntemine göre ise $w_L(\%)=103$ olarak hesaplanmıştır. Bu değer >100 olmasına rağmen, $w_L(\%)=96 < 100$ olmasından dolayı Şekil 3'te gösterilmiştir.



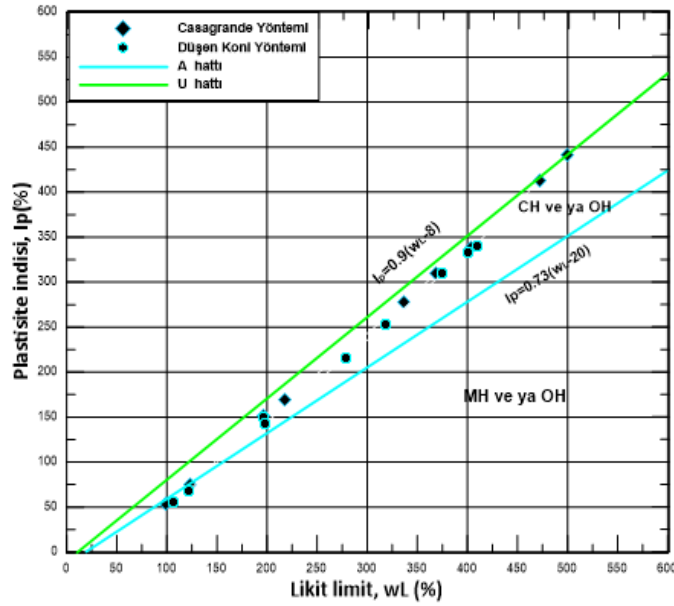
Şekil 3. $w_L < 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin plastisite kartındaki konumları

Bu çalışmada kullanılan ve $w_L > 100$ olan zeminler için w_L ve w_P ile zemin sınıfları Çizelge 7'de sunulmuştur.

Çizelge 7. $w_L > 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin kıvam özellikleri

Numune		Kıvam Limitleri							
		Casagrande Metodu				Düşen Koni Metodu			
		w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	ZS	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	ZS
İTÜ kili	S32	100	47	53	MH	106	50.50	55.50	MH
Beyaz kil	S33	124	50	74	MH-CH	121	54	67	MH-CH
Tokat kili	S34	197	47	150	CH	196	46.60	149.40	CH
Kil karışımı	S35	218	50	168	CH	198	55	143	CH
Kil karışımı	S36	338	61.70	276.30	CH	278	63	215	CH
Kil karışımı	S37	369	66	309	CH	318	70	252	CH
Tokat kili	S38	405	68.26	336.74	CH	375	66	309	CH
Bilecik kili	S39	473	60.45	412.55	CH	410	70	340	CH
Bentonit 1	S40	500	46	454	CH	400	67	333	CH

$w_L > 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin hidrometre ve özgül ağırlık deneyleri zeminlerin aşırı şişme davranışı göstermesinden dolayı sağlıklı bir şekilde yapılamamıştır. Çizelge 7'de yer alan zeminlerin plastisite kartındaki konumları Şekil 4'te gösterilmiştir.

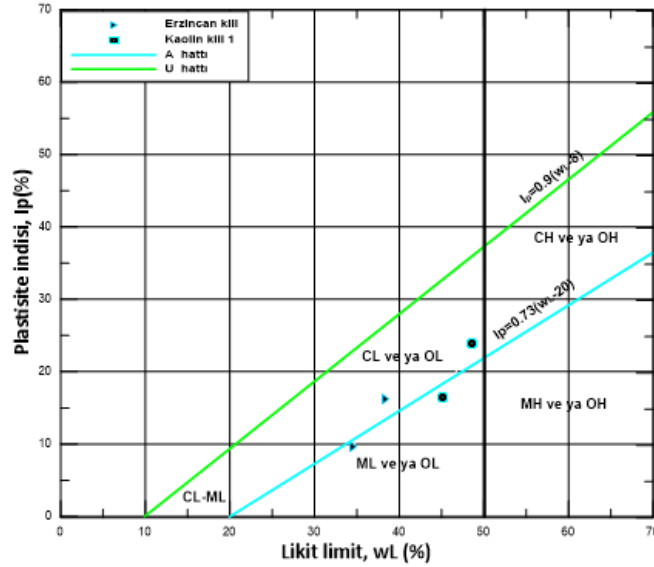


Şekil 4. $w_L > 100$ olan yüksek plastisiteli zeminlerin plastisite kartındaki konumları

3. DENEYSEL VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

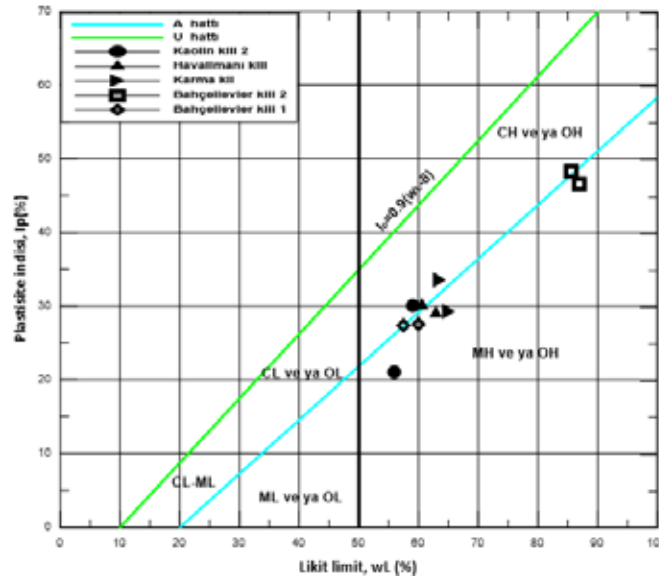
Casagrande aleti ile elle yuvarlama yöntemi ve 30⁰ - 80 gram düşen koni deney aleti ile yapılan deneyler sonucunda farklı endeks özelliklere sahip 10 adet düşük plastisiteli zeminden S9 ve S6 numunelerinin zemin sınıfları farklılık göstermesine rağmen iki zeminin de A hattına oldukça yakın olduğu görülmektedir (Şekil 5). 10 adet düşük plastisiteli zemin için düşen koni ile elde edilen w_L değerlerinin Casagrande metodundan elde edilen w_L değerlerinden daha büyük olduğu; w_P değerlerinin ise elle yuvarlama yöntemine göre elde edilen w_P değerlerinden küçük veya eşit olduğu görülmüştür. %57'si kil olan S9 numunesi için düşen koniden elde edilen sonuçlar tutarlı iken; %26'sı kil olan

S9 için ise Casagrande ve elle yuvarlama yönteminden elde edilen sonuçların daha tutarlı olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Zemin sınıfı farklılık gösteren numunelerin plastisite kartındaki konumları

$w_L < 100$ olan 20 adet yüksek plastisiteli zeminden S14, S16, S19 ve S29 numunelerinin zemin sınıflarının farklı olduğu görülse de S16, S19 ve S29 numunelerinin A hattına oldukça yakın olduğu Şekil 6'dan görülmektedir. $w_L < 100$ olan 20 adet yüksek plastisiteli zemin için Casagrande yöntemine göre elde edilen w_L (%) değerleri düşen koniye göre $\%+7$ ile $\% -1.5$ aralığında; elle yuvarlama yöntemine göre elde edilen w_p (%) değerleri düşen koniden bulunan w_p (%) değerlerine göre $\%+9$ ile $\% -4.30$ aralığında değişiklik göstermektedir.



Şekil 6. Zemin sınıfı farklılık gösteren zeminlerin plastisite kartındaki konumları

Şekil 6'dan anlaşılacağı üzere S16, S19 ve S29 numunelerinin zemin sınıfları farklılık göstermesine rağmen A hattına oldukça yakın konumda bulunmaktadırlar. Kıvam limitlerinde $\%2$ 'lik bir fark, deney yapan kişiye göre bile farklılık gösterebildiği için bu numunelerin zemin sınıflarının farklılık göstermesi göz ardı edilebilir seviyededir. Burada önemli olan $\%65$ kil olduğu bilinen ve 5 defa tekrarlanan Casagrande ve elle yuvarlama yöntemlerine göre belirlenen w_L ve w_p değerlerine göre S14 numunesinin bariz bir şekilde

A hattının altında yer almasıdır. Ancak, S14 numunesi düşen koniden belirlenen w_L ve w_p değerlerine göre A hattının hemen üzerinde yer almakta ve düşen koniden elde edilen kıvam limitleri daha tutarlı olmaktadır.

Çizelge 8'de $w_L > 100$ olan 9 farklı yüksek plastisiteli numunenin, zemin sınıfları her iki deney aleti ile belirlenen sonuçlara göre aynı olarak belirlenmiştir. Ancak, bu zeminlerin w_L değerleri arasında %20'ye varan ciddi farklar bulunmaktadır. Casagrande yöntemine göre elde edilen w_L değerleri tüm numuneler için düşen koniden elde edilen w_L değerlerinden daha büyüktür ve w_L değerleri arttıkça bu fark da artmaktadır. Bentonit numunesi dışındaki numunelerde w_p değerlerinin uyumlu olduğu görülmektedir.

4. SONUÇLAR

Likit limit değerleri %22.50 ile %500 aralığında değişen 39 adet zemin numunesi üzerinde yapılan düşen koni ve Casagrande likit limit deneyleri sonucunda 30^0 ve 80 gram özelliklerine sahip koni ile pratik olarak plastik likit değerinin belirlenebildiği görülmüştür.

39 farklı numune için yapılan likit limit deneyleri değerlendirildiğinde $w_L < 100$ olan numuneler için düşen koniden elde edilen w_L değerleri Casagrande yönteminden elde edilen w_L değerlerinden daha büyüktür. $w_L > 100$ olan zeminlerde ise tam tersi bir durum meydana gelmiştir.

30^0 ve 80 gram özelliklerine sahip düşen koni ile plastik limit değerinin belirlenmesine yönelik yapılan bu çalışmada elle yuvarlama ve düşen koniden elde edilen plastik limit değerlerinin oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Zemin sınıflarında farklılık meydana gelen numunelerde hidrometre deneyinden belirlenen silt ve kil oranlarına göre değerlendirme yapıldığında düşen koni deneyi ile belirlenen kıvam limitlerinin genellikle daha tutarlı sonuçlar verdiği görülmüştür. Düşen koniden elde edilen likit limit ve plastik limit değerleri kullanıcı alışkanlıklarından bağımsızdır ve tek bir deney aleti ile bu değerlerin belirlenebilmesinin uygulamada büyük kolaylık sağlayacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- Ollson, J. (1921), "Metod för undersökning av lerors hallfasthetsegenskaper, tillämpad vid de geotekniska undersökning vid States Jarnvager", Geologiska Förening, Stockholm, Förhandlingar, Vol 43 (5), 502-7.
- Casagrande, A. (1932), "Research on the Atterberg Limits of Soils", Public Roads, Vol 13(8), 121-30 ve 136.
- Koumoto, T., Houlsby, G.T. (2001), "Theory and Practise of the Fall-Cone Test", Geotechnique Vol 51(8), 701-712.
- Wood, D.M., Wroth, C.P. (1978), "The Use of Cone Penetrometer to Determine the Plastic Limit of Soil", Ground Eng., Vol 11(3), 37.
- Gülen, M. (2019), "Yoğrulmuş Killi Zeminlerin Kritik Durum Parametrelerinin Düşen Koni ile Belirlenmesi", Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.



Gülen, M., Kılıç H. (2018), “Yoğrulmuş Killi Zeminlerin Kritik Durum Parametrelerinin Düşen Koni ile Belirlenmesi”, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı, İstanbul Üniversitesi, İstanbul, 321-331.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KOHEZYONSUZ ZEMİNLERDE KONİ PENETRASYONU DENEYİNİN ÖNEMİ

THE IMPORTANCE OF CONE PENETRATION TESTING IN COHESIONLESS SOILS

Mustafa Serdar NALÇAKAN

ABSTRACT

It is very difficult to determine the geotechnical parameters of cohesionless soils. In any Turkic republics where generally silty fine sands govern the soil conditions, site investigations are carried out using the conventional continuous auger drilling and monitoring and disturbed samples are obtained. Standard penetration testing and sampling is not performed in the Turkic republics generally. Geotechnical parameters like internal friction angle, cohesion intercept and modulus of elasticity are calculated by performing laboratory shear tests on the compacted samples under laboratory conditions. Since sampling and preparation of samples are not suitable for testing in-situ conditions, the results will not give the actual soil parameters of the site. Therefore, parameters that are lower than the actual values are recommended by local firms in site investigation reports. Low bearing capacity values are recommended for the design of foundations and as a result, excessive settlements are calculated. Overdesign geotechnical solutions are recommended for these projects. Cone penetration testing are carried out on these sites to compare the recommended geotechnical parameters from the conventional auger drilling and sampling method. Geotechnical parameters that have higher values are calculated from CPT results as compared to the conventional auger drilling and laboratory testing. High bearing capacity and modulus of elasticity values are calculated for these projects, omitting the need for ground improvement and economical solutions could be recommended.

Keywords: Cohesionless Soils, Laboratory Testing, Cone Penetration Tests

ÖZET

Kohezyonsuz siltli kum zeminlerin geoteknik mühendisliği parametrelerini tespit etmek oldukça zordur. Genelde Türkiye Cumhuriyetlerinde siltli kum zeminlerin ağırlıklı olarak gözlemlendiği projelerde zemin araştırmaları yerel firmalar tarafından sürekli burgulu sondaj yöntemiyle yapılmakta ve belirli derinliklerden bozulmuş küçük kutu numuneleri alınarak laboratuvar koşullarında test edilmektedir.



Bu bozulmuş numuneler üzerinde laboratuvar koşullarında direkt kesme deneyleri yapılarak içsel sürtünme açısı, kohezyon değerleri ve elastisite modülü değerleri hesaplanmaktadır. Bu değerler kullanılarak yapılan bir çok mühendislik yapılarında aşırı oturmalar hesaplanmakta, yanlış ve gereksiz geoteknik çözümler üretilebilmektedir. Söz konusu zemin koşullarının hakim olduğu iki farklı projede klasik burgulu zemin etüdlerine ek olarak kesintisiz CPT Koni Penetrasyon deneyleri yapılmış ve zemin profili tanımlanmıştır. Klasik yöntemlerle önerilen geoteknik parametrelerden çok daha yüksek gerçek arazi parametreleri bulunmuştur. Bildiride iki farklı şehirde yapılan klasik yerel firma zemin etüd sonuçları ile CPT koni penetrasyon deney sonuçları mukayese edilecek ve Geoteknik parametreleri karşılaştırılacaktır.

Anahtar kelimeler : Kohezyonsuz Zeminler, Laboratuvar Deneyleri, Koni Penetrasyonu Deneyleri

1. GİRİŞ

Türki Cumhuriyetlerde genellikle çöl iklimlerinin hakim olduğu bölgelerde yapılan bir çok projede zemin yapısının ağırlıklı olarak kohezyonsuz Siltli kum zeminlerden oluştuğu gözlenmiştir. Bu bölgelerde genellikle yerel zemin firmaları doğrudan burgu yöntemi ile sondaj yaparak bozulmuş zemin numuneleri almakta, çıkan zeminlerin gözlemine göre tanımlamalarını yapmakta ve bu numuneler üzerinde laboratuvar koşullarında sıkıştırılmalar yaparak geoteknik parametreler önermektedir. SPT deneyi genellikle bu ülkelerde uygulanmamakta ve kohezyonlu killi zemin koşullarında dahi örselenmemiş numune alınmamaktadır. Alınan örselenmiş numuneler üzerinde laboratuvar koşullarında genellikle kesme kutusu deneyleri yapılarak içsel sürtünme açısı, kohezyon değerleri ve elastisite modülü değerleri hesaplanmaktadır. Önerilen tüm değerler numunelerin örselenmiş olması, laboratuvar koşullarındaki sıkıştırılmaların arazi koşullarına uygun halde yapılamaması ve insan hatalarından dolayı çok düşük çıkmaktadır. Bu değerler kullanılarak yapılan bir çok mühendislik tasarımlarında aşırı oturmalar hesaplanmakta ve yanlış, gereksiz ve ekonomik olmayan geoteknik çözümler üretilerek, genellikle çakma veya fore kazıklı sistemler önerilmektedir. Son yıllarda bu ülkelerde zemin iyileştirmesi olarak jet enjeksiyonu yapılmakta ancak sıkı kohezyonsuz zemin koşullarından dolayı önerilen boy ve çaplardaki jet kolonlar (Jet-1 yöntemi tercih edildiğinde) elde edilememektedir.

Söz konusu zemin koşullarının hakim olduğu iki farklı şehirde yapılan projelerde klasik sürekli burgulu yerel zemin etüd sonuçlarını kontrol etmek amacıyla kesintisiz CPT Koni Penetrasyonu deneyleri yapılmış ve zemin profili eksiksiz ve kesintisiz tanımlanmıştır. Klasik yöntemlerle önerilen geoteknik parametrelerden çok daha yüksek gerçek arazi parametreleri bulunmuştur. CPT deney sonuçları insan hatası olmadan ve arazi jeolojik koşullarındaki zemin parametrelerini daha gerçekçi olarak verdiği için bu projelerde önerilen ekonomik olmayan çözümler (fore kazıklı temeller) iptal edilerek çok basit önlemler ile projeler tamamlanmıştır.

2. KLASİK ZEMİN ETÜDÜ ÇALIŞMALARI

Söz konusu çöl zemin koşullarının hakim olduğu bu projelerde zemin etüd çalışmaları genellikle klasik sondaj makineleri ile burgulu yöntem kullanılarak yapılmakta, çökme olmasına rağmen muhafaza borusu kullanılmadan sürekli burgu yöntemi ile numune çıkarılarak ilerlenmekte ve belirli derinliklerden örselenmiş numune alınarak zemin tanımlanması gerçekleştirilmektedir. Bu yöntemde yüzeye çıkan numuneler küçük kutulara yerleştirilerek laboratuvara götürülmekte ve laboratuvar koşullarında test edilmektedir. Şekil.1 ve Şekil.2.



Şekil.1. Klasik Sürekli Burgu Yöntemi İle Sondaj Yapılması



Şekil.2. Burgulu Sondajdan Bozulmuş Numune Alınması

Genellikle Orta Asya çöl koşullarındaki bu kohezyonsuz zeminler ince siltli kum zeminler olarak gözlenmekte olup içerisinde nadiren ara ve çok ince kil bantları içermektedir. Siltli kum zeminler Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına göre (USCS) büyük çoğunlukla SM-SP (nadiren SC) zemin sınıfına dahil olmaktadır. Kum zeminler içerisindeki ince daneler oranı ise %10 ile %30 mertebesinde değişmektedir. Siltli kum zeminlerin tabii su muhtevası değerleri yeraltı su seviyesinin üzerinde %5-18 arasında, su seviyesinin altında ise %20-30 arasında rapor edilmektedir. Yerel firmalar raporlarında direk kesme kutusu deneylerini kuru ve ıslak koşullar için ayrı ayrı yapmakta ve değerleri rapor etmektedir. Bu tip zemin koşullarının çok sık rastlandığı bölgelerde yüzeyde genelde 1.0-3.5m. kalınlığında çok gevşek kum tabakalarına rastlanmaktadır. Bu zeminler genel olarak lös zeminler olarak tarif edilmekte olup, rüzgar ve atmosferik koşullardan etkilenen zeminler olarak bilinmektedir.

3. KONİ PENETRASYONU DENEYLERİ

Kohezyonsuz zemin koşullarında bozulmamış zemin numunesi alabilmek ve SPT deneyleri yapmak bu ülkelerde uygulanmamaktadır. Kohezyonsuz zemin koşulları için en uygun zemin araştırma çalışması olan kesintisiz CPT koni penetrasyonu deneyleri son yıllarda bu ülkelerde uygulanmaya başlanmıştır. CPT deneylerinde zemin yüzeyden itibaren sürekli takip edilebilmekte ve zemin tabakaları kesintisiz olarak gözlenebilmektedir. CPT deneyi, bir elektronik cihazın (CPT konisi) zemine hidrolik basınç yoluyla 20mm/sn hızla makine kapasitesine (30 MPa) bağlı bir derinliğe indirilmesi sırasında zeminin koni üzerinde oluşturduğu uç ve çevre basınçlarının çok hassas bir şekilde ölçüldüğü bir zemin araştırma yöntemidir. Elektronik ve bilgisayar kontrollü bir yöntemle (her 2.0cm'de bir) elde edilen zemin verileri arazide doğrudan bir bilgisayara alınmakta ve derinliğe göre olarak zemin değişimi grafiksel olarak görülebilmektedir.

Bu zemin verileri numune alınmasına gerek kalmaksızın, insan hatası faktörü olmadan, zemin sınıflaması, taşıma gücü, sıvılaşma ve oturma özellikleri hakkında doğrudan, hassas ve süratli hesaplar yapılmasını sağlamaktadır. Söz konusu proje alanlarında yapılan CPT deneyleri Şekil.3 ve Şekil.4'de verilmektedir.



Şekil.3. CPT , Koni Penetrasyonu Deneyi – Proje Alanı : 1



Şekil.4. CPT, Koni Penetrasyonu Deneyi – Proje Alanı:2

4. ZEMİN YAPISI VE İDEALİZE ZEMİN PROFİLİ

Proje alanı zeminleri ağırlıklı olarak ince Siltli KUM zeminlerden oluşmaktadır. Klasik zemin etüd çalışmaları ve laboratuvar deney sonuçlarına göre idealize edilen ve zemin etüd raporlarında yayınlanan zemin profilleri Proje Alanı-1 ve Proje Alanı-2 için ayrı ayrı aşağıda verilmiştir. Aynı alanlarda yeterli sayıda CPT deneyleri de yaptırılmış ve CPT deneylerinden oluşturulan idealize zemin profilleri de verilmiştir.

4.1. Sürekli Burgulu Sondaj ve Laboratuvar Deneyleri İle İdealize Zemin Yapısı

Proje Alanı – 1

Derinlik, m	İdealize Zemin Profili
0.30 - 1.50	Dolgu Malzeme
1.50 - 2.30/3.30	Gevşek İnce KUM – LÖS
2.30/3.30 - 6.00	Killi KUM ve yer yer Çakıllı Kil-KUM
6.00 - 10.00/15.70	Killi KUM, Kumlu KİL ve Çakıllı KUM (Plastik kil ara seviyeli ve akışkan kum ara geçişli)
10.00/15.70 - 25.00	Az Çakıllı Killi KUM - Kumlu KİL

Yeraltı su seviyesi : 4.80-6.00m.

Proje Alanı – 2

Derinlik, m	İdealize Zemin Profili
0.30 - 2.00/3.55	Gri ve sarı renkli düşük-orta sıkı KUM-LÖS
2.00/3.55 - 16.00	Sarı metal renkli orta sıkı KUM (0.3-1.0m. kalınlıkta kil ara tabakaları içeren)
16.00 - 20.00	Killi KUM ve yer yer çakıllı killi KUM

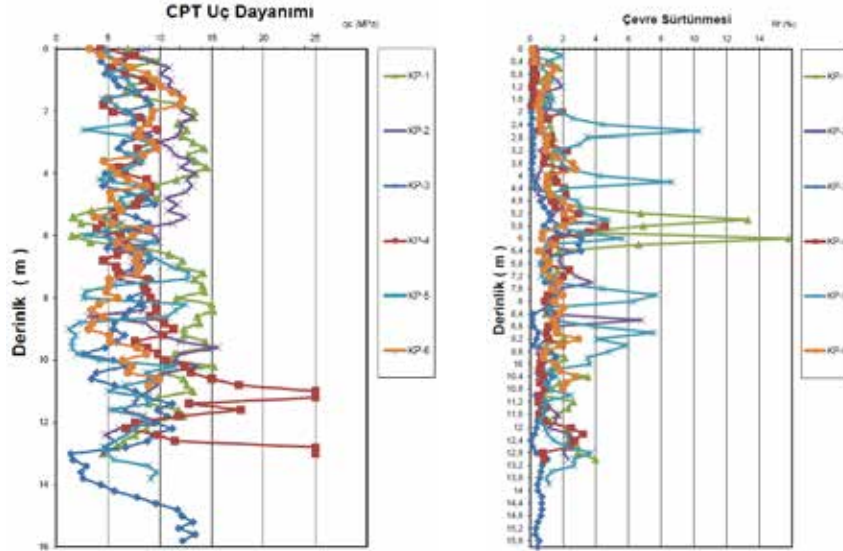
Yeraltı su seviyesi : 1.55-3.65m.

4.2. CPT Deneyleri ile İdealize Zemin Yapısı

Proje Alanı-1'de klasik sondajlar arasında seçilen lokasyonlarda 6 adet CPT koni penetrasyon deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler KSP-1'den KSP-6'ya kadar adlandırılmış ve uç ile çevre sürtünmesi dayanım grafikleri Şekil.5.de verilmiştir. Benzer çalışmalar Proje Alanı -2 içinde yapılmış olup bu alanda 15 adet CPT deneyi yapılmıştır. CPT deneyleri CPT-1'den CPT-15'e kadar adlandırılmış olup uç ve çevre sürtünmesi dayanımları Şekil.6.da verilmiştir.

CPT profillerinden zemin tanımlamaları Robertson (1986), Douglas ve Olson (1981), Robertson ve Wride (1998) referansları kullanılarak çıkarılmış ve idealize zemin profilleri her alan için detaylı bir şekilde çalışılmış ve aşağıda Tablolarda verilmiştir.

Proje Alanı-1



Şekil.5. Proje Alanı -1 , CPT Deney Profilleri

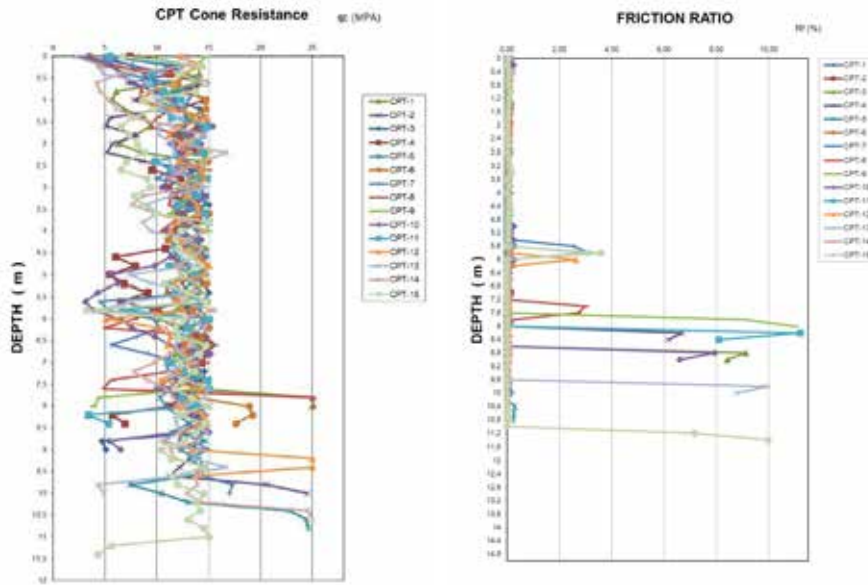
Proje Alanı -1 zemin yapısı CPT sonuçlarına göre idealize edilmiş ve idealize zemin profili Tablo.1.de verilmiştir.

Tablo.1. Proje Alanı-1 CPT Sonuçlarına Göre İdealize Zemin Profili

Derinlik , m	Ortalama Uç Dayanımı, qc (MPa)	Sürtünme Oranı, Rf (%)	Zemin Profili
0.00-4.00	10.0	0.04 - 10.35	Kum
4.00-6.00	5.0	0.15 - 15.80	Siltli Kil-Killi Siltli KUM
6.00-12.00	7.0	0.38 - 15.80	Siltli KUM
12.00-16.0m.	>30.0	0.16 - 3.73	Kum-Çakıllı KUM

1.nolu proje alanında yapılan sürekli burgulu sondaj yöntemi ile CPT deney sonuçlarına göre tariflenen zemin yapısı mukayese edildiğinde en önemli fark CPT deneylerinde 12-16m. derinlikten sonra 30MPa uç kapasitesi olan CPT deneylerinin devam ettirilemediği ve zeminin bu derinlikten sonra çok sıkı kohezyonsuz kum ve çakıllı zeminlerden oluştuğudur. Ayrıca Kısım 5'de açıklanacak klasik sondaj ve laboratuvar deneyleri yöntemi kullanılarak önerilen Geoteknik parametrelerin 12.0-16.0m derinliklerden sonra dahi çok düşük olduğu ve 25.0m. derinliklere kadar devam ettiğinin belirtilmesidir. Oysa proje alanı-1 zeminleri genellikle 12.0m. derinlikten sonra çok sıktır.

Proje Alanı -2



Şekil.6. Proje Alanı -2, CPT Deney Profilleri

Proje Alanı -2 zemin yapısı CPT sonuçlarına göre idealize edilmiş ve idealize zemin profili Tablo.2’de verilmiştir.

Tablo.2. Proje Alanı-2 CPT Sonuçlarına Göre İdealize Zemin Profili

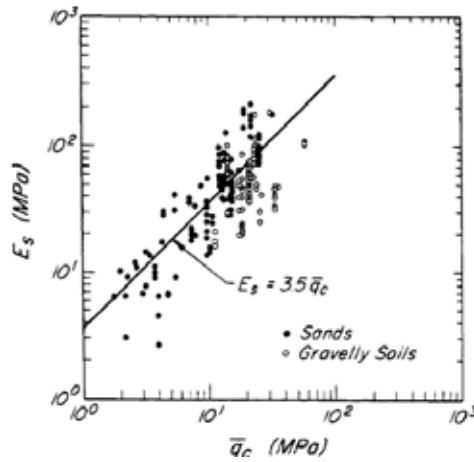
Derinlik, m	Ortalama Uç Dayanımı, qc (MPa)	Sürtünme Oranı, RF (%)	Zemin Profili
0.00-1.00	6.0	0.02 - 0.28	Siltli KUM-Löss
1.00-6.00	11.0	0.02 - 3.59	KUM
6.00-7.00	9.0	0.01 - 0.24	Siltli KUM
7.00-8.00	11.0	0.02 - 11.00	KUM
8.00-9.00	12.0	0.01 - 9.13	Siltli KUM
9.00-11.00	11.0	0.01 - 9.98	KUM
>11.00m.	>25.0	7.16 - 9.98	Siltli KUM-KUM

2.nolu proje alanında yapılan sürekli burgulu sondaj yöntemi ile CPT sonuçlarına göre tariflenen zemin yapısı mukayese edildiğinde en önemli fark CPT deneylerinde 11m. derinlikten sonra 30MPa uç kapasitesi olan CPT deneylerinin devam ettirilemediği ve zeminin bu derinlikten sonra çok sıkı kohezyonsuz zeminlerden oluştuğudur. Burgulu sondaj yöntemi ile yapılan tarfilerde zeminde çok fazla killi seviyelerden bahsedilmektedir. Oysa CPT deneylerinde gözlenen zemin yapısı temiz KUM zeminlerdir. Ayrıca Kısım 5’de açıklanacak klasik sondaj ve laboratuvar deneyleri yöntemi kullanılarak önerilen Geoteknik parametrelerin 11.0m derinliklerden sonra dahi çok düşük olduğu ve 20.0m. derinliklere kadar devam ettiğidir. Oysa Proje Alanı-2 zeminleri 11.0m. derinlikten sonra çok sıkıdır.

5. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ PARAMETRELERİ

Sürekli burgulu zemin tanımlama ve laboratuvar deneyleri ile tespit edilen ve önerilen geoteknik parametreler, CPT koni penetrasyon deney sonuçları ile hesaplan değerler ile mukayese edilirken aşağıdaki referanslar kullanılmıştır. İçsel sürtünme açısı değerinde Meyerhof (1974, 1976)'da önerilen $\phi = 29 + q_c^{0.5}$ yaklaşımı tercih edilerek hesaplanmıştır. Meyerhof (1974, 1976), hesaplanan içsel sürtünme açısı değerinin ince taneli zeminlerde 5° azaltılmasını, çakıllı zeminlerde ise 5° artırılmasını önermektedir.

Elastisite modülü değerinin hesaplanmasında ise Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) tarafından önerilen $E_s = 3.5q_c$ yaklaşımı tercih edilmiştir. Bu değer kumlu zeminler için önerilen bir değerdir ve Şekil.7'de yaklaşım grafiği gösterilmiştir.



Şekil.7. Elastisite Modülü- CPT Uç Dayanımı İlişkisi , Terzaghi, Peck ve Mesri (1996)

Geoteknik mühendisliği açısından en önemli parametrelerden olan elastisite modülü ve İçsel sürtünme açısı değerleri Proje Alanı-1 için Tablo 3'de, Proje Alanı-2 için ise Tablo 4'de laboratuvar ve CPT sonuçlarından mukayese edilerek verilmiştir.

Tablo.3 Proje Alanı -1 İdealize Zeminleri
İçsel Sürtünme Açısı ve Elastisite Modülü Değerleri Mukayese Tablosu

Derinlik	Elastisite Modülüsü (E, kPa)		İçsel Sürtünme Açısı, $\phi(^{\circ})$		
	CPT	Laboratuvar	CPT	Laboratuvar (Kuru / Yaş)	
0.00-4.00	35.000	5000	27.0	24	19
4.00-6.00	17.500	7800	26.0	-	19 - 20
6.00-12.00	24.500	12500	27.0	-	21 - 25
12.00-16.00	105.000	32000	34.4	-	32-34
>16.00	-	32000-48000	-	-	30 -33

Tablo 4. Proje Alanı -2 İdealize Zeminleri
İçsel Sürtünme Açısı ve Elastisite Modülü Değerleri Mukayese Tablosu

Derinlik, m	Elastisite Modülü (E, kPa)		İçsel Sürtünme Açısı, $\phi(^{\circ})$		
	CPT	Laboratuvar	CPT	Laboratuvar (Kuru / Yaş)	
0.00-1.00	21000	13400	31.5	25	23
1.00-6.00	38500	13400	32.3	-	23
6.00-7.00	31500	9793	32.0	-	21
7.00-8.00	38500	14860	32.3	-	22.6
8.00-9.00	42000	13887	32.4		21.8
9.00-11.00	38500	42000	32.3		33
11.00	87500	42000	34.0	-	33
11.00-20.00	-	38500-42000	-	-	30-32

Tablo 2 ve Tablo 3'te önerilen değerler kullanılarak proje alanı zeminlerin üst yapı yükleri ve boyutlarına bağlı olarak taşıma kapasitesi ve oturma hesapları yapılmaktadır. Sadece laboratuvar deney sonuçlarına bağlı olarak önerilen yerel zemin etüdü raporu verileri elastisite modülü ve içsel sürtünme açısı değerleri kullanıldığında genellikle çok ciddi oturma problemleri ortaya çıkmakta ve ciddi zemin iyileştirme projeleri ile kazıklı temel projeleri hazırlanmaktadır.

Tablo 2. ve Tablo 3'te CPT deneyleri incelendiğine ise 11.00 ve 12.00-16.00m'den sonra çok sıkı zeminlerin yer aldığı ve CPT deneylerinde ilerleme dahi söz konusu olamadığı anlaşılmaktadır. Oysa klasik zemin etüd sondaj ve laboratuvar verileri kullanıldığında zeminler 20.0m hatta 25.0m derinliğe kadar problemlili zemin olarak görülmekte ve çok ciddi boylarda kazık veya jetler ile zemin iyileştirmeleri önerilmektedir.

CPT deneylerinin kohezyonsuz zeminlerdeki önemi buradan rahatlıkla görülebilmektedir. Hem zemin yapısı kesintisiz ve sürekli olarak gözlemlenebilmekte hem de geoteknik parametreler açısından gerçekçi değerler elde edilebilmektedir.

İncelenen iki farklı proje alanında yerel firmalarca yapılan klasik burgulu zemin tanımlama ve laboratuvar deneyleri göz önüne alındığında fore kazıklı temeller çözümüne gidilmiştir. Oysa aynı alanda CPT deneyleri yapıldıktan sonra kazıklı temellere gerek olmadığı tespit edilmiş ve çoğu yapıda önlem alınmadan radye temeller uygulanmıştır. Oturma kriterlerinin 25mm'yi geçmemesi istenen bazı yapılarda ise çok kısa L=6.0m-9.0m. jet kolonlar (JET-2 yöntemi uygulanarak) uygulanarak ekonomik ve hızlı çözümler üretilmiştir.



6. SONUÇLAR

Kohezyonsuz siltli kum zeminlerin geoteknik mühendisliği parametrelerini tespit etmek için en uygun zemin araştırma yöntemi saha kesintisiz CPT deneyleri yapmaktadır. Yurtdışında genelde Türki Cumhuriyetlerinde kohezyonsuz zeminlerin ağırlıklı olarak gözlemlendiği çöl iklimi etkin olan bölgelerde zemin araştırmaları yerel firmalar tarafından sürekli burgulu sondaj gözlem yöntemiyle yapılmakta ve belirli derinliklerden örselenmiş kutu numuneleri alınarak laboratuvar koşullarında test edilmektedir. Bu örselenmiş numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde bulunan geoteknik parametreler içsel sürtünme açısı, kohezyon ve elastisite modülü değerleri olup gerçek değerlerinden oldukça düşük değerler rapor edilmektedir. Bu değerler kullanılarak yapılan bir çok geoteknik mühendisliği çözümlerinde aşırı oturmalar hesaplanmakta ve yanlış ve gereksiz geoteknik çözümler üretilebilmektedir.

Bu çalışmada CPT deneyleri ile zemin yapısı mukayese edilen iki farklı proje alanının değerlendirmesi yapılmıştır. CPT deneylerinden kohezyonsuz Siltli KUM zeminler için elde edilen geoteknik parametreler, burgulu zeminden örselenmiş numune alınıp laboratuvar koşullarında sıkıştırılarak örselenmemiş numune haline getirilerek test edilen değerlerden yüksek ve gerçekçi çıkmıştır. Yerel firmalarca yapılan klasik sürekli burgulu zemin tanımlama ve laboratuvar deneyleri göz önüne alındığında yapılarda taşıma kapasitesi ve özellikle oturma problemleri gözlemlendiğinden Fore kazıklı temeller yapılması önerilmiştir. Oysa aynı alanlarda CPT, koni penetrasyon deneyleri yapıldıktan sonra kazıklı temellere gerek olmadığı tespit edilmiş ve çoğu yapıda önlem alınmadan radye temeller ile yapılar yapılmıştır.

KAYNAKLAR

- Baldi G, Bellotti R, Ghiona V, Jamiolkowski M ve Pasqualini E. (1982), “ Design parameters for sand from CPT”. Proc. 2nd European Symp. on Penetration Test, ESOPT, Amsterdam, 452-32,
- Baldi G, Bellotti R, Ghiona V, Jamiolkowski M and Lo Presti DFS. (1989) “Modulus of sand from CPTs and DMTs”. Proceeding of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Jenerio, 1, 165-170
- Douglas, B.J ve Olsen, R.S (1981), “ Soil Class. Using Electric Cone Penetrometer, Cone Penet. Test. and Exp., Proc. of the ASCE National Con. St. Louis, 209-27
- Meyerhof, G.G. (1974), “Penetration testing outside Europe”, General report at the Euro. Symp. on Penetration Test.,Stockholm, 2.1, 40-8, Balkema Pub. Rotterdam
- Meyerhof, G.G. (1976), “ Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations”, 11th Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102, 197-228
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996) “ Soil Mechanics in Engineering Practice”, 3rd Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Rix G.J ve K.H.Stoke (1992), “ Correlation of Initial Tangent Modulus and Cone Resistance” Proc.of Int.Symp.on Calibration Chamner Testing: 351-362
- Robertson, Lunne, Powel (1997), “Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice” Blackie Academic and Professional, an imprint of Chapman & Hall, London



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ADR (AMPLITUDE DOMAIN REFLECTOMETRY) YÖNTEMİ İLE ZEMİN KURU YOĞUNLUKLARI VE SU İÇERİKLERİNİN BELİRLENEBİLİRLİĞİ

ESTIMATION OF DRY DENSITY AND WATER CONTENT OF SOILS
WITH ADR (AMPLITUDE DOMAIN REFLECTOMETRY) METHOD

Cüneyt YILMAZ¹

Sami ARSOY²

ABSTRACT

There are many studies to determine soil water content and dry density. One of them is the ADR (Amplitude Domain Reflectometry) method, based on the electromagnetic principles, and more specifically, the dielectric constant, which is determined by measuring the amplitude of the electromagnetic wave travelling through the soil with different density and water content. Soil dielectric constant measurement with ADR method and related water content determination studies are available in the literature. However, studies are needed to estimate the soil density. In this study, dielectric constants of soils were determined depending on the measured amplitude differences. A linear relationship was established between the determined dielectric constant and the volumetric water contents obtained conventionally (based on drying). A second order relation was determined between dry density and the square root of the dielectric constant of soils.

In the scope of this study, a uniform sand (SP) and a low plasticity clay (CL) and several of their mixtures were used, and the measurements were made in the laboratory. Soil-specific calibrations were obtained following the measurements with the ADR probe. Subsequently, the usefulness of the calibration process was evaluated. This study has shown that more realistic predictions were achieved for sandy soils. It was also observed that prediction errors increased gradually as the clay percentage increased.

Key words: Water content, dry density, dielectric constant, ADR probe.

ÖZET

Zemin su içeriğinin ve kuru yoğunluğunun belirlenmesine yönelik yapılan bir çok çalışma mevcuttur. Bunlardan biri de elektromanyetik prensiplere göre ölçüm yöntemlerine dayalı, daha özelinde ise farklı sıklık ve su içeriğindeki zeminlerin dielektrik sabitlerinin belirlenmesine bağlı olarak, elektromanyetik dalgaının genliğini ölçerek dielektrik sabitini

¹ Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, cuneyt001@yahoo.com

² Prof.Dr., Kocaeli Üniversitesi, samiarsoy@yahoo.com

tahmin eden ADR yöntemidir. ADR yöntemi ile zemin dielektrik katsayısının ölçümü ve buna bağlı olarak su içeriğinin belirlenmesine yönelik çalışmalar literatürde mevcuttur. Ancak zemin yoğunluğunun belirlenmesine yönelik çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Çalışmada, ölçülen genlik farklarına bağlı olarak zeminlerin dielektrik sabitleri belirlenmiştir. Belirlenen dielektrik sabitleri ile geleneksel (kurutma esasına dayalı) olarak elde edilen hacimsel su içerikleri arasında lineer ilişki kurulmuştur. Kuru yoğunluklar arasında ise ikinci dereceden bir ilişki belirlenmiştir.

Çalışma kapsamında laboratuvarında üniform kum ve düşük plastisiteli kil üzerinde çalışmalar yapılmıştır. Ölçümler zeminlerin doğrudan kendileri ve belirli oranda karışımları hazırlanarak elde edilen numuneler üzerinde yapılmıştır. ADR probu ile ölçümler alınarak zeminlere özgü kalibrasyon katsayıları belirlenmiştir. Daha sonra ise aynı zeminlerde hazırlanan farklı numuneler üzerinde geliştirilen kalibrasyon bağıntılarının işe yararlılığı kontrol edilmiştir. Çalışmanın sonucunda kumlu zeminlerde daha gerçeğe yakın sonuçlar bulunurken, kil yüzdesi arttıkça değerlerin bir miktar gerçeğe uzaklaştığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Su içeriği, kuru yoğunluk, dielektrik sabiti, ADR probu

1. GİRİŞ

ADR yöntemi, zeminin dielektrik sabitinin (yalıtkanlık sabitinin) ölçülmesine dayanan elektriksel bir yöntemdir. Dielektrik katsayısı, bir malzemenin üzerinde yük depolayabilme yeteneğini ölçmeye yarayan katsayıdır. Başka bir ifadeyle, bir elektriksel alanın etkilerinin veya yalıtkan bir ortam tarafından nasıl etkilendiğinin ölçümüdür. Bir ortamın dielektrik sabiti, ortamdaki birim yük başına, elektrik alanının ne kadar oluştuğudur (Harrop, 1972).

Zemin, hava, su ve zemin partiküllerinin bileşiminden oluşan kompozit bir malzemedir. Suyun dielektrik sabiti yaklaşık 80 civarında olup, hava (yaklaşık 1) ve zemin danelerinden (yaklaşık 4) oldukça büyüktür. Elektriksel yöntemler, suyun dielektrik sabitinin önemli ölçüde büyük olmasına bağlı olarak geliştirilmiştir (Gaskin ve Miller, 1996). Kompozit bir yapı olan zeminin dielektrik sabiti, elektriksel iletkenliği ve su içeriğine bağlıdır.

ADR yöntemi ile zeminlerin dielektrik özelliklerine bağlı olarak su içeriğinin tespit edilmesine yönelik çalışmalar literatürde mevcuttur. Kargas ve Kerkides (2009), Theta Prob kullanarak, farklı su dağılımlarına sahip zeminlerin hacimsel su içeriklerini belirlemeye çalışmışlardır. Arsoy ve diğ. (2013), ADR yöntemi ile zeminlere özgü kalibrasyon katsayıları geliştirerek, zeminlerin su içeriklerini belirleme konusunda çalışmalar yapmışlardır. Zemin su içeriğinin belirlenmesinin aksine, zeminlerin yoğunluklarının belirlenmesine yönelik çalışmalar, literatürde yok denecek kadar azdır.

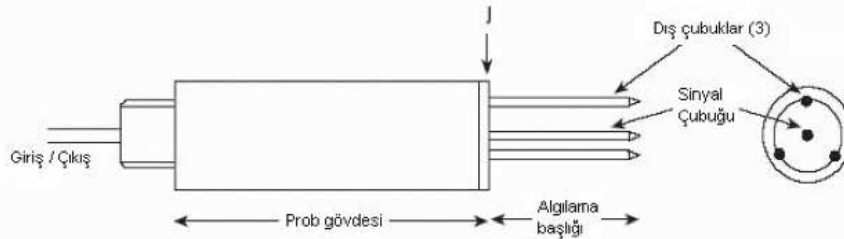
Çalışma kapsamında ADR yöntemi ile ölçümler yapılarak, zeminlerin dielektrik katsayıları tespit edilmiştir. Buna bağlı olarak zeminlere özgü kalibrasyon katsayıları üretilerek, zeminlerin su içeriklerinin ve kuru yoğunluklarının belirlenmesine yönelik ampirik bir bağıntı elde edilmiştir.

Çalışma kapsamında 1 adet kum ve 1 adet kil numunesi kullanılmıştır. Bu iki zemin, belirli oranlarda karıştırılarak ölçüm yapılacak numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler farklı su içeriği değerlerinde ve standart proktor enerjisinde hacmi bilinen kaplarda sıkıştırılmış ve ADR probu (Theta prob) ile ölçümler yapılmıştır. Ölçümler sonucunda

zeminlere özgü kalibrasyon katsayıları geliştirilmiştir. Daha sonra aynı numuneler yine farklı su içeriklerinde ve standart proktor enerjisinde sıkıştırılarak, yine ADR probu ile ölçümler alınarak, kalibrasyon katsayıları yardımı ile zeminlerin su içerikleri ve kuru yoğunlukları tahmin edilmeye çalışılmıştır. Sonuçlar, geleneksel yöntem olarak adlandırılan etüv de kurutma yöntemi ile bulunan gerçek değerler ile kıyaslanmıştır.

2. ADR PROBU (THETA PROB – ML2X)

ADR Probu (Theta Prob-ML2x), bir giriş ve çıkış kablosu, su yalıtım muhafazası ve bir algılama başlığından oluşur. Muhafaza bir osilatör ve ölçüm döngüsü içerir. Algılama başlığı, 60mm uzunluğunda ve 26mm çapındaki bir radyal aralık ile 3mm çapında dört bilye paslanmaz çelik çubuk dizisine sahiptir. Dıştaki üç çubuk, merkez çubuğun etrafındaki elektriksel bir kalkan görevi görür. Şekil 1’ de Theta Prob’ un kesiti görülmektedir.



Şekil1. Theta Prob – ML2x kesiti

Prob 100MHz’ lik sinüsoidal bir sinyal üretir ve bu sinyal, prob içindeki iletim hattından metal çubuklara ve onlar aracılığı ile de zemine iletilir. Üretilen dalda, probun sonunda bir empedans (direnç) ile karşılaştığı için geri yansır. Yansıyan sinyal ile başlangıç sinyalinin bileşmesinden dolayı iletim hattı boyunca voltaj genliğinde değişim gözlemlenir. İletim hattının başlangıcında üretilen sinyalin voltajı (V_0) ve iletim hattı prob kesitindeki pik voltaj (V_j) sinüs dalgası şeklindedir ve bu iki nokta arasındaki genlik farkı (V) aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$V = V_j - V_0 = 2a\rho \quad (1)$$

Bu ifadedeki a değeri sinüs dalgasındaki pik genlik, ρ ise yansıma katsayısı olarak ifade edilir. Bu genlik farkı ölçülerek, zeminlerin dielektrik sabitinin değerlendirilmesine izin verilmektedir. Mevcut prob için bu değerlendirme üçüncü dereceden bir ilişki olarak aşağıdaki gibi ortaya konmuştur. (Gaskin ve Miller, 1996).

$$\sqrt{\epsilon} = 4,70V^3 - 6,40V^2 + 6,40V + 1,07 \quad (2)$$

Whalley (1993), White, Knight, Zeggelin ve Topp (1994), zeminlerin hacimsel su içeriği (θ) ile dielektrik sabitinin karekökü ($\sqrt{\epsilon}$) arasında aşağıdaki gibi ifade edilen lineer bir ilişki olduğunu belirlemişlerdir.

$$\sqrt{\epsilon} = a_1\theta + a_0 \quad (3)$$

a_1 ve a_0 değerleri zemine özgü kalibrasyon katsayılarıdır. Buradaki a_0 değeri, kuru zeminde alınan ölçüm sonucunda elde edilen dielektrik sabiti olduğu için $a_0 = \sqrt{\epsilon_0}$ şeklinde ifade edilebilir. Diğer sabit olan a_1 değeri ise, ıslak zemin örneklerinden alınan ölçümlere bağlı olarak bulunur.

3. ELEKTRİKSEL İLETKENLİK

Zeminlerin elektriksel iletkenlikleri (σ_a), hem hacimsel su içeriğine (θ) hem de zemin boşluklarındaki suyun iletkenliğine (σ_p) bağlıdır. Bu ilişki zemin dielektriği (ϵ) ile, zemin boşluklarındaki suyun dielektriği (ϵ_p) ve hacimsel su içeriği (θ) arasındaki ilişkiye çok benzemektedir (Nayfors ve Vainikainen, 1989). Hilhorst (2000), suyun elektriksel iletkenliği ile zeminin elektriksel iletkenliği ve dielektrik sabitlerine bağlı olarak teorik esaslı lineer bir ilişkinin olduğu gösterilmiştir. Bu ilişki aşağıdaki gibidir.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_p}{\epsilon_p} (\epsilon - \epsilon_0) \quad (4)$$

Buradaki ϵ_0 değeri, bir önceki bölümde bahsi geçen kuru zemin için ölçülmüş dielektrik sabitine bağlı olarak hesaplanmış a_0 kalibrasyon katsayısının karesine karşılık gelecektir. Suyun dielektrik sabiti ve elektriksel iletkenliği sabit olacağı için, ifadenin ($\epsilon - a_0^2$) bağlı olan kısmı, zeminin tür ve hacimsel su içeriklerine bağlı olarak farklılık gösterecektir.

4. METARYAL VE METOT

Çalışmanın amacı, ADR yöntemi ile zeminlerin gravimetrik su içeriği (w) ve kuru yoğunluklarını (ρ_k) elde etmektir. Bunun için aşağıdaki gibi bir işlem adımı uygulanmıştır.

- Hem kum, hem de kil zemin numuneleri seçilmiştir.
- Numuneler farklı su içeriklerinde ve standart proktor enerjisinde sıkıştırılmıştır. Ölçümler alınarak, hacimsel su içeriğini belirlemek amacı ile zeminlere özgü kalibrasyon çalışmaları yapılmıştır.
- Bir önceki adımda alınan ölçümler yardımı ile, kuru yoğunlukları belirlemek için zeminlere özgü kalibrasyon çalışmaları yapılmıştır.
- Test numuneleri hazırlanarak, ADR probu ile Voltaj ölçümleri yapılarak, zemine özgü kalibrasyon katsayıları yardımıyla hacimsel su içeriği ve kuru yoğunluk değerleri tahmin edilmiştir. Hacimsel su içeriği ve kuru yoğunluk değerlerine bağlı olarak, gravimetrik su içerikleri bulunmuştur.
- Etüvde kurutma yöntemine bağlı olarak elde edilen gerçek değerler ile ADR probu ile tahmin edilen değerler kıyaslanmıştır.

Şekil 2.' de deney esnasında yapılan ölçüm görülmektedir.



Şekil 2. Theta Prob ile ADR için Ölçüm Alımı

4.1. Zemin Numunelerinin Seçimi

Zeminlerin su içeriklerini ve kuru yoğunluklarını belirlemek amacı ile 1 adet kum ve 1 adet kil numunesi kullanılmıştır. Kullanılan zeminler ASTM sınıflandırma sistemine göre SP (Üniform kum) ve CL(Düşük plastisiteli kil) olarak adlandırılmaktadır.

Çalışma sadece bu iki zemin üzerinde değil, bunların ağırlıkça belirli oranlarda karışımları yapılarak hazırlanan zeminler üzerinde de yapılmıştır. Deneyler %100 kum, %75 kum + %25 kil, %50 kum + %50 kil, %25 kum + %75 kil karışımları ve %100 kil numunesi üzerinde yapılmıştır.

4.2. Hacimsel Su İçeriği için Kalibrasyon Çalışmaları

Theta prob ile hazırlanan numunelerden voltaj genlikleri (V) ölçülerek, denklem (2) yardımıyla zeminlerin $\sqrt{\varepsilon}$ değerleri hesaplanmıştır. Gerçek değerler olarak adlandırılan etüvde kurutma yöntemi ile numunelerin gravimetrik su içeriği (w) ve kuru yoğunluk (ρ_k) değerleri bulunmuştur. Aşağıda verilen denklem yardımı ile hacimsel su içerikleri bulunmuştur.

$$\theta = w \frac{\rho_k}{\rho_w} \quad (5)$$

Burada ρ_w , suyun yoğunluğudur.

Ölçülen $\sqrt{\varepsilon}$ ile denklem (5) ile hesaplanan θ arasında denklem (3)' de verilen $\sqrt{\varepsilon} = a_1\theta + a_0$ ifadesi elde edilmiştir. Böylelikle her bir zemin için kalibrasyon katsayıları

bulunmuştur. Şekil 3a' da grafik olarak bu ilişki gösterilmiştir. Aşağıda verilen Tablo 1' de ise kalibrasyon katsayıları ve korelasyon katsayıları verilmiştir.

Tablo 1. Zeminlerin Kalibrasyon Katsayıları

Zemin	Hacimsel Su İçeriği		
	a_0	a_1	R^2
%100kum	1,8589	0,0790	0,996
%75kum+%25kil	2,0093	0,0795	0,989
%50kum+%50kil	2,1394	0,0837	0,974
%25kum+%75kil	2,2304	0,0755	0,959
%100kil	2,2265	0,0833	0,957

4.3. Kuru Yoğunluk için Kalibrasyon Çalışmaları

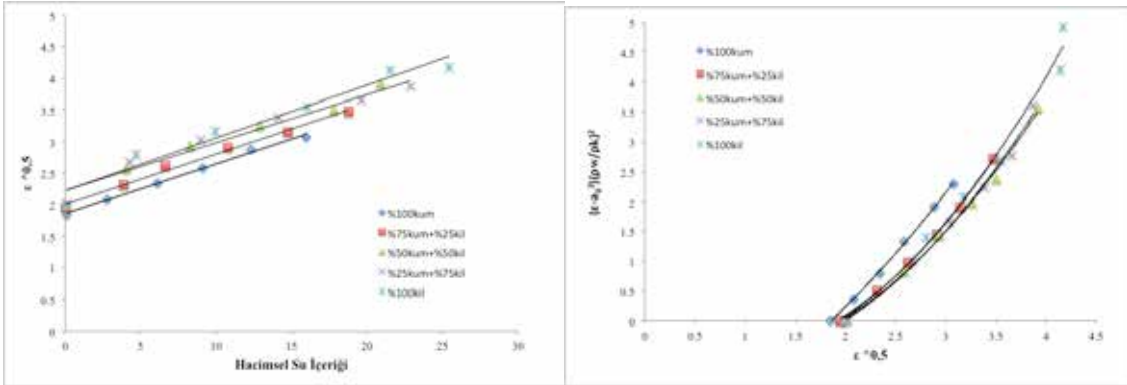
Denklem (4) de verilen ifade de su için (σ_p/ε_p) oranı sabit olduğundan, zemin türüne bağlı olarak ($\varepsilon - a_0^2$) ifadesinin değişken olacağı belirtilmişti. Bu değişkenliğin hacimsel su içeriği (θ) ile de ilişkili olduğu da söylenmişti. Denklem (5) de ise hacimsel su içeriği ile $\frac{\rho_k}{\rho_w}$ ifadesi arasındaki ilişki görülmektedir.

Bu durumda $\sqrt{\varepsilon}$ değeri hacimsel su içeriğine bağlı olarak $\frac{\rho_k}{\rho_w}$ ifadesi ile ilişki olduğuna göre, ε değeri gravimetrik su içeriğine bağlı olarak $(\rho_w/\rho_k)^2$ ile ilişkilendirilebilir. Ayrıca hacimsel su içeriği ($\varepsilon - a_0^2$) ifadesi ile ilişkili olduğuna göre, gravimetrik su içeriği ise $(\varepsilon - a_0^2)(\rho_w/\rho_k)^2$ ile ilişkilendirilebilir. Çalışmada, zeminlerin $\sqrt{\varepsilon}$ değerleri ölçüldüğü için, ölçülen bu değerleri ile $(\varepsilon - a_0^2)(\rho_w/\rho_k)^2$ değerleri arasında korelasyon kurulmuştur.

Hacimsel su içeriği kalibrasyon çalışmaları aşamasında ölçülen voltaj genlikleri ve hesaplanan dielektrik sabitleri kullanılmıştır. Etüvde kurutma yöntemi ile bulunan kuru yoğunluk değerleri de kullanılarak değerleri $(\varepsilon - a_0^2)(\rho_w/\rho_k)^2$ hesaplanmıştır. Daha sonra, $\sqrt{\varepsilon}$ değeri ile $(\varepsilon - a_0^2)(\rho_w/\rho_k)^2$ değerleri grafik edilerek, bu iki değer arasında zemin türlerine bağlı olarak derecesi değişkenlik gösterebilecek bir polinom bulunur. X ekseninde $\sqrt{\varepsilon}$ değerleri, Y ekseninde $(\varepsilon - a_0^2)(\rho_w/\rho_k)^2$ değerleri olmak üzere elde edilecek polinom

$$y = c_n x^n + c_{n-1} x^{n-1} + \dots + c_1 x + c_0 \quad (6)$$

şeklinde olacaktır. Buradaki c değerleri, zeminlere özgü kalibrasyon katsayılarıdır. Denklem (6)' da verilen bu ifadeye transfer fonksiyonu denmiştir ve bu çalışma kapsamında ikinci dereceden polinom olarak sunulmuştur. Şekil 3b' de kuru yoğunluk için elde edilen transfer fonksiyonları görülmektedir. Tablo 2' de ise kalibrasyon katsayıları ve korelasyon katsayısı verilmiştir.



Şekil 3(a). Hacimsel Su İçeriği Kalibrasyon (b).Kuru Yoğunluk için Kalibrasyon Grafikleri

Tablo 2. Zeminlerin Kalibrasyon Katsayıları

Zemin	Kuru Yoğunluk			
	c_2	c_1	c_0	R^2
%100kum	0,2299	0,7668	-2,2192	0,999
%75kum+%25kil	0,4479	-0,6778	-0,3529	0,999
%50kum+%50kil	0,3670	-0,3622	-0,7134	0,996
%25kum+%75kil	0,3908	-0,4449	-0,6727	0,992
%100kil	0,4183	-0,4913	-0,6346	0,985

4.4. ADR Yöntemi ile Hacimsel Su İçeriğinin Hesaplanması

Tıpkı kalibrasyon numunelerinde olduğu gibi, hacmi bilinen kalıplarda farklı su içeriklerinde hazırlanan numuneler standart kompaksiyon enerjisinde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan bu numuneler üzerinde Theta prob ile voltaj (V) ölçümleri alınarak $\sqrt{\epsilon}$ değerleri hesaplanmıştır. Zeminlere özgü bulunan a_1 ve a_0 kalibrasyon katsayıları ve denklem (3) yardımıyla, zeminlerin hacimsel su içerikleri (θ) hesaplanmıştır.

4.5. ADR Yöntemi ile Kuru Younluğun Hesaplanması

Test numunelerinden elde edilen değerleri ve kalibrasyon katsayıları c_2 , c_1 ve c_0 değerleri de kullanılarak transfer fonksiyonları oluşturulmuştur. Aşağıda verilen ifade yardımı ile zeminlerin kuru yoğunlukları belirlenmiştir.

$$\rho_k = \rho_w \sqrt{\frac{(\epsilon - a_0^2)}{c_n x^n + c_{n-1} x^{n-1} + \dots + c_1 x + c_0}} \quad (7)$$

4.6. ADR Yöntemi ile Gravimetrik Su İçeriğinin Hesaplanması

Hacimsel su içeriği ile gravimetrik su içeriği arasındaki ilişki denklem (5)' te verilmişti. Bu ifade düzenlendiği zaman gravimetrik su içeriği aşağıdaki gibi olacaktır.

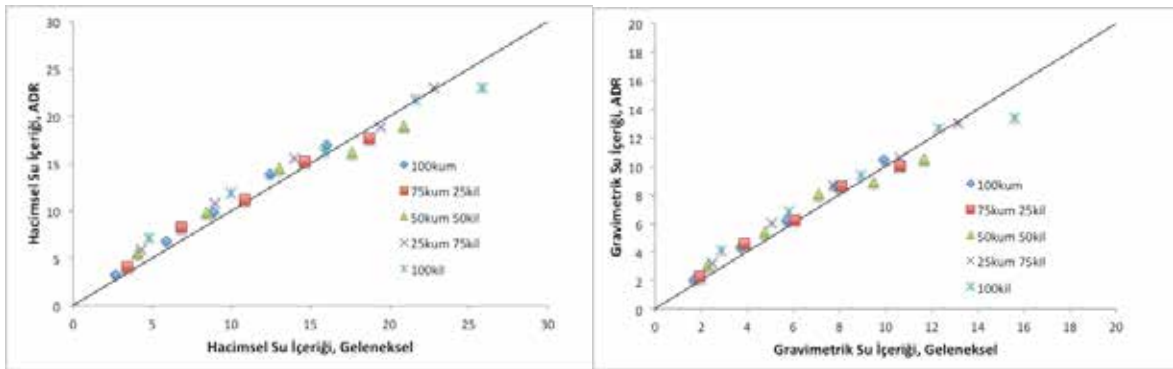
$$w = \theta \frac{\rho_w}{\rho_k} \quad (8)$$

Theta probu ölçümlerinden elde edilmiş hacimsel su içeriği ve kuru yoğunluk değerleri denklem (8)' de yerine konularak, gravimetrik su içeriği değerleri bulunmuştur.

5. DENEYSEL SONUÇLAR

Zeminlere özgü kalibrasyon katsayıları belirlendikten sonra test numuneleri hazırlanmış ve theta prob ile ölçümler yapılarak, kalibrasyon katsayılarının da kullanılmasıyla ADR yöntemi ile zeminlerin hacimsel su içeriği, kuru yoğunluk ve gravimetrik su içeriği değerleri belirlenmiştir. Sonuçların doğruluğunu kontrol etmek amacıyla etüvde kurutma yaparak gerçek değerler de bulunmuştur. çalışma kapsamında bu yöntem geleneksel yöntem denilmiştir.

Şekil 4(a)' da hacimsel su içeriklerinden elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Hem gerçek, hem de ADR yöntemi ile elde edilen değerleri kıyaslamak amacı ile 1:1 bandı da çizilmiştir.

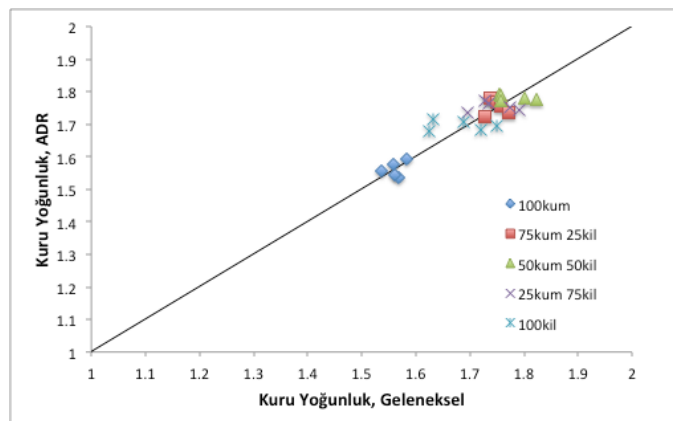


Şekil 4 (a). Hacimsel Su İçeriği (b). Gravimetrik Su İçeriği Değerlerinin Kıyaslanması

Grafik kontrol edildiğinde değerlerin genellikle 1:1 bandının etrafında toplandığı görülmektedir. Kil miktarı arttıkça banttan bir miktar uzaklaştığı yine grafikten görülen başka bir husustur. Şekil 4(b)' de ise gravimetrik su içeriği değerleri kıyaslanmıştır.

Gravimetrik su içeriği değerleri de hacimsel su içeriğindeki gibi bir eğilim göstermiştir. Çoğunlukla 1:1 bandı çevresinde toplanmış, kil yüzdesi arttıkça banttan uzaklaşma söz konusu olmuştur.

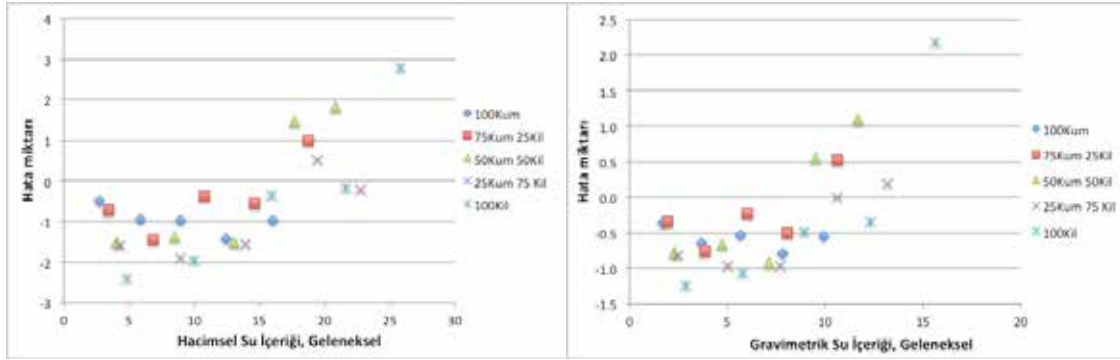
Şekil 5' te ise kuru yoğunluk için elde edilen değerler gösterilmiştir. Yine kıyaslamak amacı ile 1:1 bandı da çizilmiştir. Grafikte verilen kuru yoğunluk değerleri g_{cm}^{-3} mertebesindedir.



Şekil 5. Kuru Yoğunlukların Kıyaslanması

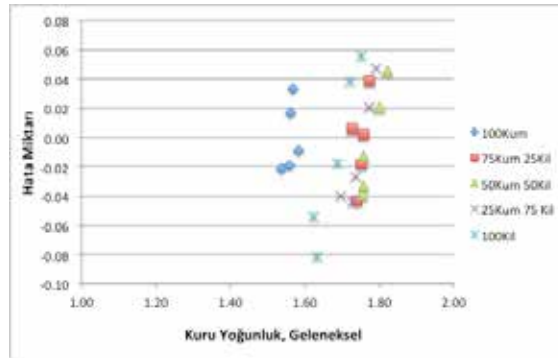
Grafik kontrol edildiğinde kuru yoğunluk değerlerinin de 1:1 bandı etrafında toplandığı görülmektedir. Tıpkı hacimsel su içeriğinde olduğu gibi kil yüzdesi arttıkça, banttan uzaklaşma söz konusudur.

Değerlerin 1:1 bandından ne kadar uzaklaştıklarını belirlemek amacı ile, geleneksel yöntem ile elde edilen değerlerden, ADR ile elde edilen değerler çıkartılmıştır. Aradaki bu fark hata miktarı olarak adlandırılmıştır. Hacimsel ve gravimetrik su içeriği için bu farklar yüzde (%), kuru yoğunluk için gcm^{-3} mertebesindedir. Şekil 7 (a), (b) ve 8' de sırasıyla hacimsel su içeriği, gravimetrik su içeriği ve kuru yoğunluk hata miktarları gösterilmiştir.



Şekil 7 (a). Hacimsel Su İçeriği Hata Miktarı (b). Gravimetrik Su İçeriği Hata Miktarı

Hacimsel su içeriği değerleri kıyaslandığında hata miktarlarının en fazla $\pm 3,0$ olduğu görülmektedir. %100 kum için hata miktarı çok az iken, kil miktarı arttıkça bu hata miktarının da arttığı görülmektedir. Gravimetrik su içeriği değerleri kıyaslandığında hata miktarlarının en fazla $\pm 2,25$ olduğu görülmektedir. Hacimsel su içeriğindeki benzer olarak, %100 kum için hata miktarı çok az iken, kil miktarı arttıkça bu hata miktarının da arttığı görülmektedir.



Şekil 8. Kuru Yoğunluk Hata Miktarı

Kuru yoğunluk değerleri kıyaslandığında hata miktarlarının en fazla $\pm 0,08 gcm^{-3}$ olduğu görülmektedir. Yine, %100 kum için hata miktarı çok az iken, kil miktarı arttıkça bu hata miktarının da arttığı görülmektedir.



6. SONUÇLAR

Hacimsel su içeriği için bulunan sonuçlar incelendiğinde, sonuçların 1:1 bandı civarında yani gerçek değerlere yakın olduğu görülmüştür. Hata miktarları kontrol edildiğinde ise %100 kum olan numunelerde miktarın çok az olduğu, kil miktarı arttıkça ise hata miktarının arttığı ve maksimum $\mp\%3,0$ olduğu görülmektedir.

Kuru yoğunluk değerleri de yine 1:1 bandının etrafında toplanmıştır. Hata miktarları kıyaslandığında yine kil miktarı arttıkça, aradaki farkın açıldığı ve maksimum $\mp0,08\text{gcm}^{-3}$ olduğu görülmektedir.

Gravimetrik su içeriği değerleri de yine 1:1 bandı çevresinde kümelenmiştir. Diğerlerinde olduğu gibi kil miktarı arttıkça hata miktarı da artmıştır ve en fazla $\mp\%2,25$ çıkmıştır.

Sonuçlar genel olarak kontrol edildiğinde granüler zeminlerde, kohezyonlu zeminlere oranla daha gerçeğe yakın değerler elde edilmektedir. Hassaslık gerektiren granüler zeminlerde yöntemin iyi sonuç verdiği düşünülürken, aşırı hassasiyet gerektirmeyen kohezyonlu zeminler için de yöntem uygun sonuçlar vermektedir.

Probun ucundaki çelik çubukların boyutları çakıl grubu zeminler için uygun olmadığından, bu grup zeminler için gerçeğe yakın sonuç elde etmek mümkün olmayacaktır.

KAYNAKLAR

- Harrop, P.J. (1972), "Dielectrics", Butterworths, London.
- Gaskin, G.J., and Miller, J.D. (1996), "Measurement of soil water content using a simplified impedance measuring technique", Journal of Agricultural Engineering Research , Vol 63, 153-160.
- Kargas, G., Kerkides, P. (2009), "Performance of the theta probe ML2 in the presence of nonuniform soil water profiles", Soil and Tillage Research , Vol 103, 425-432.
- Arsoy, S., Ozgur, M., Keskin, E., Yilmaz, C. (2013), "Usability of calcium gas pressure method in hydrological sciences", Journal of Hydrology, Vol 503, 67-76.
- Whalley, W.R. (1993), "Considerations on the use of time domain reflectometry (TDR) for measuring soil water content", Journal of Soil Science, Vol 44, 1-9.
- White, I., Knight, J.H., Jegelin, S.J., Topp, G.C. (1994), "Comments on considerations on the use of time domain reflectometry (TDR) for measuring soil water content", Eur. Journal of Soil Science, Vol 45 (4), 503-508.
- Nyfors, E., Vainikainen, P. (1989), "Industrial microwave sensors", Artech House, Norwood, USA.
- Hilhorst, M.I., Dirksen, F.W., Kampers, F.W., Fedders, R.A. (2000), "New dielectric mixture equation for porous materials based on depolarization factors", Soil Science Society America Journal, Vol 64, 1581-1587.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

LABORATUVAR DENEYLERİ İÇİN YAZILIM ÖNERİSİ: KIVAM LİMİTLERİ VE ELEK ANALİZİ ÖRNEKLERİ

SOFTWARE PROPOSAL FOR LABORATORY TESTS: ATTERBERG LIMITS AND SIEVE ANALYSIS

Muhammet DİNGİL¹

Murat ÖRNEK²

Yakup TÜREDİ³

ABSTRACT

It is very substantial to have computer-aided education besides the library, experimental working environment, course materials which are necessary such facilities for geotechnical engineering education. Field and laboratory tests have an important role in the design, editing and accomplishment stages of a geotechnical project. For this reason, it will be a great convenience to make use of the technological facilities in order to accurate calculations, technical visuals and an appropriate formatted output in the evaluation of field and laboratory experiments.

In this study, it is aimed to develop functional software for the end user by coding sieve analysis and Atterberg limits tests calculations which are selected as examples from the geotechnical engineering laboratory tests with a computer programming language. The specific input and output parameters have been identified as the basic operating principle for this software. In the proposed module of the sieve analysis test, the sieve diameters and the corresponding sample masses remaining on the sieve to be taken from the user are accepted as input data. A report was drawn based on grain size distribution curve and sample result spreadsheet was prepared by processing the inputs. The determination of the soil class is planned as the main outputs. In the proposed module for Atterberg limits tests, moisture contents and number of blows to be taken from the user are accepted as input data; then a report was drawn based on the liquid limit, plastic limit, plasticity index calculated by processing the inputs. The determination of the soil class from the plasticity card is planned as the main outputs.

Keywords: geotechnical software, Atterberg limits, sieve analysis, object oriented programming, desktop application

ÖZET

¹ İnş. Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, muhammetdingil.mfbel7@iste.edu.tr

² *Doç. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, murat.ornek@iste.edu.tr (yazışma yapılacak yazar)

³ Arş. Gör., İskenderun Teknik Üniversitesi, yakup.turedi@iste.edu.tr



Geoteknik mühendisliği eğitiminde gerekli olan kütüphane, deneysel çalışma ortamı, ders malzemeleri gibi imkânların yanında bilgisayar destekli eğitim olanaklarının da yer alması gerekir. Bir geoteknik projenin tasarım, düzenleme ve sonuçlandırma aşamalarında arazi ve laboratuvar deneylerinin önemli bir yeri bulunmaktadır. Bu sebeple arazi ve laboratuvar deneylerinin değerlendirilmesinde doğru hesaplamalar, teknik görsellikler ve uygun biçimli çıktılar için teknolojik imkânlardan yararlanmak büyük kolaylık sağlamaktadır.

Bu çalışmada, geoteknik mühendisliği laboratuvar deneylerinden örnek olarak seçilen elek analizi ve kıvam limitleri deneylerine ait hesaplamaların bilgisayar ortamında bir programlama diliyle kodlanarak son kullanıcıya yönelik işlevsel bir yazılım geliştirilmesi amaçlanmıştır. Yazılım için temel çalışma ilkesi olarak belirli girdi ve çıktı parametreleri belirlenmiştir. Elek analizi deneyine ait önerilen modülde kullanıcıdan alınacak elek çapları ve bunlara karşılık gelen elek üstünde kalan numune kütleleri giriş verileri, girdilerin işlenmesiyle hesaplanan dane dağılımı eğrisi ve numune hesap çizelgesine bağlı bir rapor elde edilmesi ve sonucunda zemin sınıfının belirlenmesi ise temel çıktılar olarak tasarlanmıştır. Kıvam limitleri deneylerine ait önerilen modülde ise kullanıcıdan alınacak su muhtevaları ve vuruş sayıları giriş verileri, girdilerin işlenmesiyle hesaplanan likit limit, plastik limit, plastisite indisine bağlı bir rapor elde edilmesi ve sonucunda plastisite kartından zemin sınıfının belirlenmesi ise temel çıktılar olarak tasarlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: geoteknik yazılım, kıvam limitleri, elek analizi, nesne yönelimli programlama, masaüstü uygulaması

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliği eğitiminde matematiksel ve fiziksel hesaplamaların yoğunluğu, görsel sonuç sunumlarının öğreticiliği, hesap çizelgelerinin detaylandırılması gibi etkenler göz önüne alındığında bilgisayar ve internet yazılımlarının eğitsel amaçlı kullanılması uygun bir yaklaşımdır. Geoteknik bir tasarım dâhilinde arazi ve laboratuvar deneylerinin yorumlanmasında teknik çizgeler, hesap akışları, döküm çizelgeleri, standartlara uyumlu çıktı gibi iş kalemleri dijital ve teknolojik yollarla daha faydalı bir şekilde oluşturulabilmektedir. Bilgisayar destekli öğretimi önemli bir avantaj haline getiren bir başka gerekçe ise devlet istihdamında ve özel sektörde geoteknik mühendisi ihtiyacının ülkemizde karşılanma biçimidir. Geoteknik mühendisi ihtiyacı, sınırlı olarak lisans düzeyinde inşaat mühendisliği bölümü mezunlarından, yaygın olarak da lisansüstü eğitimi düzeyinde geoteknik bilim dalı üzerine ihtisas yapmış yüksek mühendislerden karşılanmaktadır. Bu durumun ortaya çıkardığı sonuç yetkin bir geoteknik mühendisi yetiştirebilmek için lisans düzeyi inşaat mühendisliği ders içeriklerinde veya lisansüstü düzeyi geoteknik bilim dalı ders ve tez çalışmalarında geoteknik kavramların anlaşılması ve kuramsal yaklaşımların kavranması için kısıtlı bir süre ve imkân olduğudur. Bu çalışmada geoteknik mühendisliği eğitiminde bilgisayar destekli öğretim kapsamında kullanılmak üzere geoteknik mühendisliği laboratuvar deneylerinden emsal niteliğinde ele alınan elek analizi ve kıvam limitleri deneylerine ait hesap işlerinin bilgisayar üzerinde bir yazılım diliyle kodlanması sonucu zemin sınıflandırılması tespiti başta olmak üzere çeşitli kabiliyetlere sahip bir eğitim yazılımının geliştirilmesi amaçlanmaktadır. Son kullanıcıya yönelik, Türkçe ve İngilizce dil seçeneklerine sahip olacak şekilde geliştirilen bu yazılımın ana çalışma işleyişi olarak belirli girdi değişkenleri, var olan başlangıç değişkenleri ve bunların birbirine bağlanması neticesinde bağlı çıktı değişkenleri esas alınmıştır (Şekil 1). Yazılım bünyesinde yer alacak zemin mekaniği deney ögelerinden biri olan elek analizi

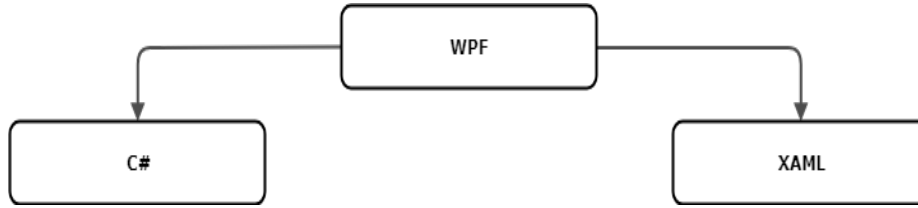
deneyinin ilgili bileşeninde son kullanıcı tarafından saptanacak elek göz açıklıkları ve bunlara karşılık gelen elek üzerinde kalan örnek kütleler girdi değişkeni olarak varsayılmıştır. Buna bağlı ilgili hesap sonucunda özel dane çapı katsayıları ile malzeme cins dağılımı çıktı değişkeni ve dane çapı dağılımı eğrisi de deney çizgesi olarak verilmiştir. Bir diğer deney ögesi olan kıvam limitleri deneylerinin ilgili bileşeninde son kullanıcı tarafından saptanacak su içeriği oranları ve vuruş sayıları giriş değişkenleri olarak varsayılmıştır. Buna bağlı ilgili hesap sonucunda likit limit, plastik limit, plastisite indisi değerleri çıktı değişkeni ve plastisite kartı da deney çizgesi olarak verilmiştir. Son deney ögesi olan zemin sınıflandırılmasında ise elek analizi ve kıvam limitleri bileşenlerinden elde edilen bulgular neticesinde örnek bir zemin için kaynak alınan standartlara bağlı kalarak zemin sınıfının tespit edilmesi amaçlanmıştır. Her üç deney ögesi için ana çalışma işleyişi doğrultusunda bir yazılım çerçevesi oluşturulmuş ve son kullanıcılara yönelik görüntüler, hesap döküm çizelgeleri ile temel bir rapor biçimi düzenlenmiştir.



Şekil 1. Önerilen yazılımda yer alması gereken birtakım özellikler

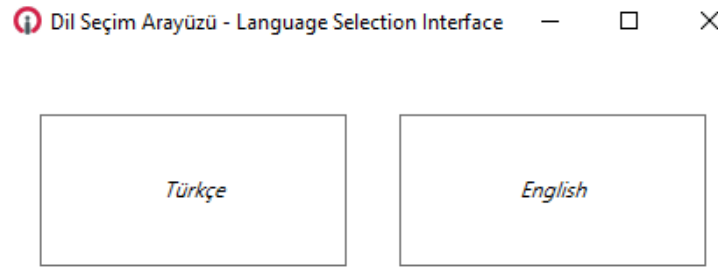
2. YAZILIM MİMARİSİNİN OLUŞTURULMASI

Yazılım; giriş bölümünde ifade edildiği üzere geoteknik mühendisliği laboratuvar deneylerinden elek analizi, kıvam limitleri ve zemin sınıflandırılması deney ögelerini içerecek etkileşimli ve geçişken bir mimaride tasarlanmıştır. Bu amaçla yazılım mimarisinin oluşturulmasında Microsoft firması tarafından oluşturulmuş WPF (Windows Presentation Foundation) adı verilen esnek masaüstü istemci uygulamaları geliştirilebilen bir kullanıcı arabirimi çerçevesi tercih edilmiştir. WPF; vektör tabanlı çalışan, esnek sayfa yapısına sahip, geniş denetimler barındıran, sayfalar arası geçişin süratle gerçekleştiği ve veri bağlama ile olayları yönetme anlamında yeni nesil tekniklere sahip bir geliştirme ortamıdır. WPF, iki boyutlu ve üç boyutlu görünümlere başvurma sıklığı yüksek olan uygulamalar için görüntü işlemedeki üstünlüğü özellikle de bilgisayar işlemcisine az yük bindirerek donanımda yarattığı hızlanma nedeniyle iyi bir seçenektir (Ghoda ve Dalal, 2011). WPF geliştirme ortamı çatısı altında C# (C Sharp) programlama dili ile XAML genişletilmiş uygulama biçimlendirme dili birlikte .NET Framework uygulama geliştirme platformunun birer parçası olarak yer almaktadır (Şekil 2). Konu olan deneylerin hesap örgüsü ve matematiksel düzeyleri düşünüldüğünde nesne, sınıf ve metot gibi araçlar yeterli olacağından C# gibi bir nesne yönelimli programlama dili seçimi akılcı olacaktır. Yazılımda oluşturulan bütün kod olayları, yine Microsoft firması tarafından programcılarının hizmetine sunulmuş Visual Studio isimli tümleşik geliştirme ortamında derlenmiştir.



Şekil 2. WPF geliştirme ortamının alt kodlama bileşenleri

Geliştirilen yazılım Windows işletim sistemi yüklü masaüstü ve dizüstü bilgisayarlarda çalıştırılabilecektir. Yazılım içerisinde ara değer yaklaşımları başta olmak üzere sayısal hesaplamalarda Math.NET (2019) kütüphane bileşeninden doküman olarak çıktı alma başta olmak üzere görsel sunumlarda ise Syncfusion (2019) kütüphane bileşeninden yararlanılmıştır. Teknik altyapısı tamamlandıktan sonra yazılımda mümkün olduğunca sade bir tema tercih edilmiş, böylelikle hafiflik, hız ve kolaylık gibi kaygıların minimize edildiği tamamen öğretim odaklı bir sunuş hedeflenmiştir. Yazılım, dil seçimi esaslı 2 adet arayüzden ve deney seçimi esaslı 3 adet deney ögesinden oluşturulmuştur. Yazılımda karşılama ekranı olarak dil seçim arayüzü tasarlanmış ve yapılan dil seçimine göre otomatik olarak deney seçim arayüzüne yönlendirilmesi sağlanmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Kullanıcıdan dil seçimi beklenen yazılım karşılama ekranı

Ayrıca, yönlendirilen deney seçim arayüzünde yer alan bir düğme aracılığıyla esnek bir şekilde dil seçim arayüzüne dilediği anda dönüş yapılabilmesi mümkün kılınmıştır. Çizelge 1’de derlemesi tamamlanan yazılıma ait bazı bilgiler sunulmuştur. Yazılım üzerinde ek iyileştirme çalışmaları sürdürülmedikçe sahip olduğu veriler yaklaşık olarak ifade edilmiştir.

Çizelge 1. Teknik ve görsel tasarımı tamamlanan yazılıma ait bazı veriler

Toplam Kod Satırı	~ 6000
Hedef İşletim Sistemi	Windows 10 / 8.1
Hedef Geliştirici Platformu	.NET Framework 4.7.1
Yüklü Deney Öge Sayısı	3
Başlangıç Ekran Boyutları	600 x 800 px

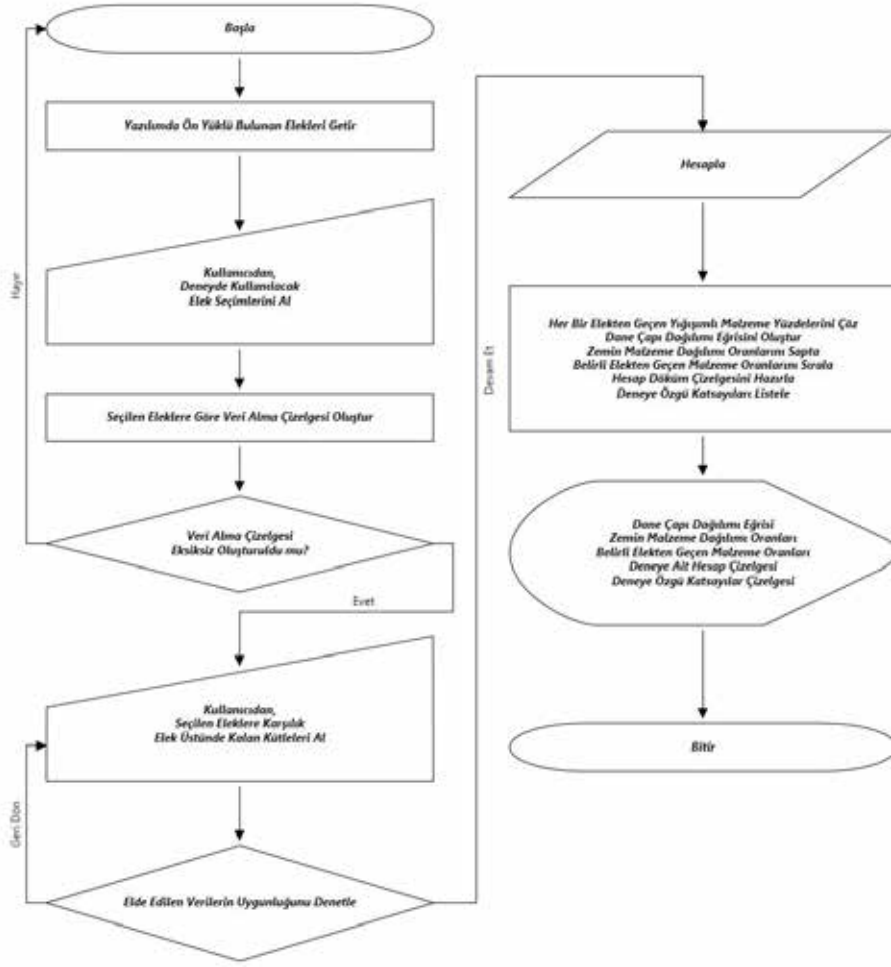
Deney seçim arayüzünde 3 adet deney ögesi, her bir deney ögesi için 7 adet denetim düğmesi, 2 adet sol panel düğmeleri ve 2 adet de sağ panel düğmeleri bulunmaktadır. Bu düğmelerin kısaca görev kapsamı şu şekildedir; i) Deney Bilgisi: Her bir deney ögesi için, deneyin amacı, deney için gerekli araç gereçler, deneyin gerçekleştirilme yöntemi ve deneye ait bulguların değerlendirilmesi gibi temel bilgileri içermektedir. Bu bölümde kullanıcının deneyle ilgili ihtiyaç duyabileceği birçok bilgi yazılım sekmesi içerisinde

derlenerek sunulmuştur. ii) Deney Akışı: Her bir deney ögesi için, yazılımın çalışma ilkesi doğrultusunda deneye özel bir deney akış diyagramını içermektedir. Kullanıcı, bu düğmeye bastığı zaman ilgili deney ögesine ait girdileri ve çıktıları içeren bir algoritma akış diyagramı görüntüleyebilmektedir. iii) Oluştur: Bu düğme, ilgili deney ögesi için kullanıcıdan alınan ilk verileri işlemek suretiyle bir ara yordam görevi üstlenmektedir. Dane dağılımı deneyinde kullanıcıdan alınan çalışılacak elek isimleri ve elek göz açıklıklarına bağlı olarak elek üstünde kalan numune kütlesi için boş bir ikincil veri alma formunu getirmektedir. Kıvam limitleri deneyinde kullanıcıdan alınan likit limit deney sayısı ile plastik limit deney sayısına bağlı olarak vuruş sayıları ve ıslak-kuru numune kütleleri için boş bir veri alma çizelgesi getirmektedir. Zemin sınıflandırılması deneyinde ise kullanıcının yazılım belleğinde yüklü olarak bulunan önceden hesaplatılmış dane dağılımı ve kıvam limitleri katsayılarını kullanmak isteyip istemediğine bağlı olarak bir tercih çizelgesi getirmektedir. iv) Hesapla: Bu düğme, ilgili deney ögesi için kullanıcıdan alınan birincil ve ikincil girdi değişkenlerine bağlı olarak yazılım içerisinde kodlanmış standartları da kaynak alarak ilgili deneysel hesaplamaları yapmaktadır. v) Göster: Bu düğme, ilgili deney ögesine ait vektörel görsel çıktıları, hesap döküm çizelgelerini, eğri, pasta, çubuk ya da kart şeklinde bulunabilen grafikleri gösterim amacıyla kullanılmaktadır. Yazılım içerisinde bulunan görseller vektörel tabanlı olarak hazırlandığından yazılım ekran boyutlarının genişletilmesi durumunda daha da detaylı bir biçimde görüntülenebilmektedir. vi) Geri Dön: Bu düğme, her bir deney ögesi için birincil deney veri alma ekranına geri dönüşü sağlamaktadır. vii) Sonuç Yazdır: Bu düğme, her bir deney ögesi için yapılan tüm deney hesap döküm çizelgelerini, tüm görsel çıktıları, deneylere bağlı grafikleri ve mevcut rapor lejjantını içerecek şekilde bir genel çıktı almayı sağlamaktadır. Yazılım, ilgili deney ögesi için yapılan tüm hesap kalemlerini ve bağlı görselleri derleme esnasında temel dosya işleme yapısını kullanmakta ve nihayetinde .pdf uzantılı basit ölçekli bir rapor sunmaktadır.

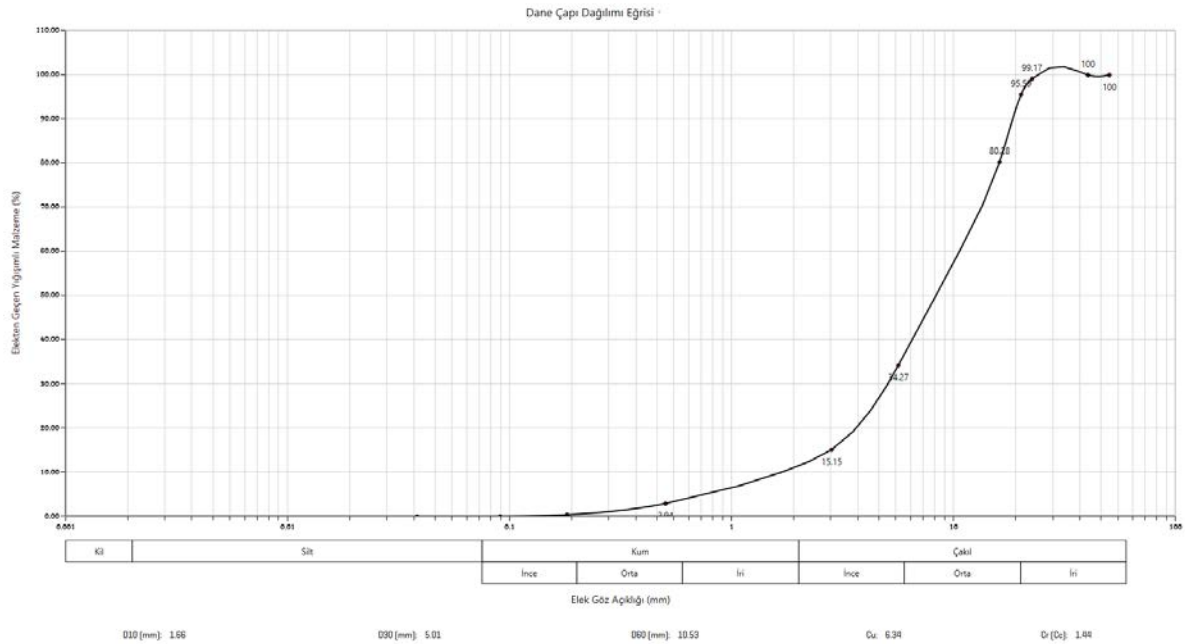
3. DENEY UYGULAMALARI

3.1. Elek Analizi Deneyi

Elek analizi deneyinde zemin numunelerinin farklı boyuttaki dane kısımlarının eleme yöntemiyle ayrımını yaparak zemine ait dane çaplarının dağılımını gözlemlemek amaçlanır. Deney esnasında ilgili elek çapları, tepsisi, hassas duyarlı tartı, kürek, fırça ve zemin numunesi gibi gereçler kullanılır. Deneyde kullanılacak elekler ve çapları için TS 1225 standardından yararlanılmıştır. Deneyin kapsamı, yöntemi, sonuçlandırılması ve sunuşu için ise TS 1900-1 standardının ilgili kılavuz bölümü takip edilmiştir. Bu yazılımda değerlendirilecek sınıflandırma yöntemi Türk standartları esasına göre olduğu için elekler de bu doğrultuda seçilmiştir. Buna karşın, kullanım yaygınlığı göz önüne alındığında öğreticiliğin artması için Amerikan elek isimlerini ve göz açıklıklarını içeren standart da yazılıma eklenmiştir (ASTM E11). Yazılımda, elek analizi deney ögesi için elek çap seçimleri ve elek üstünde kalan kütleler veri olarak alınmakta ve bu bilgiler ışığında yapılan hesap sonucunda dane çapı dağılımı eğrisi, zemin malzeme dağılımı oranları ve kritik eleklerden geçen malzeme oranları saptanmaktadır. Bu süreçleri ifade eden elek analizi deney algoritması ve elek analizi tamamlanmış bir deney sonucundan yazılıma ait bir görüntü aşağıda gösterilmiştir (Şekil 4 ve Şekil 5).



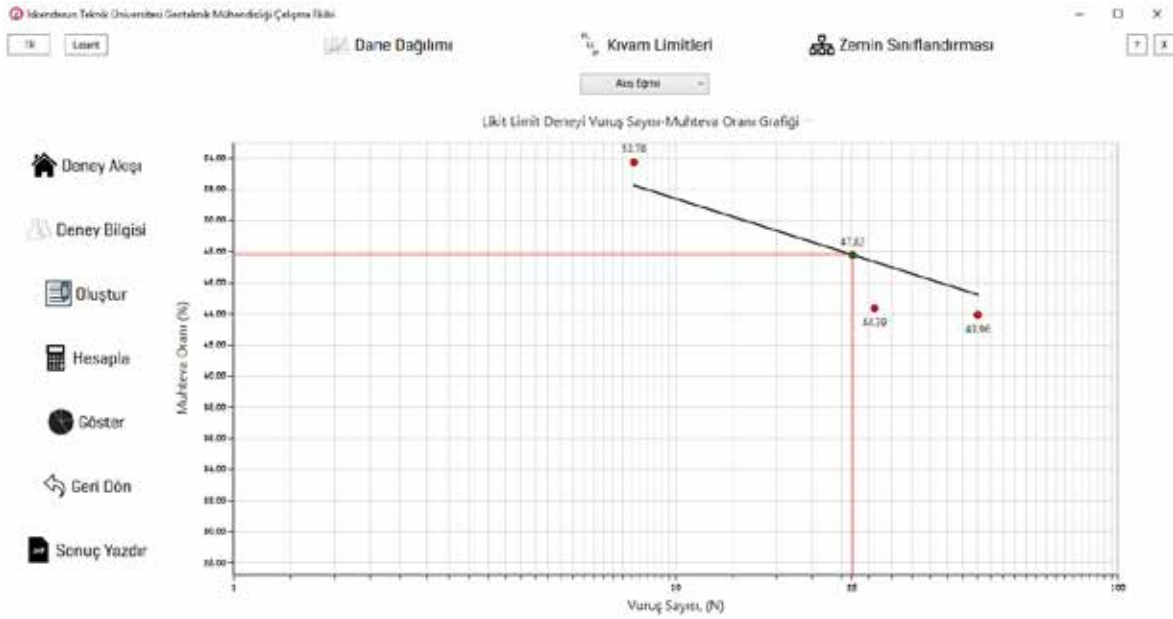
Şekil 4. Elek analizi deney ögesi için kullanıcı katılımlı algoritma akış diyagramı



Şekil 5. Yazılımdan örnekler: Elek analizinde dane çapı ve malzeme dağılımı grafikleri

3.2. Kıvam Limitleri Deneyleri

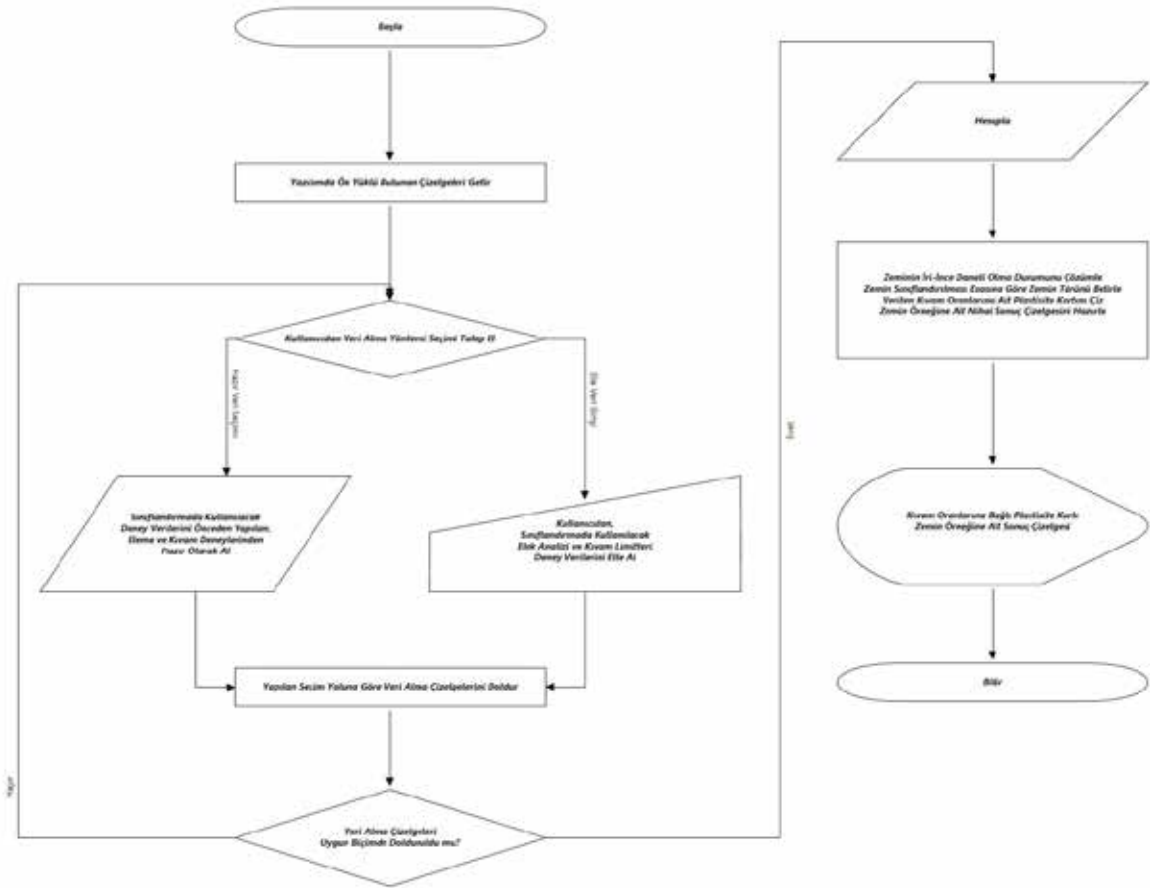
İnce daneli zeminlerin su ile olan ilişkilerinin tayini amacıyla sıkça gerçekleştirilen kıvam limitleri deneylerinden plastik limit deneyi zeminin plastik kıvamda olduğu anda sahip olduğu en düşük su içeriğini tespit etmeyi amaçlarken likit limit deneyi de akıcı kıvamdan plastik kıvama geçiren sınır su içeriğini tespit etmeyi amaçlamaktadır. Deneyin kapsamı, yöntemi, sonuçlandırılması ve sunuşu için TS 1900-1 standardının ilgili kılavuz bölümü takip edilmiştir. Bu yazılımda likit limit deneyi uygulaması için Casagrande yöntemi olarak da bilinen çarpmalı cihaz yöntemi esas alınmıştır. Kıvam limitleri deneylerine ilişkin, yazılımda gerçekleştirilen örnek bir çalışma sonucu elde edilen likit limit deneyi vuruş sayısı-su içeriği oranı eğrisi Şekil 6'da yer almaktadır.



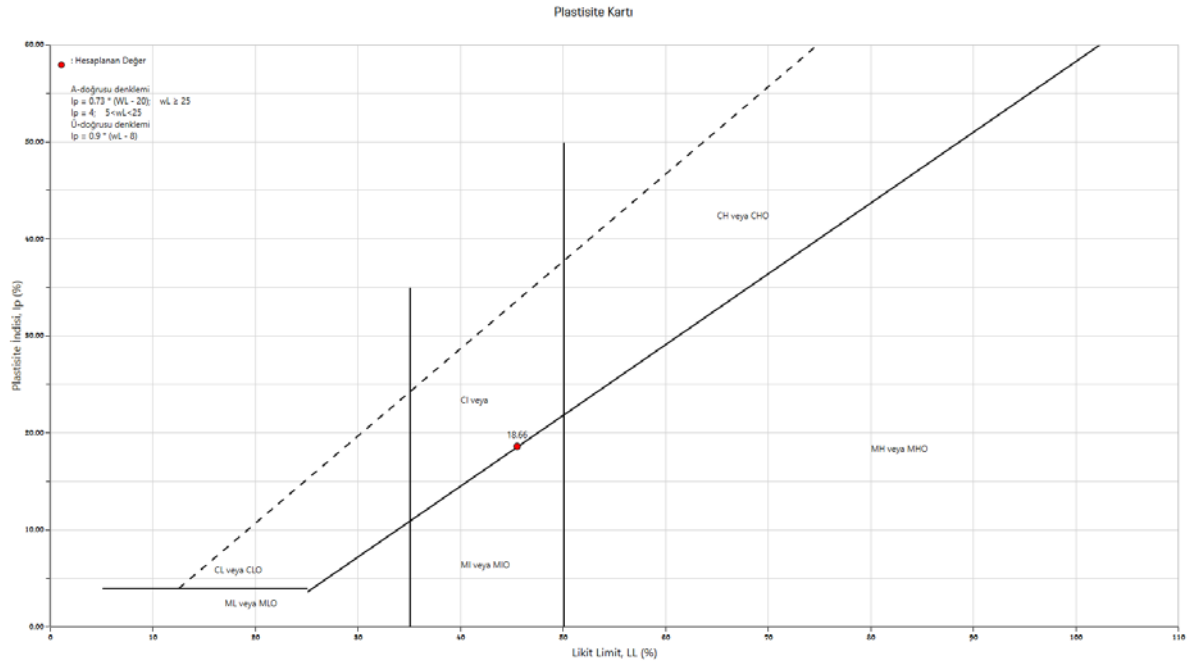
Şekil 6. Yazılımdan örnekler: Likit limit vuruş sayısı-su muhteva oranı eğrisi

3.3. Zemin Sınıfının Belirlenmesi

Zemin sınıfı tespiti için elek analizi ve kıvam limitleri deneylerinden elde edilen plastik limit, likit limit, plastisite indisi, zemin malzeme dağılımı oranları, efektif çap, uniformluk katsayısı, süreklilik katsayısı gibi değişkenler kullanılarak TS 1500 içerisinde belirtilen usul ve yöntemler doğrultusunda numuneye ait zemin sınıfı saptanmaktadır. Yazılım içerisinde aynı standart dâhilinde yer alan rapor biçimine uyumlu zemine ait irilik-incelik durum çözümlemesi de yapılabilmektedir. Bu çözümlemenin ardından nihai zemin sınıfı tespit edildiği gibi örnek numuneye ait plastisite kartı da çizdirilebilmektedir. Bu deney ögesinin en önemli özelliklerinden biri yazılım içerisinde gerçekleştirilen elek analizi ile kıvam limitleri deneylerine ait gerekli katsayı verilerini otomatik olarak çekebilmesidir. Böylelikle, kullanıcıların ellerindeki zemin örneğine ait irilik veya incelik durumlarına dair herhangi bir bilgiye sahip olmamaları durumunda ilgili deneyler yapıldıktan sonra zemin sınıfı belirlenebilir. Şekil 7'de zemin sınıfının belirlenmesinde kullanılan akış diyagramı ve Şekil 8'de bir zemin sınıfına ait çizdirilmiş örnek bir plastisite kartı bulunmaktadır.



Şekil 7. Zemin sınıfı deney ögesi için kullanıcı katılımlı algoritma akış diyagramı



Şekil 8. Yazılımdan örnekler: Zemin sınıflandırılması deneyine ait örnek plastisite kartı

4. LİTERATÜR VERİLERİYLE KARŞILAŞTIRMA

Bu aşamada literatürde yer alan sonuçlandırılmış bazı elek analizi deneyleri ve kıvam limitleri deneyleri, geliştirilen yazılım içerisinde de hesaplanarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Elek analizi deneyinde yazılımın esas aldığı değerlendirme Türk standartları esasına göre olduğu için uluslararası ölçekte denklik açısından sadece D10, D30, D60 gibi kritik dane çapı değerleri ile dane çapı dağılımı eğrisine ait uniformluk katsayısı ve süreklilik katsayısı kıyaslanmıştır. Kıvam limitleri deneylerinde ise sadece likit limit deneyi mukayeseleri ele alınmış ve vuruş sayılarına karşılık gelen su içeriği akış eğrisi üzerinden 25 vuruşa denk likit limit değerleri karşılaştırılmıştır. Yazılımın sonuç tutarlılığının ve uyumluluk oranının tespiti için literatürden bazı örnek çalışmalar seçilmiş ve sonuçlar Çizelge 2 ve Çizelge 3'de sunulmuştur. Elek analizi ve kıvam limitleri deneylerine ait değerlendirmelerin bulunduğu çizelgelerden birbirine oldukça yakın sonuçların elde edilebildiği görülmektedir. Bunun yanında hesaplamalar sonucunda Çizelge 2 ve Çizelge 3'de belirtilen değerler arasındaki mutlak farkların birbirine yakın olmasına ek olarak ilgili çalışmalara göre farkların ait olduğu katsayı değişkenliği de göze çarpmaktadır. Çünkü elek analizi deneylerine ait kritik dane çaplarının saptanması ve likit limit deneyine ait 25 vuruşa denk gelen su içeriğinin saptanması logaritmik ölçekli kağıtlar üzerinde görece bir şekilde gerçekleştirildiği için literatürde yer alan bazı çalışmalar ile geliştirilen yazılım arasında çeşitli farklılıklar gözlemlenebilmektedir. Bu açıdan yazılım içerisinde hesaplanan dane çapı dağılımı eğrisi ile vuruş sayısı-su içeriği oranı akış eğrisi matematiksel bir yönteme dayandırılmıştır. Dünyada kullanılan birçok programlama dilinde ve bunlara bağlı geliştirilen birçok yazılımda çeşitli matematiksel ifadeler bulunmaktadır. Borchers (2019) yaptığı bir derlemede özellikle sayısal analiz ve veri işleme konularında yazılımlarda sıkça kullanılan birçok matematiksel fonksiyonu ve denklemi MATLAB programlama diline yönelik ele almıştır. Bu çalışmada da yer alan Akima ara değer yaklaşımı, doğal kübik eğri ara değer yaklaşımı ve Burlisch-Stoer rasyonel ara değer yaklaşımı ise C# programlama dilinde Math.NET (2019) aracılığıyla entegre edildiğinden yazılım içerisinde bu eğrisel interpolasyonlar ve doğrusal regrasyonlar tercihen sunulmuştur.

Çizelge 2. Elek analizi deney sonuçlarının karşılaştırılması

Kaynak	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Cu	Cc
Budhu (2010)	0.1	0.18	0.45	4.5	0.72
Yazılım	0.1	0.18	0.43	4.3	0.75
Mutlak Fark (%)	0.00	0.00	4.44	4.44	4.17

Kaynak	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Cu	Cc
Das ve Sobhan (2018)	0.09	0.185	0.41	4.56	0.93
Yazılım	0.1	0.19	0.41	4.1	0.88
Mutlak Fark (%)	11.11	2.70	0.00	10.09	5.38

Kaynak	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Cu	Cc
Camp (2019)	0.73	1.05	1.59	2.17	0.94
Yazılım	0.79	1.05	1.55	1.96	0.9
Mutlak Fark (%)	8.22	0.00	2.52	9.68	4.26

Çizelge 3. Likit limit deney sonuçlarının karşılaştırılması

Kaynak	Likit Limit Değeri (%)	Kaynak	Likit Limit Değeri (%)	Kaynak	Likit Limit Değeri (%)
Budhu (2015)	38	Orhan vd. (2004)	49.4	Uzuner (2016)	36
Yazılım	39.89	Yazılım	49.70	Yazılım	38.1
Mutlak Fark (%)	4.97	Mutlak Fark (%)	0.61	Mutlak Fark (%)	5.83

Yazılımda hesaplanan bir deneyden yazdırılmış örnek bir rapor ise Şekil 9'da verilmiştir.

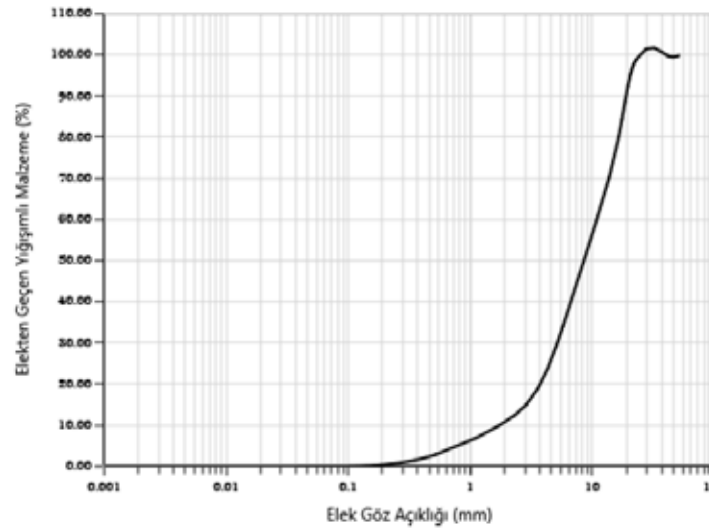
ISKENDERUN TEKNİK
ÜNİVERSİTESİ

Örnek Geoteknik Yazılım Raporu



Bilgi	Yazılan
Laboratuvar No	-
Proje Adı	-
Numune No	01
Kuyu/Sondaj No	009
Numuneyi Gönderen	Muhammet Dingil
Numune Cinsi	Zemin (karma)
Numune Kabul Tarihi	23.04.2019
Deney Başlangıç Tarihi	12.06.2019
Deney Yöntemi (Islak/Kuru)	Kuru
Deney Bitiş Tarihi	14.06.2019
Deneyi Yapan	Geoteknik Yazılımı
Kontrol Eden	-
Alınan Kuru Numune Kütleli, g	-
Yakama Sonu Kalan Kuru Numune Kütleli, g	-

Dane Çapı Dağılımı Eğrisi



© 2019 İSTE Geoteknik Mühendisliği Çalışma Ekibi

Şekil 9. Yazılımdan örnekler: Yazılımın sunduğu örnek bir rapor sayfası



5. SONUÇLAR

Bu çalışmada geoteknik mühendisliği alanına giren lisans düzeyi derslerde etkili öğrenmeyi pekiştirmek amacıyla bilgisayar destekli öğretim kapsamında yararlanılabilecek, zemin endeks özelliklerinin saptanmasında kullanılan geoteknik laboratuvar deneylerinden elek analizi ile kıvam limitleri deney hesaplamalarını gerçekleştirebilen sınırlı ölçekte bir bilgisayar yazılımı geliştirilmiştir. Geliştirilen bu yazılımda son kullanıcıdan alınan veri girdi değişkenlerine dayanarak yazılım içerisinde çeşitli çözümler yapılabilmekte iken alınan verilerin ilgili Türk standartları esasında yordamlanarak kullanıcıya çıktı değişkeni olarak hesap döküm çizelgeleri, deneyle ilgili eğri, pasta, çubuk ve kart tipi grafikler, deneysel bulgular, ilgili katsayılar ve tüm bunları içeren temel biçimli bir rapor sunulmaktadır. Sunulan bu raporda, belirtilen sadeliğin yanı sıra Türk standartları içerisinde belirtilmiş dizgi biçimi esasına mümkün olduğunca bağlı kalınmaya çalışılarak yazılımdan yararlanacak kullanıcıların doğru bir içerik sunuşuna alışması düşünülmüştür. Yazılım, teknik açıdan değerlendirildiğinde WPF geliştirme ortamında tasarlanması etki ölçeğinin genişletilebileceğini göstermektedir. C# yazılım diliyle yazılan algoritmalar ile XAML işaretleme diliyle tasarlanan vektörel esaslı görünüm, aynı geliştirme dillerini kullanan Xamarin.Forms Cross-Platform (mobil uygulamalar) ve UWP (Evrensel Windows Platformu) gibi platformlara özgü uygulamalar olarak da geliştirilip tasarlanabilir. Ek olarak, hedef geliştirme platformu olan .Net Framework yerine .Net Core geliştirme platformu tercih edilerek yazılımın Windows işletim sistemli bilgisayarların yanında Linux ve Mac OS işletim sistemli bilgisayarlarda da kullanılması sağlanabilir. Bu gibi çalışmaların rahatlıkla bir başka araştırma ve inceleme konusu olabileceği görülmektedir. Yazılımın özellikle hedef kitle kabul edilen mühendis adaylarına getirdiğini kazanımlar arasında i) görsel açıdan sade tasarımı, vektör bazlı çalışan yalın bir uygulama ve sayfalar arası geçişte hızlı erişim rahatlığı ii) Türkçe ve İngilizce dil seçeneklerinde laboratuvar deneylerini bağımsız ve bütünlük olarak değerlendirebilme kolaylığı iii) birçok paket programların ve spreadsheet uygulamaların aksine sadece ihtiyaç duyulan düğme ve tetikleyici elemanların varlığıyla öğrenme aşamasında hatanın sınırlandırılması gibi faydalar olduğu gözlemlenmiştir. Bunun yanında, Türk standartları esasını alan çalışmaların sayısı düşünüldüğünde, yazılımda elek analizi ve kıvam limitleri deneylerinden elde edilen bulgular ışığında Türk standartlarına göre zemin sınıfı tespiti yapılabilmesi öğretim gayesinin ötesinde mühendislik ve akademik çalışmalarda da yararlanılabilecek bir özellik olarak öne çıktığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Ghoda A., Dalal M. (2011), “XAML Developer Reference”, 1st Edition, Microsoft Press.
- Math.NET (2019), “Math.NET Numerics”, Version 4.8.1, <http://numerics.mathdotnet.com>.
- Syncfusion (2019), “2019 Essential Studio WPF” Vol 1, Version 17.1, Syncfusion Inc.
- TS 1225 ISO 565 (2001), “Deney Elekleri - Metal Tel Örgülü Elekler, Delikli Metal Plâkalar, Elektrokimyasal Şekillendirilmiş Levhalar - Göz ve Delik Açıklıklarının Anma Büyüklükleri”, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara.
- TS 1900-1 (2006), “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri - Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini”, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara.
- ASTM E11-04 (2004), “Standard Specification for Wire Cloth and Sieves for Testing Purposes”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004, www.astm.org



- TS 1500 (2000), “İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması”, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara.
- Borchers, H. W., Borchers, M. H. W. (2019). “Package ‘pracma”.
- Budhu, M. (2010), “Soil Mechanics and Foundations”, 3rd Edition, John Wiley & Sons Inc, 21-22.
- Das, B. M. ve Sobhan, K. (2018), “Principles of Geotechnical Engineering”, 9th Edition, Cengage Learning, 50-52.
- Camp, C. (2019), “CIVL 1101 – Homework”, [online] Ce.memphis.edu, Erişim Adresi: http://www.ce.memphis.edu/1101/homework/homework_f18/hwk_09_01_solution.html [1 Tem. 2019].
- Budhu, M. (2015), “Soil Mechanics Fundamentals”, 3rd Edition, Metric Version, John Wiley & Sons Inc, 44-45.
- Orhan, M., Özer, M., Işık, S. N. (2004), “Zemin Mekaniği Laboratuvar Deneyleri Cilt I (İndeks ve Sınıflama Deneyleri)”, Gazi Kitabevi, 38.
- Uzuner, B. A. (2016), “Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği”, Derya Kitabevi, 109.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KIRKA BOR ATIĞI KİLİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF KIRKA BORON WASTE CLAY

Emrah TURAN¹

Zeynep Neşe KURT ALBAYRAK *²

ABSTRACT

Turkey has approximately 73% of the World's boron reserves. During the extraction of boron minerals, waste clays containing boron oxide and clay minerals are produced. These waste clays cause environmental problems as well as storage problems in boron production facilities. In order to eliminate these problems, waste clays could be evaluated in suitable areas. In this study, geotechnical properties of waste clay obtained from Kırka Eti Mine Plant were investigated and the usability of boron waste clays in geotechnical engineering were researched. For this purpose, consistency limits, standard proctor, unconfined compressive strength, swelling pressure, consolidation and hydraulic conductivity tests were conducted on the waste clays. Due to acquired data from the experiments, it can be said that the low permeability coefficient of Kırka boron waste clay is promising in terms of the usage of boron waste clays as an impermeable liner in solid waste storage areas.

Key words: Boron waste clay, Kırka, permeability, unconfined compressive strength

ÖZET

Ülkemiz Dünya bor rezervlerinin yaklaşık %73'üne sahiptir. Bor minerallerinin elde edilmesi sırasında, bor oksit ile birlikte kil mineralleri içeren ve kil pestili olarak adlandırılan atık killer ortaya çıkmaktadır. Bu atık kil pestilleri çevre sorunlarına yol açtığı gibi depolanmaları da bor üretim tesisleri açısından problem teşkil etmektedir. Bu olumsuzlukların ortadan kaldırılabilmesi için atık kil pestillerinin uygun alanlarda değerlendirilmesi gerekmektedir. Bu çalışmada, Kırka Eti Maden İşletmesi'nden temin edilen atık kil pestilinin geoteknik özellikleri incelenmiş ve bor atığı killerin geoteknik mühendisliği alanında kullanılabilirliği araştırılmıştır. Çalışma kapsamında bor atığı kil pestiline kıvam limitleri, standart proktor, serbest basınç, şişme basıncı, konsolidasyon ve hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen veriler ışığında Kırka bor atığı killerin geçirimsizlik katsayısının düşük olmasının, bor atığı killerin katı atık depolama alanlarında geçirimsiz şilte olarak kullanılabilirliği açısından ümit verici olduğu söylenebilir.

Anahtar Kelimeler: Bor atığı kil, Kırka, hidrolik iletkenlik, serbest basınç mukavemeti

¹ Yüksek Lisans Öğrencisi, Atatürk Üniversitesi, turan.emrah16@gmail.com.

*² Dr. Öğr. Üyesi, Atatürk Üniversitesi, znkurt@atauni.edu.tr

Emrah Turan, Zeynep Neşe Kurt Albayrak

1. GİRİŞ

Endüstriyel alanda, yaygın olarak kullanılmakta olan minerallerden biri bor mineralidir ve bor minerali rezervlerinin yaklaşık %73'ü Türkiye'de bulunmaktadır. Bor mineralleri üretilirken yapılan cevher zenginleştirilmesi aşamasında ortaya, içerisinde bor oksit ile birlikte kil mineralleri de bulunan katı atıklar çıkmakta ve bunlar kil pestili olarak adlandırılmaktadır (Uğurlu vd., 2004). Cevher zenginleştirme işlemi, kilin suda şişerek bor minerallerinden ayrılması özelliği sayesinde su ile ayırma yöntemi ile gerçekleştirilmektedir (Aytekin vd., 1992). Bor üretimi esnasında ortaya çıkan atıklar, depolanma problemleri yaratmakta ve çevre problemleri meydana gelmesine neden olmaktadır. Bu atık malzemeler çeşitli sektörlerde değerlendirilmeye çalışılmaktadır. İnşaat mühendisliği alanında yapılan çalışmaların büyük bir kısmı, boraks atıklarının hafif bir puzolanik karakter taşımasından dolayı çimento ve tuğla üretimi ile ilgilidir (Uğurlu vd., 2004). Bozkurt (1989) yapmış olduğu çalışmada, bor atıklarından bor minerali kazanımını araştırmış, atıklarda montmorillonit, kalsit, klorit ve biyotit gibi minerallerin bulunduğunu tespit etmiştir. Sönmez ve Yorulmaz (1995) bor türevleri atık killerin tuğla toprağı ile karıştırılarak tuğla yapımında kullanılabileceğini deneysel olarak ortaya koymuşlardır. Gezmen ve Türkel (2017) çalışmalarında, portland çimentosu ile farklı oranlarda kolemanit mineralinin ve uçucu kül içeren harçların farklı kür sürelerindeki basınç ve eğilme dayanımlarını incelemiştir. Badruk vd. (1997) bor minerali üretimi sırasında meydana gelen atığın çevre kirliliği oluşturmaması için kompaktlaştırılabilirliğini araştırmışlardır. Bu şekilde ortaya çıkan katı atığın, preslenerek bir göletten yüzlerce defa daha az bir yer kaplayacak şekilde depolanabileceğini ve çevreye çok daha az zarar verebileceğini belirtmişlerdir.

Bor atıklarının geoteknik mühendisliği alanında değerlendirilmesi ile ilgili sınırlı sayıda çalışma bulunmaktadır. Ulutas vd. (2014) yapmış oldukları çalışmalarında Kırka Bor İşletmesi'nden temin ettikleri bor atığı kilinin geoteknik, kimyasal ve yapısal özelliklerini incelemiştir. Deneyler sonucunda, Kırka bor atığı kilinin katı atık depolama alanlarında kullanılabilir olduğunu vurgulamışlardır. Bayrakçı (2015) Eskişehir Kırka Bor İşletme Müdürlüğü'nden elde edilen atık kilin ve atık kil/bentonit ve atık kil/atık lastik karışımlarının geoteknik özelliklerini belirlemiş, farklı oranlarda karıştırılan atık kil/bentonit ve atık kil/atık lastik karışımlarının belirlenen en uygun numune ile yapılan sızıntı suyu çalışmalarıyla geçirimsiz kil tabakası olarak kullanılabilirliğini ortaya koymuştur. Kurt Albayrak ve Turan (2019) çalışmalarında, Kestelek bor atık kilini katkı malzemesi olarak yüksek plastisiteli bir kile belirli yüzdelerde ilave etmiş ve bor atığı kilin, yüksek plastisiteli kilin serbest basınç mukavemetini artırdığını belirlemiştir.

Bu çalışmada, Eti Maden Kırka Bor İşletmesi'nden temin edilen atık kil pestillerinin bazı geoteknik özellikleri araştırılmıştır. Bu kapsamda Kırka bor atığı kil pestillerine dane birim hacim ağırlık, kıvam limitleri, standart proktor, serbest basınç, şişme basıncı, düşen seviyeli geçirimsizlik ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Atık Kil Pestili

Atık kil pestili, Kırka Eti Maden Bor İşletmesi ocaklarından getirilmiştir. Atık kil pestilleri etüvde (105 °C) kurutulup Los Angeles Aşındırma Cihazı'nda öğütülerek deneylere tabii tutulmuştur. Atık kil pestilinin dane birim hacim ağırlığı 24,53 kN/m³ olarak belirlenmiştir

Kırka Bor Atığı Kilinin Geoteknik Özelliklerinin İncelenmesi

(ASTM D 854). Şekil 1’de deneylerde kullanılmak üzere öğütülmüş ve 40 No’lu elekten elenmiş olan atık kil pestili görülmektedir.



Şekil 1. Kırka bor atığı kil pestili

2.2. Geoteknik Deneyler

Atık kil pestili üzerinde düşen koni penetrometre metodu ile likit limit (BS 1377), ve plastik limit (ASTM D 4318) deneyleri gerçekleştirilmiştir. Numunelerin optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı değerleri, standart proktor deneyi ile belirlenmiştir (ASTM D 698). Numunelerin serbest basınç mukavemetleri ASTM D 2166 ile bulunmuştur. Ayrıca bor atığı kil pestilleri üzerinde şişme basıncı deneyi (ASTM D 4546), konsolidasyon deneyi (ASTM D 2435) ve hidrolik iletkenlik deneyi (ASTM D 5856) yapılmıştır.

3. ARAŞTIRMA BULGULARI

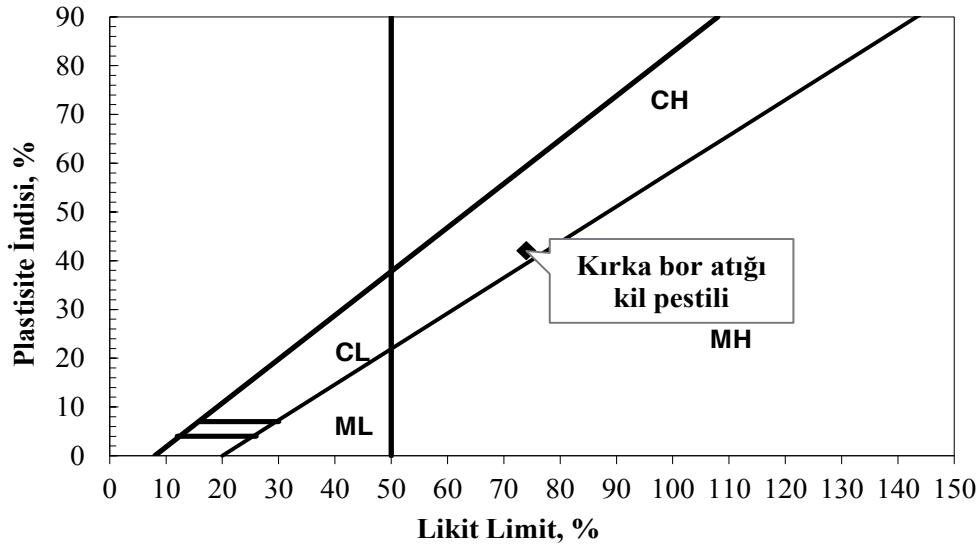
3.1. Kıvam Limitleri Deneyleri

Bor atığı kil pestilinin zemin sınıfı Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi’ne (USCS) göre yüksek plastisiteli kil (CH) olarak belirlenmiştir. Çizelge 1’de atık kil pestiline ait kıvam limitleri deney sonuçları verilmiştir. Şekil 2’de Kırka bor atığı kil pestilinin Cassagrande plastisite kartındaki yeri görülmektedir.

Çizelge 1. Kırka bor atığı kil pestilinin kıvam limitleri

Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Plastisite İndisi (%)	Zemin Sınıfı
73	35	38	CH

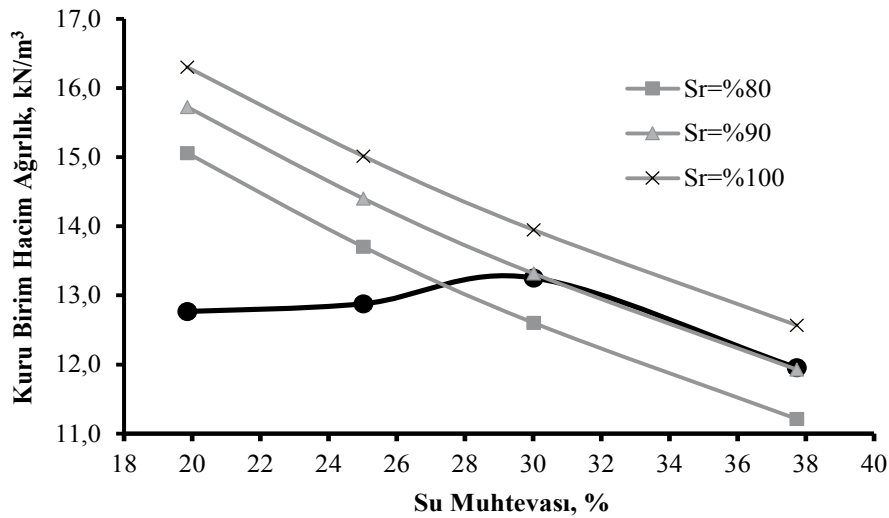
Emrah Turan, Zeynep Neşe Kurt Albayrak



Şekil 2. Kırka bor atığı kil pestilinin Cassagrande plastisite kartındaki yeri

3.2. Standart Proktor Deneyi

Standart proktor deneyleri ile atık kil pestilinin kompaksiyon parametreleri belirlenmiştir. Deney sonucunda çizilmiş olan kompaksiyon eğrisi ve doygunluk çizgileri Şekil 3'te görülmektedir. Kompaksiyon eğrisine göre, Kırka bor atığı kil pestilinin optimum su muhtevasının % 29; maksimum kuru birim hacim ağırlığının ise $13,3 \text{ kN/m}^3$ olduğu görülmüştür.



Şekil 3. Kırka bor atığı kil pestilinin kompaksiyon eğrisi

3.3. Serbest Basınç Deneyi

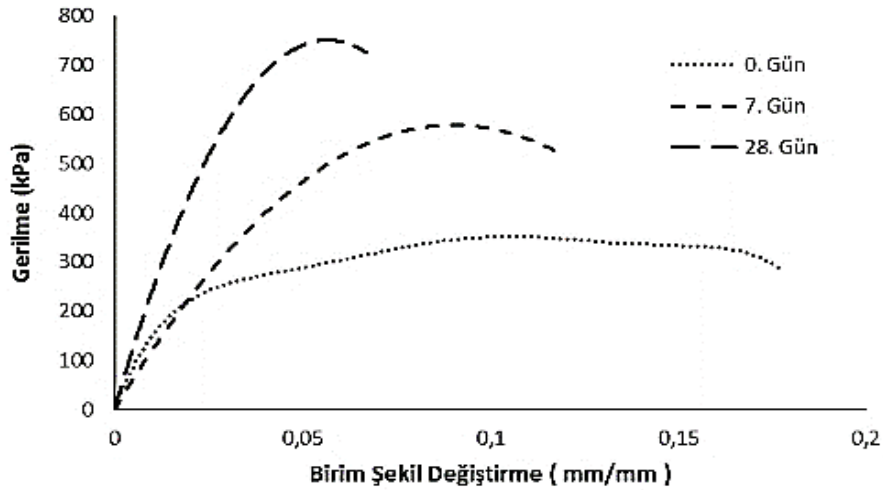
Kırka bor atığı kil pestilinin serbest basınç deneyleri, standart proktor enerjisinde sıkıştırılan numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Atık kil pestillerinin hafif puzolanik karaktere sahip

Kırka Bor Atığı Kilinin Geoteknik Özelliklerinin İncelenmesi

olduğu bilindiği için numunelerin serbest basınç mukavemetleri 0. gün (hemen), 7. gün ve 28. gün sonunda, farklı kür sürelerinde yapılan serbest basınç deneyleri ile belirlenmiştir (Uğurlu vd., 2004). Deneyler sonucunda elde edilen serbest basınç mukavemetleri Çizelge 2’de verilmiştir. Buna göre, 7. ve 28. gün yapılan deneylerle elde edilen serbest basınç mukavemetleri hemen yapılan deneyle elde edilen serbest basınç mukavemeti ile karşılaştırıldığında, serbest basınç mukavemetinde sırasıyla, %146,5 ve %221,5 oranlarında artış meydana geldiği görülmüştür. Serbest basınç deneyi ile çizilen gerilme-birim deformasyon eğrileri Şekil 4’te görülmektedir. Buna göre, kür süresinde meydana gelen artışla numunelerin daha rijit bir kırılma davranışı sergilediği söylenebilir.

Çizelge 2. Kırka bor atığı kil pestilinin serbest basınç mukavemeti

Kür Süresi (gün)	Serbest Basınç Mukavemeti (kPa)
0	232
7	572
28	746



Şekil 4. Kırka bor atığı kil pestilinin gerilme-birim deformasyon eğrileri

3.4. Şişme Basıncı Deneyi

Kırka bor atığı kil pestilinin şişme basıncı deneyleri standart proktor enerjisinde sıkıştırılan numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bor atığı kil pestilinin şişme basıncı 61,2 kPa olarak belirlenmiştir.

3.5. Hidrolik İletkenlik Deneyi

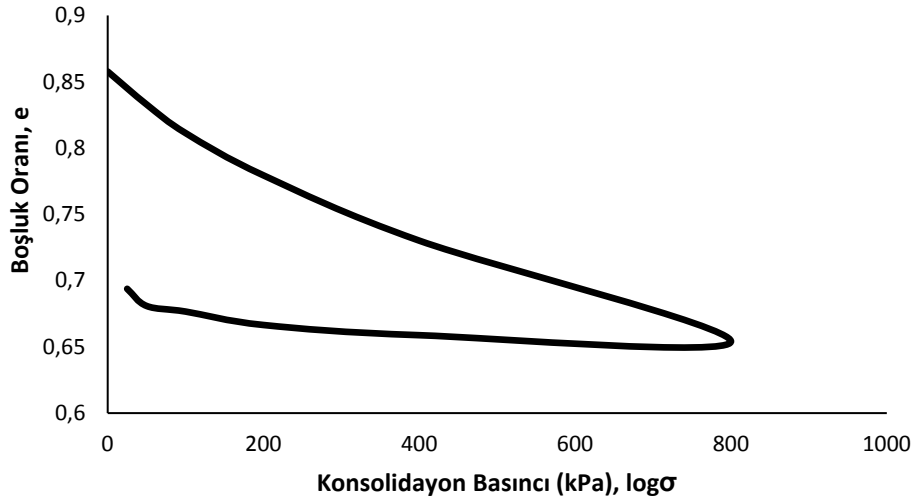
Kırka bor atığı kil pestilinin hidrolik iletkenlik katsayısı standart proktor enerjisinde sıkıştırılan numuneler üzerinde gerçekleştirilen düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi ile

Emrah Turan, Zeynep Neşe Kurt Albayrak

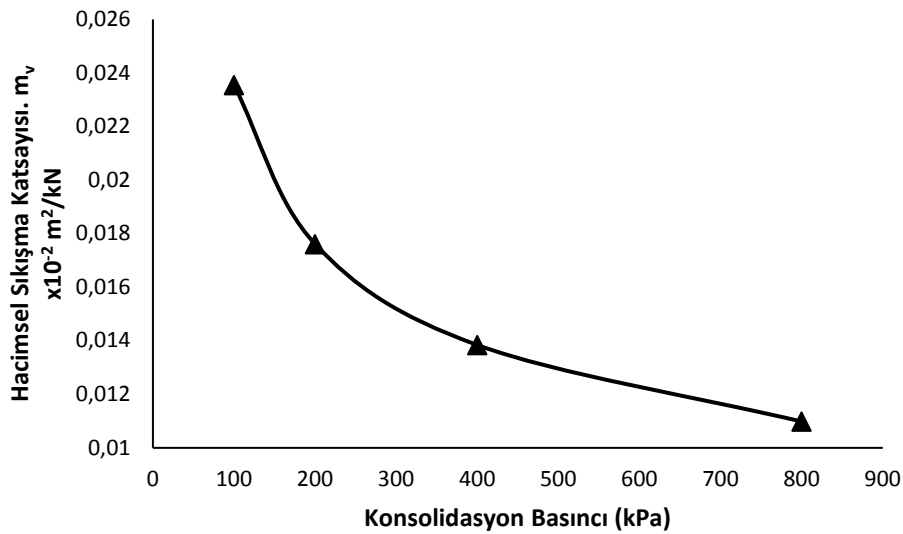
belirlenmiştir. Kırka bor atığı kil pestilinin hidrolik iletkenlik katsayısı $9,29 \times 10^{-11}$ m/s olarak bulunmuştur.

3.6. Konsolidasyon Deneyi

Kırka bor atığı kil pestili numuneleri üzerinde ödometre deneyleri yapılmıştır. Ödometre deneyi ile her bir konsolidasyon basıncında elde edilen konsolidasyon basıncı-boşluk oranı eğrisi Şekil 5'te, konsolidasyon basıncı-hacimsel sıkışma katsayısı eğrisi ise Şekil 6'da verilmiştir. Kırka bor atığı kil pestilinin konsolidasyon parametreleri her bir basınç kademesi için belirlenmiş ve Çizelge 3'te sunulmuştur.



Şekil 5. Kırka bor atığı kil pestilinin konsolidasyon basıncı-boşluk oranı eğrisi



Şekil 6. Kırka bor atığı kil pestilinin konsolidasyon basıncı-hacimsel sıkışma katsayısı eğrisi

Kırka Bor Atığı Kilinin Geoteknik Özelliklerinin İncelenmesi

Çizelge 3. Kırka bor atığı kil pestilinin konsolidasyon parametreleri

Konsolidasyon Basıncı (kPa)	Hacimsel Sıkışma Katsayısı, $m_v \times 10^{-2}$ (m ² /kN)	Sıkışma İndisi, C_c	Konsolidasyon Katsayısı, C_v (m ² /s)
100	0,024	0,105968	$5,75 \times 10^{-09}$
200	0,018		$1,14 \times 10^{-08}$
400	0,014	0,163627	$2,77 \times 10^{-08}$
800	0,011	0,252453	$1,17 \times 10^{-07}$

4.SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, Kırka Eti Maden İşletmesi'nden temin edilen bor atığı kil pestilinin bazı geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Bu kapsamda bor atığı kil pestillerine dane birim hacim ağırlığı, kıvam limitleri, standart proktor, serbest basınç, şişme basıncı, hidrolik iletkenlik ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır;

-Atık kil pestilinin zemin sınıfı Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne göre yüksek plastisiteli kil olarak belirlenmiştir.

-Atık kil pestilinin optimum su muhtevası % 29, maksimum kuru birim hacim ağırlığı 13,5 kN/m³ olarak bulunmuştur.

-Atık kil pestilinin serbest basınç mukavemeti 0. gün, 7. gün ve 28. günlük numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneyler sonucunda sırasıyla, 232 kPa, 572 kPa ve 746 kPa olarak bulunmuştur.

-Atık kil pestilinin şişme basıncı 61,2 kPa, hidrolik iletkenlik katsayısı $9,29 \times 10^{-11}$ olarak bulunmuştur. Ayrıca numunelerin konsolidasyon parametreleri ödometre deneyi ile belirlenmiştir.

Kırka atık kil pestillerinin neden oldukları depolanma problemlerini ve çevre sorunlarını ortadan kaldırmak amacıyla farklı alanlarda değerlendirilmeleri söz konusudur. Geoteknik açıdan bakıldığında, atık kil pestillerinin düşük geçirimsizlik katsayısına sahip olmaları nedeni ile katı atık depolama alanlarında geçirimsiz şilte olarak kullanılabilirlik açısından ümit vadettiği söylenebilir. Ancak, atık kil pestillerinin minerolojik yapılarının ve elektrokinetik özelliklerinin de özel yöntemler kullanılarak araştırılmasının yararlı olacağı düşünülmektedir.



Emrah Turan, Zeynep Neşe Kurt Albayrak

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Atatürk Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi'nce FYL-2019-6785 numaralı proje olarak desteklenmiştir. Bu nedenle, Atatürk Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi'ne teşekkürlerimizi sunarız. İlaveten Kırka bor atığı kilini temin etmemizi sağlayan Eti Maden Genel Müdürlüğü'ne özel teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Aytekin Y., Akdağ M., Türkmen Y., Batar T., Badruk M. (1992), “Tinkal (Boraks) Cevherinin Patlatma Yoluyla Zenginleşebilirliğinin ve Bu Yöntemin Bilinen Mevcut Yöntemler Yerine İkamesinin Araştırılması”, TÜBİTAK MAG 838 Sonuç Raporu 1992, İzmir.
- Badruk M., Yamık A., Akçe A. (1997), “Tinkal Cevherlerinden Elde Edilen Konsantre Ve Artığın Kompaktlaştırılması ve Konsantrenin Çözeltilmesi”, Türkiye 15. Madencilik Kongresi, 395-398.
- Bayrakçı E. (2015), “Bor atıklarının çöp deponi tabakalarında kullanılabilirliğinin geoteknik açıdan değerlendirilmesi” , Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.
- Bozkurt R. (1989), “Minerolojik İncelemelerin Cevher Zenginleştirmedeki Rolüne İki Örnek” , Anadolu Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakülte Dergisi, Vol 5, 15-21.
- Gezmen T. ve Türkel S. (2017), “Bor Minerali ve Uçucu Kül İçeren Harçların Mekanik Özelliklerinin ve Sülfata Dayanıklılığının İncelenmesi” , Dokuz Eylül Üniversitesi-Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi, Vol 19 (57), 757-778.
- Kurt Albayrak Z. N. ve Turan E. (2019), “Kestelek Bor Atık Kili Katkılı Yüksek Plastisiteli Bir Kilin Mukavemet Özelliklerinin Araştırılması”, Iğdır Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, Vol 9 (2), 890-899.
- Sönmez E., Yorulmaz S. (1995), “Kırka Boraks İşletmesi Artık Killerinin Tuğla Yapımında Kullanılabilirliğinin Araştırılması”, Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu, 21-22 Nisan 1995, 163-168, İzmir.
- Uğurlu A., Özdemir M., Topçu İ. (2004), “Bor İçeren Kil Atıkların Çimento İçerisinde Değerlendirilmesi”, II. Uluslararası Bor Sempozyumu, 23-25 Eylül 2004, Eskişehir.
- Ulutas D., Bayrakci E., Cokaygil Z., Ozkan A., Guney Y. ve Banar M. (2014), “Geotechnical, Chemical and Structural Characterization of Waste Clay From Boron Production”, Athens Journal of Technology Engineering, Vol 1, 171-179.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

GENLEŞİM DAVRANIŞININ GRANÜLER DOLGULARDA OLUŞAN KAYMA BANTLARINA ETKİSİ

INFLUENCE OF DİLATANCY ON SHEAR BAND FORMATION IN GRANULAR BACKFILLS

Adlen ALTUNBAŞ¹

Behzad SOLTANBEİĞİ²

Özer ÇİNİCİOĞLU³

ABSTRACT

Shear strain localization is a phenomenon that directly influences the shearing behavior of granular assemblies. Accordingly, accurate prediction of the characteristics of shear bands is necessary for improving the precision of the calibration of constitutive models and to analyze the statics and kinematics of the soil mass at failure. In this study, the evolution of strain localization in cohesionless backfills is investigated. For this purpose, 1 g small scale model experiments are conducted simulating the lateral translation of rigid retaining walls to active state. Model backfills are prepared with different densities to observe the influence of peak dilation angles. Particle Image Velocimetry (PIV) is utilized to visualize the formation of shear bands in the backfill. As a result, it is understood that there is a correlation between shear band properties and the dilative properties of cohesionless soils.

Keywords: particle image velocimetry (PIV); shear band; dilatancy; active state; physical model.

ÖZET

Kayma deformasyonlarının belirli bir bölgeye sınırlanması, daneler yapının kayma davranışını doğrudan etkilemektedir. Dolayısıyla, kayma bandı karakteristiklerinin doğru tahmini, bünye modellerinin kalibrasyonunun daha hassas yapılmasını ve de göçme halindeki zemin kütlelerinin statik ve kinematığının daha iyi incelenmesini sağlayacaktır. Bu çalışmada, kayma deformasyonlarının gelişimi araştırılacaktır. Bu amaçla, küçük ölçekli bir istinat duvarı modeli tasarlanarak, aktif göçme durumunun modellendiği deneyler yapılmıştır. İstinat duvarı arkasındaki dolgu, değişik sıklıklarda hazırlanmış olup, genleşim açısının kayma bantlarının oluşumuna etkisi incelenmeye çalışılmıştır. Kohezyonsuz dolgu içinde meydana gelen şekil değiştirmeleri ve kayma bantlarını takip edebilmek için de parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yönteminden faydalanılmıştır. Sonuç olarak, kayma bandının özellikleri ile granüler dolguların genleşim özellikleri arasında bir korelasyon olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar kelimeler: parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ); kayma bandı; genleşim davranışı; fiziksel model.

1. GİRİŞ

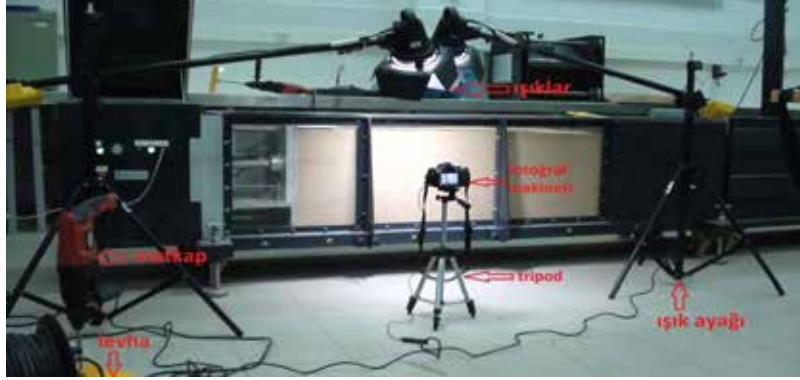
Kayma gerilmeleri etkisi altındayken zemin içerisinde meydana gelen şekil değişimleri zeminin kayma mukavemetini etkilemektedir (Borja vd., 2013). Meydana gelen şekil değiştirmeler göçme anına kadar devam ederken bant şeklinde bölgelerde yoğunlaşır. Bu bölgeler kayma bandı olarak tanımlanmaktadır. Buna bağlı olarak kayma bandı ile duvar arasında kalan zemin kayma kaması olarak ifade edilir. Oluşan kayma bantlarını ve kayma kamalarını anlamak dolguların göçme sırasındaki statik ve kinematik özelliklerini anlamak açısından son derece önemlidir (Tatsuoka vd., 1990). Literatürde yapılan bazı çalışmalar kohezyonsuz zeminlerde kayma bantlarının oluşumlarını ve göçme anında meydana gelen şekil değiştirmelerin etkilerini ortaya koymaktadır (Alshibli ve Sture, 2000; Hazeghian ve Soroush, 2018; Lade, 2002; Pietrzak ve Lesniewska, 2012; Rechenmacher, 2006; Tatsuoka vd., 1990; Tejchman, 1989; Vardoulakis vd., 1978; Yoshida, 1994). Bu çalışmalardan bazıları dane boyutunun etkilerini incelemiş olup (Tatsuoka vd., 1991, 1994; Tejchman, 1989; Vardoulakis, 1980), bazıları ise başlantıdaki boşluk oranı (Desrues ve Hammad, 1989; Tejchman, 1989) ve dane dağılımının (Tejchman, 1989; Yoshida, 1994) etkilerini incelemişlerdir. Yapılan bu çalışmalar kayma bölgelerinin anlaşılmasına büyük ölçüde katkı yapmışlardır. Fakat kayma bantlarının kalınlık, gerinim dağılımı gibi karakteristiklerine etki eden faktörler yeterince incelenmemiştir. Yapılan çalışmalar göz önüne alındığında iki önemli faktörün bant geometrisine etki ettiği görülmüştür; uygulanan gerilme ve sıklık oranı. Bu sonuç göz önüne alındığında genişim davranışının kayma bantlarına etkisi olabileceği açıkça görülmektedir. Bu nedenle bu çalışmada, genişim açısının kayma bantlarına etkisi araştırılmıştır.

Bu amaçla, düzlem şekil değiştirme şartlarında 1g koşullarında küçük ölçekli istinat duvarı model deneyleri yapılmıştır. Model deneylerde değişik göreceli sıklık oranlarına sahip dolgular hazırlanarak genişme açısının dolgu içerisinde oluşan şekil değişimlerine ve kayma bandına olan etkileri incelenmiştir.

2. DENEY DÜZENEGİ

Kohezyonsuz dolgu içinde meydana gelen gerilmeye bağlı deformasyonların gözlenebilmesi amacıyla düzlem şekil değiştirme koşullarına uygun küçük ölçekli bir istinat duvarı modeli geliştirilmiştir. Deney düzeneği ana hatlarıyla istinat duvarı fiziksel model deneylerinin yapıldığı bir test tankı, deney kumunun depolanabildiği bir kum havuzu, dolgunun test tankına yerleştirilmesi için kullanılan kum yağmurlama düzeneği, istinat duvarı fiziksel modeli ve buna bağlı basınç sensörleri, yük sensörü ve kontrol sisteminden oluşmaktadır. Model duvar 35 cm yüksekliğinde ve 50 cm genişliğindedir. Sınır etkisi problemini en aza indirmek amacıyla hareketli plaka tabandan 15cm yükseltilmiştir. Test tankı ise 50 cm eninde, 140 cm uzunluğunda ve 60 cm yüksekliğinde tasarlanmıştır. Model istinat duvarı sadece ötelenme hareketi yaparak pasif veya aktif göçme durumunu modelleyebilmektedir. Deneyler sırasında dolgu içinde meydana gelen deformasyonlar Şekil 1'de gösterilen kamera ve ışıklandırma sistemi ile kaydedilip parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılarak dolgu içinde meydana gelen şekil değişimleri incelenmiştir. Oluşan şekil değişimlerinin incelenebilmesi için, duvar 0.5 mm/s hız ile hareket ettirilerek, her 0.2mm duvar hareketinde PGHÖ kullanmak amacıyla

fotoğraflar çekilmiştir. Kullanılan kamera 6000×4000 piksel özelliğine sahip olup, saniyede 4 fotoğraf alabilmektedir.



Şekil 1. Deney Düzenegi

2.1. Dolgu Özellikleri ve Dolgu Numunesinin Hazırlanması

Bu çalışmada kullanılan kum özellikleri Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine (USCS) göre sınıflandırılmış olup Tablo 1’de ilgili değerler gösterilmiştir.

Çizelge 1. Kum Özellikleri

Sınıflandırma	Değer
Sınıflandırma	Kötü derecelenmiş (SP)
d ₅₀ (mm)	0.27
Dane özgül ağırlığı (G _s)	2.63
Ortalama küresellik (S _{ave})	0.7
Ortalama dairesellik (R _{ave})	0.39
Aksisimetrik durumda sürtünmeye genişim etkisi (r _{tx})	0.39
Düzlem şekil değiştirme durumunda sürtünmeye genişim etkisi (r _{ps})	0.66
Kritik durum sürtünme açısı (φ' _c (°))	33

3. EN BÜYÜK GENLEŞİM AÇISININ HESAPLANMASI

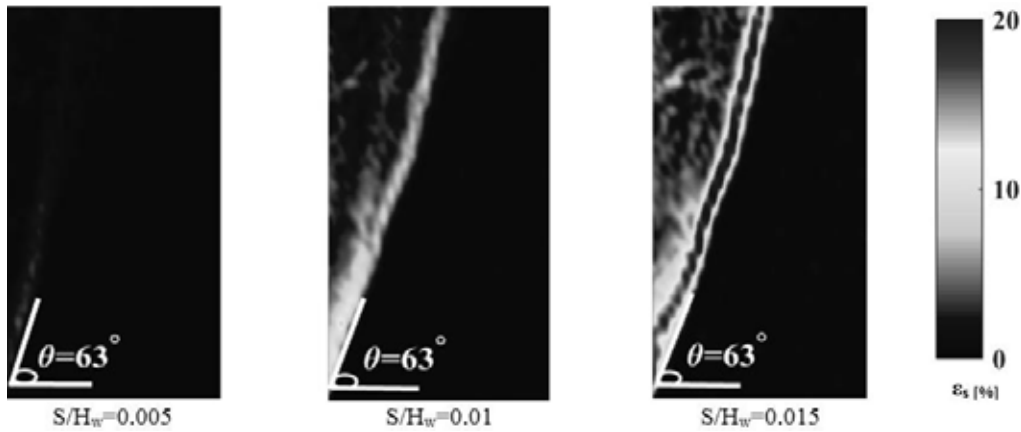
Farklı sıklık oranlarında hazırlanan model dolgularının en büyük genişim açısının (ψ_p) değerlerinin hesaplanması için Bolton (1986) tarafından önerilen Eşitlik 1 kullanılmıştır. Bolton (1986) literatürde mevcut üç eksenli deney verilerini derleyerek ψ_p değerinin hesaplanabilmesi için ampirik bir bağıntı geliştirmiştir:

$$\psi_p = \frac{A_\psi}{r} \left[I_D \left(Q - \ln \frac{100p'_f}{p_a} \right) - R \right] \quad (1)$$

Eşitlik 1’de p'_f göçme anındaki ortalama efektif gerilme değerini, p_a atmosferik basıncı ifade etmektedir. I_R , genleşme indeksi değeri olarak adlandırılmıştır ve ampirik olarak elde edilen Q ve R katsayıları ile hesaplanmaktadır. Elindeki üç eksenli deney verisini kullanarak Bolton (1986) tüm kumlar için $Q = 10$ ve $R = 1$ değerlerini önermektedir. A_ψ değeri ise üç eksenli deneyler ile belirlenen genleşme indeksinin genleşme oranına etkisini gösteren bir katsayıdır. Bolton (1986)’a göre A_ψ eksenel simetri şartlarında 3 ve düzlem şekil değiştirme şartlarında ise 5 değerini almaktadır.

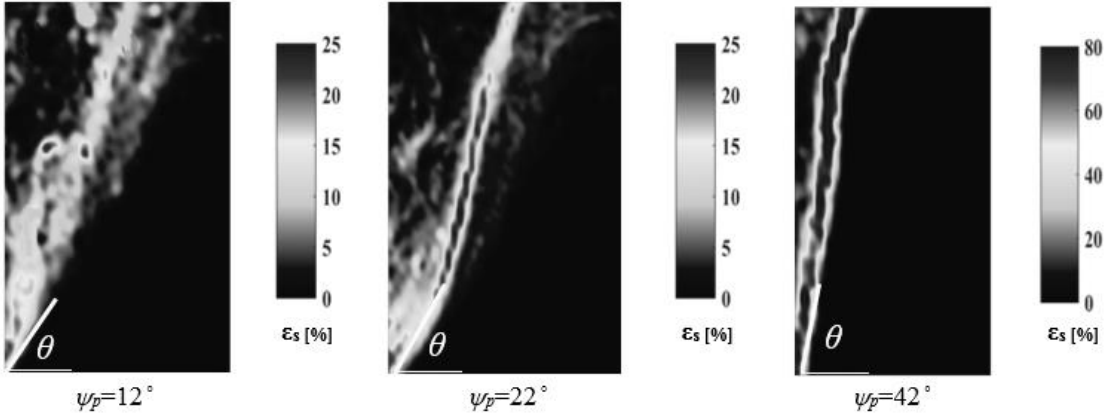
4. KAYMA BANDININ OLUŞMASI

Duvar arkasındaki dolgu zemin içerisinde göçme durumunda meydana gelen şekil değişimleri PGHÖ yapılarak ortaya konulmaya çalışılmıştır. Bu amaçla, değişen duvar hareketiyle meydana gelen şekil değişimleri incelenmiştir. Şekil 2’de en büyük genleşim açısı (ψ_p) 22° sahip dolgu için duvar hareketiyle değişen şekil değişimleri gösterilmiştir. Duvar hareketinin (S) farklı aşamaları için elde edilen mesafeler, duvar yüksekliğine (H_w) bölünerek normalize edilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, granüler dolgu içinde oluşan kayma bandının yatay ile yaptığı açının, duvar hareketi ile değişmediği görülmüştür.



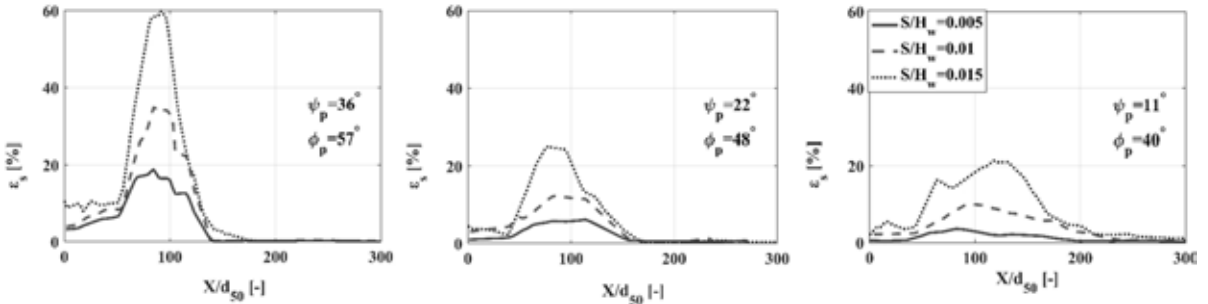
Şekil 2. Duvar Hareketi ile Kayma Bandının Değişimi

Genleşim açısının, kayma bandı geometrisine olan etkisinin incelenmesi amacıyla değişik göreceli sıkılık oranına sahip dolgular hazırlanmıştır. Her bir dolgunun genleşim açısı Eşitlik 1 kullanılarak hesaplanmıştır. Buna göre, kayma deformasyon haritaları duvar uzaklığı $S/H_w=0.015$ için, Şekil 3’te gösterilmiştir. Şekil 3’te görüldüğü gibi kayma bandı boyunca görülen en az şekil değişimleri en gevşek göreceli sıkılık oranına sahip dolguda ($\psi_p=12^\circ$) oluşmuştur. Buna ek olarak, en düşük genleşim açısına sahip olan dolgu içinde oluşan kayma yüzeylerinin yatay ile yaptığı açı da en düşük olmaktadır. Genleşim açısı arttıkça, kayma bandı içerisinde oluşan şekil değişimlerinin yoğunluğunun arttığı ve buna bağlı olarak kayma bandının daraldığı da açıkça görülmektedir.



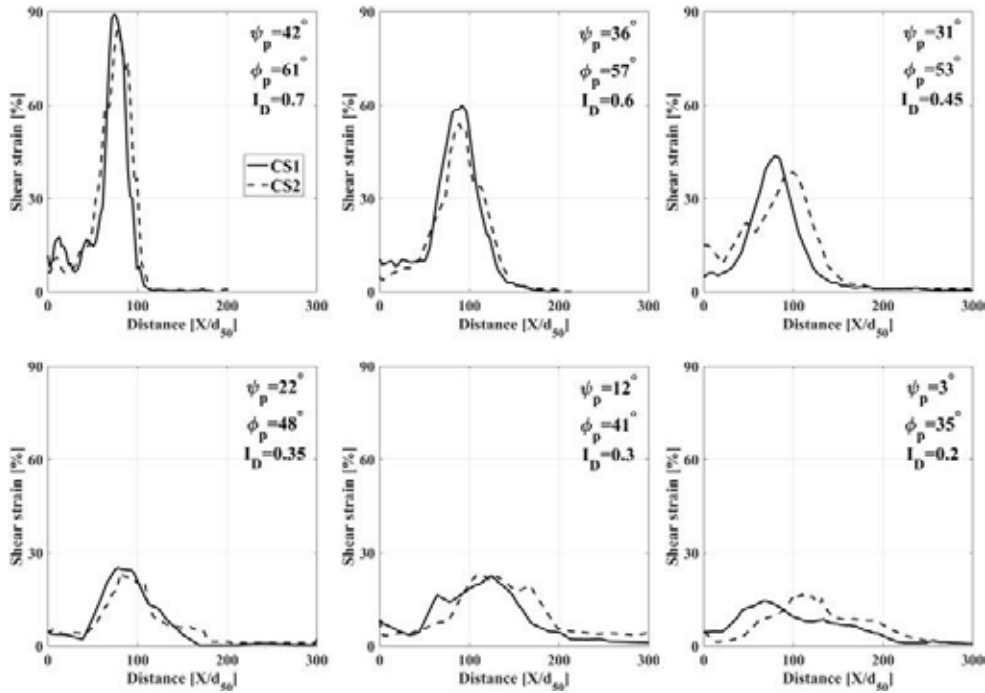
Şekil 3. Farklı Genleşim Açılarında Bağlı Olarak, $S/H_w=0.015$ Duvar Hareketi için Kayma Bantlarının Değişimi

Duvar hareketiyle değişen kayma deformasyonları farklı genleşim açısına sahip dolgular için incelenmiş ve kayma deformasyon yoğunlukları duvar tabanından itibaren $\frac{H_w}{3}$ yüksekliği için elde edilmiştir (Şekil 4). Elde edilen sonuçlar incelendiğinde; duvar hareketiyle beraber oluşan kayma bantı üzerinde oluşan kayma deformasyonlarının arttığı görülmüştür.



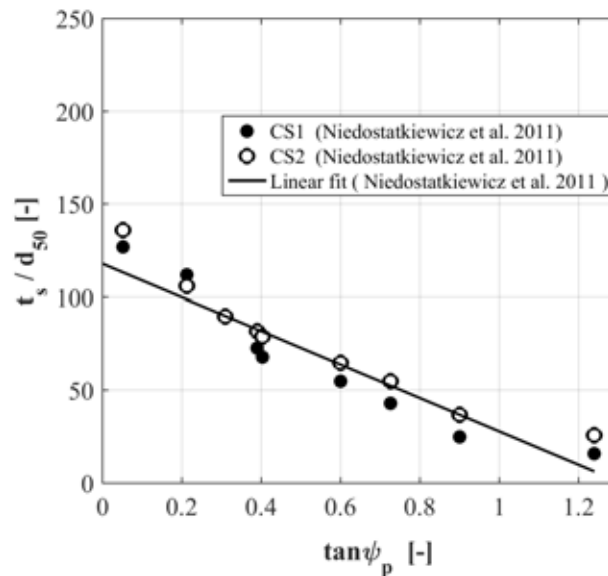
Şekil 4. Üç Farklı Dolgu için, Duvar Hareketi ile Kayma Deformasyon Yoğunluklarının Duvar Tabanından İtibaren $\frac{H_w}{3}$ Yükseklikteki Değişimi

Elde edilen sonuçlara bakıldığında oluşan kayma bantlarının kalınlığı ve kayma bantlarında içerisinde meydana gelen kayma birim şekil değişimleri, en büyük genleşim açısına bağlı olarak değişmekte olduğu görülmektedir. En büyük genleşim açısının artmasıyla beraber, dolguda meydana gelen kayma birim şekil değişimi daha yoğun ve kayma bantı kalınlığının da giderek azaldığı Şekil 5'de görülmektedir. Şekil 5'de farklı genleşim açısına sahip dolgularda oluşan kayma bantları üzerinden iki farklı nokta için (CS1 ve CS2) MatLab programı kullanılarak, kayma birim şekil değişimi dağılım grafikleri çıkarılmıştır. Elde edilen bu grafikler kullanılarak, kayma bantlarının kalınlığının, genleşim açısına bağlı olarak değişimi sayısal olarak ortaya konulmuştur.



Şekil 5. Farklı Genleşim Açılarında Sahip Dolgularda Oluşan Kayma Bantları Üzerinden İki Farklı Noktadan (CS1 ve CS2) Alınan Kayma Birim Şekil Değişim Değerleri

Şekil 5'te elde edilen bu değerler, Niedostatkiewicz vd. (2011) tarafından önerilen ve kayma bantının kalınlığının ölçülmesini sağlayan metot ile hesaplanmış ve genleşim açısıyla olan ilişkisi ortaya konulmaya çalışılmıştır. Şekil 6'da görüldüğü gibi, kayma bantının kalınlığı (t_s) ve genleşim açısı arasında doğrusal bir ilişki elde edilmiştir. Kayma bantının kalınlığı (t_s), ortalama dane çapına (d_{50}) bölünerek birimsizleştirilmiştir. Ayrıca, Soltanbeigi vd. (2019) tarafından yapılan bir başka çalışmada çeşitli yöntemlerle kayma bantının kalınlığı elde edilmiş ve ölçülen değerler karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlarla ilgili ayrıntılı bilgiler sunulan bu çalışmada mevcuttur (Soltanbeigi vd., 2019)



Şekil 6. t_s/d_{50} - $\tan \psi_p$ Arasındaki İlişki

5. SONUÇLAR

Bu çalışma, granüler dolgularda aktif göçme sırasında göçme kaması içerisinde meydana gelen şekil değişimlerini anlamak ve kayma bandını tanımlayabilmek amacıyla gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, daha önce yapılan çalışmalarda göz önüne alınmayan genleşim davranışının göçme sırasında meydana gelen deformasyonlar üzerindeki etkisi incelenmeye çalışılmıştır. Küçük ölçekli istinat duvar model deneyleri yapılarak genleşim davranışının oluşan kayma bantları üzerindeki etkisi PGHÖ yöntemi ile incelenmiştir. Buna göre, granüler dolgu içinde oluşan kayma bandının yatay ile yaptığı açının duvar hareketi ile değişmediği görülmüştür. Fakat, duvar hareketiyle beraber oluşan kayma bandı üzerinde oluşan kayma deformasyonlarının arttığı görülmüştür. Ayrıca, kayma bandı boyunca görülen en düşük şekil değişimlerinin, en gevşek göreceli sıklık oranına sahip dolguda olduğu gözlenmiştir. Buna ek olarak, en düşük genleşim açısına sahip olan dolgunun yatay ile yaptığı açının yine en düşük olduğu açıkça görülmektedir. Fakat, kayma bandı boyunca oluşan en yoğun şekil değişimlerinin ve buna bağlı oluşan göçme yüzeyinin, genleşim açısı en yüksek olan dolgu olduğu açıkça görülmüştür. Ek olarak, kayma bandının kalınlığı ve genleşim açısı arasında doğrusal bir ilişki olduğu gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

- Alshibli, K. A., ve Sture, S. (2000), “Shear Band Formation in Plane Strain Experiments of Sand”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 126(6), 495–503.
- Borja, R. I., Song, X., Rechenmacher, A. L., Abedi, S., ve Wu, W. (2013), “Shear Band in Sand with Spatially Varying Density”, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol 61(1), 219–234.
- Desrues, J., Hammad, W. (1989), “Shear Banding Dependency on Mean Pressure Level in Sand”, In: Dembicki, E., vd. (Eds.) *Proc. Int. Workshop on Numerical Methods for Localization and Bifurcation of Granular Bodies*, Gdansk, Poland.
- Hazeghian, M., ve Soroush, A. (2018), “DEM Simulations to Study the Effects of the Ground Surface Geometry on Dip-Slip Faulting Through Granular Soils”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1–19.
- Lade, P. V. (2002), “Instability, Shear Banding and Failure in Granular Materials”, *I. J. Solids Structures*, Vol 39(13), 3337–3357.
- Leśniewska, D., Niedostatkiewicz, M., ve Tejchman, J. (2012), “Experimental Study on Shear Localisation in Granular Materials within Combined Strain and Stress Field”, *Strain*, Vol 48, 430
- Niedostatkiewicz, M., Leśniewska, D., ve Tejchman, J. (2011), “Experimental Analysis of Shear Zone Patterns in Cohesionless for Earth Pressure Problems Using Particle Image Velocimetry”, *Strain*, Vol 47(s2), 218–231.
- Pietrzak, M., ve Leśniewska, D. (2012), “Failure Evolution in Granular Material Retained by Rigid Wall in Active Mode”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol 34(4), 1–9.
- Rechenmacher, A. L. (2006), “Grain-scale Processes Governing Shear Band Initiation and Evolution in Sands”, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol 54(1), 22–45.
- Soltanbeigi, B., Altunbas, A., ve Cinicioglu, O. (2019), “Influence of Dilatancy on Shear Band Characteristics of Granular Backfills”, *European Journal of Environmental and*



Civil Engineering, 1-18.

- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T., Siddiquee, M. S. (1991), “Progressive Failure and Particle Size Effect in Bearing Capacity of Footing on Sand”, In: Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Congress, Vol 27(2), 788–802.
- Tatsuoka, F., Siddiquee, M.S.A., Yoshida, T., Park, C.S., Kamegai, Y., Goto, S., Kohata, Y. (1994), “Testing Methods and Results of Element Tests and Testing Conditions of Plane Strain Model Bearing Capacity Tests Using Air-Dried Dense Silver Buzzard Sand”, Internal Report of the University of Tokyo, Vol 1–129.
- Tejchman, J. (1989), “Scherzonenbildung und Verspannungseffekte in Granulaten unter Berücksichtigung von Korndrehungen”, Publication Series of the Institute of Soil and Rock Mechanics, Vol 117, 1–236.
- Vardoulakis, I. (1980), “Shear Band Inclination and Shear Modulus of Sand in Biaxial Tests”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 4103–119.
- Yoshida, T. (1994), “Shear Banding in Sands Observed in Plane Strain Compression”, In Proc. Symp. on Localization and bifurcation Theory for Soils and Rocks (pp. 165–179). Balkema.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ZEMİN SU İÇERİĞİNİN TDR İLE BELİRLENMESİ İÇİN YENİ KALİBRASYON ÖNERİSİ

A NEW CALIBRATION METHODOLOGY FOR DETERMINING SWC VIA TDR

Mehmet ÖZGÜR¹

Sami ARSOY²

ABSTRACT

Soil water content (SWC) is an essential parameter for many geotechnical applications. Time Domain Reflectometry (TDR) has been used for determination of SWC for nearly 40 years. However, the existing calibrations are based on the dielectric constant of the soil. Consequently, locating the start and the end of the embedded probe on the reflected waveform with complex and controversial methods becomes indispensable. The proposed calibration in this study, utilizes the reflection coefficients which can be directly obtained from the critical and reference points of the reflection waveform. So, an ease of use for determining SWC via TDR was provided. The performance of the proposed calibration has been compared with the reference values, and the maximum absolute error was %1.82 while the RMSE was $0.008 \text{ cm}^3 \text{ cm}^{-3}$. Determination of the dry density of soils via TDR is a relatively new subject and further research for validation of the existing calibrations with larger data-sets is recommended in the recent literature. In this context, two existing calibration methods were used for the existing data-set. The results of both of the methods were in the 5% discrepancy range. It is concluded that, ability of determining the SWC and the dry density within a %2 and %5 discrepancy range, respectively, makes TDR a very usable methodology for geotechnical applications where both of these parameters should be considered together such as compaction quality control.

Keywords: Water content, dry density, TDR, calibration

ÖZET

Zeminlerin su içeriği birçok geoteknik uygulamada son derece önemli bir parametredir. Time Domain Reflectometry (TDR) yöntemi, su içeriğinin belirlenmesi için yaklaşık 40 yıldır kullanılmaktadır. Fakat geliştirilen tüm kalibrasyonlar zeminin dielektrik sabiti üzerine kuruludur. Bu nedenle yansıma formu üzerinde zemine yerleştirilen probun başlangıç ve bitiş noktalarının karmaşık olarak yorumlanabilecek ve günümüzde hala tartışmalı olan yöntemlerle belirlenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada önerilen kalibrasyon yansıma formu üzerinde belirlenen referans ve kritik noktalarda doğrudan elde edilebilen

¹ Dr. Öğr. Üyesi, Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, mehmetozgur@comu.edu.tr

² Prof. Dr., Kocaeli Üniversitesi, sarsoy@kocaeli.edu.tr



yansıma katsayıları üzerine kuruludur. Böylelikle su içeriğinin TDR ile belirlenmesinde önemli bir kullanım kolaylığı sağlanmaktadır. Önerilen kalibrasyon ile belirlenen su içeriği değerleri referans değerlerle karşılaştırılmış, maksimum mutlak hata %1,82 ve RMSE değeri $0,008 \text{ cm}^3\text{cm}^{-3}$ olmuştur. TDR ile zeminlerde kuru yoğunluğun belirlenmesi ise nispeten daha yeni bir konu olup güncel çalışmalarda mevcut kalibrasyonların daha büyük veri setleriyle sınanması gerektiği vurgulanmaktadır. Bu çalışmada literatürde önerilen iki kalibrasyon yöntemi eldeki veri setine uygulanmıştır. Her iki kalibrasyonun da %5 hata sınırı içinde kalan sonuçlar verdiği teyit edilmiştir. Su içeriğinin ve kuru yoğunluğun sırasıyla %2 ve %5 hata sınırları içinde TDR ile belirlenebiliyor olması, özellikle bu iki parametrenin birlikte değerlendirilmesi gereken kompaksiyon kontrolü gibi geoteknik konularında değerli bir katkı sağlamaktadır.

Anahtar Kelimeler: Su içeriği, kuru yoğunluk, TDR, kalibrasyon

1. GİRİŞ

Zeminlerin su içeriği özellikle doymuş olmayan zemin mekaniğinde kilit rol oynar. Karayolu projeleri ve dolgularda kompaksiyon kalitesinin değerlendirilmesi, şev stabilitesinin bozulması riskinin belirlenmesi gibi konularda su içeriğinin bilinmesi önemlidir. Ayrıca sulama için optimum zamanın ve sürenin belirlenmesi, geçirgenlik ve atık alanlarında potansiyel sızıntının belirlenmesi gibi zemin fiziki ve hidroloji konularında su içeriğinin belirlenmesi temel ihtiyaçlardan biridir (ASTM 6565, 2005).

Etüvde kurutma zemin su içeriğinin belirlenmesi için kullanılan geleneksel yöntemlerin içinde en yaygın ve doğruluğu en yüksek olanıdır. Fakat zaman verimliliği açısından önemli bir dezavantaj taşımaktadır (Topp et al., 1984). Diğer bir geleneksel yöntem olan nükleer yöntem ise potansiyel sağlık tehlikeleri nedeniyle sadece bu konuda uzmanlaşmış personel tarafından kullanılabilir. Alternatif bir yöntem olarak Zaman Tanım Alanında Yansıma (Time Domain Reflectometry, TDR) doğru, hızlı, tahribatsız, uzaktan ve gerçek zamanlı ölçüm olanağı vermektedir (Nadler et al., 2002).

TDR esasen elektrik-elektronik ve haberleşme mühendisliği pratiğinde kablolarda oluşabilecek hasarların varlığını ve yerini tespit edebilmek için kabloya sinyal üreticiden gönderilen bir elektromanyetik (EM) sinyalin kablo boyunca ne ölçüde geri yansıdığına osiloskop yardımıyla ölçülmesi ve kaydedilmesi prensibine dayanır. Böylelikle yansıma katsayısının zamana karşı değişimini ifade eden bir yansıma formu elde edilmiş olunur. Yansıma formu üzerindeki süreksizlikler kablo empedansının o noktada farklılık gösterdiğini yani bir hasarın varlığını işaret eder. Kablonun sinyal iletim hızı yardımıyla da hasar konumlandırılır.

Yöntem zeminlerin hacimsel su içeriğinin belirlenmesi için adapte edilmiş ve yaklaşık 40 yıldır geoteknik mühendisliğinde kullanılmaktadır. Yöntemle zemine yerleştirilen çok iletkenli proba gönderilen EM sinyalin prob üzerinden yansıma hızı ölçülür. Bu hız, zeminin su içeriğinin bir fonksiyonu olan dielektrik sabitine bağlıdır. Böylelikle hacimsel su içeriği, dielektrik sabitinin kullanıldığı bir kalibrasyon kullanılarak doğrudan ölçülmüş olur. Fakat hızın ölçülmesi için yansıma formu üzerinde bir yansıma süresi analizine ihtiyaç vardır. Bu analizin yapılabilmesi için ise yansıma formu üzerinde probun başlangıç ve bitiş noktalarının doğru tespit edilmesi gerekir. Bu noktaların tespit edilmesi için

kullanılan yöntemler (Topp et al., 1980; Baker and Allmaras, 1990) oldukça karmaşık ve hala tartışmaya açık olarak yorumlanabilir.

Zeminlerin kuru yoğunluğunun TDR ile belirlenmesi ise nispeten yeni bir süreçtir. ASTM D6780 (2005), dielektrik sabiti ve dielektrik iletkenliğin ölçülmesi ile bu değerlerin kuru yoğunluk ile normalize edilerek su içeriği ile ilişkilendirilmesi üzerinde kuruludur. Sonrasında yapılan çalışmalarda sonuçların kompaksiyon enerjisinden çok fazla etkilendiği görülmüştür. Bunun üzerine Jung et al. (2013) tarafından kompaksiyon enerjisinden daha bağımsız bir kalibrasyon önerisinde bulunulmuştur. Bu çalışmanın etkisi ile ASTM D6780'de revizyona gidilmiş ve 3 iletkenli bir özel prob kullanılarak kuru yoğunluğun belirlenmesi standart test metodu olarak kabul edilmiştir (ASTM D6780M, 2012). Curioni et al. (2018) tarafından ASTM'nin önerdiği özel probun yanı sıra uygulamada sıkça kullanılan diğer 3 iletkenli problemlerin ASTM yönteminde kullanılabilirliğini araştırılmıştır. Çalışmada kanal bölücülerin (multiplexers) etkisi de göz önüne alınmıştır. Çalışmanın sonucu olarak Jung et al. (2013) tarafından önerilen kalibrasyona göre daha iyi sonuçlar verdiği görülen bir kalibrasyon elde edilmiştir. Fakat söz konusu kalibrasyonun daha büyük veri setleriyle sınanması gerektiği de aynı çalışmada vurgulanmıştır.

Bu çalışmada hacimsel su içeriği için dielektrik sabiti yerine yansıma formu üzerindeki referans ve kritik noktalarda doğrudan okunabilen yansıma katsayılarını kullanan yeni bir kalibrasyon önerisi geliştirilmiştir. Böylelikle hacimsel su içeriğinin TDR ile belirlenmesinde yansıma süresi analizine gerek kalmamakta ve önemli bir kullanım kolaylığı sağlanmaktadır. Ayrıca kuru yoğunluk için ASTM D6780M (2012) ile Curioni et al. (2018) tarafından önerilen kalibrasyonlar eldeki veri setine uygulanmış ve geçerlilikleri değerlendirilmiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Zemin Numunelerinin Hazırlanması

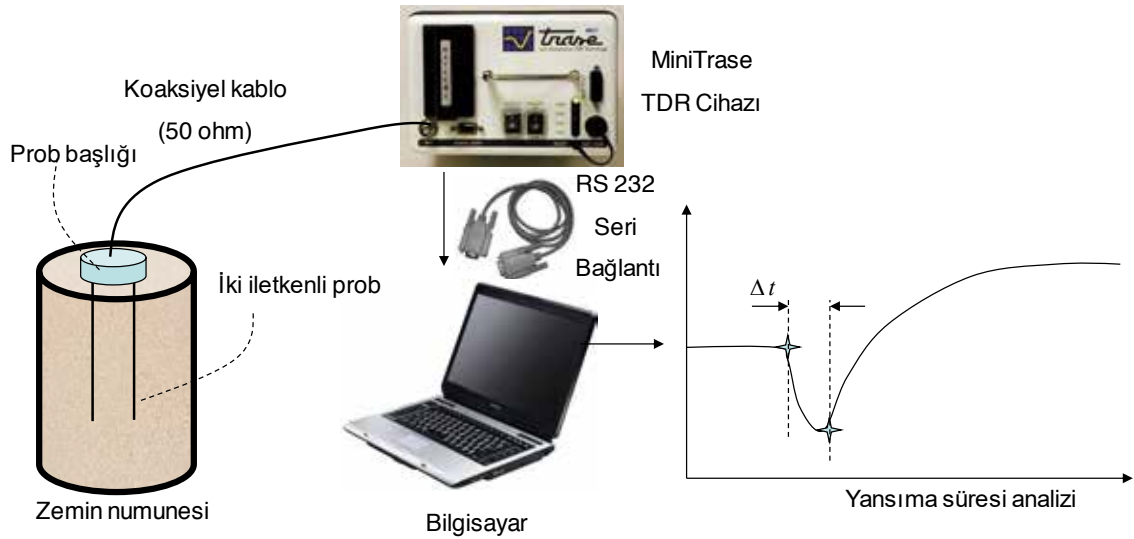
Bu çalışmada Marmara Bölgesinden elde edilen iki farklı zemin örneği ile çalışılmıştır. Örnek zeminlerin seçilen bazı endeks özellikleri Tablo 1'de yer almaktadır. 5 farklı su içeriği hedeflenmiş ve etüvde kurutulduktan sonra oda sıcaklığında bekletilen zemin örneklerine gereken miktarlarda su eklenerek deney numuneleri elde edilmiştir. Numunelerin üçte biri ASTM 698 (2007) doğrultusunda proktor kalıbında 3 tabaka halinde ve her tabakaya 300 mm yükseklikten 25 düşü yapılarak sıkıştırılmıştır. Kalan numuneler, kuru yoğunluğun TDR ölçümlerine etkisini ortaya koyabilmek için farklı kompaksiyon enerjilerinde (5 ve 15 düşü) sıkıştırılmıştır. Toplamda 30 numunelik bir veri seti oluşturulmuştur (5 farklı su içeriği, 3 farklı kuru yoğunluk ve 2 zemin sınıfı). Numunelerin gravimetrik su içerikleri 105 dereceye ayarlanmış etüvde 24 saat bekletilerek belirlenmiştir.

Tablo 1. Zemin örneklerinin bazı endeks özellikleri

Zemin Sınıfı (TS1500)	SW	SP
Özgül ağırlık	2,64	2,44
Üniformluk katsayısı	6,50	3,06
Derecelenme katsayısı	1,04	1,10
Kil+silt oranı (75µm - 2µm), %	0,10	2,30

2.2. TDR ile Zemin Su İçeriğinin Ölçülmesi

TDR cihazı olarak Soil Moisture Comp. tarafından geliştirilen, %0-100 hacimsel su içeriği aralığında ölçüm yapabilen MiniTrase modeli kullanılmıştır. Cihazın proba gönderdiği EM dalganın genliği 1,6 volt olmakla beraber okuma çözünürlüğü 10 pikosaniye mertebesindedir. TDR ölçüm sistemi sinyal üreticini, alıcı ve kaydediciyi birlikte barındıran ana ünite ve ana üniteye BNC bağlantı ile birleşen koaksiyel kablo ile kablonun ucunda yer alan başlığa sabitlenen probdan oluşmaktadır. Kalıbın içindeki zemine yerleştirilen probların uzunluğu 17 cm olmakla beraber bu uzunluğun 16 cm'si zemine gömülüdür. İki probun aralarında mesafe 5 cm olduğundan çapı 4 cm, yüksekliği 16 cm olan silindirik zemin numunesinden ölçüm yapıldığı kabul edilmiştir. Şekil 1'de TDR ölçüm sistemi görülmektedir.



Şekil 1. TDR ile zemin su içeriğinin ölçülmesi için kullanılan sistemin şematik gösterimi

Yansıma süresi analizinden elde edilen (Δt) süresi prob uzunluğuna (L) ve zeminin dielektrik sabitine (ϵ_a) bağlıdır. Zeminin dielektrik sabiti Eşitlik (1) ile hesaplanır.

$$\epsilon_a = \left(\frac{c \Delta t}{2L} \right)^2 \quad (1)$$

c ışık hızıdır ($2,998 \cdot 10^8 \text{ msn}^{-1}$). Topp et al. (1980) tarafından dielektrik sabiti ile hacimsel su içeriği (θ) arasında en yaygın olarak bilinen ilişki Eşitlik (2) ile kurulmuştur.

$$\theta = -0.053 + 0.0292\epsilon_a - 5.5 \times 10^{-4} \epsilon_a^2 + 4.3 \times 10^{-6} \epsilon_a^3 \quad (2)$$

Eşitlik (2)'de görülen ilişkinin uzun zaman tüm zemin sınıfları için geçerli olduğu düşünülmüştür (Kim et al., 2000). Daha sade ampirik bir ilişki ise Ledieu et al. (1986) tarafından belirli bir kuru yoğunluk aralığı ($1.38-1.78 \text{ g/cm}^3$) için geliştirilmiştir ve Eşitlik (3)'te görülmektedir.

$$\theta = 0.1138\epsilon_a^{0.5} - 0.1758 \quad (3)$$

Ledieu et al. (1986) tarafından kuru yoğunluğun (ρ_d) kalibrasyona katılmasıyla doğruluğun önemli ölçüde arttığı ortaya konulmuştur (Eşitlik 4).

$$\sqrt{\varepsilon_a} = a \rho_d + b \theta + c \quad (4)$$

a , b ve c kalibrasyon sabitleridir ($a = 0,297$, $b = 8,79$ ve $c = 1,344$).

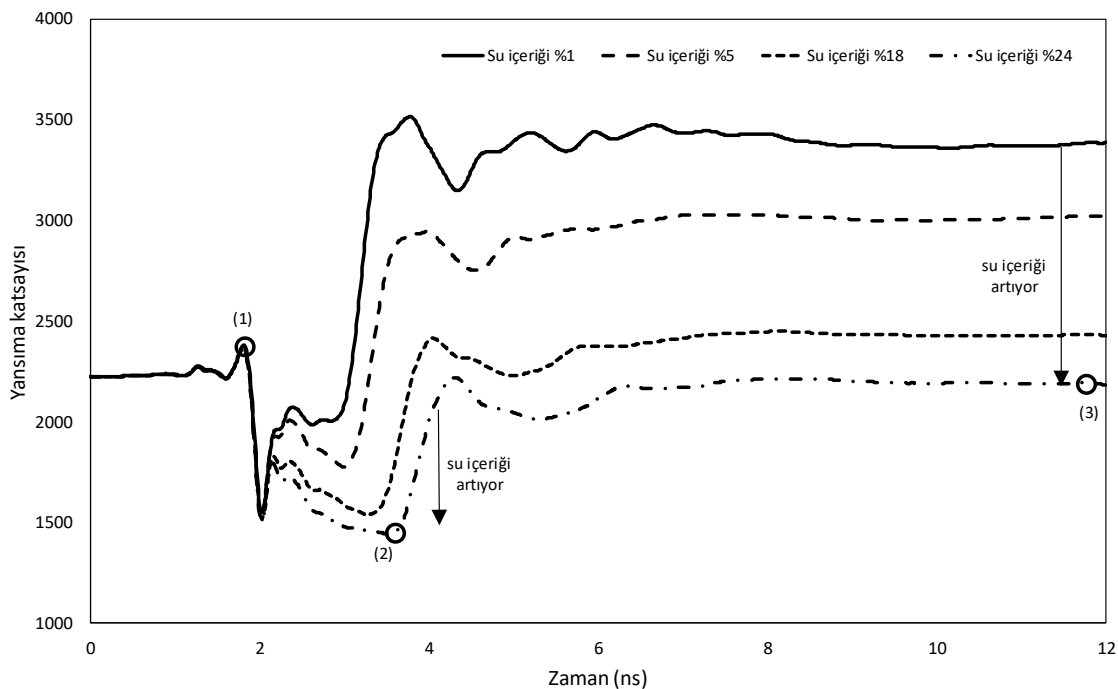
Malicki et al. (1996) tarafından önerilen ve Eşitlik (5)'te görülen kalibrasyon yöntemi de ε_a 'ya ilaveten ρ_d 'nin de kullanılmasını öngörmüş ve çok sayıda zemin sınıfı için kabul edilmiştir.

$$\theta = \frac{\varepsilon_a^{0.5} - 0.819 - 0.168\rho_d - 0.159\rho_d^2}{7.17 + 1.18\rho_d} \quad (5)$$

2.3. Su İçeriği İçin Önerilen Kalibrasyon Yöntemi

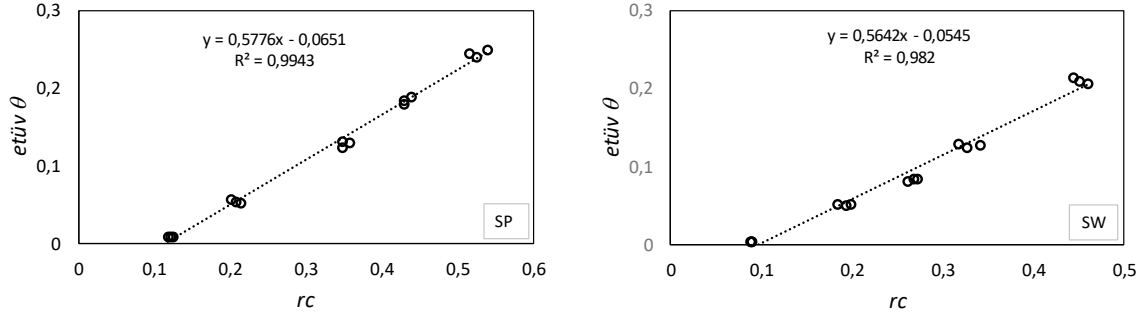
Şekil 2'de SP numunesi için belirli bir kuru yoğunluk değerinde farklı su içeriklerinde TDR ile kaydedilen yansıma formları görülmektedir. Su içeriğinin artmasıyla EM sinyalin prob üzerinde geçirdiği sürenin artıyor olması dielektrik karışım modeli ile rahatlıkla açıklanabilir. Yansıma formu üzerinde (1) nolu noktanın, tüm numuneler için referans noktası kabul edilmesi mümkündür. Öte yandan (2) ve (3) nolu kritik noktalarda yansıma katsayısının (r) artan su içeriği ile azaldığı görülmektedir. Önerilen kalibrasyonda su içeriği, referans ve kritik noktalardaki yansıma katsayıları yardımıyla Eşitlik (6) ile elde edilen rölatif yansıma katsayısı (rc) ile ilişkilendirilmiştir.

$$rc = \frac{r_1 - r_2}{r_3} \quad (6)$$



Şekil 2. SP numunesinde yansıma formunun artan su içeriği ile değişimi

Şekil 3'te SP numunesine ait rc değerleriyle etüvden elde edilen hacimsel su içeriğinin değişimi görülmektedir. İki değişken arasında Eşitlik (7)'de görülmekte olan doğrusal bir ilişki kurmak mümkün olmuştur. SW numunesi için ise aynı ilişki Eşitlik (8)'de yer almaktadır.



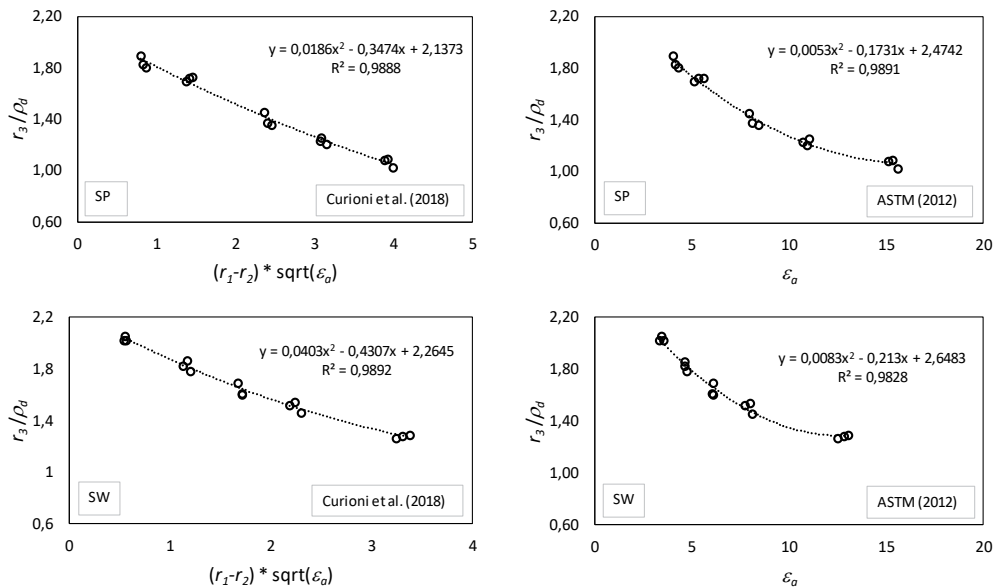
Şekil 3. SP ve SW numunelerinde rc ile etüv su içeriği değişimi

$$\theta = 0,578rc - 0,065 \quad (7)$$

$$\theta = 0,564rc - 0,055 \quad (8)$$

2.4. Kuru Yoğunluk İçin Mevcut Kalibrasyon Yöntemleri

Bu çalışmada zeminlerin kuru yoğunluğunun TDR ile belirlenmesine yönelik iki mevcut kalibrasyon yöntemi ele alınmıştır. Bunlardan ilki ASTM D6780 (2012)'de tanımlanmış olanıdır. Bu yöntemde, kuru yoğunluğun belirlenmesi için dielektrik sabiti ile (3) nolu kritik noktadaki yansıma katsayısının kuru yoğunlukla normalize edilmiş değeri arasında bir ilişki kurmak yolu benimsenmiştir. Curioni et al. (2018) tarafından geliştirilen diğer kalibrasyon yönteminde ise dielektrik sabitinin (1) nolu referans noktasındaki ve (2) nolu kritik noktadaki yansıma katsayısı arasındaki fark ile büyütülmüş değeri kullanılmıştır. Şekil 4'te her iki yöntemle elde edilen veri seti için gerçekleştirilen kalibrasyonlar görülmektedir.



Şekil 4. SP ve SW numunelerinde mevcut iki yöntemle kurulan kalibrasyonlar

3. BULGULAR

Tablo 2’de yapılan TDR ölçümlerinden kaydedilen yansıma formlarına ait referans ve kritik noktalardan okunan yansıma katsayılarıyla birlikte, yansıma formundan Eşitlik (1) ile hesaplanan dielektrik sabiti ve etüv ile elde edilen hacimsel su içeriği ve kuru yoğunluk değerleri sunulmuştur.

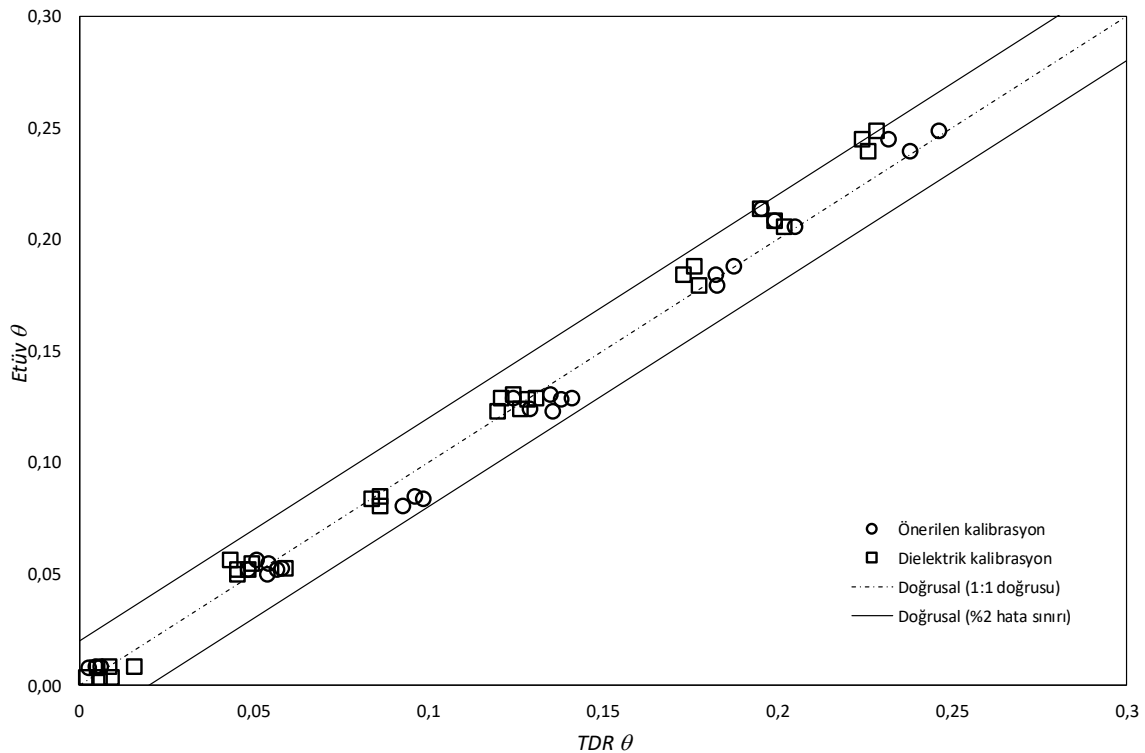
Tablo 2. Kalibrasyonlarda kullanılan temel parametreler ve referans değerler

Zemin Sınıfı	TDR				Etüv	
	r_1	r_2	r_3	ϵ_a	θ (%)	ρ_d (gr/cm^3)
SP	2383	1985	3386	4,0	0,82	1,783
	2395	1988	3390	4,1	0,84	1,843
	2395	1979	3383	4,3	0,86	1,869
	2433	1821	2928	5,6	5,26	1,663
	2418	1805	3004	5,3	5,45	1,722
	2410	1804	3050	5,1	5,62	1,775
	2506	1666	2545	7,9	12,31	1,664
	2515	1669	2508	8,4	12,91	1,746
	2504	1662	2556	8,1	13,05	1,765
	2558	1628	2351	11,0	17,94	1,726
	2553	1617	2365	10,7	18,43	1,773
	2553	1599	2360	10,9	18,79	1,809
	2621	1618	2159	15,3	23,96	1,758
	2609	1609	2183	15,1	24,48	1,796
2629	1618	2133	15,6	24,90	1,827	
SW	2400	2103	3406	3,4	0,36	1,652
	2397	2098	3408	3,3	0,36	1,684
	2398	2096	3405	3,5	0,36	1,685
	2452	1909	2884	4,6	4,98	1,517
	2455	1901	2868	4,7	5,17	1,575
	2440	1914	2923	4,6	5,19	1,581
	2489	1811	2692	6,1	8,05	1,533
	2492	1792	2679	6,0	8,39	1,598
	2488	1796	2689	6,1	8,49	1,616
	2515	1724	2553	8,0	12,43	1,574
	2525	1717	2504	8,1	12,81	1,622
	2502	1714	2593	7,7	12,87	1,630
	2602	1667	2241	13,0	20,56	1,575
	2600	1678	2256	12,8	20,85	1,597
2594	1677	2271	12,5	21,36	1,636	

Bu çalışmada önerilen kalibrasyonun performansını ortaya koymak için kalibrasyonla elde edilen hacimsel su içeriği değerleri, etüv sonuçlarına ilaveten Eşitlik (2)'de verilen genel kalibrasyonun (dielektrik kalibrasyon) zemine özgü olarak güncellenmesi ile bulunan sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Eşitlik (2)'nin SP ve SW için güncellenmiş formları sırasıyla Eşitlik (9) ve Eşitlik (10)'da görülmektedir. Şekil 5'te bu karşılaştırmanın sonuçları görülmektedir.

$$\theta = 0,00005 \varepsilon_a^3 - 0,0027 \varepsilon_a^2 + 0,0561 \varepsilon_a - 0,1794 \quad (9)$$

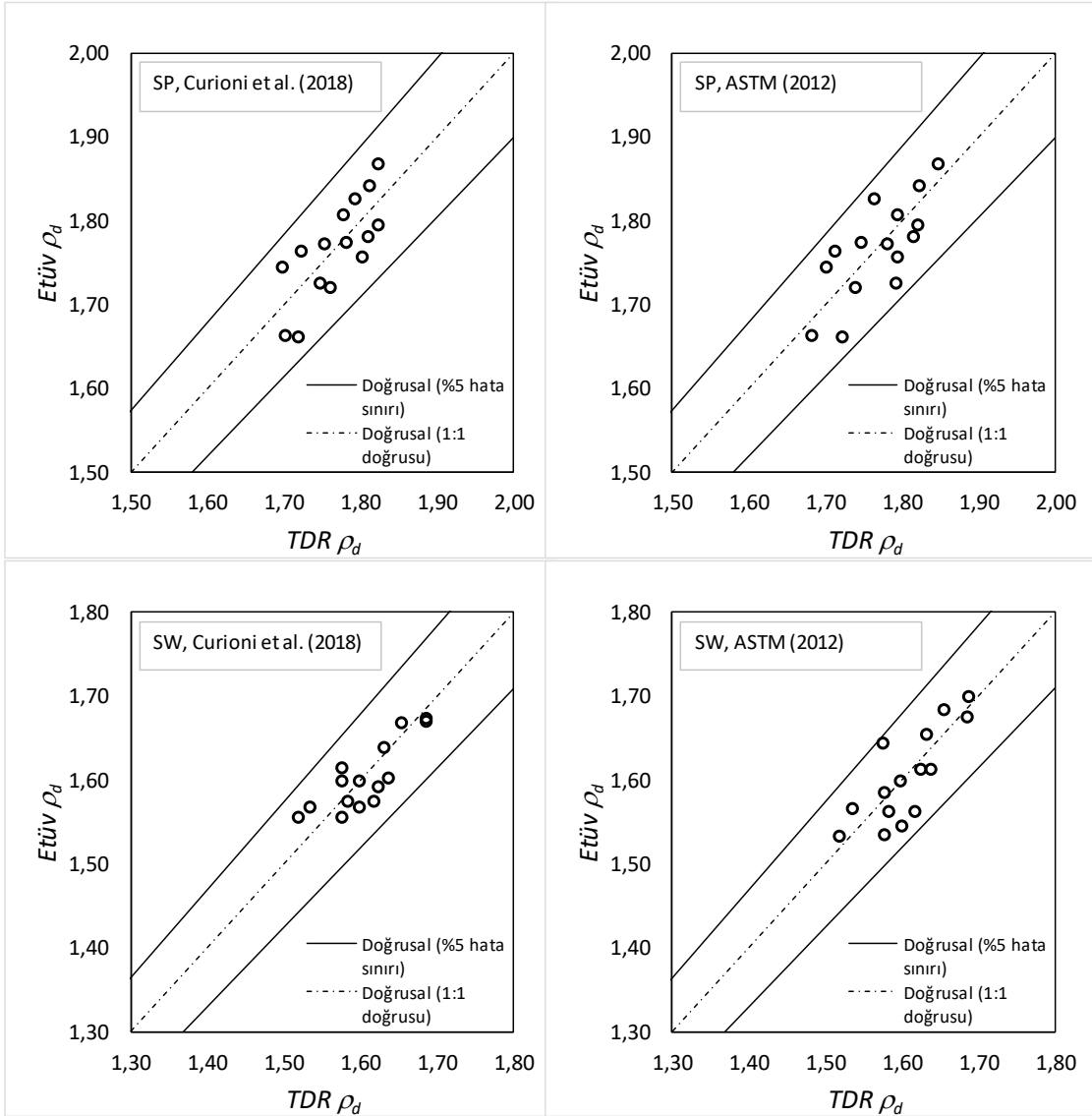
$$\theta = 0,0001 \varepsilon_a^3 - 0,0036 \varepsilon_a^2 + 0,057 \varepsilon_a - 0,1504 \quad (10)$$



Şekil 5. SP ve SW numunelerinde önerilen kalibrasyonun performansı

Şekil 5'ten görüldüğü üzere önerilen kalibrasyon $\pm\%2$ hata bandı içinde kalırken, dielektrik sabiti üzerinden kurulan (geleneksel) dielektrik kalibrasyon yüksek su içeriği değerlerinde daha büyük hata vermektedir. Önerilen kalibrasyonla elde edilen su içeriği değerlerinde en büyük mutlak hata $\%1,82$ iken dielektrik kalibrasyon için bu değer $\%2,05$ olmuştur. Önerilen kalibrasyonun RMSE değeri 0,008 iken dielektrik kalibrasyon için bu değer 0,009 olmuştur.

Şekil 6'da SP ve SW numuneleri için Curioni et al. (2018) ve ASTM D6780 (2012) tarafından önerilen TDR kalibrasyonlarıyla elde edilen kuru yoğunluk değerlerinin etüvden elde edilen referans değerlerle karşılaştırmalı gösterimi yer almaktadır. Her iki zemin sınıfı için de kalibrasyon önerilerinin $\%5$ 'lik hata bandı içinde kaldığı belirlenmiştir. İki zemin sınıfına ait tüm numuneler birlikte değerlendirildiğinde Curioni et al. (2018) tarafından önerilen kalibrasyonla kuru yoğunluk değerindeki en büyük hata $0,054 \text{ gr/cm}^3$ ve RMSE değeri $0,036 \text{ gr/cm}^3$ olurken aynı değerler ASTM D6780 (2012) tarafından önerilen kalibrasyonla sırasıyla $0,072 \text{ gr/cm}^3$ ve $0,038 \text{ gr/cm}^3$ olmuştur.



Şekil 6. SP ve SW numunelerinde Curioni et al. (2018) ve ASTM (2012) ile kuru yoğunluk

4. SONUÇLAR

Zeminlerin su içeriğinin belirlenmesi için TDR yönteminin kullanılması zaman tasarrufuna ilaveten çok noktada aynı anda, uzaktan ve gerçek zamanlı ölçüm alınabilmesi gibi çok önemli bazı diğer avantajları da barındırmaktadır. Bu çalışmada yansıma formu üzerinde belirlenen referans ve kritik noktalarda doğrudan ölçülebilen yansıma katsayılarını kullanan yeni bir kalibrasyon önerisi geliştirilmiştir. Aynı veri seti üzerinde Curioni et al. (2018) ve ASTM D6780 (2012) tarafından kuru yoğunluk için önerilen kalibrasyonlar da sınanmıştır. Deneysel bulgulardan derlenen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- TDR için önerilen kalibrasyon ile zeminlerin hacimsel su içeriği yansıma süresi analizine gerek kalmadan belirlenebilmektedir. Böylelikle, yöntem önemli oranda kullanım kolaylığı sağlanmaktadır.
- Önerilen kalibrasyonla hacimsel su içeriği %2 hata bandı içinde ölçülebilmektedir. Kalibrasyonda kullanılacak veri setinin genişlemesi daha iyi sonuçlar alınmasını sağlayacaktır.



- Curioni et al. (2018) ve ASTM D6780 (2012) tarafından kuru yoğunluk için önerilen kalibrasyonlar %5 hata bandı içinde sonuçlar vermektedir.
- ASTM D6780 (2012) tarafından kuru yoğunluk için önerilen 3 iletkenli özel prob yerine, 2 iletkenli bir probta elde edilen kalibrasyonun da benzer bir performans gösterdiği görülmektedir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmada 106M231 nolu projeden sağlanan destek için TÜBİTAK'a teşekkürü bir borç bilirler.

KAYNAKLAR

- ASTM D6565 (2005), "Standard test method for determination of water (moisture) content of soil by the time-domain reflectometry (TDR) method", ASTM, West Conshohocken, PA..
- ASTM D698 (2007), "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (600 kN-m/m³).", ASTM, West Conshohocken, PA.
- ASTM. D6780 (2005), "Standard test method for water content and density of soil in place by Time Domain Reflectometry (TDR).", ASTM, West Conshohocken, PA.
- ASTM. D6780M (2012), "Standard test method for water content and density of soil in situ by Time Domain Reflectometry (TDR).", ASTM, West Conshohocken, PA.
- Baker, J.M. and Allmaras, R.R. (1990), "System for Automating and Multiplexing Soil Moisture Measurement by Time Domain Reflectometry", Soil Science Society of America Journal, 54, 1-6.
- Curioni, G., Chapman, D.N., Pring, L.J., Royal, A.C., Metje, N. (2017), "Extending TDR capability for measuring soil density and water content for field condition monitoring. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 144(2), 04017111.
- Jung, S., Drnevich, V.P., Abou Najm, M.R. (2013), "New methodology for density and water content by time domain reflectometry." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 139(5), 659–670.
- Ledieu, J., De Ridder, P., De Clerck, P., Dautrebande S. (1986), "A method of measuring soil moisture by time-domain reflectometry", Journal of Hydrology, 88, 319-328.
- Malicki, M.A., Plagge, R., Roth, C.H. (1996), "Improving the calibration of dielectric TDR soil moisture determination taking into account the solid soil", European Journal of Soil Sciences, 47, 357-366.
- Nadler, A., Green, S.R., Vogeler, I., Clothier, B.E. (2002), "Horizontal and vertical TDR measurements of soil water content and electrical conductivity", Soil Science Society of America Journal, 66(3), 735-743.
- Topp, G.C., Davis, J.L., Annan, A.P. (1980), "Electromagnetic determination of soil water content: Measurements in coaxial transmission lines", Water Resources Resarch., 16(3), 574-582.
- Topp, G.C., Zebchuk, W.D., Davis, J.L., Bailey, W.G. (1984), "The measurement of soil water content using a portable TDR hand probe", Canadian Journal of Soil Science, 64(3), 313-321.

¹EVALUATION OF NONPLANAR SHEAR STRENGTH SURFACE OF UNSATURATED SOİLS

DOYGUN OLMAYAN ZEMİNLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN KAYMA DİRENCİ YÜZEYİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Kurban ÖNTÜRK*¹

Ertan BOL²

Aşkın ÖZOCAK³

ÖZET

Doygun olmayan zeminlerin kayma dayanımı belirlenirken en önemli etkenlerden biri kılcal gerilme (u_a-u_w) değeridir. Yapılan araştırmalar incelendiğinde kılcal gerilme değerinin kayma mukavemetine olumlu yönde etkisi olduğu görülmektedir. İnce ve iri daneli zeminler için uygulanan kılcal gerilme değerine göre kayma dayanımı sonucunda elde edilen kırılma zarfı değişkenlik gösterebilmektedir. İnce daneli zeminler için kırılma zarfının doğrusal olduğu önceki araştırmacılar tarafından belirlenmiştir. Bu çalışmada, kum oranı yüksek ince daneli bir zemin üzerinde farklı emme büyüklükleri uygulanarak drenajlı üç eksenli hücre kesme (CD) deneyleri yapılmış ve emme büyüklüğünün kayma direnci üzerindeki etkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar ile doygun olmayan numunenin kayma direncini temsil eden yüzey oluşturulmuştur. Bu yüzeyin doğrusal olmadığı sonucuna ulaşılmış ve kayma direncini temsil eden yüzey basit bir yaklaşım ile modellenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Doygun olmayan zemin (DOZ), kayma direnci, kılcal gerilme, CD deney

1.GİRİŞ

Zemin profilinde yer alan tabakaların tamamı her zaman doygun durumda karşımıza çıkmamaktadır. Yerkabuğunun büyük bir bölümünde temellerimizi oturttuğumuz zemin tabakaları doygun olmayan durumda yer almaktadır (Çöl, dolgu, su seviyesi üzerinde bulunan tabakalar vs.) oluşmaktadır. Mühendislik problemlerinin çözümünde ise tüm hesaplamalar zeminlerin doygun olduğu kabulleri ile yapılmaktadır. Doygun olmayan zeminlerin doygun zeminlere göre en önemli farklılığı ise zeminin emme büyüklüğüne sahip olmasıdır. Zemin emmesi (toplam emme) kılcal gerilme (u_a-u_w) ve eriyik emme (ψ) bileşenlerinin toplamıdır. Krahn ve Fredlund (1972) yaptıkları deneysel çalışmada, kılcal gerilme (basınç plakası) ve eriyik emme (sıkıştırma tekniği) değerlerini uygulamışlardır

¹ *Öntürk Kurban, Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi, onturk@subu.edu.tr,
Bol Ertan, Sakarya Üniversitesi, ebol@sakarya.edu.tr
Özocak Aşkın, Sakarya Üniversitesi, aozocak@sakarya.edu.tr

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Bu çalışmada, doymun olmayan zeminlerin mekanik özelliklerine etki eden parametrelerden olan kılcal gerilme farklı basınçlarda numunelere uygulanmış ve kılcal gerilmenin kayma direnci üzerindeki etkisi incelenmiştir. Deneysel çalışmalar, konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli hücre kesme (CD) deney cihazında eksen kaydırma tekniği kullanılarak yapılmıştır. Bu yöntemde mevcut zemin numunesine hücre basıncı (σ_3), boşluk hava basıncı (u_a) ve boşluk suyu basıncı (u_w) gerilmelerinin kontrol ve ölçümü söz konusudur.

Fredlund ve ark., (1978) doymun olmayan zeminlerin kayma direncini, net normal gerilme ($\sigma - u_a$) ve kılcal gerilme ($u_a - u_w$) değişkenlerine bağlı olarak hesaplanabileceğini söylemişlerdir.

Kılcal gerilme ($u_a - u_w$) zemin bünyesindeki sıvı fazda bulunan gerilme olup zeminin şekil değişikliğine uğramadan su kaybetmesine direnme yeteneğidir. Teknik olarak boşluk hava basıncı (u_a) ve boşluk suyu basıncı (u_w) arasındaki fark olarak tanımlanmaktadır (Özocak, 2003; Fredlund and Rahardjo, 1993).

Doymun olmayan zeminlerin mekanik davranışları büyük ölçüde kılcal gerilmeden etkilenmektedir. Kılcal gerilme ($u_a - u_w$) büyük ölçüde zemin numunenin doymunluk derecesine, yoğunluğuna, dane boyutuna ve dane dağılımına bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.

Doymun olmayan zeminlerde kılcal gerilmenin kontrol edilebilmesi veya ölçülebilmesi için eksen kaydırma tekniği geniş bir çerçevede kullanılmaktadır (Charles ve ark., 2007). Eksen kaydırma tekniğinin temelinde 2 bağımsız değişken söz konusudur. Bu değişkenler, net normal gerilme ($\sigma - u_a$) ve kılcal gerilme ($u_a - u_w$)'dir (Coleman, 1962, Fredlund ve Morgenstern, 1977).

Chen ve Hai, (2012) yaptıkları çalışmada numunelerin içeriklerine göre elde edilen kırılma zarflarının nonlinear çıkabileceklerini söylemişlerdir. Hamid ve Miller, (2009), yaptıkları çalışmada, kılcal gerilme değerindeki değişikliklerin en yüksek kayma mukavemeti değerinden sonraki değerlere (postpeak) etki etmediğini, bunun yanında net normal gerilmedeki değişikliklerin en yüksek mukavemet değerinden sonraki değerlere etki ettiğini savunmaktadırlar. Nam ve arkadaşlarına (2011) göre ise kılcal gerilme değeri ile kayma direnci arasında doğrusal olmayan bir ilişki vardır.

Yapılan çalışmada kılcal gerilme etkisi ile zeminin kayma direncindeki artışı ifade eden ϕ^b açısının büyüklüğü artan kılcal gerilme değerine bağlı olarak azalmaktadır. Bunun sebebi doğrusal olmayan bir eğilim sunması dolayısı ile artış hızının azalmasından kaynaklanmaktadır.

2.MATERYAL VE METOD

Çalışma kapsamında kullanılan Sakarya ilinin alüvyonal zemin özelliklerine sahip bir numunedir. Bu numuneye laboratuvar ortamında TS1500 (2000) standartına uygun şekilde sınıflandırma deneyleri yapılmıştır. Yapılan sınıflandırma deneyleri sonucunda numunenin non-plastik özelliğe sahip olduğu anlaşılmıştır. Dane dağılım eğrisi ve kıvam limitleri belirlendikten sonra numunenin zemin sınıfı belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan zemin numunesine ait fiziksel özellikler Tablo 1' de gösterilmiştir.

8th Geotechnical Symposium
13-15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Tablo 1. Deneysel çalışmada kullanılan zemin özellikleri

Numune no	N-1
Simge	ML
Likit limit (w_L)	34
Plastik limit (P_L)	NP
Plastisite İndisi (I_p)	NP
Özgül ağırlık (G_s)	2.78
Kil oranı (%)	10
Silt oranı (%)	67
Kum oranı (%)	23

Fiziksel özellikleri belirlenen N-1 nolu numune likit limit değerinin 1,5 katı oranında su ile homojen karıştırılarak bulamaç hale getirilmiştir. Bulamaç haldeki numune yeniden oluşturularak ilgili deneylere tabi tutulmak amacı ile Şekil 1’ de gösterildiği şekilde 100 kPa büyüklüğündeki tek eksenli gerilme altında konsolide edilmiştir.



Şekil 1. Numunenin konsolidasyon aşaması

Konsolidasyonu tamamlanan numune hücreden çıkarılarak üç eksenli hücre kesme deney hücresine yerleştirilmiştir. Öncelikle doymun ortam şartlarında konsolidasyonlu-drenajlı (CD) olarak üç eksenli hücre kesme deneyine tabi tutulmuş ve kayma direnci parametreleri belirlenmiştir. Numune doymun durumda iken için 90,140 ve 190 kPa net normal gerilmeler ($\sigma_3 - u_w$) altında çok aşamalı olarak kesilmiştir. Benzer şekilde üretilen bir diğer numune ise doymun olmayan durumda 40 kPa net normal gerilme ($\sigma_3 - u_a$) ve 50, 100 ve 150 kPa kılcal gerilme ($u_a - u_w$) değerleri altında çok aşamalı olarak kesilmiştir. Numunelerdeki değişiklikleri elimine etmek ve az deney sayısı ile çok veri elde etmek amacı ile doymun ve doymun olmayan ortam şartlarında numuneler çok aşamalı olarak kesilmiştir.

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

Tablo 2. Doygun ve doymayan olmayan CD deneylerin I., II. Ve III. aşama gerilme değerleri

Ortam durumu	Aşama	σ_3 (kPa)	u_a (kPa)	u_w (kPa)	σ_3-u_w (kPa)	σ_3-u_a (kPa)	u_a-u_w (kPa)
Doygun ortam	I	140	-	50	90	-	-
	II	190	-	50	140	-	-
	III	290	-	50	190	-	-
Doygun olmayan ortam	I	140	100	50	-	40	50
	II	190	150	50	-	40	100
	III	290	200	50	-	40	150

Doygun numuneler üç eksenli hücreye yerleştirildikten sonra ilk olarak doyurma işlemi gerçekleştirilmiş ve B değeri 0,95 değerinin üstüne çıktığı anda doyurma işlemine son verilmiştir. Daha sonra numune için istenilen basınçlar ayarlanarak konsolidasyon işlemi başlatılmıştır. Konsolidasyonu tamamlanan numune için birinci kesme aşaması başlatılmıştır. Kesme işlemi esnasında dijital ortamda eşgüdümlü bir şekilde numunenin ulaştığı maksimum gerilme takip edilerek numunenin kesme aşamasına son verilmektedir. İkinci aşama için gerekli basınç değerleri ayarlanarak numune tekrar konsolidasyon işlemine bırakılmıştır. İkinci kesme, üçüncü konsolidasyon ve üçüncü kesme aşamaları tamamlanan numune üç eksenli hücre kesme deneyinden çıkarılarak deneye son verilmiştir. 3 aşama sonunda kesme işlemi tamamlanan numunenin son hali Şekil 2’de görülmektedir.



Şekil 2. Kesme aşaması tamamlanan numunenin görüntüsü

Doygun ortamda yapılan deneylerin sonunda, geleneksel üç eksenli hücre kesme deney cihazı doymayan ortam koşullarına göre modifiye edilmiştir. Literatür incelendiği zaman geleneksel üç eksenli hücre kesme deney cihazlarının modifiye edilerek doymayan zemin koşullarına göre uyarlandığı örneklere ulaşılabilmektedir (Zhou ve ark., 2014; Fredlund ve ark., 1978; Fredlund ve Vanapalli, 2002; Zhou ve XU, 2015). Doygun olmayan deneylerin yapılabilmesi için numune altına yerleştirilen poroz taşın yerine suyun geçişine izin verirken

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

havanın geçişine izin vermeyen özel seramik taş kullanılmıştır. Deney esnasında numunenin alt kısmında hava birikebilmektedir. Bu seramik taşın altında biriken havaların deney sonuçlarına olumsuz yönde etkisini ortadan kaldırmak gerekmektedir. Bu sebeple doygun olmayan deneylerde kılcal gerilme aşamalarından önce numune altında biriken hava yıkama (*flushing*) sistemi ile hacmi de belirlenerek dışarı alınmıştır. Şekil 3'te yıkama sistemi, seramik disk ve seramik diskin yerleştirildiği helezon taban sistemi gösterilmiştir.



Şekil 3. Yıkama sistemi ünitesi, seramik taş ve seramik taşın yerleştirildiği helezon taban

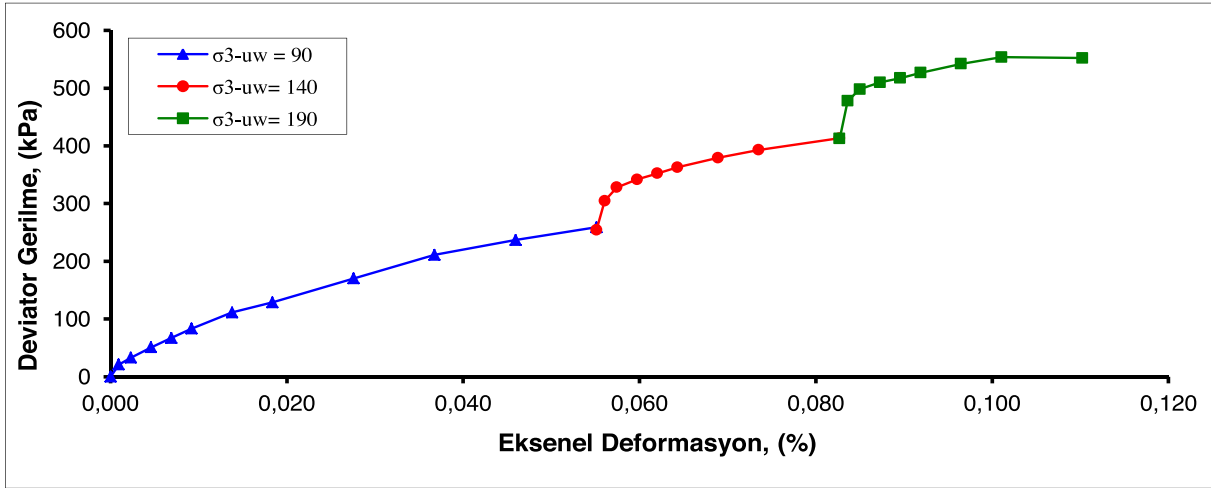
Doygun olmayan deney prosedüründe konsolidasyonu tamamlanan numune üç eksenli hücreye yerleştirilir ve ilk olarak konsolidasyon işlemine tabi tutulur. Konsolidasyonu tamamlanan numunenin altında biriken hava yıkama sistemi dışarı alınır ve kılcal gerilme uygulama aşamasına geçirilir. Bu aşama için numuneye uygulanan basınçlar için dengeleme sağlandıktan sonra (su çıkışı durunca) kesme aşamasına geçirilir ve eşgüdümlü olarak numunenin ulaştığı maksimum gerilme takip edilerek kesme aşaması sonlandırılır. Kesme aşamasından sonra numune için tekrar yıkama sistemi ile seramik diskin altında biriken hava dışarı alınır ve tekrar kılcal gerilme uygulama aşamasına geçirilir. Aynı şekilde ikinci kesme aşaması, üçüncü yıkama, kılcal gerilme ve kesme aşamaları da tekrarlanan numune için deney sonlandırılır. Her iki tip deneyde de kesme hızları 0.01 mm/dk olarak seçilmiş ve kesme aşaması boyunca boşluk suyu basıncı değeri sürekli olarak kontrol altında tutulmuştur.

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

3.DENEY SONUÇLARI

Bu çalışmada n_{pn}-plastik ML numune için hem doymun hem de doymun olmayan koşullarda konsolidasyonlu-drenajlı (CD) deney yöntemi ile üç eksenli hücre kesme deney cihazında çok aşamalı deneyler gerçekleştirilmiştir.

Doymun koşullarda yapılan üç eksenli hücre kesme deneylerinden elde edilen gerilme şekil değiştirme ilişkisine ait grafik Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 4. Doymun numunenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

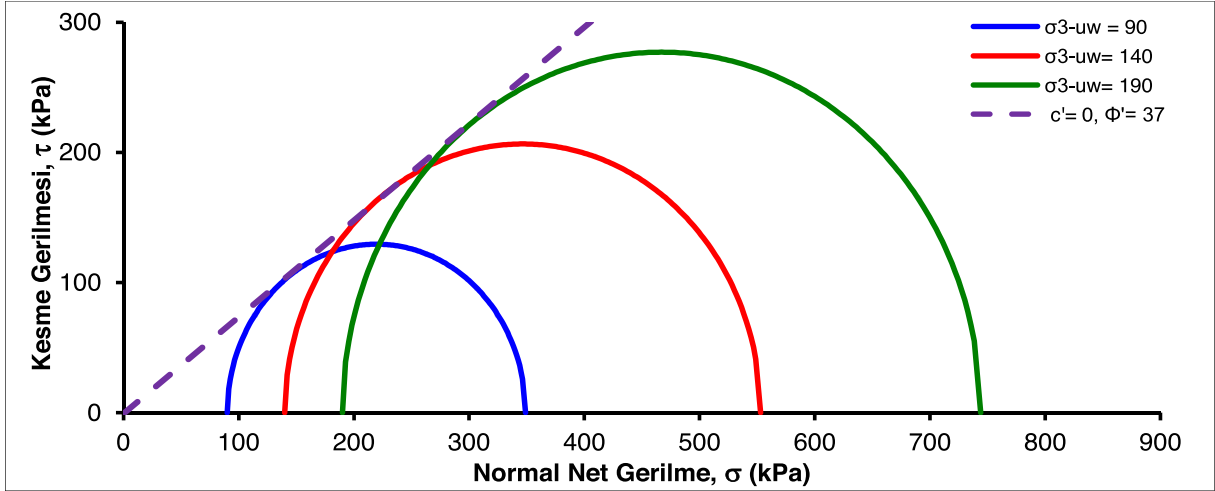
Tablo 3' te doymun koşullarda yapılan çok aşamalı üç eksenli hücre kesme deneyine ait gerilme-şekil değiştirme deney sonuçları ve kayma direnci parametreleri sunulmuştur.

Tablo 3. Doymun koşullarda yapılan üç eksenli hücre kesme deney sonuçları

Deney aşaması	Maximum Deviatör gerilme (kPa)	Kohezyon (kPa) (c')	Kayma direnci açısı (ϕ')
I.aşama	259		
II.aşama	413	0	37
III.aşama	554		

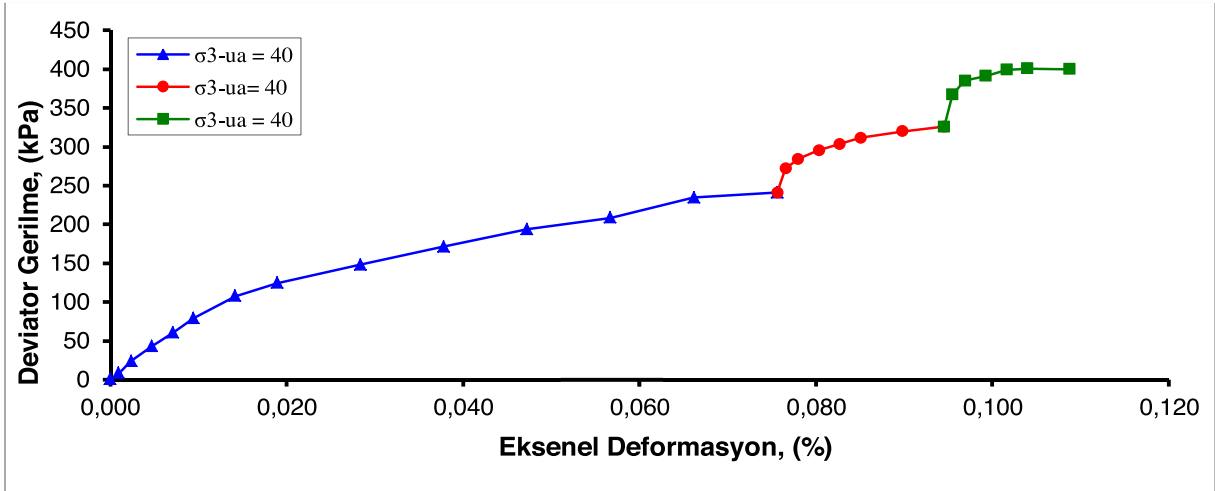
Elde edilen gerilme-şekil değiştirme verisi kullanılarak numuneye ait Mohr daireleri oluşturulmuştur. Çok aşamalı olarak yapılan deney sonucunda doymun numuneye ait kohezyon (c') ve (ϕ') olan kayma direnci parametreleri sırası ile 0 kPa ve 37° olarak bulunmuştur. Şekil 5' te oluşturulan çok aşamalı olarak kesilen numuneye ait Mohr daireleri verilmiştir.

8th Geotechnical Symposium
13-15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul



Şekil 5. Doymun zemin numunesi için Mohr daireleri

Doymun ve doymun olmayan koşullarda gerçekleştirilen deney sonuçları kullanılarak doymun olmayan ortam koşullarında da numunenin kayma direnci parametreleri belirlenmiştir. Doymun olmayan deneylerde 40 kPa net normal gerilme ($\sigma_3 - u_o$) ve 50, 100, 150 kPa kılcal gerilme ($u_o - u_w$) büyüklükleri altında numune çok aşamalı olarak kesilmiştir. Doymun olmayan koşullarda yapılan üç eksenli hücre kesme deney, gerilme-şekil değiştirme sonuçları Şekil 6'da gösterilmiştir.



Şekil 6. Doymun olmayan numunenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

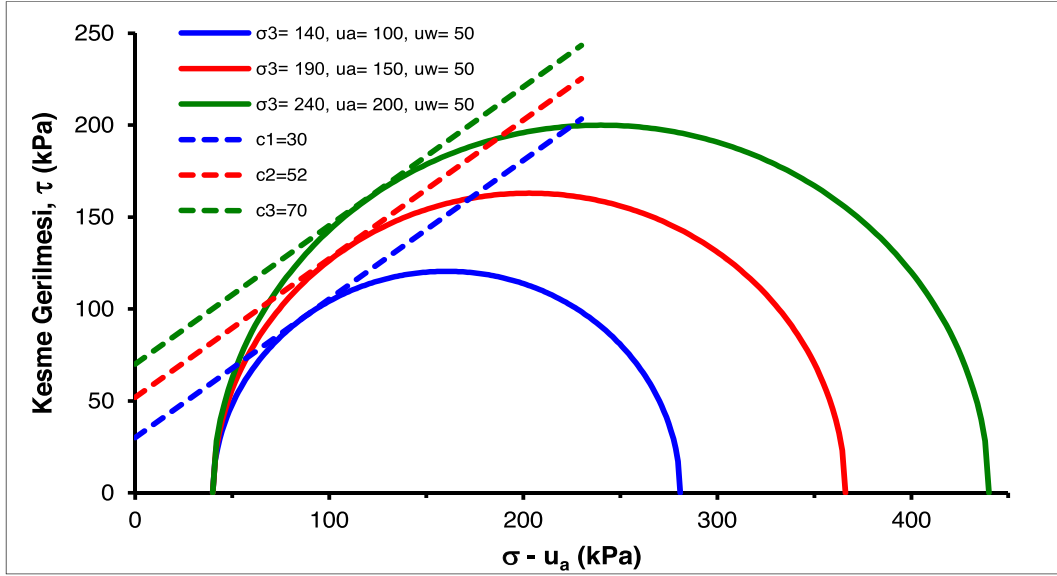
Tablo 4' te doymun olmayan koşullarda yapılan çok aşamalı üç eksenli hücre kesme deneyine ait gerilme-şekil değiştirme deney sonuçları ve kayma direnci parametreleri sunulmuştur.

Tablo 4. Doymun olmayan koşullarda yapılan üç eksenli hücre kesme deney sonuçları

Deney aşaması	Maksimum deviatör gerilme (kPa)	Kohezyon (kPa) (c)	ϕ^b (°)
I. aşama	241	30	28
II. aşama	326	52	
III. aşama	400	70	

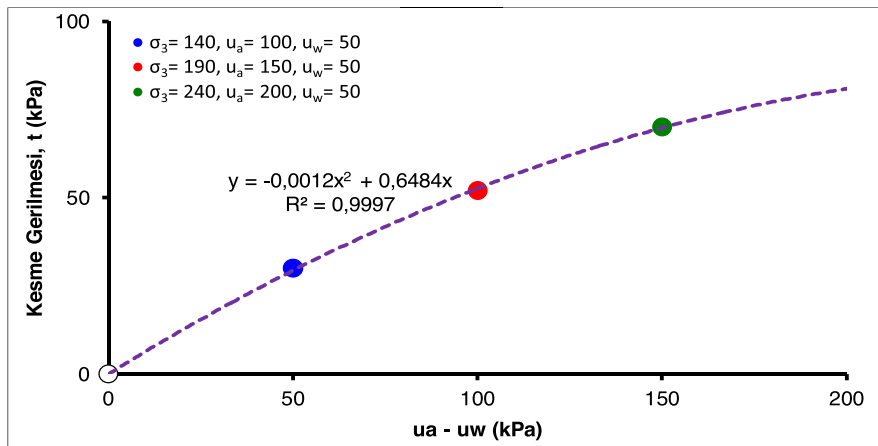
8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

Elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri sonuçları kullanılarak numuneye ait Mohr daireleri oluşturulmuştur. Çok aşamalı olarak yapılan deney sonucunda doymun olmayan numuneye ait kohezyon (c_1) parametresi ve kılcal gerilmenin etkisi ile kayma direncini artıran açı olan (ϕ^b) parametreleri belirlenmiştir. Şekil 5' te oluşturulan çok aşamalı olarak doymun olmayan koşullarda kesilen numuneye ait Mohr daireleri verilmiştir.



Şekil 6. Doymun olmayan zemin numunesi için mohr dairesi

Çalışmada kullanılan numuneye ait doymun olmayan durumdaki kırılma yüzeyinin $[\tau - (u_a - u_w)]$ eksenindeki kesiti Şekil 7' de çizilmiş ve kılcal gerilme etkisi ile numune meydana gelen kayma direnci açısının (ϕ^b) değişimi gösterilmiştir.



Şekil 7. Doymun olmayan zemin numunesi kırılma yüzeyi kesiti $[\tau - (u_a - u_w)]$

N-1 numaralı numuneye ait kırılma zarfı Şekil 8' de gösterildiği gibi nonlinear olarak bulunmuştur. Bu durum literatür ile kıyaslandığı zaman benzer davranışlara rastlanılmıştır. Numuneye ait kayma direnci davranışı 3 boyutlu olarak modellenmiş ve nonlinear olarak

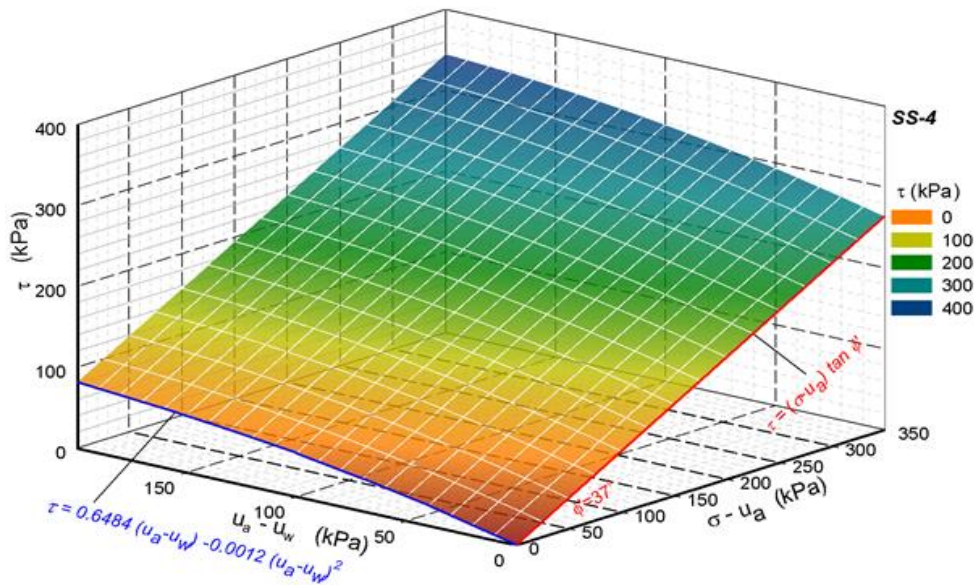
8th Geotechnical Symposium
13-15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

belirlenen kayma direnci yüzeyi basit bir model ile temsil edilmiştir. Bu durumda nonlinear davranış gösteren numuneye ait yüzeyin genel denklemi;

$$\tau_f = 0 + (\sigma_3 - u_a) \tan 37^\circ + 0,6484(u_a - u_w) - 0,0012(u_a - u_w)^2 \quad [1]$$

olarak sunulmuştur.

Bu basit matematiksel model ile istenilen kılcal gerilme değerinde bu numuneye ait olan kayma direnci kolaylıkla bulunabilecektir.



Şekil 8. Doymun olmayan zemin numunesi kayma direnci yüzeyi

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada düşük plasititeli silt (ML) zemin sınıfına ait numunenin doymun olmayan koşullardaki kayma direnci incelenmiştir. 100 kPa tek eksenli gerilme altında konsolide edilerek yeniden oluşturulan numuneler öncelikle 90,140 ve 190 kPa hücre basınçları altında doymun koşullarda çok aşamalı üç eksenli hücre kesme deneyine (CD) tabi tutulmuştur. Doymun durumdaki kohezyon (c') 0 kPa ve kayma direnci açısı ise (ϕ') 37° olarak bulunmuştur. Doymun olmayan koşullarda ise net normal gerilme ($\sigma_3 - u_a$) 40 kPa değerinde sabit tutulurken kılcal gerilme ($u_a - u_w$) değeri değişken olarak kullanılmıştır. Doymun olmayan zemin deneylerinde kılcal gerilmenin artışı ile kohezyon değerlerinin arttığı anlaşılmaktadır. Artan kohezyon değeri ile numunenin kayma direnci artmakta diğer bir deyişle kılcal gerilme kayma direncini artıran bir değişken etkisine sahiptir. Ayrıca artan kılcal gerilme değeri belirlenen ϕ^b açısının doğrusal olmayan bir eğilime sahip olduğu görülmüştür. Bu koşullar altında kayma direnci yüzeyi 3 boyutlu olarak oluşturulmuş ve kayma direnci denklemi basit bir matematiksel model ile sunulmuştur.

8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, Istanbul

KAYNAKLAR

- [1]Chen, J., Hai, Y., “A Φ^b Model for Predicting Shear Strength of Unsaturated Soils”, Advanced Materials Research, Vols. 594-597, pp 425-429, 2012.
- [2]Coleman, J. D., “Correspondence: Stress/Strain relations for partly saturated soils”. Geotechnique. 12(4), 348-350, 1962.
- [3]Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., “Stress State Variables for Unsaturated Soils”, ASCE J. Geotech. Eng. 103, 447-466, 1977.
- [4]Fredlund, D.G., Morgenstern, N. R., and Widger, R. A., “Shear Strength of Unsaturated Soils”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 3, pp. 313-321, 1978.
- [5]Fredlund, D. G., Rahardjo H., “Soil Mechanics for Unsaturated Soils”. Wiley, NY, 1993.
- [6]Fredlund, D. G., Vanapalli, S. K., “Shear strength of unsaturated soils. Agronomy Soil Testing Manual”, Agronomy Society of America, pp. 329-361, 2002.
- [7]Hamid, T. B., Miller, G. A., “Shear strength of unsaturated soil interfaces”, Can. Geotech. J. 46: 595–606, 2009.
- [8]Krahn, J. and Fredlund, D.G., “On total, matric and osmotic suction”, Journal of Soil Science, 114(5), 339-348, 1972.
- [9]Nam, S., Gutierrez, M., Diplas, P., Petrie, J., “Determination of the shear strength of unsaturated soils using the multistage direct shear test”, Engineering Geology, 122, 272–280, 2011.
- [10]Özocak, A., “Doygun Olmayan Siltli Zeminlerin Sıkışabilirliği”, Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, FBE, Mayıs 2003.
- [11]Zhou W. H., Zhao L. S. and Li X. B., “A simple analytical solution to one-dimensional consolidation for unsaturated soil”. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 38: 794-810, 2014.
- [12]Zhou W. H. and Xu X., “Unconfined compression strength of unsaturated completely decomposed granite soil with different clay mixing ratios”, Geomechanics from Micro to Macro - Soga et al. (Eds), Publisher: Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02707-7. Proceedings of IS-Cambridge 2014, Cambridge, UK, 1-3. pp. 1341-1346, 2015.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

YÜKSEK YOĞUNLUKLU POLİETİLEN BORULARIN ISIL ETKİLER ALTINDAKİ DEFORMASYON ÖZELLİKLERİNİN LABORATUVAR DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF THE DEFORMATION PROPERTIES OF
HIGH DENSITY POLYETHYLENE PIPES UNDER THERMAL EFFECTS
WITH LABORATORY TESTS

Can ERENŞON¹

Necmettin POLAT²

Niyazi Uğur TERZİ³

ABSTRACT

HDPE (high density polyethylene) flexible pipes have viscoelastic – thermoplastic behavior under stress due to the fact that polymer macromolecules consist of anisotropic and amorphous chain structures. In the deformation characteristic of the flexible pipes, magnitude of the applied stress, deviatoric stress and stress duration have significant effects. However, structure and environment temperature depend on the flexibility, stiffness, durability and rheology of the pipe section in flexible polyethylene based pipes and these factors influence the deformation behavior. Due to the time-dependent viscoelastic properties of polymer based materials and thermoplastic properties under the influence of temperature changes, it is not easy to determine the behavior mathematically. In addition, the geometric properties of the trench environment where embedded HDPE pipes are placed and the geotechnical properties of backfill material used determine the behavior of the pipe. The aim of this study is to examine the behavior of buried flexible pipe in the trench. Flexible pipe performance due to temperature changes on HDPE pipes under vertical loads has been investigated by the experimental setup prepared in laboratory. The experiments were carried out at between room temperature (26°C) and 50°C in a sandy soil. According to the results of the study, it was observed that the temperature increase triggered a nonlinear increase in pipe deformation.

Keywords: HDPE Pipe, Thermal Effects, Thermoplastic Properties, Soil Stress.

¹ Arş. Gör., Aksaray Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, canerenon@aksaray.edu.tr

² İnş. Müh., Aksaray Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, necmettinpolat@hotmail.com

³ Prof. Dr., Aksaray Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, niyaziterzi@gmail.com



ÖZET

HDPE (yüksek yoğunluklu polietilen) esnek borular, polimer yapılarından ötürü gerilme altında viskoelastik - termoplastik bir davranış sergilemektedirler. Esnek boruların deformasyon karakteristiğinde tatbik edilen gerilmenin büyüklüğü ile beraber gerilme artışı, süresi ve kademeli artışı önemli bir etkiye sahiptir. Bununla beraber polietilen esaslı esnek borularda bünye ve ortam sıcaklığının; boru kesitinin esnekliğine, rijitliğine, durabilitesine ve reolojisine; dolayısı ile şekil değiştirme davranışına etkisi bulunmaktadır. Polimer esaslı malzemelerin zamana bağlı viskoelastik özellikleri ve sıcaklık değişimleri etkisindeki termoplastik özelliklerine bağlı olarak davranışını matematiksel olarak belirlemek kolay değildir. Ayrıca, gömülü HDPE boruların yerleştirildiği hendek ortamının geometrik özellikleri ile kullanılan geridolgu malzemesinin geoteknik özellikleri de borunun davranışını belirlemektedir. Bu çalışmada, hendek ortamına yerleştirilmiş gömülü esnek borunun sıcaklık değişimleri etkisinde nasıl bir davranış sergileyeceği konusu ele alınmıştır. Laboratuvar ortamında hazırlanmış deney düzeneği ile düşey yükler altındaki HDPE esnek borular üzerinde oluşturulan sıcaklık değişimlerine bağlı esnek boru performansı incelenmiştir. Deneyler, boru çevresinde oda sıcaklığı (26°C) ile 50°C sıcaklıklar arasında kumlu geridolgu ortamında yürütülmüştür. İnceleme sonuçlarına göre sıcaklık artışı ile beraber boru şekil değiştirmesinde doğrusal olmayan dramatik bir artışı beraberinde getirdiği gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: HDPE Boru, Isıl Etkiler, Termoplastik Özellikler, Zemin Gerilmeleri.

1. GİRİŞ

Günümüzde esnek borular, rijit borular gibi; jeotermal enerji dağıtım şebekelerinde, termik ve nükleer santral soğutma ünitelerinde, sıcak su kullanımı gerekli olan entegre sanayi üretim tesislerinde kullanılmaktadır. Bu bakımdan, farklı ısıll koşullarda bu boruların servis kabiliyetlerinin bilinmesi gereklidir. Bu çalışma kapsamında laboratuvar ortamında hazırlanmış bir deney düzeneği ile düşey yükler altındaki HDPE esnek borular üzerinde oluşturulan sıcaklık değişimlerine bağlı esnek boru performansı kapsamlı olarak değerlendirilmiştir. Deneyler, boru çevresinde 26°C ile 50°C sıcaklıklar arasında kumlu geridolgu ortamında yürütülmüştür. İnceleme sonuçlarına göre sıcaklık artışı ile beraber boru şekil değiştirmesinde doğrusal olmayan ve dramatik bir artışı beraberinde getirdiği gözlemlenmiştir. Bu sonuçlarla uyumu olarak en güncel kaynaklarda; HDPE boruların ortam sıcaklığına bağlı olarak gösterdiği esneklik artışı özelliğini incelemeye yönelik Al-Sadati ve Ghazizadeh (2019), su dağıtım ağlarında hat boyunca gözlemlenen boylamsal çatlakların oluşumunun boru davranışına olan etkilerini gözlemlediği veriler yer almaktadır. Bir başka çalışmada (Krishnaswamy; 2005), HDPE boruların sıcaklık artışı ile beraber sünekliğinin de arttığı vurgulanarak söz konusu bu durumun HDPE boruların viskoelastik – termoplastik karakteristiklerini etkileyen polimer yapısının özelliklerine dikkat çekmişlerdir. Söz konusu çalışma kapsamında, ASTM F1473 standardına göre numuneler üzerinde PENT çekme testi uygulanmıştır ve 20°C ve 80°C arasındaki performansları incelenmiştir. Merah vd. (2013) ise yine HDPE boru numunelerine -10°C ve 70°C sıcaklıkları arasında çekme testi uygulamışlardır. Sonuç olarak, -10°C'tan 70°C'a sıcaklık yükseltildiğinde akma dayanımı 32 MPa'dan 9 MPa'a düşmüştür.

Kaynaklar ve deneysel çalışmalar incelendiğinde HDPE boruların sıcaklıkla ilişkili davranışları büyük çoğunlukla doğrudan çekme testi üzerinden ve mekanik anabilim dalı altında malzeme özellikleri göz önüne alınarak değerlendirilmiştir. Bu çalışmanın amacı ise hendek ortamı içerisine konuşlandırılmış HDPE borunun yük altındaki davranış değişimlerini geoteknik esaslar çerçevesinde incelemektir. Böylece malzeme sünekliğinin ısı etkiler altındaki özelliğinin gerçek yükleme ve dolgu ortamında test edilmesi, sıcaklık değişiminin davranışına olan etkilerinin daha iyi yorumlanmasını sağlayacaktır.

2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

2.1. Yüksek Yoğunluklu Polietilen (HDPE) Borular

Hammadde teknolojisindeki gelişmelerden sonraki dönemlerde 1990'lı yılların henüz başlarında geliştirilen 3. jenerasyon PE 100 boru malzemesi içme, kullanma suyu ve doğal gaz şebekelerinde kullanılmakta olup hem yüksek performans hem de ekonomik bir çözüm getirmektedir. Bu bakımdan, yüksek esneme kabiliyetine sahip, kolay montaj yapılabilen, kopma uzaması yüksek, yeraltı hareketlerinden minimal seviyelerde etkilenen, kırılma özellikleri bulunmayan, darbe dayanımı ve çatlak yayılma direnci yüksek bu borular sektörde yaygın olarak tercih edilmektedir. Şekil 2.1'de ısı bantlarla çevrelenmiş HDPE boru numunesi görülmektedir.



Şekil 2.1. HDPE100 Boru ve Isıtma Mekanizması

Boru çapı, eğriliği, et kalınlığı, polietilen içeriği vb. etmenler bağlı kalite ve uygunluk kriterlerine uygun HDPE100 borular temin edilmiştir. Boruların, deney yükleme limit sınırları ve deformasyon mertebeleri için uygun nitelikte olduğu gözlemlenmiştir. Çizelge 2.1 ve 2.2'de malzeme özellikleri verilmiştir.

Çizelge 2.1. HDPE Borunun Mühendislik Parametreleri

HDPE 100 Boru Mühendislik Parametreleri	D280* - t9,81**
E (Elastisite modülü)	900 MPa
ν (Poisson oranı)	0.42

*dış çap (mm), **et kalınlığı (mm) boru üzerinden alınan numune için

Çizelge 2.2. Polietilen Hammaddesinin Kimyasal Özellikleri (Kuzeyboru, 2018)

Yoğunluk (gr/cm ³)	0,945 – 0,965
Üretim Basıncı (atm)	700
Üretim Sıcaklığı (C°)	<100
Dallı Molekül Zinciri Miktarı (adet /1000)	4 – 5
Kristal Yapı Oranı (%)	90
Şeffaflık Oranı (%)	90 – 95
Erime Noktası (C°)	135
MFI 5 Kg/ 190 C° (g/10 dk)	0,22 – 0,60
23° de Kopma Gerilimi (MPa)	>21
23° de Elastikiyet Modülü	>600

2.2. Silis Kumu

Katkı kullanılmamış ve fiziksel karakteristiği gereği uniform olarak daha kolay yerleştirilebilme imkanı bulunan silis kumu İstanbul Şile Kızılcaaköy mevkisinden temin edilmiştir. Silis kumu üretiminde, yıkama, zenginleştirme, sınıflandırma, susuzlandırma safhaları gerçekleştirilmiş olup üretim prosesinde maksimum %0.5 AFS kili, maksimum %7 rutubeti olan ürünler, homojenlik derecesi %70 olarak firma AR-GE laboratuvarlarında testlere tabi tutulmuştur. Sıklık koşullarının kontrollü ve hassas bir şekilde uygulanabilmesi için tercih edilen bu kum türü için yapılan elek analizi sonuçları Şekil 2.1’de, mühendislik parametreleri ise Çizelge 2.2’de sunulmuştur.

Çizelge 2.2. Silis Kumunun Mühendislik Parametreleri

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi’ne (USCS) göre	SP
Özgül Ağırlık (G_s)	2,65
Doğal Yoğunluk (γ_n)	16,3 kN/m ³
Orta Sıkı İçsel Sürtünme Açısı (ϕ_n)	36°
Orta Sıkı Elastisite Modülü (E_n)	46 MPa

Deneyler, %50-%60 rölatif sıklık aralıklarında gerçekleştirilmiştir. Sistemin gözlemlenmesi için deney kutusunun ön yüzüne pleksiglas yerleştirilmiştir. Böylece, deney kutusundan boru içerisine veya dış ortama kum sızması ya da hareketi olup olmadığı gözlemlenmiştir. Yükleme altında kumun söz konusu hareketi, pleksiglas, kutu kenar ve köşelerinin doldurulması ve aralıkların bantlar ile kapatılması ile engellenmiştir.

3. MATERYAL VE METOT

Çalışmada yürütülen deneyler, standartlar ve kaynakçalardaki benzer deney sistemleri ile uyumlu olarak sonsuz zemin ortamını yansıtan rijit bir deney kutusu içerisinde kumlu geridolgu ortamlarında yürütülmüştür. Deney düzeneği, ölçüm düzeneği ve veri toplama ünitesi Şekil 3.1’de gösterilmiştir.



Şekil 3.1. Deney Sistemi

3.1. Deney Düzeneği ve Sistemin Kurulumu

Arazi koşullarının laboratuvar ortamındaki gibi yansıtılabilmesi için geometrik özellikleri ASTM D2321 standardına uygun deney kutusu imal edilmiştir. Gerçek saha şartlarının, bir başka deyişle sonsuz zemin ortamının temsil edilebilmesi için boru çapına göre yataklama seviyesi, gömme derinliği, boru ile kutu duvarları arasındaki mesafe gibi sınır şartlarının korunması göz önünde tutulmuştur. Ayrıca, zemin – gömülü boru ilişkisini inceleyen çalışmalarda elde edilen tecrübeler ve araştırmalara dayanarak deney kutusu derinliğinin boru çapının 1,5 katı kadar olması gerektiği esasına mutabık kalınmıştır (Laidlaw, 1999; Terzi, 2007). 280 mm çaplı boruların kullanıldığı çalışma için 640 – 690 mm arası genişlik uygun görülmüş olup 700 mm genişlik tercih edilmiştir. Rijit deney kutusunun yüksekliği 700 mm ve derinliği ise 500 mm olarak belirlenmiştir.

3.2. Ölçüm Düzeneği

Laboratuvarda gerçekleştirilen deneyler kapsamında, boru dış çapı 280 mm olan HDPE esnek boruların düşey yayılı yüklemeye altındaki davranışı araştırılmıştır. Boru taç bölgesinin düşey deformasyonu ve bel bölgesinin yatay deformasyonu potansiyometrik cetveller yardımı ile okunmuştur. Taç, her iki bel ve taban bölgelerinde meydana gelen eğilme momentleri ise strain gauge (gerinim ölçerler) vasıtası ile elde edilen voltaj değişimlerinin birim şekil değiştirmeye dönüştürülmesi ile saptanan hesaplamalarla tahkik edilmiştir. Belirlenen birim şekil değiştirme (ϵ) değerleri daha sonra borunun elastisite modülü (E), borunun atalet momenti (I) ve borunun yarıçap (r) değerleri ile birlikte Eşitlik 3.1’de yerlerine konarak eğilme momentleri (M) hesaplanmıştır.

$$M = \varepsilon * \frac{E * I}{r}$$

(3.1)



Şekil 3.2. Potansiyometrik Cetvel ve Gerinim Ölçer Yerleşimleri

3.3. Boru ve Dolgu Malzemesinin Yerleşimi

Kutu tabanına yerleştirilen taban dolgusu tabakalar halinde sıkıştırılarak boru tabanının düzgün bir satıhta konuşlanacağı şekilde serilmiştir. Kalibrasyonları yapılmış gerinim ölçerler ile donatılmış HDPE boru bu yatak tabakası üzerine su terazisi ile kontrol edildikten sonra yerleştirilmiştir. Boru yan kısımları ve üst bölgesi için de yine tabakalar halinde sıklık kontrolleri yapılarak yerleşimler gerçekleştirilmiştir. Yerleşim esnasında tüm tabakalar 10 cm'de bir plakaya 35 cm'den 8 kg'lık ağırlıklar düşürülerek sağlanmıştır. Sıklık kontrolleri ise her tabakada alınan numunelerin ağırlıkların tespiti üzerine $\pm\%2$ hassasiyette olmak üzere yapılmıştır.

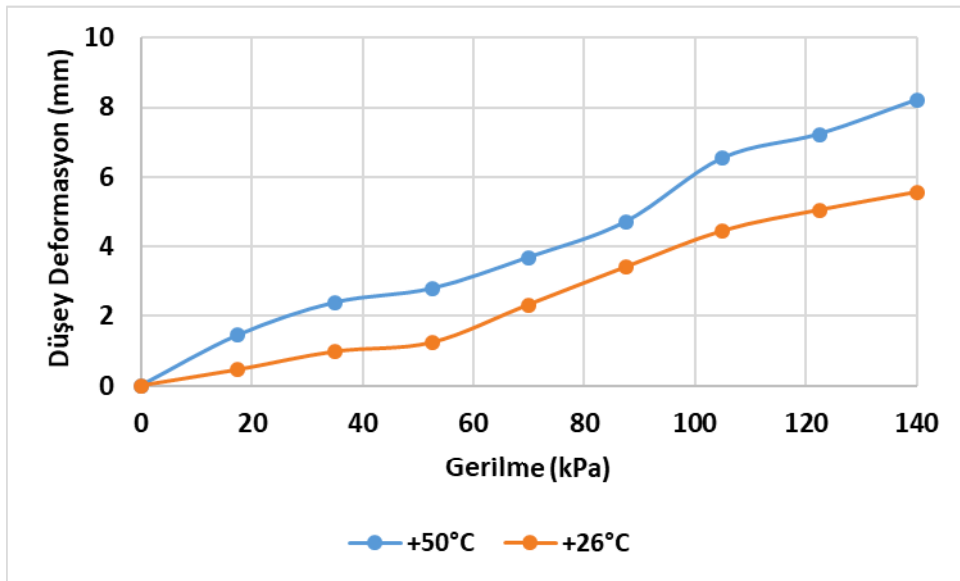
3.4. Yükleme Koşulları

Yükleme düzeneği dolgu üzerine yerleştirilmiş yassı kesitli bir lastik membrana hava basıncı uygulanması ile sağlanmıştır. 12 bar kapasiteli kompresörden lastik membrana 60 saniye periyot aralıkları ile kademeli olmak üzere basınç aktarılmıştır. Her kademede 0,5 bar artırım yapılarak deformasyon değerleri sabitlenmiştir ve ikinci kademeye geçilmiştir. Basınç değerleri, lastik membrana bağlı lastik basınç göstergesi aracılığı ile okunmuş olup aynı anda deformasyon değerleri veri toplama ünitesinden alınarak senkronize bir şekilde yük deformasyon ilişkileri değerlendirilmiştir.

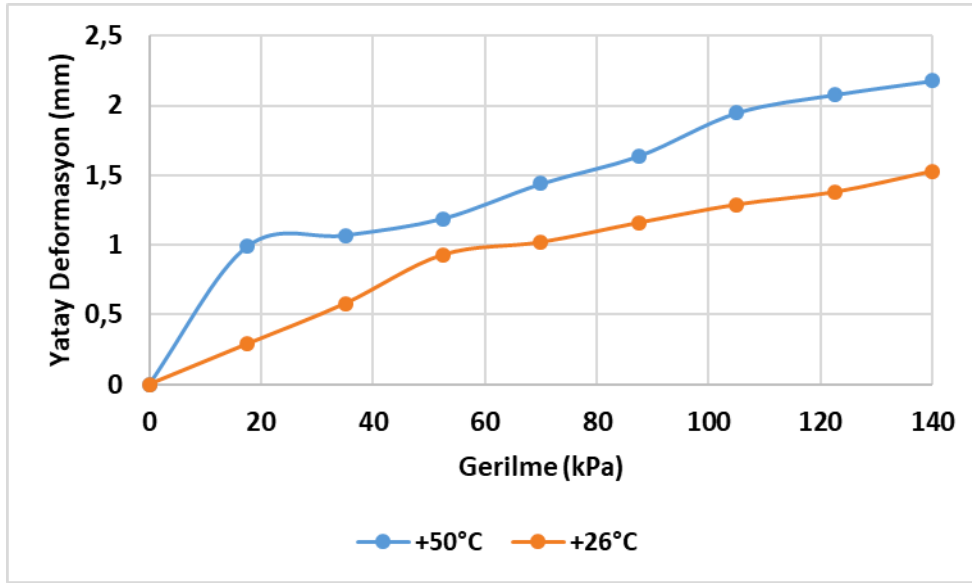
Yükleme düzeneği, dolgu üzerine yerleştirilmiş yassı kesitli bir lastik membrana hava basıncı uygulanması ile sağlanmıştır. 12 bar kapasiteli kompresörden lastik membrana 60 saniye periyot aralıkları ile kademeli olmak üzere basınç aktarılmıştır. Her kademede 0,5 bar artırım yapılarak deformasyon değerleri sabitlenmiştir ve ikinci kademeye geçilmiştir. Basınç değerleri, lastik membrana bağlı lastik basınç göstergesi aracılığı ile okunmuş olup aynı anda deformasyon değerleri veri toplama ünitesinden alınarak senkronize bir şekilde yük deformasyon ilişkileri değerlendirilmiştir.

4. DENEYLER

Laboratuvar ortamında gerçekleştirilen deneyler sonucunda elde edilen gerilme – boru taç bölgesi deformasyon grafiği Şekil 4.1’de, gerilme – boru bel bölgesi deformasyonu grafiği Şekil 4.2’de verilmiştir. Gerinim ölçerler vasıtasıyla elde edilen gerilmeler Eşitlik 3.1 üzerinden değerlendirilerek eğilme momentleri hesaplanmıştır. Bu doğrultuda, taç bölgesindeki gerilme – eğilme momenti ilişkisi Şekil 4.3’te, bel bölgesindeki gerilme – eğilme momenti ilişkisi Şekil 4.4’te sunulmuştur.

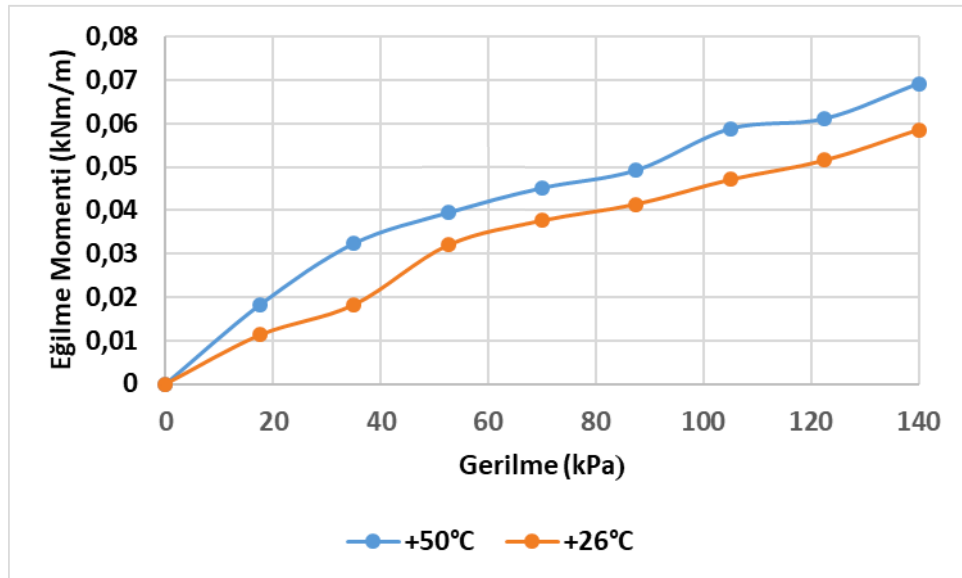


Şekil 4.1. Gerilme – Taç Bölgesi Deformasyon Grafiği

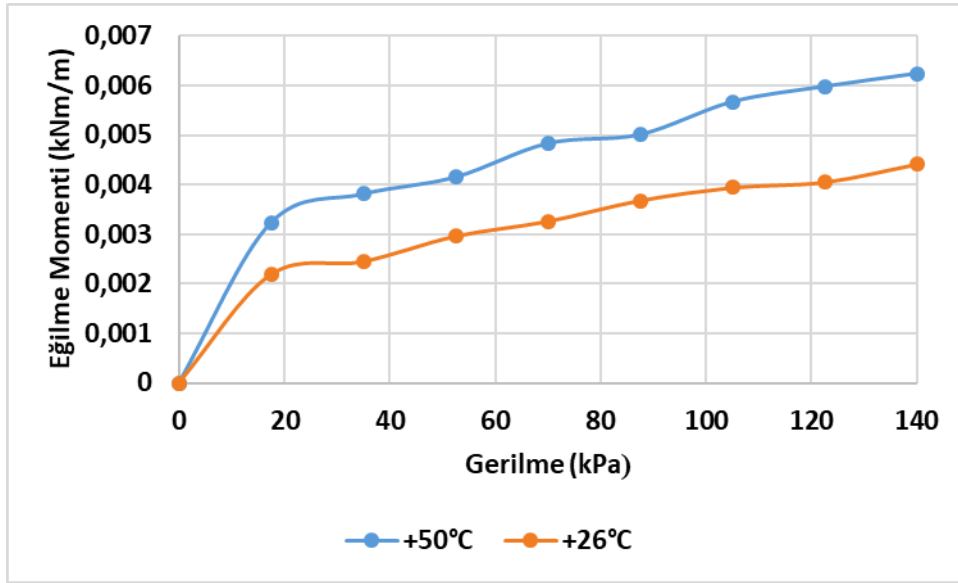


Şekil 4.2. Gerilme – Bel Bölgesi Deformasyon Grafiği

- Oda koşullarında (+26°C) yürütülen deneylerde hem taç hem de bel bölgesi için deformasyonlar bu seri deneyler içerisinde en düşük mertebelerde gözlemlenmiştir.
- Çalışma kapsamında en yüksek deformasyon değerleri ise aynı yükleme koşulları altında, borunun taç ve bel bölgesi için +50°C koşullarında izlenmiştir. +50°C’de gerçekleştirilen deneylerde elde edilen hem taç hem de bel bölgesi deformasyonları +26°C’ de yapılan deneylere kıyasla %45 daha fazla ortaya çıkmıştır.



Şekil 4.3. Gerilme – Taç Bölgesi Eğilme Momenti Grafiği



Şekil 4.4. Gerilme – Bel Bölgesi Eğilme Momenti Grafiği

- En düşük eğilme momenti değerleri her iki ısı değeri için de taban bölgesinde gözlemlenmiştir. Bu durum esnek boru davranışının karakteristik bir özelliğini göstermektedir.
- Eğilme momenti artışlarında gözlemlendiği gibi şekil değişimleri üzerinde de termal etkilerin belirleyici rolü gözlemlenmiştir. Sıcaklık artışı +50°C olduğunda boru kesitindeki deformasyon miktarındaki artışlar iki katına ulaşmıştır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, gömülü esnek boruların termal etkiler altındaki davranışları incelenmiştir. Polimer esaslı HDPE malzemenin sıcaklık altında rijitliğinin azaldığı bilinmektedir. Ancak sıcaklık değişiminin hendek içinde ve doğal servis nitelikleri çerçevesindeki boru davranışına olan etkisi, üzerinde çalışılmamış bir konudur. Yukarıda değinildiği gibi 25-26°C derecelik bir farklılığın bile boru rijitliğindeki belirgin düşüşe sebep olduğu görülmektedir. Çalışmanın bir sonraki adımı özel bir soğutma düzeneği kurarak boru kesitinde sıcaklık değerlerini 0°C’ın altında tutarak sıcaklık farkının artışını sağlamak olacaktır.

6. TEŞEKKÜR

Deneysel çalışmalarda kullanılan boruların temini ve boruların mühendislik parametrelerinin tayini hususunda yardımlarını esirgemeyen Kuzyboru Plastik Sanayi ve Ticaret Limited Şirketi’ne teşekkürlerimizi sunarız.

Deney sisteminin oluşturulması hususunda yükleme ve ölçüm düzeneklerinin temini, kurulumu ve deneylerin gerçekleştirilmesi aşamalarında finansal destekte bulunan Aksaray Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri (BAP) Birimi’ne (2015-086 ve 2018-051) teşekkür ederiz.



KAYNAKLAR

- American Society for Testing and Materials (ASTM). (2008), “Standard Practice for Underground Installation of Thermoplastic Pipe for Sewers and Other Gravityflow Applications”, ASTM D2321.
- American Society for Testing and Materials (ASTM), (2018), “Pennsylvania Edge-Notch Tensile Test; ASTM F1473-18, Standard Test Method for Notch Tensile Test to Measure the Resistance to Slow Crack Growth of Polyethylene Pipes and Resins”, West Conshohocken, PA.
- Krishnaswamy, R. K. (2005), “Analysis Of Ductile And Brittle Failures From Creep Rupture Testing Of High-Density Polyethylene (HDPE) Pipes”, Polymer, 46(25), 11664-11672.
- Kuzyboru Plastik Boru Sistemleri. (2018), “Plastic Pipe Systems”, Katalog, Kuzyboru, Aksaray.
- Laidlaw, T.C. (1999), “Influence of Local Support on Corrugated HDPE Pipes”, Ms Thesis University of Western Ontario/ Kanada.
- Merah, N., Saghir, F., Khan, Z., Bazoune, A. (2006), “Effect of Temperature on Tensile Properties of HDPE Pipe Material. Plastics”, Rubber and Composites, 35(5), 226-230.
- Sadr-Al-Sadati, S. A., Ghazizadeh, M. J. (2019), “Experimental Study of Crack Behavior in Pressurized High-Density Polyethylene Water Pipes”, MethodsX, 6, 1009-1020.
- Terzi, N.U. (2007), “Gömülü Borulara Etkiyen Düşey ve Yatay Yüklerin Boru Stabilitesine Olan Etkilerinin Araştırılması”, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Terzi, N. U., Yildirim, S. (2009), “Farklı Zemin Ortamlarına Yerleştirilen Esnek Gömülü Boruların Düşey Yükler Altındaki Şekil Değişiminin Deneysel ve Amprik Yöntemlerle İncelenmesi”, Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, 15(1), 49-58.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13-15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

İNCE DANELİ ZEMİNLERİN GERİLME-YER DEĞİŞTİRME DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

THE INTERPRETATION OF STRENGTH-DISPLACEMENT BEHAVIOUR OF FINE-GRAINED SOILS

Ayşen ÇELEBİ¹

Atilla ANSAL²

ABSTRACT

The shear box and consolidated-undrained triaxial compression tests were carried out on samples, the initial water contents around the optimum and higher than the optimum, prepared based on standard Proctor method. While the peak points on the stress-displacement curves of the shear box tests are usually reached at the displacements of 2~3 mm based on the normal stresses applied, the maximum points on the stress-axial deformation curves of the triaxial tests are generally reached at the axial strains of 5% according to the cell pressures. Though the peak shear stresses were found to be as high as 50% of the shear stresses of 18 mm displacements, the c' and ϕ' determined according to the peaks were observed to be not as high as 50% of the mentioned values of 18 mm displacements except soil N3. On the other hand, the ϕ' values determined on the peaks of stress-strain figures of the triaxial tests were found to be smaller than the corresponding values determined after peak strains. Additionally, the test results were drawn on the axes of σ - τ/σ and the shear coefficients of peak curves on the 2 groups of tests were found to decrease with the increasing normal stress. However, the shear coefficients of 10 and 18 mm displacement-curve of the shear box tests were observed to be constant after the normal stresses of 200~400 kPa the shear coefficients of the corresponding curves of the triaxial tests were observed to be decreasing with the increasing cell pressure.

ÖZET

Deney başı su muhtevası optimum dolaylarında ve optimumdan büyük durumda standart Proctor metodu ile hazırlanan numuneler ile kesme kutusu ve konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Kesme kutusu deneyi sonuçlarının gerilme-yer değiştirme eğrilerinde numunelere uygulanan normal gerilmeye bağımlı yaklaşık 2~3 mm yer değiştirmelerde maksimum noktalara ulaşılırken üç eksenli basınç deneylerinde hücre basıncına bağlı yaklaşık %5 eksenel deformasyonlarda ulaşılmıştır. Kesme kutusu deneyi sonuçlarında maksimum kayma gerilmeleri, 18 mm yer değiştirmelerdeki kayma gerilmelerinden %50'ler dolaylarında büyük olmalarına karşın, maksimum değerlere dayalı belirlenen c' ve ϕ' değerleri, 18 mm yer değiştirmelere dayalı belirlenen değerlerinden N3 zemini hariç %50 dolaylarında büyük değildir. Üç eksenli basınç deneyi sonuçlarında ise maksimum noktalara dayalı belirlenen ϕ' değerlerinin maksimumdan

¹ Dr. Özyeğin Üniversitesi, aysen.celebi@ozyegin.edu.tr

² Prof. Dr. Özyeğin Üniversitesi, atilla.ansal@ozyegin.edu.tr

sonraki eksenel deformasyonlarda belirlenen değerlerinden daha küçük oldukları görülmüştür. Ayrıca deney sonuçları σ - τ/σ eksenlerinde çizilmiş ve her iki grup deney sonuçlarında da maksimum değerlere dayalı eğrilerde kayma katsayısının artan normal gerilme ile azaldığı görülmüştür. Kesme kutusu deneyi sonuçlarında 10 ve 18 mm yer değiştirmelere ait eğrilerde kayma katsayısının 200~400 kPa normal gerilmelerden sonra sabitlendiği görülmesine rağmen üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına bağımlı eğrilerde artan hücre basıncı ile azaldığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler; gerilme-şekil değiştirme eğrileri, kayma mukavemeti parametreleri, konsolidasyon gerilmesi ile normalize edilmiş kayma mukavemeti.

1. GİRİŞ

Şev, temel ve dayanma yapıları gibi zemin problemlerinin çözümlerinde, mukavemet parametrelerinin seçiminin yer değiştirmelere bağlı olduğu dikkate alınarak 5 farklı zemin ile yeterli sayılarda kesme kutusu ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Yer değiştirmelerin önemli olmadığı problemlerde maksimum değerler yerine maksimumdan sonraki yer değiştirmelere dayalı belirlenen c' ve ϕ' 'ler kullanıldığında ne miktarda değişim olabileceği görüşü ile belirli yer değiştirmelerde hesaplanan kayma mukavemeti parametreleri maksimum değerleri ile karşılaştırılmıştır. Kesme kutusu deneyi sonuçlarında zeminlerin içerdiği kil miktarı ve kil zeminin danelerinin şekline bağımlı gerilme-yer değiştirme eğrilerinde ilerleyen yer değiştirmelerde kayma gerilmelerinde önemli azalmalar görülmüştür. N2 ile N3 zeminlerinin kil içerikleri %50'den büyüktür. Bu zeminlerin her iki grup deney sonucunda da ($w_0 > w_{opt}$, $w_0 \cong w_{opt}$) maksimum kayma gerilmeleri ile 18 mm yer değiştirmelerdeki kayma gerilmeleri arasında %50 dolaylarında azalmalar görülmektedir. N2 zemininin c_{mak} , ϕ_{mak} değerleri ile c_{18} , ϕ_{18} arasında %50 dolaylarında azalmalar olmamasına karşın N3 zemininin sözü edilen değerleri arasında %50 azalmalar bulunmaktadır. N1 ile N4 zeminlerinin $w_0 \cong w_{opt}$ gruplarında maksimum değerlere bağlı belirlenen c' ve ϕ' değerlerinin 18 mm yer değiştirmelere dayalı belirlenen değerlerinden daha büyük oldukları görülmüştür. Aşırı konsolide zeminler ile yapılan drenajlı deneylerin gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimumdan sonra görülen azalmalar Skempton (1985)'e dayalı iki aşamalıdır. Birincisi küçük yer değiştirmelerde zeminin su muhtevasının artmasından kaynaklanmaktadır. İkincisi ise zeminin kil miktarına bağlı kırılma düzleminde düzlemsel danelerin paralel yapı oluşturmalarından kaynaklanmaktadır. Zeminin kil miktarı %25'ten küçük ise killi zemin silt gibi davranış gösterecek ve kalıcı kayma mukavemeti büyük olacaktır. Maksimum değerlere bağımlı belirlenen ϕ' ile kalıcı değerlere dayalı belirlenen ϕ' arasında önemli azalma olmayacaktır. Eğer zeminin kil içeriği %50 ise düzlemsel daneler kırılma davranışını yönlendirecek ve kayma yüzeyinde paralel yapı oluşumu ile maksimum parametreler ile kalıcı parametreler arasında önemli farklar oluşacaktır. İlgili yayına bağımlı zeminin kil miktarı %25~%50 aralığında ise kırılma geçiş modunda oluşacak ve davranışı zeminin kil miktarı ile kil danelerinin yapısı belirleyecektir. Lupini vd. (1981)'ne bağımlı kalıcı kayma davranışını zeminin düzlemsel biçimdeki dane yüzdesinin diğer biçimlerdeki danelerin yüzdesine oranı ile daneler arası etkiler belirleyecektir. Zeminde düzlemsel boyuttaki daneler yeterli miktarda bulunduğu maksimum parametreler ile kalıcı parametreler arasında azalmalar büyük olacaktır. Zeminin kil miktarı büyük olsa bile düzlemsel daneler yeterli miktarda bulunmadığında zemin silt davranışı gösterecek ve maksimum parametreler ile kalıcı değerler arasında ciddi farklar olmayacaktır. Bu çalışmada da bulunan sonuçlar literatüre uygundur.

2. NUMUNELER

Konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç ve kesme kutusu deneylerinin yapımında beş farklı plastisite indisli zeminler kullanılmıştır. Deneyler için numuneler standart Proctor yöntemine dayalı optimum su muhtevası dolaylarında (w_{opt}) ve w_{opt} 'dan daha büyük su muhtevalarında iki grup hazırlanmıştır. Proctor deneyleri için zeminler, ilk olarak etüvde kurutulmuş daha sonra danelerine ayrılarak 4 numaralı elekten elenmiştir. Elekten geçen malzemeden yeterli miktar alınarak standart Proctor deneyleri yapılmış ve numunelerin kompaksiyon özellikleri belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan numunelerin indeks ve kompaksiyon değerleri Çizelge 1'de görülebilmektedir.

Çizelge 1. Zeminlerin İndeks ve Kompaksiyon Özellikleri.

Numune No	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	Kil (%)	γ_d (Mg/m ³)	w_{opt} (%)	γ_s (Mg/m ³)	Zemin Grubu
N1	56	28	28	55	1,63	22	2,76	CH
N2	99	47	52	68	1,35	20	2,76	MH
N3	100	50	50	88	1,35	23	2,78	MH
N4	32	18	14	12	1,58	18	2,75	CL
N5	36	20	16	46	1,77	16	2,76	CL

Çizelge 1'de; γ_d , en büyük kuru birim hacim ağırlık, γ_s , dane birim hacim ağırlığıdır.

Kesme kutusu deneyleri için zeminler standart Proctor kalıbına, üç eksenli deneyler için ise çapı 10,5 ve yüksekliği 20 cm olan kalıba belirlenen su muhtevalarında yerleştirilmiştir. Kesme kutusu deneylerinde Proctor kalıbına 3 eşit kalınlık olacak biçimde, üç eksenli deneylerde ise boyutları verilen kalıba 5 eşit kalınlık olacak biçimde ve her tabakaya 25 vuruş uygulanmıştır. Her iki grup içinde ağırlığı 2,5 kg, düşme yüksekliği 30,5 cm olan standart Proctor tokmağı kullanılmıştır. Kalıplardan alınan numuneler ön görülen boyutlara getirilerek deneylerin yapımında kullanılmıştır. Kesme kutusu deneylerinde yüksekliği 2,5cm uzunluğu 6 cm olan kare numuneler kullanılırken, üç eksenli deneylerde çapı 70 ve yüksekliği 14 cm olan numuneler kullanılmıştır

Çalışmada deneyler deformasyon kontrollü olarak yapılmış ve her iki deneyde de 0,06 mm/dk yer değiştirme hızı kullanılmıştır. Numuneler, kesme kutusu deneylerinde 50~400 kPa gerilme aralığındaki normal gerilmeler etkisinde en az 2 gün, üç eksenli deneylerde ise 50~300 kPa gerilme aralığında izotropik olarak 2~2,5 gün konsolide edilmişlerdir.

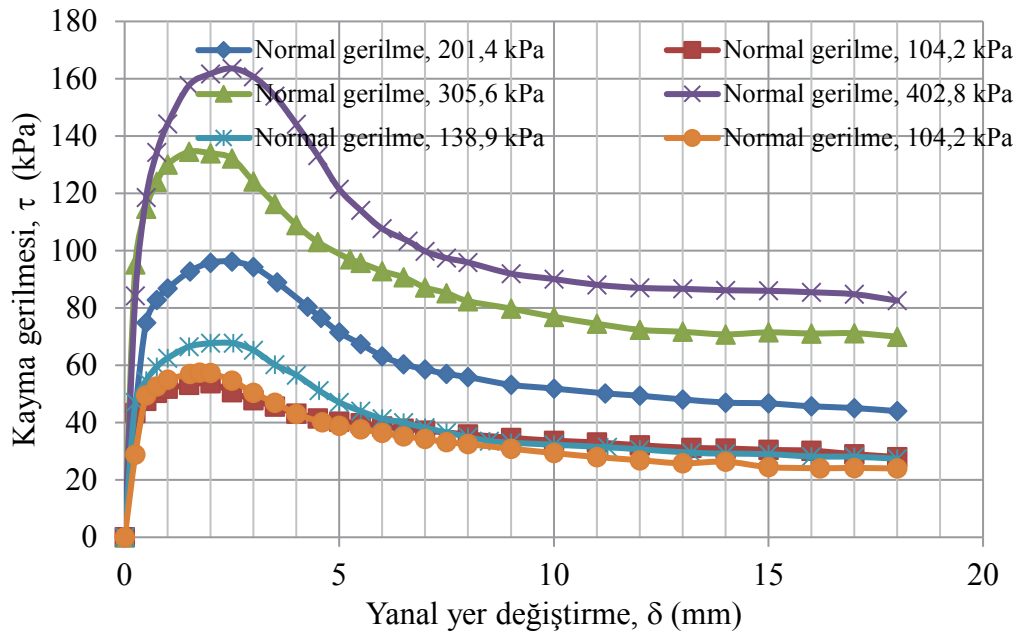
3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Kesme kutusu deneyleri; kullanılan her zeminde deney başı su muhtevası optimum su muhtevası dolaylarında ($w_0 \cong w_{opt}$) ve optimum su muhtevasından daha büyük olmak üzere ($w_0 > w_{opt}$) 4 set yapılmıştır. Bir sette en az 4 farklı normal gerilmelerde aynı zemin ile deneyler tekrar edilmiştir. Tekrarlı kesme kutusu deneyleri kayma yönü arazide değişmediği için ve kayma yüzeyinde belirli yer değiştirmede gruplaşmaya başlayan danelere zarar verebilir görüşü ile yapılmamıştır. Gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimum değerden sonra görülen azalmaları değerlendirebilmek amacı ile deneyler 18 mm yer değiştirmeye kadar sürdürülmüştür.

Çizelge 1'de görüleceği üzere N1 birleşik zemin sınıflandırma sistemine göre yüksek plastisiteli kil olarak gruplandırılmıştır. N1 ile deney başı su muhtevası optimum su muhtevasından büyük durumda yapılan kesme kutusu deneyi sonuçlarında ($w_0 > w_{opt}$) gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimum nokta görülmemiştir. Oysa deney başı su

muhtevası optimum dolaylarında olan 2 set deney sonucunda uygulanan normal gerilmeye bağımlı 0~2 mm yer değiştirmelerde maksimum noktalara erişildiği görülmüştür. Aynı numunenin konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi sonuçlarında ise her iki grupta da normal konsolide davranış görülmüştür ($w_0 > w_{opt}$ ve $w_0 \cong w_{opt}$).

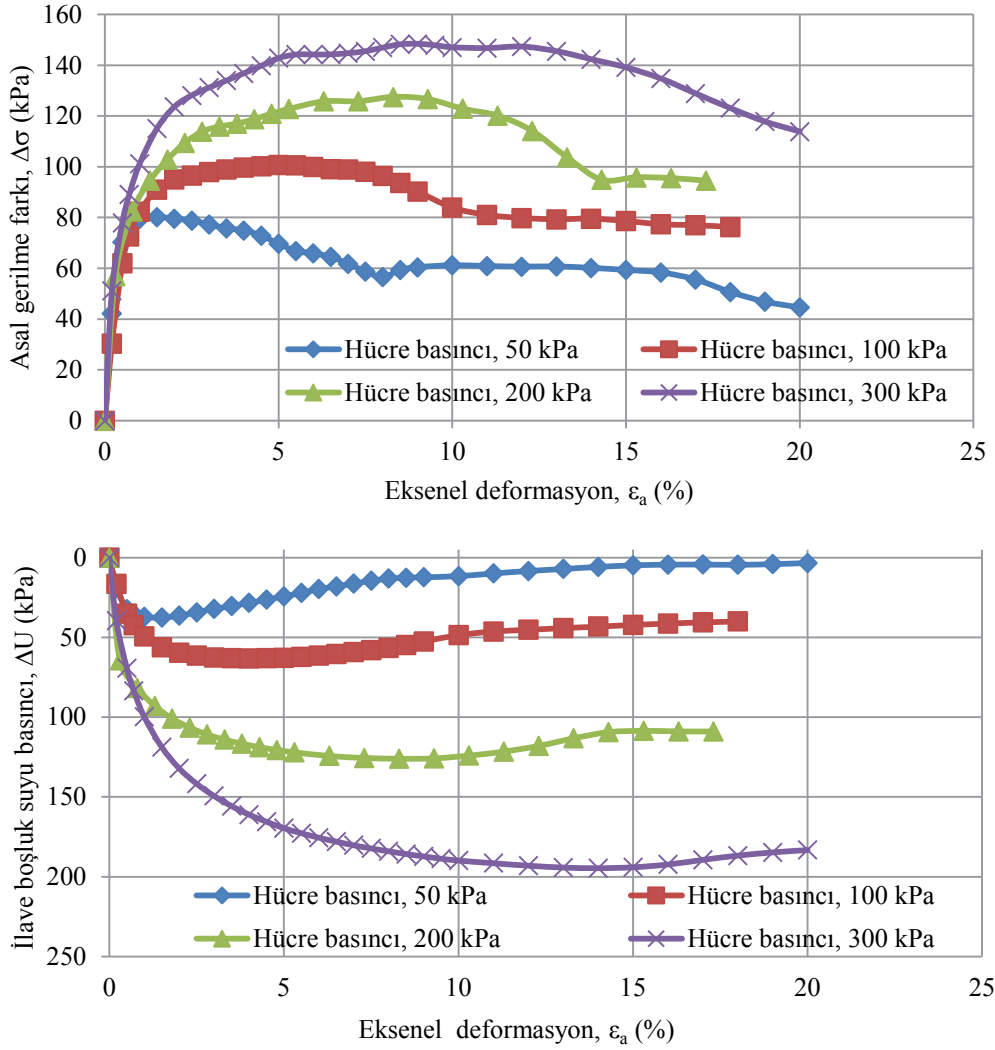
N2 zemini ile 3 grup deney yapılmıştır. N1'den farklı olan 3. grupta konsolidasyon aşamasında kesme kutusuna ilave edilen su, kesme esnasında geri alınarak numuneler kesilmiştir. Bu grup deney sonucuna bağlı, kesme sırasında kutuda bulunan suyun zeminin kayma mukavemeti parametrelerine etkisi ile deney sonu su muhtevasına etkisi anlaşılmıştır. 3 grup deney sonucunda da gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimum noktalar görülmüştür. Uygulanan normal gerilmenin büyüklüğüne bağlı maksimum noktalara 0~2,5 mm yer değiştirmelerde ulaşılmıştır. Deney sonuçlarına örnek olabilir görüşü ile N2'nin $w_0 \cong w_{opt}$ grubu kesme kutusu deneyi sonuçları Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları, N2 (MH) $w_0 \cong w_{opt}$.

Aynı zeminin üç eksenli basınç deneyinden gözlenen gerilme-şekil değiştirme eğrileri Şekil 2'den görüleceği üzere kesme kutusu deneyi sonuçları kadar düzenli değildir. Yine aynı şekilden görüldüğü üzere gerilme-şekil değiştirme eğrilerinde maksimum noktalara uygulanan hücre basıncına bağlı daha büyük eksenel deformasyonlarda erişilmiştir. Maksimum noktalardan sonra eğrilerde görülen azalma değerleri kesme kutusu deneyi sonuçlarından farklıdır. N2 zemininin $w_0 > w_{opt}$ ve $w_0 \cong w_{opt}$ üç eksenli basınç deneylerinde kırılmalar çok belirgin kayma yüzeyleri ile oluşmuştur. İki farklı deney aletinden gözlenen farklı davranışa neden, üç eksenli deneylerde kayma yüzeyine etkiyen yanıl gerilmeler ile membran etkileri kabul edilmektedir.

N3 zemini ile de 3 farklı grup deney yapılmıştır. N3'den gözlenen deney sonuçları da Şekil 1 ve 2'de çizilen eğrilere benzerdir. Bu zemininde üç eksenli basınç deneyi sonuçlarında maksimum noktalardan sonra kayma gerilmelerinde görülen azalmalar N2'ye benzer biçimde kesme kutusu deneyi sonuçlarında görülen azalmalardan daha küçüktür. N3 zemininin 3. grup deneylerinde de kesme işlemi aşamasında kesme kutusunda bulunan su kesme aşamasında kutudan geri alınmıştır. N2 ile N3 zeminlerinde 3. grup deneylerin yapılmasının nedeni her iki zeminin kabarma eğiliminin büyük olmasıdır (Ansal ve Çelebi, 2017).



Şekil 2. Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları, N2, $w_0 \cong w_{opt}$.

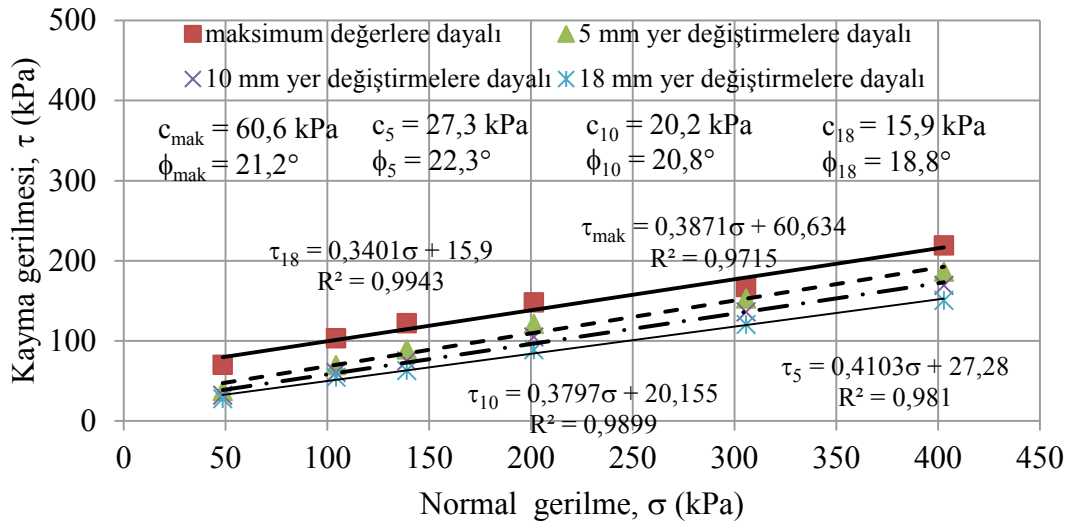
N4 zemini ile de 2 grup deneyler ($w_0 > w_{opt}$ ve $w_0 \cong w_{opt}$) N1 zeminine benzer biçimde hem kesme kutusu hem de üç eksenli aletler kullanılarak yapılmıştır. Deney başı su muhtevası optimum su muhtevası dolaylarında olan ($w_0 \cong w_{opt}$) kesme kutusu deneyi sonuçlarında numunelere uygulanan normal gerilmelere bağlı 0~4 mm yer değiştirmelerde maksimum noktalar görülmüştür. Maksimum noktalardan sonra ilerleyen yer değiştirmelerde kayma gerilmesinde görülen azalmalar N2 ve N3 zeminleri kadar fazla değildir. N4 zemininin diğer deney sonuçlarının gerilme-deformasyon eğrilerinde normal konsolide davranış görülmüştür.

N5 zemini ile de deneyler kesme kutusu ve üç eksenli aletler kullanılarak yapılmış ancak bütün deney sonuçlarında ilerleyen yer değiştirmelerde kayma gerilmesinin küçük miktarlarda arttığı normal konsolide davranış görülmüştür.

4. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Şev, temel ve dayanma yapıları gibi zemin problemlerinin çözümlerinde, zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerinin seçiminin uygulanabilir çözümlerin elde edilmesinde önemli ve yer değiştirmelere bağlı olduğu bilinmektedir. Problemin olduğu bölgede yer

değiştirmeler çok önemli değil ise maksimum noktalardan sonraki deformasyon değerlerine dayalı belirlenen kayma mukavemeti parametreleri problemin çözümünde kullanılabilir. Atkinson (2007)'ye göre genel olarak zeminlerin içeriklerine bağlı maksimum değerlere %1 deformasyonda ulaşılrken kritik gerilme değerlerine yaklaşık %10 deformasyondan sonra ulaşılr. Buradaki çalışmada da literatürdeki açıklamalar dikkate alınarak gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimum noktalara hangi deformasyon değerlerinde erişildiği ve belirli yer değiştirmelerdeki kayma mukavemeti parametrelerinin nasıl değişim gösterdiği çalışılmıştır. Kullanılan zeminlerin maksimum değerlerine bağlı c' ve ϕ' ler belirlenip 5, 10 ve 18 mm yer değiştirmelerdeki kayma gerilmeleri kullanılarak belirlenen kayma mukavemeti parametreleri ile karşılaştırılmıştır. N1 zemininin kesme kutusu deneyi sonuçları değerlendirildiğinde gözlenen sonuç, Şekil 3'de gösterilmiştir. Genel olarak ilerleyen yer değiştirmelerde c' ve ϕ' değerlerinin azaldıkları Şekil 3'den görülmektedir. N1 zemininin $w_0 > w_{opt}$ kesme kutusu deneyi sonuçlarından maksimum noktalara dayalı $c' = 14,6$ kPa ve $\phi' = 18,3^\circ$ bulunmuştur.



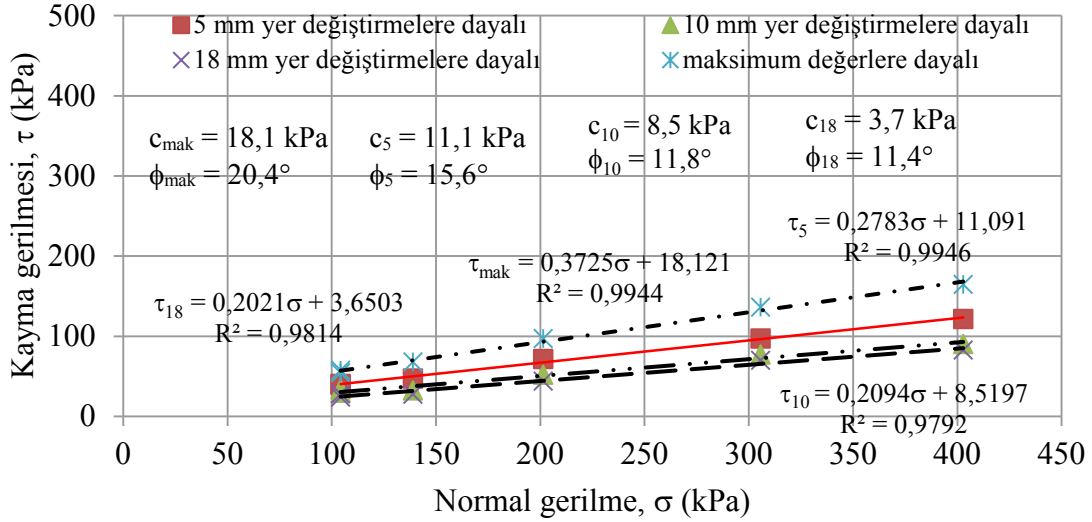
Şekil 3. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları, N1 (CH), $w_0 \cong w_{opt}$.

Gerilme-yer değiştirme eğrilerinde 18 mm yer değiştirmedeki kayma gerilmeleri normal gerilmeye bağlı maksimum değerlerinin %50'si dolaylarındadır. Uzun süreli durumlarda kohezyonun kayma mukavemetine etkisi yoktur (Atkinson 2007). Kohezyon dikkate alınmadığında Şekil 3'de ϕ_m ile ϕ_{18} arasındaki fark 2,4 tür. N1 zemininin Çizelge 1'den görüldüğü üzere kil içeriği hidrometre deneyi sonucuna dayalı %55 olarak bulunmuştur. İlerleyen yer değiştirmelerde kayma gerilmesinde görülen azalmalar Lupini vd (1981) ve Skempton (1985)'e dayalı kil miktarının yanı sıra kil danelerinin şekline ve mineral yapısına bağlıdır. N1 zemininde görülen sonuç literatüre dayalı kil danelerinin şekillerinin düzlemsel olmadığını göstermektedir.

Kayma mukavemetinin normal gerilme ile değişiminin görülebilmesi amacı ile deney sonuçları ayrıca σ - τ/σ eksenlerinde çizilmiştir. N1 zemininde maksimum kayma gerilmelerine dayalı eğride kayma katsayısının normal gerilme ile azaldığı gözlenirken, 5, 10 ve 18 mm yer değiştirmelere ait eğrilerde azalmaların fazla olmadığı görülmüştür. Özellikle 18 mm yer değiştirmede kayma katsayısı yaklaşık 200 kPa normal gerilme ve sonrasında değişmemektedir. Benzer sonuç kalıcı kayma mukavemetinin araştırıldığı Kalteziotis (1993) ve Markou (2013) yayınlarında da bulunmuştur.

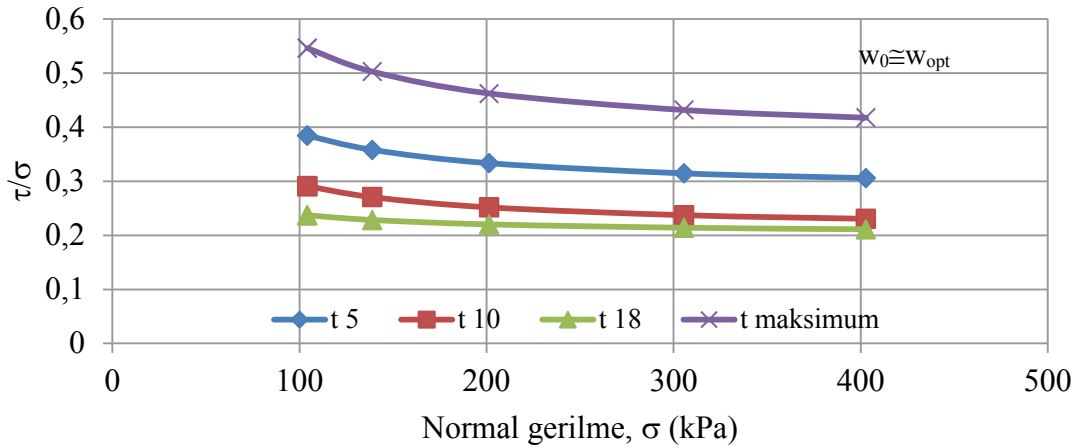
N2 zemininin bütün deney sonuçlarında gerilme-şekil değiştirme eğrilerinde maksimum noktalar bulunmaktadır. Çizelge 1'de N2'nin kil içeriği hidrometre deneyinden ağırlıkça

%68 bulunmuştur. Kesme kutusu deneyi sonuçlarına dayalı kırılma zarfları Şekil 4'te görülmektedir. Şekil 1'de gerilme-yer değiştirme eğrilerinde dikkat edileceği üzere maksimum değerler ile 18 mm yer değiştirmelerdeki değerler arasında yaklaşık %50 azalmalar bulunmaktadır. Oysa ϕ' değerleri arasındaki fark 9° dir. Aynı zeminin $w_0 > w_{opt}$



Şekil 4. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları, N2, (MH) $w_0 \cong w_{opt}$.

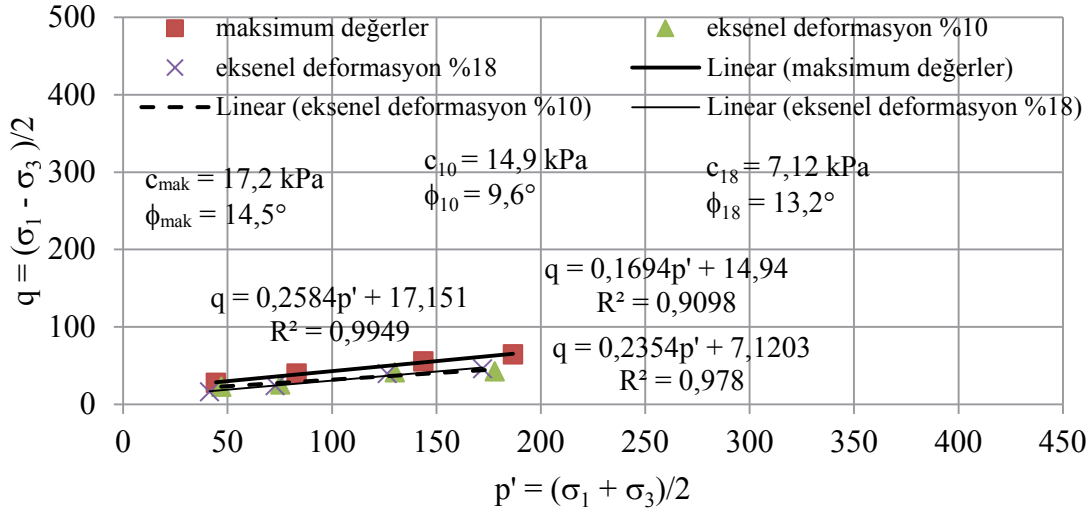
kesme kutusu deneyi sonuçlarında da maksimum değerlere bağlı $c' = 15,9$ kPa ve $\phi' = 16,9^\circ$ bulunurken 10 mm yer değiştirmede $c' = 22,6$ kPa, $\phi' = 11,8^\circ$ bulunmuştur. Oysa gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimum değerler ile 10 mm yer değiştirmelerdeki kayma gerilmeleri arasındaki farklar %50'den büyüktür. Şekil 1'deki deney eğrilerinin σ - τ/σ eksenlerinde değerlendirilmesi ise Şekil 5'de görülmektedir. N1 zeminine benzer biçimde maksimum değerlere dayalı kayma katsayısı normal gerilme ile azalırken 18 mm yer değiştirmelerdeki normalize edilmiş kayma mukavemeti 200 kPa normal gerilme ve sonrasında sabit kalmaktadır. Gerçekte değişim kohezyondan kaynaklanmaktadır. Eğer $c = 0$ ise Şekil 5'de gösterilen eğriler yatay eksene paralel olacaktır.



Şekil 5. Normalize Edilmiş Kayma Mukavemetinin Normal Gerilme ile Değişimi, N2.

N2 zemininin üç eksenli basınç deneyi sonuçları değerlendirildiğinde gözlenen sonuçlar da Şekil 6'da gösterilmiştir. N2 zemininin $w_0 > w_{opt}$ grubu gerilme-deformasyon eğrileri de Şekil 2'deki eğrilere benzer olduğundan ϕ' değerlerinde ilerleyen aksenal deformasyon ile

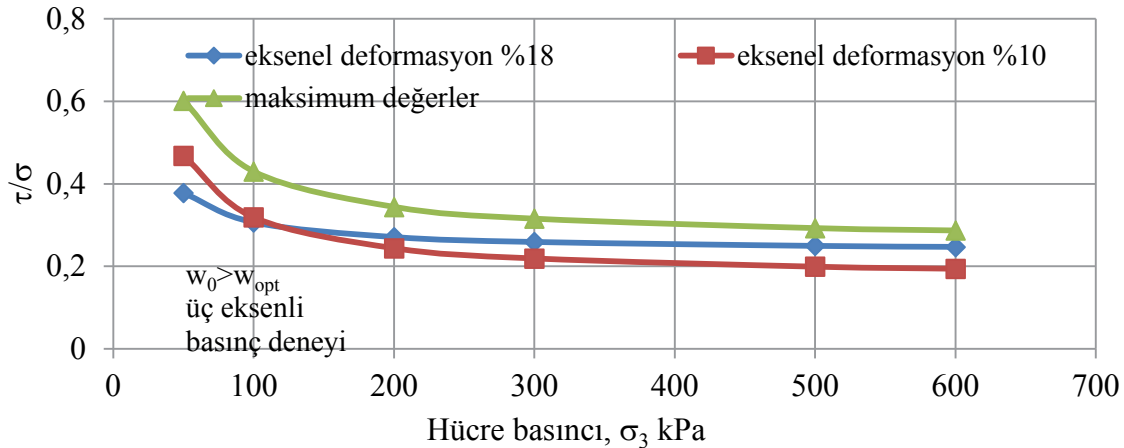
görülen azalmalar kesme kutusu deneyi sonuçları gibi düzenli değildir (Şekil 6). Ayrıca Atkinson(2007)'de maksimum noktalara bağımlı bulunan ϕ' değerlerinin kritik gerilmelere bağımlı belirlenen değerlerinden daha küçük olduğu açıklanmaktadır.



Şekil 6. Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları, N2, $w_0 > w_{opt}$.

N2 zemininin $w_0 \cong w_{opt}$ grubu üç eksenli basınç deneyi sonuçlarından da $c_{\max} = 27,6$ kPa, $\phi_{\max} = 14,3^\circ$ bulunurken eksenel deformasyon %10 iken $c' = 6$ kPa, $\phi' = 20,8^\circ$ ve eksenel deformasyon %18 iken $c' = 3$ kPa, $\phi' = 18,4^\circ$ bulunmuştur.

Maksimum noktadan sonra kayma gerilmesinde görülen azalmalar, Kalteziotis (1993) ve Lupini vd (1981)'ye bağımlı kayma yüzeyinde gruplaşan daneler arası gerilme durumunun normal gerilmenin fonksiyonu olabileceğinden kaynaklanabilir. Dolayısıyla N2 zemininin $w_0 > w_{opt}$ grubu üç eksenli basınç deneyi sonuçları σ - τ/σ eksenlerinde çizildiğinde gözlenen sonuç Şekil 7'de görüldüğü üzere kesme kutusu deneyi sonuçlarından gözlenen eğrilere benzerdir (Şekil 5). Şekil 5'e benzer biçimde maksimum noktalara dayalı eğride artan hücre basınçlarında kayma katsayısı azalmaya devam ederken %10 eksenel deformasyon değerine dayalı eğride yaklaşık 400 kPa ve sonrasında sabitlenmektedir. Aynı şekilde %18 deformasyona ait eğride yaklaşık 200 kPa ve sonrasında kayma katsayısı değişmemektedir.



Şekil 7. Normalize Edilmiş Kayma Mukavemetinin Hücre Basıncı ile Değişimi, N2.

N2 zemininin $w_0 \cong w_{opt}$ grubu üç eksenli basınç deneyi sonuçları σ - τ/σ eksenlerinde çizildiğinde de Şekil 7'deki eğrilere benzer eğriler elde edilmiştir.

N3 zemini kullanılarak yapılan kesme kutusu deneyleri değerlendirildiğinde bulunan sonuçlar N2 zemininin sonuçlarına benzer ilerleyen yer değiştirme ile kayma mukavemeti değerlerinin azaldığı biçimindedir (Çizelge 2). N3 zemininin gerilme-yer değiştirme eğrilerinde maksimum kayma gerilmeleri ile 18 mm yer değiştirmelerdeki kayma gerilmeleri arasında %50 azalmalar bulunmaktadır. Çizelge 2'den görüldüğü üzere $\phi_{18} = 7,4^\circ$ iken $\phi_{mak} = 14,8^\circ$ 'dir. Çizelge 1'de N3 zemininin kil içeriği hidrometre deneyi sonucundan %88 olarak bulunmuştur. İlerleyen yer değiştirmelerde c' ve ϕ' değerlerinde görülen azalma miktarlarının büyük olması dolayısıyla N3 zemininin kil danelerinin çoğunluğunun düzlemsel şekilde olduğu kabul edilebilir.

Çizelge 2. N3 Zemininin Kesme Kutusu ve Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları.

Deney tipi	Kayma M. Değerleri	Maksimum değerler	5 mm yer değiştirme	10 mm yer değiştirme	18 mm yer değiştirme
Kesme Kutusu $w_0 > w_{opt}$	c(kPa)	29	17,4	16,6	13,3
	ϕ°	14,8	9,5	8	7,4
Kesme Kutusu $w_0 \cong w_{opt}$	c(kPa)	17,2	25,8	11,5	0
	ϕ°	22	12,6	10	11,7
Üç eksenli Basınç $w_0 > w_{opt}$	c(kPa)	26	-	25,3	16,6
	ϕ°	14,3	-	9,6	12,6
Üç eksenli Basınç $w_0 \cong w_{opt}$	c(kPa)	39,7		24,6	16,5
	ϕ°	10		14,1	13,3

N3'ün $w_0 \cong w_{opt}$ kesme kutusu ve üç eksenli basınç deneyleri değerlendirildiğinde bulunan sonuçlar da Çizelge 2'de özetlenmiştir. Çizelge 2'de dikkat edileceği üzere N2'nin sonuçlarına benzer üç eksenli basınç deneyi sonuçlarında $w_0 > w_{opt}$ grubunda ilerleyen deformasyonlarla ϕ' değerlerinde azalmalar görülmesine karşın $w_0 \cong w_{opt}$ sonuçlarında artmalar görülmektedir. Bu deneylerde c' değerlerinin büyük olmasının nedeni Holtz ve Kovacs (1981)'e göre sıkıştırılan zeminlerin deneylerde küçük normal gerilme etkilerinde aşırı konsoli zemin davranışı göstermelerinden kaynaklanmaktadır. N3 zemininin hem kesme kutusu hem de üç eksenli basınç deneyi sonuçları σ - τ/σ eksenlerinde çizildiğinde bütün eğrilere artan normal gerilme ile normalize edilmiş kayma mukavemetinin azaldığı görülmüştür.

N4 zemininin kesme kutusu deneyi sonuçları değerlendirildiğinde $w_0 \cong w_{opt}$ grubu sonuçlarında $c_{mak} = 25,6$ kPa, $\phi_{mak} = 24,5^\circ$ bulunurken $c_5 = 15,6$ kPa, $\phi_5 = 25,2^\circ$, $c_{10} = 7,7$ kPa, $\phi_{10} = 24,3$ ve $c_{18} = 9,1$ kPa, $\phi_{18} = 22^\circ$ bulunmuştur. Gerilme yer değiştirme eğrilerinde de 18 mm yer değiştirmedeki kayma gerilmeleri maksimum değerlerinin yaklaşık %30'u kadar azalmıştır. Deney sonuçları σ - τ/σ eksenlerinde çizildiğinde maksimum, 5 mm, 10 mm, 18



mm yer değiştirme eğrilerinde artan normal gerilme ile normalize edilmiş kayma mukavemetinin azaldığı görülmüştür.

5. SONUÇLAR

Standart Proctor yöntemine dayalı hazırlanan numunelerle yapılan kesme kutusu deneylerinde $w_0 \cong w_{opt}$ grubunda ilerleyen yer değiştirmelerde zeminlerin içerdiği kil miktarına bağımlı c' ve ϕ' değerlerinde maksimum değerlerine oranla yaklaşık %50'lere ulaşan azalmalar görülmüştür. Üç eksenli basınç deneylerinde ise aynı düzenli davranış görülmemiştir. Deney sonuçları $\sigma-\tau/\sigma$ eksenlerinde çizildiğinde zeminlerin maksimum kayma değerlerine dayalı eğrilerde artan normal gerilme ile normalize edilmiş kayma mukavemetinin azaldığı görülürken 5, 10 ve 18 mm yer değiştirmelere bağımlı eğrilerde ise genel olarak 200~400 kPa normal gerilmelerden sonra sabitlendiği gözlenmiştir. Kesme kutusu deneylerinde konsolidasyon aşamasında kutuda bulunan suyun kesme aşamasında geri alındığı deney sonuçları, kutuda suyun bulunduğu sonuçlar ile karşılaştırıldığında deney sonu su muhtevalarında önemli değişim görülmemekle birlikte ϕ' lerde yaklaşık 2° artma görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Ansal, A ve Çelebi, A. (2017), “Kabarmaya Eğilimli Killi Zeminlerin Kabarma ve Konsolidasyon Özellikleri”, Uluslararası katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul.
- Atkinson, J. (2007), “The Mechanics of Soils and Foundations”, 2nd Edition, Taylor, and Francis, London and New York.
- Craig, R. F. (1983), “Soil Mechanics”, 3rd Edition, Van Nostrand Reinhold, UK.
- Holtz, R. D. And Kovacs, W.D. (1981), “An Introduction to Geotechnical Engineering”, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Kalteziotis, N. (1993), “The Residual Shear Strength of Some Hellenic Clayey Soils”, Geotechnical and Geological Engineering, 11, 125-145
- Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999), “Zemin Mekaniği Problemleri”, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan, P. R. (1981), “The Drained Residual Strength of Cohesive Soils”, Géotechnique, Vol. 31, Issue 2, 181-213,
- Markou, I. N. (2013), “Residual Shear Strength Behavior of Swelling Soils”, Proceeding of The 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Skempton, A. W. (1985), “Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata and The Laboratory”, Géotechnique, Vol 35, Issue 1, 3-18.



EFFECT OF PLASTIC DEVIATORIC STRAINS ON THE HARDENING OF UNSATURATED SOILS IN RELATION TO THEIR HYDROMECHANICAL BEHAVIOR

DOYGUN OLMAYAN ZEMİNLERİN PEKLEŞMESİNE HIDROMEKANİK DAVRANIŞLARINA İLİŞKİLİ OLARAK PLASTİK DEVIATORİK ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİN ETKİSİ

M. Mert EYÜPGİLLER¹

M.B. Can ÜLKER*²

ABSTRACT

Natural soils exhibit strain-hardening behavior once yielding occurs under different loading and drainage conditions. Particularly, hardening behavior of unsaturated soils is still examined experimentally, theoretically and numerically due to their three-phase and complex hydro-mechanical structure. Accuracy of related problems in geotechnical engineering highly depends on the stress-strain levels at which hardening occurs for unsaturated soils which generally consists of both volumetric and deviatoric components. The water content in unsaturated soils plays an important role in such hardening response in relation to suction. Therefore, constitutive models developed for saturated soils cannot directly be extended to work for unsaturated soils. In this study, the effect of plastic deviatoric strains on hardening behavior of unsaturated soils is investigated. The elasto-plastic behavior is modeled with a proposed combined volumetric-deviatoric hardening rule within the classical plasticity theory. Firstly, the static response of soil predicted by the pioneering Barcelona Basic Model is studied. The mathematical formulation is developed and necessary constitutive equations are integrated into a new computer program. A number of unsaturated drained triaxial tests at constant suction and undrained tests at constant water content are simulated. Subsequently, a new deviatoric hardening component is incorporated into the model and the same triaxial tests are re-simulated.

Keywords: Unsaturated soils, Strain Hardening, Volumetric water content, Plastic strains, Suction

ÖZET

Doğal zeminler farklı yükleme ve drenaj koşulları altında akmaya uğradıktan sonra deformasyon pekleşmesi davranışı gösterirler. Özellikle doygun olmayan zeminlerin pekleşme davranışı, üç fazlı ve karmaşık hidromekanik yapıları nedeniyle halen deneysel, teorik ve sayısal olarak çalışılmaktadır. Geoteknik mühendisliği problemlerinin doğru çözümünde pekleşmenin hangi gerilme veya şekil-değiştirme seviyesinde gerçekleşeceği

¹ M.Sc., Istanbul Technical University Institute of Earthquake Engineering and Disaster Management, Ayazaga Campus Maslak, Sariyer 34469 Istanbul, eyupgillerm@itu.edu.tr

*²Assoc. Prof. Dr., Istanbul Technical University Institute of Earthquake Engineering and Disaster Management, Ayazaga Campus Maslak, Sariyer 34469 Istanbul, mbulker@itu.edu.tr



M. Mert Eyüpgiller, M.B. Can Ülker

ve kalıcı şekil değiştirmelere bağlılığının doğru modellenebilmesi önem arz etmektedir. Doygun olmayan zeminlerde su muhtevası, zeminin pekleşme davranışına emmeye bağlı olarak önemli oranda etki eder. Bu yüzden doygun zeminler için geliştirilen bünye modelleri, doygun olmayan zeminlere doğrudan uygulanamamaktadır. Bu çalışmada, doygun olmayan zeminlerin pekleşme davranışına plastik deviatorik şekil değiştirmenin etkisi incelenmektedir. Klasik plastisite teorisi kapsamında geliştirilen yeni bir birleşik hacimsel-deviatorik pekleşme kuralıyla doygun olmayan zeminlerin elastoplastik davranışı modellenmiştir. Çalışmada öncelikle öncü Barcelona Basic Model'in statik davranışı incelenmiştir. Bunun için bir matematiksel formülasyon geliştirilmiş, elde edilen denklemler geliştirilen yeni bir bilgisayar programıyla çözülmüştür. Çıkış noktası olarak BBM'in önerdiği hacimsel pekleşme kuralı alınmış, hem drenajlı durumda sabit net ortalama gerilmede yapılan hem de sabit su muhtevasında yapılan üç eksenli deneyler simüle edilmiştir. Ardından modele deviatorik pekleşme kuralı katkısı yapılmış aynı üç eksenli deneyler yeni kural ile simüle edilmiştir.

1. INTRODUCTION

Behavior of unsaturated soils under static loadings are affected significantly by their volume changes as a function of the change in their water content. This is, however, directly related to the difference in the pressures of pore water and pore air which is called 'matric suction', s . Therefore, the major stress-like variable that controls the deformation characteristics of unsaturated soils is suction. Matric suction plays an important role in the hardening of unsaturated soils in addition to their mechanical stress state. That is, as the matric suction increases, the stiffness and shear strength also increases under constant mean net stress. This brings up another issue as, we now need to answer the question of what stress state to consider in formulating a constitutive model for unsaturated soils. While a single effective stress definition perfectly suffices in describing the stress-strain relationship of saturated soils, that is typically not the case for unsaturated soils due to the existence of matric suction. Thus, considering the three-phase structure of unsaturated soils, this issue has been the main subject of debate among the researchers since the pioneering study of Alonso et al., (1990). Early on, Bishop, (1957) was the first to propose an 'alternative' relation for effective stress that accounted for the effect of air phase on the average stress acting on the solid skeleton. It was called the "Bishop stress" with a parameter, χ being termed as the Bishop parameter which is a function of the degree of saturation of the soil. So the modified effective stress or the Bishop stress is:

$$\sigma^* = \sigma - \chi * s \quad (1.1)$$

While some researchers defend the 'smooth' transition to the new definition of the effective stress for unsaturated soils, now modified to account for the matric suction (Gallipoli et al., 2000; Wheeler, 2003; Jommi, 2000; Sun, 2008), the others claim that there have to be two independent stress variables namely the net stress, σ_{net} or $\bar{\sigma}$ and matric suction which are necessary to govern the hydromechanics of unsaturated soils (Fredlund & Morgenstern, 1977; Alonso et al. 1990; Fredlund & Pham 2007; Sheng & Fredlund, 2008). Hence the following stress state is defined:

$$\bar{p} = p - u_{air} \quad (1.2a)$$

Effect of Plastic Deviatoric Strains on the Hardening of Unsaturated Soils in Relation to their Hydromechanical Behavior

$$s = u_{air} - u_{water} \quad (1.2b)$$

Another important subject in formulating a constitutive model that accounts for the hydromechanical behavior of unsaturated soils is the fact that there is hydraulic hysteresis in their water retention behavior. Such a behavior is evident in a typical saturation-suction plot called the ‘soil-water characteristic curve’ regardless of the soil type during an ordinary drying-wetting cycle. Therefore, it is utmost crucial that this hysteretic response is incorporated in the mathematical formulation of a theoretical model of unsaturated soils. Recent elasto–plastic models incorporating the hysteresis effect are distinguished in two fold: (i) Models that account for the hydraulic hysteresis through additional yield surfaces (Vaunat et al., 2000; Wheeler et al., 2003; Sheng et al., 2004) and, (ii) Models in which the degree of water saturation and hence the effect of hydraulic hysteresis, is included in the evolution of a so called “load collapse, LC” yield curve (Gallipoli et al., 2003; Tamagnini, 2004). LC yield curve defines the onset of evolution of ‘pre-consolidation pressure’ of the soil, p_0 , with increasing plastic strains. Also, there are two other yield curves controlling the yielding of soil as the matric suction changes called the suction increase, SI and suction decrease, SD yield curves (i.e. Vaunat et al., 2000; Sheng, 2011).

This paper focuses on the effect of mechanical hardening of unsaturated soils on the hydraulic response in terms of deviatoric plastic strains. It is a clear observation through experimental results obtained either under constant suction or constant gravimetric water content that there is significant volumetric plastic deformations in unsaturated soils. These volumetric strains may develop as a result of a partial change in mean net stress (or average skeleton stress when defined) and partial change in matric suction. On the other hand, it is documented that soil can also exhibit deviatoric strain hardening upon shearing under constant suction in the studies that include a secondary cap surface in their formulation (DiMaggio and Sandler, 1971; Hofstetter et al., 1993; Kohler and Hofstetter, 2008).

In this study, firstly, the static response of unsaturated soils predicted by the Barcelona Basic Model (BBM) is studied. The volumetric hardening rule of BBM is adopted in the numerical formulation and a number of unsaturated drained triaxial tests at constant suction and undrained tests at constant water content are simulated. Secondly, a deviatoric hardening component proposed previously by Ulker (2019) for saturated granular soils is adapted for unsaturated soils and incorporated into the current formulation of the BBM. Finally, a number of triaxial tests are re-simulated with the proposed hardening rule in terms of stress-strain and stress path results as compared to the original model.

2. MODELING OF HYDROMECHANICAL BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS

Barcelona Basic Model is considered to be one of the first studies that explicitly proposes an elasto-plastic framework to understand the hydro-mechanical behavior of unsaturated soils. The model is based upon critical state theory with a classical plasticity framework employing a non-associated flow rule. Our starting point is therefore to fully grasp the theory behind this model with the hopes that it gives us the necessary understanding of the main features of unsaturated soil behavior. In particular, quantifying the effect of water retention behavior of unsaturated soils on the mechanical response is considered as the primary challenge in this respect. Eventually we found it quite useful to extend the BBM to

M. Mert Eyüpgiller, M.B. Can Ülker

include a deviatoric component to its strain hardening law essentially giving us the necessary confidence to steer the direction of our research towards developing a fully coupled constitutive model accounting for hydraulic hysteresis. Thus, in this section we first present a brief summary of the mathematical formulation of the BBM. This is followed by the proposed strain hardening law combining both volumetric and deviatoric plastic strains adapted from that of saturated soils.

2.1. Mathematical Formulation of the Barcelona Basic Model

In order to represent the stress state in an unsaturated soil, two independent stress variables are used in BBM. One is the net mean stress (\bar{p}) which is the average difference between the total stress and pore air pressure, and the other one is the matric suction (s) which is the difference between pore air and pore water pressures as in (1.2a, b). In the stress space of \bar{p} - q - s , this model assumes two yield surfaces. BBM adopts the yield surface of Modified Cam-Clay (MCC) model in constant suction surface (Eq. 2.1), whose size depends on suction (Figure 1). Second yield surface is defined as a flat surface which is orthogonal to the suction axis given in Eq. (2.2).

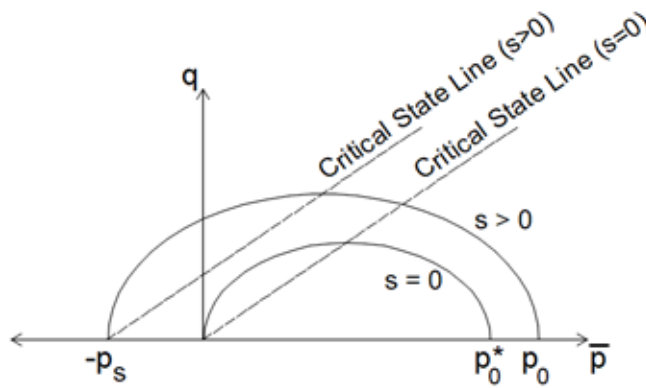


Figure 1. Dependence of the yield surface on suction

Adding the suction term into the MCC yield curve gives:

$$q^2 - M^2(\bar{p} + p_s)(p_0 - \bar{p}) = 0 \quad (2.1)$$

In this equation the variable p_s which is the negative end of the curve, is linearly proportional to suction, while p_0 , the positive end of the curve on the x-axis (also termed as the “pre-consolidation stress”) is related not only to suction but also to the plastic flow. In (2.1), M is the slope of the Critical State Line (CSL), on which failure occurs according to the Critical State Theory. The second yield surface takes the form:

$$s - s_0 = 0 \quad (2.2)$$

which defines the ‘suction increase yield surface’ where s_0 is defined as the highest suction applied to the soil. The variables p_0 and s_0 in (2.1) and (2.2) depend upon the amount of plastic volumetric strain, matric suction and a number of soil properties given in the following equations that present the current hardening laws of the BBM. Therefore, we have:

Effect of Plastic Deviatoric Strains on the Hardening of Unsaturated Soils in Relation to their Hydromechanical Behavior

$$\frac{dp_0}{p_0} = \frac{v}{\lambda(s) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.3)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (2.4)$$

In these equations, v is the specific volume, $\lambda(s)$ is the slope of virgin compression line in v - $\ln \bar{p}$ plane, κ is the slope of unloading-reloading line in v - $\ln \bar{p}$ plane, λ_s is the slope of virgin compression line in v - $\ln s$ plane and κ_s is the slope of unloading-reloading line in the same plane. Using these soil properties, BBM defines the following relation where p_o^* represents the saturated ($s=0$) pre-consolidation stress and p_c is the reference pressure which is defined when its initial void ratio is measured (usually taken as the atmospheric pressure):

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right) [\lambda(0) - \kappa] / [\lambda(s) - \kappa] \quad (2.5)$$

2.2. Proposed Hardening Law

The original formulation of the BBM (Alonso et al., 1990) includes a volumetric hardening law that controls the volumetric plastic strain updating as the soil is sheared during triaxial type testing. In this study, we investigate the effect of a deviatoric hardening law in addition to the original volumetric one. Since the unsaturated soil behavior depends highly on the suction level, shifting towards higher levels of suction might particularly require deviatoric strains to be considered to capture the mechanical part of the overall soil behavior. While there is a fair amount of experimental work that back this assumption up in the literature, it is important that modeling-wise such a phenomenon is studied numerically as well. Therefore, a new combined hardening law with both volumetric and deviatoric components is proposed:

$$(dp_0)_s^{(n+1)} = a_0 a_1 \mu_s^{(n)} \exp(-a_1 \xi)^{(n+1)} \exp(\mu_s \varepsilon_v^p)^{(n+1)} (d\varepsilon_s^p)^{(n+1)} \quad (2.6)$$

In (2.6) superscripts ' n ' and ' $n+1$ ' are the integration step number, $d\varepsilon_v^p$ is the plastic volumetric strain increment, $d\varepsilon_s^p$ is the deviatoric plastic strain increment, $\mu_s = v/(\lambda(s) - \kappa)$ and a_0 and a_1 are the model parameters taken in the following range as a result of a stable sensitivity analysis:

$$4 \leq a_0 \leq 4.5 \quad (2.7)$$

$$0.2 \leq a_1 \leq 0.4 \quad (2.8)$$

The updated relation for the pre-consolidation pressure then takes the form,

$$p_0 = \exp(\mu_s \varepsilon_v^p) [1 - a_0 \mu_s \exp(-a_1 \xi)] \quad (2.9)$$

M. Mert Eyüpgiller, M.B. Can Ülker

Here, subscripts ‘s’ and ‘v’ are to distinguish deviatoric and volumetric components of strains. In addition, ε_v^p and ξ are the accumulated volumetric and deviatoric plastic components of strain, respectively.

2.3. Hydromechanical Coupling

As mentioned previously, the yield criterion consists of suction since stiffness and strength of unsaturated soils increase with increasing suction. Thus we have:

$$f(\bar{\sigma}, h) = 0 \quad (2.10)$$

$$h = h(\varepsilon^p, s) \quad (2.11)$$

where h is the ‘hardening parameter’. In BBM, $h=p_0$ emphasizing that consistency condition for the yield surface must include the suction terms as well as the net stress terms. The consistency condition for the yield surface is then written as:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} d\bar{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon^p} d\varepsilon^p + \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial s} ds + \frac{\partial f}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s} ds = 0 \quad (2.12)$$

The stress-strain relationship takes the following form in terms of the net stress increment and total strain, $d\varepsilon$:

$$d\bar{\sigma} = D^e (d\varepsilon - d\varepsilon^p) + D_h ds \quad (2.13a)$$

$$D_h = -D^e \frac{K_s}{v^* (s + p_{at})} \quad (2.13b)$$

where D^e is the elastic matrix, $d\varepsilon$ is total strain vector, D_h is the component of material stiffness connecting suction and net stress increments, which can be derived from the relation between suction and total strains. The non-associated flow rule is written as:

$$d\varepsilon^p = d\lambda_m \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} \quad (2.14)$$

with $d\lambda_m$ being the plastic multiplier. If (2.13a) and (2.14) are introduced in (2.12) we get:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \left[D^e \left(d\varepsilon_m - d\lambda_m \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} \right) + D_h ds \right] + \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon^p} d\lambda_m \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} + \left(\frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial s} + \frac{\partial f}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s} \right) ds = 0 \quad (2.15)$$

yielding $d\lambda_m$ as:

$$d\lambda_m = \frac{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \left[D^e d\varepsilon_m + \left(\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} D_h^e + \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial s} + \frac{\partial f}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s} \right) ds \right]}{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \left[D^e \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon^p} \left\| \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} \right\| \right]} \quad (2.16)$$

The constitutive relationship between total strains and net stress can be obtained if the relevant term in equation (2.13a) along with (2.14) is replaced with (2.16) giving the elasto-plastic stiffness matrix depending with a relation on both strain and suction increments.

Effect of Plastic Deviatoric Strains on the Hardening of Unsaturated Soils in Relation to their Hydromechanical Behavior

Unsaturated soils exhibit two-way coupling in their stress-strain relationship. That is, the effect of water content (or degree of saturation) on the net stress-total strain relationship (or frequently called the mechanical behavior) as well as the effect of total strain (or the net stress) on the water retention response (or also called the hydraulic behavior) must be modeled accordingly. For that reason, we need to use a second yield function to model the hydraulic part of coupling that essentially involves the relation of volumetric water content (θ) to that of mechanical strains and suction. So, θ can now be defined as:

$$\theta = S_r * n \quad (2.17)$$

whose partial derivative is written as:

$$d\theta = S_r * dn + n * dS_r \quad (2.18)$$

where S_r is the degree of saturation and n is porosity. This equation can be expanded to the following form employing matric suction and volumetric strain:

$$d\theta = S_r * \frac{dn}{d\varepsilon_v} d\varepsilon_v + n * \frac{dS_r}{ds} ds = S_r * (1 - n) d\varepsilon_v + n * \frac{dS_r}{ds} ds \quad (2.19)$$

Derivation of S_r with respect to suction can be obtained using the water retention behavior in terms of the soil-water characteristic curve (SWCC) or assumed to be a constant relation as given in Sheng and Fredlund, (2008). In this study, the SWCC relation offered by Fredlund and Xing, (1994) is used with plausible values of fitting parameters defined. The final form of the coupling relation is obtained as below:

$$\begin{pmatrix} d\bar{\sigma} \\ d\theta \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon \\ ds \end{pmatrix} \quad (2.20)$$

where

$$D_{11} = D^e - D^e \left(\frac{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}^T D^e}{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}^T D^e \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon^p} \left\| \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} \right\|} \right) \quad (2.21)$$

$$D_{12} = D^e \left(\frac{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}^T D^e + \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial s} + \frac{\partial f}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s}}{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}^T D^e \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon^p} \left\| \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} \right\|} \right) + D_h \quad (2.22)$$

$$D_{21} = S_r * \frac{dn}{d\varepsilon_v} [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0] \quad (2.23)$$

$$D_{22} = n * \frac{dS_r}{ds} \quad (2.24)$$

Equation (2.20) may seem a bit interesting at first sight as it considers the incremental suction term in the strain vector and the volumetric water content in the stress vector while

M. Mert Eyüpgiller, M.B. Can Ülker

typically s is considered as the stress state variable and θ is generally considered as the strain variable. The reason we have made such a modification in the mathematical formulation is that it turns out to be much easier to control the water content in a strain-controlled scheme which is the case in the static triaxial tests we have simulated in this study, in particular the constant water content (CW) test. (2.20) can also be written as:

$$d\bar{\sigma} = D_{hm}^{ep} d\epsilon_{hm} \quad (2.25)$$

where we call D_{hm}^{ep} the hydromechanical elasto-plastic stiffness matrix.

3. UNSATURATED TRIAXIAL TESTS AND MODEL PREDICTIONS

The proposed theoretical model with a new hardening law is implemented into a MATLAB program developed to simulate two triaxial tests. In this section, the results of these simulations are presented in terms of the variation of net stress and strain as well as suction and degree of saturation-stress relationships.

Firstly, a consolidated-drained (CD) test conducted on a clayey fine-grained soil is modeled. In the analyses, simulation results are verified with the original BBM results having a volumetric hardening law. Then the effect of the new hardening law on the hydrostatic behavior of an unsaturated soil is studied. The results of both the original model and this study are compared in terms of hardening behavior.

3.1. Simulation of Triaxial CD Tests

In order to verify our formulation, BBM results obtained from a constant mean net stress test are used. The related comparison is given in Figure 2a and 2b in terms of net stress-shear strain and stress path graphs. The values of parameters are given in the Table 1.

Table 1. Properties of the soil used in verification study

ν	G (MPa)	$\lambda(0)$	κ	λ_s	κ_s	M
1.9	10	0.2	0.02	0.08	0.008	1

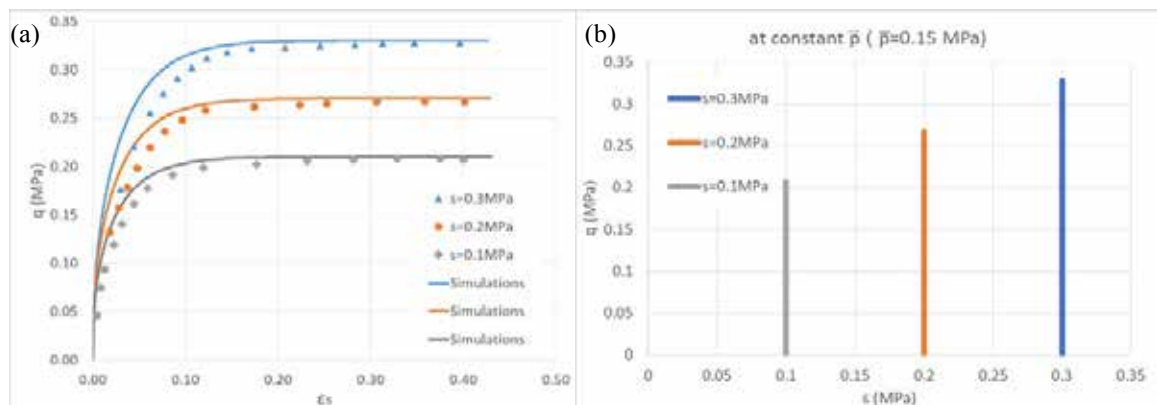


Figure 2. a) Verification with BBM (Alonso et al., 1990), b) Stress paths

Once our numerical formulation of the BBM is verified, the new hardening law with combined deviatoric and volumetric plastic strain terms is tested by simulating the same

Effect of Plastic Deviatoric Strains on the Hardening of Unsaturated Soils in Relation to their Hydromechanical Behavior

CD triaxial tests under strain-controlled loading. In the tests, total strains are prescribed in such a way that they do not cause any increase in σ_2 and σ_3 under constant suction. The model parameters used in the analyses are given in Table 2.

According to the results presented in Figures 3-4, it is clear that there is almost no change in the overall hydromechanical response of the unsaturated fine-grained soil with the proposed hardening law simulated in this study. We have also investigated the effect of suction on the simulation results and determined that suction increase does not cause a significant increase in the effect of deviatoric hardening response of the unsaturated soil under the current CD configuration.

Table 2. Properties of the soil used in CD and CW simulations

ν	G (MPa)	$\lambda(0)$	κ	λ_s	κ_s	M	θ_i *	s_i (kPa) *
2.33	10	0.11	0.03	0.13	0.008	1.1	0.404	67

* Suction and water content values at inflection point of SWCC

In order to understand the level of effect of the deviatoric plastic strains on the triaxial behavior, we developed Figure 4.b which shows essentially that the percentage of contribution of plastic deviatoric strains surpasses that of the plastic volumetric strains as integration continues. It is evident that this is mainly due to the reduction of the effect of incremental volumetric strains on the static response as the analysis converges. Another parametric study is conducted to calibrate the results in terms of the values of a_0 and a_1 which are found to lie between a reasonable interval that does not affect the results considerably. One can certainly take a step further and consider them as a function of matric suction. A research study of that kind would, however, take much more time to perform. The authors are currently taking on such a study in their research project whose results are believed to contribute significantly to related literature of unsaturated study.

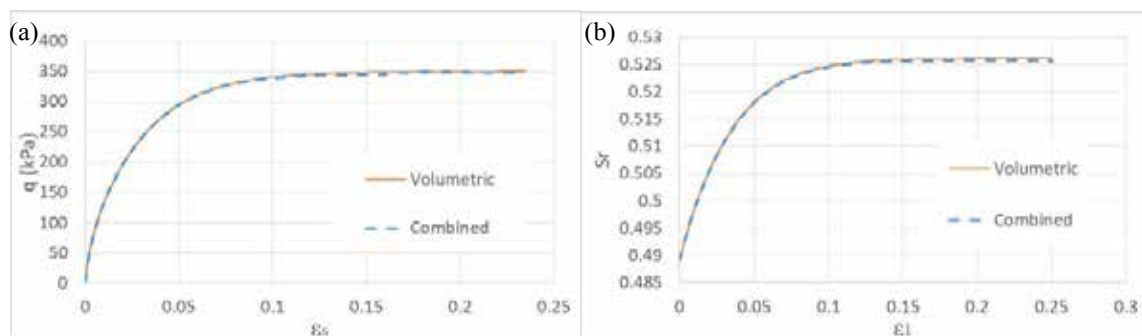


Figure 3. a) Deviator stress – deviatoric strain relation, b) Degree of saturation – axial strain relation of both hardening models

M. Mert Eyüpgiller, M.B. Can Ülker

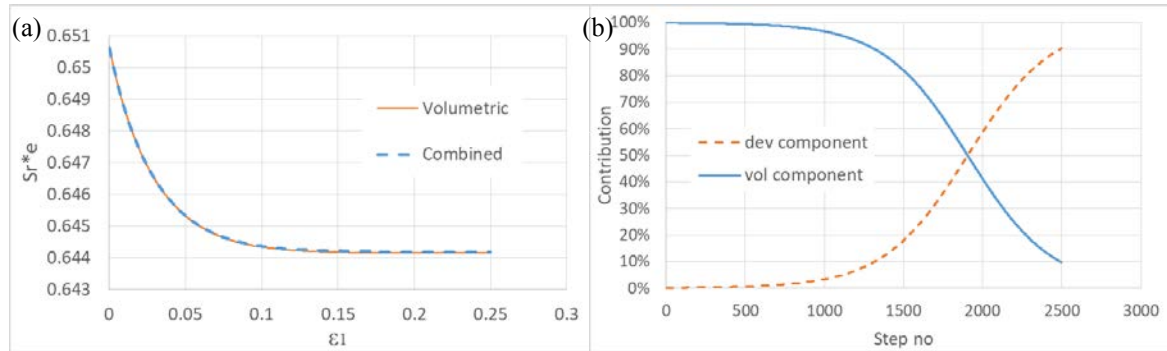


Figure 4. a) Gravimetric water content – axial strain relation of both hardening models, **b)** The contribution of plastic strains to the hardening behavior

3.2. Simulation of Triaxial CW Tests

In conducting constant water content (CW) tests, once the consolidation stage is completed, pore water valves are closed while the pore air valves are kept open. This prevents the specimen to lose its water content but the pore air can freely drain. Therefore, the gravimetric water content (w) does not change during the shearing stage. In order to be able to simulate the behavior in a consistent manner, the proposed model in this study makes use of volumetric water content, θ , and in the numerical analyses the CW constraint condition is prescribed in terms of the degree of saturation, S_r and void ratio, e by the relation of

$$w = S_r * e / G_s \quad (3.1)$$

$$S_r = \theta / n \quad (3.2)$$

where $S_r * e$ in (3.1) is defined such that θ can be calculated corresponding to a constant w . ($dw=0$). The simulations are conducted at 70 kPa suction and 150 kPa confining pressure values.

Figures 5-6 show the CW test simulations made using both a volumetric hardening law of the classical BBM and the proposed combined hardening law in this study. There is again insignificant contribution of the deviatoric strain hardening component on the hydromechanical behavior of the unsaturated soil.

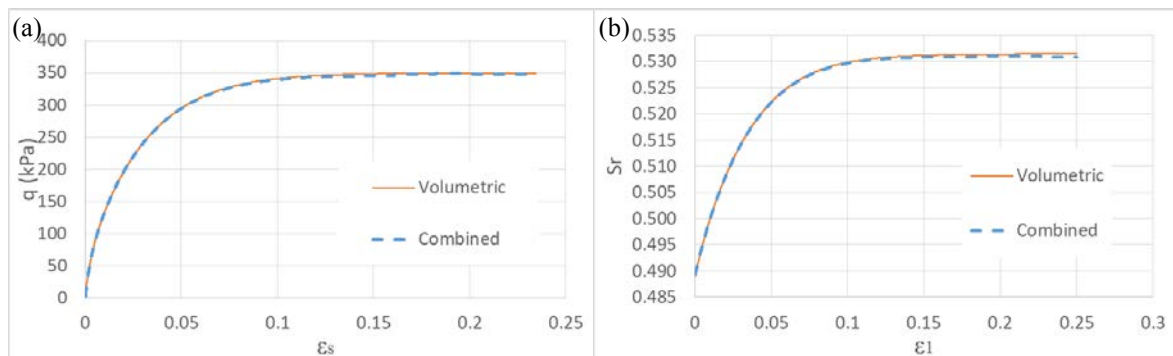


Figure 5. a) Deviator stress – deviatoric strain relation, **b)** Degree of saturation – axial strain relation of both hardening models in CW test

Effect of Plastic Deviatoric Strains on the Hardening of Unsaturated Soils in Relation to their Hydromechanical Behavior

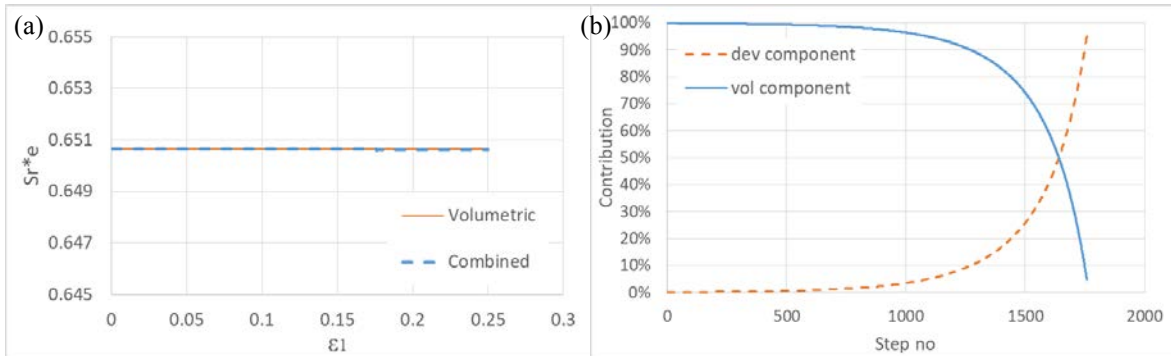


Figure 6. a) Gravimetric water content – axial strain relation of both hardening models, **b)** Contribution of plastic volumetric and deviatoric strains to the hardening response in CW simulations

4. CONCLUSIONS

In this study, a new hardening law combining volumetric and deviatoric plastic strains is proposed to model the plastic behavior of unsaturated soils. Even though this new hardening law has an important role in saturated soil models, no significant effect is observed in the clayey fine grained unsaturated soils considered here. Hydro-mechanical coupling in terms of matric suction and volumetric water content is introduced into the mathematical formulation. Independent stress variables are adopted as the stress-state of the soil. Based upon classical plasticity and the critical state theory, first set of analyses are conducted to simulate a CD triaxial test that is modeled by the Barcelona Basic Model. It was determined that there is insignificant contribution coming from the deviatoric component of the new hardening law. Following the verification of the current formulation, a triaxial CW test was also simulated. Similar to the CD tests, the effect of the deviatoric plastic strains on the constant water content test was also investigated, which was found to be small. The CW simulations are conducted with the model parameters having plausible values but no full set of values of model and soil parameters are gathered to enable a full comparison with CW tests in the literature on fine-grained soils. Therefore, results of the CW test simulations are presented only to have quantitative understanding of the unsaturated soil behavior. Overall, it was possible to fully couple the hydro-mechanical behavior of unsaturated soils with the given formulation. Also, the presented hardening law, albeit an extended one from saturated soils, may prove to be useful in understanding various components of strain hardening response.

ACKNOWLEDGEMENTS

Authors gratefully acknowledge the financial support of TÜBİTAK through the project 1001 titled “Constitutive Modeling of Static Behavior of Unsaturated Soils and Application in Engineering Practice” with project number 117M330.

REFERENCES

- [1] Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990) “A constitutive model for partially saturated soils” *Géotechnique*, Vol 40(3), 405-430.



M. Mert Eyüpgiller, M.B. Can Ülker

- [2] Bishop, A. W. (1957) “Some factors controlling the pore pressures set up during the construction of earth dams” Intl Conf Soil Mech & Fdn Eng, 12-24 August 1957, London, England.
- [3] DiMaggio FL, Sandler IS. (1971), “Material model for granular soils” Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE), Vol 97, 935–950.
- [4] Fredlund, D. G., & Pham, H. Q. (2007), “Independent roles of the stress state variables on volume–mass constitutive relations” Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics pp. 37-44
- [5] Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977), “Stress state variables for unsaturated soils” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 103(5), 447-466.
- [6] Hofstetter G, Simo JC, Taylor RL. (1993), “A modified cap model: closest point solution algorithms” Computers and Structures, Vol 46(2), 203–214.
- [7] Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., Vaunat, J. (2003), “An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior” Géotechnique, Vol 53(1), 123-136.
- [8] Jommi, C. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*, Tarantino A, Mancuso C (eds). A.A. Balkema: Rotterdam, Brookfield, 2000; 121–138. 139-153.
- [9] Sheng, D. (2011), “Review of fundamental principles in modelling unsaturated soil behavior” Computers and Geotechnics, Vol 38(6), 757-776.
- [10] Sheng, D., & Fredlund, D. G., “Elasto-plastic modelling of unsaturated soils: An overview” 12th Int Conf Int Assoc Computer Methods & Advances in Geomechanics (IACMAG), 1 - 6 October 2008, Goa, India.
- [11] Sun, D. A., Sheng, D., Xiang, L., & Sloan, S. W. (2008), “Elastoplastic prediction of hydro-mechanical behaviour of unsaturated soils under undrained conditions” Computers and Geotechnics, Vol 35(6), 845-852.
- [12] Sheng D, Sloan SW, Gens A. “A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects” Computational Mechanics 2004, Vol 33, 453–465.
- [13] Tamagnini R. (2004), “An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis” Geotechnique, Vol 54(3), 223–228.
- [14] Ülker, M.B.C., (2019), “Constitutive Modeling of Cyclic Seabed Behavior around Coastal and Offshore Structures: Two Robust Models and their Predicting Capabilities”, *Proc. 29th Int. Ocean and Polar Eng. Conf., ISOPE*, June 16-21, Honolulu, HI.
- [15] Wheeler SJ., Sharma RS., Buisson MSR., (2003), “Coupling of hydraulic hysteresis and stress–strain behavior in unsaturated soils” Geotechnique, 53(1), 41–54.
- [16] Vaunat J, Romero E, Jommi C. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. In *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino A, Mancuso C (eds). A.A. Balkema: Rotterdam, Brookfield, 2000; 121–138.

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KOHEZYONLU ZEMİNLERİN ZAMANA BAĞLI DAVRANIŞININ ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLER İLE KARŞILAŞTIRMALI ANALİZİ

COMPARATIVE ANALYSIS OF TIME-DEPENDENT BEHAVIOR OF COHESIVE SOILS USING ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS

Abdulmuttalip ARİ¹ Gizem MISIR²

ABSTRACT

Prediction of excessive pore water pressure is of great importance in evaluating the time-dependent behavior of soil structures. In this study, formulations of Finite Element and Finite Difference methods are developed for solving uncoupled consolidation problem and their validity are examined with the Terzaghi and Plaxis 2D solutions. In the calculations, it is accepted that the applied external load affects a sufficiently large area and drainage condition for both top and bottom layers is open.

In the Finite Difference method, solution of the time-dependent linear equation is made using a explicit scheme. The basic matrix equations for uncoupling analysis using Finite Elements are derived based on the Galerkin's weighted residual method. The equations for Analytical solution, Finite Difference and Finite Element methods are coded using Python programming language.

The results obtained using different methods are found to be quite consistent with each others.

Keywords: One Dimensional Consolidation, Analytical Solution, Finite Difference Method, Finite Element Method, Plaxis 2D.

ÖZET

Zemin yapılarının zamana bağlı davranışlarını değerlendirmede aşırı boşluk suyu basınçlarının tahmini büyük öneme sahiptir. Bu çalışmada, bir boyutlu bütünleşik olmayan konsolidasyon problemi sonlu farklar ve sonlu elemanlar formülasyonları ile çözülmüş, sonuçların doğruluğu Terzaghi'nin kesin çözümü ve Plaxis 2D yazılımı ile değerlendirilmiştir. Hesaplamalarda, zemin tabakası alt ve üst sınırlarından drenaja açık olduğu ve uygulanan yükün yeterince büyük bir alana etkideği kabul edilmiştir. Sonlu Farklar yönteminde, açık çözüm şeması kullanılarak zamana bağlı lineer denklemin çözümü yapılmıştır.

Bütünleşik olmayan analiz, Sonlu Elemanlar yönteminde Galerkin Ağırlıklı Kalanlar Yöntemi ile eleman denklemleri elde edilerek yapılmıştır. Analitik çözüm, Sonlu Farklar ve Sonlu Elemanlar yöntemleri için denklemler, Python programlama dili kullanarak kodlanmıştır.

¹ Araştırma Görevlisi., Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, atalipari@kmu.edu.tr

² Dr.Öğr. Üyesi, Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, gmisir@kmu.edu.tr

Farklı yöntemler kullanılarak elde edilen sonuçların birbirleri ile oldukça uyumlu olduğu sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Bir Boyutlu Konsolidasyon, Analitik Çözüm, Sonlu Farklar Metodu, Sonlu Elemanlar Metodu, Plaxis 2D.

1. GİRİŞ

Zemin, genel olarak daneler ve boşluklardan oluşur. Bu boşluklar kısmen hava ve/veya su ile doludur. Doygun zeminler, suyla dolu boşluklar ve zemin iskeletinden oluşan iki faza sahiptir (Booker and Small 1977). Konsolidasyon, dış yüklerin etkisi sonucu zeminin zamana bağlı hacimsel şekil değiştirme davranışdır. Bu davranış, deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları arasında bir bağıntı ya da etkileşimi içerir. Bazı varsayımlar altında, bir boyutlu konsolidasyon davranışını tahmin etmek mümkündür, daha sonra zemin iskeletinin gerilme-deformasyon ve boşluk suyunun davranışı ayrı ayrı analiz edilebilmektedir (Terzaghi and Peck 1996).

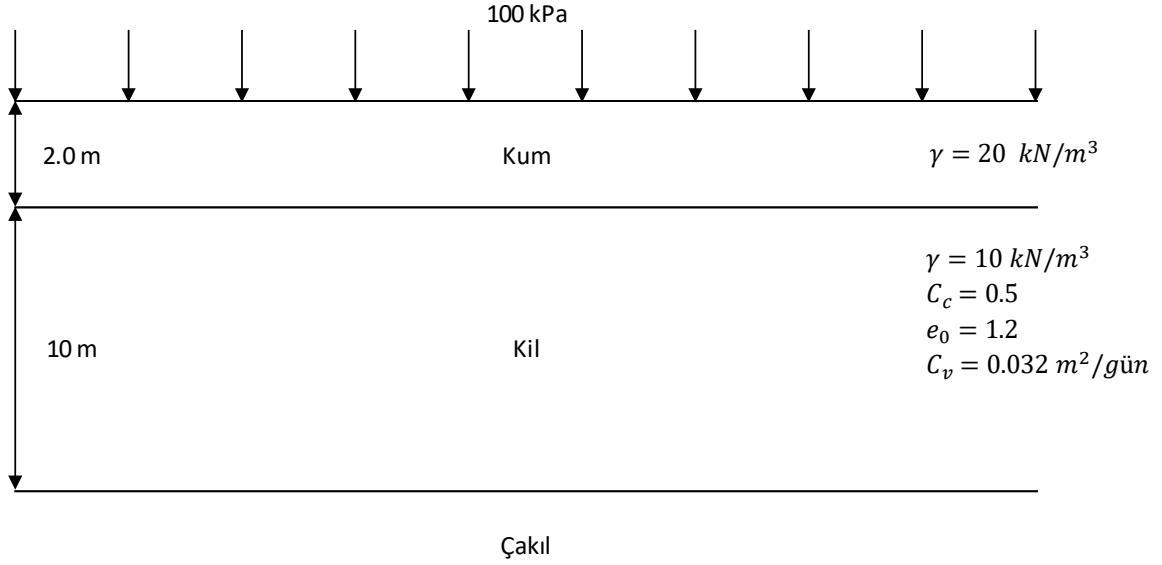
Bir boyutlu konsolidasyon süreci, ilk olarak Terzaghi (1923) tarafından irdelenmiş ve Biot (1941) tarafından üç boyutlu olarak değerlendirilmiştir. Her iki araştırmacı da boşluk suyu akışının Darcy yasasına tabi olduğunu ve zemin iskeletinin tepkisinin elastik olduğunu kabul etmiştir.

Analitik olarak çözümü karmaşık olan geoteknik problemlerin, belli kabuller yapılarak yaklaşık yöntemlerle ve bilgisayar yardımı ile çözümü, gün geçtikçe yaygınlaşmaktadır.

Jeolojik tabakalanmaların karmaşıklığı sebebiyle, kapalı form (analitik) yaklaşımlar geoteknik problemlerin çözümünde yetersiz kalmaktadır. Problemi ifade eden diferansiyel denklemin kapalı çözümü, birçok kabulün yapılmasını gerekli kılmaktadır. Analitik yaklaşımlar ile her ne kadar bazı problemler hakkında fikir sahibi olmak mümkün olsa da gerçekçi çözümler elde edilememektedir.

Geoteknik mühendisliğinde en çok kullanılan sayısal yöntemler; Sonlu Farklar ve Sonlu Elemanlar yöntemleridir (Desai and Kundu 2017). Bu yöntemlerin dayandığı ortak odak noktası en basit ifade ile karmaşık bir problemi küçük parçalara bölme işlemi olarak ifade edilebilen ayrıştırma prensibidir. Bu ayrıştırma, yöntemler arasında farklı formlar almaktadır. Sonlu farklar yönteminde problemi tanımlayan temel denklem ayrıştırılmakta, Sonlu Elemanlar yönteminde ise sistemi oluşturan fiziksel bölge ayrıştırılmaktadır.

Bu çalışmada analizi yapılan zemin profili Şekil 1' de verilmiştir.



Şekil 1 Zemin Profili ve Özellikleri

2. BİR BOYUTLU KONSOLİDASYON PROBLEMİNİN ANALİTİK ÇÖZÜMÜ

Sistemlerin zamana bağlı davranışları için analitik çözüm matematikte 19. yüzyılın başlarından itibaren bilinmesine rağmen zemin mekaniğinde ilk olarak Terzaghi (1923) tarafından bir boyutlu konsolidasyon problemi için verilmiştir. Terzaghi çözümünde metal bir çubuğun ısı transferi denkleminde esinlenmiştir. Konsolidasyon problemi ile aynı diferansiyel karaktere sahip, metal bir çubuğun ısı transferi problemine ilk çözüm Fourier tarafından geliştirilmiştir.

Bir boyutlu konsolidasyon için diferansiyel denklem,

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

Başlangıç koşulu,

$$t = 0 : p = p_0 \quad (2.2)$$

Denklem (2.2)'de verilen p_0 değeri $t = 0$ zamanında uygulanan yük. Uygulanan dış yük $t > 0$ zamanında sabittir.

Alt ve üstten drenaja açık durum için sınır koşulları.

$$z = 0 : p = 0 \quad (2.3)$$

$$z = h : p = 0 \quad (2.4)$$

$$p(z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2p_0}{M} \cdot \sin\left(\frac{M \cdot z}{H}\right) \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (2.5)$$

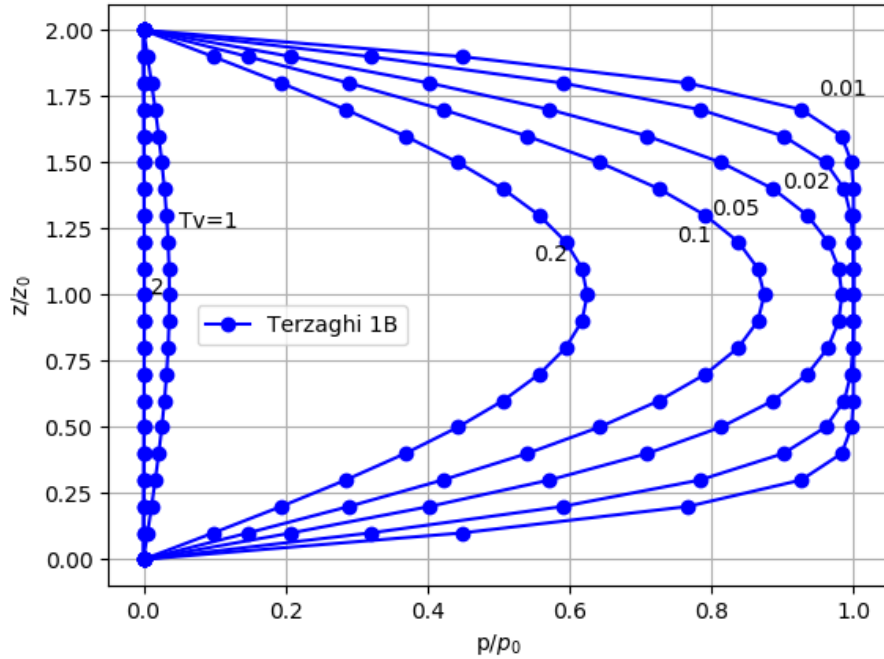
denklem (2.5)'te p_0 uniform başlangıç artık boşluk suyu basıncı olup,

$$M = (2m + 1) \frac{\pi}{2} \quad m = 1, 2, 3, \dots \quad (2.6)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (2.7)$$

olarak tanımlanmaktadır. Terzaghi'nin önerdiği bir boyutlu konsolidasyon probleminin seri çözümü denklem (2.5)'te verilmiştir.

Denklem (2.5)'in büyük zaman aralıkları için çözümü Python (2014) bilgisayar programı ile kodlanmış ve sonuçlar grafik olarak Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2 Terzaghi Analitik Çözümü

Sınır koşulları ve diferansiyel denklemin uygulanabilirliği, Şekil 2 kullanılarak kolayca kontrol edilebilir.

3. BİR BOYUTLU KONSOLİDASYON PROBLEMİNİN SAYISAL YÖNTEMLER İLE ÇÖZÜMÜ

3.1. Sonlu Farklar Çözümü

Bir boyutlu konsolidasyon problemi için diferansiyel denklem, denklem (2.1)' de verilmiştir. Boşluk suyu basıncının zamana bağlı değişimi,

$$\frac{\partial p}{\partial t} \approx \frac{p_i(t+\Delta t) - p_i(t)}{\Delta t} \quad (3.1)$$

denklem (3.1) ile tahmin edilebilmektedir. i göstergesi $z = z_i$ konumundaki boşluk suyu basıncını göstermektedir.

Sonlu farklar yöntemi, düşey yönde (z yönünde) uygulanır ve h uzunluğu n küçük parçaya bölünür.

Bir elemanın uzunluğu Δz ,

$$\Delta z = \frac{h}{n} \quad (3.2)$$

olmak üzere boşluk suyu basıncının z 'ye bağlı ikinci türevi,

$$\frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \approx \frac{p_{i+1}(t) - 2p_i(t) + p_{i-1}(t)}{\Delta z^2} \quad (3.3)$$

denklem (3.3) ile tahmin edilebilir.

Türevler için elde edilen denklem (3.1) ile (3.3), denklem (2.1)' de yerine yazıldığında,

$$p_i(t + \Delta t) = p_i(t) + \alpha \{p_{i+1}(t) - 2p_i(t) + p_{i-1}(t)\} \quad (3.4)$$

denklem (3.4)'te verilen bağıntı elde edilir. Lineer denklemde α değeri,

$$\alpha = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2} \quad (3.5)$$

olmak üzere eğer t zamanında $i + 1$, i ve $i - 1$ konumlarındaki boşluk suyu basıncı değerleri biliniyor ise, denklem (3.4) $t + 1$ zamanında i noktasındaki boşluk suyu basıncını bulmak için kullanılan açık formülü vermektedir.

Sonlu farklar çözümü için tanımlanacak başlangıç ve sınır şartları denklem (3.6), (3.6) ve (3.8)'deki eşitliklerde verilmiştir.

$$t \leq 0 : p_i = p_0, i = 0, 1, 2, \dots \dots n - 1 \quad (3.6)$$

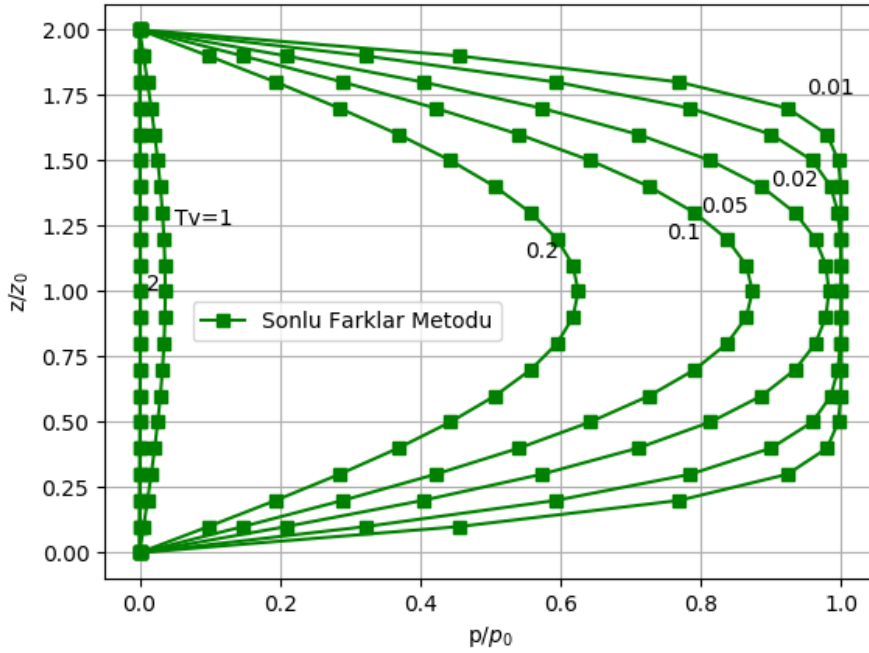
$$t > 0 : p(0, t) = 0 \quad (3.7)$$

$$t > 0 : p(h, t) = 0 \quad (3.8)$$

$\Delta z = 0.5m$, $\Delta t = 0.5$ gün seçilerek hesaplamalar yapılmıştır. Sonuçların kabul edilebilir sınırlar içerisinde olması için,

$$0 < \alpha < \frac{1}{2} \quad (3.9)$$

denklem (3.9)'da verilen şart sağlanmalıdır.



Şekil 3 Sonlu Farklar Çözümü

Diferansiyel denklemin çözümü sonucunda elde edilen, farklı zaman aralıklarında boşluk suyu basıncı dağılımı Şekil 3'te verilmiştir.

3.2. Sonlu Elemanlar Çözümü

Zemin tabakasının fiziksel ayrıştırması, lineer yaklaşım fonksiyonu kullanılarak yapılmıştır. Tabaka yirmi eş eleman olacak şekilde ayrıştırılmıştır. Elemanlar, iki serbestlik derecesine sahip iki düğüm noktasından oluşmaktadır. Bu çalışmada bütünleşik olmayan yaklaşım kullanıldığından, ikincil bilinmeyen (deformasyon), birincil bilinmeyen (boşluk suyu basıncı) elde edildikten sonra hesaplanır (Abid and Pyrah 1988).

$$p = N_1 p_1 + N_2 p_2 \quad (3.10)$$

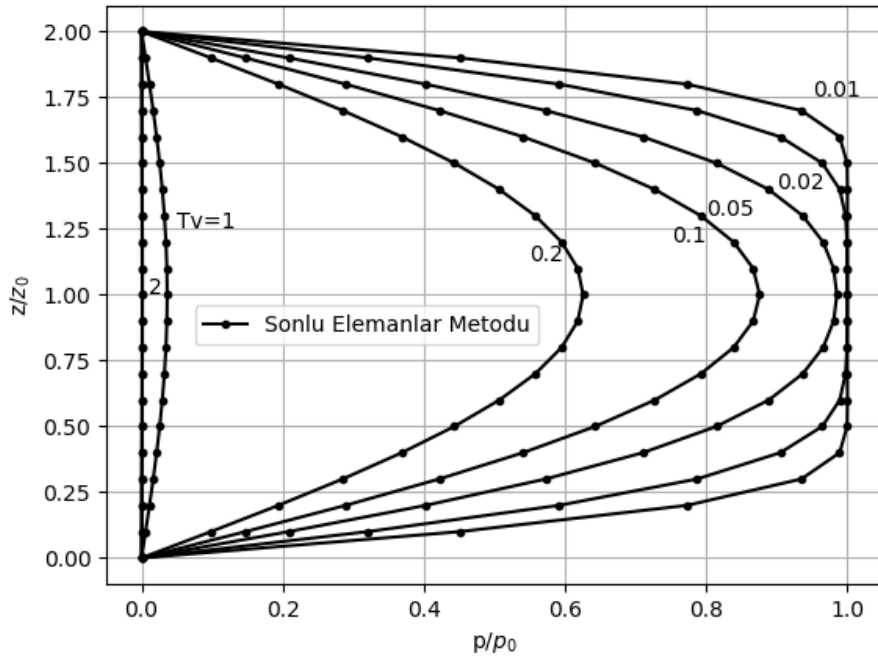
Denklem (3.10)'da verilen p_1 ve p_2 ; düğüm noktalarındaki boşluk suyu basınçlarını göstermekte ve bu boşluk suyu basınçlarının elemanda dağılımları denklem (3.11)'de verilen eleman şekil fonksiyonlarına bağlıdır.

$$N_1 = 1 - \frac{z}{H}, \quad N_2 = \frac{z}{H} \quad (3.11)$$

Galerkin Ağırlıklı Kalanlar Yöntemi kullanılarak eleman denklemi elde edilmiştir. Zaman değişkeninde çözüm için sonlu farklar çözümünde olduğu gibi denklem (3.1) kullanarak zamanda ayrıştırma yapılmıştır. Elde edilen eleman denklemi birleştirilerek, sistem (global) denklemi elde edilmiştir (Desai and Kundu 2017).

Sınır koşulları, denklem (3.6), (3.7) ve (3.8)'de verildiği gibi tanımlanmıştır ve $\Delta z = 0.5m$, $\Delta t = 0.5$ gün seçilerek hesaplamalar gerçekleştirilmiştir.

Sıkıştırılabilir tabaka boyunca boşluk suyu basıncı dağılımı Şekil 4' te verilmiştir.



Şekil 4 Sonlu Elemanlar Çözümü

Birincil bilinmeyenler (boşluk suyu basıncı) elde edildikten sonra ikincil bilinmeyenler (deformasyonlar) elde edilebilir.

3.3. PLAXIS 2D Çözümü

Plaxis 2D yazılımı, konsolidasyon hesabında Biot (1956) teorisini kullanmaktadır. Zamana bağlı davranış için Darcy kanunları geçerli olup, zemin iskeletinin elastik davrandığı kabul edilmektedir.

Plaxis 2D ile analizde, modellenen geometri ve girilen parametreler bir boyutlu konsolidasyonu yansıtabilecek şekilde düzenlenmelidir (Validation 2012).

Kullanılan model geometrisi $h = 10 m$, $b = 1m$ boyutlarında seçilmiştir. Plaxis 2D (2016) ile bir boyutlu konsolidasyon analizi için programa tanımlanan değerler Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1 Plaxis 2D Analizi için Parametreler

Lineer elastik	<i>Drenajsız</i>	$E_{oed} = 1282,05 \text{ kPa}$	$\vartheta = 0.0$	$k = 2,5 \times 10^{-4} \frac{m}{gün}$
----------------	------------------	---------------------------------	-------------------	--

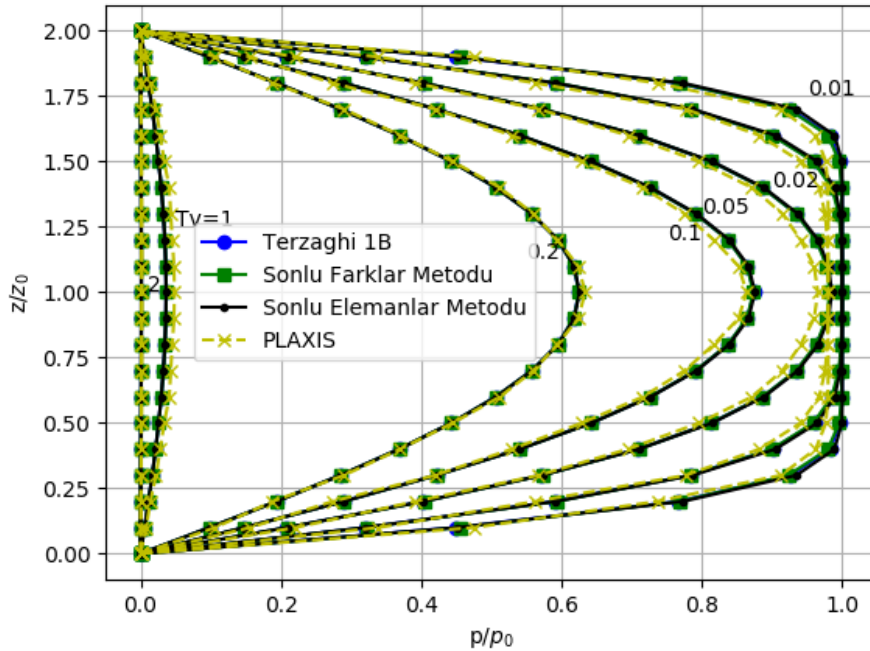
Analitik çözümde toplam oturma 0.78 m bulunmuştur.

$$\Delta H = H_0 m_v \Delta \sigma' \quad (3.12)$$

$\Delta H = 0.78 \text{ m}$, $H_0 = 10 \text{ m}$, $\Delta \sigma' = 100 \text{ kPa}$ toplam konsolidasyon oturmasını veren denklem (3.12)' de yerine yazıldığında, $m_v = 7.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ kN}^{-1}$ olarak elde edilir. Buradan denklem (3.13)'te ödometre rijitliğine geçildiğinde;

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} = 1282.05 \text{ kPa} \quad (3.13)$$

olarak elde edilmiştir. Plaxis 2D yazılımı, suyu tamamen sıkışmaz kabul etmediğinden, $1.0 x p_{external}$ yerine $0.98 x p_{external}$ olarak alır (Validation 2012). Sonuç olarak; $\Delta \sigma = 98 \text{ kPa}$ değerine eşit olur. Ayrıca, enine şekil değiştirmeyi önlemek için $\vartheta = 0.0$ olarak tanımlanmıştır. Farklı hesap yöntemlerinden elde edilen sonuçlar Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5 Farklı Çözüm Yöntemlerinin Karşılaştırılması

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, suya doymun-elastik zemin için bir boyutlu konsolidasyon problemi farklı çözüm yöntemleri ile karşılaştırmalı olarak çözülmüştür. Farklı çözüm yöntemleri ile elde edilen sonuçların uyumlu oluşu, kullanılan algoritmaların problemi yansıtmakta başarılı olduğunu işaret etmektedir. Plaxis 2D yazılımı diferansiyel denklemin çözümünde kapalı integrasyon şemasını kullandığından, diğer sonuçlar ile karşılaştırıldığında küçük farklılıklar oluşmuştur.

KAYNAKLAR

- Abid, M. M. and I. C. Pyrah. 1988. "Guidelines for Using the Finite Element Method to Predict One-Dimensional Consolidation Behaviour." *Computers and Geotechnics* 5(3):213–26.
- Biot, Maurice A. 1941. "General Theory of Three-Dimensional Consolidation." *Journal of Applied Physics*.
- Biot, Maurice A. 1956. "General Solutions of the Equation of Elasticity and Consolidation for a Porous Material." *Journal of Applied Mechanics*.
- Booker, John R. and J. C. Small. 1977. "Finite Element Analysis of Primary and Secondary Consolidation." *International Journal of Solids and Structures* 13(2):137–49.
- Brinkgreve, R. B. J., S. Kumarswamy, and W. M. Swolfs. 2016. "Plaxis 2016." *Plaxis Bv, The Netherlands*.
- Desai, Chandrakant S. and Tribikram Kundu. 2017. *Introductory Finite Element Method*.
- Klein, Bernd and Bernd Klein. 2014. "NumPy." in *Einführung in Python 3*.
- Ozaydın, Kutay. 2016. "Zemin Mekanik." Birsen Yayinevi.
- Plaxis Validation. (2012). "One-Dimensional Consolidation Validation & Verification." 1–4.
- Terzaghi, Karl. 1923. "Die Berechnung Der Durchlässigkeitsziffer Des Tones Aus Dem Verlauf Der Hydrodynamischen Spannungserscheinungen." *Sitzungsberichte Der Akademie Der Wissenschaften in Wien, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse, Abteilung Ila*.
- Terzaghi, Karl and Ralph B. Peck. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice Third Edition*.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13-15 Kasım 2019, İTÜ Ayazağa Kampüsü, İstanbul

FARKLI FREKANS İÇERİKLERİNE SAHİP TREN GEÇİŞLERİNDE OLUŞAN TİTREŞİM ENERJİSİNİN SOĞURULMASININ DENEYSEL VE ANALİTİK OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL EVALUATION OF THE
ABSORPTION OF VIBRATION ENERGY IN TRAIN PASSES WITH
DIFFERENT FREQUENCY CONTENTS

Murat ŞAHİN¹ Fatih GÖKTEPE² Erkan ÇELEBİ³ Abdullah Can ZÜLFİKAR⁴
Osman KIRTEL⁵

ABSTRACT

The field studies on railway transportation systems in our country only being focused on platform vibrations and reduction of noise contamination. The necessity of investigating the vibration effect induced by the repetitive passage of the high-speed train, freight and suburban train with different frequency contents remains up to date in terms of wave propagation, especially in soft soils with low shear wave velocity for our country. Most of the vibration energy is transferred by Rayleigh Surface waves. The resonance phenomenon that occurs when the critical velocity of the moving load is equal to the velocity of Rayleigh waves can create strong ground motion on the surrounding railway and are likely to result in damaging vibrations. This study focuses on the determination of vibration formation mechanism and wave propagation characteristics caused by trains at different speeds in alluvial soil conditions used in passenger and freight transportation. To compare the experimental measurement at consecutive observation points and the analytical solutions defining the absorption of vibration energy in the soil medium depending on wave type and geometric damping, Kırkpınar region between İzmit and Arifiye was selected. The absorption of vibration in the experimental measurements did not show a proportional decrease while the reduction in vibrational behavior obtained from analytical solutions decreased proportionally depending on the distance.

Keywords: Energy dissipation performance, in situ measurement, Rayleigh surface waves, passage of the high-speed train, freight and suburban train

¹ İnşaat Mühendisi, Bartın Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı 74110, Bartın, muratemirbeyoglu@gmail.com

² Dr. Öğr. Üyesi, Bartın Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 74110, Bartın, fgoktepe@bartin.edu.tr

³ Prof. Dr., Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 54187, Sakarya, ecelebi@sakarya.edu.tr

⁴ Dr. Öğr. Üyesi, Gebze Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 41400, İstanbul, aczulfikar@gtu.edu.tr

⁵ Dr. Öğr. Üyesi, Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 54187, Sakarya, okirtel@sakarya.edu.tr



ÖZET

Ülkemizde demiryolu ulaşım sistemlerini ilgilendiren konularda gerçekleştirilen saha çalışmaları sadece demiryolu üstyapı titreşimleri ve gürültü kirliliğinin azaltılmasına odaklanmıştır. Farklı frekans içeriklerine sahip yüksek hızlı tren (YHT) ile yük ve banliyö trenlerinin tekrarlı geçişleri sırasında meydana getirdiği titreşim etkilerinin özellikle kayma dalgası hızı düşük alüvyon zemin koşullarında dalga yayılım açısından irdelenmesi gerekliliği ülkemiz için güncelliğini korumaktadır. Titreşim enerjisinin büyük bir bölümü Rayleigh yüzey dalgaları tarafından taşınmaktadır. Hareketli yüke ait kritik hızın Rayleigh tipi yüzey dalgalarının yayılış hızına özdeş olduğu durumlarda, özellikle yumuşak zemin koşullarında meydana gelebilecek rezonans fenomeni ile demiryolu platformu çevresinde kuvvetli yer hareketleri ve bunun sonucunda hasar yapıcı titreşimlerin oluşması muhtemeldir. Yapılan bu çalışma, yolcu ve yük taşımacılığında kullanılan farklı hızlardaki tren geçişlerinin alüvyon zemin ortamında sebep olduğu titreşim oluşum mekanizmasının ve dalga yayılım özelliklerinin belirlenmesine odaklanmıştır. Titreşim enerjisinin zemin ortamında soğurulmasını dalga türüne ve geometrik sönüme bağlı tanımlayan analitik çözümler ile ardışık gözlem noktalarındaki deneysel ölçüm sonuçlarının karşılaştırılması için İzmit-Arifiye arasında bulunan Kırkpınar bölgesi seçilmiştir. Analitik çözümlerle elde edilen titreşim azalım ilişkisi mesafeye bağlı olarak orantılı bir şekilde azalmışken, deneysel ölçümlerdeki titreşim soğurulması orantılı bir azalım göstermemiştir.

Anahtar sözcükler: Enerji soğurma performansı, yerinde zemin titreşim ölçümleri, Rayleigh yüzey dalgası, yüksek hızlı tren ile yük ve banliyö tren geçişleri

1. GİRİŞ

İnsanların hayat standartlarının ekonomik gelişmeye bağlı yükselmesiyle modern kent topluluklarının yoğun yerleşim bölgelerinde, daha kaliteli, güvenli yaşam isteği ve çevresel etkenlerin ürettiği problemlere karşı gösterdikleri duyarlılıklar hızla artmaktadır. Deprem yer hareketi dışındaki insan yapısı üretilen yüksek frekanslı titreşim kaynaklarının (ağır makine temelleri, yoğun ve hızlı trafik akış yükleri, masif inşaat aktiviteleri, patlamalar vb.) oluşturduğu kuvvetli dalgaların yumuşak zemin ortamında yayılışının incelenmesi, çevresel titreşim problemlerinin mühendislik çözümlerinin üretilmesi açısından önem kazanmıştır (Bata, 1971; Massarsch, 1993, 2004; Xia vd., 2007).

Çağdaş dünyada modern sanayinin hızlı ilerlemesi, ticaret merkezlerinin gelişimi, bunlara bağlı olarak modern kentlerin sürekli genişlemeleri ile insanların günlük yaşam ve çalışma ortamları üzerindeki ulaşım sistemlerinin oluşturduğu titreşim etkileri, büyük şehir yöneticilerinin, ulaşım sistemi planlayıcılarının, trafik sistemi tasarımcılarının ve çevre sorunları ile ilgili dünyanın her yerindeki mühendis araştırmacıların ilgisini çekmiştir. Crispino ve D'apuzzo (2001) İtalya'nın Napoli bölgesinde bulunan kültürel miras koruması altındaki tarihi yapılarda karayolu trafiğinin meydana getirdiği titreşim etkilerini ölçmüşler ve İngiliz standardında BS 6472 (2008) belirtilen kriterlere göre tespit ettikleri maksimum partikül hızını karşılaştırarak değerlendirmişlerdir.

Yüksek hızlı demiryolu taşımacılığı ile yük ve banliyö trenlerine sahip birçok Avrupa ülkesinde olduğu gibi ülkemizde de deprem yer hareketi dışındaki farklı frekans içeriklerine sahip insan yapısı titreşim kaynaklarının oluşturduğu titreşimlerin oluşum mekanizmasının ve bunların yumuşak zemin koşullarında yayılma özelliklerinin incelenmesi önemli



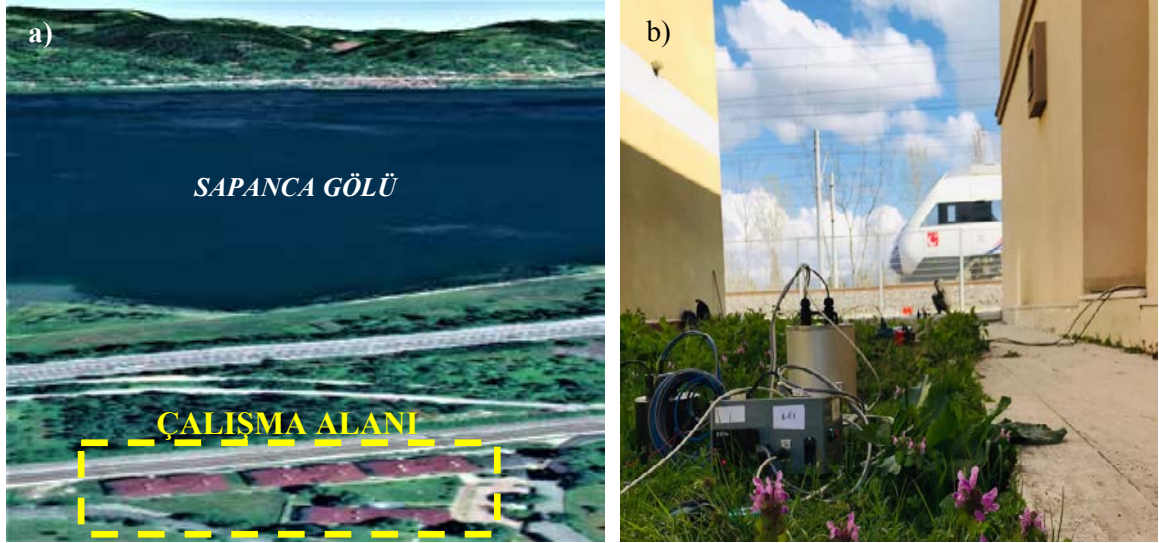
araştırma konuları olmuştur. Titreşim enerjisinin zemin ortamında soğurulmasını dalga türüne ve geometrik sönüme bağlı tanımlayan analitik çözümler Bornitz (1931) ile ardışık gözlem noktalarındaki deneysel ölçüm sonuçları karşılaştırılması ile ilgili olarak literatürde yapılan birçok çalışma mevcuttur (Macijauskas ve Van Baars, 2014; Ju ve Ni, 2007; Athanasopoulos vd., 2000; Kim ve Lee, 2000; Göktepe vd., 2017).

Yüksek hızlı demiryolu taşımacılığının kent içinde ürettiği çevresel titreşimlerin etkileri, trafik akış yoğunluklarına, tren seti yüklerine, etkime sürelerine, seyahat hızlarına bağlı incelenmiş ve dalga yayılımı probleminin anlaşılabilmesiyle ilgili birçok saha deneyleri gerçekleştirilmiş, elde edilen önemli sonuçlar yayınlanmıştır. Degrande ve Schillemans (2001) Brüksel-Paris arasında test sürüşü yapan bir lokomotif ve 7 vagonan oluşan Thalys HST tipi yüksek hızlı yolcu treninin 223-314 km/saat arasındaki geçiş hızlarında demiryolu ve yakın çevrede (4-72 m arasında 14 farklı gözlem noktası) oluşturdukları serbest zemin titreşimlerini incelemişlerdir. Xia vd. (2005) Çin'in Kuzey-Doğu bölgesindeki Shenyang-Harbin demiryolu hattında faaliyet gösteren yük ve yolcu trenlerinin 20-80 km/saat arasında değişen geçiş hızlarında ürettikleri titreşimleri, ana istasyona 12 m uzaklıktaki 2-3 katlı betonarme binalarda, seçilmiş bir köprü ayağı (Daqinghe köprüsü) üzerinde ve yakın çevresindeki serbest zemin bölgesinde (köprüden 20 m aralıklarla 3 ölçüm noktası) incelemişlerdir. Tren hızının ve yükünün artmasıyla bina katlarında titreşim seviyesinin arttığı, demiryolundan uzaklaştıkça serbest zeminde etkisinin hızlı bir şekilde azaldığı tespit edilmiştir. Diğer taraftan, Branderhorst (1997) Hollanda'nın Amsterdam-Utrecht şehirleri arasında 40-160 km/h hızlarında seyahat eden aynı tip yüksek hızlı yolcu trenlerinin meydana getirdiği çevresel titreşimleri ölçerek, elde ettikleri veri setini sayısal modellerin doğrulanmasında kullanılmak üzere araştırmacılara sunmuşlardır. Bununla birlikte, Auersch (1989) Almanya'da faaliyet gösteren ICE tipi yüksek hızlı yolcu trenlerinin 100-300 km/h arasında değişen hızlarda elde ettiği ölçüm sonuçlarını rapor olarak yayınlamıştır. Aynı şekilde Adolfsson vd. (1999) İsveç'in batı sahil hattında Göteborg-Malmö arasında kullanılan X2000 tipi trenlerin 200 km/saat aşan hızda oluşturduğu çevresel titreşimleri kayıt altına almışlardır. Titreşim etkilerini kapsayan çevresel değerlendirme sonuçları yeni ulaşım sistemlerinin tasarımı ve planlanması aşamasında gerekli programlardan biri haline gelmiştir.

Ülkemizde demiryolu ulaşım sistemlerini ilgilendiren konularda gerçekleştirilen az sayıdaki saha araştırma çalışmaları kent içi hafif raylı sistem titreşimlerinin yolcu konforu ve güvenliği üzerindeki etkilerinin incelenmesiyle, seyahat kalitesinin ve çevresel akustik sorunların iyileştirilmesiyle sınırlı kalmıştır. Ulusal literatürde yapılan yerel bir çalışmada ise, İstanbul Aksaray-Havalimanı şehir içi raylı ulaşım trafiğinde kullanılan ve maksimum seyahat hızları 50km/saat'i aşmayan hafif metro araçlarının geçişleri sırasında demiryolu hattında ve yakınındaki idari bir binada oluşturduğu titreşim etkilerinin ölçülerek konfor analizi yapılmıştır (Güçlü vd., 2010). Çalışma kapsamında gerçekleştirilen ölçümler ve simülasyon çalışmaları, taşıt tekerleği-ray etkileşimi sonucu çevreye yayılan konfor bozucu titreşimleri ve gürültüyü azaltmak için araç gövdesinde ve demiryolu alt yapısında alınabilecek izolasyon yöntemlerine odaklanmıştır. Yapılan bu çalışmada, YHT ile yük ve banliyö trenlerinin geçişleri esnasında demiryolu üstyapısının yakın çevresinde meydana gelen titreşim etkilerinin yerinde incelenebilmesi için trafik akış hızının yüksek değere ulaştığı alüvyon zemin koşullarında (zemin kayma dalga hızı < 200 m/sn) serbest zemin titreşimleri ölçülmüştür. İzmit-Arifiye arasındaki Kırkpınar bölgesinde belirlenen pilot bölgede kayıt altına alınan deneysel ölçüm sonuçları ile titreşim enerjisinin zemin ortamında soğurulmasını dalga türüne ve geometrik sönüme bağlı tanımlayan analitik çözüm sonuçları karşılaştırılmıştır.

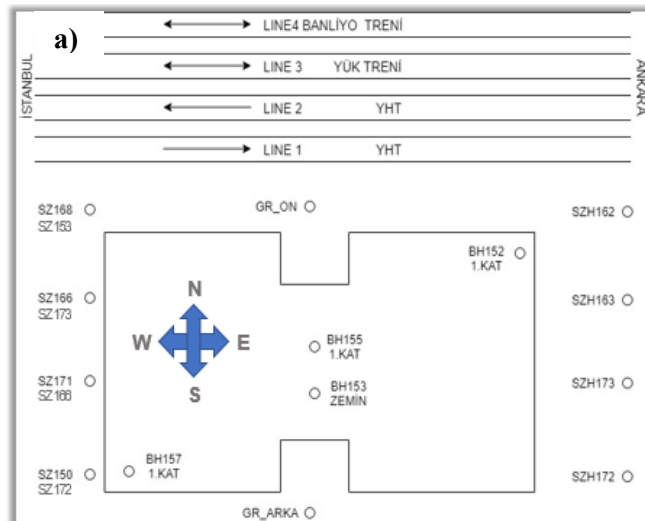
2. MATERYAL VE YÖNTEM

Yüksek hızlı demiryolu hattına yakın seçilmiş ölçüm sahası, Sakarya'nın Sapanca ilçesinde bulunan SUBÜ Kırkpınar turizm MYO uygulama oteli ve sosyal tesislerinin bulunduğu yerleşkidir (Şekil 1). Çalışma kapsamında, İstanbul-Ankara arasında toplam uzunluğu 533 km olan, taşıma gücü zayıf alüvyon zemin ortamlarından ve yoğun yerleşim bölgelerinden geçen Köseköy-Pamukova arasındaki YHT ile yük ve banliyö trenlerinin tekrarlı geçişleri dikkate alınmıştır.



Şekil 1. İncelenecek sahanın a) Kuş bakışı görünüşü b) Hızlı trenin geçişi

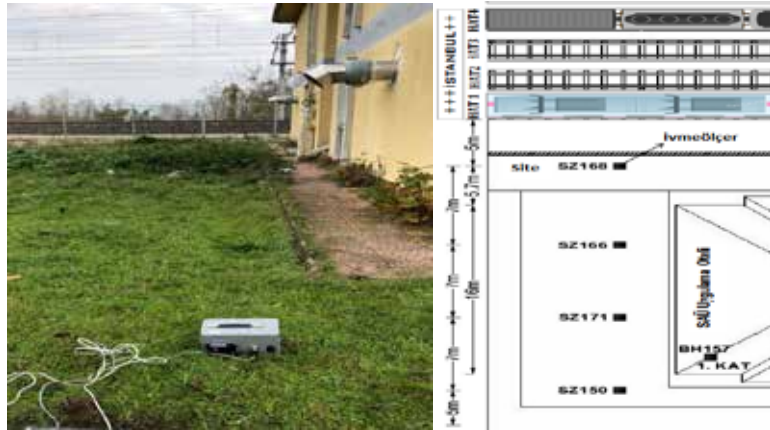
Yerel zemin koşullarını dikkate alarak 200-250 km/saat hız aralığındaki YHT trenleri ile yük ve banliyö trenlerinin çift yönlü tekrarlı geçişlerinin ürettiği serbest yüzey yer hareketini dalga oluşum mekanizmasına bağlı incelemek ve zemin formasyonunun dalga iletimi üzerindeki etkisini değerlendirmek için belirli aralıklarla güzergâha sistematik olarak dik ve paralel dizilmiş ivmeölçerler ile titreşim kaydı alınmıştır (Şekil 2a). Seçilen pilot bölgede gerçekleştirilen titreşim ölçümleri için sahanın genel durumu Şekil 2b'de şematik olarak verilmiştir. Çalışma sahasında 4 ayrı tren hattı bulunmakta olup, seçilen örnek binaya yakın mesafede bulunan ilk iki hattın YHT geçişi olmaktadır. Üçüncü hattın yük treni geçmekte iken, dördüncü hattın ise banliyö treni geçmektedir.





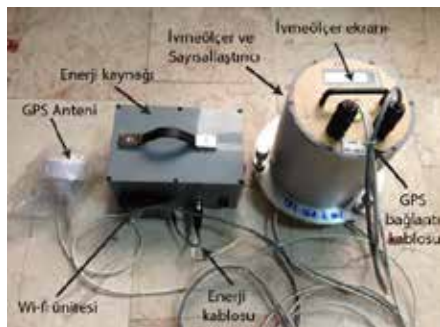
Şekil 2. a) Kayıt cihazları yerleşim şeması b) Seçilen çalışma sahasının genel görünümü

Serbest zemin hareketini gözlemlemek üzere kullanılan ivme ölçerler Şekil 3’de görüldüğü gibi yerleştirilmiştir. İvmeölçerler arası mesafe 7 m ve aynı hizada olacak biçimde konumlandırılmıştır. Bu çalışma için 3 kayıt YHT geçişi, 1 kayıt yük treni geçişi ve 1 kayıt yolcu treni geçişi; toplamda 5 tren geçişi için kayıt alınmıştır.



Şekil 3. a) Saha ölçümleri için kullanılan ivmeölçer sensörlerinin dizilimi

Çalışma kapsamında kullanılan ivmeölçerler çok düşük gürültü seviyelerine sahip, üç eksenli Capacitive Force Micro-machined sensörler ile zayıf titreşim hareketlerini ölçebilen, DAC-3HDG tipi 32 bit yüksek çözünürlüklü ivmeölçerlerdir. Saha ölçümlerinde kullanılan cihazlar: GPS anteni, enerji kaynağı ve ivmeölçer ana kutusu olmak üzere üç temel parçadan oluşmaktadır (Şekil 4). Bunlara ait teknik özellikler Şekil 4’de ayrıntılı verilmiştir. GPS anteni ve enerji kabloları ivmeölçere iki kablo yardımı ile bağlanırlar. Ana kutunun içinde üç tane MEMS sensörü, ADC sayısallaştırıcı ve ivmelerin kayıt altına alındığı bellek vardır.



Donanım	Özellikleri
İvmeölçer	3 Eksen a-) Capacitive Force Micromachined Sensor b-) 300ng/√Hz. noise c-) ±2g Full calibration d-) ±5 V Differential output e-) Resolution over 200 Hz. bandwidth f-) Self test input (Kendi kendini test edebilme girişi)
Güç Kaynağı	12 VDC
Çalışma Sıcaklığı	-20 +80
Haberleşme Portu	1 Ethernet / TCP-IP
GPS	50 Kanal Super Sense Dahili
Çalışma Frekansı	50/100/200 Hz. (5mS)
Hafıza Kartı	2 Gb Dahili (140 saat kayıt alabilme yeteneği)
ADC	32 Bit yüksek çözünürlük.
Filtre	2 Kanal FIR/Antialiasing

Şekil 4. Veri kaydedici ivmeölçer ve teknik özellikleri

3. DALGA SOĞURULMASININ DENEYSEL VE ANALİTİK ANALİZİ

Zemin dinamiği problemlerinde dalga tipleri genel olarak cisim ve yüzey dalgaları olarak tanımlanmaktadır. Jeolojik zemin katmanının yüzeyinde yayılan Love ve Rayleigh dalgaları hem serbest zemin titreşimlerinde hem de mühendislik yapılarında P ve S cisim dalgalarına göre daha fazla deformasyonlara sebep olmaktadır. Titreşim dalgasının enerjisi ve genlikleri dinamik yük kaynağından uzaklaştıkça mesafeye bağlı olarak azalmaktadır. Bu azalım oranı (w_2 / w_1), Bornitz' in aşağıdaki denklemiyle de açıklanabilen, geometrik (radyasyon) sönümleme (r_1 / r_2)ⁿ ve malzeme sönümlemesi ($e^{-\alpha(r_1 - r_2)}$) olmak üzere iki bileşene bağlıdır (Bornitz, 1931).

$$\text{Bornitz bağıntısı} \rightarrow \frac{w_2}{w_1} = \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^n e^{-\alpha(r_1 - r_2)} \quad (1)$$

Bornitz yaklaşımındaki diğer parametreler sırasıyla; r_1 ve r_2 , ölçüm noktalarının titreşim kaynağına olan uzaklığı, n geometrik sönümleme katsayısı, α ise bir malzeme sönümleme katsayısı şeklinde özetlenebilir. Geometrik sönümleme mekanizması, farklı frekans içeriklerine bağlı olarak oluşan enerji yoğunluğunun dinamik yük kaynağından uzaklaştıkça azalması biçiminde mesafeye bağlı oluşmaktadır (Kim ve Lee, 2000). Geometrik sönümleme katsayısı (n), Tablo 1'de gösterildiği gibi yayılan dalganın tipi, kaynak tipi ve konumu değerlendirilerek analitik olarak belirlenebilir.

Tablo 1. Çeşitli kaynaklar için geometrik sönümleme katsayıları (Athanasopoulos vd., 2000)

Kaynak Tipi	Dalga Tipi	Kaynak Konumu	n
Noktasal	Cisim dalgaları	Yüzey	2.0
Noktasal	Yüzey dalgaları	Yüzey	0.5
Noktasal	Cisim dalgaları	Derin	1.0
Çizgisel	Cisim dalgaları	Yüzey	1.0
Çizgisel	Yüzey dalgaları	Yüzey	0
Çizgisel	Cisim dalgaları	Derin	0.5

Literatürde yapılan birçok çalışmada (Amick ve Gendreau, 2000; Athanasopoulos vd. 2000; Kim ve Lee, 2000) Bornitz çözüm yaklaşımında kullanılan n geometrik sönümleme katsayısı ve α malzeme sönümleme katsayısı değerlerinin; farklı frekans içeriklerine bağlı dinamik yük kaynaklarının farklı kombinasyonları ile alttaki jeolojik zemin ortamına bağlı olarak özenle seçilmesi gerektiği belirtilmiştir. Tablo 1'de farklı dinamik yük kaynaklarına göre Geometrik sönümleme katsayısı (n) seçilebilirken, bu katsayı farklı tipteki zemin sınıfları için de Tablo 2'de verildiği biçimde de tanımlanabilmektedir.

Tablo 2. Zemin tipine göre Geometrik Sönüm Katsayıları(n) (Amick ve Gendreau, 2000)

Zemin Tipleri	Geometrik Sönüm Katsayısı (n)
Kumlu zemin	1.0
Az kumlu zemin	1.5
Yumuşak killi ve kum dolgu	0.8 – 1.0
Çakıllı, kumlu sağlam zemin	1.0
Sağlam ve kayalık zemin	1.4 – 1.7
Siltli zemin	0.8
Killi zemin	1.4 – 1.5

Malzeme sönümleme katsayısı α değerinin belirlenmesinde ise titreşim kaynağının frekansına ve zemin tipine bağlı olarak aşağıdaki denklem kullanılmaktadır.

$$\alpha = \alpha_0 f \quad \text{veya} \quad \alpha = \frac{2 \pi f D}{V_R} \quad (2)$$

Bu denklemde V_R Rayleigh dalgalarının yayılma hızı, D sönüm oranı, f titreşim kaynağının baskın frekans değeri, α_0 ise zemin tipine göre Tablo 3'ten elde edilen değerdir. V_R değeri yüzeye yakın noktadaki ölçülen kayma dalgası hızı V_S değerine eşit alınabilmekte olup genellikle yumuşak kil ve gevşek kum zeminler için $V_S=80\sim 220\text{m/s}$ aralığında değişmektedir (Athanasopoulos vd., 2000). D sönüm oranı ise taşıma gücü zayıf zemin katmanları için %1 civarında alınabilmektedir (Macijauskas ve Van Baars, 2014).

Tablo 3. Çeşitli zemin tipleri için frekanstan bağımsız α_0 değerleri (Athanasopoulos vd., 2000)

Zemin Tipleri	α_0 değerleri (s/m)
Kaya	$(0.385\sim 0.485)\times 10^{-3}$
Kumtaşı	$(0.580\sim 0.775)\times 10^{-3}$
Sert plastik killer	$(0.385\sim 0.525)\times 10^{-3}$
Orta yoğunluktaki kırma taşlar	$(0.850\sim 1.100)\times 10^{-3}$
Plastik killer, iri kumlar ve orta yoğunluklu çakıllar	$(0.965\sim 1.200)\times 10^{-3}$
Yumuşak plastik killer, Siltler, Hafif yoğun, Orta veya iri kumlar	$(1.255\sim 1.450)\times 10^{-3}$
Siltli killer, Siltler ve doymuş ince kumlar	$(1.200\sim 1.300)\times 10^{-3}$
Alüvyon killer ve doymamış gevşek kumlar	$(1.800\sim 2.050)\times 10^{-3}$

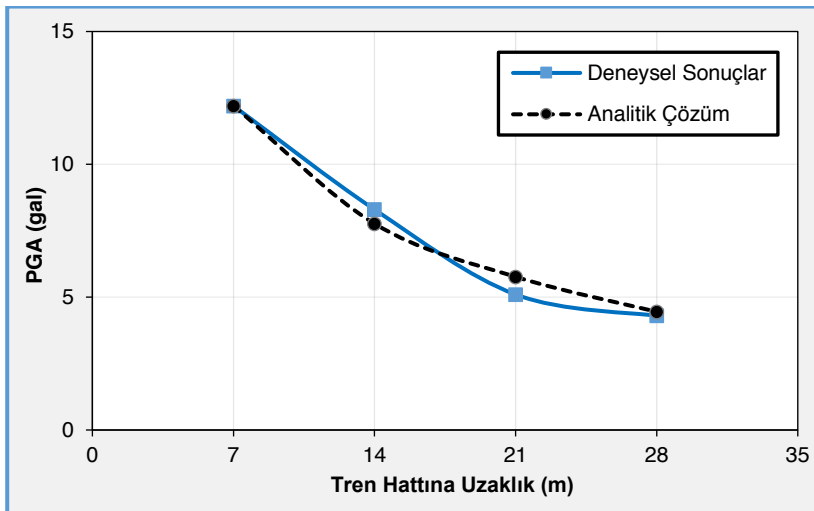
Dinamik yük kaynağı olarak düşünülen YHT geçişlerinin demiryolu platformuna yakın bölgelerde meydana getirdiği ortalama titreşim frekansı, yapılan sayısal ölçümlere ait ham verilerin işlenmesi sonucu elde edilen Fourier genlik spektrumlarına göre 80-90Hz civarında yüksek frekanslı bileşenler olarak hesaplanmıştır. Bu değer demiryolu hattından uzaklaştıkça ortalama 20-45Hz aralığına kadar düşmektedir. Yük treninde 20-80Hz arasında daha yayılı olan baskın frekanslar banliyö treninde ise 30-40Hz aralığında hesaplanmıştır.

Dinamik yük kaynaklarının meydana getirdiği titreşim etkilerinin jeolojik zemin ortamında soğurulmasını ifade eden malzeme sönümü mekanizması zemin ortamının tipi, su muhtevası ve sıcaklık değişimi gibi parametrelerin değişiminden kaynaklanmaktadır. Genellikle malzeme sönümlemesinin, zemin partiküllerinin yüzeylerinde birbirine sürtünmesi ve kayma davranışına bağlı olarak gelişen histeresiz enerji kaybına sebep olduğu düşünülmektedir. Zemin tipi bakımından değerlendirildiğinde ise sağlam zeminlerin titreşim enerjisini soğurduğu ve kohezyon sebebiyle killi zeminlerin, kumlu zeminlere göre daha fazla sönümleme gösterme eğiliminde olduğu anlaşılmıştır. Bununla birlikte, su muhtevası bakımından değerlendirildiğinde ise nemli kumların, kuru kumlara göre titreşim dalgalarının enerjisini daha az sönümlediği belirtilmiştir (Amick ve Gendreau, 2000). Bunun sebebi olarak, kum partiküllerinin arasındaki gözeneklerde bulunan suyun tanecikler arasında sürtünmeyi azalttığı ve sıkıştırma enerjisinin önemli bir bölümünü iletmediği şeklinde yorumlanmıştır. Sıcaklık bakımından değerlendirildiğinde ise zemin içinde bulunan suyun donması, tanecikleri arasındaki sürtünmeyi azalttığından titreşim dalgalarının enerjisini daha az sönümlediği anlaşılmıştır. Malzeme sönümlemesinin belirlenmesinde farklı zemin tipleri için α değerleri Tablo 4'te verilmiştir.

Tablo 4. Zemin tipine göre Malzeme Sönüm Katsayıları(α) (Amick ve Gendreau, 2000)

Zemin Tipleri	Malzeme Sönüm Katsayısı α (m^{-1})
Siltli çakıllı kum	0.13
Granül dolgu üzerine demirsiz beton	0.20
Siltli ince kum	0.26
Suya doymuş ince taneli kum	0.10
Suya doymuş ve donmuş ince taneli kum	0.06
Balçık tabakası ve organik siltli suya doymuş kum	0.04
Suya doymamış killi gevşek kum	0.04
Kireçli ince kum	0.10
Killi ve ince kumlu balçık	0.10
Kum ve siltli suya doymuş kil	0.0-0.12
Kum ve siltler	0.026-0.36
Kıyılarda çamur katmanı üzeri kum dolgusu	0.05-0.2
Kıyılarda kuru kum dolgusu	0.026-0.065
Yumuşak Bangkok kili	0.026-0.44

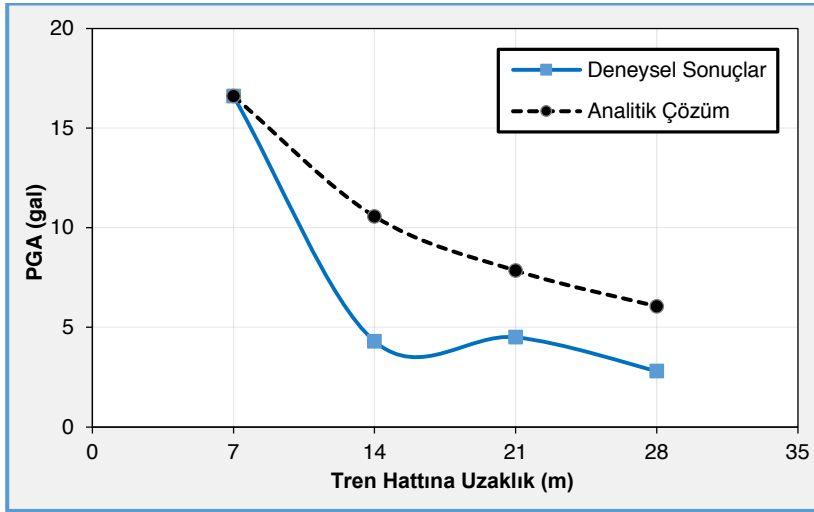
Dinamik yük kaynağından farklı mesafelerde demiryolu hattına dik doğrultuda serbest zemin yüzeyine yerleştirilen ivmeölçerler vasıtasıyla alınan veriler filtreleme programları kullanılarak ivme genlik değerleri elde edilmiştir. Tüm ivmeölçerlerden alınan kayıtlar için geçiş sürelerine uygun zaman aralıkları belirlenmiş ve ölçüm değerleri senkronize olacak şekilde ham kayıtlar kısaltılarak kesilme işlemi gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmalara ait veri analizleri zaman ve frekans tanım alanında saniyede 200 data kaydedilebilecek şekilde ayarlanmıştır ($\Delta t=1/200 = 0.005$). Tren geçişlerinin seçilmiş ölçüm noktalarında kaydedilen ivme-zaman verilerinden integrasyon işlemi için 4.dereceden Butterworth Band geçişli filtreleme fonksiyonu kullanılmıştır. Bornitz' in iki nokta arasındaki titreşim enerji soğurulmasına bağlı analitik çözüm sonuçları ile deneysel veriler arasındaki azalım ilişkisi mesafeye bağlı olarak elde edilerek Şekil 5-14'de verilmiştir.



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
7	SZ168
14	SZ166
21	SZ171
28	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
7	12.20	12.20
14	8.30	7.77
21	5.10	5.77
28	4.30	4.45

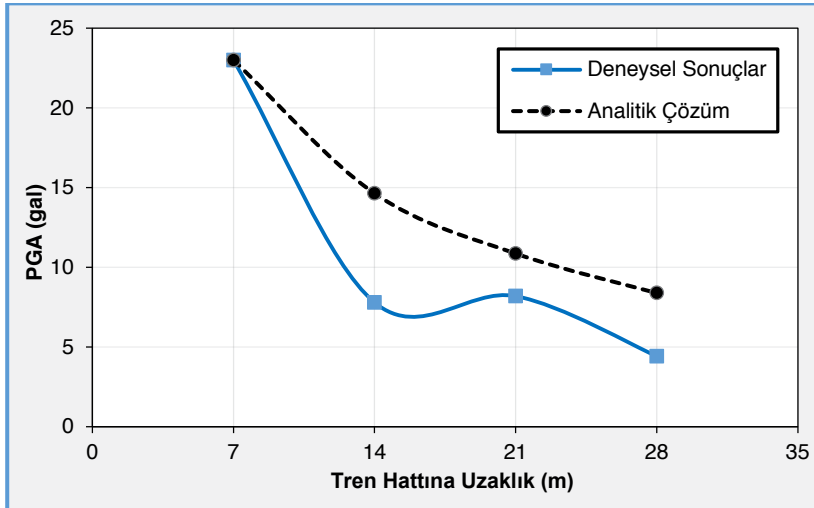
Şekil 5. YHT Ankara yönü 1.kayıt serbest zemin hatta dik doğrultuda (N-S) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
7	SZ168
14	SZ166
21	SZ171
28	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
7	16.60	16.60
14	4.30	10.57
21	4.50	7.85
28	2.80	6.06

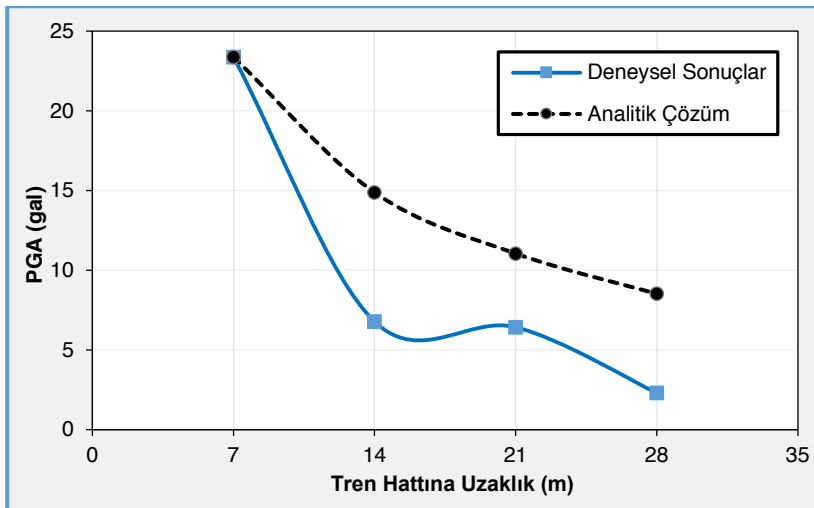
Şekil 6. YHT Ankara yönü 1.kayıt serbest zemin hatta paralel doğrultuda (E-W) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
7	SZ168
14	SZ166
21	SZ171
28	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
7	23.00	23.00
14	7.80	14.64
21	8.20	10.87
28	4.43	8.39

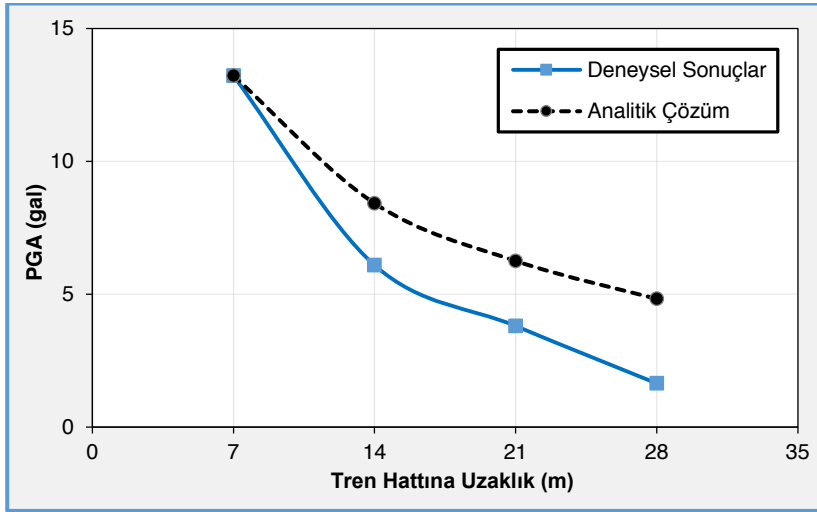
Şekil 7. YHT Ankara yönü 2.kayıt serbest zemin hatta dik doğrultuda (N-S) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
7	SZ168
14	SZ166
21	SZ171
28	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
7	23.38	23.38
14	6.78	14.88
21	6.43	11.05
28	2.30	8.53

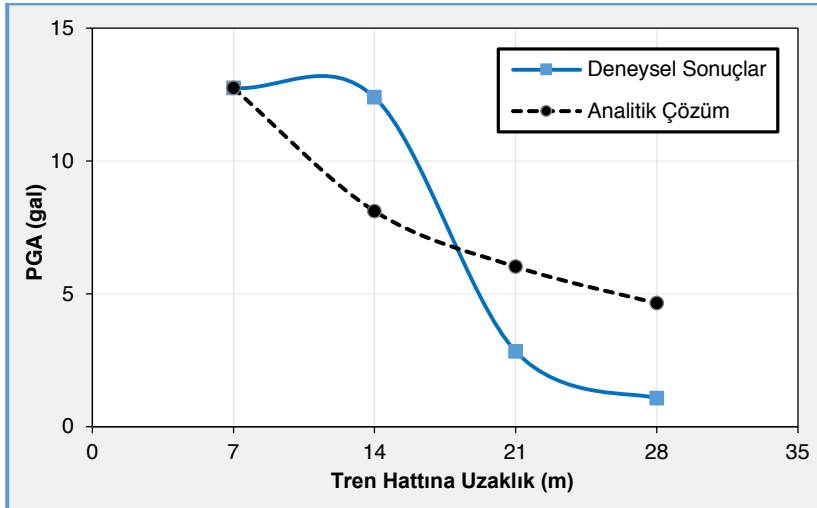
Şekil 8. YHT Ankara yönü 2.kayıt serbest zemin hatta paralel doğrultuda (E-W) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
7	SZ153
14	SZ173
21	SZ166
28	SZ172

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
7	13.22	13.22
14	6.09	8.42
21	3.80	6.25
28	1.64	4.82

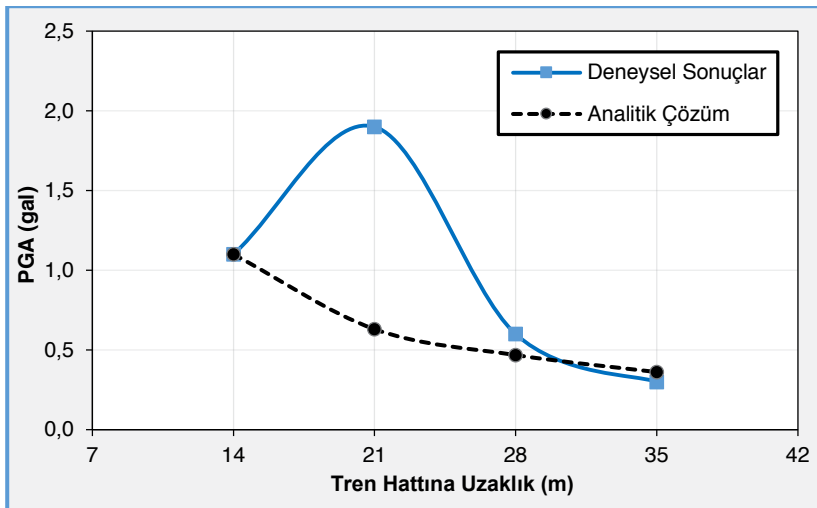
Şekil 9. YHT Ankara yönü 3.kayıt serbest zemin hatta dik doğrultuda (N-S) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
7	SZ153
14	SZ173
21	SZ166
28	SZ172

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
7	12.75	12.75
14	12.40	8.12
21	2.84	6.03
28	1.07	4.65

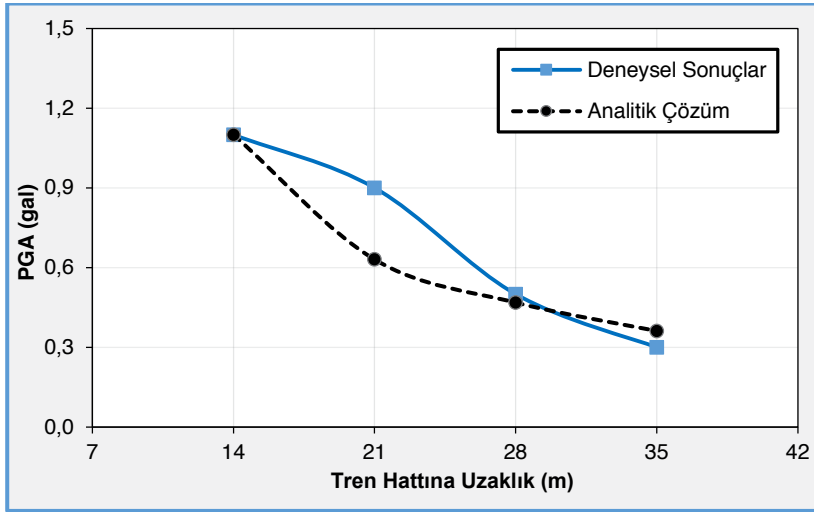
Şekil 10. YHT Ankara yönü 3.kayıt serbest zemin hatta paralel doğrultuda (E-W) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
14	SZ168
21	SZ166
28	SZ171
35	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
14	1.10	1.10
21	1.90	0.63
28	0.60	0.47
35	0.30	0.36

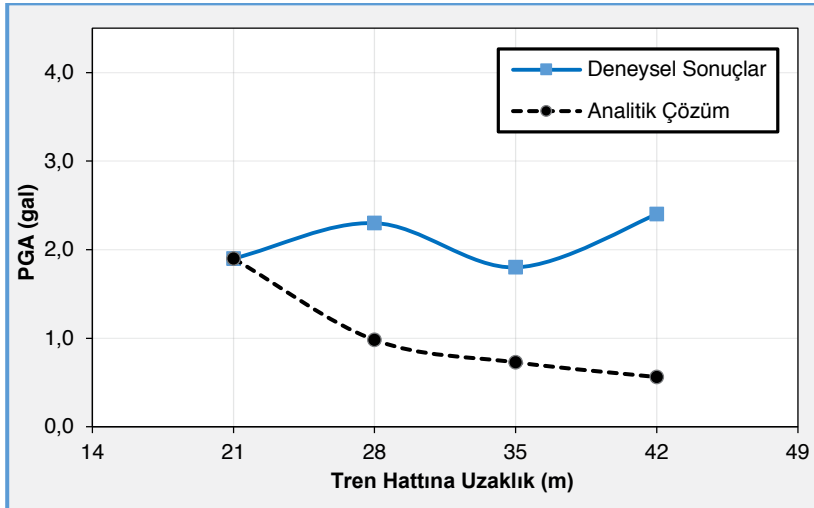
Şekil 11. Ankara yönü **Yük Treni** serbest zemin hatta dik doğrultuda (N-S) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
14	SZ168
21	SZ166
28	SZ171
35	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
14	1.10	1.10
21	0.90	0.63
28	0.50	0.47
35	0.30	0.36

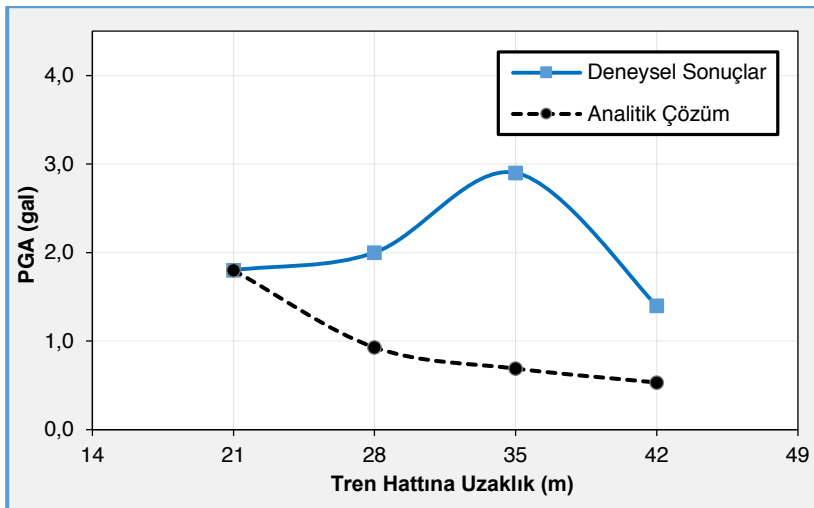
Şekil 12. Ankara yönlü **Yük Treni** serbest zemin hatta paralel doğrultuda (E-W) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
21	SZ168
28	SZ166
35	SZ171
42	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
21	1.90	1.90
28	2.30	0.98
35	1.80	0.73
42	2.40	0.56

Şekil 13. Ankara yönlü **Banliyö Treni** serbest zemin hatta dik doğrultuda (N-S) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği



Tren Hattına Uzaklık(m)	Kayıt Cihazı No
21	SZ168
28	SZ166
35	SZ171
42	SZ150

Tren Hattına Uzaklık(m)	Deneysel Sonuçlar PGA(gal)	Analitik Çözüm PGA(gal)
21	1.80	1.80
28	2.00	0.93
35	2.90	0.69
42	1.40	0.53

Şekil 14. Ankara yönlü **Banliyö Treni** serbest zemin hatta paralel doğrultuda (E-W) ölçüm sonuçları ile analitik çözüm PGA (maks. yer ivmesi) azalım eğrileri karşılaştırma grafiği

Genel olarak, analitik çözümlere ait azalım ilişkileri tüm trenler için orantılı olarak elde edilmiştir. Ancak, deneysel olarak bu azalım ilişkisi farklı frekans içeriklerine sahip YHT ile yük ve banliyö trenlerinin tekrarlı geçişleri sırasında orantılı bir azalım ilişkisi göstermemiştir. Yüksek frekans içeriklerine sahip YHT geçişlerinde en iyi sonuç demir yolu hattına dik doğrultuda elde edilmiştir. Bununla birlikte, YHT geçişleri sırasında hatta dik ve paralel doğrultuda ivmeölçer'den alınan deneysel veriler genel olarak azalım ilişkisinin dışında davranış sergilemiştir. Bu durum, tabakalı zemin ortamında yansıyan dalgaların varlığını düşündürmüştür. YHT'ye göre daha düşük frekans içeriklerine sahip yük ve banliyö tren geçişlerine ait serbest zemin titreşimleri için hesaplanan maksimum ivme değerleri genel olarak analitik çözümden daha fazla çıkmıştır. Bu fark demiryolu hattına dik doğrultuda özellikle banliyö tren geçişinde daha da artmış olup Yük trenleri genel olarak banliyö trenlerine göre daha iyi sonuçlar vermiştir.

4. SONUÇLAR

Ülkemizde demiryolu ulaşım sistemlerini ilgilendiren konularda gerçekleştirilen saha çalışmaları sadece demiryolu üstyapı titreşimleri ve gürültü kirliliğinin azaltılmasına odaklanmıştır. Farklı frekans içeriklerine sahip YHT ile yük ve banliyö trenlerinin tekrarlı geçişleri sırasında meydana getirdiği titreşim etkilerinin özellikle kayma dalgası hızı düşük alüvyon zemin koşullarında dalga yayılım açısından irdelenmesi gerekliliği ülkemiz için güncelliğini korumaktadır. Farklı frekans içeriklerine bağlı oluşan titreşim mekanizmasının zemin koşullarında soğurularak dalga yayılım özelliklerinin belirlenmesinde, özellikle alüvyon zemin ortamının jeolojik ve geoteknik özelliklerini hesaba katan iyileştirmelerin söz konusu analitik yaklaşımlar için yapılması gerekmektedir. Yapılan bu çalışma ile yolcu ve yük taşımacılığında kullanılan farklı hızlardaki tren geçişlerinin alüvyon zemin ortamında sebep olduğu çevresel titreşim etkileri sebebiyle, titreşim oluşum mekanizmasının ve dalga yayılım özelliklerinin belirlenmesine odaklanılmıştır.

Analitik çözümlerle elde edilen titreşim azalım miktarları mesafeye bağlı olarak orantılı bir şekilde azalmışken, doğal zemin koşullarına bağlı elde edilen deneysel verilerdeki titreşim soğurulması bazı durumlarda orantılı bir azalım göstermemiştir. Dinamik yük kaynağından yayılan titreşim enerjisinin mesafeye bağlı olarak bazı lokasyonlarda azalım göstermemesinin sebebi olarak, dalgaların jeolojik zemin ortamındaki yansıması veya kırılması düşünülmüştür. Doğal alüvyon zemin koşullarında meydana gelen bu durumu analitik çözüm ile elde edilen sonuçlar yansıtmamıştır. Bunun sonucu olarak, titreşim enerjisinin soğurulmasını dalga türüne ve geometrik sönüme bağlı tanımlayan analitik çözümlerin zeminin jeolojik ve geoteknik özelliklerini de tam olarak yansıtmadığı söylenebilir. Bununla birlikte, seçilen ölçüm noktalarından ölçülen ivme değerlerinden elde edilen analitik ve deneysel azalım ilişkilerine göre en iyi sonuç dikey doğrultuda elde edilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, 217M427 proje nolu TÜBİTAK 1001 projesinin sağladığı maddi destekle tamamlanmış olup yazarlar bu destekten dolayı TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunarlar.

KAYNAKLAR

Adolfsson, K., Andréasson, B., Bengtson, P-E., Bodare, A., Madshus, C., Massarch, R., Wallmark, G., Zackrisson, P. (1999), "High speed lines on soft ground. Evaluation and analyses of measurements from the West Coast Line", Technical Report, Banverket, Sweden.



- Amick, H. and Gendreau, M. (2000), “Construction vibrations and their impact on vibrationsensitive facilities”, ASCE Construction Congress 6, Orlando, Florida USA, February 22.
- Athanasopoulos, G.A., Pelekis, P.C. ve Anagnostopoulos, G.A. (2000), “Effect of soil stiffness in the attenuation of Rayleigh-wave motions from field measurements”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19:277–288.
- Auersch, L. (1989), Forschungsbericht 155, Bundesanstalt für Materialforschung und-prüfung, Berlin, “Zur Entstehung und Ausbreitung von Schienenverkehrserschütterungen-theoretische Untersuchungen und Messungen an Hochgeschwindigkeitszug Intercity Experimental”.
- Bata, M. (1971), “Effects on buildings of vibrations caused by traffic”, Building Science, 6(4), 221-246.
- Bornitz, G. (1931), “Über die Ausbreitung der von Groszkolbenmaschinen erzeugten Bondenschwingungen in die Tiefe”, Berlin, Springer.
- Branderhorst, J. (1997), “Modellen voor het boeggolfprobleem bij hogesnelheidstreinen. Ontwerp en validatie met behulp van de resultaten van de proef Amsterdam–Utrecht”, Master's Thesis, University of Twente, Enschede, Netherlands.
- BS-British Standard 6472 Parts 1 and 2 (2008), “Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings”, UK.
- Crispino, M., D'apuzzo, M. (2001), “Measurement and Prediction of Traffic-Induced Vibrations In A Heritage Building”, Journal of Sound and Vibration, 246 (2), 319-335.
- Degrande, G., Schillemans, L. (2001), “Free field vibrations during the passage of a Thalys HST at variable speed”, Journal of Sound and Vibration, 247(1), 131-144.
- Goktepe, F., Kuyuk, H. S., Celebi, E. (2017), “In-situ measurement of railway-traffic induced vibrations nearby the liquid-storage tank”, Earthquakes and Structures, 12 (5), 583-589.
- Güçlü, R., Metin, M., Yazıcı, H., Yalçın, N.S. (2007-2010), “Raylı Sistem Titreşimlerinin Yolcu ve Çevre Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi”, TÜBİTAK 1001 Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Projesi, MAG, Proje No: 106M443.
- Ju, S-H. and Ni, S-H. (2007), “Determining Rayleigh damping parameters of soils for finite element analysis”, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 31:1239–1255.
- Kim, D-S. and Lee, J-S. (2000), “Propagation and attenuation characteristics of various ground vibrations”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19:115–126.
- Macijauskas, D., and Stefan, V. B. (2014), “Propagation of harmonical vibrations in peat”, Int. J. of Geomate, Dec., Vol. 7, No. 2 (Sl. No. 14), pp. 1101-1106.
- Massarsch, K. R. (1993), “Man-made Vibrations and Solutions”, State-of-the-Art Lecture, Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, U.S.A., II, 1393-1405.
- Massarsch, K. R. (2004), “Mitigation of Traffic-induced Ground Vibrations”, Keynote Lecture, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd on Earthquake Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley, U.S.A.
- Xia, H., Cao, Y., De Roeck, G., Degrande, G. (2007), “Environmental problems of vibrations induced by railway traffic”, Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, 1 (2), 142-152.
- Xia, H., Zhang, N., Cao, Y.M. (2005), “Experimental study of train-induced vibrations of environments and buildings”, Journal of Sound and Vibration, 280 (3–5), 1017–1029.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

CEP PENETROMETRESİ VE LABORATUVAR VEYN TESTLERİ İLE ELDE EDİLEN DRENAJSIZ KAYMA DAYANIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF UNDRAINED SHEAR STRENGTHS FROM POCKET PENETROMETER AND LABORATORY VANE TEST

Tahsin Ömür BUDAK¹

Ayhan GÜRBÜZ²

ABSTRACT

Undrained shear strength (S_u) is one of the important parameters that determine the behavior of cohesive soils. Undrained shear strength of cohesive soil can be determined by laboratory Vane (LV) and pocket penetrometer (CP) tests. However, a correlation between the laboratory Vane test and pocket penetrometer is still under considerations. In this study, undrained shear strengths of clay samples obtained from different regions of Turkey were investigated at different water content (w) values using laboratory Vane test and pocket penetrometer in order to assess a correlation between them. According to the results obtained, the undrained shear strength of clay samples decreases due to an increase in liquid index and water content. The results indicated that pocket penetrometer and laboratory Vane experiments are compatible with each other.

Keyword: laboratory vane test, liquidity index, pocket penetrometer, undrained shear strength

ÖZET

Drenajsız kayma dayanımı (S_u), kohezyonlu zeminlerin davranışını belirleyen önemli zemin parametrelerinden biridir. Laboratuvar ortamında çeşitli deneysel yöntemler ile drenajsız kayma dayanımı belirlenebilmektedir. Fakat geleneksel olarak yumuşak killi zeminlerde kullanılan laboratuvar Veyn deneyi (LV) ile yaygın olarak kullanılmayan cep penetrometresi (CP) arasındaki korelasyonlar literatürdeki eksikliğini korumaktadır. Bu çalışmada Türkiye'nin farklı bölgelerinden temin edilen kil numunelerinin drenajsız kayma dayanımları, farklı su muhtevası (w) değerlerinde incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda likitlik indisi ve su muhtevasının artışına bağlı olarak kil numunelerinin drenajsız kayma dayanımlarda azalma görülmüştür. Ayrıca cep penetrometresi ve laboratuvar Veyn deneylerinin birbiri ile uyumlu olduğu da bu çalışma kapsamında elde edilen bir diğer sonuçtur.

Anahtar Kelimeler: cep penetrometresi, drenajsız kayma dayanımı, laboratuvar veyn deneyi, likitite indisi

¹ İnşaat Mühendisi, Gençlik ve Spor Bakanlığı, omurbudakk@gmail.com

² Prof. Dr., Gazi Üniversitesi, agurbuz@gazi.edu.tr

1. GİRİŞ

Drenajsız kayma dayanımı (S_u), kohezyonlu zeminlerin davranışını belirleyen önemli zemin parametrelerden birisidir (Gurbuz ve Dincergok, 2009). Ekonomik ve güvenilir tasarımlar için bu parametrenin doğru belirlenmesi büyük önem arz etmektedir. Kohezyonlu zeminlerin drenajsız kayma dayanımının belirlenmesinde birçok laboratuvar test yöntemi (üç eksenli, tek eksenli, kesme kutusu, laboratuvar Veyn, cep penetrometresi, düşen koni testi vb.) kullanılmaktadır. Laboratuvarda yapılan deneylerin arazi koşullarını mümkün olduğunca yansıtması gerekmektedir. Laboratuvar Veyn ve cep penetrometresi testleri, diğer testler ile karşılaştırıldığında oldukça pratik, operatör hatasından uzak ve ekonomiktir.

Arazi Veyn testi ilk olarak kohezyonsuz zeminlerin drenajsız kayma dayanımlarının belirlenmesi amacıyla İngiliz Ordu Mühendisleri tarafından kullanılmıştır. Arazi ve laboratuvar olarak iki çeşidi bulunan Veyn testlerinden elde edilen kayma dayanımları değerlerinin birbirleri ile uyumlu olduğu görülmüştür (Tanaka, 1994). Dört kanatlı bir kesme bıçağının zemin içerisine yerleştirilerek, zeminde dairesel bir yenilme yüzeyi oluşturan laboratuvar Veyn testi, drenajsız kayma dayanımı 100 kPa'dan küçük yumuşak killi zeminler için önerilmektedir.

Cep penetrometresi (CP) ise drenajsız kayma dayanımının belirlenmesi amacıyla arazide ve laboratuvar ortamında kullanılan bir diğer test yöntemidir. Zemine penetre edilen yaylı bir manşondan meydana gelen bu test cihazını, zeminin kıvamına bağlı olarak farklı silindirik başlıklar ile kullanılmaktadır (Bradford vd., 1992). Cep penetrometresi ile ölçülen drenajsız kayma dayanımı değerleri ile laboratuvar Veyn deneyi ile elde edilen kayma dayanımları arasındaki ilişki ve korelasyonlar literatürdeki eksikliğini korumaktadır.

Birçok araştırmacı; cep penetrometresi ile laboratuvar Veyn deneylerinden elde edilen drenajsız kayma dayanımlarını karşılaştırmıştır. Bradford vd. (1992); maksimum dane çapı 2 mm'den küçük olan zeminlerin drenajsız kayma dayanımlarını, üç farklı test (cep penetrometresi, düşen koni ve torveyn) yöntemi ile elde edip; sonuçları kıyaslamıştır. Cep penetrometresi ile elde edilen kayma dayanımı değerleri diğer testlere göre yüksek bulunmuştur. Her ne kadar bu üç test arasında yüksek doğrulukta bir ilişki kurulamasa da araştırmacılar bu testlerin oldukça ucuz ve pratik olduğunu bildirmişlerdir. Zimbone vd. (1996) su muhtevasının drenajsız kayma dayanımı üzerine etkisini incelemek amacıyla torveyn, Veyn ve cep penetrometresi ile elde edilen kayma dayanımlarını karşılaştırmışlardır. Test sonuçlarına göre; cep penetrometresinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı değerlerinin, laboratuvar Veyn testinden elde edilen değerlerden 2-4 katı fazla olduğunu görülmüştür. Artan su muhtevasına bağlı olarak drenajsız kayma dayanımı değerlerinde düşüşler gözlemlenmiştir. Wichmann ve Riehl (1997) laboratuvar Veyn ve cep penetrometresi deneyleri ile drenajsız kayma dayanımlarını ölçtükleri çalışmalarında, her iki deneyinde drenajsız kayma dayanımı tespitinde oldukça kullanışlı olduğunu bildirmişlerdir. Winters (2000) laboratuvar Veyn ve cep penetrometresi ile ince daneli sedimentlerin drenajsız kayma dayanımlarını ölçtüğü çalışmada, bu iki deneyin birbirine oldukça yakın sonuçlar verdiğini bildirmiştir. Howard ve Badran (2011) çimentolu malzemeler ile güçlendirilmiş düşük dayanımlı, yüksek su muhtevalı zeminlerin cep penetrometresi, torveyn ve serbest basınç dayanımı testleri ile elde edilmiş kayma dayanımlarını karşılaştırdıkları çalışmalarında; cep penetrometresinin diğer deneylerden daha farklı sonuç verdiğini belirtmişlerdir. Gruchot ve Zydron (2016) uçucu küllerin drenajsız kayma dayanımına etkisini inceledikleri çalışmada; düşen koni, cep penetrometresi, torveyn ve laboratuvar Veyn test cihazlarını kullanmışlardır. Araştırmacılar

cep penetrometresi ölçümlerinin diğer deneylere kıyasla oldukça yüksek sonuçlar vermesinin yanında su muhtevası değişiminden de büyük oranda etkilendiğini gözlemlemişlerdir.

Bu çalışma kapsamında cep penetrometrelerinin kullanılabilirliği ve pratikliği göz önünde bulundurularak; farklı özelliklere sahip kohezyonlu zeminlerin, oldukça geniş bir su muhtevası aralığında (%20 ile %80 arasında), laboratuvar Veyn testi ile kıyaslanması ve bu ölçüm cihazları arasında ilişkiler yerel zeminler için ortaya koyulmaya çalışılmıştır.

2. MALZEME VE METOT

2.1 Deneyde Kullanılan Malzemeler

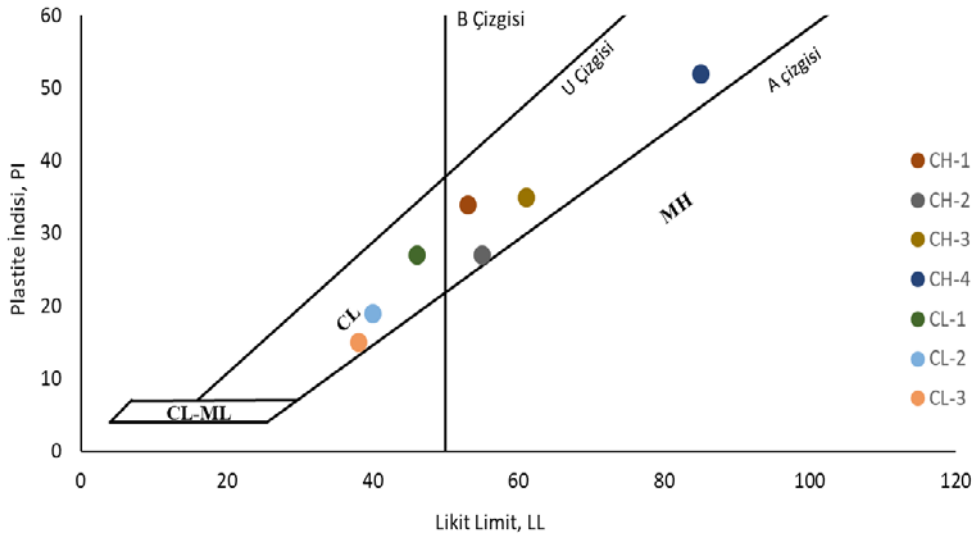
Bu çalışmada kullanılan killer Türkiye'nin 7 farklı şehrinden temin edilerek; Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda toplanmıştır. Örselenmiş olarak elde edilen bu zeminler öğütülerek 40 No.lu elekten (425 µm) geçirilmiştir. Elekten geçen malzemelerin kıvam indisleri ASTM D4318'e, zemin sınıfları ise ASTM D2487'ye uygun olarak belirlenmiştir. Zemin numunelerinden dört tanesi yüksek plastisiteli (CH), üç tanesi ise düşük plastisitelidir (CL) olarak belirlenmiştir. Zeminlerin kıvam indisleri Tablo 2.1 de, Cassagrande plastisite kartındaki yerleri ise Şekil 2.1 ile sunulmuştur.

Tablo 2.1 Zemin Numuneleri Kıvam İndisleri

Zemin Sınıfı	Numune	Likit Limit	Plastik Limit	Plastite İndisi
		LL	PL	PL
CH	1	53	19	34
	2	55	29	26
	3	61	26	35
	4	85	33	52
CL	1	46	19	27
	2	40	21	19
	3	38	23	15

2.2 Deney Yöntemleri

Kurutulmuş, öğütülmüş, elenmiş ve kıvam indisleri belirlenmiş zemin numunelerinin drenajsız kayma dayanımları laboratuvar Veyn (LV) ve cep penetrometresi (CP) testleri ile belirlenmiştir. Laboratuvar Veyn testi, dört kanatlı bir kesicinin zemine yerleştirilerek zemini silindirik bir kayma alanı boyunca kesmeye maruz bırakan momentin tespiti mantığına dayanmaktadır (Şekil 2.2a). Moment değeri, ASTM D4648 belirtildiği Eşitlik 2.1 ve Eşitlik 2.2 yardımıyla drenajsız kayma (S_u) dayanımına dönüştürülmüştür. Bu çalışmada motorlu Veyn cihazı ile yükseklik-çap oranı (H/D) 1 olan kesici kullanılmıştır. Yumuşak zeminler ve sert zeminler için ASTM D4648 tarafından önerilen farklı rijitliklere sahip yaylar kullanılmıştır.



Şekil 2.1 Zemin Numunelerinin Plastisite Kartındaki Yerleşimi

$$S_u = \frac{T}{K} \times \beta \quad (2.1)$$

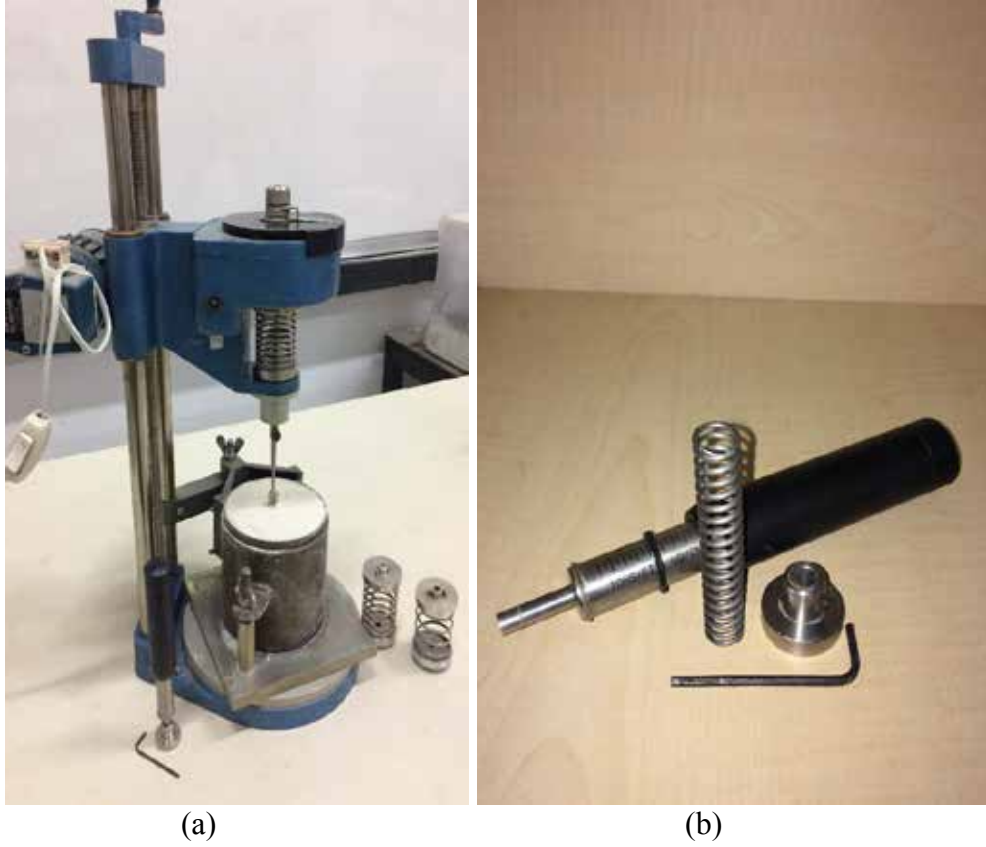
$$K = \frac{\pi D^2 H}{2 \times 10^9} \left[1 + \frac{D}{3H} \right] \quad (2.2)$$

Burada β kalibrasyon faktörü olup moment- yay sapma açısı grafiğinin eğimi olarak kullanılmalıdır. H ve D birimleri milimetre olmak üzere kesme bıçağı yüksekliği ile çapını, T ise deney aletinden okunan momenti temsil etmektedir.

Cep penetrometresi manşon içine yerleştirilmiş bir yay ve bu yayın ucundaki silindir çubuktan meydana gelmektedir (Şekil 2.2b). Silindir çubuğun zemin numunesine yaklaşık 6 mm sürülmesi ile manşon üzerinde drenajsız kayma dayanımı değerinin iki katına denk gelen serbest basınç değeri operatör tarafından okunabilmektedir. Manşon üzerinde okunan penetrometre direncinin drenajsız kayma dayanımına dönüştürülebilmesi için Eşitlik 2.3 kullanılmıştır. Yumuşak zeminlerin drenajsız kayma dayanımı ölçülürken çapı 25.4 mm olan büyük başlık kullanılırken, çapı 6.35 mm olan silindirik çubuk sert zeminlerde kullanılmıştır.

$$q_e = 2S_u \quad (2.3)$$

Drenajsız kayma dayanımının tespiti için yürütülen deneylerde öğütülmüş ve doğal su muhtevası belirlenmiş zemin numuneleri içine kademe kademe su katılmış ve 1 gün desikatörde bekletilerek deneye hazır hale getirilmiştir.



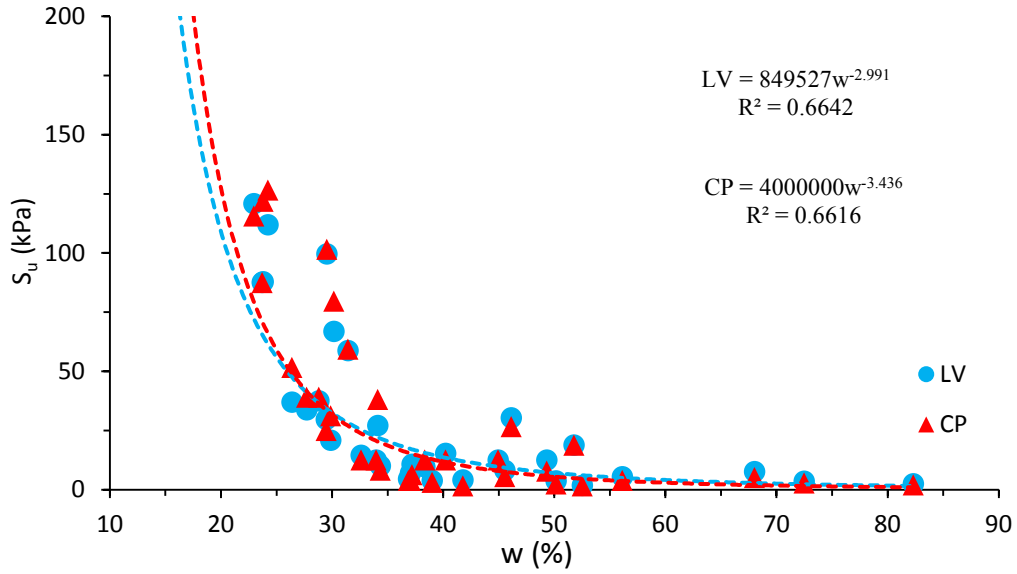
Şekil 2.2 Kullanılan Test Cihazları; (a): Laboratuvar Veyn, (b): Cep Penetrometresi

Proktor kabına yerleştirilen ve yüzeyi tesviyelenen numune üzerinde önce cep penetrometresi ardından laboratuvar Veyn deneyi yapılmıştır. Her test için 3 okuma yapılmış ve drenajsız kayma dayanımı hesaplarında bu 3 deneyin ortalaması alınmıştır. Bu test prosedürü her numune için plastik ve likit limit arasında değişen 5 farklı su muhtevası için tekrar edilmiştir.

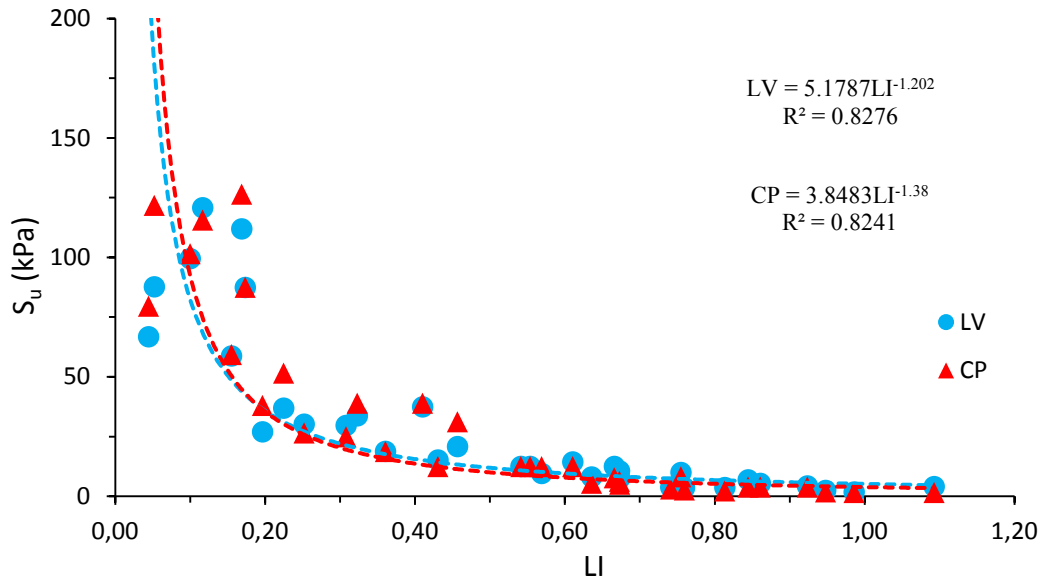
3. DENEY SONUÇLARI

Bu çalışma kapsamında dört adet yüksek plastisiteli (CH) ve üç adet düşük plastisiteli (CL) kil numunesi kullanılmıştır. Her bir numune için plastik limit seviyesinden likit limit seviyesine doğru değişen 5 farklı su muhtevasında 35'er adet Veyn ve cep penetrometresi deneyi yapılmıştır. Deney sonuçları, su muhtevası (w) ve likitite indisine (LI) bağlı olarak grafikleştirilmiştir (Eşitlik 3.1). Cep penetrometresi ve Veyn deneylerinden elde edilen drenajsız kayma dayanımlarının artan su muhtevası ve likitite indisine bağlı olarak değişimleri Şekil 3.1 ve Şekil 3.2 ile gösterilmiştir.

$$LI = \frac{w - PL}{PI} \quad (3.1)$$

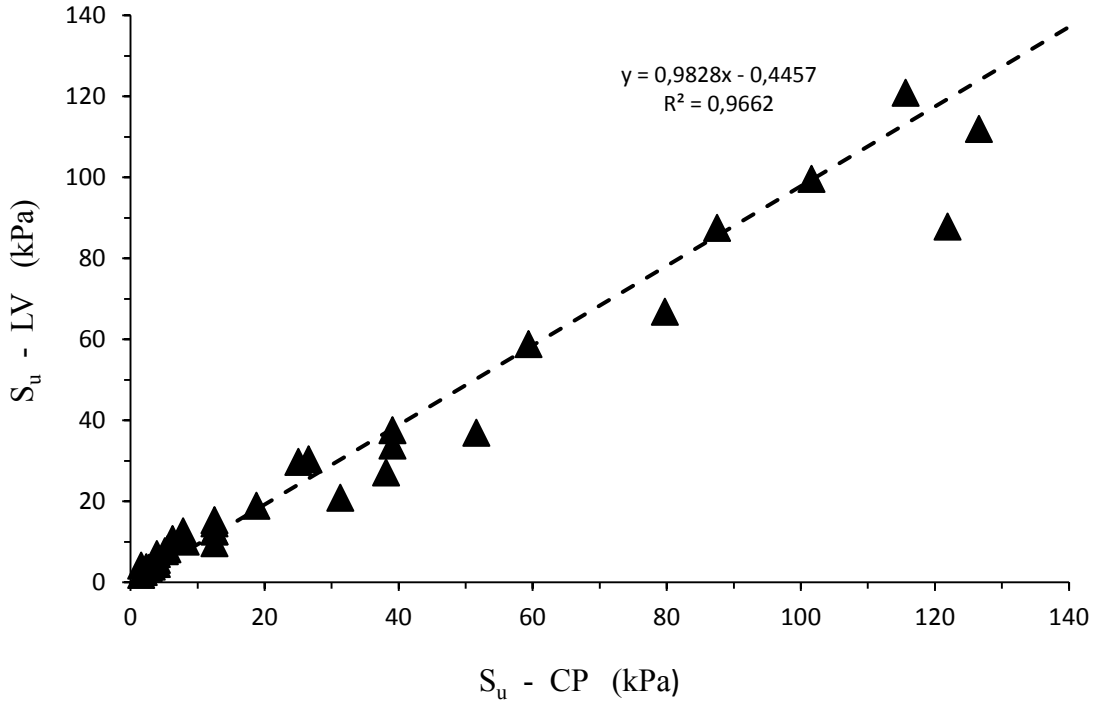


Şekil 3.1 Su Muhtevası –Kayma Dayanımı İlişkisi



Şekil 3.2 Likitite İndisi –Kayma Dayanımı İlişkisi

Deney sonuçlarının dağılımına göre yerleştirilen eğrilerde kayma dayanımı ve su muhtevası arasında üssel bir ilişki olduğu görülmüştür. Dağılıma ait regresyon katsayıları likitite indisine bağlı değişimde daha yüksek bulunmuştur. Her iki deney ile ölçülen dayanımlar arasındaki ilişki Şekil 3.3 ile grafikleştirilmiştir.



Şekil 3.3 Cep Penetrometresi ve Laboratuvar Veyn Deneyi Kayma Dayanımı İlişkisi

4. SONUÇLAR

Cep penetrometresi ve laboratuvar Veyn testleri ile drenajsız kayma dayanımlarının ölçüldüğü bu deney programında; %20 ile %82 arasında değişen 35 farklı su muhtevasında ölçümler yapılmıştır. Yedi farklı zemin numunesi üzerinde yapılan deneylerde, su muhtevası (w) ve likitite indisi (LI) ile drenajsız kayma dayanımı arasındaki ilişki incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda;

- Drenajsız kayma dayanımı ve likitite indisi arasında, su muhtevasına göre oldukça iyi bir ilişki olduğu görülmüştür.
- Cep penetrometresi gerek kullanımı, gerek sonuçlarının hesaplanması açısından oldukça kullanışlı ve hızlı bir test yöntemidir.
- Yumuşak zeminlerin drenajsız kayma dayanımı ölçülürken cep penetrometresinin büyük başlığı kullanılmalıdır.
- Cep penetrometresi ile ölçülen kayma dayanımlarının laboratuvar Veyn testi ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği sonucuna ulaşılmıştır.

5. KAYNAKLAR

ASTM D 4318, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils".

ASTM D 2487, "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes".

ASTM D4648, "Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil".



- Bradford, J.M., Truman, C.C., ve Huang, C. (1992), “Comparison of Three Measures of Resistance of Soil Surface Seals to Raindrop Splash”, Soil Technology, Vol 5, 47-56.
- Gurbuz, A. ve Dincergok, T. (2009), “Long Term Behavior of Staged Construction of a Dam on Soft Clay”, Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1915-1918.
- Tanaka, H. (1994), “Vane Shear Strength of a Japanese Marine Clay and Applicability of Bjerrum’s Correction”, Soils and Foundations, Vol 34, 39-48.
- Zimbone, S.M., Vickers, A., Morgan, R.P.C. ve Vella, P. (1996), “Field investigations of different techniques for measuring surface soil shear strength”, Soil Technology, Vol 9, 101-111.
- Wichmann, K. ve Riehl, A. (1997), “Mechanical properties of waterwork sludges - shear strength”, Water Science and Technology, Vol 36, 43-50.
- Winters, W.J. (2000), “Stress history and geotechnical properties of sediment from the Cape Fear Diapir, Blake Ridge Diapir, and Blake Ridge”, Proceedings of the Ocean Drilling Program, Vol 164, 421-429.
- Howard, I.L. ve Badran, W.H. (2011), “Comparison of Hand Held Gage and Unconfined Compression Results in Low Strength Cementitious Stabilized Materials”, American Society of Civil Engineers, 2574-2583.
- Gruchot A. ve Zydron T. (2016), “Impact Of A Test Method On The Undrained Shear Strength of a Chosen Fly Ash”, Journal of Ecological Engineering, Vol 17, 41-49.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

GRANÜLER ZEMİNLER İÇİN ÖRSELENMEMİŞ NUMUNE ALMA YÖNTEMİ

AN UNDISTURBED SAMPLING METHOD FOR GRANULAR SOILS

Burak EVİRGEN¹

ABSTRACT

Undisturbed samples are required in order to determine the natural parameters of soils. Although this type of samples are taken from cohesive soils through the instrument of Shelby tubes, this process is not possible for high amount of granular grain containing soils. For this reason, a new method having favorable evaluation report from international patent offices is presented within this study, which enables undisturbed sampling from granular soils via artificial ground freezing method. The water phase of poorly graded gravelly soil was frozen by the circulation of freezing fluid throughout nickel-plated copper pipes, then cylinder samples were taken by core barrel and subjected to unconfined compression tests in the laboratory. After this step which simulates the worst case in terms of disturbance, unconfined compression tests were subjected to the molded and frozen specimens with minimum degradation for the best scenario, too. As a result, the strength of the samples, with a minimum degradation due to the keeping inside the reservoir with sudden cooling capacity, reached to the level of 1560.00 kPa, while the strength of the core samples remained at 270.00 kPa level which were exposed to high levels of disturbance and representing the worst condition. Aforementioned difference around 5.80-fold is caused from the lack of fine material inside the soil composition and the difference in freezing systematic. In addition, wall thickness of core barrel, speed of coring and boundary conditions also have a direct effect on the proposed sampling method.

Keywords: Disturbance, Artificial Ground Freezing, Sampler, Patent

ÖZET

Zeminlere ait doğal parametrelerin belirlenmesi için örselenmemiş numunelere ihtiyaç duyulmaktadır. Kohezyonlu zeminlerden ince cidarlı tüpler yardımıyla bu tip numuneler alınmasına rağmen, yüksek oranda granüler dane içeren zeminlerde bu işlem pek mümkün olmamaktadır. Bu yüzden çalışma kapsamında yapay zemin dondurma yöntemi sayesinde granüler zeminlerden örselenmemiş numune alınmasına olanak sağlayan ve uluslararası patent ofislerinden olumlu rapor almış yeni bir yöntem sunulmuştur. Laboratuvar ortamında nikelajlı bakır borulardan dondurucu akışkan dolaştırılarak kötü derecelenmiş çakıllı zemindeki su fazı dondurulmuş, sonrasında karotiyer vasıtasıyla silindir numuneler

¹ Dr. Öğr. Üyesi, Eskişehir Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, burakevirgen@eskisehir.edu.tr



alınmış ve serbest basınç deneyine tabii tutulmuştur. Örselenme açısından en kötü durumu örnekleyen bu aşamanın ardından, en iyi senaryo için minimum örselenme ile kalıplanıp dondurulan numunelere de ayrıca serbest basınç deneyi uygulanmıştır. Sonuç olarak yüksek oranda örselenmeye maruz kalan ve en kötü durumu temsil eden karot numunelerinin dayanımı 270,00 kPa mertebelerinde kalırken, ani soğutma kapasitesine sahip haznede bekletilen ve minimum örselenmeye sahip numunelerin dayanımı 1560,00 kPa seviyelerine ulaşmıştır. Söz konusu 5,80 katlık değişim zemin bileşimindeki ince malzeme yetersizliği ve dondurma sistematığı farklılığından kaynaklanmaktadır. Ayrıca karotiyer cidar kalınlığı, karotiyer devir hızı ve sınır koşullarının da önerilen numune alma yöntemine direkt etkisi bulunmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Örselenme, Yapay Zemin Dondurma, Numune Alıcı, Patent

1. GİRİŞ

Geoteknik proje raporlarının hazırlanabilmesi için ilk aşama niteliğinde olan zemin araştırması, doğal zemin tabakalarından alınan numuneler üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri veya arazi deneyleri sayesinde yapılmaktadır. Laboratuvar deneyleri için gerekli olan örselenmiş ve örselenmemiş numunelerin temini amacıyla dünya genelinde ön plana çıkan iki temel numune alma yöntemi bulunmaktadır. Bunlardan ilki hem zemin tabakalarının dayanımına ilişkin bilgi veren bir arazi deneyi olan hem de elek analizi, hidrometre analizi, kıvam limit deneyleri ve özgül ağırlık gibi deneylerin yapımına olanak sağlayan ve yarık tüp (split spoon sampler) olarak nitelenen örselenmemiş numune alıcısını içeren standart penetrasyon deneyi (SPT)'dir. Diğer genel geçer numune alıcı ise ince cidarlı çelikten üretilen Shelby tüpüdür. SPT'de kullanılan şahmerdanın aksine Shelby tüpü ile numune alımı sırasında herhangi bir harici kuvvet uygulanmadan tüp zemin içerisine itilmektedir. Bunlara ek olarak yüzeye yakın tabakalarda açılan gözlem çukurlarından da numune alınabilmektedir. Ancak genel itibarıyla numune alıcıların tümü içeriğinde ince dane oranı baskın olan kohezyonlu zeminlerden örselenmemiş numune alınmasına olanak sağlamaktadır. İçeriğinde yeterince bağlayıcı malzeme bulunmayan, diğer bir deyişle kil içeriği az veya hiç olmayan kumlu - çakıllı zeminlerde ise kabul görmüş bir örselenmemiş numune alma metodu bulunmamaktadır. Bu yüzden granüler zeminlerde ihtiyaç duyulan deneyler örselenmiş numuneler kullanılarak laboratuvar ortamında bazı kabullerle yeniden hazırlanan numunelerle yapılmaktadır. Örneğin, üç eksenli basınç deneyi öncesinde vakum yardımıyla kimi zorluklarla teşkil edilen granüler yapı, sonrasında hücre basıncı ile desteklenerek danelerin birbirlerini taşıması sağlanmaktadır. Dolayısıyla bu şekilde üretilen granüler numuneler üzerinde yapılan deneylerin gerçek değerlerden saptığı bilinmektedir. Böylece daha yüksek güvenlik sayıları kullanılarak aşırı tasarımlar yapılmakta olup gereğinden fazla maliyetler ortaya çıkmaktadır. Diğer taraftan kendini taşıyamayan bu tip zeminlerde doğal olarak standart tek eksenli basınç deneyi de gerçekleştirilememektedir.

Doğal ortamdan numune alma sürecinde karşılaşılan en önemli sorun ise örselenmedir. Numunenin doğal şartlarından ne ölçüde farklılık gösterdiğinin bir ifadesi olan "örselenme"; yüzde cinsinden örselenmiş alanın toplam alana oranını veren eşitlikle ifade edilmektedir (Das, 2011). Alan oranı %10,00 veya daha az olan numuneler genellikle örselenmemiş kabul edilmektedir. Dolayısıyla hangi tip zemin olursa olsun numune alımı sırasında herhangi bir tüp kullanılıyor ise örselenme olgusu kaçınılmazdır. Numune alma



işlemi sürecinde gerçekleşen örselenme birçok faktöre bağlıdır. Bunlardan bazıları kuyuda gerçekleştirilen delgi sırasında zemin koşullarının değişmesi, numune alıcı tüpün penetrasyonu ve zemin yüzeyine çıkarılması, tüp içerisindeki su muhtevasının yeniden dağılımı, numunenin tüpten çıkarılması, kuruma veya su basıncının değişmesi, laboratuvar deneyleri için numunenin kesilip hazırlanmasıdır (Baligh vd., 1987). Bunlara ek olarak kilin hassasiyeti de örselenme sonucunda mekanik özelliklerdeki değişimi etkileyen faktörlerdendir (Allı ve Totiç, 2015).

Literatürde bulunan çalışmalar incelendiğinde örselenmemiş numune alma işleminin kohezyonlu zeminlerde yoğunlaştığı görülmektedir. La Rochelle vd. (1981) tarafından numune alma işleminin killerde göçmeye varan seviyede bir bozulma oluşturabileceği vurgulanarak sınır koşul teorisine göre analiz edilmesi gerektiği belirtilmiştir. Bu doğrultuda numune kalitesini arttırmaya yönelik ve aynı zamanda emme davranışını ortadan kaldıran, pistonu ihtiyaç duymayan 200,00 mm'lik büyük boyutlu bir numune alıcı geliştirilmiştir. Baligh vd. (1987) suya doygun killerde derin tabakalardan alınan tüp numuneleri için minimum örselenmenin sağlanabilmesi amacıyla ideal numune alma yaklaşımını önermişlerdir. Penetrasyona bağlı tüp örselenmesini kapsayan bu yaklaşım gerilme izi metoduna dayanmaktadır. Pistonlu numune alıcıların yol açtığı örselenmenin özellikle düşük plastisiteli killerde olumsuz sonuçlar doğurduğunu belirten Lunne vd. (1997), Sherbrooke blok numune alıcı kullanarak 22,00 m derinlikten başarıyla doğal numuneler almışlardır. Yine benzer yöntemle alınan paralel blok numunelerinin, kaliteli pistonlu tüp numune alıcı (ince cidar ve keskin kenara sahip) ile alınan numunelerle karşılaştırıldığı çalışmada ise siltli zeminler için yakın mekanik değerler elde edilmiştir (Carroll ve Long, 2017). Desai (2016) tarafından örselenme sonucunda elastik, plastik ve sünme birim şekil değiştirmeleri, hacim değişimi, göçmeye sebep olan mikro çatlak oluşumu, sıvılaşma veya dayanım artışı gibi birçok zemin karakteristiği değişiminin meydana gelebileceği belirtilmiştir. Bu yüzden farklı zemin tipleri ve ara yüzeyleri için “örselenmiş durum kavramı” olarak adlandırılan yöntemi geliştirmiştir. Konu itibarıyla genellikle eski tarihli yayınlarla karşılaşılmakta olup mevcut çalışmalarda önerilen numune alıcılar günümüzde de kullanılan ve ancak sadece ince daneli zeminler için geçerli olan yöntemlerdir. Bunlara ek olarak sıvılaşma riski içeren ince daneli granüler zeminlerden örselenmemiş numune alabilmek amacıyla Kim vd. (2018) hem laboratuvar ölçeğinde hem de arazi uygulamasında doğrulanmış ve sıvı nitrojen dolaşımı prensibine dayanan kullanışlı bir dondurma sistemi geliştirmişlerdir.

Çalışma kapsamında özellikle granüler zeminler için önerilen ve fakat tüm zemin tipleri için kullanılabilecek yöntem ise yapay zemin dondurma prensibine dayanmaktadır. Bu doğrultuda yapılan patent taramalarında genellikle gaz hidrat, hidrokarbon veya yer altı suyundan numune alınması için tasarlanmış, detayları ve dondurucu akışkanı farklı buluşlarla karşılaşılmıştır. Bul Madencilik (2001) tarafından kanatlı ve ısıl monitörlü borular ile zeminin dondurulmasının ardından test numunesinin çıkarılmaya uygun şartları sağlayıp sağlamadığının belirlenmesi amacı ile kullanılan bir gözlem metodu geliştirilmiştir. Chen vd. (2013) tarafından kuyu tabanının dondurulması sonucu karot delgisi ile karot alma metodunu içeren ve dondurucu olarak sıvı nitrojen kullanılan bir buluş sunulmuştur. Sun vd. (2015) benzer bir uygulamaya sıvı nitrojen depolama tankını adapte etmişlerdir. Ayrıca çalışma prensibi açısından oldukça detaylı yapılara sahip olan ve zaten donmuş halde bulunan gaz hidrat veya hidrokarbon numunelerinin stabilizasyonunu sağlayan patentlere ek olarak akifer sedimentler ile yeraltı suyu bulunan bölgelerde numune alma amaçlı kullanılan veya hidrolik basınçlı soğutma sistemi içeren patentler de



bulunmaktadır (McGuire ve Barraclough, 1983; Sun vd., 2011; Peng vd., 2013; Van Geen vd., 2014). Söz konusu buluşların detayları incelendiğinde arazi uygulamasında zeminler için kullanımının söz konusu olamayacağı görülmektedir.

2. PATENT KAVRAMI

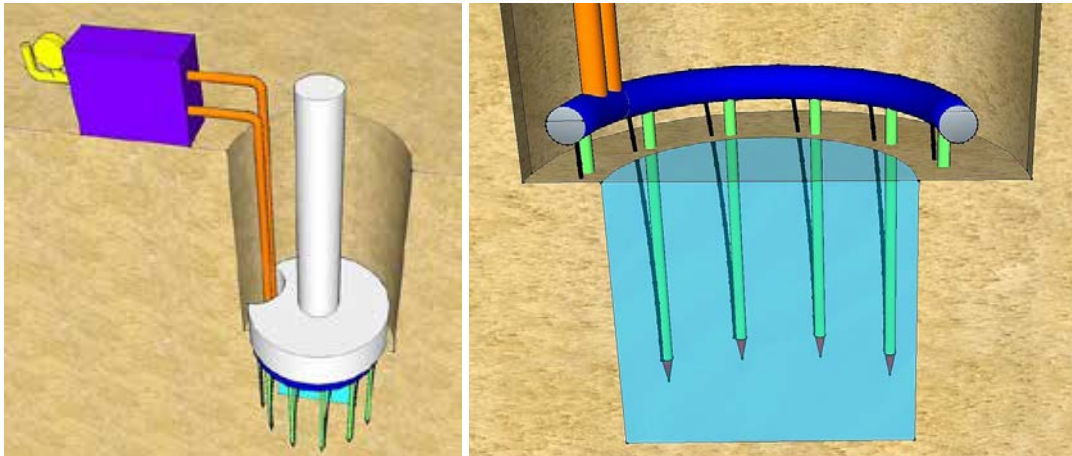
Bilimsel bir alanda mevcut tekniklere kıyasla yeni bir cihaz, sistem, bileşim, içerik, karışım, yöntem veya kullanım içeren her türlü buluşun kime ait olduğunu gösteren belge “patent” terimi ile ifade edilmektedir. Fransızca kökenli olan bu terim Türk Dil Kurumu’na göre “buluş belgesi” veya “uyruğunu belirten belge” biçiminde tanımlanmaktadır. Bir buluşun patent alabilmesi için yenilik (novelty), buluş basamağı (inventive step) ve sanayiye uygulanabilirlik (industrial applicability) başlıklarının tümünde kayda değer gelişme sağlamakla birlikte Uluslararası Patent Ofislerinden (The Patent Cooperation Treaty - PCT, European Patent - EP veya diğer) olumlu değerlendirme raporu almış olması gerekmektedir. Başvuru sürecinde en önemli nokta buluşun daha önce herhangi bir ortamda yayınlanmamış olmasıdır. Kabul gören genel başvuru yöntemi ise ilk olarak Türk Patent ve Marka Kurumu’na ulusal patent başvurusunun yapıp olumlu araştırma raporu geldikten sonra uluslararası başvurunun yapılması yönündedir. Ancak 12 aylık rüçhan süresi içerisinde rapor gelmediği takdirde direkt uluslararası başvuruya geçilebilir. Ön değerlendirmeden geçen başvurulara itiraz sürecinde WIPO (World Intellectual Property Organization) veya Google Patents gibi veri tabanlarından ulaşılabilmektedir. Uluslararası patent ofislerinden olumlu araştırma raporu gelmesinin ardından bir süre askıda (pending stage) bekleyen başvuru daha sonra başvuran tüzel veya gerçek kişiler adına onaylanmaktadır (granted stage).

Türkiye’de binlerce akademik yayın yapıyor olmasına rağmen teknolojik alanda neden kısır kaldığına dair bir inceleme yapılırsa hiç şüphesiz ülkemizde patent bilincinin olmadığı sonucuna varılacaktır. Patent hususunda verilebilecek en güzel örnek Japonya’dır. 1885 yılından 1902 yılına kadarki 17 yıllık süreçte Japonya’da mevcut patent sayısı 4.817 iken bu dönemde Amerika’nın 27.136, İngiltere’nin 13.714, Fransa’nın 12.026 ve Almanya’nın 10.610 patenti vardır (Ortaç, 2005). İkinci Dünya Savaşı sırasında neredeyse tükenme seviyesinde ciddi biçimde zarar gören Japonya’nın inanılmaz bir atılımla cari fazla veren ülke konumuna yükselmesinde patentlerin ciddi bir rolü bulunmaktadır. Zira güncel WIPO (2018) verilerine göre yıllık toplam 22.615 patent başvurusu bulunmaktadır. Yine 1 milyonluk nüfus başına düşen patent başvuru sayısını içeren bu istatistiğe göre 8 milyon 283 bin nüfusa sahip İsviçre 955.9/milyon oranla ilk sırada yer almaktadır. Türk Patent ve Marka Kurumu’nun yıllık istatistiklerine (2018) göre ise 2018 yılında 7.114 yerli başvuru yapılırken bunlardan ancak 235 adedi için PCT ve EP başvurusu yapılmıştır. Ortalama 82 milyonluk Türkiye nüfusu göz önüne alındığında İsviçre seviyesine ulaşabilmemiz için toplam 78.384 patent başvuru yapmamız gerekmektedir. Aslında patent bilinci aşılandığında üniversitelerde yapılan ve patente konu olabilecek teknolojilerin yanı sıra sanayide ustaların başarıyla gerçekleştirdiği buluş niteliğine sahip binlerce yenilik bulunduğu dikkate alınır, bu seviyelerin hiç de zor olmadığı ortaya çıkacaktır. Diğer taraftan dünya teknoloji piyasasını elinde tutan ve pazar değeri açısından önde gelen Siemens, Huawei ve Samsung firmaları toplam 7.427 patent başvurusu ile ilk 3’te yer almaktadır (WIPO, 2018). Dolayısıyla ülkeleri ileri taşıyan öncü faktör, devlet kurumlarının başvurusundan ziyade kurumların patent gelirleri ile markalaşması yönündedir.

Kısacası günlük yaşantımızda karşılaştığımız birçok alanda farklı bakış açısı ile ortaya çıkarabileceğimiz bireysel patent fikirleri bulunmaktadır. Bu doğrultuda söz konusu çalışma kapsamında ulusal ve uluslararası patent ofislerinden olumlu rapor alınmış “Granüler zeminler için örselenmemiş numune alıcı” başlıklı patent ve buna ilişkin yapılan deneysel laboratuvar çalışması sunulmuştur.

3. ÖNERİLEN NUMUNE ALMA YÖNTEMİ

Çalışma kapsamında sunulan buluş, geoteknik mühendisliği alanında yapay zemin dondurma sistemi ile granüler zeminlerden örselenmemiş numune alınmasına olanak sağlayan numune alıcı ile ilgilidir (Evirgen, 2017). Dondurucu akışkan olarak gaz dolaşımının kullanılması, soğutma sisteminin basit buzdolabı - klima prensibine dayanması, istenilen sondaj derinliğine kolaylıkla inilip orada dondurma işleminin uygulanabilmesi ve karot işlemi için sadece sondaj makinelerinde bulunan karot takımının kullanılması bu buluşun mevcut buluşlardan farkları olarak sıralanabilir. Ayrıca su muhtevası içeren her tip zeminde kullanılabilir. Fakat öncelikli kullanım alanı granüler zeminlerdir. Çünkü bu hususta ön plana çıkan bir numune alıcı bulunmamaktadır. Diğer taraftan temel amacı zemini soğutmak olan soğutucu gaz, dolaylı olarak ekipmanların ve karotiyerin ısınmasını da engellemektedir. Yapay zemin dondurma işlemi sonrasında Şekil 1’de açık mavi renk ile belirtilen donmuş alandan karot alınabilmektedir.



Şekil 1. Sistemin Çalışma Prensibi

Şekil 2’de detayları verilen patente ilişkin bileşenler aşağıda kısaca tanımlanmıştır.

Soğutma ünitesi (110): Kompresör, kondanser (yoğuşturucu), drayer (filtre), ve evaporatör (buharlaştırıcı) bölümlerini içermektedir. Soğutma ünitesi içerisinde yoğunlaştırılarak sıcaklığı düşürülen soğutucu akışkan, gaz iletim borularına gönderilmektedir.

Basınç sensörü (111) ve gaz vanası (112): Gaz vanası, numune alımı öncesinde sisteme soğutucu gaz eklenmesi veya sistemin sökülmesinden önce dolaşan gazın tahliyesinin yapılmasını sağlamaktadır. Ayrıca gaz basıncını gösteren basınç sensörü de bulunmaktadır.

Gaz iletim borusu (113): Gaz iletim boruları, soğutma ünitesinden çıkan soğutulmuş akışkanın gaz dağıtım çemberine iletilmesini ve gaz dağıtım çemberinden gelen ısınmış akışkanın tekrar soğutma ünitesine iletilmesini sağlayan borulardır.

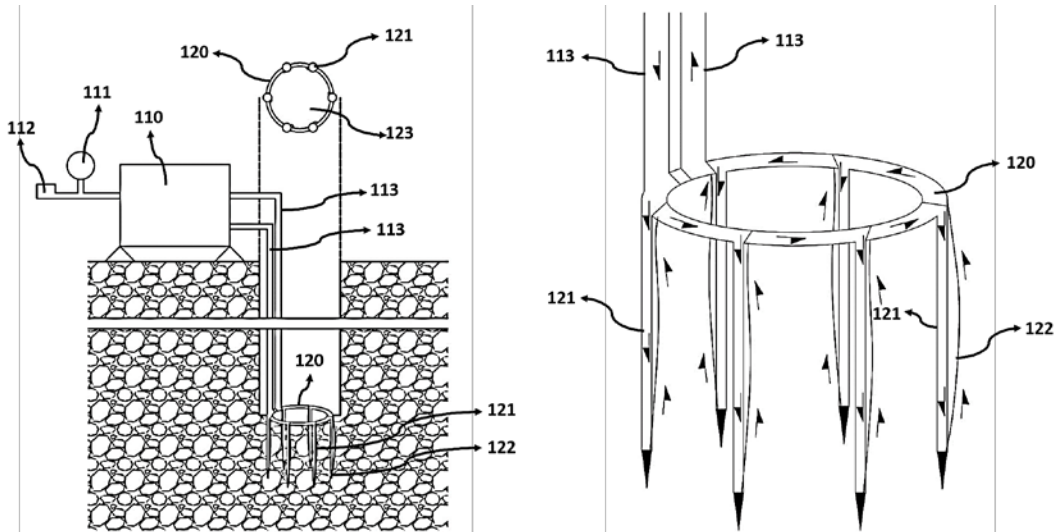
Gaz dağıtım çemberi (120): Gaz dağıtım çemberi, çarıklı uç borularının zemine sabitlenmesi sürecinde yeterince dayanıma sahip olması gerektiğinden, yeterli debide

akışkan iletimini sağlayacak çapta içi boş paslanmaz çelikten üretilmektedir. Soğutulmuş akışkan gaz dağıtım çemberinin giriş kısmından çarıklı uç borularına iletilmektedir.

Çarıklı uç borusu (121) ve uç bağlantı kılcalı (122): Çarıklı uç boruları, yeterli cidar kalınlığına sahip içi boş paslanmaz çelikten mamul boruların uç kısımlarına içi dolu konik metallerin sabitlenmesi ile elde edilmektedir. Çarıklı uç borularında ısınan ve tamamen gaz hale dönüşen akışkan uç bağlantı kılcalları ile gaz dağıtım çemberine iletilmektedir.

Karot boşluğu (123): Dondurma işlemi sonucunda karotiyer ile numune alınacak net donmuş bölge olarak tanımlanmaktadır.

Yerleştirme aparatı (130): Yerleştirme aparatı, gaz dağıtım çemberi ve buna bağlantılı çarıklı uç borularını sondaj deliğinde istenilen derinliğe itmek için kullanılmaktadır. Uç kısmı yeterli mukavemete sahip rijit dairesel çelik plakadan üretilen yerleştirme aparatının, diğer kısmı da sondaj makinesi tijine sabitlenmek için uygun dişli biçiminde üretilmektedir. Çarıklı uç boruları istenilen derinliğe indirildikten sonra yerleştirme aparatı kuyudan çıkarılmaktadır. Bu sayede ön kısmı açılan karot boşluğundan donma sonrasında karotiyerle numune alınmaktadır.



Şekil 2. Buluş Konusu Sistemin Genel Görüntüsü ve Buluş Konusu Sistemin Gaz Dağıtım Mekanizması (Evirgen vd., 2016; 2018)

Her ne kadar önerilen yöntem granüler malzemelerden mümkün olduğu kadar az oranda örselenme sağlayarak numune alımını sağlasa da, zeminin donması sırasındaki hacim artışı ve donmuş zeminden karot alınması işlemi kesicinin sebep olduğu sarsıntı kısmen örselenmeye neden olmaktadır.

4. DENEYSEL MODELLEME

Önerilen numune alma yönteminin uygulanabilirliğini değerlendirmek amacıyla laboratuvar ortamında yapay zemin dondurma yöntemi uygulanarak tamamen suya doymuş çakıllı zeminden karotlar alınmıştır. Ayrıca aşırı derece örselenmeye maruz bırakılan ve en kötü senaryoyu içeren karot numuneleri ile minimum örselenme uygulanarak hassas

biçimde kalıplanarak dondurulmuş numunelerin serbest basınç dayanımları karşılaştırılmıştır.

4.1. Zemin Özellikleri

Yüksek oranda örselenmenin meydana gelebilmesi için deneylerde kötü derecelenmiş çakıl kullanılmıştır. Tek tip gradasyona sahip zemin içerisindeki çakıl, kum ve ince malzeme miktarları sırasıyla %94,60, %5,20 ve %0,80'dir. Gerçekleştirilen elek analizi sonucunda gradasyon katsayısı (C_u) 1,65 hesaplanırken, eğrilik katsayısı (C_c) 0,89 bulunmuştur. Dane özgül ağırlığı ise 2,54'tür.

4.2. Yapay Zemin Dondurma Sistemi ile Numune Hazırlama

DeneySEL modelleme sürecinde bir kenarı 50,0 cm uzunluğa sahip küp pvc hücre, çakıl tipi zemin ile doldurulup zemin yüzeyine kadar su eklenmiştir. Dondurma aşamasında Evirgen ve Tuncan (2019) tarafından geliştirilen ve mono etilen glikol dolaşımı sayesinde -40,00 °C soğutma kapasitesine sahip cihaz kullanılmıştır (Şekil 3). Bu sistemde nikel tank içerisinde ana motor ve besleme motoru ile soğutulan akışkan, difüzyon pompa vasıtasıyla dondurucu borulara basılmaktadır. Böylece boru çevresindeki zemin istenilen sıcaklığa düşürülerek dondurulmaktadır. Hücredeki zeminin dondurulabilmesi için 4 adet 60,0 cm uzunluğunda nikelajlı ve çift cidarlı bakır boru yerleştirilmiş olup -25,00 °C hazne sıcaklığında etilen glikol sisteme basılmıştır. 3 farklı kritik bölgeden termometre ile sıcaklıklar alınmıştır. Dış çevreden gelen sıcaklığın yalıtımı için 5,00 cm kalınlığında köpük kullanılmıştır. Fakat oda sıcaklığının yüksek olması ve çakıllı zeminde çalışıldığından dolayı 4 gün sonunda ancak -15,00 °C'ye ulaşılabilmektedir. Sonrasında donmuş zeminden 7,5 cm çapında 3 adet karot numunesi alınmıştır.



Şekil 3. Yapay Zemin Dondurma ve Karot Alma İşlemleri

4.3. CDF/CIF Cihazı ile Numune Hazırlama

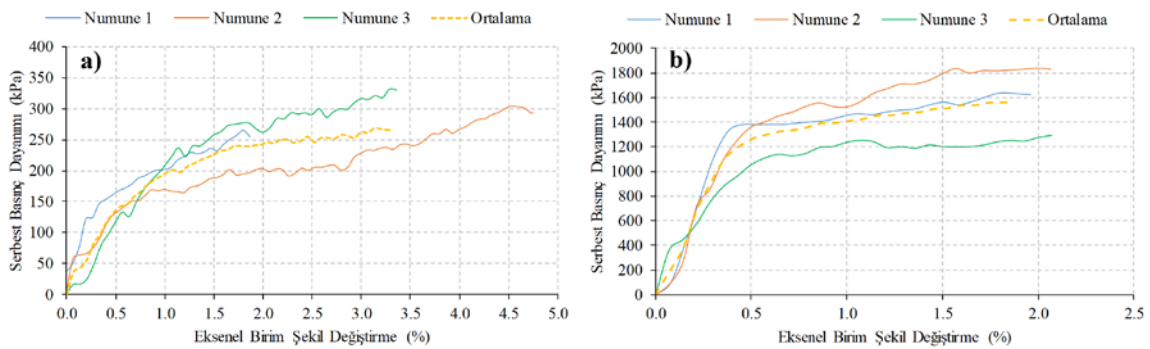
Arazideki doğal şartlara en yakın numunelerin elde edilebilmesi amacıyla en iyi şartları temsil eden ve minimum örselenme içeren kalıplanmış numuneler CDF/CIF donma - çözülme cihazı içerisinde bulunan haznelerde dondurulmuştur. 7,00 cm çapında ve 14,00 cm yüksekliğinde 3 adet numune hazırlanmış ve tamamen suya doymun hale getirilmiştir. Yapay zemin dondurma sisteminde 4 günün sonunda ancak ulaşılan -15,00 °C minimum sıcaklık kabul edilerek 1 gün ön dondurma süresi ve ardından 3 gün dondurma süresi uygulanmıştır. Numunelerin donmasının ardından üst yüzey taşlanarak düzlenmiş ve numune çıkarıcı ile kalıptan çıkarılmıştır (Şekil 4). Böylece çevresel etkiler ve örselenme en aza indirgenmiştir.



Şekil 4. Doğal Koşullarda Numune Hazırlama İşlemi

5. DENEY SONUÇLARI

Örselenmiş karot numuneleri ve örselenmemiş CDF numunelerine ait serbest basınç deneyi sonuçları Şekil 5'te verilmiştir. Örselenmiş numunelerde özellikle birim şekil değiştirme açısından %1,80 ile %4,70 arasında değişen ciddi bir fark görülmektedir. Örselenmemiş numunelerde ise %2,00 seviyelerinde stabil sonuçlar elde edilmiştir. Diğer taraftan örselenmiş ve örselenmemiş numunelerin ortalama serbest basınç dayanımları sırasıyla 270,0 kPa ve 1560,0 kPa mertebelerindedir. Yaklaşık 5,80 katlık bu dayanım farkı 4 temel sebeple açıklanabilir (Evirgen, 2017). Birincisi ince malzeme oranının yetersizliğine bağlı olarak numune içerisinde kohezyon oluşmaması durumunda karot alımı sırasında meydana gelen aşırı örselenmedir. İkincisi CDF/CIF donma çözülme cihazındaki numuneler aniden -15,00 °C sıcaklığa düşen haznede 4 gün boyunca dıştan içe donma işlemine maruz bırakılmıştır. Yapay zemin dondurma sisteminde ise boru merkezlerinden dışa doğru gerçekleştirilen dondurma işleminde ise ortam sıcaklığının yüksek olması ve çakıllı zeminlerdeki yüksek geçirgenlik sebebi ile 4 gün sonunda ancak istenilen sıcaklığa düşülebilmektedir. Üçüncü sebep granüler malzeme arasındaki boşlukların tamamen su ile dolu olmasıdır. Hücre içerisindeki su fazının donma sonrası serbestçe hacim değişikliğine izin verilirken, kalıplanan numunelerde yanal hacim değişikliği engellenmiştir. Dördüncü sebep ise karot alınırken kesme işlemi sırasında ortaya çıkan ısıya bağlı dayanım kaybıdır. Dolayısıyla bu 4 koşulda göre numunelerde gözlenen dayanım farkı normaldir.



Şekil 5. Serbest Basınç Deneyi Sonuçları, a) Karot Numuneleri, b) CDF Numuneleri

Donmuş numunelerin deney sonu göçme modları Şekil 6'da verilmiştir. Burada numuneler arasındaki örselenme farkı açıkça görülmektedir. Karot ile alınan ilk iki numunenin dış hatlarının düzensiz olması gerilme dağılımının yüzeyden ziyade lokal noktalarda yoğunlaşmasına sebep olmaktadır. Böylece yükleme başlıklarında pürüzlüğü bozan daneler, numunenin nihai dayanımına ulaşmadan göçmesine yol açmaktadır. Örselenmeye maruz kalmayan diğer iki numunede ise hem kalıplama hem de başlıkların taşlanarak düzlenmesinden dolayı gerilme dağılımı mümkün olduğunca homojendir.



Şekil 6. Deney Sonu Numuneler

6. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında arazideki granüler zeminlerden doğal şartlarda en az örselenme ile numune alabilmek için yapay zemin dondurma metodu kullanılarak yeni bir yöntem önerilmiştir. Önerilen metot ile alınan karot numuneleri pratikte en uygun donmanın sağlandığı numuneler ile karşılaştırılmıştır. Serbest basınç deneyi sonuçlarına göre en kötü durumu temsil eden örselenmiş karot numuneleri ile en iyi durumu örnekleyen örselenmemiş kalıplanan numuneler arasında yaklaşık 5,80 katlık ciddi bir fark ortaya çıkmıştır. Bu durum ince malzeme yetersizliği, donma sistematığındeki farklılık, hacim değişimi kısıtlaması ve karot alınırken meydana gelen ısıdan kaynaklanmaktadır. Ayrıca karot alım işleminde kullanılan karotiyer özellikleri, kesim sırasındaki devir ve penetrasyon hızı da örselenmeyi direkt olarak etkilemektedir.

Önerilen yöntemde en kötü koşullarda bile başarıyla granüler numune alınabilmesine rağmen farklı ince dane oranlarında mekanik özelliklerdeki sayısal değişimin araştırılması ve güvenlik sayılarının sunulması gerekmektedir. Diğer taraftan örselenmeyi en aza indirgeyen tüm şartlar sağlansa bile donma sürecinde suyun buz formuna dönüşmesi %9,00'luk bir hacim artışına neden olmaktadır. Zemin içerisinde ise bu artış oranı %6,00 seviyelerindedir. Dolayısıyla kısmi suya doymuş zeminlerde hacim artışı boşluklarda sönümlenirken, tamamen suya doymuş zeminlerde bir miktar örselenme kaçınılmazdır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Anadolu Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyonu tarafından kabul edilen 1403F079 numaralı proje kapsamında desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- Allı, S. ve Totiç, E. (2015), “Örselenmiş ve Örselenmemiş Killi Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti, Bartın Üniversitesi Kutlubey Yazıcılar Kampüsü”, Bartın Üniversitesi Mühendislik ve Teknoloji Bilimleri Dergisi, Vol 3, 37-41.
- Baligh, M.M., Azzouz, A.S. and Chin, C.T. (1987), “Disturbances Due to “Ideal” Tube Sampling”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 113, 739-757.
- Bul Madencilik (Bul Bergbausanterung und Lands), (2001), “Ground Sampling Method Uses Freezing Lance Takes Sample From Bottom of Prebore Avoids Distortion”, Germany Patent No: DE19940572A1.



- Carroll, R. and Long, M. (2017), “Sample Disturbance Effects in Silt”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 143, 04017061.
- Chen, C., Guo, W., Jia, R., Li, G., Sun, Y., Xue, J. and Zhao, J., (2013), “Hole bottom Freezing Cord Coring Drill and Coring Method Thereof”, China Patent No: CN101864916A.
- Das, B.M. (2011), “Principles of Foundation Engineering”, 7th edition, Cengage Learning.
- Desai, C.S. (2016), “Disturbed State Concept as Unified Constitutive Modeling Approach”, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol 8, 277-293.
- Evirgen, B., Tuncan, M. ve Tuncan, A., (2016), “Granüler Zeminler için Örselememeş Numune Alıcı”, TPE Referans No: 15602/55.
- Evirgen, B., (2017), “Geoteknik Mühendisliği Açısından Taşıma Kapasitesi ve Kayma Potansiyelinin Yeni Nesil Uygulamalarla Değerlendirilmesi”, Doktora Tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.
- Evirgen, B., Tuncan, M. and Tuncan, A., (2018), “Undisturbed Sampler for Granular Soil”, International Application No: WO2018208252A2.
- Evirgen, B. and Tuncan, M., (2019), “A Physical Soil Freezing Model for Laboratory Applications”, Cold Regions Science and Technology, Vol 159, 29-39.
- Kim, Y., Hwang, B. and Cho, W., (2018), “Development of Ground Freezing System for Undisturbed Sampling of Granular Soils”, Advances in Civil Engineering, Vol 2018, ID 1541747.
- La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M. and Leroueil, S. (1981), “Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils”, Canadian Geotechnical Journal, Vol 18, 52-66.
- Lunne, T., Berre, T. and Strandvik, S. (1997), “Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay”, Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanic, Rio de Janeiro, Brazil, 81-102.
- McGuire, P.L. and Barraclough, B.L., (1983), “Method and Apparatus for Recovering Unstable Cores”, United States Patent No: US4371045A.
- Ortaç, M. (2005), “20. Yüzyılın İlk Yarısında Japon Sanayisinde Ar-Ge Çalışmaları”, Yüksek Lisans Tezi, Ankara Üniversitesi, Sosyal Bilimler Enstitüsü, Ankara.
- Peng, Y., Luo, Y., He, H., Willing, H. and Yin, Y., (2013), “Hydraulic Down-Hole Refrigerator”, China Patent No: CN102494428A.
- Sun, Y., Guo, W., Chistyakov, V.K., Chen, C., Zhang, Z. and Xue, J., (2011), “Sampling Method and Sampler for Gas Hydrates by Hole Bottom Freezing”, United States Patent No: US8074739B2.
- Sun, Y., Jia, R., Wang, Y., Li, B., Liu, H., Liu, W. and Xue, J., (2015), “Liquid Nitrogen Hole Bottom Freezing Rope Core Drilling Tool and Coring Method”, China Patent No: CN102943641A.
- Türk Patent ve Marka Kurumu (2018), “Patent Başvurularının Yıllara Göre Dağılımı”, Erişim Linki: www.turkpatent.gov.tr/TURKPATENT/statistics/.
- Van Geen, A., Bostick, B. and Manning, C., (2014), “Peltier Freeze-Shoe Sampler to Recover Aquifer Sediment and Groundwater”, United States Patent No: US20120167698A1.



TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
UCTEA TURKISH CHAMBER OF CIVIL ENGINEERS



ULUSLARARASI
8. GEOTEKNİK
SEMPOZYUMU



INTERNATIONAL
8th GEOTECHNICAL
SYMPOSIUM



13-15 KASIM 2019 / NOVEMBER 13-15, 2019
SÜLEYMAN DEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ • İTÜ AYAZAGA KAMPÜSÜ, İSTANBUL

World Intellectual Property Organization, WIPO (2018), “Annual Report 2018 Statistics at a glance”, European Patent Office.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

FACTORS AFFECTING ON SINGLE GRAIN CRUSHING STRENGTH OF GRANULAR GRAIN

GRANÜLER DANENİN TEK DANE EZİLME DAYANIMINA ETKİ EDEN FAKTÖRLER

Faruk SEFİ¹

Musaffa Aysen LAV²

ABSTRACT

A micro-damage occurs in the internal structure of granular soils, which are under compression or shear effects at high pressure levels, is called “grain breakage”. While the stress transferred to the soil is met by the grains at the grain contact points, if this stress exceeds the crush strength of grains, grains begin to break. Grain breakage in the internal structure of the soil changes the permeability, compressibility, grain distribution and strength parameters of the soil. The most important parameter controlling grain breakage is “single grain crushing strength (σ_f)” of the grain. This strength value can be determined by double plate crushing test, point loading test and indirect tensile test. In this study, double plate crushing test was applied on dolomitic gravels varying between 9.50 - 25.00 mm diameter. Factors affecting on single grain crushing strength were investigated.

High pressure, single grain crushing strength, double plate crushing test, granular soil, granular grain.

ÖZET

Yüksek basınç seviyelerinde sıkışma ve kesme etkisi altında olan granüler zeminlerin iç yapısında “dane kırılması” adı verilen bir mikro-hasar oluşur. Zemine aktarılan gerilme dane temas noktalarında daneler tarafından karşılanırken, bu gerilme danelerin ezilme dayanımını aşarsa daneler kırılmaya başlar. Zemin iç yapısında yaşanan dane kırılması zemin permeabilitesini, sıkışabilirliğini, dane dağılımını, mukavemet parametrelerini değiştirmektedir. Dane kırılmasını kontrol eden en önemli parametre zemini oluşturan danelere ait “tek dane ezilme dayanımıdır (σ_f)”. Bu dayanım değeri çift plaka ezme deneyi, nokta yükleme deneyi ve endirekt çekme deneyi ile belirlenebilmektedir. Bu çalışmada 9.50 - 25.00 mm çap aralığında değişen dolomitik çakıllar üzerinde çift plaka ezme deneyi uygulanarak tek dane ezilme dayanımı hakkında araştırma yapılmıştır. Tek dane ezilme dayanımına etki eden faktörler incelenmiştir.

Yüksek basınç, tek dane ezilme dayanımı, çift plaka ezme deneyi, granüler zemin, granüler dane.

¹ PhD Student Faruk Sefi, Civil Engineering Dept., Istanbul Technical University, Turkey. sefi@itu.edu.tr,

² Prof. Musaffa Aysen LAV, Civil Engineering Dept., Istanbul Technical University, Turkey. lavay@itu.edu.tr



1. INTRODUCTION

The compressive behavior of granular soils under high pressure has been investigated by many researchers [1]-[12]. In geotechnical engineering, high pressure level is accepted as MPa stress level and this level starts from around 10 MPa [12]. The coarse grains in the soil matrix subjected to high stress are crushed and crumbled. As a result of this, the mechanical properties of soil changes. This process which causes crushing of the grains is named as “grain breakage”. As a result of grain breakage, the soil properties such as soil dilatation behavior, shear strength parameters, grain size distribution and permeability change.

During loading of soil, the compression behavior is accompanied by developing grain breakage. Therefore, while investigating the compressive behavior of granular soils, grain breakage should be considered. Factors controlling the grain breakage; mean grain size of soil (d_{50}), grain shape, stress level, stress path, coefficient of uniformity (C_u), initial void ratio (e_0), origin of grain and the single-grain crushing strength of the grains forming the soil (σ_f) [13].

2. COMPRESSION BEHAVIOR OF GRANULAR SOILS

The volume change of the granular soils at low stress levels during compression is controlled by the elastic compression of the soil skeleton and the rearrangement of grains. At higher stress levels, compression behavior is predominantly affected by grain breakage [14].

The one-dimensional compression behavior of the granular soils is described in three stages in the stress-strain plane (Figure 1). In the first stage of the compaction, soil behaves elastically (elastic compression zone). The second stage begins with the stress where the grains start to be splitted and the destructive grain breakage process begins. At this stage, compression is controlled by grain breakage. In the second stage, each load added to soil increases grain breakage and rearrangement of the grains (elasto-plastic compression zone). As grain breakage develops, soil mean diameter (d_{50}) decreases and coefficient of uniformity (C_u) increases. Despite the increase in stress after a certain point, the compression loses its effect. Thus, the third and final stage is reached (hardening zone). At this stage, the number of grain contact increases and the grain stress accumulations decrease. Grain breakage effect on the soil decreases with decreasing grain stress accumulation [6].

In the first phase of soil compression, volumetric strain results from grain compression. In the second phase volumetric strain results from grain compression, grain breakage and grain rearrangement. In the third phase, the volume change of soil is no longer effective [6].

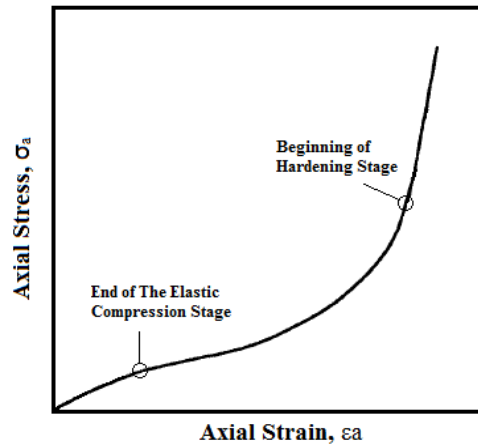


Figure 1. Stress-Strain Behavior of Granular Soils in Compression[6]

Marsal (1972) applied high-pressure compression on diorite rock fill and determined the amount of grain breakage (B_m) with the increase of axial stress (σ_a) (Figure 2). According to the obtained results, in the first stage of compression behavior (elastic compression zone), the rate of grain breakage in the soil is low. In the second stage of the compression behavior (elasto-plastic compression zone), a sudden increase in grain breakage rate is observed. In the third stage of compression (hardening zone) the grain breakage rate slows down to reach the value in the first stage [3].

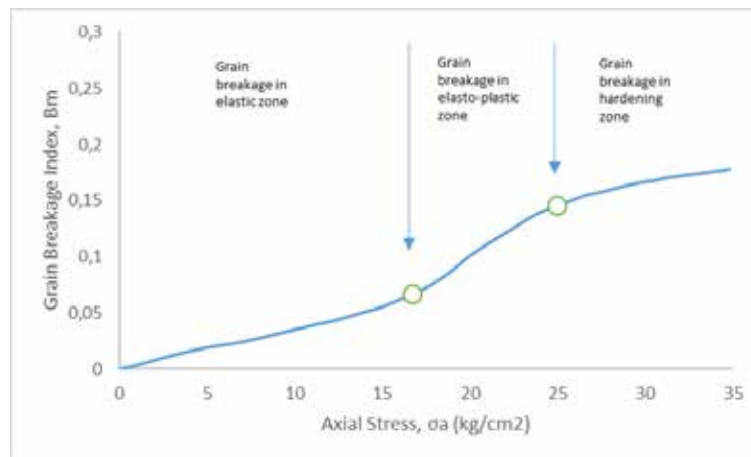


Figure 2. Grain Breakage Development in Compression of Granular Soils [3]

3. SINGLE GRAIN CRUSHING STRENGTH

If the stress on individual grain in the soil matrix exceeds the crushing strength (σ_f) of that grain, the grain is broken and crushed. Double plate crushing test, point loading test and indirect tensile tests can be applied to determine the single grain crushing strength (σ_f) of the grains.

In the double plate crushing test, the grain whose strength is investigated is placed between two plates connected to the pressure unit and loaded at a determined speed. The typical load-displacement curve obtained for the dolomitic gravel is given in Figure 3. The slight decreases observed in the curve at the beginning of loading represent small fractures on the grain rough surfaces. In the forward stage of the load, a sudden decrease in the curve is

observed, and at this moment the breakage sound of the grain is heard. This load is the single grain crushing load (F_f) of the grain and the grain is divided into approximately two equal parts at that load.



Figure 3. Typical Load-Displacement Curve in Double Plate Crushing Test

While calculating the single grain crushing strength (σ_f), the following formula is used assuming that the indirect tensile conditions are valid on grain;

$$\sigma_f = \frac{F_f}{d_0^2} \quad (1)$$

d_0 is the distance between the two plates before loading.

4. FACTORS ON SINGLE GRAIN CRUSHING STRENGTH

In this study, dolomite gravels varying in diameter between 9.50-25.00 mm were used to investigate the factors affecting on single grain crushing strength (σ_f). Dolomite gravels are divided into sub-groups by sieves specified in ASTM-C136 standard and additionally with 16 mm sieve. The diameter sub-groups where the gravels are separated are as follows; 9.50-12.70, 12.70-16.00, 16.00-19.00, 19.00-25.00. The specific gravity (G_s) and water absorption (n) values of each diameter sub-group were determined according to ASTM C127-07 standard. Gravels contain permeable and impermeable voids in their bodies. Depending on this situation, there are 3 specific gravity values for gravel; oven dry state specific gravity ($G_{s(OD)}$), surface dry saturated state specific gravity ($G_{s(SSD)}$), apparent specific gravity ($G_{s(APP)}$). Specific gravity values of gravels used in the study according to diameter sub-groups are given in Table 1.

Table 1. Specific Gravity and Absorption Values of Dolomite Gravel Diameter Sub-Groups

Material	Size Group	Average Diameter of Size Group, d_{50} (mm)	$G_{s(APP)}$	$G_{s(SSD)}$	$G_{s(OD)}$	Absorption (%)
Dolomite	9.50 - 12.70 mm	11,10	2,821	2,801	2,790	0,386
	12.70 - 16.00 mm	14,35	2,821	2,803	2,793	0,361
	16.00 - 19.00 mm	17,50	2,826	2,807	2,796	0,375
	19.00 - 25.00 mm	22,00	2,825	2,804	2,793	0,403

If the average diameter (d_{av}) of the gravel sub-groups is defined by the average size of the lower and upper sieves forming the groups, the variation of the specific gravity with the average diameter can be observed in Figure 4. According to the results, the specific gravity value increases as the grains are saturated.

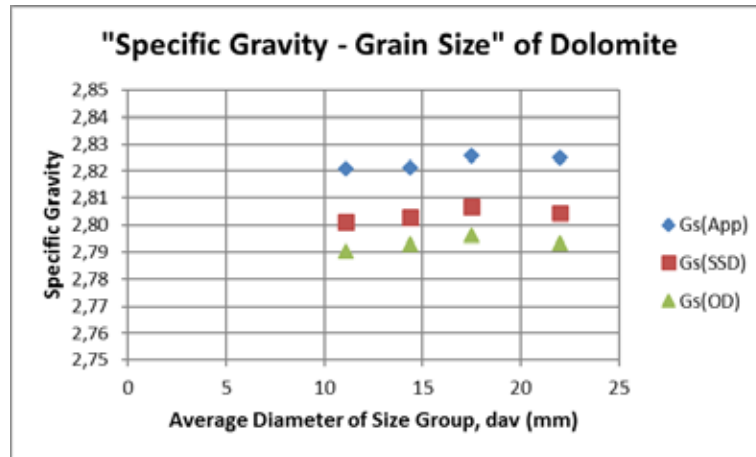


Figure 4. Specific Gravity and Grain Size Relationship

In order to determine the single grain crushing strength (σ_f) of dolomite grains, 5 tons capacity tensile-pressure device was used in the I.T.U. Construction Materials Laboratory. The grains tested were placed between the plates as in Figure 5.



Figure5. Testing of Dolomite Grains in Double Plate Crushing Test

4.1. Effect of Loading Speed

There is no standard in the literature for the loading speed used in the double plate crushing test. In addition, many researchers have used different loading speeds [15]-[20]. In this study, dolomite gravels in the diameter range of 16.00-19.00 mm were used to determine the loading speed effect in the double plate crushing test. The reason for selecting this diameter range was that the diameter range was narrow, so that the loading speed effect could be more clearly determined. In order to determine the loading speed effect, 38 dolomite gravels were crushed at a rate of 0.300 mm / min, 50 dolomite gravels were

crushed at a rate of 0.600 mm / min and 25 dolomite gravels were crushed at a rate of 1,000 mm / min. In experiments, the diameter of a single grain is expressed in mean grain diameter (d_m);

$$d_m = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3} \quad (2)$$

d_1 , d_2 and d_3 are the orthogonal dimensions of the grain.

Figure 6 presents typical representative stress-strain curves for various dolomite grains obtained at a loading speed of 0.300 mm / min.

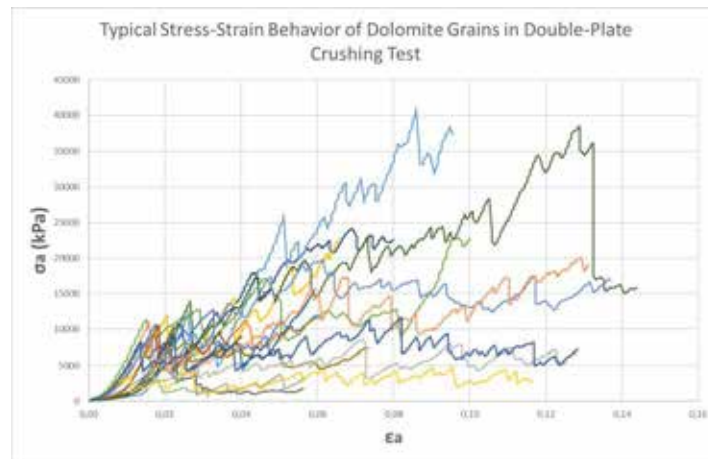


Figure 6. Typical Stress-Strain Behavior of Dolomite Grains in Double-Plate Crush Test

As a result of the double plate crushing tests under 3 different loading speeds performed on dolomite grains belonging to the group of diameter range 16.00-19.00 mm, no effect of loading speed on single grain crushing strength (σ_f) was observed (Figure 7).



Figure 7. Effect of Loading Speed on Grain Crushing Strength

As loading speed increases, grain is broken at lower strain level ($\epsilon_{a(f)}$) (Table 2).

Table 2. Grain Crushing Properties According to Loading Speed Variation

Loading Speed	Average Sub-Group Diameter,	Average Crushing Strength,	Average Strain at Crushing Strength,
(mm / min)	d_{av} (mm)	σ_f (MPa)	$\epsilon a(f)$ ()
0,300	21,60	9,03	0,0189
0,600	20,46	9,35	0,0189
1,000	21,06	9,29	0,0164

Grain behavior was defined in 3 stages by continuing the double plate crushing experiment to high displacement levels. The first stage in which the first breakage occurs and the grain is divided into two parts is the elastic stage. After the elastic stage, the second stage is the stage where the grains are subjected to excessive fractures. In the third stage, the grain is completely crushed and it is now difficult to crush the grain (Figure 8). These stages of behavior determined on the basis of grain explain the granular soil compression behavior defined in three stages before.

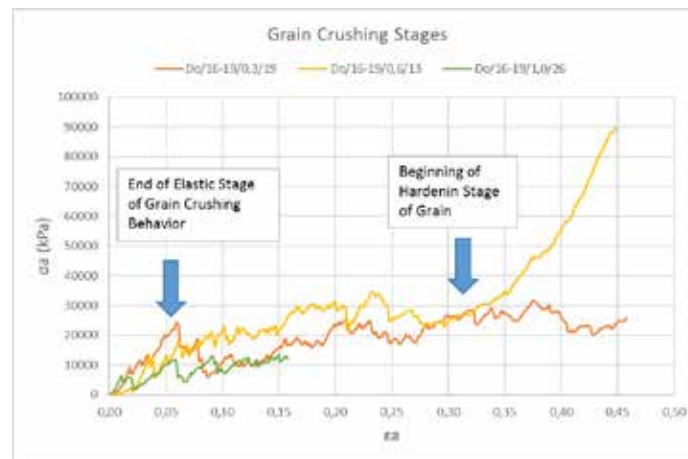


Figure 8. Grain Crushing Stages

4.2. Effect of Mean Grain Diameter

As a result of the double plate crushing test at a 0.600 mm / min loading speed applied on 117 dry grains in the 9.50-25.0 mm diameter range, the change of single grain crushing strength (σ_f) with the mean grain diameter (d_m) was determined. According to the results obtained, as the mean grain diameter (d_m) increases, single grain crushing strength (σ_f) decreases (Figure 9).

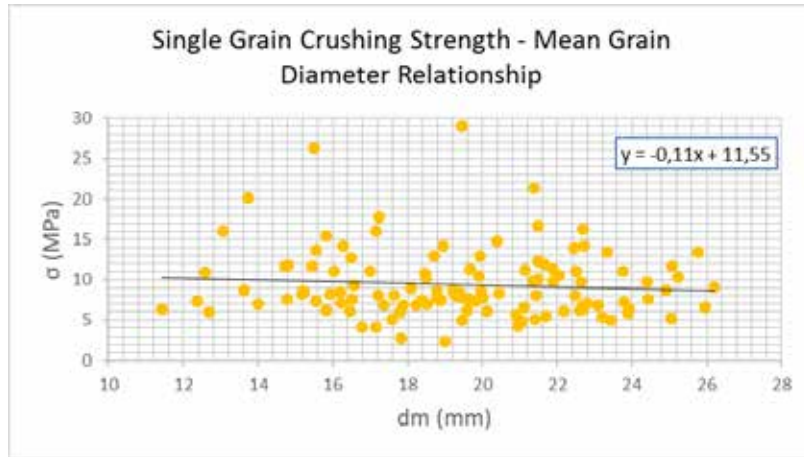


Figure 9. Single Grain Crushing Strength - Mean Grain Diameter Relationship

4.3. Effect of Grain Saturation

As a result of the double plate crushing test applied on 117 dry grains and 92 water saturated grains at a loading speed of 0.600 mm / min, the variation of single grain crushing strength (σ_f) with grain saturation was investigated. According to the results, single grain crush strength (σ_f) increases as the grain is saturated with water (Figure 10). The most important reason for this result is the increase in specific gravity with saturation.

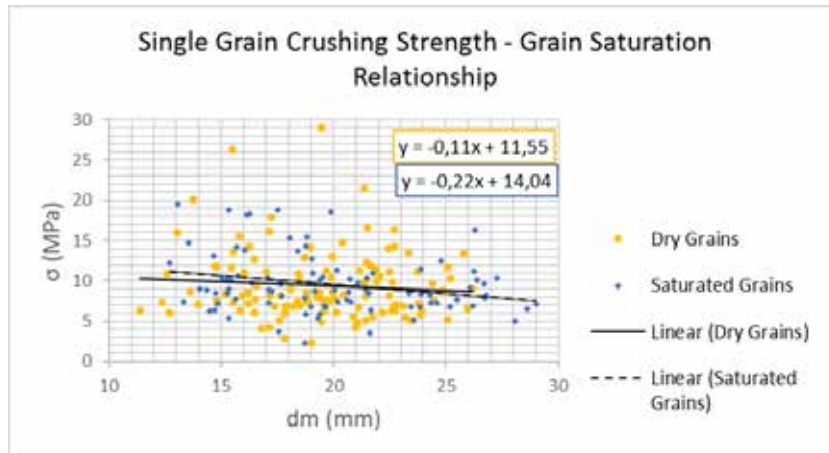


Figure 10. Single Grain Crushing Strength - Grain Saturation Relationship

4.4. Evolution of Grain

It was determined that the new grains that are transformed from main grain after the double plate crushing test with different loading speeds on the gravels in the diameter range of 16.0-19.0 mm were of similar size (Figure 11). It is once again observed that the loading rate has no effect on grain crushing.

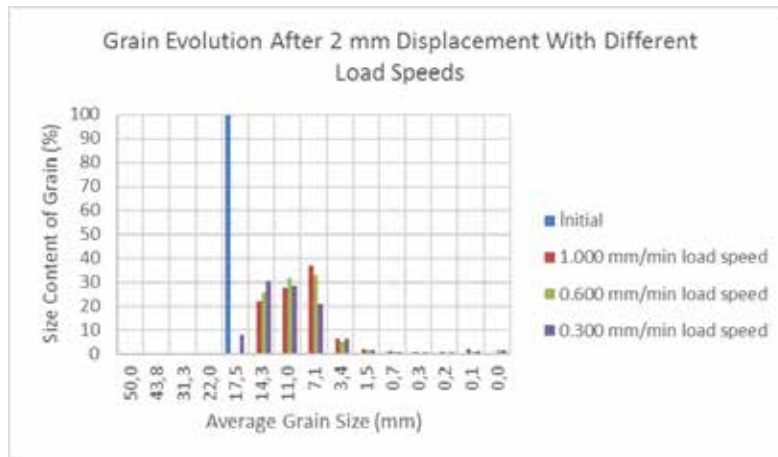


Figure 11. New Grains After Main Grain Crushed Under Different Loading Speeds

The dimensions of the newly formed grains as a result of crushing grains of 16.0-19.0 mm diameter under the same loading speed are given in Figure 12. With the increased displacement during the double plate crushing test, the number of new fine grains that are transformed from the main granular grain is increasing.

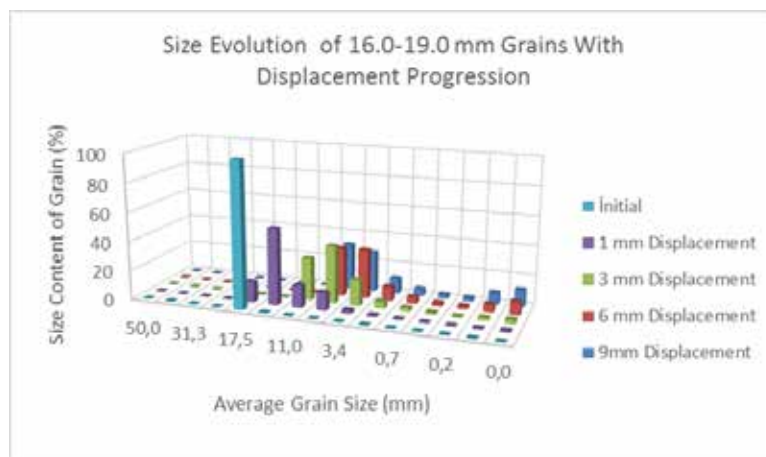


Figure 12. New Grains Formed With Progressive Displacement

The transformation of the diameter range of 19.0-25.0 mm saturated and dry grain into new grains as a result of crushing with a displacement of 2 mm under the same loading speed is given in Figure 13. It was previously determined that saturated grains have higher single grain crushing strength than dry grains. When grain evolution is examined, it is determined that saturated grains are transformed into larger grains than dry grains. In other words, saturated grains are subject to less breakage.

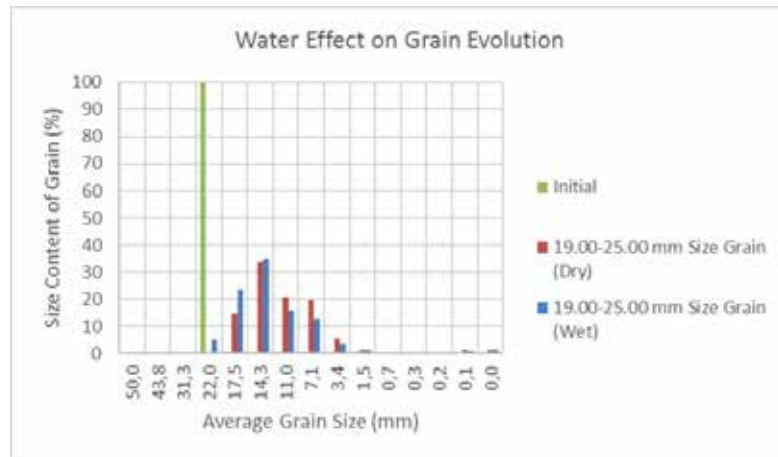


Figure 13. Effect Of Saturation On Grain Diameter Evolution

5. RESULTS

The compression behavior of granular soils at high pressure levels is dominated by grain breakage in the internal structure of the soil. Grain breakage is largely dependent on the stress level and the single grain crushing strength of the grains forming the soil. Single grain crush strength can be determined by double plate test. The single grain crush strength determined in this experiment is independent of the loading speed. The compressive behavior of granular soils is defined in 3 stages; the elastic stage in which grain breakage is less experienced, the elasto-plastic stage in which grain breakage is effective, and the hardening stage in which grain breakage is again low. In parallel, the crushing behavior of individual grains was observed in three stages; The slope of the crushing curve of grain is high in the elastic stage, low in the elasto-plastic stage and very high in the hardening stage. When the grains of the same origin are examined, the single grain crushing strength decreases with the increase of the mean grain diameter. Saturated grains have higher specific gravity value than dry grains. Therefore, as the grains are saturated with water, single-grain crushing strength increases. A gravel crushed under different loading speeds results in new grains on a similar diameter scale. This explains the independence of the single grain crushing strength from the loading speed. As displacement increases during the grain crushing, the amount of newly transformed fine grain increases. After crushing, saturated grain transforms larger new grains than dry grain.

REFERENCES

- [1] De Souza, J. M., 1958. Compressibility of sand at high pressure, MS thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., pp. 63-64.
- [2] Harremoes, P., 1959. Compressibility of ground sand at high pressures. MS thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., 18.
- [3] Marsal, R. J., 1972. Mechanical properties of rockfill. Embankment dam engineering: Casagrande volume (eds Hirschfeld, R. C., Poulos, S. J.), pp. 109–200. New York: Wiley.
- [4] Hardin, B.O., 1987. 1-D strain in normally consolidated cohesionless soils. J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs 133, No.12, 1449-1467.



- [5] Fukumoto, T., 1992. Particle breakage characteristics of granular soils. *Soils and Foundations*, 32 (1), 26-40.
- [6] Hagerty, M. M., Hite, D. R., Ulrich, C. R., and Hagerty, D. J., 1993. One-dimensional high pressure compression of granular media. *J. Geotech. Eng.*, 119(1), 1-18.
- [7] Yamamuro, J.A., Bopp, P. A., and Lade, P. V., 1996b. "One-dimensional compression of sand at high pressures." *Journal of Geotechnical Engineering* 122(2), 147-154.
- [8] Nakata, Y., Kato, Y., Murata, H., 2001. Properties of compression and single particle crushing for crushable soil. *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- [9] McDowell, G.R., 2002. On The Yielding and Plastic Compression of Sand. *Soils and Foundations*, Vol.42, No.1, 139-145, Feb. 2002.
- [10] Nakata, Y., 2003. Macro and Micro Mechanical Behaviour of Crushable Soil Under Compression. *Geomechanics: Testing, Modelling, and Simulation*, Geomechanics 2003.
- [11] Wu, Y., Yamamoto, H., Izumi, A., 2015. Experimental Investigation on Crushing of Granular Material in One-Dimensional Test. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60(1), pp. 27-36 2016. DOI: 10.3311/PPci.8028.
- [12] Mun, W., McCartney, J.S., 2017. Roles of Particle Breakage and Drainage in the Isotropic Compression of Sand to High Pressures. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(10).
- [13] Schmertmann, J. H., 1991. The mechanical aging of soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 117(9), 1288-1330.
- [14] Roberts, J. E., de Souza, J. M., 1958. The compressibility of sand. *Proc., Am. Soc. for Testing Mat.*, Vol. 58, ASTM, Philadelphia, Pa., 1269-1277.
- [15] Nakata, Y., Hyodo, N., Murata, H., Hyde, A.F.L., 1998. Single particle crushing and mechanical behaviour of decomposed granite soils. *Proc. Of Int. Symp. On Problematic Soils*, 479-483.
- [16] Nakata, Y., Hyde, A.F.L., Hyodo, M., Murata, H., 1999a. A probabilistic approach to sand crushing in the triaxial test. *Geotechnique* 49, No. 5, 567-583.
- [17] Nakata, Y., Hyde, A.F.L., Kato, Y., Hyodo, M., Murata, H., 1999b. Single particle crushing and the mechanical behaviour of sand. *Proc. Of Int. 2nd Symp. Pre-Failure Deformation of Geomaterials, IS Torino 99*, 221-228.
- [18] Takei, M., Kusakabe, O., Hayashi, T., 2001. Time-dependent behavior of crushable materials in one-dimensional compression tests. *Soils Found.* 41 (1), 97-121.
- [19] Wang, Y., Dan, W., Xu, Y., Xi, Y., 2015. Fractal and morphological characteristics of single marble particle crushing in uniaxial compression tests. *Hindawi Publishing Corporation, Advances in Materials Science and Engineering, Volume 2015*, Article ID 537692, 10 pages.
- [20] Manso, J., Marcelino, J., Caldeira, L., 2018. Crushing and oedometer compression of rockfill using DEM. *Computers and Geotechnics*, 101 (2018), 11-22.



A STUDY OF THE INFLUENCE OF SURCHARGE LOADING ON CLAY SOIL SETTLEMENTS USING VISCIOUS MODELLING

VİSKOZ MODELLEME KULLANILAN KİL ZEMİNİ

Salma AL KODSI*¹

Kazuhiro ODA²

Toru INUI³

ABSTRACT

Structural viscosity is one of the varied causes of the soil creep. Applying a surcharge load on the ground surface next to the pile head is considered the main reason of soil settlement. As a result, relative movement between pile and the adjacent soil takes a place mobilizing shear stresses along the pile's shaft. In this paper, a parametric study using numerical analysis was carried out to examine the effect of changing the surcharge load value on soil settlements and skin friction distribution during primary and secondary consolidation. The numerical model was verified using a field test of a single pile conducted in Osaka Bay, Japan. The modeling results showed the impact of the surcharge load value on soil settlements during both; primary and secondary consolidation. On the one hand, Applying a larger surcharge load on the ground surface led to larger settlements in the soft clay layer during primary and secondary consolidation. On the other hand, the applied pile load played a role on controlling the negative skin friction distribution when a same value of surcharge load was applied.

Keywords: Viscosity, soil creep, numerical model, secondary consolidation, nagative skin friction.

ÖZET

Yapısal viskozite, toprak kaymasının çeşitli nedenlerinden biridir. Kazık başının yanındaki zemin yüzeyine bir ek yük uygulanması, toprak yerleşiminin temel nedeni olarak kabul edilir. Sonuç olarak, kazık ve bitişik toprak arasındaki nispi hareket, kazık shaftı boyunca kayma gerilmelerini harekete geçiren bir yer alır. Bu yazıda, primer ve sekonder konsolidasyon sırasında ek yük yükü değerinin toprak yerleşimleri ve cilt sürtünme dağılımı üzerindeki değişiminin etkisini incelemek için sayısal analiz kullanan bir parametrik çalışma yapılmıştır. Sayısal model, Osaka Körfezi'nde tek bir kazık alan testi kullanılarak doğrulandı. Modelleme sonuçları, aşırı yük yük değerinin, her ikisi de sırasında toprak yerleşmeleri üzerindeki etkisini göstermiştir; birincil ve ikincil konsolidasyon. Bir yandan, zemin yüzeyine daha büyük bir ek yük uygulamak, birincil ve

*¹ Student, Osaka University, Salma_1987k@hotmail.com

² Professor, Osaka Sangyo University, oda@ce.osaka-sandai.ac.jp

³ Professor, Osaka University, inui@civil.eng.osaka-u.ac.jp

Salma Al Kodsı, Kazuhiro Oda, Toru Inui

ikincil konsolidasyon sırasında yumuşak kil tabakasında daha büyük yerleşimlere neden olur. Öte yandan, uygulanan kazık yükü, aynı değerde bir ek yük yükü uygulandığında, negatif deri sürtünme dağılımını kontrol etmede rol oynamıştır.

1. INTRODUCTION

Pile foundation is accepted as the traditional form of foundation in bad soil layers' conditions. The relative moment between the pile and surrounding soil is the reason for the shear stresses mobilizing along the pile's shaft. Several different cases cause this relative movement where loading the ground surface next to the pile is one of the common reasons. When the downward movement of the surrounding soil exceeds the pile settlement, the pile will resist the soil movement and hence an extra load will be transferred to it in addition to the external axial load. It has been found that the down drag load due to surcharge loading on the surrounding soil can exceed the ultimate capacity of a pile (Bjerrum et al., 1965). Moreover, the excessive settlement associated with the down drag can cause vital damages to the superstructure of a building (Brand et al., 1975). The shear stresses generated on the pile shaft by virtue of the soil settlement will be negative in sign, and accordingly the terms "negative skin friction" and "down drag load" are used. The value of the applied surcharge load on the ground surface effects the distribution of the pile's axial load, settlements of soil layer and the distribution of skin friction (Awwad et al., 2019, Kodsı et al, 2019, Kodsı et al, 2018). The aim of this paper is to examine the surcharge loading effect on the clay layer settlements after the dissipation of the excess pore pressure. In order to study the behavior of soil during the secondary consolidation, elastic-viscoplastic soil model was used in the numerical modeling. Structure viscosity is the main reason for the continuing settlements and the value of the applied surcharging controls the amount of these settlements. The used model was first validated using the results of a field test measurements. Then, a parametric study for different cases of soil and pile loading was conducted.

2. SOIL CONSTITUTIVE MODEL

The elastic-viscoplastic soil model developed by Matsui and Abe (Matsui et al., 1981) was used to study the viscous effect of the clay layer. The yield surface of the used elastic-viscoplastic model is shown in the following equation:

$$f = \mu \ln \left| \frac{1}{\delta} \left[\left\{ 1 - \exp \left(- \frac{\delta v_r^v}{\mu} t \right) \right\} \exp \left(\frac{v^p}{\mu} \right) + \delta \exp \left(- \frac{\delta v_r^v}{\mu} t \right) \right] \right| - v^p = 0$$

Where μ is the coefficient of secondary consolidation, v_r^v is the reference viscous volume strain rate, δ is a material constant and v^p is the plastic volumetric strain.:

A Parametric Study of The Influence of Surcharge Loading on Clay Soil Settlements Using Viscous Modelling

3. MODEL VALIDATION

3.1. Field test of Ajigawa Pile

A full-scale test of a cast-in-place pile was carried out (Matsui, 1993) at Ajigawa, Osaka, Japan. The soil profile consists of fine sand and silty sand stratum. The pile is 37.0 m in length and 2.00 m in diameter. Figure 1 shows a section in the field test soil profile. In order to validate the used model, a comparison between the field test measurements and numerical modeling results for the axial load distribution, pile tip settlements and pile toe settlements is shown in Figure 2, Figure 3, and Figure 4, respectively.

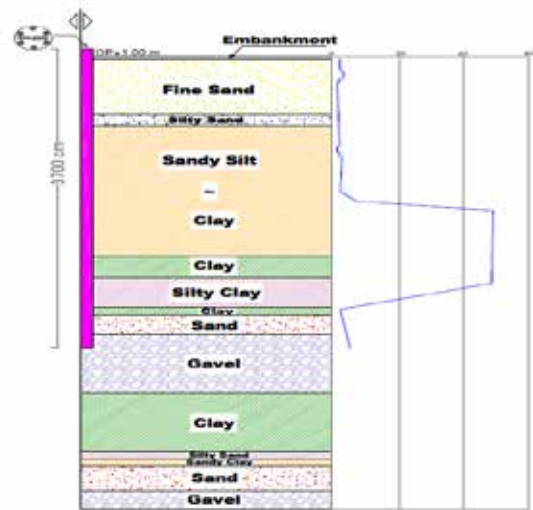


Figure 1. Ajigawa pile field test- Soil profile-

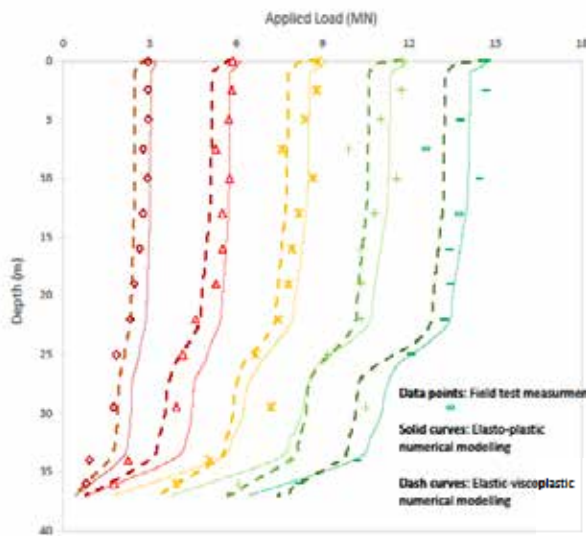


Figure 2. Pile axial load distribution

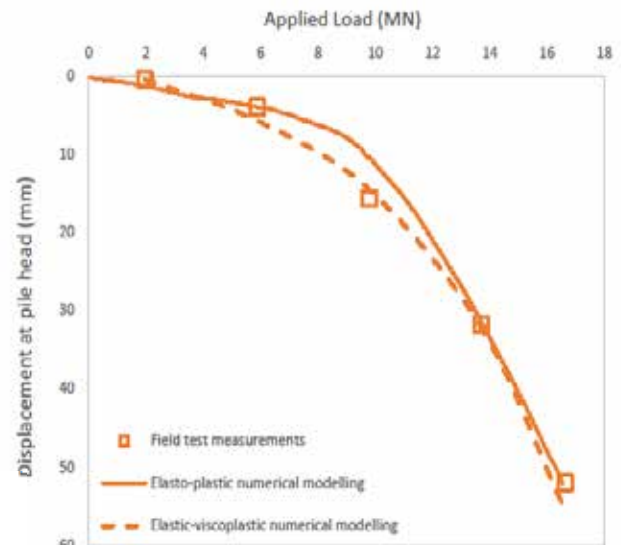


Figure 3. Pile tip displacement

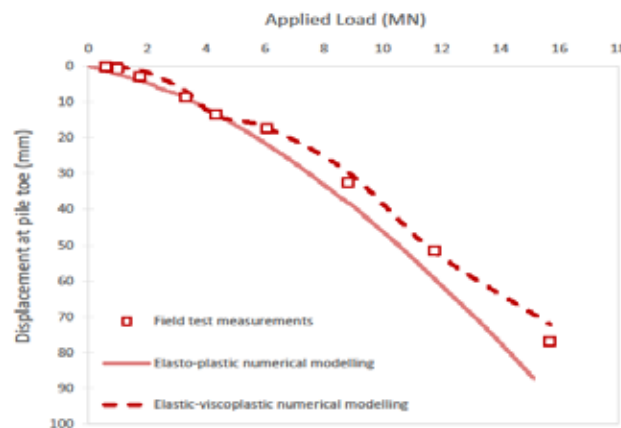


Figure 4. Pile toe displacement

Salma Al Kodsı, Kazuhiro Oda, Toru Inui

4. NUMERICAL MODELING

The numerical model domain is 15m in width and 43.5 m in length. The pile length is 28.5 m and the main clay layer is 15 m in thickness. The groundwater surface lies at 0.80 m from the ground surface. Figure 5 shows the numerical model. The parameters for the elastic-viscoplastic model are shown in Table 1 (Oda, 2012).

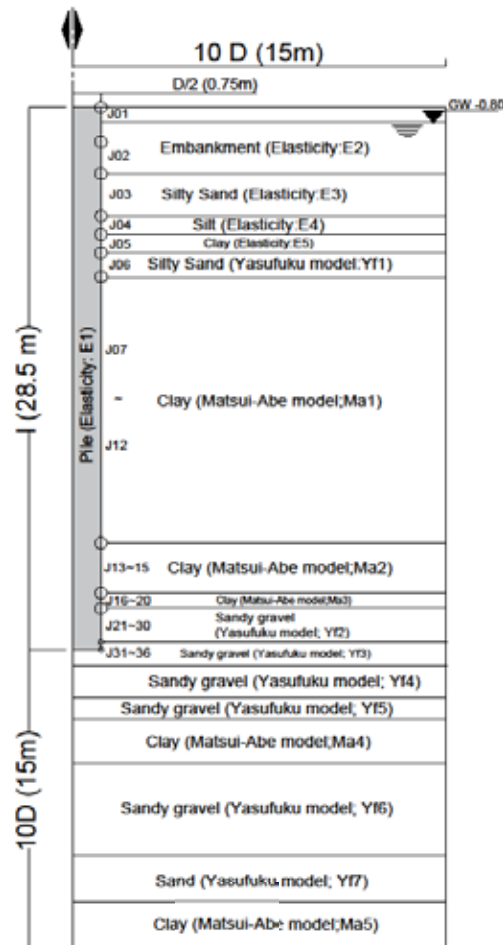


Figure 5. The numerical model

Table 1. The analytical parameters for Matsui-Abe model

No.	λ	κ	M	μ
Ma1	0.1024	0.01240	1.47	0.002
Ma2	0.2475	0.01240	1.41	0.002
Ma3	0.2475	0.01240	1.41	0.002
Ma4	0.4950	0.02480	1.41	0.002
Ma5	0.5800	0.02430	1.26	0.002

Note: λ is the compression index, κ is the swelling index, M is the frictional constant, μ is the coefficient of secondary consolidation, $\nu=0.33$ is the Poisson's ratio

A Parametric Study of The Influence of Surcharge Loading on Clay Soil Settlements Using Viscous Modelling

The abruption between pile shaft and surrounding soil is represented by 36 interface elements behave as jointed rock where the main clay layer includes 6 joint elements and their deformability can be described by the character of stress-deformation curves (Goodman,1968). The analytical parameters for the joint elements are shown in Table 2.

Table 2. The analytical parameters for the joint elements

No.	K_n (kN/m ³)	K_s (kN/m ³)	c_0 (kN/m ²)	θ (°)
J01	9.8E+09	9.8E+09	15.55	0.0
J02	9.8E+09	9.8E+09	11.86	0.0
J03	9.8E+09	9.8E+09	19.58	0.0
J04	9.8E+09	9.8E+09	8.33	0.0
J05	9.8E+09	9.8E+09	9.07	0.0
J06	9.8E+09	9.8E+09	8.28	0.0
J07	9.8E+09	9.8E+09	5.64	0.0
J08	9.8E+09	9.8E+09	17.29	0.0
J09	9.8E+09	9.8E+09	15.90	0.0
J10	9.8E+09	9.8E+09	11.52	0.0
J11	9.8E+09	9.8E+09	15.01	0.0
J12	9.8E+09	9.8E+09	10.97	0.0

5. PARAMETRIC STUDY

In the parametric study, the effects of surcharge loads were discussed. The parametric study cases are shown in Table 3. The effect of surcharge load on the soil and pile settlements is shown through figure 6. to figure 9.

The value of the applied load on pile head affected the difference in settlements between pile and soil. On the one hand, as in case 1 and case 2, a large difference between pile and soil settlements during secondary consolidation can be shown. In addition, raising the value of surcharge load caused a larger soil settlements during primary and secondary consolidation. On the other hand, using a larger value of pile load as the case 3 and case 4, led to reduce the gap between pile and soil settlements during secondary consolidation.

Applying the same value of surcharge load while changing the applied pile load as in case 1 and case 3 affected the distribution of pile axial load shown in figure 10 and figure 11. In case 1, when a smaller pile load was applied, the part of the pile induced by negative skin friction shown in figure 12 was bigger comparing to distribution of negative skin friction for case 2 shown in figure 13. Raising the pile load reduced the difference between soil and pile settlements which minimized the part of pile affected by negative skin friction.

Salma Al Kodsi, Kazuhiro Oda, Toru Inui

Table 3. The parametric study cases

Case	Pile Load (kN)	Surcharge Load (kN/m ²)
1	3000	20
2	3000	40
3	8000	20
4	8000	40

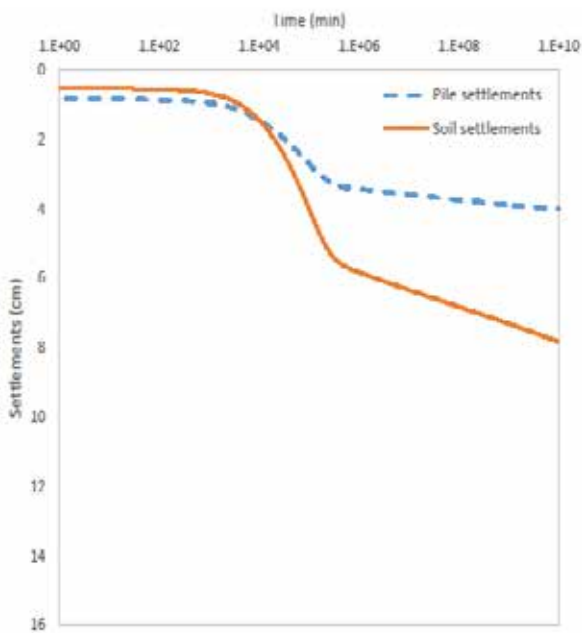


Figure 6. Pile-soil settlements –Case 1-

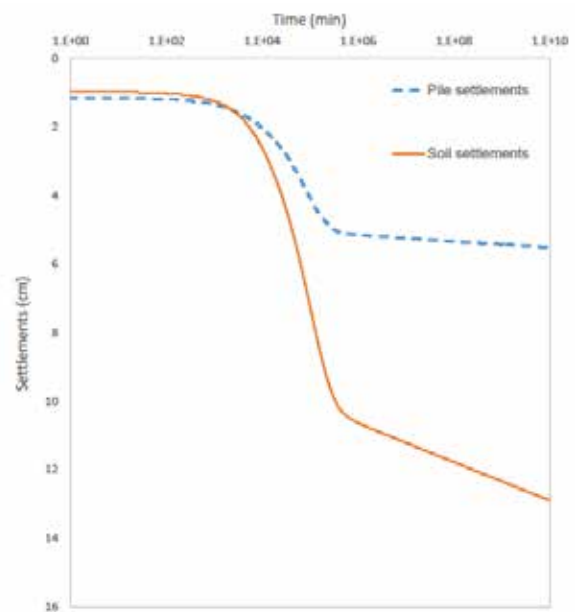


Figure 7. Pile-soil settlements-case2

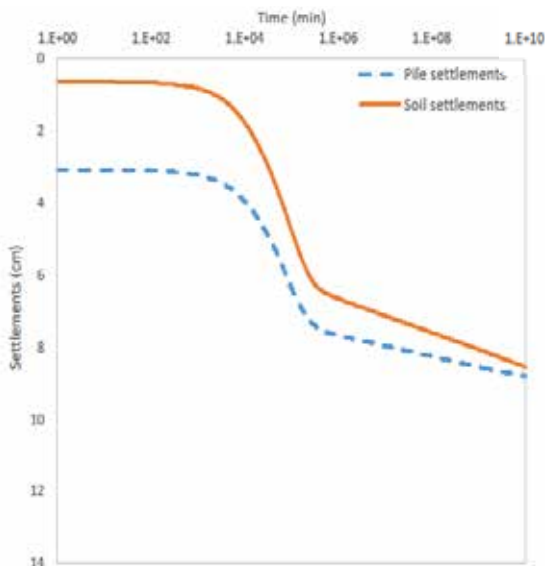


Figure 8. Pile-soil settlements –Case 3

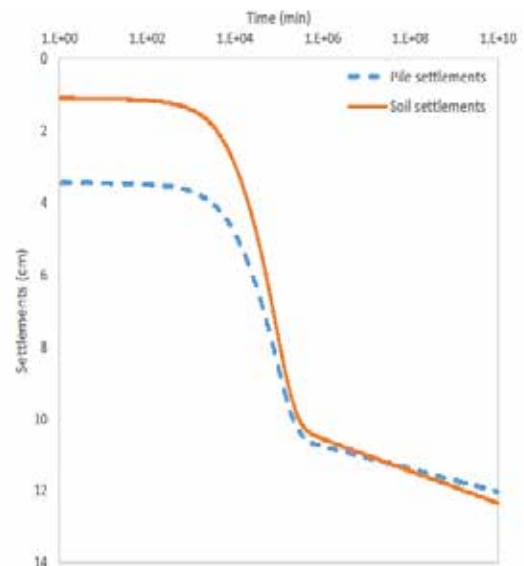


Figure 9. Pile-soil settlements –Case 4

A Parametric Study of The Influence of Surcharge Loading on Clay Soil Settlements Using Viscous Modelling

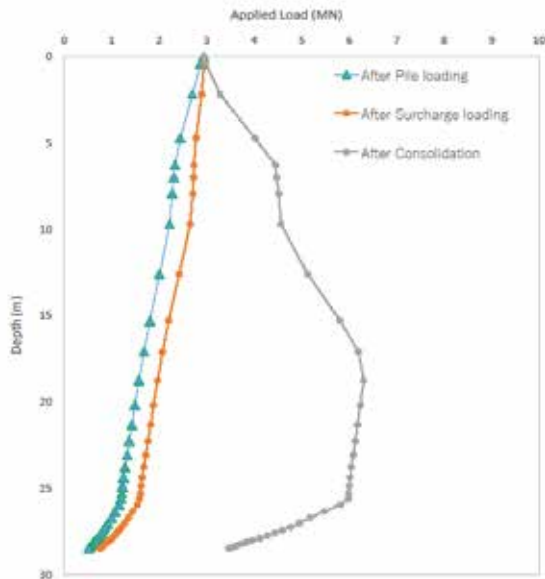


Figure 10. Axial load distribution –Case 1

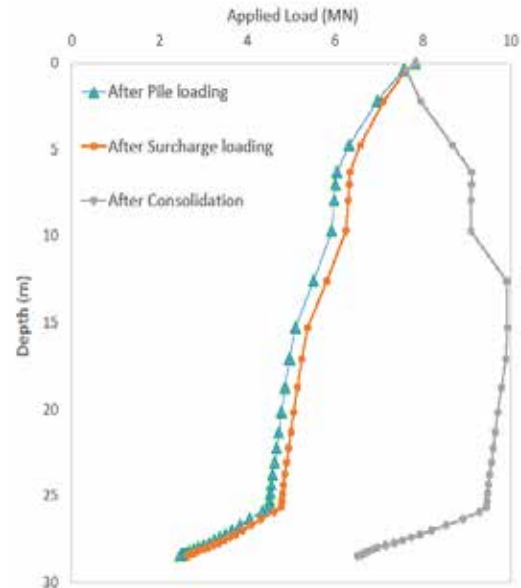


Figure 11. Axial load distribution –Case 3

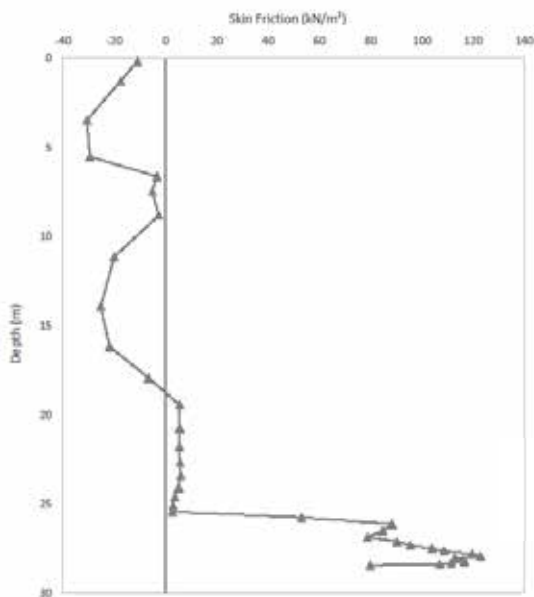


Figure 12. Skin friction distribution –Case 1

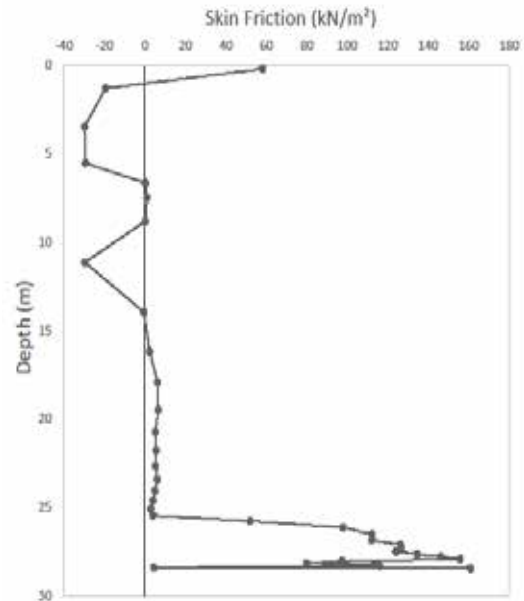


Figure 13. Skin friction distribution –Case 3

CONCLUSION

Applying surcharge load on the ground surface next to the pile is the main reason for soft clay layers' settlements due to the dissipation of excess pore pressure. At this point, both pile and soil are moving. The relative movement produces shear stresses along pile-soil interface. After ending the primary consolidation stage, settlements are continuing as a reason of soil particles rearrangement. In this paper, a parametric study was carried out using different values of surcharge load and pile load to examine the behavior of soil and



Salma Al Kodsı, Kazuhiro Oda, Toru Inui

pile during the consolidation using the elastic-viscoplastic soil modeling. It can be concluded that:

1. Creep settlements are related to the value of the applied surcharge load.
2. Surcharge load plays a main role in mobilizing shear stresses (negative and positive) whereas increasing the surcharge load will raise settlements of the soft clay layer during primary and secondary consolidation.
3. For the same case of surcharge load applying, value of the pile load has an effect on skin friction distribution. Applying a larger pile load will raise the pile downward movement which means decreasing the part of pile induced by negative skin friction.

REFERENCES

- [1] Bjerrum, L. and Johanessen, I. J. (1965), "Measurement of the compression of a steel pipe to rock due to settlement of the surrounding clay", Proc. 6th ICSMFE, MONTEREAL, vol. 2, pp.261-264
- [2] Brand, E. W. and Luangdilok, N., (1975), "A long-term foundation failure caused by dragdown on piles", Proc. 4th S.E. Asian Conf. Soil Eng., Kuala Lumpur, pp 4.15-4.24
- [3] Awwad T., Kodsı S.A., Shashkin A. (2019), "Negative Skin Friction Distribution on a Single Pile - Numerical Analysis", In: El-Naggar H., Abdel-Rahman K., Fellenius B., Shehata H. (eds) Sustainability Issues for the Deep Foundations. GeoMEast 2018. Sustainable Civil Infrastructures. Springer, Cham, pp 36-48
- [4] Kodsı S.A., Oda K. (2019), "Numerical Simulation and Parametric Study of a Single Pile in Clay Layer to Examine the Effect of Loading on Settlements and Skin Friction Distribution", In: Khabbaz H., Youn H., Bouassida M. (eds) New Prospects in Geotechnical Engineering Aspects of Civil Infrastructures. GeoChina 2018. Sustainable Civil Infrastructures. Springer, Cham
- [5] Kodsı, S.A., Oda, K. and Awwad, T. (2018), "Viscosity effect on soil settlements and pile skin friction distribution during primary consolidation", International Journal of GEOMATE, Dec., 2018 Vol.15, Issue 52, pp.180 -18
- [6] Matsui, T. and Abe, N. (1981), "Multi-dimensional elasto-plastic consolidation analysis by finite element method", Soils and Foundations, vol. 21, No. 1, pp. 79-95.
- [7] Matsui, T. (1993), "Case studies on cast-in-place bored piles and some considerations for design", Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent, pp. 77-101
- [8] Oda, K. (2012), "Numerical simulations of field loading tests of cast-in-place bored piles with large diameter", Testing and Design Methods for Deep Foundations, pp.859-866, 2012.09, International Conference(Proceedings)
- [9] Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. (1968), "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 94, SM3, pp.637-659.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

NUMERICAL STUDY OF THE EVOLUTION DYNAMIC PARAMETERS OF ALGERIAN SOILS USING GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL DATA

GEOTEKNİK VE JEOFİZİK VERİLERİ KULLANARAK CEZAYİR
TOPRAKLARININ EVRİM DİNAMİK PARAMETRELERİNİN SAYISAL
ÇALIŞMASI

Mohamed KHIATINE *1

Ramdane BAHAR 2

ABSTRACT

The initial soil modulus is important in the design process of some structures with very low deformation, it is defined in situ from geophysical surveys. Research shows that the variation of shear modulus G as a function of deformation is nonlinear. This non-linear behavior of the soil can be characterized by curves giving the evolution of the shear modulus G and damping D as a function of the shear deformation. Degradation curves of the shear modulus $G(\gamma)/G_{max}$ and the evolution of the $D(\gamma)$ damping as a function of the distortion are proposed by different authors for gravelly and fine soils. The degradation curves of the shear modulus $G(\gamma)/G_{max}$ and of damping $D(\gamma)$ evolution as a function of the distortion are not existing for Algerian soils. The work consists in the numerical study of the evolution dynamic parameters of some Algerian soils, in particular the study of the degradation of the shear modulus according to the level of deformation of some Algerian soils, using data resulting from geophysical and geotechnical investigations. It consists on numerical identification of these curves using $FLAC^{2D}$ code. The non linear elastic model proposed by Ramberg-Osgood and limited by the Mohr-coulomb criterion is used.

Keywords: Geotechnical, geophysics, shear modulus, damping, Ramberg-Osgood

ÖZET

İlk toprak modülü çok düşük deformasyona sahip bazı yapıların tasarım sürecinde önemlidir, jeofizik yüzey araştırmalarından yerinde tanımlanır. Araştırma, deformasyonun bir fonksiyonu olarak kayma modülü G 'nin varyasyonunun doğrusal olmadığını göstermektedir. Toprağın bu doğrusal olmayan davranışı, kayma deformasyonunun bir fonksiyonu olarak kayma modülü G 'nin ve sönümlenme D 'nin gelişimini veren eğrilerle karakterize edilebilir. Kayma modülünün $G(\gamma)/G_{max}$ degradasyon eğrileri ve bozulmanın bir fonksiyonu olarak $D(\gamma)$ sönümünün evrimi, çakıllı ve ince topraklar için farklı yazarlar tarafından önerilmiştir. $G(\gamma)/G_{max}$ kayma modülünün ve $D(\gamma)$ sönüm bozunumunun bozulma fonksiyonu olarak bozulma eğrilerinin bozulma eğrileri Cezayir toprakları için mevcut değildir. Çalışma, bazı Cezayir topraklarının evriminin dinamik parametrelerinin, özellikle de araştırmaların verilerini kullanarak bazı Cezayir topraklarının deformasyon seviyesine göre kesme modülünün bozunması çalışmasının sayısal bir çalışmasından oluşmaktadır. jeofizik ve

*1 Mohamed Khatine, PhD student, University Yahia Fares , e-mail c: khia.med@gmail.com; khatine.mohamed@univ-medea.dz

² Ramdane Bahar, Professor , LEEGO, USTHB, e-mail : rbahar@usthb.dz



Khiatine Mohamed, Bahar Ramdane

jeoteknik. FLAC kodu kullanılarak bu eğrilerin sayısal olarak tanımlanmasından oluşur. Ramberg-Osgood ve Mohr-Coulomb kriteri tarafından önerilen doğrusal olmayan elastik model kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Geoteknik, jeofizik, kayma modülü, amortisör, Ramberg-Osgood.

1. INTRODUCTION

The development of civil engineering in geotechnical domains is giving rise to various problems of interaction between structures and soils, including the construction of large structures in cities and their subsoils. Understanding the behaviour of soils and structures and their interactions is therefore an important part of geotechnical studies.

In geotechnical practice, a type of structure is associated with an acceptable range of deformations (displacements, settling) of the soil [1-3]. However, on the one hand, these deformations depend on the properties of the soil, and on the other hand, the different measuring materials only concern certain ranges. It has shown that the stress strain behaviour of soils is non linear and hysteretic, characterized by a shear modulus and damping ration varying significantly with the amplitude of shear strain. In order to know the behaviour of the soil, whatever the load to which it will be subjected, it is necessary to know the variation of the shear modulus as a function of deformation and then to succeed in modeling it in a realistic way.

The evaluation of dynamic soil properties is based either on laboratory and in situ test. Geophysical methods are often used to characterize the dynamic soil properties of the subsurface.

In Algeria, because the Algerian Para-seismic Rules (RPA 2003) [4], allows the use wave velocity for different soil classes, which is selected based on the average shear wave velocity of the top 30 m of the site profile, and geophysical investigations are imposed at high seismicity region. Down hole seismic surveying methods are being used increasingly in geotechnical investigations to classify the sites and to evaluate dynamic properties, particularly the dynamic shear modulus of soils and rocks, required before any geotechnical design. Thus, one of the obstacles found in design phase of projects is no experimental shear modulus degradation and damping curves are available for the Algerian soils, because the cost of laboratory and in situ test is quite expensive; a complete geotechnical description of a site is very rare.

This paper presents an numerical analysis to evaluate the shear modulus degradation curve $G/G_{max}(\gamma)$ and the increase of damping $D(\gamma)$ with the cyclic shear strain amplitude of some Algerian soils, using data resulting from geophysical and geotechnical investigations. It consists on numerical identification of these curves using $FLAC^{2D}$ code. The non linear elastic model proposed by Ramberg-Osgood and limited by the Mohr-coulomb criterion is used [5]. The empirical curves given by Seed and Idriss (1970) for granular materials and Vucetic and Dobry (1991) for the fine grained soils are used to calibrate and compare the parameters of the model.

2. RAMBERG-OSGOOD MODEL AND G/G_{MAX} RELATIONSHIPS

The model used in this study is an elastoplastic model with a no linear elasticity. Several simple mathematical functions have been proposed to take into account the hysteretic behaviour of the soils. Ramberg-Osgood (1943) formulation is adopted and limited by Mohr coulomb criterion which contains a few parameter. This criterion usually accepted in the literature as a simple model and enough precise [6].

Numerical study of the evolution dynamic parameters of Algerian soils using geotechnical and geophysical data

The Ramberg-Osgood hysteresis formulation between shear stress and distortion allows non-linearity to be simulated even in the elastic range of materials. The shear modulus varies according to the stress and position in the cycle and therefore the distortion. This has the advantage of better explaining the notion of degradation of the shear modulus through its mathematical form and of naturally reproducing the damping of materials under cyclic stresses (Figure 2.1). The classic Ramberg-Osgood formula is written:

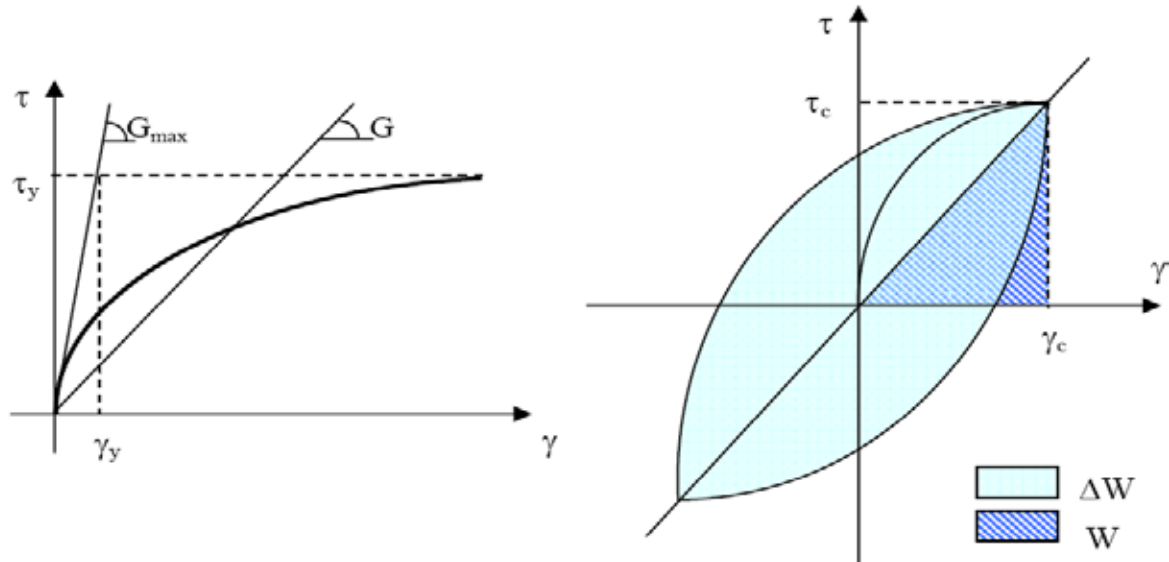


Figure 2.1. Hyperbolic law - monotonous stress - hysteresis loop [7].

The classic Ramberg-Osgood formula is written:

$$\gamma - \gamma_c = \frac{1}{G_{max}} \left[1 + \alpha \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{n\tau_y} \right)^{r-1} \right] (\tau - \tau_c) \quad (2.1)$$

Where:

$n = 1$: during the first loading and $n = 2$ thereafter,

τ_c and γ_c are respectively the stress and shear deformation during the last change of direction of loading,

G_{max} : initial tangent shear modulus,

As proposed, this formulation is given in stress-strain form, to use it, it is interesting to transform it into a G/G_{max} degradation relationship.

r, α : are constants model parameters. γ_c and τ_c are the coordinates of the tips of the loop (Fig. 2.1). G and τ describe the hysteresis loop (Fig. 2.1). n is equal to 1 in the first loading and then is equal to 2. The constitutive stress-strain relationship using the Ramberg-Osgood (RO) formulation is fully specified by the shear modulus at very small strains, G_{max} , a reference strain γ_y , and constants α and r . The limit shear stress τ_y is related to the reference strain, γ_y by the relationship :

$$\tau_y = G_{max} \cdot \gamma_y \quad (2.2)$$

τ_y : maximum deviation

γ_y : is linked to τ_y through the relationship.

Values of the secant modulus, G_s , and the equivalent damping ratio, D , and taking into account the Mohr-Coulomb criterion, from this (RO) formulation can be explicitly expressed as functions of these parameters as follows:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{\left[1 + \alpha \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{n\tau_y} \right)^{r-1} \right]} \quad (2.3)$$

Khiatine Mohamed, Bahar Ramdane

The occurrence of a hysteresis loop during a closed charging cycle shows an energy dissipation in the material (Fig 2.1). The hysteretic damping ratio can be calculated by equation (2.4) where ΔW is the energy dissipated in one cycle of loading, and W_e is the maximum strain energy stored during the cycle. As noted in Figure 2.1, the area inside the hysteresis loop is ΔW , and the area of the triangle is W_e . The term damping is used to describe the physical phenomenon of converting energy from deformation to heat. The damping coefficient D is defined by the energy dissipated by the material during a cycle closed by the formula :

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W_e} = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.4)$$

The described model is implemented in FLAC software. The seismic response of soil behaviour is performed using computer program FLAC^{2D} taking into account the Ramberg-Osgood hysteretic model with the Mohr Coulomb criterion.

The main characteristic of Ramberg Osgood's model is that it allows to simulate non-linearity even in the elastic domain of materials; the shear modulus varies according to the distortion this has the advantage of better explaining the notion of degradation through its mathematical form and to naturally reproduce the damping of materials under cyclic stresses.

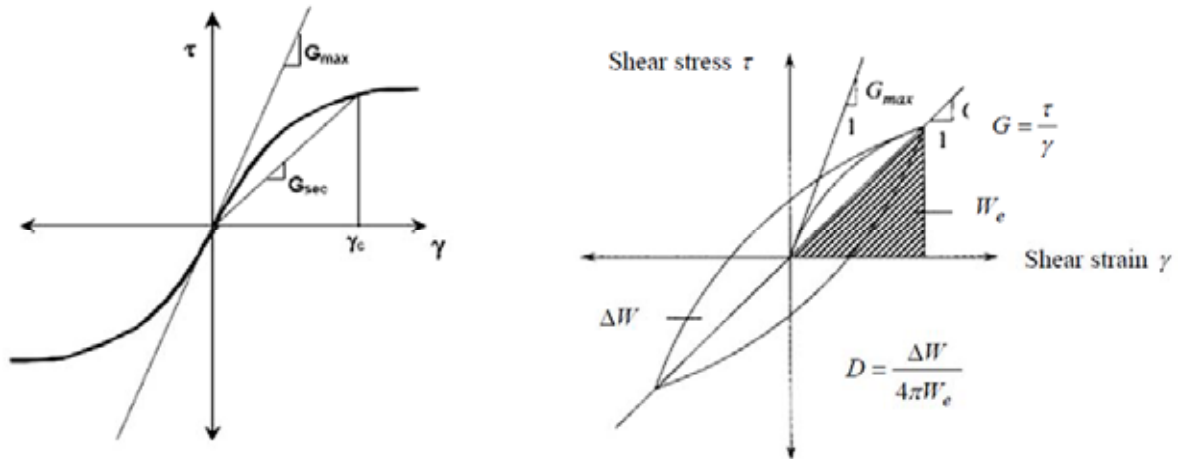


Figure 2.1. Typical stress strain relationship.

In order to use it, it must be transformed into a G/G_{\max} degradation relationship.

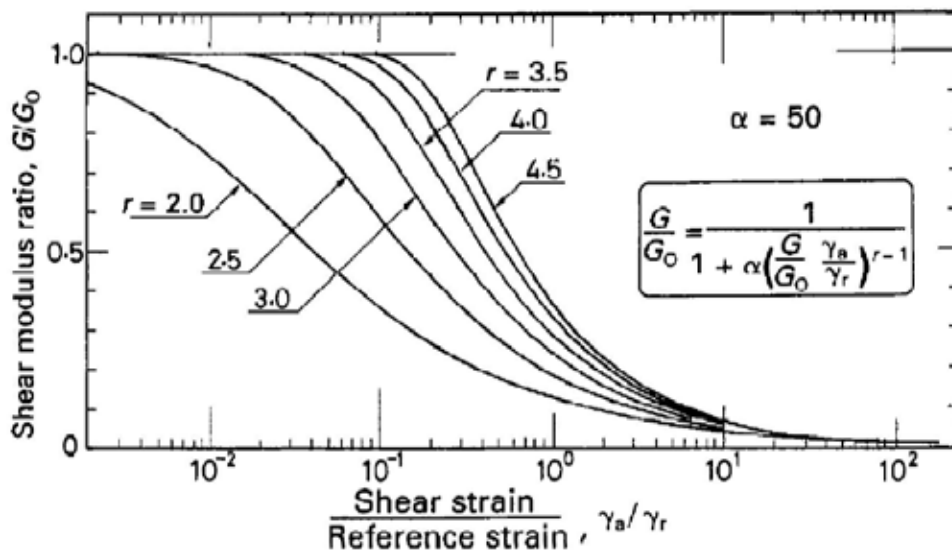


Figure 2.2. Numerical example of the Ramberg-Osgood model.

Numerical study of the evolution dynamic parameters of Algerian soils using geotechnical and geophysical data

3. NUMERICAL SIMULATION AND IDENTIFICATION METHODOLOGY

The objective of the soil identification is to obtain the elastoplastic model parameters from these experimental curves. The model parameters identification methodology proposed in this study is:

In the first step, the parameters of the Ramberg Osgood law, r and α , are identified by means of a practical procedure developed by comparing the curve G/G_{max} given by this law and the experimental curve G/G_{max} . The evaluation of maximal shear modulus is determined from geophysical methods, often used to characterize the dynamic soil properties of the subsurface, in particular down hole test. Because no experimental of these curves $G(\gamma)$ and $D(\gamma)$ are available for Algerian soils, the identification of the model parameters, r and α , is based on the empirical curves proposed by Seed and Idriss (1970)[8] for granular materials and Vucetic and Dobry (1991)[9] for clays.

In second step, a cyclic behavior of a soil profile is simulated using the numerical code FLAC^{2D}, taking into account Ramberg-Osgood law limited by the Mohr Coulomb criterion. The angle of friction ϕ , the cohesion c , and the effective mean stress are defined from geotechnical investigations.

Dynamic site response analysis is performed considering a 2D finite difference model. The soil deposit is assumed to be made of several horizontal layers, which are horizontally homogenous and of infinite horizontal extent soil column extending from the ground surface to bedrock. The soil layers are characterized by their physical and mechanical properties of the model taking into account in this study. The mesh of the soil profile is 30 rectangular elements of one meter in thickness and width. The mesh size for soil column model is selected to ensure accurate wave transmission. Earthquakes or mono-harmonic sinusoidal functions are assumed to generate only horizontal motion at the soil-bedrock interface, and to result into shear waves that propagate vertically in the soil layers. Figure 3.1 shows the model prediction for four acceleration amplitude.

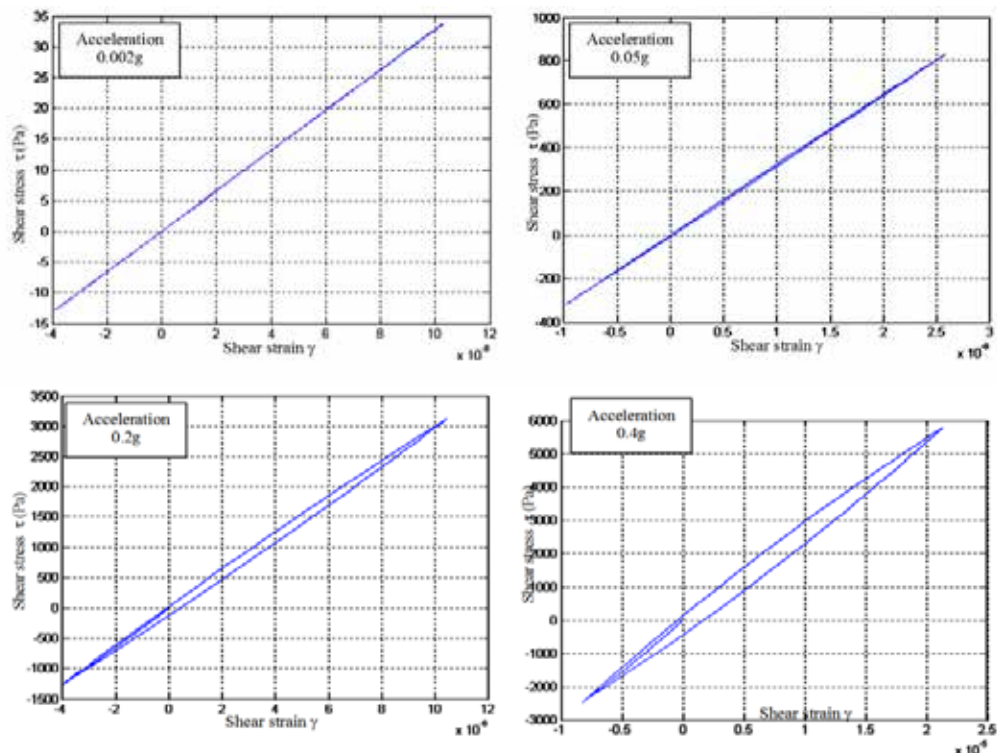


Figure 3.1. Shows the model prediction for four acceleration amplitude.

Khiatine Mohamed, Bahar Ramdane

4. DEGRADATION SHEAR MODULUS AND DAMPING CURVES FOR ALLUVIAL PLAIN SOILS OF BEJAIA, ALGERIA

The historic seismicity (1365~1992) of Algeria shows that the north is a highly seismic zone [10, 11]. During the past three decades, it has experienced several moderate to severe destructive earthquakes. Therefore, one of the spectacular aspects of the seismic event is the collapse of the structures as a result of the degradation of the shear strength of powdery and silty or clayey soils of low compactness. The shear strength, because it is proportional to the effective stress according to the Mohr-Coulomb failure criterion, decreases and is cancelled after a number of cycles, which explains the loss of shear strength during the earthquake. Therefore, Design of geotechnical engineering problems that involve dynamic loading of soils and soil-structure interaction systems requires the determination of two important parameters, the shear modulus and the damping of the soils. Many geophysical and geotechnical investigations are performed to characterise the Algerian soils, but few dynamic tests and no experimental of the $G(\gamma)$ and $D(\gamma)$ curves are available. The aim objective of this study is to propose these curves by means a numerical analysis based on empirical curves proposed by Seed and Idriss (1970) for sands and Vucetic and Dobry (1991) for clays.

4.1. Experimental site: harbor area of Bejaïa

Bejaïa is an Algerian city located on the edge of the Mediterranean Sea, about 180 km east of the capital of Algiers. It is a very populated city, it is also known for its big industrial zone and its oil and commercial port. The city of Bejaia has clung to the slopes of Djebel Gouraya, and then extended southward into the plain. The harbor area was developed at the mouth of oued Soummam and land was won over the sea (Fig. 1). The regional geology materializes the Bejaia Plain in the post-table syncline basins of Tell [12], the depression formed between Mount Gouraya in the north and the port area in the south was filled with fine alluvial deposits of the Oueds Soummam and Seghir and interspersed in transgressive marine deposits.

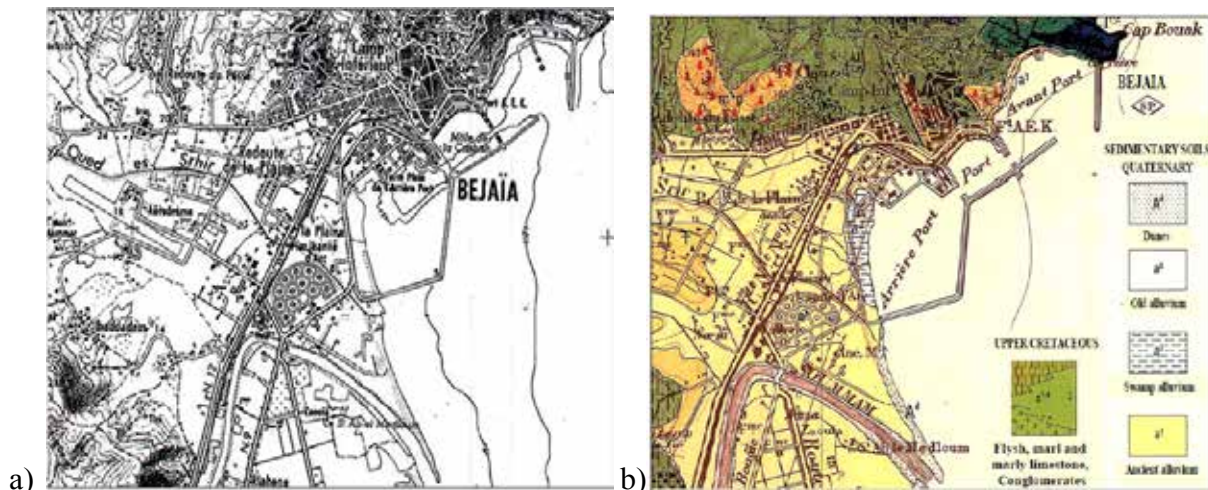


Figure.4.1a. Extract from the topographical map of the harbour area of Bejaia.

Figure.4.1b. Extracted of geological of Bejaia n°26 at a scale of 1/50 000.

Northern Algeria is located on the border of two tectonic plates: Eurasian plaque and African Plaque with a shortening speed between the two plaques of the order of 5 to 6 mm/year. Induced earthquakes are generally due to a reverse failure mechanism . Bejaia region is classified in zone IIa, medium seismicity according to the Algerian RPA seismic rules [4].

Numerical study of the evolution dynamic parameters of Algerian soils using geotechnical and geophysical data

The city of Bejaia has a Mediterranean climate characterized by a warm, dry summer and a rainy, wet winter. Alluvial fill formations are represented by alluvial terraces are highly permeable, considered to be the main hydrogeological formations. Identified in the Soummam valley, they constitute a good aquifer because of their large thickness in coarse elements.

In geotechnical aspects, most of the sites were covered by investigation tests to evaluate soil resistance and their degree of constructibility. It turns out that those superficial layers of marshy alluvial nature, predominantly sandysilty to clayey, impregnated with a muddy matrix and sometimes heterogeneous (Fig. 3), have not yet reached a sufficient degree of consolidation, therefore, their bearing capacity is low and their compressibility is high. These layers of alluvial nature deposited on a marl-limestone bedrock deep enough to deep (about 25 to 45 m deep)[13]. It is also important to note that several cases of structures built on superficial foundations have experienced some distresses and even failure, such as the generalized collapse of petroleum reservoirs and the settlement of the bridge in oued Seghir (Sonatrach, 1991, 2004).

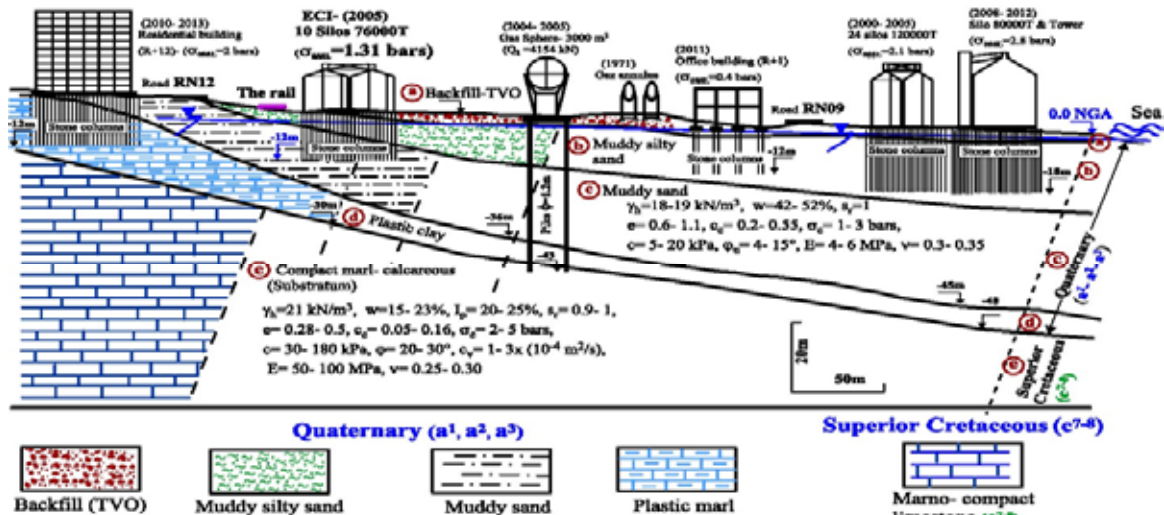


Figure 4.2. Geological profile and foundation type of buildings in the port area [13, 14].

The collection of data from many geotechnical studies carried out in the harbor area of the Bejaia plain (Figs. 4.3a and 4.3b) resulted in the elaboration of a database in situ geotechnical test results (pressuremeter, CPT and SPT tests) and geophysical tests (down hole) as well as laboratory tests (physical and mechanical)[13].

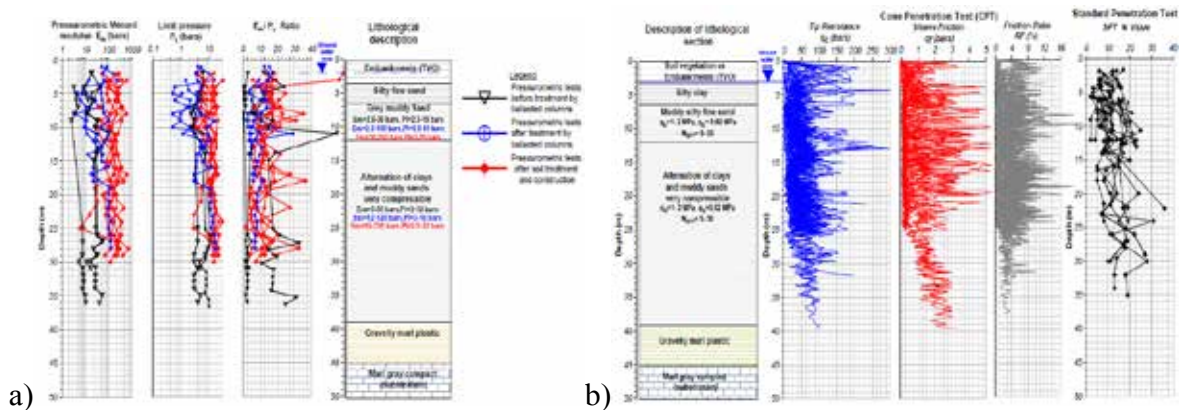


Figure 4.3a. Pressurometric parameters results measured of Bejaia harbor area.

Figure 4.3b. Penetrometric parameters measured of Bejaia harbor area by in situ tests.

Khiatine Mohamed, Bahar Ramdane

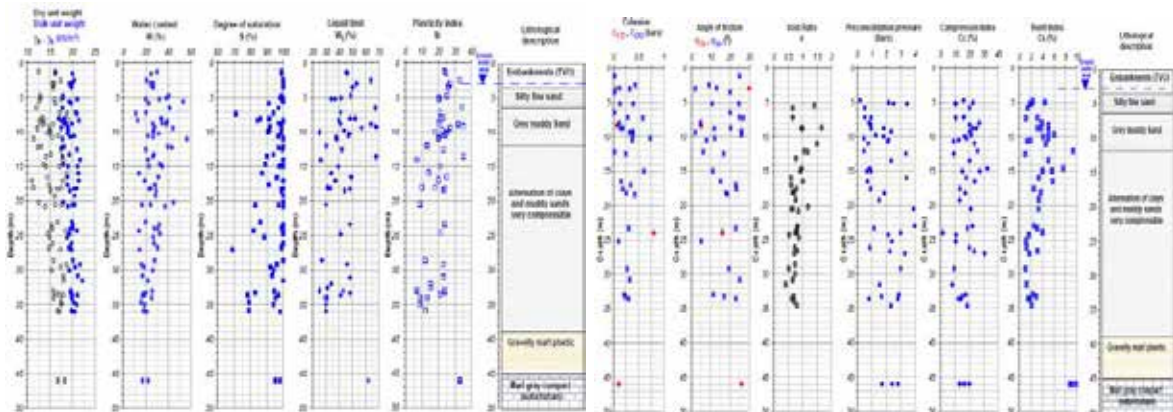


Figure 4.4. Physical and Mechanical properties of soils.

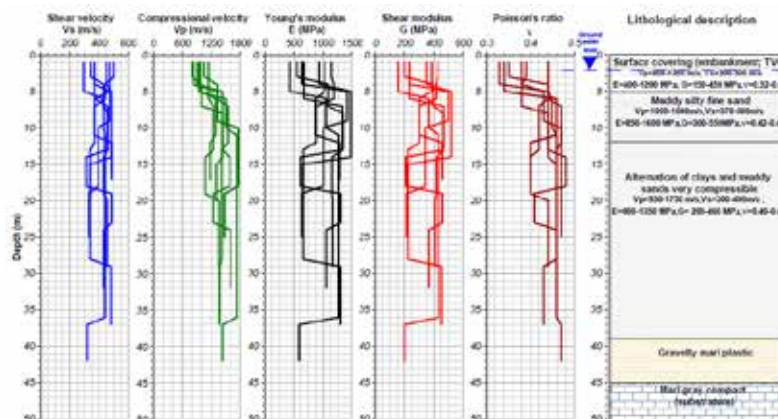


Figure 4.4. Down hole geophysical test record results in the harbor area of Bejaia.

4.2. Discussion of the results

Most of the land located in the alluvial plain of Bejaia presents geotechnical constraints in terms of low bearing capacity, high compressibility, susceptibility to liquefaction and flooding for land reclaimed from the seaside, which makes use of the technique of soil improvement by stone columns in order to limit these major risks for several industrial projects located on the alluvial plain [14-18]. It is noted that the results of the penetrometer and pressuremeter tests are consistent with those of the laboratory and confirm that the alluvial formation composed of alternating layers of loose sand, muddy sands and silt is in an under-consolidated to normally consolidated state. According to the results of the SPT and CPT tests, the alluvial formation belonging to the filling of the Bejaia plain over the first 30 metres of depth characterized by relative densities between 20 and 60% [13].

4.3. Numerical simulation

Using data resulting from geophysical and geotechnical investigations, calculations are carried out by means of two-dimensional geotechnical difference-element analyses. It consists on numerical identification of these curves using the FLAC^{2D} software (Itasca, V7.0). The non linear elastic model proposed by Ramberg Osgood and limited by the Mohr-coulomb criterion is used. The experimental curves given by Seed and Idriss (1970) for granular materials and Vucetic and Dobry (1991) for the fine grained soils are used to calibrate the parameters of the model.

The results of the numerical simulations under several confinement (50, 100 and 200 kPa) are in concordance with each other experimentale curves given by Seed and Idriss (1970) for granular materials and Vucetic and Dobry (1991) for the fine grained soils.

Numerical study of the evolution dynamic parameters of Algerian soils using geotechnical and geophysical data

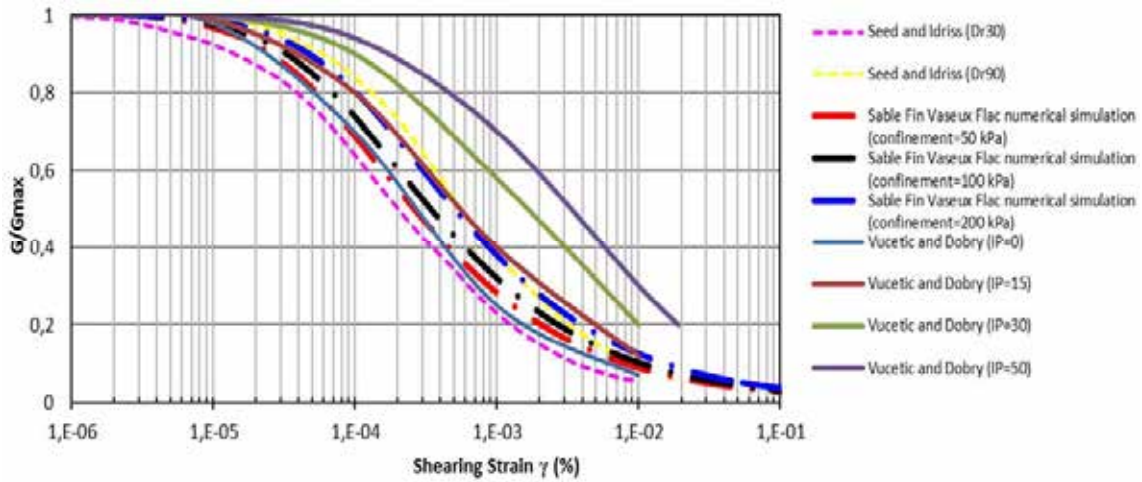


Figure 4.5. Comparison of results shear modulus reduction variation with distortion deformation.

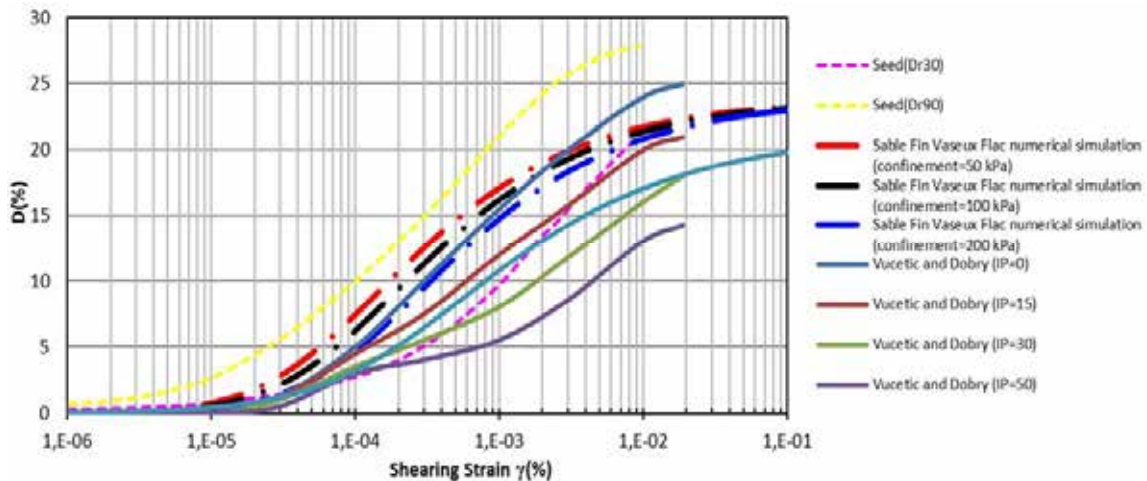


Figure 4.6. Comparison of results damping D (%) variation with distortion deformation.

4. CONCLUSION

This study can form the preliminary basis to give these curves when no experimental data is available or to be used as the starting point for cases where geotechnical measurements are not sufficient. Using the empirical curves of shear degradation modulus and damping curves proposed for soils in the literature, the dynamic analysis performed using FLAC code point out the potentiality of Ramberg-Osgood model, limited by the Mohr Coulomb criterion, to evaluate the degradation of the shear modulus and damping ratio curves for Algerian soils.

The model presented by Ramberg Osgood is applicable to the muddy silty sand and muddy sands of Bejaia.

REFERENCES

- [1] Atkinson J, Salfors G. Experimental determination of soil properties (stress-stiain-time). Proc 10th Eur Conf: Soil Mech, Florence1991. p. 915.
- [2] Tatsuoka F., Shibuya S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Rept of the Institute of Industrial Science 1992;Vol. 37, No. 1, Univ. Of Tokyo, 136 p.



Khiatine Mohamed, Bahar Ramdane

- [3] Borel S, Reiffsteck P. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Etudes et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées Série Géotechnique 2006.
- [4] Algériennes RP. RPA 99—version 2003. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique Document technique réglementaire DTR-BC 2003;2.
- [5] Bagagli Y, Vincens E, Fry J-J. A model for the computation of engineering earth structures to a seismic motion. European Journal of Environmental and Civil Engineering 2010;14:599-616.
- [6] Ramberg W, Osgood WR. Description of stress-strain curves by three parameters. 1943.
- [7] Le TN. Modélisations du comportement des barrages en terre sous séismes: Grenoble INPG; 2006.
- [8] Seed HB. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. EERC 1970.
- [9] Vucetic M, Dobry R. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering 1991;117:89-107.
- [10] CRAAG. Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique, (http://www.craag.dz/r_sismologique.php).
- [11] Benouar D. The Melouza earthquake of 21 February 1960, Seismicity of Algeria and adjacent region during the twentieth century. Ann Geofis 1994;37:862.
- [12] Roth J. Les séismes de Kherrata et la sismicité de l'Algérie Bull de Service de la Carte Géologique de l'Algérie 4^{ème} série : N 3 (40 p) Alger, Algérie 1950.
- [13] Khiatine M, Reiffsteck P, Bahar R. Evaluation of Dynamic Soil Properties for Alluvial Plain of Bejaia Using Field Data and Laboratory Tests. Geotechnical and Geological Engineering 2019:1-24.
- [14] Sadaoui O, Bahar R. Field measurements and back calculations of settlements of structures founded on improved soft soils by stone columns. European Journal of Environmental and Civil Engineering 2017:1-27.
- [15] Khiatine M, Medjnoun A, Bahar R. Soil Liquefaction Hazard Evaluation for Infrastructure in the New Bejaia Quai, Algeria. World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Geotechnical and Geological Engineering 2016;3.
- [16] Khiatine M. Renforcement des sols de fondation par des colonnes ballastées. Application à la fondation d'un silo de 80000 tonnes 2011.
- [17] Bahar R, Sadaoui O, Khiatine M. Comportement des fondations d'ouvrages sur les sols mous de Béjaia renforcés par des colonnes ballastées. 2ème Séminaire International Innovation et valorisation dans le Génie Civil, INVACO2 2011.
- [18] Bahar R, Sadaoui O, Vincens E. Settlements of silos founded on compressible soils reinforced by stone columns. Proc of the Intern geotechnical conf«Geotechnical challenges in megacities2010. p. 965-70.



ZEMİN YAPI ETKİLEŞİMİ



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

ZEMİN-YAPI ANALİZLERİNDE DİNAMİK ZEMİN DAVRANIŞININ DİKKATE ALINMASI

CONSIDERING DYNAMIC SOIL BEHAVIOUR IN SOIL-STRUCTURE ANALYSIS

Yeşim TÜMSEK¹

ABSTRACT

Since, the shear modulus parameters which are taken from Geotechnical engineering reports are based on minor-shear deformation, these parameters don't represent the reality accurately. In fact, this shows that the shear modulus is minor which the earthquake demands and it also shows that the non linear behavior of soil and shear modulus are variational. Thus, when soil shear of a soil stiffness which depend on deformation are taken into consideration in dynamic soil behavior in soil-structure analysis, it is seen that dynamic stiffness show substantial dwindlings. In this study, the building's model's structure-soil unity which is consistently and basically designed was idealized through quantitative tools as well as the model have studied by the sub-system approach and impedance functions in relation with geo-engineering parameters. The parameters which were used in analysis in this research were taken from soil-investigation reports from the Kadıkoy district of Istanbul city. The changes of the dynamic stiffness (impedance functions) of the foundations which lay on clay layers depends on burial percentage. These changes were obtained comparatively by means of MATLAB code that is the solution algorithm which is based on stable shear modulus stiffness ($G_i=G_{max}$) and reduced shear modulus stiffness ($G_i \neq G_{max}$). The solution algorithm that is developed is important in terms of yielding accurate interpretation of the geo-technical parameters of the analysis of the structures of engineering which are built in active earthquake regions and under weak soil conditions.

Keywords: Dynamic soil behavior, soil-structure analysis, impedance functions, solution algorithm MATLAB

ÖZET

Geoteknik mühendislik raporlarından alınan kayma modülü parametreleri küçük kayma şekil değiştirmelerine bağlı elde edildiği için gerçeği tam anlamıyla yansıtmamaktadır. Aslında depremin talep ettiği kayma modülü daha küçük olduğu ve zeminin doğrusal olmayan davranışıyla kayma modülünün değişken olduğu anlamına gelmektedir. Böylelikle kayma şekil değiştirmesine bağlı kayma rijitliğinin değişimi, zemin-yapı analizlerinde dinamik zemin davranışının dikkate alınmasıyla dinamik rijitliğin önemli derecede azalmı oluşturduğu

¹ İnş. Yük. Müh., Sakarya Üniversitesi, yesimtumsek34@gmail.com

görülmektedir. Bu çalışmada sürekli temel olarak tasarlanan bina modelinin yapı-zemin birlikteliği sayısal araçlarla idealleştirilerek, altsistem yaklaşımı ile empedans fonksiyonları esas alınarak geoteknik mühendislik parametrelerine bağlı incelenmiştir. Analiz çalışmalarında incelenen parametreler İstanbul ilinin Kadıköy ilçesine ait zemin etüt raporlarından alınan zemin mekanik özellikleri kullanılmıştır. Kil tabakasına oturan temellerin gömülme oranına bağlı dinamik rijitliklerinin (empedans fonksiyonlarının) değişimleri sabit zemin kayma rijitliğine ($G_i=G_{maks}$) ve azaltılmış zemin kayma rijitliğine ($G_i \neq G_{maks}$) göre geliştirilen çözüm algoritması MATLAB kodu çerçevesinde karşılaştırmalı olarak elde edilmiştir. Geliştirilen bu çözüm algoritması aktif deprem bölgelerinde zayıf zemin koşullarında inşa edilecek önemli mühendislik yapıların deprem analizinde geoteknik parametrelerin doğru yorumlanması hakkında pratik bilgiler sunmak üzere önem taşımaktadır.

Anahtar kelimeler: Dinamik zemin davranışı, zemin-yapı analizi, empedans fonksiyonları, çözüm algoritması MATLAB

1. GİRİŞ

Yapılarda oluşan hasarların önemli bir kısmının yerel zemin koşullarının dikkate alınmamasından kaynaklanmaktadır. Sismik analiz için yapı-temel-zemin birlikteliğinin düşünülmesi zayıf zemin koşullarında önem kazanmaktadır. Zemin koşullarının yapının dinamik davranışı üzerindeki etkilerinin yapı-temel-zemin etkileşim problemlerinde altsistem yaklaşımı kullanılarak geliştirilen matematik model yapısal ve geoteknik parametrelere bağlı ele alınmaktadır. Altsistem yaklaşımı, üstyapı hareket denklemi ile altyapı hareket denkleminin ayrı ayrı yazıldığı ve temel zemin arakesitinde etkileşim kuvvetleri ile birleştirilerek yapı-zemin etkileşim probleminin ele alındığı çözüm yaklaşımıdır (Apsel vd., 1987), (Pais vd., 1988), (Mylonakis vd., 2000). Bu çalışmada dinamik rijitliği temsil eden empedans fonksiyonunu altsistem yaklaşımı ile çözüm algoritmaları temel zemin etüt raporlarından alınan maksimum kayma dalga hızına ($G_i=G_{maks}$) göre hesap edilmiştir. Ancak geoteknik mühendislik raporlarından alınan kayma modülü parametreleri küçük kayma şekil değiştirmelerine bağlı elde edildiği için gerçeği tam anlamıyla yansıtmamaktadır (Darendeli, 2001). Aslında depremin talep ettiği kayma modülü daha küçük olduğu ve zeminin doğrusal olmayan davranışıyla kayma modülünün değişken olduğu anlamına gelmektedir (Kramer, 1996). Böylelikle kayma şekil değiştirmesine bağlı kayma rijitliğinin değişimi, zemin-yapı etkileşim problemlerinde dikkate alınmasıyla empedans fonksiyonlarının önemli derecede azalım oluştuğu görülmektedir. Kayma şekil değiştirme büyüklüğüne bağlı değişen zemin kayma modülünün, empedans fonksiyonların hesabında etkisini gösterebilmek için önerilen çözüm algoritmasına ilave azaltılmış zemin kayma rijitliğine ($G_i \neq G_{maks}$) göre bir hesap modülü eklenerek yazılan MATLAB kodu geliştirilmiştir. Ayrıca zemin-yapı etkileşiminin analiz edildiği programlama dili olan MATLAB için teknik notlar literatürde mevcuttur (Galvin vd., 2014).

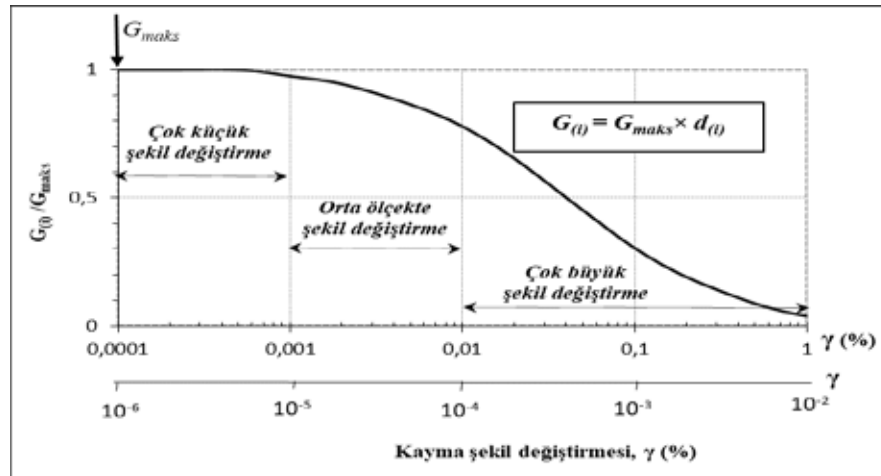
2. YÖNTEM

2.1. ÇÖZÜM ALGORİTMASI

Kayma modülü azalım eğrisinin değişimi ($G_{(i)}/G_{maks}$), SHAKE91 tabanlı EZ-FRISK programında elde edilmiştir (Seed vd., 1969). Killi zemin koşulu için elde edilen kayma rijitliğinin kayma şekil değiştirmesine bağlı azalım eğrisini MATLAB programında yazılan kodda tanımlatabilmek, ancak söz konusu eğrinin kayma şekil değiştirme referans aralıklarına göre parçalı doğrusallaştırılmasıyla mümkün olmuştur. Kayma modülü azalım eğrisi şekil değiştirme referans aralıklarına göre altı bölgeye ayrıştırılarak doğrusallaştırılmıştır. Kayma şekil değiştirmesinin referans aralığına (logaritmik) göre lineerleştirilen azalım eğrisinden elde edilen denklemler (Denklem 1) basit bir çözüm algoritması içerisinde plastisite indeksine göre farklılık gösteren zemin durumları için MATLAB kodu oluşturulmuştur.

$$d_{(i)} = (G_{(i)}/G_{maks})_{deneysel} \quad (1)$$

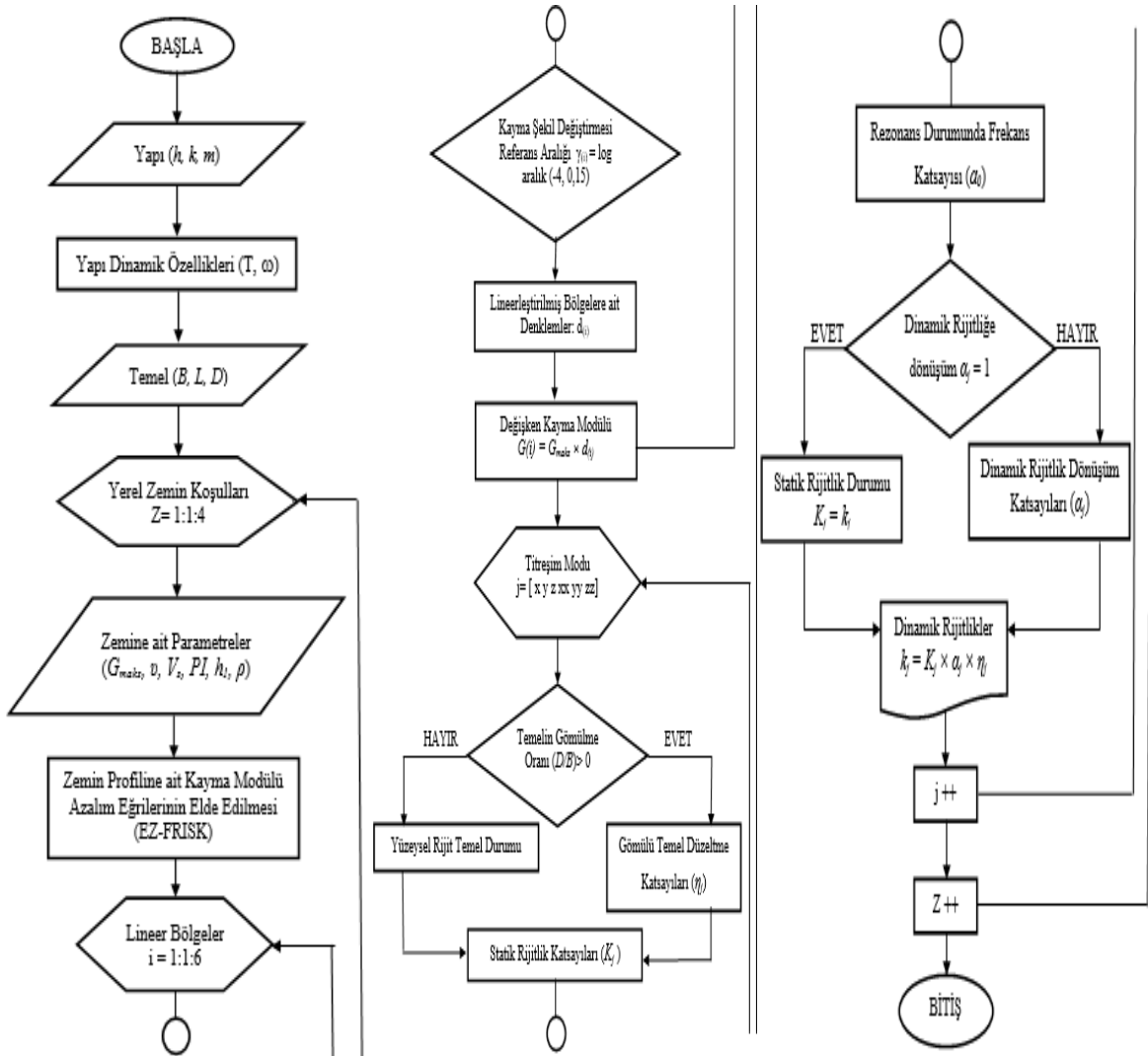
Kayma modülü oranı zeminin çok küçük birim şekil değiştirme aralığında önemli derecede değişmezken ($\gamma > \% 10^{-4}$), artan birim şekil değiştirme değerleriyle birlikte ciddi derecede azaldığı Şekil 1.'de verilen egride açık bir şekilde anlaşılmaktadır (Gazetas, 1991).



Şekil 1. Doğrusal Olmayan Zemin Davranışını Temsil Eden Kayma Modülü Azalım Eğrisi

Deprem talep ettiği kayma şekil değiştirmesi tahmin edilerek hesaplanacak olan zemin kayma rijitliği göz önünde bulundurularak empedans fonksiyonları yapı-zemin etkileşim probleminde kullanılmalıdır. Şekil 1'de gösterilen kayma rijitliği azalım eğrisi çok büyük şekil değiştirme aralığında ötelenme ve dönme titreşim modları için tanımlanan empedans fonksiyonlarını önemli derecede etkileyecektir.

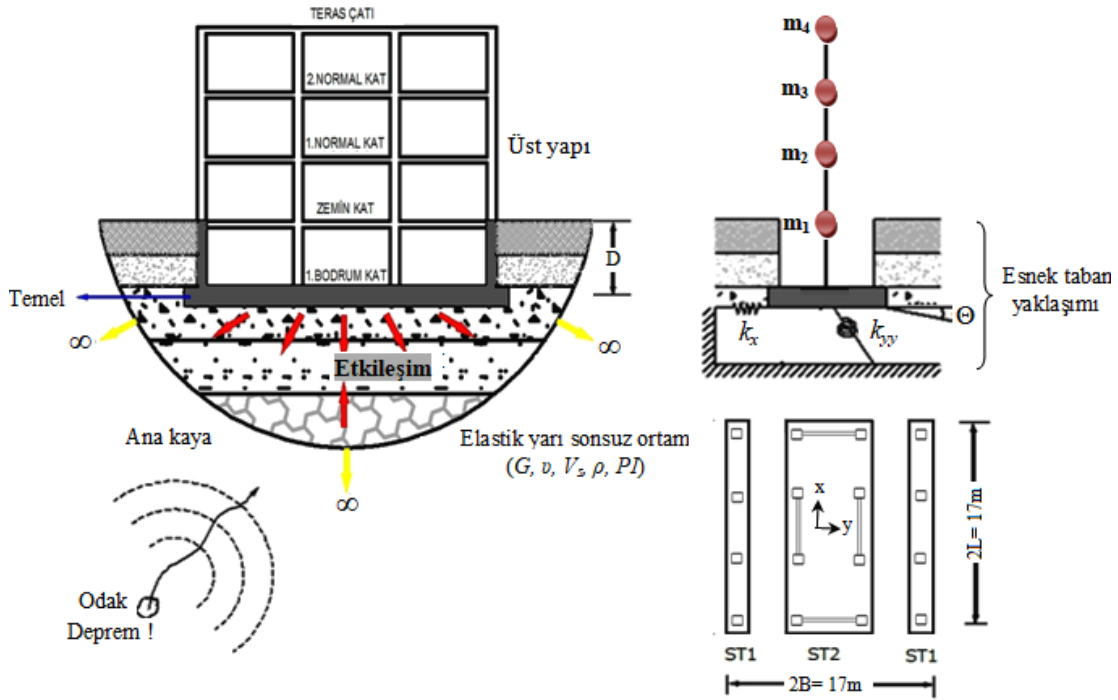
Kayma şekil değiştirmelerine bağlı değişen zemin dinamik kayma modülünün empedans fonksiyonları üzerindeki etkisi çözüm algoritması yazılan MATLAB kodunun çözüm akış şeması Şekil 2.'de gösterilmiştir. Çözüm algoritmasında, temelin dinamik rijitliği (k_j), statik rijitliği (K_j), dinamik rijitliğe geçiş katsayısı (α_j) ve gömülü temel durumu için düzeltme katsayısı (η_j) ile ifade edilmektedir. Statik rijitlik ise zemin kayma modülü (G), zemin poisson oranı (ν), temel boyutlarının (B ve L) bir fonksiyonudur. Burada j ise ötelenme (x , y , z) ve dönme (xx , yy , zz) modlarını belirtmektedir (NIST, 2012). Temel zemin etüt raporlarından alınan maksimum kayma dalga hızı (G_{maks}), zemin tabaka kalınlıkları (h_1), kayma dalga hızları (V_s), birim hacim ağırlıkları (ρ) ve plastisite indeks (PI) parametreleri kayma şekil değiştirmesine bağlı kayma modülü azalım eğrilerini elde etmek için kullanılmıştır.



Şekil 2. Zemin Kayma Modülünün Değişimine Bağlı Elde Edilen Empedans Fonksiyonlarının Akış Şeması

3. SAYISAL UYGULAMA

Zemin koşullarının yapı temeli üzerindeki etkilerini, dolayısıyla bina davranışındaki etkilerini yani yapı-temel-zemin birlikteliğini sayısal uygulamalarda gösterebilmek için Şekil 3'de verilen dört katlı bina örnek olarak seçilmiştir. Söz konusu sürekli temellerin (ST1 ve ST2) x eksenini doğrultusundaki ötelenme ve y eksenini etrafındaki dönme rijitlikleri temelin gömülme oranına (D/B) bağlı elde edilmiştir. Örnek yapıya ait sürekli temellerin (ST1 ve ST2) geometrik parametreleri B ve L, sırasıyla temelin y doğrultusundaki yarı genişliğini ve x doğrultusundaki yarı uzunluğunu temsil etmektedir. Zemin tepki analizi çalışmalarında zemin ortamı, doğrusal olmayan zemin olduğu belirtilmiştir. Rijit kütleli temel plağının oturduğu zeminin dikkate alınan özellikleri; kayma modülü (G), Poisson oranı (ν), kayma dalga hızı (V_s), birim hacim ağırlığı (ρ) ve plastisite indisi (PI) parametrelerini kapsamaktadır.



Şekil 3. Sürekli Temel Olarak Tasarlanan Bina Modelinin Yapı-Temel-Zemin Birlikteliği

Sayısal uygulamada kullanılan sürekli temele sahip bina modelinin özellikleri Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1. Bina Modelinin Özellikleri

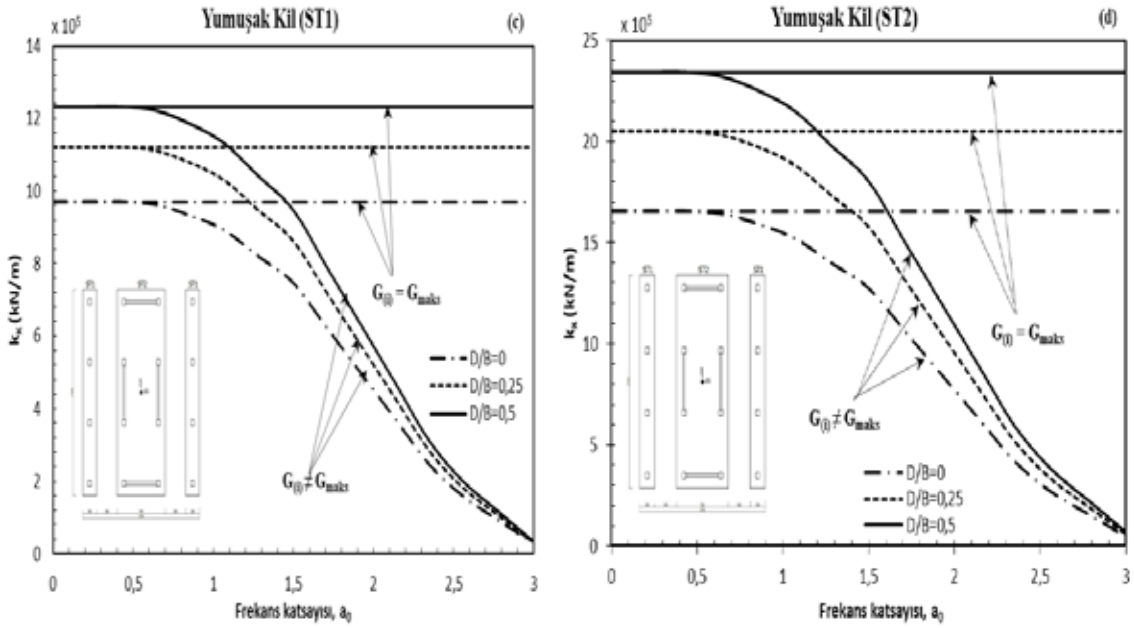
Parametre	Sembol	Birim	Büyükük
Yapı ağırlığı	W	kN	9633,59
Yapının yüksekliği	H	m	12
ST1 ve ST2 temel uzunlukların yarisı	L	m	8,5
ST1 ait temel genişliğin yarisı	B	m	1
ST2 ait temel genişliğin yarisı	B	m	3,5
Zemine rijit bağlı sistemin periyodu	T	s	0,15
Açısal frekans	ω	rad/s	41,89

Çalışma konusunda önemli bir yer tutan inceleme alanı Şekil 4.’de verilen, İstanbul ilinin Kadıköy ilçesine ait zemin ve temel etüt raporundan alınan zemin mekanik özellikleri kullanılmıştır (Bedirhanoglu, 2016). Killi zemin ortamına ait bilgiler Çizelge 2’de verilmiştir.

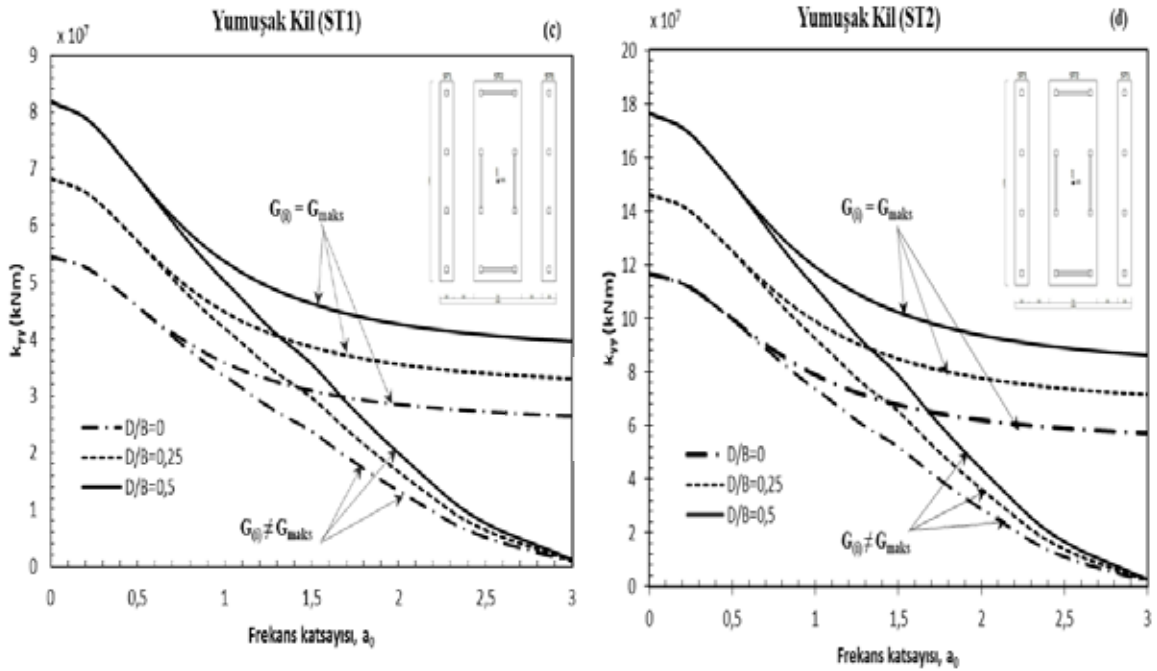
Çizelge 2. Killi Zemin Ortamının Özellikleri

Zemin Türü	ρ [kN/m ³]	G [kN/m ²]	V _s [m/s]	v	PI [%]	h ₁ [m]
Yumuşak Kil	14,27	52600	192	0,388	13	2,5

Killi zemine oturan temellerin gömülme oranına (D/B) bağlı dinamik rijitliklerinin (empedans fonksiyonlarının) değişimleri sabit zemin kayma rijitliğine ($G_{(i)} = G_{maks}$) ve azaltılmış zemin kayma rijitliğine ($G_{(i)} \neq G_{maks}$) göre geliştirilen MATLAB kodu çerçevesinde Şekil 4. ve Şekil 5.’de karşılaştırmalı olarak elde edilmiştir.



Şekil 4. Yumuşak killi zeminlere oturan sürekli temellerin $G_{(i)} = G_{maks}$ ve $G_{(i)} \neq G_{maks}$ durumları için dinamik ötelenme rijitliğinin (k_x) frekansa bağlı değişimi



Şekil 5. Yumuşak killi zemine oturan sürekli temellerin $G_{(i)} = G_{maks}$ ve $G_{(i)} \neq G_{maks}$ durumları için dinamik dönme rijitliğinin (k_{yy}) frekansa bağlı değişimi

Elde edilen grafiklerden anlaşıldığı gibi temelin gömülme derinliğinin (D/B) artması söz konusu ötelenme ve dönme titreşim modlarına karşı gelen dinamik rijitlik değerlerinin artmasına neden olmuştur. Zeminin kaymaya karşı göstereceği direncin kayma şekil değiştirmesine bağlı azalmasıyla ($G_i \neq G_{maks}$) çok büyük şekil değiştirmelere neden olacak depremlerde kullanılacak olan dinamik rijitliklerin hesaplarda önemli derecede azaltılması gerektiği grafiklerden anlaşılmaktadır. Temelin gömülme derinliğinin (D/B) artması Zemin

etütleri raporlarında zeminin küçük kayma şekil değiştirmesine karşı gelen zemin kayma modülünün verilmesi, tasarım depremine göre yapı-zemin etkileşim problemlerin çözümünde kullanılacak dinamik rijitliklerin yanıltıcı sonuç vermesine neden olabileceği ele alınan örneklerden açıkça görülmektedir. Zeminin kayma rijitliğinin şekil değiştirmeye bağlı değişiminin dinamik rijitlik (empedans fonksiyonları) üzerindeki etkisi Çizelge 3.'de verilmiştir.

Çizelge 3. Killi zemin koşullarında kayma rijitliğinin şekil değiştirmeye bağlı değişiminin empedans fonksiyonları üzerindeki etkisi (%)

Boyutsuz frekans parametresi a_0	Yumuşak kil			
	ST1		ST2	
	k_x	k_{yy}	k_x	k_{yy}
0	0	0	0	0
0,21	0	0	0	0
0,42	0	0	0	0
0,64	1	1	1	1
0,85	4	4	4	4
1,07	8	8	8	8
1,28	16	16	16	16
1,49	23	23	23	23
1,71	36	36	36	36
1,92	49	49	49	49
2,14	62	62	62	62
2,35	75	75	75	75
2,57	84	84	84	84
2,78	91	91	91	91
3	97	97	97	97

4. SONUÇLAR

Bu sayısal uygulamaların sonucunda anlaşılıyor ki zemin koşullarının temel ve dolayısıyla yapı titreşimleri üzerindeki etkisini zeminde büyük kayma şekil değiştirmelerine neden olacak tasarım depremleri için dikkatlice ele almak gerekir. Büyük kayma şekil değiştirmelere karşı gelen kayma rijitliğinin, dinamik empedans fonksiyonların hesabına katılması yapı-temel-zemin etkileşim problemlerinde önemli bir konudur. İstanbul Kadıköy yerleşim bölgesinde seçilmiş bir arsaya ait zemin etüt verileri empedans fonksiyonlarının hesabında dikkate alındığında, çok küçük şekil değiştirmelerin ($10^{-4} \leq \gamma \leq 10^{-3}$) söz konusu olduğu durumlarda zemin etütlerinde elde edilen kayma modülü doğrudan kullanılabilir. Orta derecede şekil değiştirmeleri ($10^{-3} \leq \gamma \leq 10^{-2}$) talep eden bir deprem için azaltılmış kayama modülü dikkate alınarak empedans fonksiyonları hesaplanır. Çok büyük şekil değiştirmelere ($10^{-2} < \gamma$) neden olan depremlerde ise kullanılacak olan empedans fonksiyonların önemli derecede azaltılması gerektiği ele alınan örneklerde görülmektedir. Buradan anlaşılmaktadır ki, şekil değiştirebilme özelliği yüksek zeminlerde (alüvyon zeminler) zemin ortamının rijitliği yani dayanımı düşüktür. Bu sonuçlar doğrultusunda, alüvyon zeminlere sahip bölgelerde zemin etüt raporlarında verilen kayma modülü yerine, o bölgede oluşabilecek büyük deprem etkileri dikkate alınarak hesaplanmış birim şekil değiştirmelere karşı gelen kayma modüllerinin hesaplanması ve üst yapının deprem



analizlerinde temel ortamı için bu değerin kullanılması daha gerçekçi sonuçlar ortaya koyacaktır. Bu çalışmanın sonuçları yapı mühendislerine yapı-zemin dinamik etkileşiminin dahil edildiği ileri düzey problemlerin deprem analizinde geoteknik parametrelerin doğru yorumlanması hakkında pratik bilgiler sunmak üzere önem taşımaktadır. Gerçek davranışın göz önüne alınabilmesi için zemin bölgesi de yapısal sistemin bir parçası olarak tanımlanmalı ve yapıyla beraber analiz edilmelidir.

KAYNAKLAR

- Apsel, R. J., Luco, J. E. (1987), "Impedance Functions for Foundations Embedded in a Layered Medium: an Integral Equation Approach", J. Earthq. Eng. Struct. Dyn., 15, 213-231.
- Pais, A., Kausel, E. (1988), "Approximate Formulas for Dynamic Stiffnesses of Rigid Foundations", Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 7 No. 4, pp. 213-227.
- Mylonakis, G., Gazetas, G. (2000), "Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental? ", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 377-400.
- Darendeli, M. B. (2001), "Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves", Ph. D. Dissertation, University of Texas at Austin, Texas.
- Kramer, S. L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering Prentice Hall, Inc.
- Galvin, P., Romero, A. (2014), "Technical Note a MATLAB Toolbox for Soil-Structure Interaction Analysis with Finite and Boundary Elements", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 57, pages 10.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1969), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Earthquake Research Center, University of California, Report EERC70-10, Berkeley.
- Gazetas, G. (1991), "Foundation Vibrations", Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Chapter 15, H.-Y. Fang, ed., Chapman and Hall, New York.
- NIST GCR 12-917-21 (2012), "Consultants Joint Venture; Soil-Structure Interaction for Building Structures", U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology.
- Bedirhanoğlu Zemin Yapı Mühendislik Hizmetleri San. Tic. Ltd. Şti. (2016.), "Zemin ve Temel Etüt Raporu", Kadıköy, İstanbul, 8 Pafta, 1429 Ada, 79 Parsel.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

İSTANBUL ESENYURT BÖLGESİNDE YÜKSEK KATLI YAPILAR İÇİN ZEMİN-TEMEL-YAPI ETKİLEŞİMİ

A STUDY OF SOIL-FOUNDATION-STRUCTURE INTERACTION FOR
HIGH RISE BUILDINGS AT ESENYURT, ISTANBUL

İlhan Burak DURAN¹

Ersin AREL²

Akın ÖNALP³

ABSTRACT

Current design practice in Turkey has a unique aspect where soil structure interaction (SSI) is evaluated by different approaches by the structural engineer and the geotechnician. Detailed in situ and laboratory testing is carried out by the geotechnical engineer to determine the parameters to constitute the model. The structural engineer on the other hand places heavy emphasis on the superstructure representing the interaction merely by a subgrade modulus and the allowable stress.

This paper represents the findings of a study on the SSI at Esenyurt District where heavily overconsolidated CH clays predominate. Properties of this clay were investigated in detail. The behaviour of a high rise building founded in this clay was studied. Different raft configurations were analysed where the free field was modelled by 11 layers and 4 layers were placed under the basements. 138 independent finite element groups were constituted to implement phased analysis of the structure. It was found that the method of analysis, support conditions, rigidities of the foundation and the subgrade influence the deformations of the superstructure in static conditions, and the settlement and the deformations of the raft.

Keywords: Soil-foundation-structure interaction, Raft foundation, Güngören formation, Overconsolidated clay, Finite element method.

ÖZET

Geoteknik ve Yapı mühendisleri, zemin-temel-yapı etkileşimi incelemesinde kendi yaklaşımlarıyla farklı değerlendirmeler yapabilmektedirler. Geoteknik mühendisliği, zemin ve temel özelliklerini belirlemede detaylı arazi ve laboratuvar araştırmaları yaparken yapı mühendisi oluşturduğu modellerde zemin özelliklerini; temel güvenli gerilmesi ve yatak katsayısı olarak iki parametre ile temsil etme eğilimindedir.

Bu bildiride; aşırı konsolide CH killerin baskın olduğu İstanbul-Esenyurt bölgesinde, Zemin - temel - yapı etkileşiminin bulguları sunulmuştur. Killerin özellikleri ayrıntılı

¹ Dr. Öğr. Üyesi, ilhanburakduran@hotmail.com

² Doç. Dr., İstanbul Okan Üniversitesi, ersinarel@gmail.com

³ Prof. Dr., İstanbul Okan Üniversitesi, onalpakin@gmail.com



değerlendirilerek bu bölgeden seçilen yüksek katlı bir binanın davranışı incelenmiştir. Analizlerde, zemin rijitliği tanımı için gerekli parametreler belirlendikten sonra farklı temel kombinasyonlarıyla; zemin ortamı düşeyde kazı bölgesi için 4, binanın oturduğu alan dışında kalan bölgede ise 11 tabaka ile temsil edilmiştir. Ayrıca, model aşamalı analiz gerektirdiğinden birbirinden bağımsız 138 adet sonlu eleman grubu oluşturulmuştur. Seçilen analiz yöntemi ile mesnetlenme şartlarının, zemin ortamının rijitliğinin ve temelin esnek veya rijit olması durumunun; statik yükler altında taşıyıcı sistemde ve temelde oluşacak maksimum düşey deformasyonların yerlerini ve mertebelerini kontrol ettiği saptanmıştır.

Anahtar kelimeler: Zemin-temel-yapı etkileşimi, Yayılı temel, Güngören formasyonu, Aşırı konsolide kil, Sonlu elemanlar metodu.

1. GİRİŞ

Yapı zemin etkileşimi üzerinde yapılan ilk çalışmalar 19. yüzyıl ortalarında başlamış olup, daha çok ortaya konulan problemlerin çözümü için geliştirilen denklem sistemleri ile ilgili olmuştur (Kasuel, 2009).

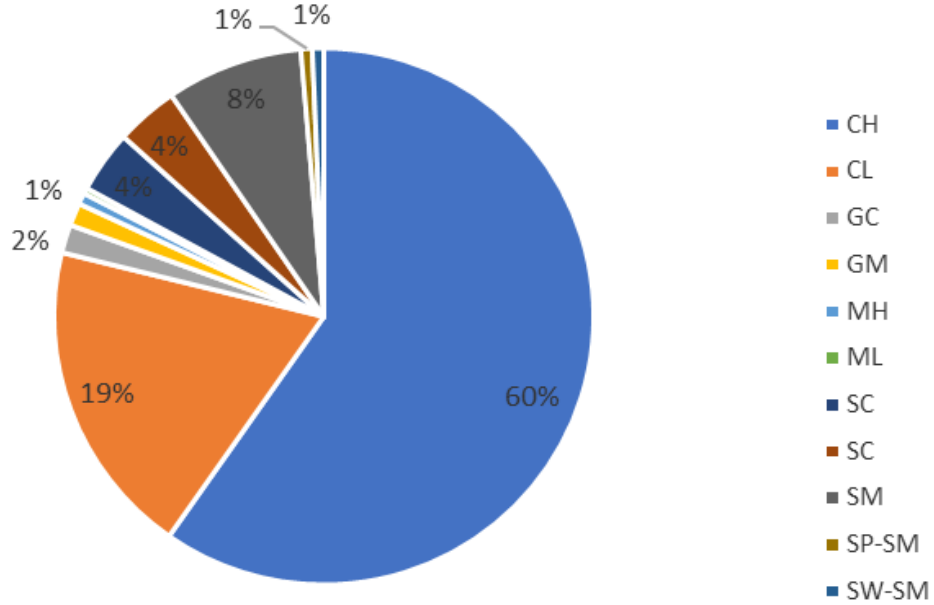
Sonsuz bir hacim elemanına rastgele etkiyen noktasal yük altında oluşan yer değiştirmelerin incelenmesi ile başlayan çalışmalar (Thomson, 1848) daha sonra elastik kabul edilen yarı-uzay ortamında oluşan gerilmelerin gelişiminin açıklanması üzerine devam etmiştir (Boussinesq, 1878; Cerruti, 1882). Statik yüklemeler altındaki davranışın incelemesinden sonra zamana bağlı yüklerin etkisi incelenmiştir (Stokes, 1849). Harmonik yüklemeye maruz, elastik yarı-uzay ortamında bulunduğu kabul edilen dairesel diskin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışı ile yapı-zemin etkileşimi (*Soil Structure Interaction, SSI*) konusunda ilk defa dinamik davranıştan söz edilmiştir (Reissner, 1936). İlerleyen yıllarda bu yaklaşım farklı araştırmacılar tarafından geliştirmiştir (Sagoci, 1944; Apsel vd, 1976; Chadwick vd, 1967).

İlk yıllarda yapılan çalışmalar daha çok sayısal çözümlere dayanmaktadır. Çözümlerin kolaylaştırılması için zemin ve/veya yapısal elemanların davranışının hem lineer elastik hem de yarı-uzay ortamında olduğu kabul edilmiştir. Yapı-zemin etkileşimi konusunda araştırmacıların karşısındaki en önemli problem, birbirinden bağımsız değişkenlerin sayısındaki çokluktur. Bu nedenle eldeki problemin çözümü için bazı özel kabullerin yapılması gerekmektedir. Bu alanda özellikle yapısal davranış üzerinde çalışan araştırmacılar, problemlerdeki bu belirsizliklerin azaltılması ve işlem kolaylığı amacıyla zemini yaylar ile temsil etmişlerdir. Zemin davranışının yaylarla temsil edildiği modeller genellikle bir (Winkler, 1867) veya yaylar arasında sürekliliğin sağlanmaya çalışıldığı iki parametrelili zemin modelleri (Filonenko-Borodich, 1940; Hetenyi, 1946; Pasternak, 1954 ve Vlasov, 1966) olarak özetlenebilir.

Son yıllarda ilerleyen bilgisayar teknolojisi ile çalışmalarda zaman tasarrufu ve işlem gücü yükselmiştir. 1950'li yıllarda ilk olarak uçak gövdelerinde oluşan gerilmelerin incelenmesi amacıyla kullanılan sonlu elemanlar metodu (FEM/SEM) ilerleyen yıllarda birçok mühendislik alanında farklı problemlerin çözümü için kullanılmaya başlanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi ile kullanılan birçok malzeme modeli ve yenilme kriteri sayesinde günümüzde zeminin ve yapının doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesi mümkün olmaktadır.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Çalışma bölgesi, Güngören Formasyonuna ait aşırı konsolide killerin egemenliğinde olup fiziksel özelliklerinin belirlenmesi ASTM D2487 uyarınca 262 adet numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. Zemin sınıflarının dağılımı Şekil 1’ de verilmiştir.



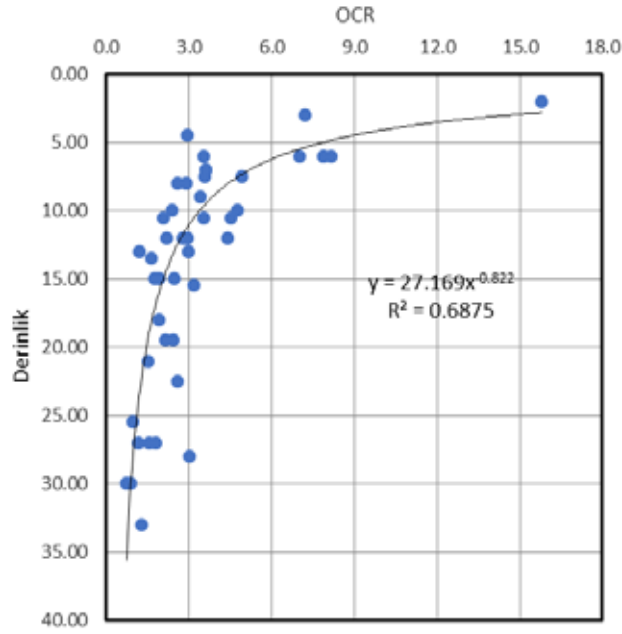
Şekil 1. Zemin sınıflarının dağılımı

Bölgede, %80 gibi yüksek oranda ince daneli zeminlerin bulunduğu görülmektedir. %79 civarında kil olarak sınıflandırılan numuneler içinde CH killeri baskın olup oranı %60 seviyesindedir. Çizelge 1’ de ASTM D4767’ye göre TX-CIU deney sonuçları verilmiştir.

Çizelge 1. CIU Üç eksenli deney sonuçları

z (m)	Renk	wL (%)	wP (%)	w _n (%)	I _L	% İnce	Sınıf	c / c' (kPa)	φ / φ' (°)	E _u (MPa)
6,00	Yeşil	84	30	38	0.15	99	CH	0 / 0	25 / 45	14.0
8.50	Yeşil	70	19	28	0.15	96	CH	80 / 48	16 / 31	17.6
10.00	Yeşil	71	26	31	0.11	98	CH	11 / 4	22 / 32	18.3
12.00	Yeşil-Gri	61	24	27	0,10	97	CH	52 / 58	10 / 13	17.3
16.00	Yeşil-Kahverengi	63	29	25	0.12	95	CH	71 / 71	8 / 10	91.1
27.00	Yeşil	67	19	24	0,11	85	CH	25 / 0	13 / 25	24.9

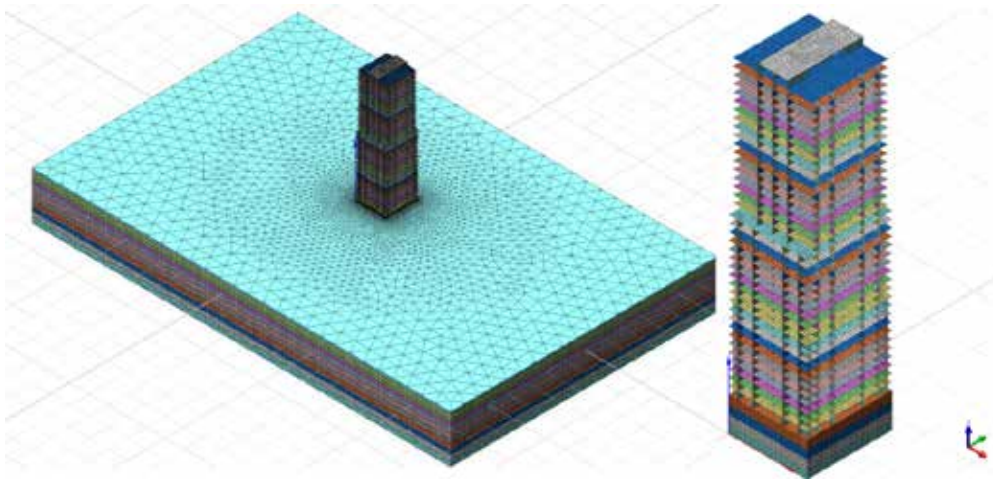
ASTM D2435’e göre yapılmış 44 adet konsolidasyon deney sonuçları incelendiğinde; yüzeyde 8’e yaklaşan aşırı konsolidasyon oranının (OCR) beklendiği gibi derinlikle azaldığı görülmektedir (Şekil 2). Nedeni ise son jeolojik zamanda killerin yüzeyden aşağıya doğru kuruma (*desiccation*) geçirmiş olmaları biçiminde yorumlanmıştır. Ayrıca, yüzeye yakın bölgeler dış yüklerden kaynaklı ilave gerilmelerden daha fazla etkilenmektedir.



Şekil 2. OCR nin derinlikle değişimi

3. SAYISAL ANALİZ

İncelenen yapı 4 bodrum + zemin ve 39 normal kattan oluşmakta (Şekil 3) olup tünel kalıp sistemi ile inşa edilmiştir.. Bina oturma alanı 32.0x35.0m boyutlarındadır. Taşıyıcı sistemi oluşturan perdelerin kalınlığı 0.30m ve 0.40m, döşeme kalınlıkları 0.20m, temel (*radyejeneral*) kalınlığı ise 2.00m dir.



Şekil 3. Analizlerde kullanılan model yapı

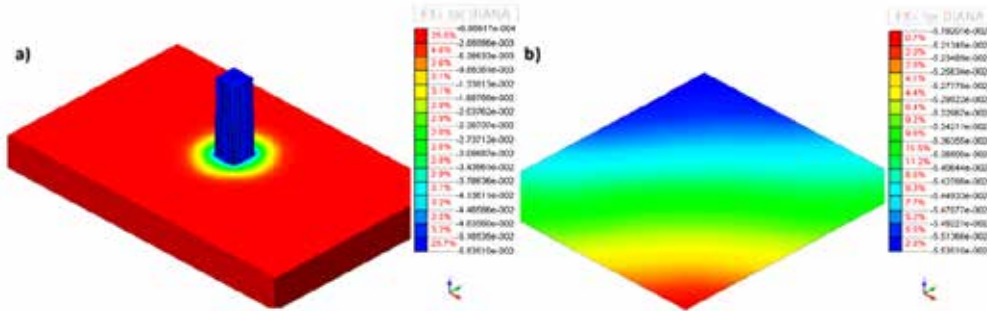
Yapının tüm öğeleri, 2D kabuk (*2D curved shell*) elemanları olarak lineer elastik davranış gösterecek şekilde tanımlanmıştır. Analizler sonunda sonlu eleman birimleri üzerinden elde edilecek gerilme ve deformasyon değerlerinin hassasiyetlerinin artırılması amacıyla, tüm elemanların kenar ortalarına düğüm noktaları eklenmiştir (*quadratic element*). Doğrusal elastik olarak modellenen yapısal elemanlar için elastik modülü $E= 30\text{GPa}$, Poisson oranı $\nu= 0.20$ ve birim hacim ağırlık $\rho= 24\text{ kN/m}^3$ olarak tanımlanmıştır.

Zemin ortamı düşeyde kazı bölgesi için 4, binanın oturduğu alan dışında kalan bölgede ise 11 tabaka ile temsil edilmiştir. Ayrıca, model aşamalı analiz gerektirdiğinden (*phased analysis*) birbirinden bağımsız 138 adet sonlu eleman grubu oluşturulmuştur.

Model için zeminin rijitlik özelliklerinin tanımlanmasında Modifiye Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır. Bu kriter gerekli girdi parametrelerine göre pekleşen zemin modeline karşılık gelmektedir (*hardening soil*). Zemin ortamı için ise üç boyutlu hacim elemanları (*3D solid*) kullanılmıştır.

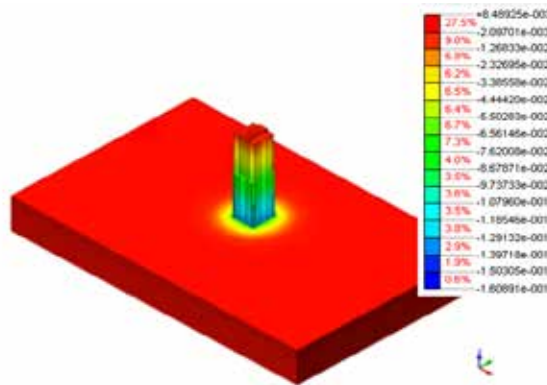
3.1 Analiz Yöntemi

Modeller yapı mühendisliğinde genel olarak yapıldığı gibi tek ve bu çalışmada gerekliliği öne sürülen aşamalı (*phased analysis*) analizler olarak iki şekilde oluşturulmuştur. Tek ve çok aşamalı analizler arasındaki fark; iki model arasında beliren düşey deformasyon farklılığı üzerinde ortam şartlarının etkisinin tanımlanması için zemin ortamı hariç tutularak yapı, temel seviyesinde ankastre mesnetlenerek analiz yapılmasıdır. Tek aşamalı analizlerde bina rijit bir blok olarak davranmakta ve yükleme sonunda zeminde eşit düzeyde ($TdZ_{max} = -55.4mm$) düşey deformasyonlar oluşmaktadır (Şekil 4). Ancak bu davranış, düşey taşıyıcı elemanlarda yerleşim planları açısından uniform bir dağılım oluşturamayacağı için beklenmedik bir durumdur. İç perdelerin yoğunlaştığı bölgelerde düşey deformasyonların temele aktarılan yük ile doğru orantılı olarak daha yüksek olması beklenmektedir.



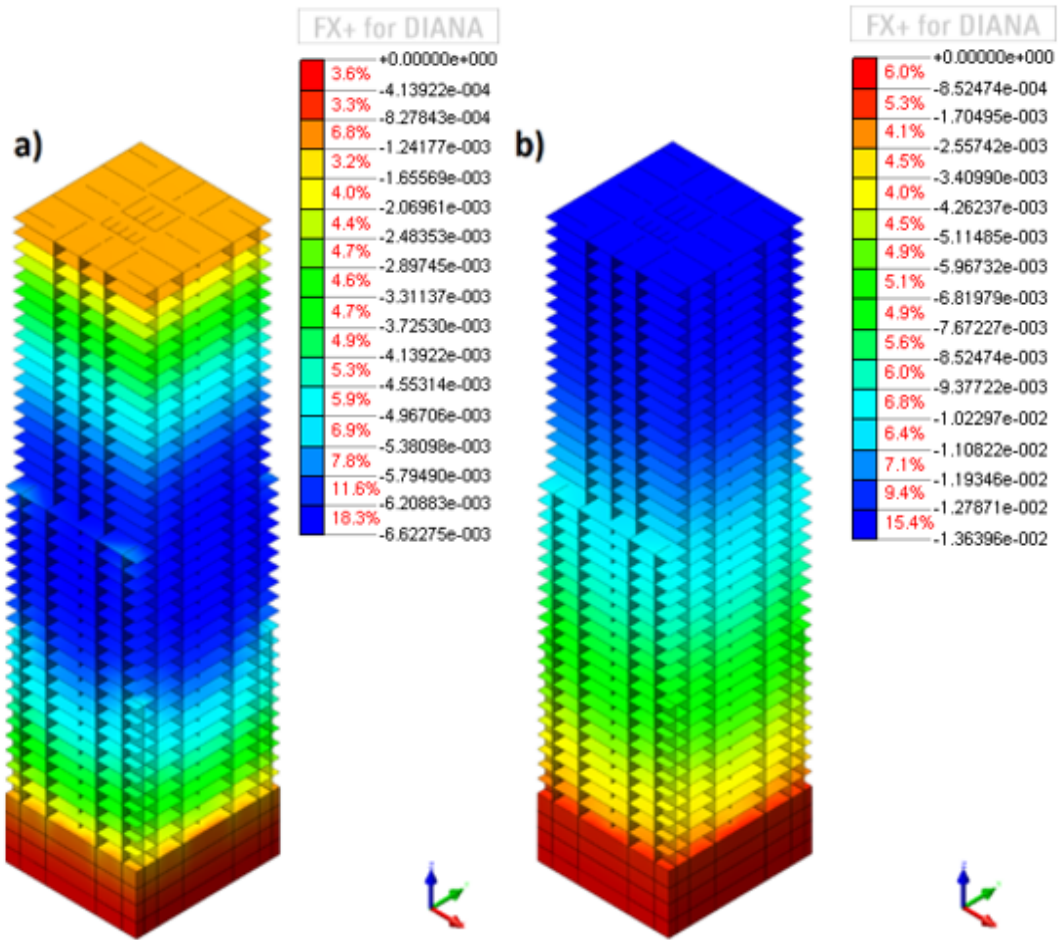
Şekil 4. Yapı ve temelinde oluşan $TdZ_{max} = -55.4mm$

Aşamalı analiz sonucunda elde edilen düşey deformasyon sonuçları Şekil 5' te gösterilmiştir. Beklenildiği gibi en yüksek deformasyonlar (81.2mm) temelin orta bölgelerinde oluşmuştur.



Şekil 5. Aşamalı analiz sonrası yapı üzerinde oluşan düşey deformasyon

Oluşturulan modellerde yapısal elemanlar için kullanılan tüm malzeme özellikleri aynı bırakılmasına rağmen, sadece çözüm aşama sayılarında yapılan tek veya aşamalı analizler (45 aşamalı) ile sistem üzerinde oluşan maksimum düşey deformasyonların merteye ve konumu doğrudan etkilenmektedir. Yapının bir bütün olarak tek seferde modellenmesi ve her bir katın analiz adımlarının ayrı ayrı eklenerek yapıldığı aşamalı model arasında beliren düşey deformasyon farklılığı üzerinde ortam şartlarının etkisinin tanımlanması için; zemin ortamı ihmal edilerek analiz, üst yapı temel seviyesinde ankastre mesnetlenerek yapılmıştır. Buna göre aşamalı (Şekil 6a) analiz sonucunda maksimum düşey deformasyonlar binanın orta kısımlarında ve -6.6mm civarında iken tek aşamalı (Şekil 6b) olarak yapılan analizlerde oluşturulan modelde bu değer -14mm seviyelerine yükselmektedir. Ayrıca, maksimum düşey deformasyonlar binanın orta bölgesinden üst kat seviyelerine doğru tırmanmaktadır.



Şekil 6. Ankastre durumda analiz a) aşamalı b) tek seferde

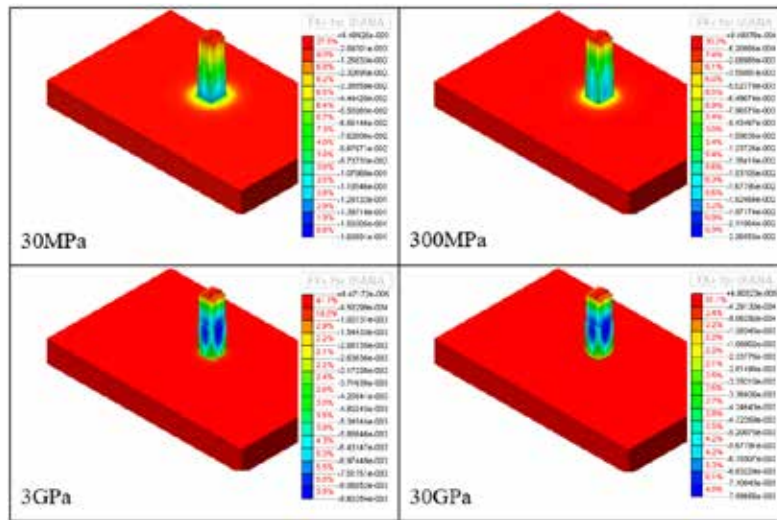
3.2 Zemin Rijitliğinin Yapı Davranışı Üzerindeki Etkisi

Aşamalı analizler için zemin rijitliğindeki değişimin, yapı bünyesinde oluşacak düşey deformasyonlara olan etkisi ayrıca değerlendirilmiştir (Şekil 7). Zemin rijitliğinin 30MPa'dan 30GPa'a kadar artırılması ile yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar Çizelge 2' de özetlenmiştir.

Çizelge 2. Zemin rijitliğine bağlı olarak üstyapıda oluşan maksimum düşey hareketler

	30 MPa	300 MPa	3 GPa	30 GPa
TDtZ _{max} (mm)	-161	-22.6	-8.6	-7.6

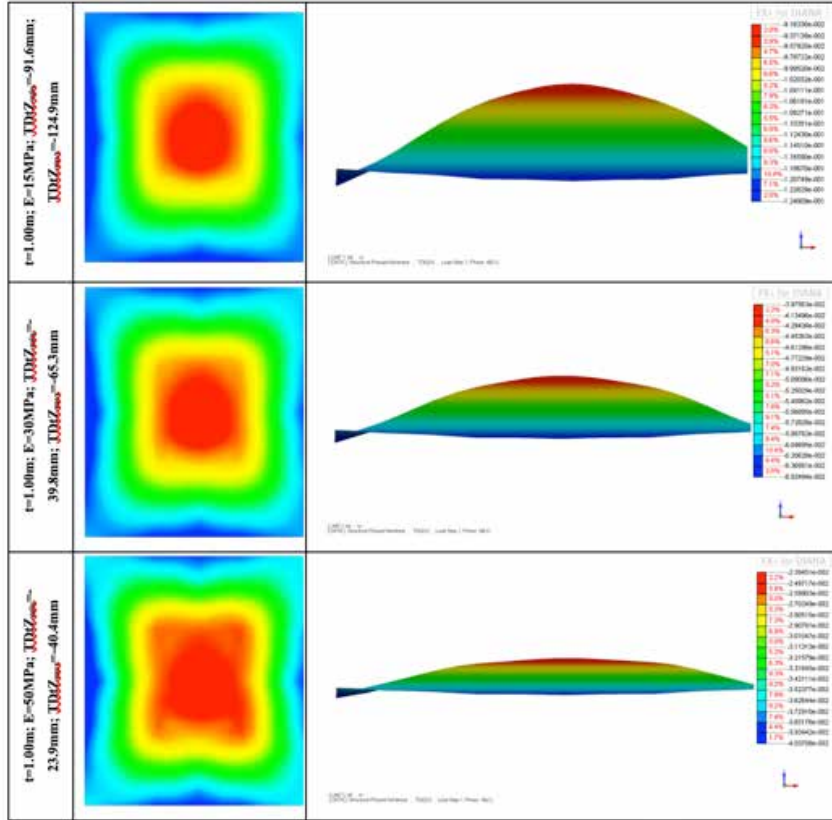
Beklendiği gibi artan zemin rijitliği, üstyapıda oluşan düşey deformasyon değerlerini azaltmıştır. Bunun yanında, rijitlikteki artış maksimum düşey deformasyonun olduğu bölgenin yerinin değişmesine neden olmuştur. Zemin rijitliği 30 MPa ile temsil edildiğinde yapının alt kısımlarında oluşan maksimum düşey deformasyon bölgeleri, zemin rijitliğinin artmasıyla ankastre mesnetli örnekte olduğu gibi binanın orta kısımlarına ilerlemiştir (Şekil 7). Bu bulgu SSI'nın göz önüne alınmadığı çözümlerde, yapı bünyesinde oluşan deformasyonlar ile bunlara bağlı olarak oluşacak iç tesir kuvvetlerindeki değişimin birlikte incelenmesi gerekliliğini öne çıkarmaktadır. Bu özellik de yapının boyutlandırmasında önemli değişikliklere neden olacaktır.



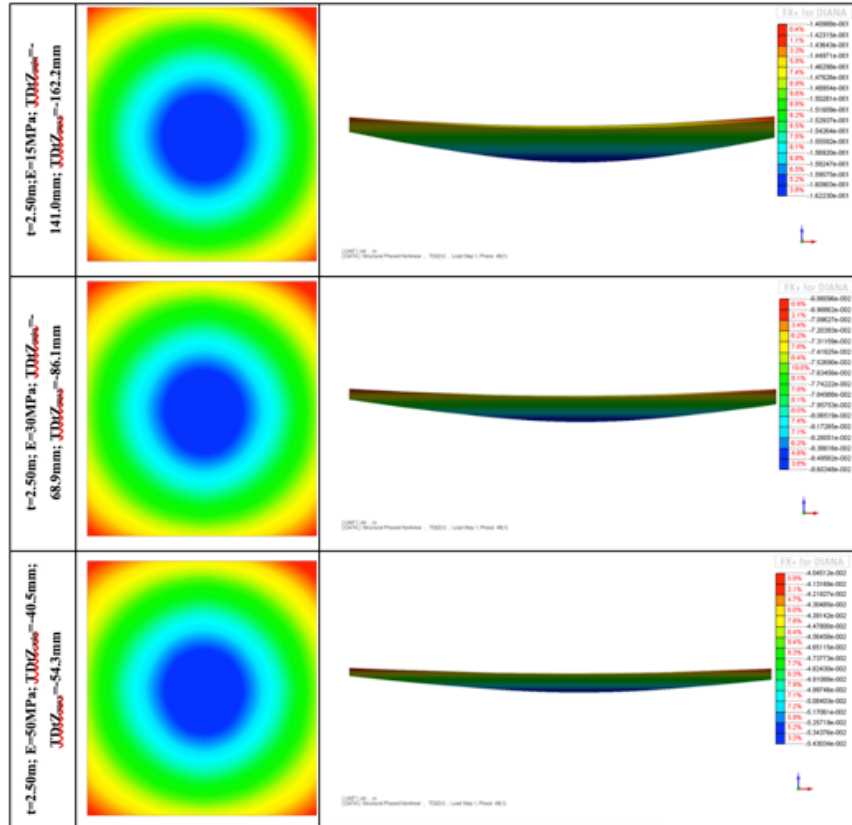
Şekil 7. Zemin rijitliğindeki değişimin yapı üzerindeki etkisi

3.3 Radyejeneral Temel İçin Parametrik Çalışma

SSI'de statik düşey yükler altındaki davranışın tanımlanabilmesi amacıyla, temel kalınlıkları ve zemin rijitliklerinin değiştirilmesiyle parametrik bir çalışma yapılmıştır. Temel kalınlığı $t=1.0-1.5-2.0$ ve $2.50m$ olarak değiştirirken, zeminin referans kiriş rijitliği (E_{50ref}) $15-20-30-40$ ve $50MPa$ olarak alınmıştır. Yapı yüküne göre görece esnek temel durumunda, bodrum dış perdelerinin de etkisi nedeniyle temel kenarlarında oluşan çökme değerlerinin orta bölgelere göre daha yüksek çıktığı görülmektedir. Bu nedenle temelin düşey çökme kalıbı biçimi dışbükeydir. Zemin rijitliğinin artmasıyla çökme değerlerinde $-125mm$ den $-40mm$ ye kadar belirgin bir azalma gözlemlense de dışbükeylik egemenliği bozulmamaktadır (Şekil 8). Ancak, artan kalınlık ile temelde oluşan çökme kalıbının şeklinin bu kez içbükeye dönüştüğü görülmektedir (Şekil 9). Buradan da, piyasadaki ticari yazılımlarda olduğu gibi zeminin gerçek özelliklerinin yapısal modellere dahil edilmemesinin sonuçlarda önemli farklılıklara neden olacağı gerçeği ortaya çıkmaktadır.



Şekil 8. Farklı zemin rijitlik değerlerinde t=1.00m lik temelin çökme kalıpları



Şekil 9. Farklı zemin rijitlik değerlerinde t=2.50m lik temelin çökme kalıpları



4. SONUÇ

Bu çalışmada, aşırı konsolide killere üzerine inşa edilmekte olan çok katlı yapıların statik koşullarda zemin-temel-yapı etkileşimi incelenmiştir. İlk aşamada; zemin ortamının olmadığı ve yapının temel seviyesinde ankastre olarak mesnetlenmesi durumunda, çoğu yapısal analizde uygulandığı gibi tek işlemde oluşturulan binada maksimum düşey deformasyon ($TDtZ_{maks}$) değerlerinin yapının üst/tepe kotunda olduğu görülmüştür. Sistem çok aşamalı olarak analiz edildiğinde ise, $TDtZ_{maks}$ değeri yapının ortadaki kat seviyelerine doğru inmiştir. Modele zemin dahil edildiğinde $TDtZ_{maks}$ en alt katlarda oluşurken, zemin rijitliğinin artmasıyla maksimum düşey deformasyonlar üst katlara doğru tırmanmıştır. Zeminin rijitliği belirli bir sınırı aştıktan sonra ise $TDtZ_{maks}$, ankastre durum sonucuna benzer olarak yapının orta bölgelerinde belirlemiştir. Böylece, analiz yönteminin taşıyıcı sistemde hem maksimum düşey deformasyonların yerini hem de mertebesini kontrol ettiği görülmüştür. Bunu izleyerek temelin esnek veya rijit olması durumunda oluşan oturma kalıpları incelenmiştir. Esnek durum için zemin rijitliğinden bağımsız olarak temelde oluşan şekil dışbükey iken, rijit temelde yine zemin rijitliğinden bağımsız olmak üzere kalıbın içbükeye dönüştüğü belirlenmiştir.

Yapılan çalışmalar aşırı konsolide kilde oturan yüksek yapılar için statik analizlerde zemin ve yapının düşey taşıyıcı sistemin tümü ile birlikte çözülmesi gerektiğini göstermiştir. Statik durumda ortaya çıkan düşey deformasyonlar ile doğrudan ilgili olacak iç tesir kuvvetlerinin mertebeleri, boyutlandırma ve kesit kapasite hesapları açısından önemli farklılıklar oluşturabilmektedir.

KAYNAKLAR

- ASTM D2487, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- ASTM D4767, Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.
- ASTM D2435, Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
- Apsel, R.J., Luco, J.E., (1976), "Torsional response of rigid embedded foundations", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 102 (6), 957–970.
- Boussinesq, V.J., (1878c), "Sur la maniere dont se distribue entre ses points d'appui le poids d'un corps dur, pose sur un sol poli, horizontal et elastique". *Comptes Rendus, Paris, Gauthier-Villars, Cilt 87, 519–522.*
- Cerruti, V., (1882), "Ricerche intorno all'equilibrio dei corpi elastic isotropi", *Reale Accademia dei Lincei, Cilt 13.*
- Chadwick, P., Trowbridge, E.A., (1967a), "Oscillations of a rigid sphere in an infinite elastic solid, I. Torsional oscillations", *Proceedings of the Cambridge Philosophical Society*, 63, 1189–1205.
- Clough, R. W., and Zienkiewicz, O. C, (1975), "Finite Element Methods in Analysis and Design of Dams-Part C," *Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams, Proceedings of an International Symposium, Swansea, U.K., Sept.*
- Filonenko-Borodich, M.M., 1940. "Some approximate theories of the elastic foundation, (in Russian)", *Uchenyie Zapiski Moscovskogo Gosudarstvennogo Universiteta Mehanika*, 46, 3-18.



- Hetenyi, M., 1946. “Beams on Elastic Foundation”, The University of Michigan Press, Ann Arbor.
- Kasuel E., (2009), “Early history of soil-structure interaction”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Cilt 30-8, 822-832.
- Pasternak, P.L., 1954. “On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants, (in Russian)”, Gosudarstvennoe IzdatelstvoLiteraturi po Stroitelstvu i Arkhitekture Moscow, Russia.
- Sagoci, H.F., (1944), “Forced torsional oscillation of an elastic half-space”, II. International Journal of Applied Physics, Cilt 15, 655–662.
- Stokes, G.G., (1849), “On the dynamical theory of diffraction”, Transactions of the Cambridge Philosophical Society, Cilt 9, 1–62.
- Reissner, E., (1937), “Freie und erzwungene. Torsionsschwingungen des elastischen Halbraumes”, Ingenieur-Archiv, VIII.Band, 4.Heft, 229–245.
- Thomson, W. (LordKelvin), (1848), “On the equations of equilibrium of an elastic solid”. Cambridge–Dublin Mathematical Journal 3, 87–89.A re print of this paper is included in “Mathematical and Physical Papers by Sir William Thomson”, Collected from Different Scientific Periodicals from May 1841 to the present time, Vol.I, Cambridge: at the University Press,1882.
- Vlasov, V.Z., Lepnt’ev, U.N., 1966. “Beams plates and shells on elastic foundations”, Israel Programme for Scientific Translations, Tel.Aviv.
- Winkler, E., (1867), “Die Lehre vonder Elastizität und Festigkeit, Prag.
- Zomorodian, S.M.A., Sahabzadeh, K., Torabi Haghghi., (2006), “Effect of number layers on incremental construction analysis of earth and rockfill dam”, Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21st Century, Cilt 1, 825-831.



INVESTIGATION OF EFFECTS OF EPS MATERIAL USE ON BURIED FLEXIBLE PIPE BEHAVIOR BY NUMERICAL ANALYSIS

EPS MALZEME KULLANIMININ GÖMÜLÜ ESNEK BORU DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

Furkan AKYELKEN¹

Havvanur KILIÇ²

ABSTRACT

In this study, in cases where EPS (Expanded Polystyrene) Geofoam material is used top of the buried flexible pipe and all around the circumference, the changes of the stresses and pipe deflection on the pipe were investigated under plane strain conditions by numerical analysis. In the analysis with Plaxis 2D software, Linear Elastic Model was used for High-density polyethylene (HDPE) pipe behavior, and the Hardening Soil Model was used for soil behavior. During the Plaxis 2D analysis, geometry of the EPS Geofoam material, pipe diameter and pipe stiffness were changed so that the stresses and pipe deflections on the pipe were evaluated. If the pipe is wrapped with all-round EPS, it is determined that the stresses on the pipe decrease by approximately 60-70%. In addition, it was concluded that pipes with low rigidity with EPS behave like pipes with high rigidity.

Key words: EPS Geofoam block, HDPE pipes, Plaxis 2D, Arching, Numerical analysis

ÖZET

Bu çalışmada, gömülü esnek boru üzerinde ve çepeçevre etrafında geliştirilmiş polistren (Expanded Polystyrene, EPS) Geofoam malzeme kullanılması durumlarında yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE) boru davranışı sayısal analizler ile incelenmiştir. Plaxis 2D yazılımı ile yapılan analizlerde, Yüksek Yoğunluklu Polietilen (HDPE) boru davranışı için Lineer Elastik Model, kumlu zemin davranışı için Pekleşen Zemin Modeli kullanılmıştır. Bu kapsamda sayısal analizlerde Plaxis 2D programı kullanılarak boru çapı, boru rijitliği ve EPS geometrisi dikkate alınarak boru üzerine etkiyen gerilmeler ve boru esnemeleri değerlendirilmiştir. Borunun çepeçevre EPS ile sarılması durumunda boru üzerine etkiyen gerilmelerde yaklaşık olarak %60-70 oranında azalma meydana geldiği tespit edilmiştir. Ayrıca düşük rijitliğe sahip boruların EPS ile birlikte kullanılması durumunda yüksek rijitlikli borular gibi davrandığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: EPS Geofoam blok, HDPE borular, Plaxis 2D, Kemerlenme etkisi, Nümerik analiz

¹ Civil Engineer, Yıldız Technical University, furkanakyelken@outlook.com

² Assoc. Prof., Yıldız Technical University, kilichavvanur@gmail.com

1. INTRODUCTION

Rigid concrete pipes that have been used frequently in the past years are being replaced by polymer-based and flexible HDPE, Polyvinylchloride (PVC), polyethylene (PE) or steel pipes. Although HDPE pipes are very advantageous in terms of transportation, maintenance and production costs, steel pipes are preferred because they have higher strength capacity than flexible pipes. Also, flexible pipes are highly affected by the soil behavior. Because of this interaction, crushing and buckling of pipe walls, excessive pipe diameter change, stresses occurring in the longitudinal direction and additional shear forces may be encountered (Moser and Folkman, 2008). For this reason, the imperfect trench installation method (Marston, 1930) used to reduce the stresses transmitted on rigid pipes was used for HDPE pipe (Akınay, 2017; Kılıç and Akınay, 2019). Studies are carried out to extend the service life of HDPE flexible pipes without deforming under load by using EPS Geofoam material (ASTM D6817, 2015) that can be compressed on top and around the pipes.

The use of EPS material with HPDE pipes increases the arching effects compared to the rigid and EPS-free condition as shown in Figure 1. Thus, deformation and buckling of the pipe can be prevented. Examples of numerical analyzes based on various field and laboratory experiments and numerical models, which demonstrate that EPS material reduces soil stresses on the pipe wall are available in the literature (Yoo and Kang, 2007; Bartlett and Lingwall 2014; Khalaj et al., 2017; Kang, 2019, Kılıç and Akınay 2019). The use of EPS material can reduce the horizontal and vertical stresses of the flexible pipes by 60-70% according to the usage geometry.

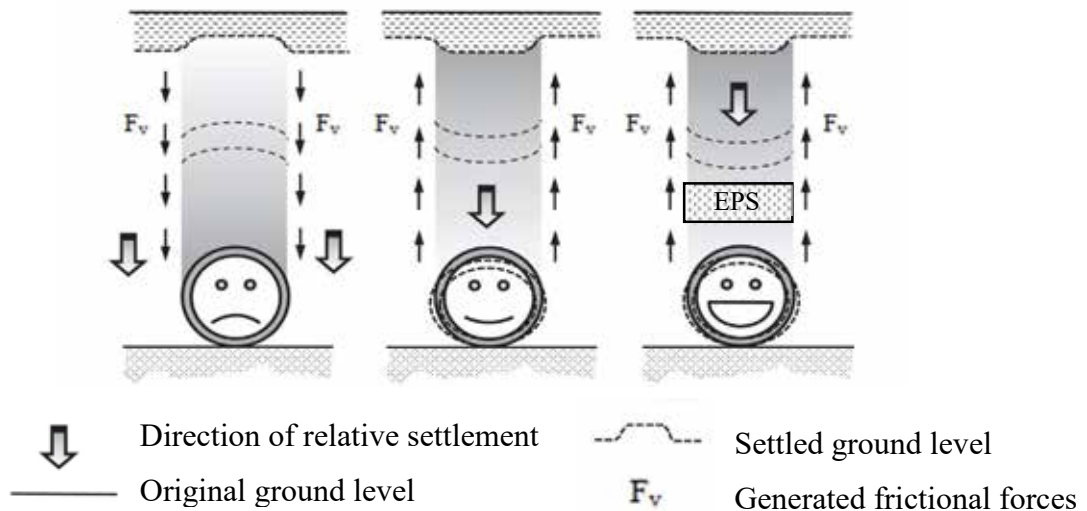


Figure 1. Load transfer within soil-pipe system: (a) rigid pipe in embankment installation, (b) flexible pipe in embankment installation, (c) flexible pipe in imperfect trench installation (Kang, 2019)

In this study, a numerical model of the full-scale laboratory experiments carried out within the scope of Akınay (2017) was created with Plaxis 2D (Brinkgreve, R. B et al., 2018) program and numerical analyzes were performed. A parametric study was carried out using this numerical model. In this context, the effect of EPS geometry, pipe diameter and pipe stiffness changes on the horizontal and vertical stresses on the pipe and pipe deflections were investigated. It has been observed that as a result of decreasing vertical and lateral soil stresses, HDPE pipes can maintain its form under load and be able to carry earth loads on it without deforming.

Investigation of effects of EPS material use on buried flexible pipe behavior by numerical analysis

2. EXPERIMENTS AND NUMERICAL MODEL CALIBRATION

In order to examine the behavior of buried flexible pipes, the full-scale experiments carried out within the scope of Akınay (2017) in the experimental system established at Yıldız Technical University Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN Laboratory are the basis of this study. The full-scale laboratory test facility is presented in Figure 2. Stresses with earth pressure cells P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7 and P8 around the pipe, settlements with the S3, S4, S1 and S2 settlement plates respectively on the pipe invert and the pipe symmetry axis and pipe deflections were measured with potentiometers D1 and D2 in the pipe during the experiments. In the experiments, a corrugated HDPE pipe with an internal diameter of 300 mm was used and the EPS Geofoam material was placed in the configurations shown in Figure 3 and the experiments were performed. Firstly, as shown in Figure 2, only the pipe was tested and referred to as the Reference experiment. In the other configurations shown in Figure 3, EPS is placed on the pipe (Configuration 1) and used for all around of the pipe (Configuration 2).

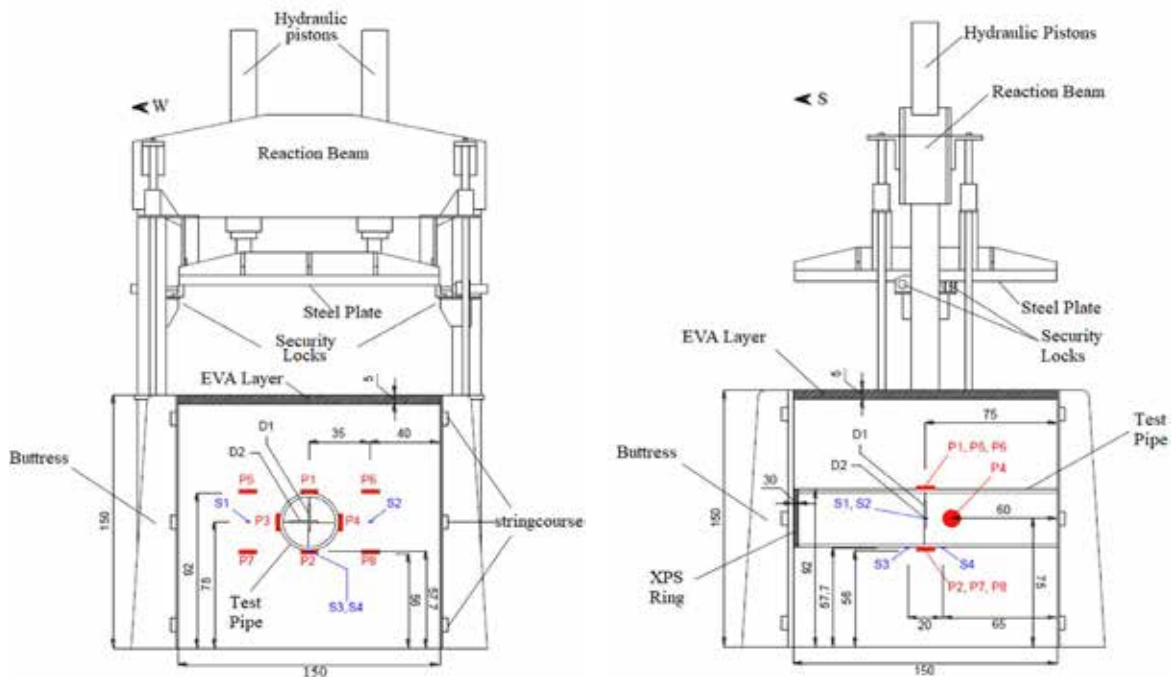


Figure 2. Full-scale laboratory test facility, locations of test pipe, and instrumentation (Akınay, 2017)

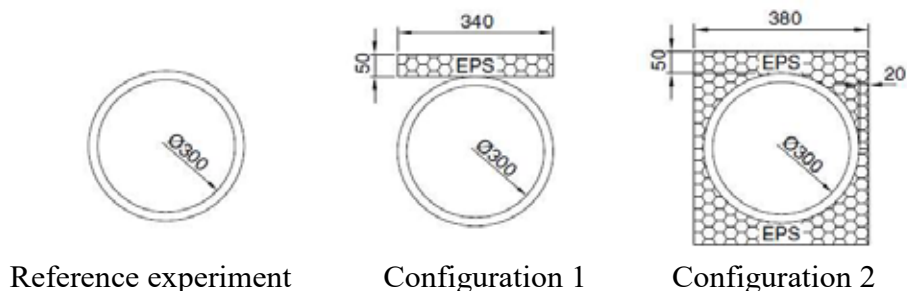


Figure 3. Placement of EPS material with Ø300 mm HDPE pipe (Kılıç and Akınay, 2019)

Furkan Akyelken, Assoc. Prof. Havvanur Kılıç

Numerical model was created in Plaxis 2D program of the experimental setup (Figure 4) and the parameters of sandy soil and EPS material used in the experiments were determined from the consolidated- drained triaxial tests performed in the laboratory (Akinay, 2017). Analyzes were carried out by increasing the loading values from 0 kPa to 200 kPa in 25 kPa intervals.

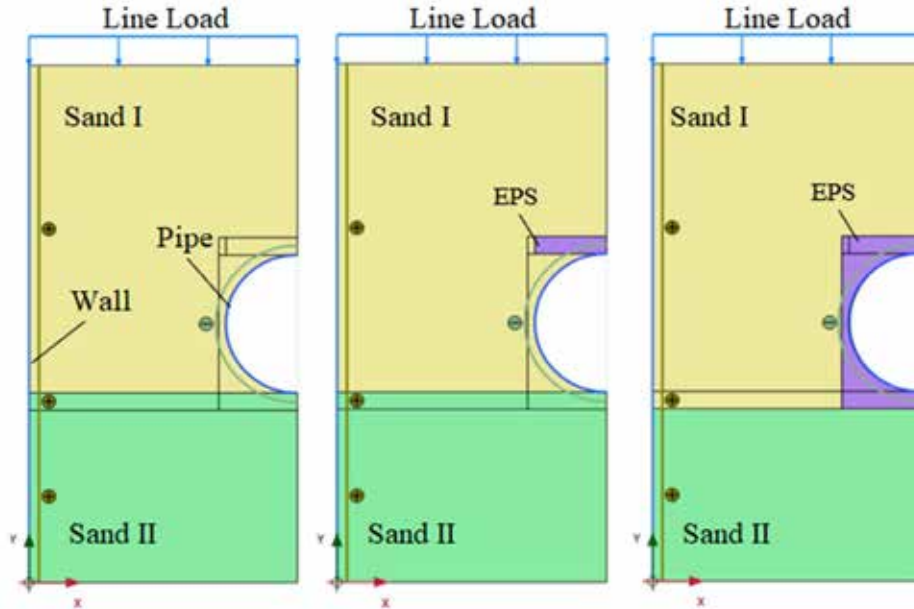


Figure 4. Reference, Configuration 1 and Configuration 2 model geometries used in Plaxis 2D numerical analysis

Pipe parameters used in numerical analysis are given in Table 1, soil parameters in Table 2 and EPS Geofoam material parameters with density of 10 kg/m^3 are given in Table 3 (Akinay, 2017). In addition, the Hardening Soil Model parameters (PLAXIS 2D Reference manual, 2019), the average secant, tangent odometer and reference unloading-reloading modules are taken differently for lower and higher values than 25 kN/m^2 load. Table 1 shows the bending stiffness for unit length “EI-24” and the normal stiffness for unit length “EA-24” of the pipe wall under 24-hour loading, which are the main parameters used in numerical analysis. As shown in this table, when the stiffness value (SR) decreases 8 times, the “EA-24” value decreases by half and the EI-24 value decreases by one tenth.

Table 1. Pipe parameters used in experiments and numerical analysis

Stiffness	SR32			SR4		
Diameter (mm)	Ø300	Ø200	Ø400	Ø300	Ø200	Ø400
Thickness (t) (m)	0,01492	0,00995	0,0199	0,00746	0,00497	0,00995
Moment of inertia (m^4/m)	$2,77 \times 10^{-7}$	$8,21 \times 10^{-8}$	$6,56 \times 10^{-7}$	$3,46 \times 10^{-8}$	$1,03 \times 10^{-8}$	$8,21 \times 10^{-8}$
Poisson's ratio (ν)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
E-24 (kN/m^2)	390000	390000	390000	390000	390000	390000
EA-24 (kN/m)	7032	4688	9376	3516	2344	4688
EI-24 (kNm^2/m)	0,1906	0,056474	0,451793	0,023825	0,007059	0,056474

Investigation of effects of EPS material use on buried flexible pipe behavior by numerical analysis

Table 2. Sandy soil parameters used in experiments and numerical analysis

Parameters	Sand I		Sand II
Dry unit weight, γ_k (kN/m ³)	15		15,5
Power for stress-level dependency of stiffness, m (-)	0,5		0,5
Angle of internal friction, ϕ (°)	30		35
Angle of expansion, ψ (°)	0		5
Cohesion, c (kN/m ²)	0,1		0,1
Surcharge Stress	≤ 25 kN/m ²	≥ 25 kN/m ²	≥ 0 kN/m ²
Reference average secant module, E_{50}^{ref} (MN/m ²)	7,5	10	60
Reference tangent odometer module, E_{oed}^{ref} (MN/m ²)	7,5	10	60
Reference unloading-reloading module, E_{ur}^{ref} (MN/m ²)	22,5	30	180

Table 3. EPS Geofoam material parameters used in experiments and numerical analysis

Analyses	Modulus of elasticity, E (kN/m ²)		Poisson's ratio, ν	
	Surcharge Stress ≤ 25 kN/m ²	Surcharge Stress ≥ 25 kN/m ²	Surcharge Stress ≤ 25 kN/m ²	Surcharge Stress ≥ 25 kN/m ²
Config. 1	430	140	0,049	0,049
Config. 2	680	140	0,046	0,049

According to the results of numerical analysis using the given material parameters, the settlements shown in Figure 5 and the horizontal and vertical deflections shown in Figure 6 were obtained. It was determined that the results obtained from the numerical analyzes were quite compatible with the laboratory tests results. Thus, numerical analyzes were made by considering the same numerical models.

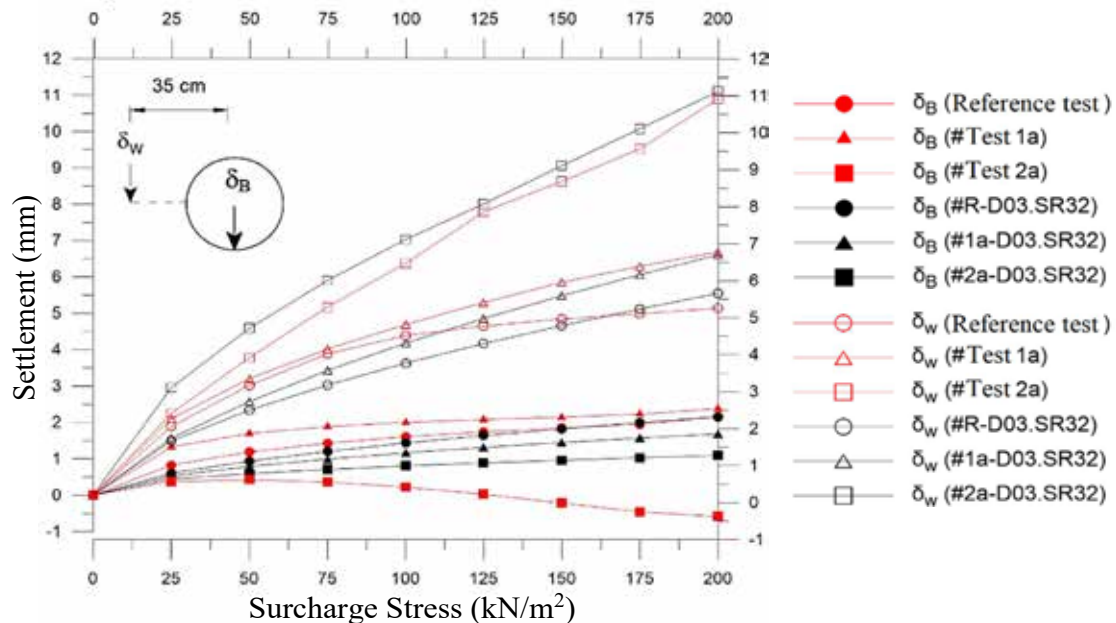


Figure 5. Comparison of settlements from laboratory tests and Plaxis 2D analysis

Furkan Akyelken, Assoc. Prof. Havvanur Kılıç

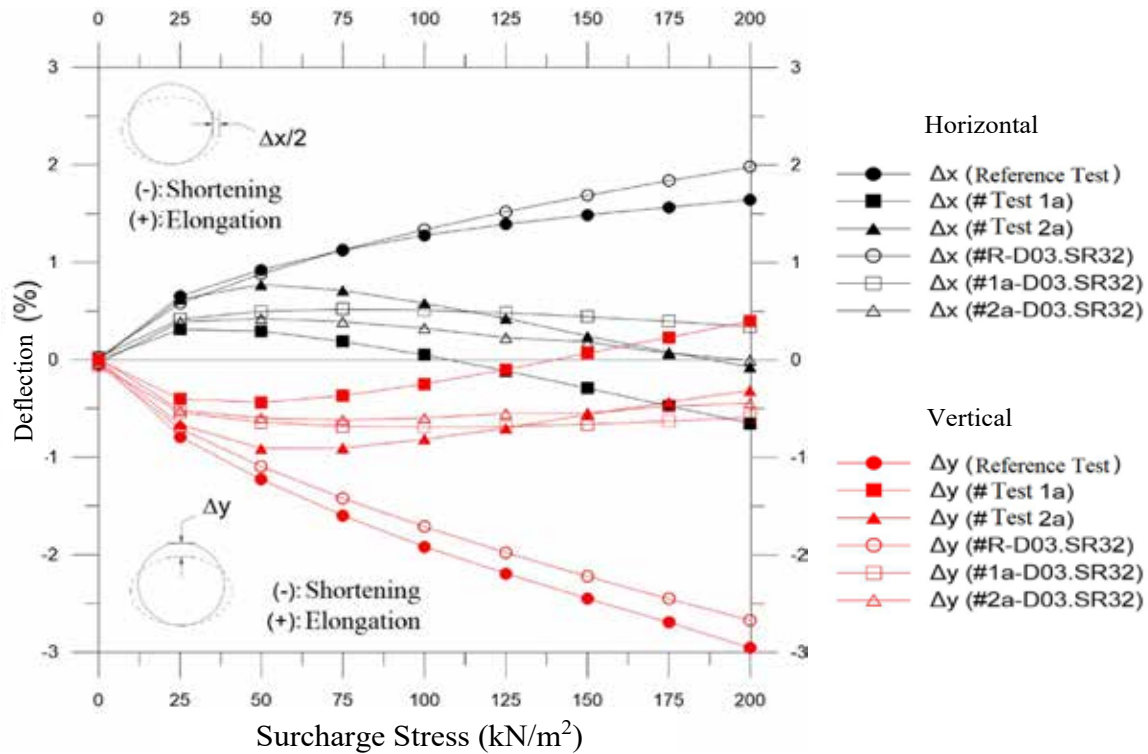


Figure 6. Comparison of horizontal and vertical pipe deflections measured in the laboratory and calculated from Plaxis 2D analysis

3. PARAMETRIC NUMERICAL ANALYSIS AND RESULTS

Numerical analyzes were performed by changing the pipe diameters and pipe stiffness by taking the numerical models shown in Figure 4 into consideration. In this context, three different pipe diameters of 300 mm, 400 mm and 200 mm were examined. Then, the behavior of the pipe and the soil were investigated in cases where the 24-hour circumferential stiffness of the pipe was 32 kN/m² (SR32) and 24 kN/m² (SR4). The pipe stiffness is SR4, which means a much more flexible pipe than SR32.

A certain systematic coding was observed in the numerical analysis and this coding can be seen in Figure 7 as follows:

- Section I refers to the geometry of the experiment. As shown in Figure 3, the “R” value in these geometries represents the reference test (without EPS), “1” represents the position of the EPS on the pipe, “2” represents the pipe with all around with EPS.
- Section II represents the density of EPS Geofoam material. EPS Geofoam is shown as “a” when the density of the material is 10 kg/m³ and as “b” when it is 15 kg/m³. However, only 10 kg/m³ (“a”) EPS material was used in this paper.
- Section III refers to pipe diameters. “D” is used for diameter and the following numbers 02, 03 and 04 represent Ø200, Ø300 and Ø400 millimeters in diameter.
- Section IV describes the 24-hour circle stiffness of HDPE pipes. These values are divided into two as SR32 and SR4. The SR32 and SR4 values indicate that the 24-hour circle stiffness is 32 kN/m² and 4 kN/m².

Investigation of effects of EPS material use on buried flexible pipe behavior by numerical analysis

I II III IV
#1a-D04.SR32

Figure 7. A coding example with EPS of 10 kg/m³ density, Ø400 mm diameter and stiffness 32 kN/m², where EPS is located on the pipe

3.1. Comparison of stress values

The changes in the stress values of the HDPE pipe with Ø300 mm, SR32 stiffness and under 200 kPa load, which corresponds to the 10-meter fill layer with an average density of 20 kN/m³, according to EPS configurations are shown in Figure 8. As it can be seen, the approach of stresses to cold colors represents the proximity to minimum values, and the approach to warm colors represents the proximity to maximum values. Compared to the Reference experiment, stresses were reduced on the pipe in 1a analysis and on and all around the pipe in 2a analysis. At a distance of 35 mm from the pipe, the stresses increase in the soil due to the arching effect are observed. In numerical terms, the vertical stresses in the pipe crown decreased by up to 60%, the vertical stresses in the base of the pipe decreased by 50% and the lateral stresses in the pipe wall decreased by up to 65%.

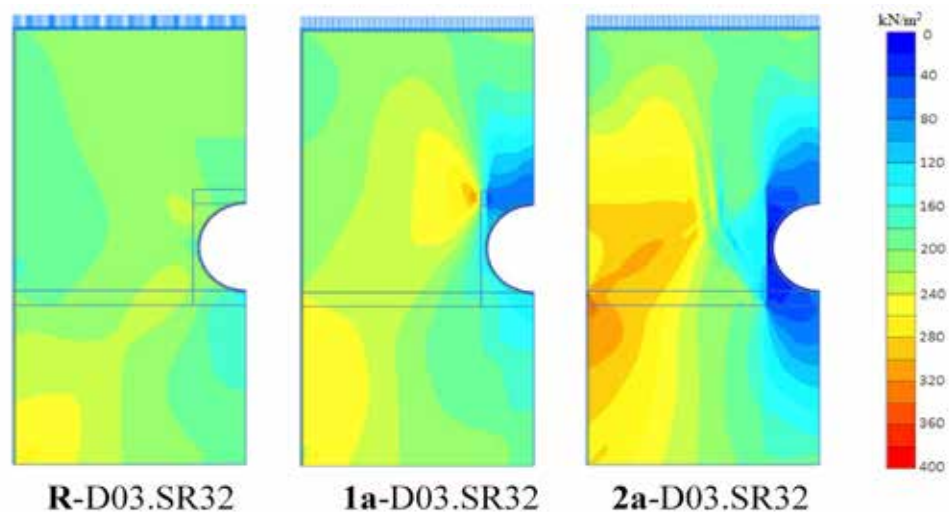


Figure 8. Stresses under the load of 200 kPa of the pipe with Ø300 mm and SR32 stiffness

There is approximately 10% vertical stress reduction in the Ø200 mm pipe compared to the Ø300 mm pipe, and approximately 10% stress increase occurs in the Ø400 mm pipe. As the pipe diameter increases, vertical stresses in the soil increase, while an areal decrease is observed in the vertical stresses acting around the pipe. This change occurs with increasing and decreasing EPS volume along with the pipe diameter.

Furkan Akyelken, Assoc. Prof. Havvanur Kılıç

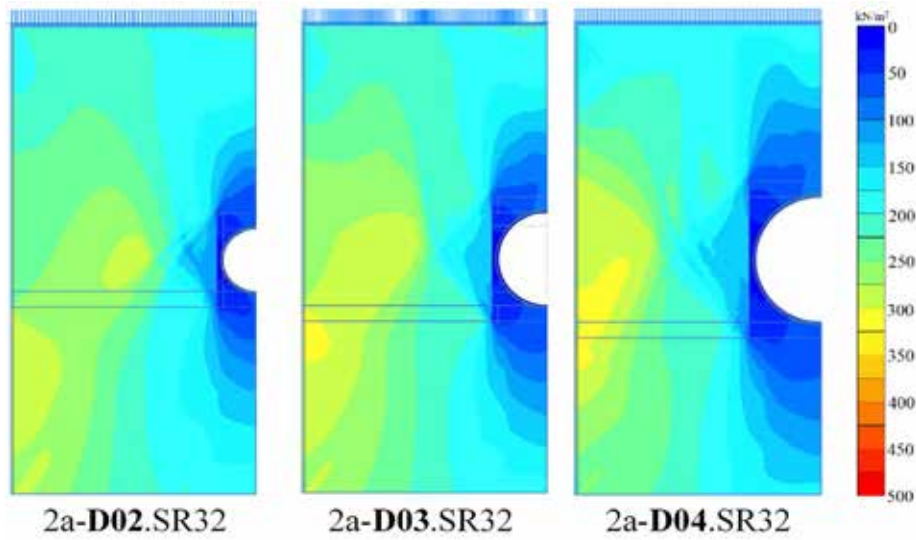


Figure 9. Vertical stress diagrams of analysis with 32 kN/m^2 stiffness for different diameters under 200 kPa surcharge stress

Numerical analysis shows that when HDPE pipes are used with EPS Geof foam material, the increase in horizontal and vertical stresses around them does not exceed 5% even if they are of low rigidity. In this context, vertical stresses of SR32 and SR4 stiffness $\text{Ø}300 \text{ mm}$ pipe under 200 kPa stress were compared (Figure 10). The vertical stress diagrams according to the different stiffness values of the pipes were evaluated for different diameters using Configurations 1 and 2. Similarly, in Figure 11, diagrams of horizontal stresses when pipe stiffness changes are compared. Thus, with the use of EPS Geof foam material with pipes with SR4 stiffness instead of pipes with SR32 stiffness under stresses that can reach 200 kPa , approximately the same vertical stresses are transferred to the pipe. Furthermore, as shown in Figure 11, the reduction of lateral stresses in the pipe wall with the Configuration 2 shows that the pipe can retain its shape by means of EPS. In this way, it is seen that HDPE pipes can be protected from lateral stresses due to the loads transferred from the soil with the effect of arching even under very large loads and can remain its shape on account of EPS.

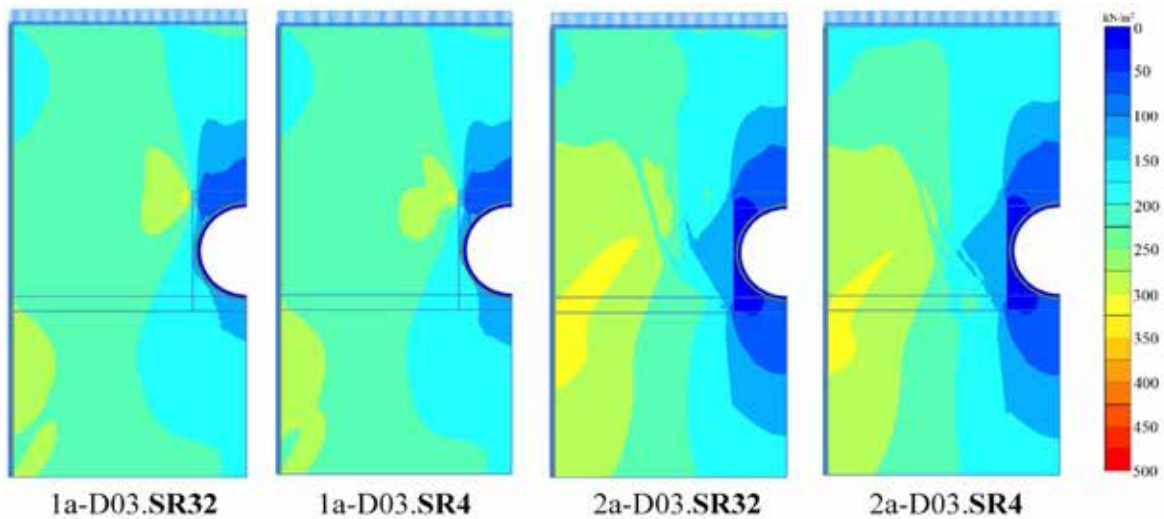


Figure 10. Vertical stress diagrams of $\text{Ø}300 \text{ mm}$ pipe under 200 kPa stress according to two different stiffnesses

Investigation of effects of EPS material use on buried flexible pipe behavior by numerical analysis

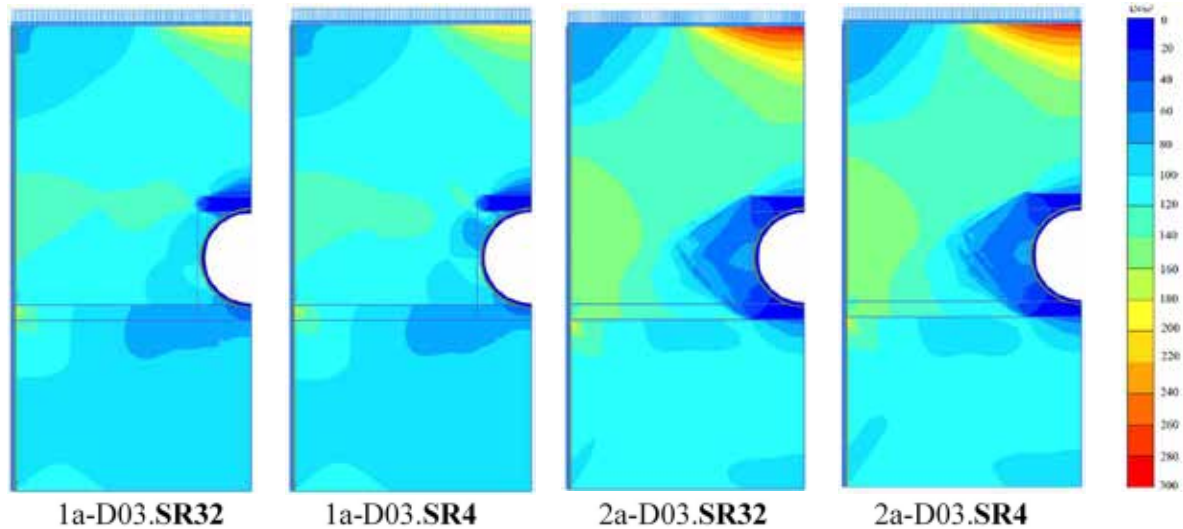


Figure 11. Horizontal stress diagrams of Ø300 mm pipe under 200 kPa stress according to two different stiffnesses

3.2. Comparison of settlement values

Settlement values at the bottom of the pipe are shown in Table 4 for different configurations, with 0 kPa, 100 kPa and 200 kPa load on the ground surface. According to the Reference test, it is observed that there is a reduction of up to 100% in the settlement at the bottom of the pipe. In the same way, there has been an increase of up to 100% in the settlements on the soil caused by transferring the load on the pipe into the soil because of arching effect.

Table 4. Settlement values in the soil and at the bottom of the pipe with Ø300 mm and SR32 stiffness for different configurations

Surcharge Stress (kPa)	Settlement pipe invert - δ_B (mm)			Settlement in soil - δ_w (mm)		
	R-D03.SR32	1a-D03.SR32	2a-D03.SR32	R-D03.SR32	1a-D03.SR32	2a-D03.SR32
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100	1,44	1,16	0,82	3,63	4,18	6,37
200	2,16	1,69	1,10	5,55	6,61	10,90

When evaluating according to different diameter values, as the pipe diameter increases, the EPS volume used increases at the same rate and settlement values at the bottom of the pipe decrease. This reduction applies to all configurations and ranges from 10% to 15% numerically.

In the case of reducing the rigidity of the HDPE pipe from 32 kN/m² to 4 kN/m², an increase of up to 10% was calculated settlements at the bottom of the pipe (δ_B) as shown in Figure 12. At the same time, due to the arching effect, the settlements increase in the soil (δ_w) in parallel with the decrease of settlements at the bottom of the pipe with different configurations. As can be seen from the graph, the settlements calculated at the base for the SR4 pipe (indicated by red lines) and the settlements calculated at the SR32 (indicated by black lines) pipe are approximately the same. As shown in the stress results previously, the same analysis results were obtained when low rigidity pipes were used with EPS material.

Furkan Akyelken, Assoc. Prof. Havvanur Kılıç

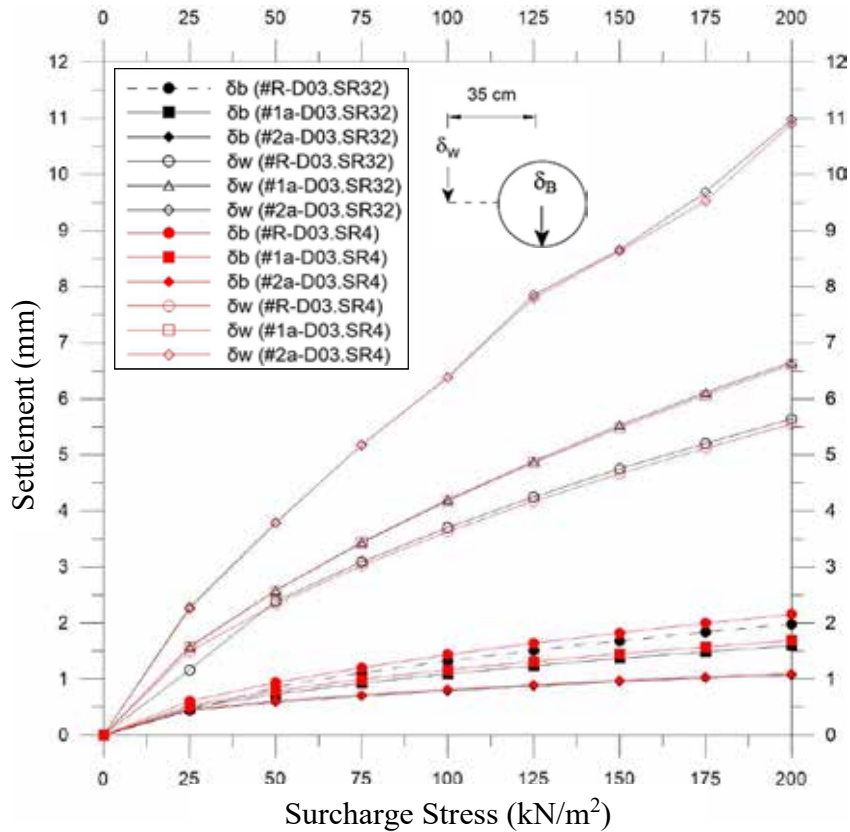


Figure 12. Calculated settlements at the bottom of the pipe and inside of the soil for Configuration 1 and Configuration 2 in Ø300 mm pipe with SR32 and SR4

3.3. Comparison of deflection values

In numerical analysis, the deflection values were evaluated as the vertical and horizontal diameter changes of the pipe. Under normal conditions, buried flexible pipes exhibit a vertical shortening and horizontal elongation behavior when load is applied. This behavior should be less than 7.5% according to ASTM D 3034 (2016) Standards. However, if EPS material is used together with HDPE pipe, they may tend to turn into egg form by behaving in an inverse manner with increasing lateral soil pressures.

When Figure 6 is examined, it can be seen that in the Configuration 1, the horizontal deflection values decrease from 2.00% (5.94mm) to 0.35% (1.02mm), and the vertical deflection values decrease from -2.67% (-8.02mm) - 0.59% (-1.77mm). In Configuration 2, the horizontal deflection values initially showed an upward trend and then decreased to -0.45% (-1.34mm). Vertical deflection values first increased to -70% (-2,11mm) and then decreased to -0,49% (-1,46mm).

Deflection values for different diameters are compared in Figure 13. In Configuration 1, the horizontal and vertical deflections decrease as the diameter decrease. In Configuration 2, which is not shown in the graph, the same direct proportion is not seen in horizontal deflecting. In Configuration 2, the horizontal deflection always tends to decrease as the diameter changes, although the diameter increase varies in proportion to the vertical deflection.

Investigation of effects of EPS material use on buried flexible pipe behavior by numerical analysis

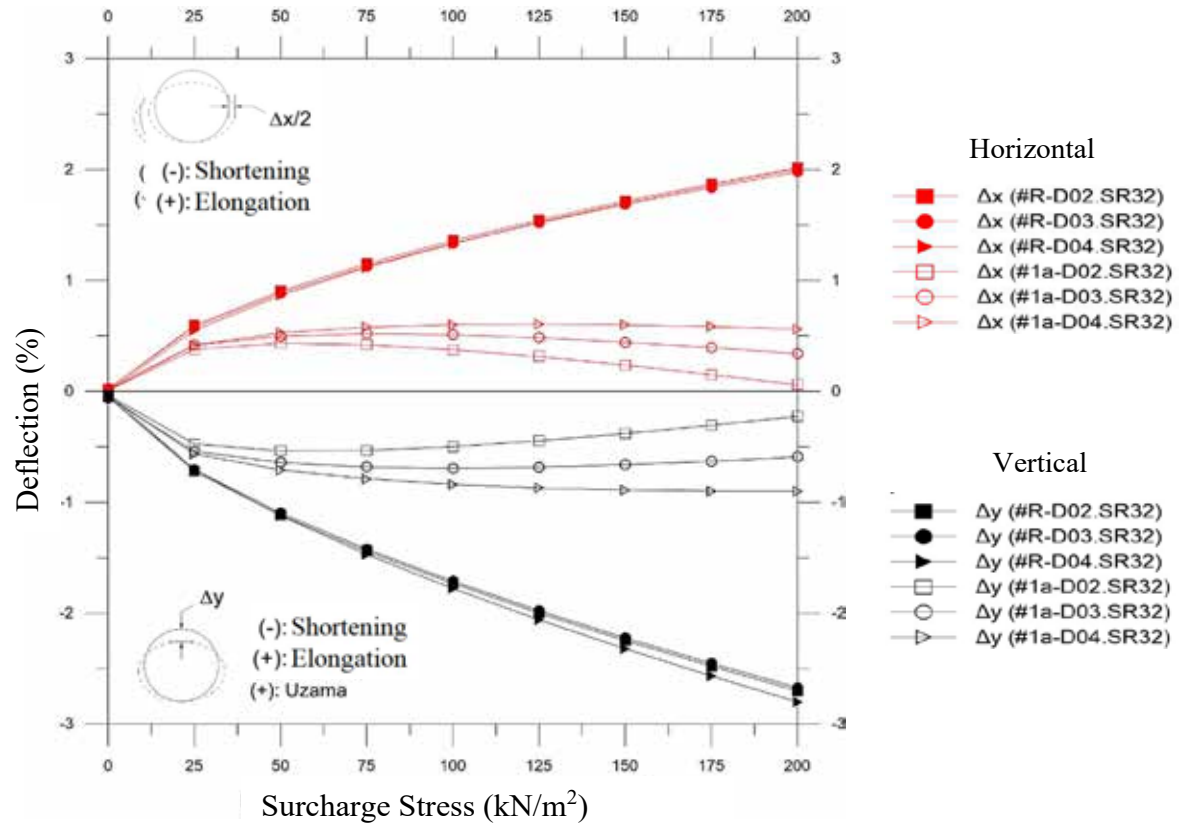


Figure 13. Horizontal and vertical deflections reference analysis and Configuration 1 for different diameters (%)

When the analyzes with SR4 (low stiffness) and Ø300mm pipe are examined, differences in the deflections are less than 0.4mm in Configuration 1 and up to 1.5mm in Configuration 2. At the same time, these values are directly proportional to the settlement values according to the different stiffnesses in Figure 12. In cases where the deflections increase, the settlements at the bottom of the pipe increase and the settlements in the soil decrease.

4. SUMMARY AND CONCLUSIONS

In this study, full-scale experiments performed in the laboratory are modeled in Plaxis 2D program and the results of the experiments are shown to be compatible with the analysis results. Then, numerical parametric analyzes were performed by considering pipe stiffness, pipe diameter and EPS Geofoam placement.

1. According to the results of numerical analysis, if the HDPE pipe stiffness decreases 8 times (SR32 to SR4), the vertical and horizontal stresses on the pipe are found to be approximately the same. Deflections were similar in Configuration 1 but increased up to 100% in Configuration 2.
2. In the analyzes made by increasing the pipe diameter, the stresses around the pipe and inside the soil increased. At the same time, there has been some increase in the horizontal and vertical deflection along with the pipe diameter.



Furkan Akyelken, Assoc. Prof. Havvanur Kılıç

3. By using EPS Geofoam material on or around the pipe, it was determined that the lateral and vertical stresses acting on the pipe decreased. However, a certain amount of reduction in pipe stiffness did not lead to major changes in the analysis results.

According to the results of these analyzes, the vertical and lateral stresses on the HDPE pipe were reduced by 60-70% in the case of all-round EPS Geofoam material. Thanks to the reduction of these stresses, the HDPE pipe was able to maintain its form without deformation under loads up to 200 kPa.

The results obtained in this study are based on full-scale laboratory experiments. Real performance should be determined by field tests and this performance should be evaluated together with the Plaxis 2D analysis and full-scale test results.

REFERENCES

- [1] Marston, A., (1930). “The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the latest Experiments.” Bulletin No. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames, Iowa.
- [2] Akınay, E. (2017), “Sıkışabilir Yatak Malzemesi Kullanımının Gömülü Esnek Boru Davranışı Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi” Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsünde Hazırlanan Doktora Tezi, İstanbul.
- [3] Kılıç, H., and Akınay, E. (2019), “Effects of Using EPS Geofoam as Compressible Inclusion on HDPE Pipe Behavior”, Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, 10(2), 04019006.
- [4] ASTM Standard D6817. (2015), “Standard specification for rigid cellular polystyrene geofoam”, American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.
- [5] Moser, A.P., and Folkman, S., (2008), “Buried Pipe Design”, 3rd edition, McGraw - Hill.
- [6] Yoo, C. H., and Kang, J. (2007), “Soil-structure interaction for deeply buried corrugated pvc and steel pipes”, Highway Research Center, Auburn University.
- [7] Bartlett, S. F., and Lingwall, B. N. (2014, May), “Protection of pipelines and buried structures using EPS geofoam” In Geo-Shanghai 2014.
- [8] Khalaj, O., Azizian, M., Tafreshi, S. M., and Mašek, B., (2017), “Laboratory Investigation of Buried Pipes Using Geogrid and EPS Geofoam Block”, In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science (Vol. 95, No. 2, p. 022002). IOP Publishing.
- [10] Kang, J. (2019), “Finite element analysis for deeply buried concrete pipes in proposed imperfect trench installations with expanded polystyrene (EPS) foams” Engineering Structures, 189, 286-295.
- [11] Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., and Swolfs, W. M. (2018), “Plaxis 2018”, Plaxis Bv, The Netherlands.
- [12] Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Zampich, L., and Manoj, N. R. (2019), “Plaxis 2D Reference Manual 2019”, Rotterdam, Netherlands, Balkema.
- [13] ASTM Standard D3034. (2016), “Standard Specification for Type PSM Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Fittings”, American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

PILE GROUP FOUNDATION BEHAVIOR ANALYSIS OF A BUILDING UNDER AXIAL LOADING

BİNA TEMELİNE AİT KAZIK GRUBUNUN DÜŞEY YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Z. Nil KUTLU*¹

İsmail Emrah KILIÇ²

ABSTRACT

Within scope of this study, geotechnical design of a 26 x 50 m piled raft foundation of a 7 storey hospital building consisting of a 4m high basement in addition with a ground floor plus 5 stories (3m each), has been performed where emphasis has been given to examination of convenience to use simple modelling approaches with respect to more detailed approaches for piled foundation design under simple axial loading. In this regard three different modelling and analysis approaches has been considered. As for the approach considered to be the simple among others, fixed restraints have been considered at the pile – raft connections where load vs. deformation relationships arising from elastic behaviour of the pile and pile – soil interaction is discarded during obtaining the pile axial forces. As per the other two approaches considered to be more comprehensive, pile forces has been obtained through consideration of actual load vs. deformation relationships via use of a SAP2000 model consisting of elastoplastic links on pile joints and a Plaxis3D model featuring a continuous soil matrix. Relevance to consider a simple approach for geotechnical design of a piled raft foundation under axial loading has been discussed with respect to safety and feasibility.

Keywords: Soil-structure interaction, nonlinear soil links, t-z curves, continuum soil model

ÖZET

Bu çalışma kapsamında, boyutları 26 m x 50 m olan radye üzerine bodrum kat yüksekliği 4 m, zemin ve diğer 5 adet katın da yükseklikleri 3m olmak üzere toplam 7 katlı olacak şekilde planlanan bir hastane yapısına ait kazıklı radye temel sisteminin, düşey yükler altında farklı analiz ve modelleme yaklaşımları kullanılarak, basit çözüm anlayışlarının daha detaylı analiz yöntemleri karşısında mertebesel anlamda kabul edilebilirliği irdelenmiştir. Bu bağlamda üç farklı analiz ve modelleme yaklaşımı dikkate alınmıştır. Basit yaklaşım olarak nitelendirilen ilk yöntemde radye temel seviyesinde kazık-radye bağlantı noktalarında sabit mesnetler tanımlanmış ve düşey kazık kuvvetlerinin kazıklara ve kazık-zemin etkileşimine ilişkin yük-deformasyon ilişkileri dikkate alınmaksızın tespiti yapılmıştır. Daha detaylı olarak nitelendirilen diğer iki hesap yaklaşımında ise zeminin elasto-plastik yaylar (linkler) ile tanımlandığı SAP2000 modeli ve zeminin sürekli ortam olarak tanımlandığı Plaxis3D modeli ile yük-deformasyon ilişkileri de analiz içerisinde bulundurulularak kazık kuvvetleri dağılımı elde edilmiştir. Bu suretle yalnızca düşey yükler altında boyutlandırılan benzer yapılarda, zemine göre kazık taşıma gücü hesapları ve dolayısıyla ihtiyaç duyulan kazık boyları anlamında basit yaklaşımın emniyet ve ekonomi açısından uygunluğu değerlendirilmiştir.

*¹ Assist. Prof., Maltepe University, niltaylan@maltepe.edu.tr

² Assist. Prof., Maltepe University, emrahkilic@maltepe.edu.tr

1. INTRODUCTION

Within scope of this study, geotechnical design of a 26 x 50 m. piled raft foundation of a 7 storey hospital building consisting of a 4m. high basement in addition with a ground floor plus 5 stories (3m each), has been performed. Representative geotechnical investigation outcomes of in-situ and lab tests has been considered together with use of required correlations in order to establish the soil profile. The geotechnical parameters had been assessed with consideration and comparison of both the in-situ and lab test results. The obtained parameters had been used to define compressibility and strength characteristics of the strata. The foundation design had been aimed to be performed under service conditions consisting of a single combination of dead + live loads (G+Q) generating simple compressive stresses under the foundation.

It had been initially observed that in case a shallow foundation choice would be considered, consolidation settlements exceeding allowable limits would arise. Therefore, such a shallow foundation design had been discarded and a deep foundation design (piled raft foundation) had been considered. Service state G+Q loading behavior of this foundation type has been assessed with three different approaches where emphasis of the study had been given to discuss convenience to consider a simple modelling approach with respect to more detailed approaches.

As the first design approach, with use of a structural design software (SAP2000), fixed restraints had been assigned to the pile – raft connections discarding the pile and soils load vs. deformation characteristics, considering a completely rigid distribution of loads to piles. As a result of this analysis, the maximum joint reactions on the restraints had been considered to be the design pile load and the pile diameter and length had been determined through pile bearing capacity calculations.

As the second design approach, the piles and pile – soil interaction had been considered more comprehensively for the SAP2000 model where the piles had been integrated to the model with their full lengths with elastoplastic springs (links) calculated as per API RP2A WSD 2000, assigned on the joints along piles. In this regard the effects of pile elastic axial deformations and soil elastic deformation behavior to the ultimate load distribution had been examined.

With the other design approach a geotechnical software (Plaxis3D) had been used to generate a continuous soil matrix minimizing requirements of such external load-deformation modelling assignments due to such analysis capabilities of a geotechnical software. Unlike the SAP2000 models where the building had been modelled as a whole, column loads obtained through the SAP2000 model had been assigned to the exact locations at the Plaxis3D model considering the piled raft foundation only. As a result of this study it had been observed that equivalent magnitudes are obtained in load distribution in comparison with the SAP2000 detailed model.

In order to verify the comparability of the detailed approaches (SAP 2000 model with piles & links vs. Plaxis3D continuous matrix model) a sensitivity analysis had been performed by exerting unit loads (1000 kN) to monopiles from top. As a result of this sensitivity analysis it had been observed that the pile deformations at both models have been turned out to be equivalent in magnitude, thus revealing that load vs. deformation behavior of the

Pile group foundation behavior analysis of a building under axial loading

piles in both software's are comparable which ultimately ensures comparability of the actual models established with same modelling criteria.

In the light of analysis results obtained through; a simple model where piles had been represented as fixed restraints, a detailed structural model where piles and soil – pile interaction had been defined through full length piles and pile – soil links, and a detailed geotechnical model where the soil had been defined as a continuous matrix surrounding the foundation, the load distribution in these three approaches had been compared and convenience to consider a simple modelling approach in piled raft foundation design of buildings under simple axial loading had been discussed in terms of safety and feasibility.

2. IDEALIZED SOIL PROFILE

All the geotechnical issues of soil investigation including, field tests (SPT and CPT), laboratory tests (index tests, unconfined compressive tests and consolidation tests) and proper correlations are examined to obtain an idealized soil profile representing the construction site. The corresponding soil layer parameters and thicknesses are given in Table 1. These proper engineering soil parameters determined for the idealized soil profile is used to understand the settlement and shear strength characteristics of the soil layers. The idealized soil profile consists of alternate layers of medium stiff to stiff clay layers.

Table 1. Soil layer properties for the given construction site

Soil layer	Depth (m)	Unit weight, γ (kN/m ³)	Plasticity index, I_p (%)	USCS	Undrained shear strength, c_u (kPa)	Compression/Swell index
Soft Silty clay	0.0-6.0	18	40	MH	45	-
Medium stiff Silty clay	6.0-12.0	21	35	CH	60	0.123/0.048
Stiff clayey silt	12.0-30.0	22	25	MH	120-180	0.123/0.048

3. SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS

The bearing element dimensions of the structure has the following properties as given in Table 2. The basement floor application plan is demonstrated in Figure 3.

Table 2. Building and Structural Element dimensions

Coloumns (cm)	Beams (cm)	Shear walls (cm)	Mat area (m x m)	Mat thickness (m)	Slab thickness (cm)	Building area (m x m)	Load Combination	Total weight (kN)
40x40	30x60	30	26x50	1.0	15	24x48	G+Q	122570

Z. Nil Kutlu, İsmail Emrah Kılıç

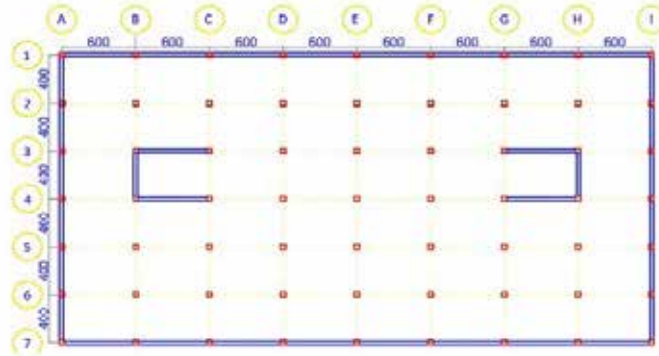


Figure 1. Basement floor application plan

Structural analysis software, SAP2000 was used to find the super structural load transferred to the foundation soil due to the dead and live load combination of G+Q. The super structural load was calculated by assigning a single fixed support underneath the mat. The reaction force is found to be 122570 kN, which is the total load applied on the foundation level including mat foundation and the building itself.

Afterwards, the required calculations were performed to choose a proper foundation type for the calculated structural loads acting on the soil profile. It was calculated and concluded that the idealized soil profile underneath the foundation consists of clayey layers which is associated with the settlement problems for shallow foundations (raft foundation) under the proposed structural loading. Therefore, a deep foundation solution consisting of embedded reinforced concrete bored piles connected to the raft had been chosen for the foundation design.

3.1. Piled foundation design with fixed supports (SAP2000 – simple model)

The foundation system is first analyzed by defining fixed supports under each single column of the structure (Figure 2). The results of this particular analysis is useful to give the preliminary dimensions of a single pile in the foundation system for the next step in the model. This analysis also makes it possible to compare and understand the contribution of load vs. deformation behavior of the piles (axial stiffness, EA/L), soil (spring behavior) and the raft foundation (bending stiffness) to the load distribution of the structural system as all of these phenomena had been discarded in this approach. The maximum joint reaction force had been obtained as 2700 kN as a result of this analysis. It should be noted that this force is the pile top reaction and does not consider the self-weight of piles.

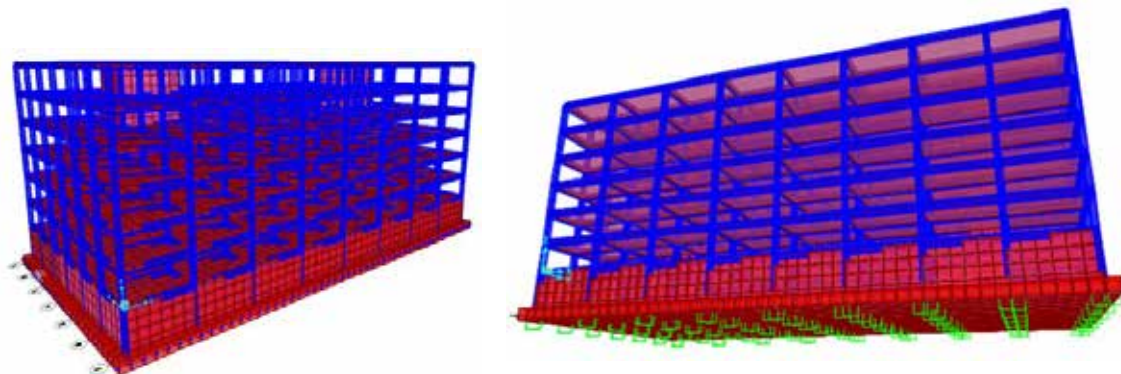


Figure 2. SAP2000 3D structural model and fixed supports defined

Pile group foundation behavior analysis of a building under axial loading

3.2. Piled foundation design with piles and links (SAP2000 – detailed model)

The stress-strain relationship for an axially loaded pile can be described through three load - deformation mechanisms; i. axial deformation in the pile, ii. soil skin friction along the shaft, and iii. soil end bearing. (Tomlinson, 2008)

During use of a structural software (in this instance SAP2000) the axial deformation characteristics of the pile is a default input within the software which does not specifically require external interference. Being related to the pile axial stiffness (EA/L) and the load distribution along the pile $[f(P)]$ the elastic deflection of the pile is automatically calculated by the software. However such structural softwares require additional external definitions and interference to model foundation – soil interaction.

In this regard the pile – soil interaction had been required to be externally calculated and assigned to the piles of the model. Such definitions of pile – soil interaction could be either established through linear springs and relevant spring calculation correlations (Bowles, 1988) , or could be established through more advanced methods used to generate nonlinear soil links which would anyway behave spring like in case the analysis performed linear. Therefore it had been considered that use of nonlinear links as defined in API RP2A WSD 2000 code would be a more scientifically reliable way to determine such behaviour of the interaction.

These soil springs representing the nonlinear behavior of the foundation-soil interaction are known as “nonlinear soil links” which are able to define soil stress-strain relationship in linear and nonlinear region. The ideal elastoplastic material stress-strain graph is demonstrated in Figure 3. In elastoplastic material behavior, soil deforms linearly to a certain stress value known as the linear zone (Hooke zone) where beyond this zone the interface contact starts to yield and reveal plastic deformations, (Kutlu, 2011). Nonlinear modelling considers the soil behavior beyond this zone. In case the analysis is run as a linear static analysis, the software considers infinite extent of the linear zone of the mentioned graph. In this regard, considering linear analysis is generally sufficient for pile design under axial service loads, but should not be fully trusted in extreme loadings where parts or whole of the structure could be in position to end up in plastic deformations.

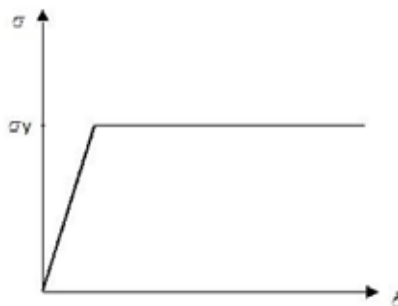


Figure 3. Elasto-plastic material behavior

For modelling the soil-pile interaction two different characteristic stress-strain relationships are defined for soil links in each three directions. The mentioned stress-strain relationships are the t-z curves for defining the vertical behavior of the pile with the surrounding soil where it is Q-z at the pile tip and the p-y curves for defining the lateral

Z. Nil Kutlu, İsmail Emrah Kılıç

behavior of piles with the soil. The generation of each single curve is explained in the API RP 2A WSD standards.

The t-z curve determination in API RP2A WSD 2000 given in Figure 4 is explained following the given calculation steps for clayey soils.

$t_{max} = fs = \alpha c_u$, pile shaft resistance,

$\psi = c_u / \sigma'_o$, the ratio of the undrained shear strength to the vertical effective stress

If $\psi \leq 1.0$ then $\alpha = 0.5 \times \psi^{-0.5}$, if $\psi > 1.0$ then $\alpha = 0.5 \times \psi^{-0.25}$

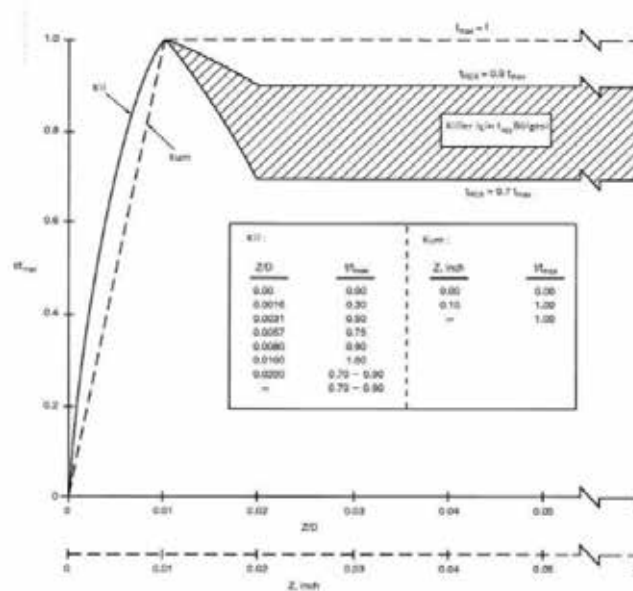


Figure 4. Definition of t-z curves (API RP2A WSD 2000)

On the other hand Q-z curve determinations have also been similarly explained where,

$Q_p = 9c_u$ and the interaction defined as shown below in Table 3;

Table 3. Q-z curve generation ((API RP2A WSD 2000)

z/D	Q/Q_p
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00

Pile group foundation behavior analysis of a building under axial loading

As per the explained theory and calculation steps, the link characteristics have been calculated with respect to the pile segment lengths as a result of dividing the pile in 2 m. frames (except the top link representing a 1 m. segment) for a sufficient proximity (Figure 5).

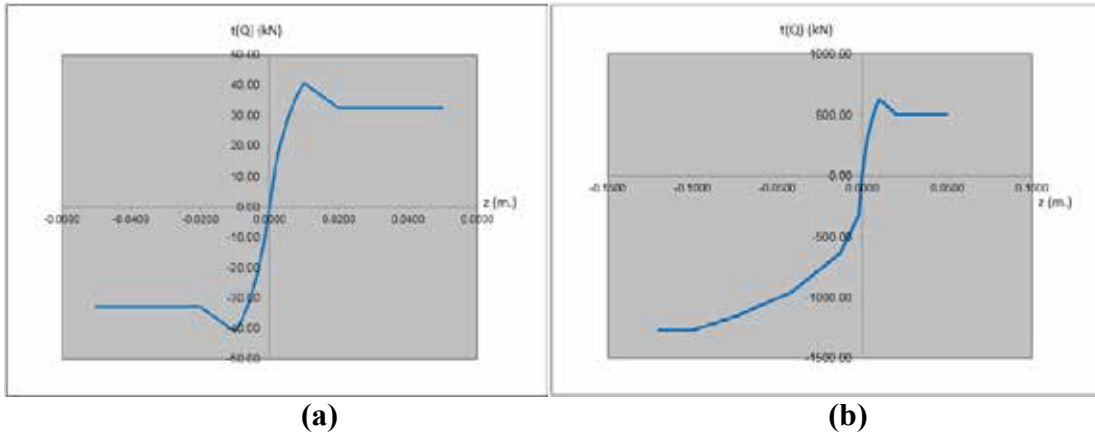


Figure 5. (a) t-z curve at first link , (b) t-z + Q-z curve at last link

The calculated link properties have been assigned to the full length piles and the analysis model (Figure 6) had been run for the G+Q combination. The results of the analysis revealed the maximum axial force on a single pile in the pile group as 2227 kN and the total pile displacement was recorded at the pile top as 0.0037 m. where the displacement recorded at the tip of the pile was found out as 0.0018 m. which corresponds to the overall soil deformation (Figure 7a). The difference between the top and tip displacements are due to elastic pile contraction under axial loading. As the sectional compression decreases with depth (Figure 7b) due to continuous shaft friction, the axial elastic deformation also reduces with pile length, therefore converges to zero at the pile tip.

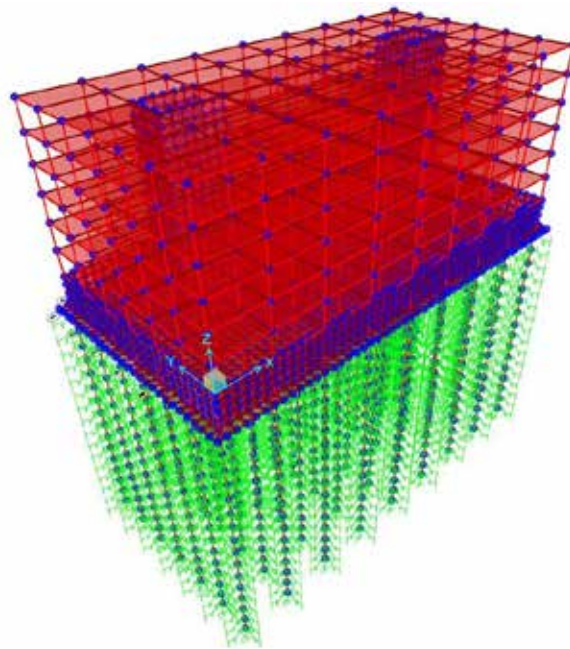


Figure 6. SAP2000 3D structural model and piles & links defined

Z. Nil Kutlu, İsmail Emrah Kılıç

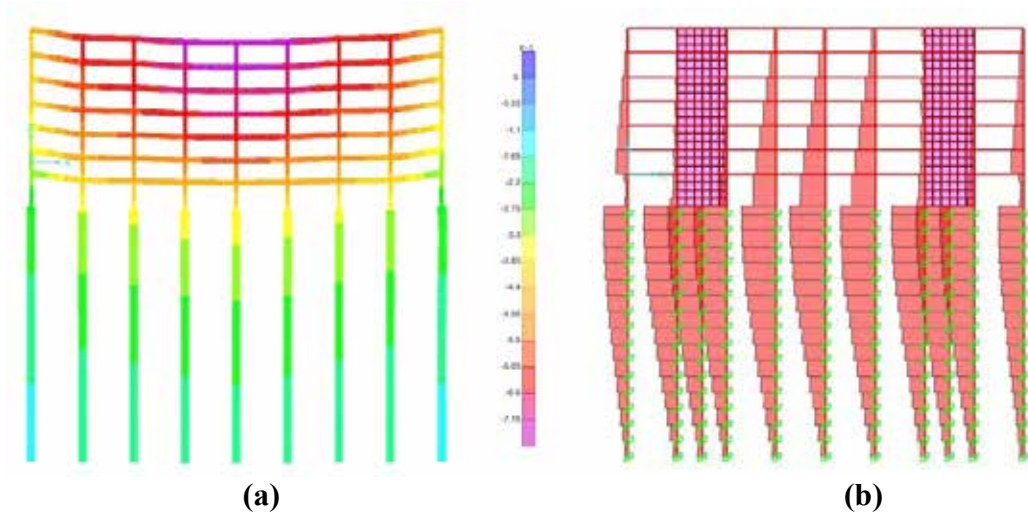


Figure 7. (a) Deformation contours and (b) axial force diagram under G+Q

3.3. Piled foundation design with continous soil matrix (Plaxis3D – continuum model)

The soil-structure interaction mechanism of the pile-raft foundation system was assessed with a three dimensional continuum model generated with Plaxis3D program. This model was a continuum model in which the soil is defined with continuous volume elements including embedded piles and the raft foundation are also modelled. The analysis was performed with finite element method. (Plaxis3D, 2018)

In order to simulate the expected behavior of the soil, a proper material model and appropriate parameters were assigned to the geometry. The soil stratigraphy and parameters were described as per the idealized soil profile with Mohr-Coulomb material model as given in Table 4.

Table 4. Material properties of the soils

Soil layer	Depth (m)	Unit weight, $\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$ (kN/m^3)	Elastic modulus, E (MPa)	Poisson's ratio	Undrained shear strength, s_u (kPa)
Soft Silty clay	0.0-6.0	19/20	20	0.2	45
Medium stiff Silty clay	6.0-12.0	19/20	40	0.2	60
Stiff clayey silt	12.0-60.0	20/21	80	0.3	160

The raft foundation and basement shear walls were defined as plate elements ($E=30MPa$, $\nu=0.15$, $\gamma=24 kN/m^3$) and the pile foundations were defined as embedded beam elements ($E=30MPa$, $\gamma=24 kN/m^3$). The excavation depth is 5m, the thickness of the raft foundation is assigned as 1.0m. The pile length is 31m (-5.0m to -36.0m) and the pile diameter is 1.0 m. The geometry of the continuum 3D model can be seen in Figure 8.

Pile group foundation behavior analysis of a building under axial loading

As a result, the maximum axial force (P) was obtained as 2033kN, where the contribution of the pile tip was obtained as 120kN and the remaining load carried by the skin friction resistance (Figure 9).

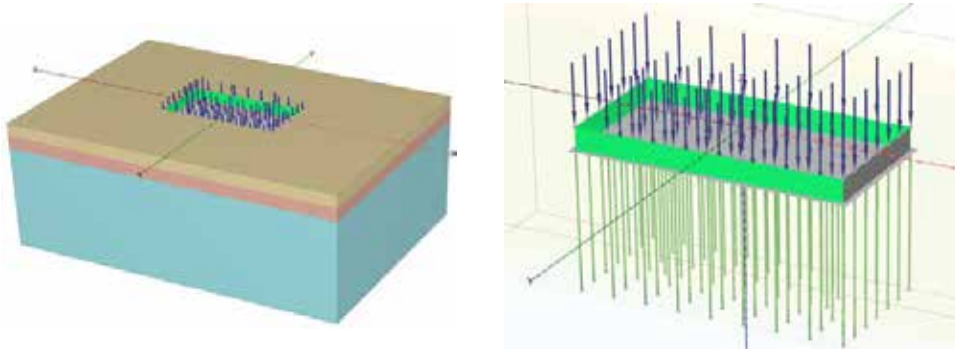


Figure 8. The continuum 3D finite element model generated with Plaxis 3D

The total pile displacement was recorded at the pile top as 0.0074 m. where the displacement recorded at the tip of the pile was found out as 0.0059 m. which corresponds to the overall soil deformation (Figure 9). The difference between the top and tip displacements are due to elastic pile contraction under axial loading.

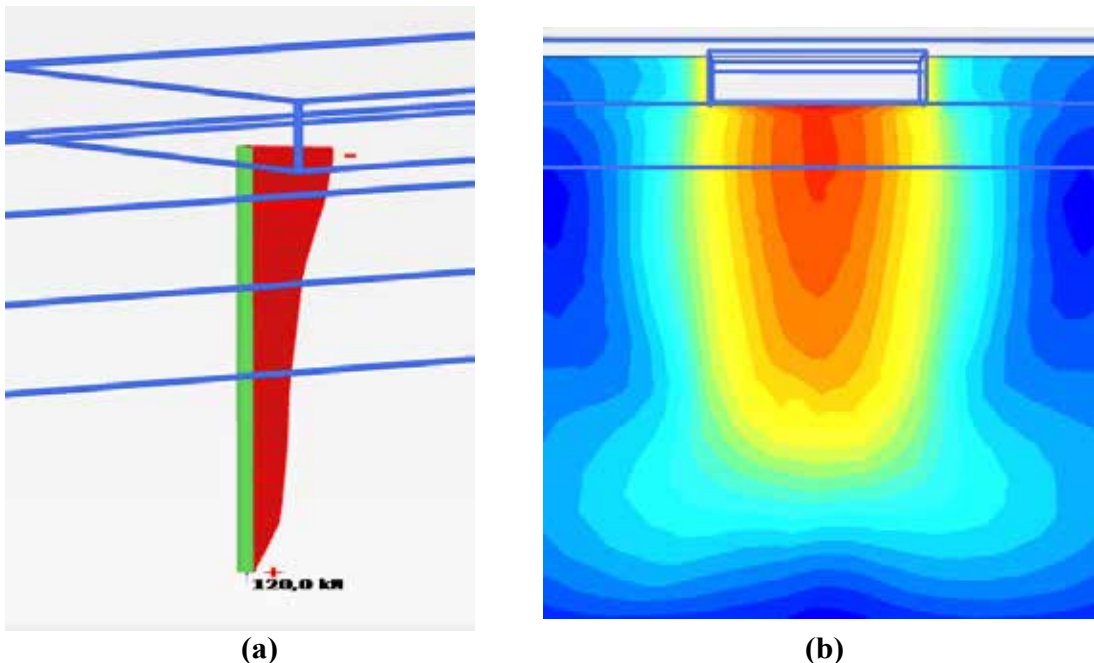


Figure 9. (a) Axial force diagram of the maximum loaded pile and (b) deformation contours of the soil volume under G+Q

Z. Nil Kutlu, İsmail Emrah Kılıç

3.4. Sensitivity Analysis For Comparison of Load vs. Deformation Responses Between SAP2000 detailed model and Plaxis 3D continuum model

In order to verify that the load distribution results of SAP2000 and Plaxis3D models would be comparable or not, a sensitivity analysis has been performed by exerting a unit loading on top of monopiles modelled with both softwares (Figure 10).

To ensure that the load distribution among the piles to be also similar as possible, shaft friction distribution and end bearing characteristics (equivalent to the links calculated for the SAP2000 model) has been externally calculated and defined for the embedded beam element of Plaxis3D.

As a result of these analyses it has been validated that the load – deformation responses of both models were similar in a magnitudinal level (Table 5). Thus it has been judged that the actual models established with the same criteria should show similar vertical stiffness characteristics and therefore should be comparable in terms of their load distribution outcomes.

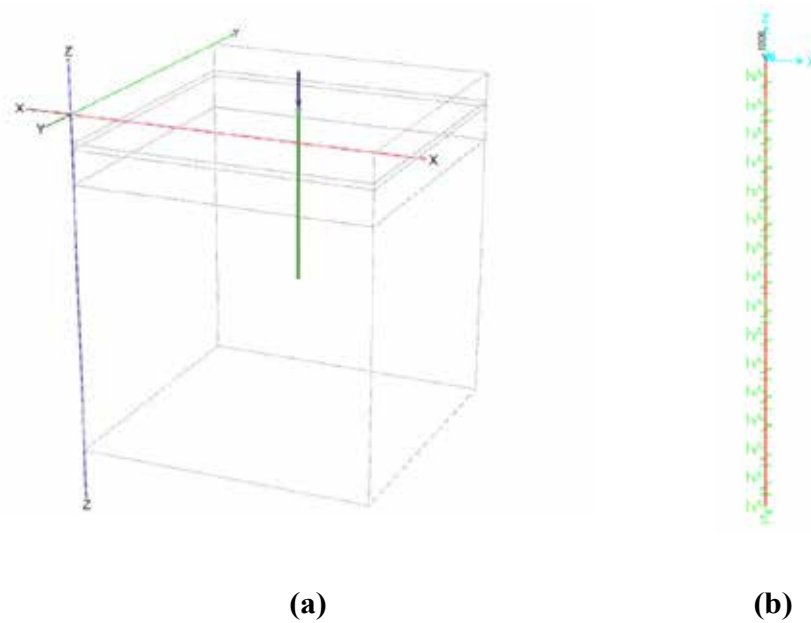


Figure 10. Sensitivity Analyses Monopile Model Views – (a) Plaxis3D, (b) SAP2000

Table 5. Sensitivity Analysis Results

Model	Loading (kN)	Tip Resistance (kN)	Top Deformation (mm.)	Tip Deformation (mm.)	Pile Elastic Axial Contraction (mm.)
SAP2000	1000	108*	1.49	0.70	0.79
Plaxis3D	1000	26	1.33	0.67	0.66

Pile group foundation behavior analysis of a building under axial loading

The difference observed between the tip resistance values of the two models at Table 4 (*) may be explained due to a certain difference in modelling such that; as the link definitions at the SAP2000 model had been assigned to joints representing a certain length of pile segment (unlike a continuous interaction at Plaxis3D) and the compression portion of the last segment being arranged for end bearing (Q-z link) and the shaft resistance of the last 2 m. pile segment had been indirectly discarded at the SAP2000 model. Therefore Plaxis3D tip resistance should be more reliable with respect to SAP2000 result.

For comparative check purposes the pile axial force values at the -34.00 m. level (2 m. above the tip) of the both models could be compared instead. As a result of such a comparison it may be seen that this -34.00 m. level axial force value at SAP2000 model is 108 kN, where at the Plaxis3D model it is 113 kN. Thus, similar distribution of the axial forces along the piles has been observed and comparability of models in this aspect has been verified.

4. RESULTS & DISCUSSION

As a result of the study performed for three different approaches under a simple axial loading combination (G+Q), it has been observed that the more comprehensive models in terms of pile modelling (SAP2000 detailed model and Plaxis3D continuum model) give similar results for load distribution between the piles where there occurs a significantly higher maximum load outcome at the simple model established by representing piles as rigid restraints under the raft foundation (Table 6).

Table 6. Analysis results

Model	SAP 2000		Plaxis
	Model 1: Simple Model	Model 2: Detailed Model	Model 3: Continuum Model
Substructure Modelling	Fixed Supports	Structural Model With Pile - Soil Links	Continuous Soil Matrix Surrounding Foundation
Maximum Load (kN)	2700	2227	2033

For this particular case study, the difference obtained between the simple model and the structural model with pile-soil links are in the range of %18 and is around %25 for the continuum model solution. On the other hand, it is clear that the load distribution between piles under a piled raft foundation is in close relationship with the axial stiffness properties of the foundation consisting of pile axial stiffness, pile-soil interface stiffness and also bending stiffness of the raft foundation which shows up at the detailed models due to existence of a deformation dependent substructure response. Even though not given emphasis in this study, it is a structural rule of thumb that a sufficiently rigid mat foundation is required for an efficient load distribution beneath. During this study the foundation thickness had been intentionally considered to be in equivalent thickness with the bored piles (1.00 m) for a reasonable foundation rigidity.



Z. Nil Kutlu, İsmail Emrah Kılıç

The difference observed between SAP2000 detailed model and Plaxis3D continuum model is in the range of %8 and this may be related to numerous reasons such as software algorithms, intersection of stress bulbs between piles at the continuum model, existence of shallow soil response under the raft foundation at the continuum model and etc. Being said, it is also recommended to neglect any subsurface resistance to the raft in such models as this resistance can be unpredictable depending on the quality and uniformity of contact at site.

Considering the significant axial load difference observed between the simple and detailed approaches, such a simple approach could be recommended for an initial evaluation or a basic design made over generalization of pile lengths as per the maximum loaded pile.

However, a detailed design to be made for determination of pile lengths for local grouping with this simple approach is not recommended as it may underestimate loads on some piles even though overestimating axial loads (thus being in the safe side) on the maximum loaded pile(s). It is clear that the most accurate and feasible design would be made through detailed approaches and therefore such approaches are recommended to be considered for a detailed design.

REFERENCES

- [1] API-RP2A-WSD, American Petroleum Institute, (2000). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms- Working Stress Design, 21st Edition.
- [2] Tomlinson, M., Woodward, J. (2008), “Pile Design and Construction Practice”, 5th Edition, Taylor & Francis.
- [3] Bowles, J.E., (1988), Foundation Analysis And Design, 4th Edition, McGraw-Hill Book Company.
- [4] Kutlu, Y. (2011), Deniz Üstü Rüzgar Türbini Temel Tasarımı ve Türkiye’de Kazıklı Bir Uygulaması. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- [5] Plaxis 3D, (2018), Tutorial Manual, 2018.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

EVALUATING THE SEISMIC BEHAVIOR OF AN L-SHAPED CANTILEVER RETAINING WALL CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ DİKKATE ALINARAK L-ŞEKİLLİ BİR KONSOL İSTİNAT DUVARININ SİSMİK DAVRANIŞININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Tufan ÇAKIR¹ Kasif Furkan ÖZTURK*²

ABSTRACT

In this study, the dynamic behaviour of an L-shaped reinforced concrete cantilever retaining wall is investigated by means of the numerical model of the structure-foundation-backfill soil system, considering soil-structure interaction. To provide the discrete behaviour of the wall-backfill system, nonlinear springs are defined on their interface. In addition, the nonlinear behaviour of soil systems is taken into account with Drucker-Prager yield criteria. In order to get rid of the effects of the wave reflection and to attempt to produce infinite boundary behaviour, the viscous dampers are placed on the boundaries of the soil medium considering Lysmer and Kuhlemeyer's approach. The dimensions of the foundation soil domain are selected big enough to curtail down the reflections from the lateral boundaries. The material damping of the whole system is considered in the form of Rayleigh damping. The analyses are performed as a full transient, and four different foundation soil systems are taken into consideration in these analyses. The findings are examined for displacements along the wall height and stresses in the critical sections of the wall. The results show that the soil-structure interaction significantly affects the wall dynamic responses due to the decrease in the foundation soil stiffness.

Keywords: Cantilever retaining wall; soil-structure interaction; Rayleigh damping; wave reflection, dashpot

ÖZET

Bu çalışmada L-şekilli bir betonarme konsol istinat duvarının dinamik davranışı, zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak, yapı-temel-dolgu zemini sisteminin sayısal modeli yardımıyla araştırılmaktadır. Duvar-dolgu sisteminin ayrık davranışını sağlamak için, duvar ve dolgu ara yüzeylerine doğrusal olmayan yaylar tanımlanmaktadır. Ayrıca, zemin sistemlerinin doğrusal olmayan davranışı Drucker-Prager akma kriteri ile dikkate alınmaktadır. Dalga yansıma etkilerinden kurtulmak ve sonsuz sınır davranışını

¹ Professor, Gümüşhane University, cakirtufan@hotmail.com

*² Research Assistant, Gümüşhane University, ozturkfurkan91@gmail.com



Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

yansıtıma çalışmak için, viskoz sönümleyiciler Lysmer ve Kuhlemeyer yaklaşımı göz önüne alınarak zemin ortamının sınırlarına yerleştirilmektedir. Temel zemini boyutları yanal sınırlardan yansımaları azaltmak için yeterince büyük seçilmiştir. Sistemin malzeme sönümü Rayleigh sönümü dikkate alınmaktadır. Analizler deprem yükü dikkate alınarak gerçekleştirilmekte ve bu analizlerde dört farklı temel zemin sistemi dikkate alınmaktadır. Bulgular, duvar yüksekliği boyunca yer değiştirmeler ve duvar kritik kesitlerinde elde edilen gerilmeler yönünden irdelenmektedir. Sonuçlar, zemin-yapı etkileşiminin, temel zemin sistemi rijitliğindeki azalmaya bağlı olarak duvar dinamik tepkilerini önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Konsol istinat duvarı; zemin-yapı etkileşimi; Rayleigh sönümü; dalga yansıması, sönümleyici

1. INTRODUCTION

The cantilever retaining walls are generally used to provide crossing between the elevations, and this structures aim to retain backfill or water in the back side of it. As these types of structures can be made easily and quickly, it has been preferred frequently for the years. Although the retaining walls have a simple structure, its dynamic responses could exactly have been understood yet. One of the main reasons for this situation is undoubtedly the ground conditions in which the structure is located. The investigations show that the circumstances under seismic loadings affect highly the stability of these structures and it can give rise to the heavy damages or failure (Clough and Richard,1977; Iai and Kameoka 1993; Huang,2000; Fang et al., 2003; Pamuk et al., 2004; Dismuke, 2011; Wu et al., 2012; Riches, 2015).

It is possible to classify the studies investigating the effects of the soil-structure interaction on the dynamic response of structures in three main categories: 1) numerical, 2) analytical methods and 3) laboratory or in-situ tests. First method, which contains the finite element method and finite difference method, is often used due to opportunity to examine displacements and stresses of whole system (Kartal, 2012; Mahjoubi and Maleki, 2018). The second method is called as true solutions and it generally uses the lumped mass approaches to obtain dynamic response of the structures (Cakir and Livaoglu, 2012; Durmus and Livaoglu, 2015; Chowdhury et al., 2017). Last category is represented with many laboratory tests and in-situ tests such as: shaking table test, centrifuge test, ambient vibration test (Altunişik et al., 2011; Wilson and Elgamal, 2015; Kloukinas et al.,2015; Tricarico et al.,2016).

Although the aforementioned methods are used to investigate the dynamic behavior of the retaining walls, it is more appropriate to make a detailed classification according to the assumptions they accept directly to obtain dynamic responses. In this context, the classification is divided into three categories: 1) limit equilibrium methods, 2) analytical linear elastic or viscoelastic methods and 3) numerical methods. First method is fictionalized generally by looking at the occurrence of the failure wedge and in frame of this approach some technics was developed by many investigators such as Okabe (1924), Mononobe and Matsuo (1929), Seed and Whitman (1970), Richards and Elms (1979), Nadim and Whitman (1983), Choudhury and Rao (2002), Mylonakis et al. (2007). Second method presents an approach considering viscoelastic or linear elastic material behaviour



Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

for backfill system and in this approach the wall system is fixed. Also, the approaches involved in this method are based on an elastic wave theory and it is represented with contributions made by Matsuo and Ohara (1960), Wood (1973), Arias et al. (1981), Veletsos et al. (1995), Wu and Fin (1996; 1999), Li(1999), Younan and Veletsos (2000), Papagiannopoulos et al. (2015), Vrettos et al. (2016), and Beskou et al. (2018). The final category includes mainly finite element method and finite difference method, and these methods present optionally nonlinear or linear material behaviour for soil medium and concrete. In this category that includes an available study, there are studies made by Callisto and Soccodato (2010), Al Atik and Sitar (2010), Evangelista et al. (2010), Athanasopoulos-Zekkos et al. (2013), Cakir (2017), Zamiran and Osouli (2018), Bakr and Ahmad (2018) to examine the dynamic behavior of retaining walls. Analytical and limit equilibrium approaches are undoubtedly solutions in terms of quick and safety but more realistic conditions are possible to consider using finite element method. For example; mentioned method is convenient to examine the displacement or stresses of the whole system. Moreover, the progress of the waves coming from the bedrock level in the soil medium, damping and interaction with the structure are important issues for kinematic interaction. Because of these considerations, the ease of 3D modeling and the realism of the behavior to be achieved are quite important when compared to other methods.

Writers with these considerations, to the dynamic response of the L-shaped cantilever retaining wall aim to shed light on, taking into account the soil-structure interaction, which is a very complex problem. In this context, the seismic analyses, which are the full transient in time domain, are performed in the four different foundation soils. The obtained displacements along the wall height and the stresses taken in three directions from the wall critical section are examined and these responses are interpreted in terms of the magnitude and time change. As a result, the effects of soil-structure interaction on the dynamic behavior of a L-shaped cantilever retaining wall are emphasized.

2. THE FINITE ELEMENT MODEL OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION SYSTEM AND WALL STRUCTURAL PROPERTIES

With the developing technology, the interest in the finite element method, which is quite costly in terms of analysis times, increases rapidly. In addition, the revision of field tests or scale laboratory tests allows the results to be very close to reality. In this context, the authors preferred the ANSYS 13.0 (ANSYS, 2010) package program which uses the finite element method in this study.

The cantilever retaining wall is consisted of the wall stem and the base slab. Thickness of the base slab is 0.65 m and its width is 3.85 m. Thickness of the stem changes from 1.05 m to 0.35 m. The wall length is considered as 6m. The dimensions of the solid model are generally presented in Figure 1. The wall, backfill and foundation soil systems have been created with the solid elements. For the wall SOLID65 element is preferred which is capable of the cracking under the tension and crushing under the compression. Also this element contents eight nodes having three degrees of freedom at each node and can be preferred to reflect behavior of some special materials such as fiberglass or rock. For the soil systems SOLID45 element has been used which has plasticity, creep, swelling, stress stiffening, large deflection, and large strain capabilities. Additionally, this element has eight nodes having three degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y,

Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

and z directions. COMBIN39 nonlinear elements which can imitate the bonding and debonding behavior using force-displacement relation is used between the wall stem and the backfill. This approach enables the discrete behaviour so it is often preferred in the literature (Mahjoubi and Maleki 2018; Gharad and Sonparote, 2019).

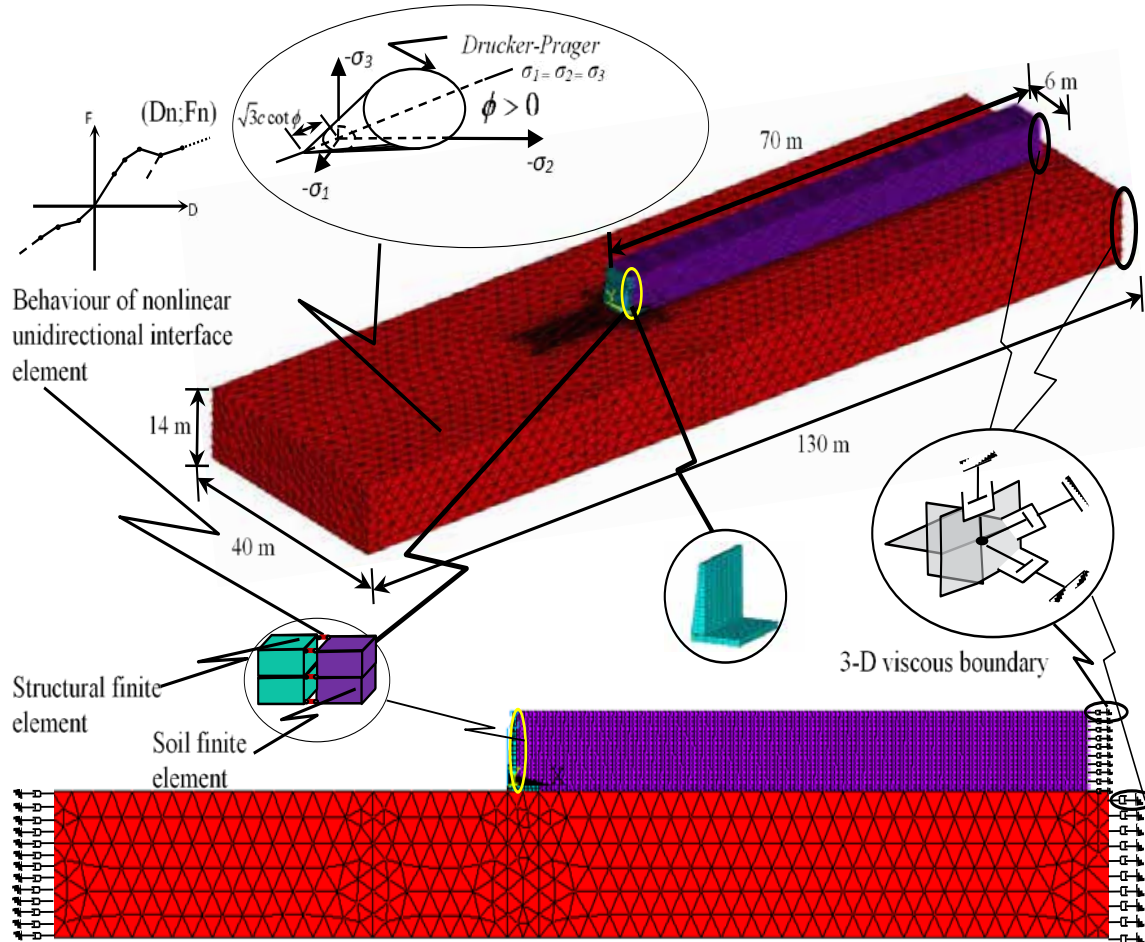


Figure 1. Schematic display of the created finite element model

The dynamic behavior of the retaining walls is complex depending on the soil conditions in which it is located and can behave quite differently from the rigid soil conditions in weaker soil conditions. In this context, it is very important to ensure interaction of the structure with the wave propagating in the ground system appropriately. The soil systems are modelled with a finite element grid but to minimize error due to wave reflection effects in boundary of the solid model is a need to enhance the volume of the soil medium as much as possible and to use the artificial boundary elements. The problem is handled by considering the ground environment as two parts: 1) near field, 2) far field. While the near field is defined as a nonhomogeneous, irregular soil medium and structure-soil kinematic interaction area, the far field is defined as a homogeneous, regular and elastic soil medium (Wolf and Song 1996a; 1996b). 10H value in study of Psarropoulos et al. (2005) is considered to produce the optimum solution in terms of size of the near field and the viscous boundary elements are located on the solid model faces. These elements consider the criteria of the wave damping proposed by Lysmer and Kuhlemeyer (1969). The

Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

nonlinear behavior of the soil medium is provided by Drucker Prager constitutive material model. The material dampings of the wall and the soil systems are considered as Rayleigh damping.

3. PROPERTIES OF THE SOIL SYSTEMS AND CONSIDERED SEISMIC LOADING DETAILS

The dynamic analyses are performed as a full transient. In the analyses, C-OLC360 component of 1983 Coaling record taken from PEER earthquake database is used for the earthquake record (URL-1, 2019). The record content has been presented in Figure 2.

It is important to consider different damping ratios when examining the soil-structure interaction of some rigid structures which are not mentioned in this study (Chopra, 2007). Although the wall and the soil systems have different hysteretic damping, it is often preferred to use with a common damping ratio in the applications due to safety factor. In this frame, all the system within the scope of this study is represented with the proportional damping approach and the global damping ratio is considered as %5 for both the soil systems and the wall.

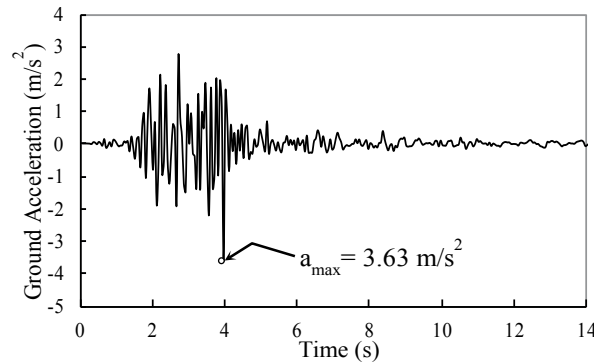


Figure 2. 1983 Coalinga Earthquake Record

Properties of considered foundation soil system in seismic analyses are shown in Table 1. For the backfill and wall systems, it is taken as weight per unit volume:18; 25 kN/m³, Young's modulus: 100; 30000 MPa and Poisson ratio:0.30; 0.20, respectively. Also, the internal friction of backfill system is 35°.

Table 1. Properties of the foundation soil systems considered in the analyses

Soil System	E, kN/m ²	G, kN/m ²	ν	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	γ , kN/m ³	v_s , m/s	v_p , m/s
S1	500000	192308	0.30	35	0	19	318.14	595.19
S2	150000	57692	0.30	35	0	19	174.25	326.00
S3	75000	27778	0.35	35	0	18	124.23	258.60
S4	35000	12963	0.35	35	0	18	84.86	176.66

E: Young's Modulus, G: Shear Modulus, ν : Poisson's ratio, ϕ : Internal friction angle, ψ : Dilatancy angle, γ : Weight per unit volume, v_s : Shear wave velocity, v_p : Compressional wave velocity

Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

4. RESULTS AND DISCUSSIONS

The dynamic response of the cantilever wall systems is possible to examine with many aspects. The study examines dynamic changes caused heavy damages such rotation, translating, tilting of the wall and cracking in critical section using the magnitude of the relative displacements and stresses. The results are shown in Table 2 where while the stress values are taken for three directions from the wall critical section, the displacements are obtained from the wall top. The changes in the dynamic responses of the wall reveal clearly effects of the soil-structure interaction phenomenon.

Table 2. The dynamic responses obtained from the analyses

Soil System	S1		S2		S3		S4	
Responses	t (s)	Value	t (s)	Value	t (s)	Value	t (s)	Value
u_t (m)	4.00	-0.0004	3.90	0.0019	3.95	0.0037	3.95	0.0048
S_z (back corner) (MPa)	4.00	0.1339	2.80	-0.2406	3.95	-0.2250	2.00	-0.1224
S_y (back corner) (MPa)	4.00	0.0341	2.80	-0.0784	3.90	-0.0836	2.85	-0.0629
S_x (back corner) (MPa)	4.00	0.1697	2.80	-0.4455	3.90	-0.4909	2.85	-0.3851
S_z (back midpoint) (MPa)	4.00	0.1096	2.80	-0.2894	3.95	-0.3192	2.00	-0.1921
S_y (back midpoint) (MPa)	4.00	0.0556	2.80	-0.1756	3.95	-0.2004	2.85	-0.1599
S_x (back midpoint) (MPa)	4.70	0.1033	2.80	-0.4069	3.95	-0.4838	2.85	-0.3790
S_z (front corner) (MPa)	4.00	-0.1435	2.80	0.3065	3.95	0.3235	2.00	0.1984
S_y (front corner) (MPa)	2.80	0.0033	2.55	0.0020	2.95	0.0053	2.20	0.0076
S_x (front corner) (MPa)	4.00	0.0165	2.80	-0.0457	2.80	-0.0492	2.80	-0.0388
S_z (front midpoint) (MPa)	4.00	-0.0956	2.80	0.2357	3.95	0.2575	2.00	0.1427
S_y (front midpoint) (MPa)	4.00	-0.0437	2.80	0.0500	2.80	0.0469	2.80	0.0447
S_x (front midpoint) (MPa)	4.70	0.0100	2.80	-0.0406	3.95	-0.0489	2.85	-0.0371

u_t : Maximum lateral top displacement of cantilever wall; t: Time; S_z , S_y , S_x (back corner): Stresses estimated on the backface (backfill side) of the cantilever wall in z, y and x directions, respectively; S_z , S_y , S_x (back midpoint): Stresses estimated on the back face of the cantilever wall in z, y and x directions, respectively; S_z , S_y , S_x (front corner): Stresses estimated on the front face of the cantilever wall in z, y and x directions, respectively; S_z , S_y , S_x (front midpoint): Stresses estimated on the front face of the cantilever wall in z, y and x directions, respectively.

4.1. Comparison of the Stress Responses

The stress changings are presented in Figure 3. The responses obtained from the critical section show the difference in terms of both the magnitude and force directions in different soil conditions depending on the soil-structure interaction. For example, when Figure 3a is examined, it can be stated that while the peak stress value in S1 foundation soil system realizes at 0.1697 MPa level as a tension, the same values in S2 and S3 soil systems realize respectively at 0.4455 and 0.4909 MPa levels with 163% and 189% increments as pressure. Similar trends can be clearly seen in Figure 3b where while the peak response in S1 foundation soil system is 0.0956 MPa as pressure, these values for S2 and S3 soil systems realize respectively with 147% and 169% increments as a tension. Also, both examples

Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

show the differences in terms of the time realization of the response. If Figure 3b is examined, it can be seen that the peak response in the S1 foundation soil system realizes around 4.00 s, the responses in S2 and S4 soil systems realize around 2.80 s and 2.00 s.

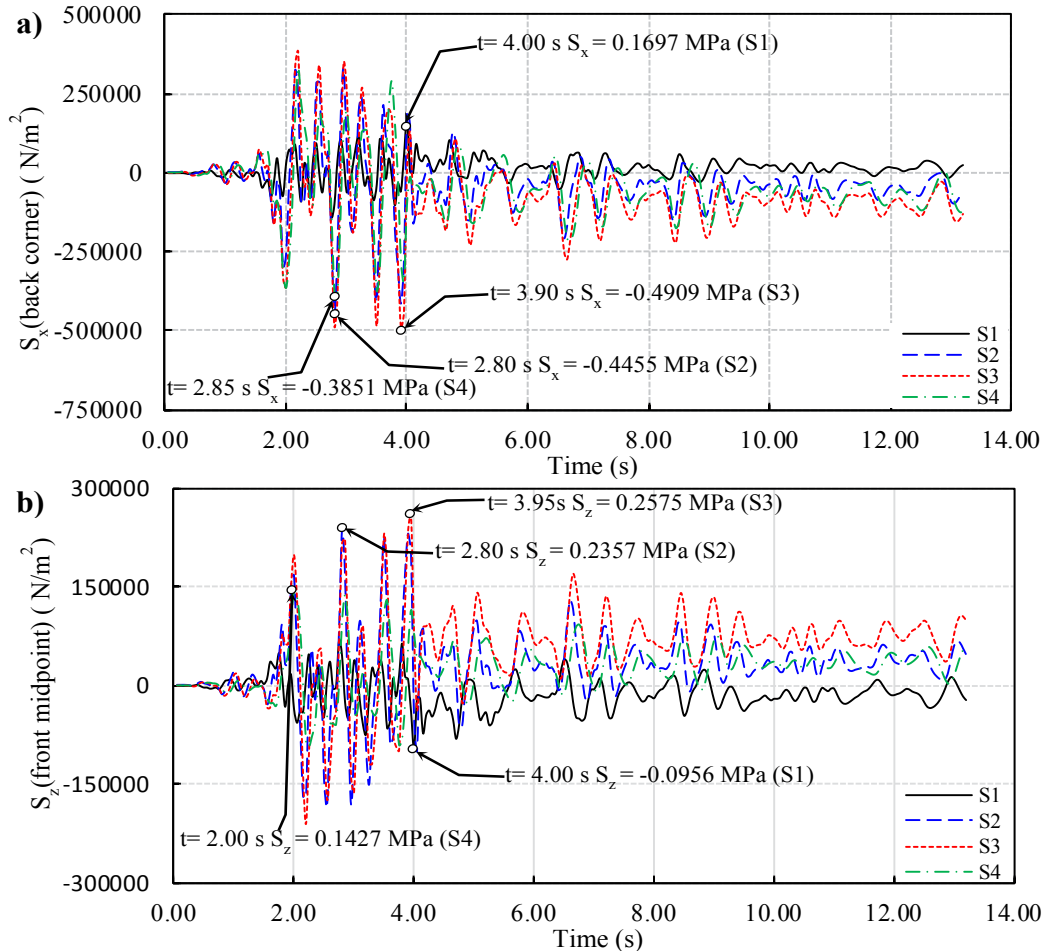


Figure 3. Stress time histories at a) the wall back corner, b) the wall front midpoint in four different foundation systems.

4.2. Comparison of the Relative Displacements

The relative displacements of the cantilever walls under earthquake loads can considerably affect the balance of structure. When this statement in the design stage of the wall is not considered, the structure can subject to heavy damages. In Figure 4 and Figure 5, it shows the change of the relative displacements along the wall height and the time history of the relative displacements at the wall top, respectively. The movement of the wall is defined as a movement away from backfill and movement toward backfill.

The relative displacements along the wall height show clearly the difference in different foundation soil systems. When Figure 4 is examined, it can be clearly seen that as the stiffness of the soil system increases, the wall relative displacements generally decrease. In other words, it is useful to note that the rotation stiffness is affected by the increase or decrease in stiffness of the foundation soil and the movement of the wall base gets easy or hard. Similar changes are seen in displacements at the wall top due to the nature of the

Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

change in the foundation soil system. For example, If Figure 5 is examined, it can be seen that while the peak displacement in S1 foundation soil system is 0.004 m with a movement away from backfill, this value in S3 and S4 soil systems occurs respectively as 0.0037 m and 0.0048 m with 825% and 1100% increments in the opposite direction. The realization times of the peak responses are compatible and it realizes about 3.95-4.00 s.

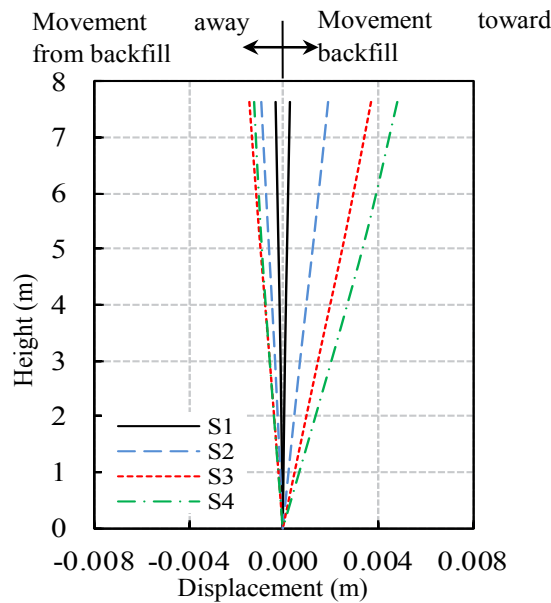


Figure 4. The relative horizontal displacements along the cantilever retaining wall

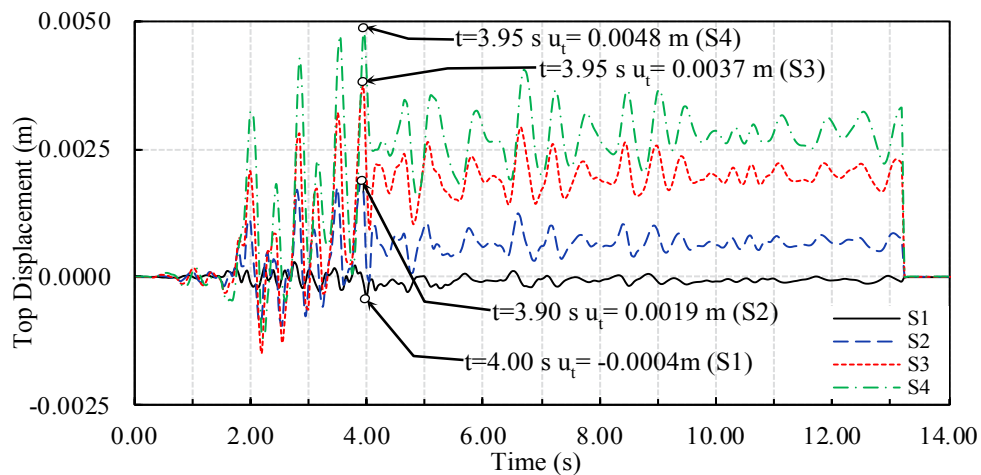


Figure 5. The top displacement of the wall over time

5. SUMMARY AND CONCLUSIONS

The study investigates the dynamic response of L type cantilever retaining wall. In this context, the full transient analyses in time domain has been performed by using four different foundation soil systems. The results have been examined in terms of the changes in the peak displacements of the wall top and stresses taken from the critical section as well as the change of the peak displacements along the wall height.



Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

Based on comments made, it should be noted that both the peak stresses and displacements increase depending on decreasing in the foundation soil stiffness. Furthermore, it has been seen that these responses have generally realized in different times. As the foundation soil stiffness decreases, the wall is forced to make bigger relative displacements along the height depending on the decrease in the rotation stiffness of the foundation. As a result, the dynamic response of the L type cantilever retaining wall is considerably affected by the soil-structure interaction so it is not appropriate to construct the type project wall to any kinds of soil condition without the detailed dynamic analyses.

REFERENCES

- Al Atik, L. and Sitar, N. (2010), "Seismic earth pressures on cantilever retaining structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136(10), 1324-1333.
- Altunışık, A. C., Bayraktar, A., Sevim, B., and Ateş, Ş. (2011), "Ambient vibration based seismic evaluation of isolated Gülburnu highway bridge", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(11), 1496-1510.
- ANSYS 13.0. (2010), ANSYS Inc., Canonsburg, PA.
- Arias, A., Sanchez-Sesma, F. J., and Ovando-Shelley, E., "A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacement", *Proc. of International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, April 1981, pp. 235-240, St. Louis, MO.
- Athanasopoulos-Zekkos, A., Vlachakis, V.S. and Athanasopoulos, G. A. (2013), "Phasing issues in the seismic response of yielding, gravity-type earth retaining walls – overview and results from a FEM study", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 59-70.
- Bakr, J., and Ahmad, S. M., (2018), "A finite element performance-based approach to correlate movement of a rigid retaining wall with seismic earth pressure", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 460-479.
- Beskou, N. D., Papagiannopoulos, G. A. and Chassiakos, A. P. (2018), "Seismic analysis of rigid walls retaining a cross-anisotropic poroelastic soil layer over bedrock", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 615-624.
- Cakir, T. and Livaoglu, R. (2012), "Fast practical analytical model for analysis of backfill-rectangular tank-fluid interaction systems", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 37, 24-37.
- Cakir, T. (2013), "Evaluation of the effect of earthquake frequency content on seismic behavior of cantilever retaining wall including soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, 96-111.
- Cakir, T., (2017), "Assessment of effect of material properties on seismic response of a cantilever wall", *Geomechanics and Engineering*, 13(4), 601-619.
- Callisto, L. and Soccodato, F.M. (2010), "Seismic design of flexible cantilevered retaining walls", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(2), 344-354.
- Choudhury, D., and Rao, K. S. S. (2002), "Seismic passive resistance in soils for negative wall friction", *Canadian Geotechnical Journal*, 39(4), 971-981.
- Chowdhury, I., Tarafdar, R., Ghosh, A., and Dasgupta, S. P. (2017), "Dynamic soil structure interaction of bridge piers supported on well foundation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 251-265.



Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

- Clough, G. W., and Fragaszy, R. F., “A study of earth loadings on floodway retaining structures in the 1971 San Fernando Valley earthquake”, In Proceedings of the sixth world conference on earthquake engineering, April 1977, Vol. 3
- Dismuke, J. N., “Retaining wall performance during the February 2011 Christchurch Earthquake”, Australian Earthquake Engineering Society 2011 Conference, 18-20 November 2011, Barossa Valley, South Australia
- Durmus, A. and Livaoglu, R. (2015), “A simplified 3 DOF model of A FEM model for seismic analysis of a silo containing elastic material accounting for soil–structure interaction”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 77, 1-14.
- Evangelista, A., Scotto di Santolo, A. and Simonelli, A.L. (2010), “Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 1119-1128.
- Fang, Y. S., Yang, Y. C., and Chen, T. J. (2003), “Retaining walls damaged in the Chi-Chi earthquake”, Canadian Geotechnical Journal, 40(6), 1142-1153.
- Gharad, A. M., and Sonparote, R. S. (2019), “Dynamic soil–structure interaction effects on 3D integral railway bridge under high-speed moving loads”, Current Science, 116(6), 972-981.
- Huang, C. C. (2000), “Investigations of soil retaining structures damaged during the chi -chi earthquake”, *Journal of the Institute of Engineers*, 23(4), 417-428.
- Iai, S., and Kameoka, T. (1993), “Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls”, Soils and Foundations, 33(1), 71-91.
- Kartal, M. E. (2012), “Three-dimensional earthquake analysis of roller-compacted concrete dams”, Natural Hazards and Earth System Sciences, 12(7), 2369-2388.
- Kloukinas, P., Santalo, A.S., Penna A., Dietz, M., Evangelista, A., Simonelli, A.L., Taylor, C. and Mylonakis, G. (2015), “Investigation of Seismic Response of Cantilever Retaining Walls: Limit Analysis vs Shaking Table Testing”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 77, 432-445.
- Li, X., (1999), “Dynamic analysis of rigid walls considering flexible foundation”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 803-806.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969), “Finite dynamic model for infinite media”, Journal of Engineering Mechanics Division, 95, 859-878.
- Mahjoubi, S. and Maleki, S. (2018), “Finite element modelling and seismic behaviour of integral abutment bridges considering soil–structure interaction”, European Journal of Environmental and Civil Engineering, 1-20.
- Matsuo, H., and Ohara, S., “Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes”, Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960, pp.165-181. Tokyo, Japan.
- Mononobe, N. and Matsuo, H., “On the determination of earth pressures during earthquakes”, Proceedings of World Engineering Congress, 1929, pp.179-187, Japan.
- Mylonakis, G., Kloukinas, P. and Papantonopoulos, C. (2007), “An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27(10), 957-969.
- Nadim, F. and Whitman, R. V. (1983), “Seismically induced movement of retaining walls”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 109 (7), 915-931.
- Okabe, S. (1924), “General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam” Journal of Japanese Society of Civil Engineering, 10 (6), 1277-1323.



Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

- Osouli, A. and Zamiran, S. (2017), “The effect of backfill cohesion on seismic response of cantilever retaining walls using fully dynamic analysis”, *Computers and Geotechnics*, 89, 143-152.
- Pamuk, A., Ling, H. I., Leshchinsky, D., Kalkan, E., and Adalier, K.Ü., “Behavior of reinforced wall system during the 1999 Kocaeli (Izmit)”, *Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 13-17 April 2004, New York, USA
- Papagiannopoulos, G.A., Beskos, D.E., and Triantafyllidis, T., (2015), “Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining linear poroelastic soil: An exact solution”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 208-219.
- Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. and Gazetas, G. (2005), “Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 795-809.
- Richards, R. and Elms, D. G. (1979), “Seismic behavior of gravity retaining walls”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, 449-464.
- Riches, L. K., “Observed earthquake damage to Christchurch city council owned retaining walls and the repair solutions developed”, In *Proc. of the 6th Int. Conf. in Earthquake Geotechnical Engineering*, 1–4 November 2015, Christchurch, New Zealand
- Seed, H. B. and Whitman, R.V., “Design of earth retaining structures for dynamic loads”, *Proceedings of the Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 1970, pp.103-147, Ithaca, New York.
- Tricarico, M., Madabhushi, G. S. P., and Aversa, S. (2016), “Centrifuge modelling of flexible retaining walls subjected to dynamic loading”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 297-306.
- URL-1, PEER. (2019). https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/new?sourceDb_flag=1
- Veletsos, A. S., Parikh, V. H., and Younan, A. H., (1995), “Dynamic response of a pair of walls retaining a viscoelastic solid”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 1567-1589.
- Vrettos, C., Beskos, D. E., and Triantafyllidis, T., (2016), “Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: An exact solution”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82, 142-153.
- Wilson, P. and Elgamal, A. (2015), “Shake Table Lateral Earth Pressure Testing with Dense $c-\phi$ Backfill”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 71, 13-26.
- Wolf, J.P. & Song, C.H. (1996a), “Finite-Element Modeling of Unbounded Media”, Chichester: John Wiley and Sons, 331 s
- Wolf, J.P. and Song, C.H., “Finite Element Modeling Unbounded Media”, the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996b, pp. 70, 1-9, San Francisco, USA.
- Wood, J.H., (1973)., “Earthquake-induced soil pressures on structures”, Report EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology.
- Wu, G., and Finn, W.D.L., “Seismic pressures against rigid walls”, In *Analysis and design of retaining structures against earthquakes*, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers Convention*, 1996, pp. 1-18, Washington, USA
- Wu, G., and Finn, W.D.L. (1999), “Seismic lateral pressures for design of rigid walls”, *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3), 509-522.
- Wu, Y., He, S., and Li, X. (2012), “Failure mechanism and seismic design of retaining wall in earthquake”, *Environmental Earth Sciences*, 65(4), 1013-1019.



Tufan Cakir, Kasif Furkan Ozturk

- Younan, A. H., and Veletsos, A. S., (2000), “Dynamic response of flexible retaining walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:1815-1844.
- Zamiran, S., and Osouli, A., (2018), “Seismic motion response and fragility analyses of cantilever retaining walls with cohesive backfill”, *Soils and Foundations*, 58(2), 412-426.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

AN OVERVIEW TO THE SEISMIC PERFORMANCE OF THE WING WALLS OF A BOX CULVERT WITHOUT COVERED SOIL

ÖRTÜ ZEMİNSİZ BİR KUTU MENFEZİN KANAT DUVARLARININ
SİSMİK DAVRANIŞINA GENEL BİR BAKIŞ

Kasif Furkan OZTURK*¹ Tufan ÇAKIR²

ABSTRACT

It is clear that the dynamic conditions are of great importance in the design of the retaining structures, which are known to suffer damage greatly due to the magnitude of dynamic soil pressures. In this context, the study aims to investigate the dynamic response of the wing walls of a box culvert considering soil-structure interaction. The model developed by the finite element method has been created from the combination of the foundation soil-structure and backfill systems. The soil-structure interface is considered to be bonded in modelling approach. Viscous dampers are used in three directions in the semi-infinite soil domain in order to get rid of the wave reflections effects at the boundaries. In addition, the nonlinear behaviour of the foundation and backfill soil is taken into account by Drucker Prager material model, and full transient analyses are performed for four different ground systems. In the analyses, the PRI-UP component of 1995 Kobe earthquake is considered. The responses are interpreted in terms of the stresses occurring in the wall critical sections and lateral displacements of the wall. The results obtained from the seismic analyses clearly reveal the effects of the stiffness changing in the foundation soil system on the wing wall dynamic behaviour.

Keywords: Dynamic response; wing wall; box culvert; soil-structure interaction; geotechnical engineering

ÖZET

Dinamik zemin basınçlarının büyüklüğü nedeniyle önemli mertebelerde hasara maruz kaldığı bilinen dayanma yapılarının tasarımında dinamik koşulların büyük bir öneme sahip olduğu açıktır. Bu bağlamda, bu çalışma zemin yapı etkileşimini göz önüne alarak betonarme bir kutu menfezin kanat duvarlarının sismik davranışını araştırmayı amaçlamaktadır. Sonlu elemanlar metodu aracılığıyla geliştirilen model, temel zemini-yapı ve dolgu zemin sistemlerinin birleştirilmesinden oluşturulmuştur. Modellemede, zemin-yapı ara yüzünün bağlı olduğu düşünülmektedir. Viskoz sönümleyiciler, sınırlardaki dalga

*¹ Research Assistant, Gümüşhane University, ozturkfurkan91@gmail.com

² Professor, Gümüşhane University, cakirtufan@hotmail.com



Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

yanısına etkilerinden kurtulmak için yarı sonsuz zemin ortamında üç doğrultuda kullanılmıştır. Ayrıca, temel ve dolgu zemin sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları Drucker Prager malzeme modeli ile dikkate alınmış ve deprem çözümlemeleri dört farklı temel zemin sistemi için gerçekleştirilmiştir. Analizlerde deprem kaydı olarak 1995 Kobe depreminin PRI-UP bileşeni kullanılmıştır. Dinamik tepkiler, duvar kritik kesitlerinde meydana gelen gerilmeler ve yükseklik boyunca meydana gelen yatay yer değiştirmeler açısından yorumlanmıştır. Sismik analizlerden elde edilen sonuçlar, kanat duvarının dinamik davranışına temel zemin sistemindeki rijitlik değişiminin etkilerini açıkça ortaya koymaktadır.

Anahtar Kelimeler: Dinamik tepki; kanat duvarı; kutu menfez; zemin-yapı etkileşimi; geoteknik mühendisliği

1. INTRODUCTION

The culvert structures are often used in civil engineering applications in order to eliminate many requirements in the context of infrastructure serves of irrigation, transportation and drainage. Although structures under the ground are generally thought to be exposed to less damage compared to structures above the ground, this situation is not always such like that. Traditionally, these type tunnel structures designed to be buried into the soil had been seen that it could experience serious damage in the huge earthquake such as 1995 Hanshin-Awaji earthquake (Samata et al., 1997), 1995 Hyoken–Nambu earthquake (Matsuda and Tanaka, 1996; Iida et al., 1996), 1999 Duzce earthquake, 1999 Chi-Chi earthquake (Lu and Hwang, 2018) and Wenchuan earthquake (Shen et al., 2014). The seismic and static design procedures of the culverts and its wing walls are considered being the same with retaining wall. In this context, it is possible to collect these design procedures in three main categories: 1) limit equilibrium situation approaches, 2) analytic solutions based elastic wave theory where soil medium is represented with the viscoelastic or elastic material properties, 3) numerical solutions having nonlinear material or analysis procedure.

The first category has been developed from the simplified equilibrium condition at fault moment of the retaining wall and it involves methods proposed by many researchers such as Okabe (1924), Mononobe and Matsuo (1929), Seed and Whitman(1970), Nadim and Whitman (1983), Mylonakis et al.(2007). The second category includes the works supplied by some authors such as Veletsos and Younan (1994a, 1994b, 1997), Veletsos et al. (1995), Wu and Fin (1996,1999), Younan and Veletsos (2000), Theodorakopoulos et al. (2001a, 2001b), Papazafeiropoulos and Psarropoulos (2010), Vrettos et al. (2016) and Beskou et al. (2018). The final category is often preferred because of some problem types having difficult procedures for the analytical solutions. This category is represented with the contributions presented by authors such as Flener(2009), Shamsabadi et al. (2009), Cilingir and Madabhushi(2011), Cakir (2013, 2017), Abuhajar et al. (2015), Ertugrul(2016), Tsiniadis et al.(2016a, 2016b), Kheradi et al.(2018), Zangeneh et al. (2018), Zamiran and Osouli (2018), Bakr and Ahmad (2018).

A number of aforementioned studies have researched the vulnerability of the retaining walls and buried structures under the dynamic loadings. Additionally, the researchers have a common opinion that the structure response should be examined considering both the foundation and the surrounding soil systems (Iida et al. 1996; Gazetas et al. 2005). The

Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

dynamic response of the retaining walls is very complex in spite of the simple structure. In this context, it is an important issue to consider the factors such as the soil stiffness, ground motion content, structure configuration and soil structure interaction phenomenon which can directly affect the structure response. Especially, the SSI studies performed about the dynamic response of the retaining structures in recent years have revealed that the structure dynamic response highly affected by the soil stiffness. This study aims to explain the effects of soil stiffness change on the dynamic behavior of wing walls considering box culvert-wing wall-soil interaction. The numerical parametric studies incorporate four different foundation soil conditions, and the results are emphasized in terms of relative displacements from the bottom to the top of the structure.

2. THE FINITE ELEMENT MODEL OF THE BOX CULVERT AND STRUCTURAL PROPERTIES

The finite element method is often preferred in many geotechnical engineering applications because of the comprehensive modelling ability, so it is possible to examine displacements or the stresses in terms of the response of the whole system. The authors preferred ANSYS (ANSYS, 2010) which uses the finite element method with the belief that it will provide a more realistic approach to the soil structure interaction phenomenon.

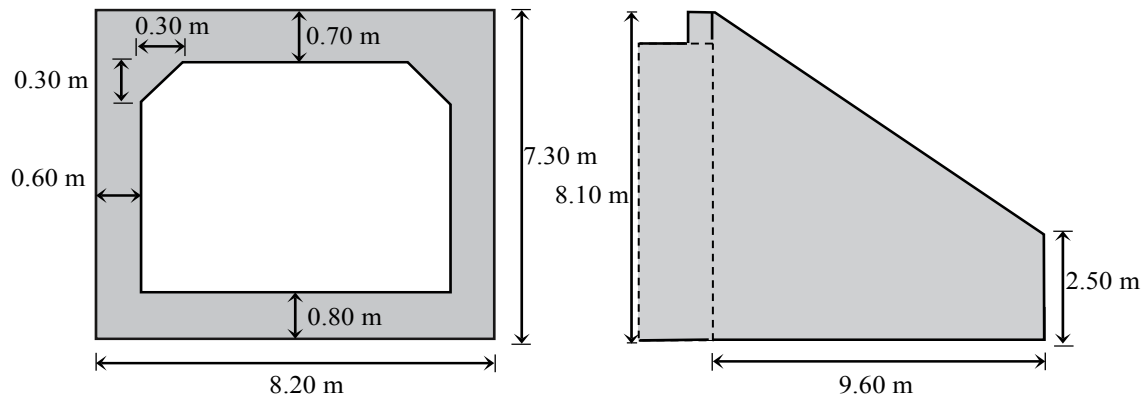


Figure 1. Dimensions of the box culvert and wing wall

The reinforced structure consists of the box culvert and its wing walls and the length of the all structure is 61.7 m. The box culvert is a square form and the span is 7 m. The base thickness of the all structure is 0.80 m. In addition, the height from the culvert bottom to the top which doesn't include the beam height, is 7.30 m. The wing wall height changes from 8.10 m to 2.50 m and it has 9.60 m length. The thickness of the wall stem and the base slab are respectively 0.45 m. and 0.80 m. The header beams which are placed on two sides of the box culvert have 0.80x0.50 m dimensions and the lengths are 8.20 m. Mentioned structural dimensions are shown in Figure 1.

The box culvert and wing wall were modeled with SOLID65 structural element type. This element type, which includes eight nodes having three degrees of freedom at each node, is used to reflect the behaviour of the reinforced concrete and it has a cracking capability in tension and crushing under the compression. In addition, it is optionally possible to use with or without a rebar. SOLID45 element type having the three degrees of freedom at each

Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

node is used for the backfill and the foundation soil system and this element has plasticity, creep, swelling, stress stiffening, large deflection, and large strain capabilities. The structure and soil interfaces were converted into a single common surface considering perfect bonding situation.

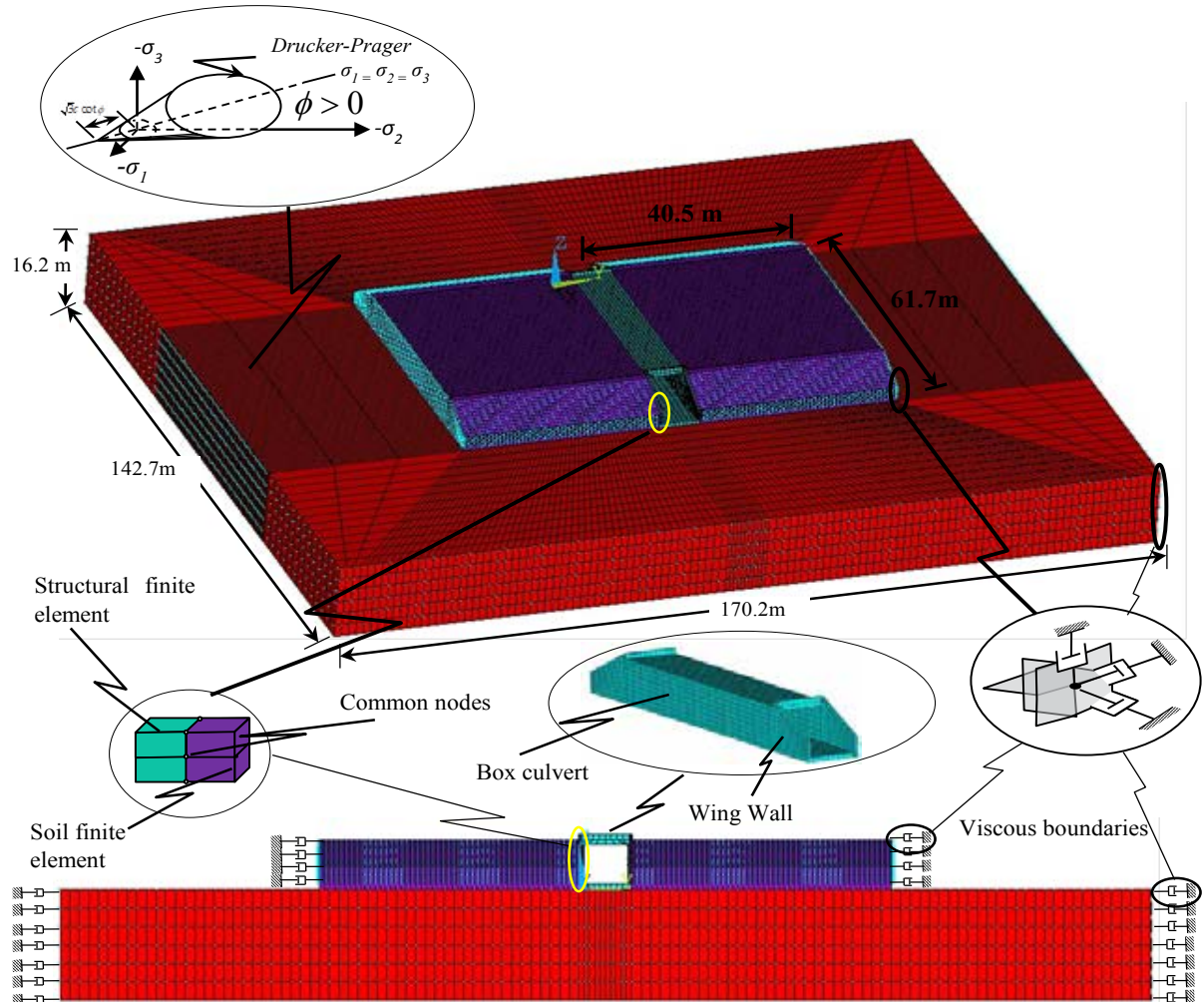


Figure 2. A schematic display of the created finite element model

The soil structure interaction phenomenon is a complex issue due to its nature. The structure dynamic response is affected by many factors such as ground motion content, wave propagation, the structure configuration, soil stiffness. Imitating the soil medium has an important issue due to the wave motion. Infinite soil medium in the numerical models is possible to think as two portions: 1) the near field where the soil is non-homogeneity and the behaviours as nonlinear in the environment of the structure foundation, 2) the far field where the soil is isotropic and homogenous and behaviours as linear (Wolf and Song 1996a; 1996b). In this context, two approaches used in numerical models are generally considered to get rid of the reflecting effect of the earthquake wave: 1) to reflect the behavior of the infinite soil medium, the boundaries of the solid model are enhanced to the dimensions where the displacements are zero, or 2) the far field behaviour is provided with viscous boundaries developed depending on the shear and pressure wave velocity. Lysmer and Kuhlemeyer (1969) type viscous boundary elements are considered to represent the far

Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

field behaviour and get rid of wave reflecting effects in this paper It was thought that the backfill length would be sufficient at 5H level in obtaining the wing wall dynamic behavior (Shamsabadi et al. 2009; Mahjoubi and Maleki 2018). Elasto plastic material behaviour of the soil systems is considered with Drucker Prager constitutive model and the material dampings are represented with Rayleigh damping. Figure 2 shows the building finite element model in detail.

3. PROPERTIES OF THE SOIL SYSTEMS AND CONSIDERED SEISMIC LOADING DETAILS

The dynamic response of the wing wall is investigated with the aid of parametric numeric analyses where the foundation soil systems are considered as four different conditions. In addition, nonclassical damping approach is considered for material depended dampings of the soil and the structure systems. This approach is quite proper for the systems such as soil structure interaction systems composed of two or more parts with different damping ratios unlike the systems used classical damping. In this frame, the damping ratios for the soil systems and the structure system are considered as %15 and %5 respectively (Chopra, 2007). PRI-UP component of 1995 Kobe earthquake recorded in Port Island Station is used as the earthquake record in the time domain analyses. The considered scaled earthquake record is shown in Figure 3 (URL-1, 2019). Newmark's direct integration technique is used in full transient analyses. For the wall and backfill properties, it is respectively considered as the Poisson ratio, 0.3; 0.2, the weight per unit volume: 19; 25 kN/m³, the Young's modulus: 100; 30000 MPa. Also, the internal friction angle and the cohesion value of the backfill soil are 20° and 25 kPa. Soil properties considered for the foundation soil system are shown in Table 1.

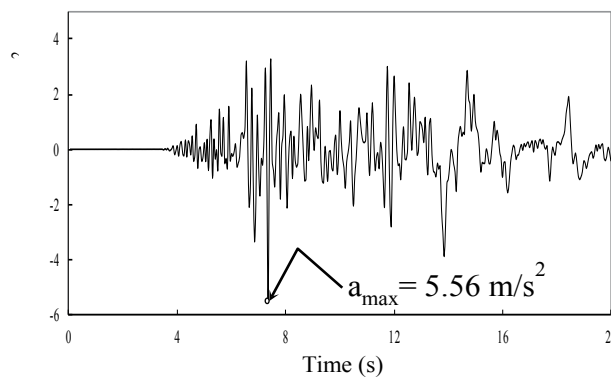


Figure 3. 1995 Kobe Earthquake Record

Table 1. Properties of the foundation soil systems considered in the analyses

Soil System	E, kN/m ²	G, kN/m ²	c, kN/m ²	v	φ(°)	ψ(°)	γ, kN/m ³	v _s , m/s	v _p , m/s
S1	200000	76923	25	0.30	20	0	19	201.21	376.43
S2	150000	57692	25	0.30	20	0	19	174.25	326.00
S3	75000	27778	25	0.35	20	0	18	124.23	258.60
S4	50000	18519	25	0.35	20	0	18	101.43	211.14

E: Young's Modulus, c: Cohesion, G: Shear Modulus, v: Poisson' s ratio, φ: Internal friction angle, ψ: Dilatancy angle, γ: Weight per unit volume, v_s: Shear wave velocity, v_p: Compressional wave velocity

Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

4. RESULTS AND DISCUSSIONS

The dynamic responses of the retaining wall were examined in terms of the stresses chosen over the critical section, the displacements along the wall height, and the relation of the wall top displacement over time. The biggest top displacement and stress values of the obtained results are presented in Table 2 together with their realization times. The stresses are obtained from both the middle of the wall and the wall and culvert joint. Also, the directions of the wall are stated that the x, y, z directions are considered as longitudinal, transverse (horizontal) and vertical direction of the wall, respectively.

Table 2. The dynamic responses obtained from the analyses

Soil System	S1		S2		S3		S4	
Responses	t (s)	Value	t (s)	Value	t (s)	Value	t (s)	Value
u_t (m)	12.00	0.0031	12.00	0.0032	7.50	0.0024	12.75	-0.0024
S_z (back corner) (MPa)	12.00	1.9636	12.00	2.0185	7.40	-1.7009	7.25	1.6752
S_y (back corner) (MPa)	12.05	-0.8447	13.90	0.9892	13.90	1.1931	13.90	1.3810
S_x (back corner) (MPa)	13.90	-2.4144	13.90	-2.8753	13.90	-3.4489	13.90	-3.9100
S_z (back midpoint) (MPa)	11.90	-2.4872	11.90	-2.8505	7.40	-3.3962	9.40	-3.2801
S_y (back midpoint) (MPa)	7.35	0.5396	11.90	0.5902	11.80	-0.7746	7.25	-0.7954
S_x (back midpoint) (MPa)	7.40	1.1019	7.40	1.1286	13.90	1.3325	13.90	1.5613
S_z (front corner) (MPa)	12.00	-1.4785	12.00	-1.5538	7.40	-1.2484	12.25	1.2130
S_y (front corner) (MPa)	12.10	-1.6972	10.75	-1.6202	13.90	1.8173	13.90	2.0384
S_x (front corner) (MPa)	13.90	2.0650	13.90	2.4432	13.90	3.0087	13.90	3.4957
S_z (front midpoint) (MPa)	11.90	2.8393	11.90	3.2221	7.40	3.6758	9.40	3.5828
S_y (front midpoint) (MPa)	7.35	0.8898	11.90	0.9643	11.80	-1.2948	7.25	-1.3240
S_x (front midpoint) (MPa)	13.90	-1.0107	13.90	-1.2033	13.95	-1.4001	13.95	-1.5492

u_t : Maximum lateral top displacement of the wing wall; t: Time; S_z , S_y , S_x (back corner): Stresses estimated on the back face (backfill side) of the wing wall in z, y and x directions, respectively; S_z , S_y , S_x (back midpoint): Stresses estimated on the back face of the wing wall in z, y and x directions, respectively; S_z , S_y , S_x (front corner): Stresses estimated on the front face of the wing wall in z, y and x directions, respectively; S_z , S_y , S_x (front midpoint): Stresses estimated on the front face of the wing wall in z, y and x directions, respectively.

If Table 2 is examined, the change in the dynamic response of the wing wall can be seen clearly. Also, although it shows that the peak stresses tend to increase due to a decrease in soil stiffness, it would be correct to point out that this situation tends to decrease in the vertical stresses taken from the joint of the wing wall and culvert.

4.1. Comparison of the Stress Responses

Stresses have been compared in terms of size and realization time. As examples, the results obtained for the nodes selected in Figures 4a and 4b are presented.

Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

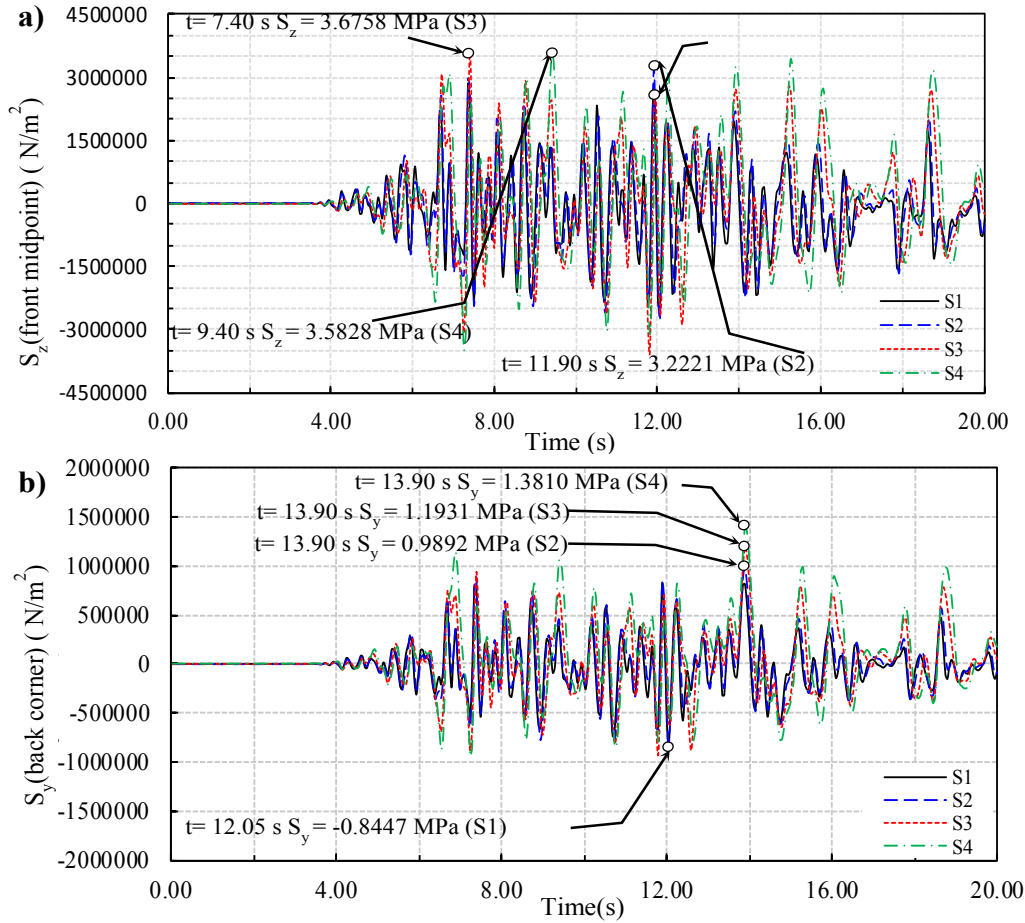


Figure 4. Stress time histories at a) the wall front midpoint, b) the wall back corner in four different foundation systems.

The midpoint node which is located in the critical section shows clearly differences with regard to the response magnitude in four different foundation soils. If Figure 4a is examined, it can be seen that while in the S1 soil system the peak stress is 2.8393 MPa as tension, the same value for S3 foundation soil system realizes in 3.6758 MPa order with 29% increases as tension. Another example of the increase in responses is the 26% response increase in the S4 foundation soil system compared to S1. In addition, a similar trend is clearly visible for y direction at the node selected from the wall-culvert interface (Figure 4b). While the response value in S1 foundation soil system is 0.8447 MPa as pressure, this value shows 63% and 41% increases respectively for S3 and S4 foundation soil systems realizing at 1.3810 MPa and 1.1931 MPa levels as tension. Both of examined figures as an example show clearly a difference in terms of realization time the peak responses. While the realization time of the peak response for S1 foundation soil in Figure 4a is seen about 11.90 s, this time values for S3, S4 soil systems are shown about 7.40, 9.40 s, respectively.

4.2. Comparison of the Relative Displacements

Another impact factor for the dynamic response of the walls is doubtly the relative displacements. When the wall is abruptly hit by the earthquake waves, the structure can show unpredictable displacements. The realization of these circumstances can give rise to

Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

tilting, collapsing or severe damages in the wall. In this context, the relative displacements along the height of the wing wall are shown in Figure 5 where the movement of the wing wall is defined as two directions: 1) the movement away from the backfill, 2) the movement toward the backfill. Also, the time relations of the peak displacements for all foundation soil systems are presented in Figure 6.

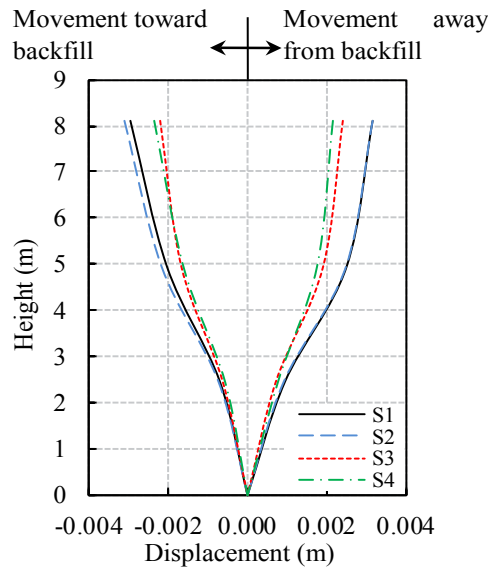


Figure 5. The relative horizontal displacements along the wing wall

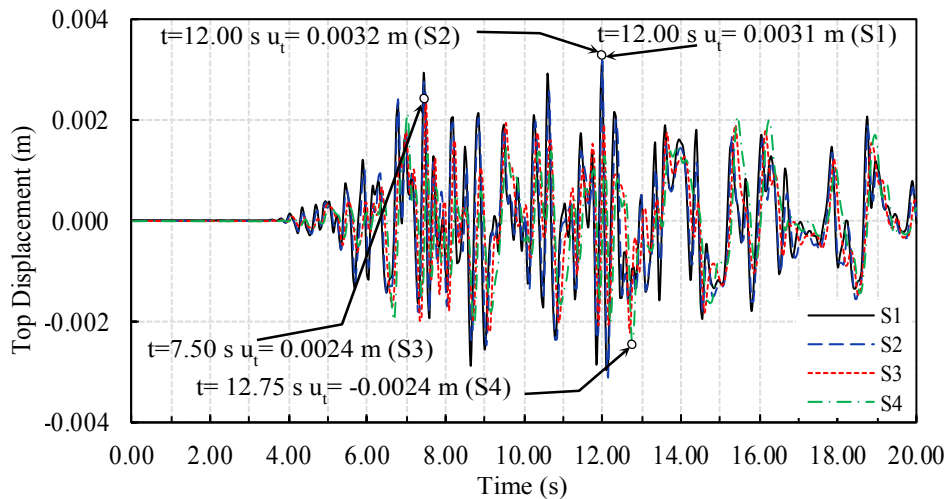


Figure 6. The top displacement of the wing wall over time

When Figure 5 is examined, it is shown that the decrease on the soil stiffness minimizes the relative displacements. In addition, it is proper to note that as the soil stiffness change translation and the rotation at the wall foundation, the decrease in stiffness of the foundation soil system has made clear these effects. The relative displacements in the weak foundation system are smaller due to the smaller difference between the top and base displacements of the wall compared to displacements in more rigid foundation soil



Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

systems. Briefly, the wall having a weaker foundation soil system presents more monolithic behaviour in terms of the relative displacements.

Another approach to investigate the dynamic response of the wall is presented in Figure 6. It can be seen again that the horizontal displacements are affected by the change of the soil stiffness. Furthermore, the displacements in S4 foundation soil, where translation and rotation of the wall base are more effective compared to the others three systems, are forced to move in the direction opposite to other peak displacements. When the peak displacements are examined in terms of magnitudes, the change can be revealed more clearly. For example, while the peak relative displacement in the S4 soil system is 0.0024 m with a movement toward backfill, the same value in the S1 foundation soil system realize at 0.0031 m level increasing 29% with a movement away from backfill. Although the directions of the displacements are the same, 33% increase between the peak displacements of S3 and S2 foundation soil systems can be shown as a similar example. Also, the realization time of the peak displacements emphasizes the changeability in the dynamic responses depending on the soil structure interaction. While this time in S1 and S2 foundation soil systems is at 12.00 s, in S3 and S4 soil systems it is at 7.50 s and 12.75 s, respectively.

5. SUMMARY AND CONCLUSIONS

This study investigates the dynamic response of the wing wall of a box culvert. In this context, the interaction system of the foundation soil-structure-backfill soil is created by the finite element method, and full transient analyses performed in time domain are made considering four different soil systems. The results are interpreted comparatively in terms of both displacements and stresses.

The peak responses show the change depending on the soil structure interaction. As the soil stiffness decreases, the peak stresses obtained from on both critical section of the wall and interface of the wall-culvert show the increases generally. Furthermore, it should be stated that depending on the decrease of the soil stiffness, the peak relative displacements on the top of the wall can be bigger in more rigid foundation system compared to the foundation soil systems having weaker soil stiffness. It should be noted that stiffness decrease of the foundation soil system can make translation and rotation behaviour in the wall base more effectively and due to these circumstances, the direction and the magnitude of the relative peak displacements can change. As a result, the analyses shows clearly that the soil structure interaction has a significant effect on the dynamic behaviour of the wing walls.

REFERENCES

- Abuhajar, O., El Naggar, H., and Newson, T. (2015), "Experimental and numerical investigations of the effect of buried box culverts on earthquake excitation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, 130-148.
- ANSYS 13.0., (2010). ANSYS Inc., Canonsburg, PA.
- Bakr, J. and Ahmad, S. M. (2018), "A finite element performance-based approach to correlate movement of a rigid retaining wall with seismic earth pressure", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 460-479.



Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

- Beskou, N. D., Papagiannopoulos, G. A. and Chassiakos, A. P. (2018), “Seismic analysis of rigid walls retaining a cross-anisotropic poroelastic soil layer over bedrock”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 615-624.
- Cakir, T. (2013), “Evaluation of the effect of earthquake frequency content on seismic behavior of cantilever retaining wall including soil-structure interaction”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, 96-111.
- Cakir, T. (2017), “Assessment of effect of material properties on seismic response of a cantilever wall”, *Geomechanics and Engineering*, 13(4), 601-619.
- Chopra A.K. (2007), “Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering”, 3rd ed. New Jersey: Prentice Hall
- Cilingir, U., and Madabhushi, S. G. (2011), “A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), 452-462.
- Ertugrul, O. L. (2016), “Numerical modeling of the seismic racking behavior of box culverts in dry cohesionless soils. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(5), 1737-1746.
- Flener, E. B. (2009), “Soil-steel interaction of long-span box culverts—Performance during backfilling”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 823-832.
- Gazetas, G., Gerolymos, N., and Anastasopoulos, I. (2005), “Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 617-633.
- Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N., and Iwafuji, M. (1996), “Damage to Daikai subway station”, *Soils and foundations*, 36(Special), 283-300.
- Kheradi, H., Nagano, K., Nishi, H., and Zhang, F. (2018), “1-g shaking table tests on seismic enhancement of existing box culvert with partial ground-improvement method and its 2D dynamic simulation”, *Soils and foundations*, 58(3), 563-581.
- Lu, C. C., and Hwang, J. H. (2018), “Damage analysis of the new Sanyi railway tunnel in the 1999 Chi-Chi earthquake: Necessity of second lining reinforcement”, *Tunnelling and underground space technology*, 73, 48-59.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969), “Finite dynamic model for infinite media”, *Journal of Engineering Mechanics Division*, 95, 859-878.
- Mahjoubi, S., and Maleki, S. (2018), “Finite element modelling and seismic behaviour of integral abutment bridges considering soil–structure interaction”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-20.
- Matsuda, T., and Tanaka, N., “Seismic response analysis for a collapsed underground subway structure with intermediate columns”, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering Facilities*, 1996
- Mononobe, N. and Matsuo, H., “On the determination of earth pressures during earthquakes”, *Proceedings of World Engineering Congress*, 1929, pp.179-187, Japan.
- Mylonakis, G., Kloukinas, P. and Papantonopoulos, C. (2007), “An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(10), 957-969.
- Nadim, F., and Whitman, R. V. (1983), “Seismically induced movement of retaining walls”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 109 (7), 915-931.
- Okabe, S. (1924), “General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam”, *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*, 10 (6), 1277-1323.



Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

- Papazafeiropoulos, G. and Psarropoulos, P. N. (2010), "Analytical evaluation of the dynamic distress of rigid fixed-base retaining systems", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 1446-1461.
- Samata, S., Ohuchi, H., and Matsuda, T. (1997), "A study of the damage of subway structures during the 1995 Hanshin-Awaji earthquake", *Cement and concrete composites*, 19(3), 223-239.
- Seed, H. B. and Whitman, R.V., "Design of earth retaining structures for dynamic loads", *Proceedings of the Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 1970, pp.103-147, Ithaca, New York.
- Shamsabadi, A., Khalili-Tehrani, P., Stewart, J. P., and Taciroglu, E. (2009), "Validated simulation models for lateral response of bridge abutments with typical backfills", *Journal of Bridge Engineering*, 15(3), 302-311.
- Shen, Y., Gao, B., Yang, X., and Tao, S. (2014), "Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake", *Engineering Geology*, 180, 85-98.
- Theodorakopoulos, D. D., Chassiakos, A. P. and Beskos D. E. (2001a), "Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part I. First method of solution", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(4), 315-338.
- Theodorakopoulos, D. D., Chassiakos, A. P. and Beskos, D. E. (2001b), "Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part 2. Second method of solution", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(4), 339-364.
- Tsinidis, G., Rovithis, E., Pitilakis, K., and Chazelas, J. L. (2016a), "Seismic response of box-type tunnels in soft soil: experimental and numerical investigation", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 59, 199-214.
- Tsinidis, G., Heron, C., Madabhushi, G., and Pitilakis, K. (2016b), "Calibration of strain gauged square tunnels for centrifuge testing", *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(3), 911-921.
- URL-1, PEER. (2019). https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/new?sourceDb_flag=1
- Veletsos, A. S., and Younan, A. H. (1994a), "Dynamic soil pressures on rigid vertical walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(3), 275-301.
- Veletsos, A. S., and Younan, A. H. (1994b), "Dynamic modeling and response of soil-wall systems", *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), 2155-2179.
- Veletsos, A. S., Parikh, V. H., and Younan, A. H. (1995), "Dynamic response of a pair of walls retaining a viscoelastic solid", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 1567-1589.
- Veletsos, A. S., and Younan, A. H. (1997) "Dynamic response of cantilever walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, 123(2), 161-172.
- Vrettos, C., Beskos, D. E., and Triantafyllidis, T. (2016), "Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: An exact solution", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82, 142-153.
- Wolf, J.P. and Song, C.H. (1996a), "Finite-Element Modeling of Unbounded Media", Chichester: John Wiley and Sons, 331 s
- Wolf, J.P. and Song, C.H., "Finite Element Modeling Unbounded Media", the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996b, pp. 70, 1-9, San Francisco, USA.
- Wu, G. and Finn, W. D. L. (1996), "Seismic pressures against rigid walls", In *Analysis and design of retaining structures against earthquakes*, ASCE, , pp. 1-18.
- Wu, G. and Finn, W. D. L. (1999), "Seismic lateral pressures for design of rigid walls", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 36, pp. 509-522.



Kasif Furkan Ozturk, Tufan Cakir

- Younan, A. H., and Veletsos, A. S. (2000), “Dynamic response of flexible retaining walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:1815-1844.
- Zamiran, S. and Osouli, A. (2018), “Seismic motion response and fragility analyses of cantilever retaining walls with cohesive backfill”, *Soils and Foundations*, 58(2), 412-426.
- Zangeneh, A., Svedholm, C., Andersson, A., Pacoste, C., and Karoumi, R. (2018), “Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing”, *Engineering Structures*, 159, 299-309.



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

EFFECT OF INERTIA OF SUPERSTRUCTURE ON SEISMIC RESPONSE OF SHALLOW FOUNDATIONS

ÜST YAPIDAN AKTARILAN ATALET KUVVETİ ETKİLERİNİN
YÜZEYSEL TEMELLERİN SİSMİK DAVRANIŞI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Devrim ERDOĞAN*¹

Muhammed MAHMUDİ²

Ekrem ERÖZKAN³

ABSTRACT

During seismic excitation, shallow foundations on soft clays and loose and medium dense sandy soils are prone to bearing capacity failures due to loss in shear strength caused by sudden increase in excess pore water pressures and large settlements occur due to stiffness loss at the same time. These settlements are much higher than post-liquefaction settlements occurring due to drainage of excess pore water pressures generated during seismic excitation. Therefore, it is fundamental to have enough knowledge about mechanisms governing seismic bearing capacity and settlement behavior of shallow foundations in order to assess current situation of buildings, to make safe and economic shallow foundation designs for new light structures and to decide on alternatives for soil improvement when necessary. Nonlinear soil behavior combined with several factors such as presence of non-liquefiable soil crust, foundation-induced static shear stresses, excess pore water flow, settlement induced dilation and inertia forces from the superstructure play primary role in degradation of bearing capacity, even failure and large settlements. In this paper, several nonlinear dynamic finite element simulations are performed in order to investigate the effect of inertia of superstructure on seismic response of shallow foundations. Effective stress based soil model (Pressure dependent and pressure independent multi-yield surface plasticity models) is used in the analysis in order to trace the effect of excess pore water pressures and resulting mean effective stresses on variation in shear strength and stiffness. Numerical analysis results show that superstructure inertia affect foundation performance at varying levels depending on earthquake and nonlinear soil properties.

Keywords: seismic response, shallow foundation, inertial forces, bearing capacity, settlement

ÖZET

Yumuşak kil zeminler ile gevşek orta sıkı kum zeminlerde bulunan yüzeysel temeller deprem yükleri altında meydana gelen aşırı boşluksuyu basıncı artışları nedeni ile taşıma gücü kayıpları ve yüksek düzeylerde oturmalara maruz kalarak hasar görebilmektedirler. Yüzeysel temeller üzerine inşaa edilmiş mevcut yapıların durumunu değerlendirebilmek,

*¹ Dr. Öğr. Üyesi, EGE University Civil Engineering Dept., devrim.ulgen@gmail.com ; devrim.sufa.erdogan@ege.edu.tr

² PhD Candidate, EGE University Civil Engineering Dept, mu.mahmudi@hotmail.com

³ MSc.Candidate, EGE University Civil Engineering Dept, ozererozkan@gmail.com



Name Surname, Name Surname

hafif yapılar için güvenli bir yüzeysel temel tasarımı yapabilmek, gerektiğinde zemin güçlendirme, drenaj, ya da derin temel gibi alternatiflere karar verebilmek için dinamik yükler altında yüzeysel temel taşıma gücü ve oturma davranışına hakim olan mekanizmaların iyi anlaşılması gerekmektedir. Sıvılaşabilir bir zemin profilinin üzerinde sıvılaşmayan bir tabakanın olması, temel ile sıvılaşabilir tabaka arasındaki uzaklık, sıvılaşabilir tabaka kalınlığı, temel değme basıncı, başlangıç kayma gerilmeleri, temel altında ve yakın civarında hidrolik eğim farklılıklarından kaynaklanan su akımları, oturma kaynaklı genişleme hacim değişimi eğilimleri, üst yapı kütesinden kaynaklanan atalet yükleri gibi birçok mekanizma sismik yükleme sırasında yüzeysel temelin static taşıma gücünün azalmasına ve yüksek düzeylerde oturmaların meydana gelmesine neden olmaktadır. Bu bildiri kapsamında, üst yapıdan aktarılan atalet kuvvetlerinin yüzey temellerin taşıma gücü ve oturma davranışları üzerinde nasıl bir değişim yarattıkları efektif gerilme tabanlı doğrusal olmayan sonlu elemanlar analizleri ile parametrik olarak incelenmiştir. Parametrik analiz sonuçları atalet kuvvetlerinin yaratacağı etkinin üst yapı, zemin ve deprem özelliklerine bağlı olarak geniş bir yelpazede değişebileceğini vurgulamaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sismik tepki, yüzeysel temel, atalet kuvvetleri, taşıma gücü, oturma

1. INTRODUCTION

Seismic design of foundations is a complex soil-structure interaction problem in which inertial and kinematic effects on soil-foundation-superstructure system should be quantified adequately during seismic loading. For this quantification, factors related with superstructure, type of foundation, type of soil profile and properties of earthquake excitation are of primary importance. Seismic waves excite soil layers during their travel from bedrock up towards the top of the soil profile. Strength and stiffness properties of soil layers are altered (modified) by seismic waves during this travel and at the same time, seismic excitation is modified due to strength and stiffness properties of these layers as well. This is a two-way simultaneous interaction between soil layers and earthquake excitation. In the absence of superstructure and the foundation, the resulting seismic motion which is completely different from bedrock input motion is called *free field motion*.

On the other hand, in the presence of superstructure and the foundation, the forthcoming components of the above excitation sequence (chain) will eventually be the foundation of the superstructure and then the superstructure itself. However, motion exciting the foundation (FIM, foundation input motion) is not the free-field motion anymore. It is the modified version of free-field motion due to presence of a foundation at or below the ground surface. This modification effect originates from kinematic interaction between the foundation and the soil during seismic excitation. NEHRP Consultants Joint Venture (2012) explains this effect as “ *Stiff foundation elements placed at or below the ground surface cause foundation motions to deviate from free-field motions due to base slab averaging, wave scattering, and embedment effects in the absence of structure and foundation inertia* ”.

Afterwards, excited foundation excites the superstructure and then, excited superstructure applies seismic loads on the foundation and on the underlying soil layers over again. At this point, inertial interaction effects are on duty. Inertial interaction effects are directly related with structural inertia and deformability of foundation and underlying soil layers during seismic excitation. Inertial effects from superstructure lead to displacements and



Title of the paper

rotations at soil-foundation interface which in turn leads to modification in strength and stiffness properties of the underlying soil layers. This variation in strength and stiffness properties of underlying soil layers during seismic excitation in turn gives way to variation in building period. Related with inertial interaction effect, NEHRP Consultants Joint Venture (2012) states that “*Inertia developed in a vibrating structure gives rise to base shear, moment and torsion. These forces generate displacements and rotations at the soil-foundation interface. These displacements and rotations are only possible because of flexibility in the soil-foundation system which significantly contributes to overall structural flexibility and increases the building period. Moreover, these displacements give rise to energy dissipation via radiation damping and hysteretic soil damping which can significantly affect overall system damping*”. This statement clearly points out the realistic modelling capacity of the *structure on flexible base approach* (foundation and underlying soil layers have flexibility, i.e they can deform) over *the structure on fixed base approach* (both foundation and underlying soil layers have infinite stiffness). Safe seismic design should ensure that superstructure, foundation and the underlying soil layers be safe in terms of bearing capacity and deformations during this interactive seismic action. This needs inertial interaction and kinematic interaction effects be adequately taken into account.

Observations from past earthquakes reveal that buildings with shallow foundations may experience large structural failures, large seismic settlements and soil bearing capacity failures due to kinematic and inertial interaction effects during seismic loading (Bertalot et.al (2013); Bertalot and Brennan (2015); Bray and Dashti (2010); Dashti et. al (2010); Karamitros et.al (2013)). Static bearing capacity may decrease considerably due to seismically induced excess porewater pressures caused by shear stresses due to excitation of soil layers and due to excitation of the superstructure (inertial effect). In addition, considerable amount of shear deformations accumulate due to stiffness loss during seismic shaking leading to considerable amount of settlement which is absolutely higher than post shaking consolidation settlements. Bearing capacity loss and settlements are affected by various mechanisms during seismic shaking such as non-liquefiable soil crust, thickness of the liquefiable layer, depth to liquefiable layer, foundation induced static deriving shear stresses, excess porewater flow, settlement induced dilation, superstructure inertia (height / with of building, mass), width of foundation, contact area of the foundation, contact stress of the foundation. In this paper, several nonlinear dynamic finite element simulations are performed in order to investigate the effect of inertia of superstructure on seismic response of shallow foundations. Effective stress based soil model (Pressure dependent and pressure independent multi-yield surface plasticity models) is used in the analysis in order to trace the effect of excess pore water pressures and resulting mean effective stresses on variation in shear strength and stiffness. Numerical analysis results show that superstructure inertia affect foundation performance at varying levels depending on earthquake and nonlinear soil properties.

2. NUMERICAL MODEL OF THE PROBLEM

Very rough sketch of the finite element model of the problem is given in Figure 1 (a). Parametric analysis are conducted with CyclicTP which is an analysis tool developed for investigation of surface loads on saturated ground under liquefaction-induced seismic excitation scenarios. This is one of the tools on numerical analysis of specific problems built up during development of geotechnical earthquake engineering capabilities of

Name Surname, Name Surname

OPENSEES. Its potential comes from the effective stress based plasticity soil model (Pressure-dependent multi yield surface plasticity model, PDMY) it includes which has the capability of simulating most important aspects of nonlinear soil behaviour during seismic loading. Excitation is prescribed along the mesh base as total dynamic lateral motion. Bottom of the soil profile is considered as rigid. The lateral mesh borders undergo shear-beam type motions (equal motion of lateral boundaries is enforced, tied degrees of freedom boundary condition). u-p quad elements are used in order to represent soil continuum medium. In addition, height of the elements are arranged such that highest frequency which the layer can propagate ($f_{max}=V_s/4H$) is 25 Hz.

Depth of the soil medium is 40 m. The length of the soil medium in the direction of seismic excitation (L) is arranged depending upon width of the foundation (B). Soil medium is composed of medium dense sand, groundwater table is at the ground surface and PDMY model parameters for the sand medium is given in Table 2. Acceleration (g.)-time (sn.) data of the seismic input motion is given in Figure 1 (b). In addition, Table 1 shows geometrical and superstructure properties of the strip foundation cases considered in parametric analysis. Foundation depth for all three strip foundations is $D_f=1$ m. and stress increase at the foundation level (contact stress) is 100 kPa. Strip foundations I and III have foundation widths of 3 m, however their building heights are different. On the other hand, width of strip foundation II is 10 m. but it has the same building height with strip foundation I. These three cases have been arranged such that effect of foundation width, and effect of superstructure inertia (due to mass and height) could be quantified. Elasticity modulus of the superstructure and the foundation are taken as constant for all three cases. However, mass density has been varied in order to keep the contact stress constant as 100 kPa. In addition, static bearing capacity has been checked and factor of safety under static loading conditions is greater than 3 for all three cases.

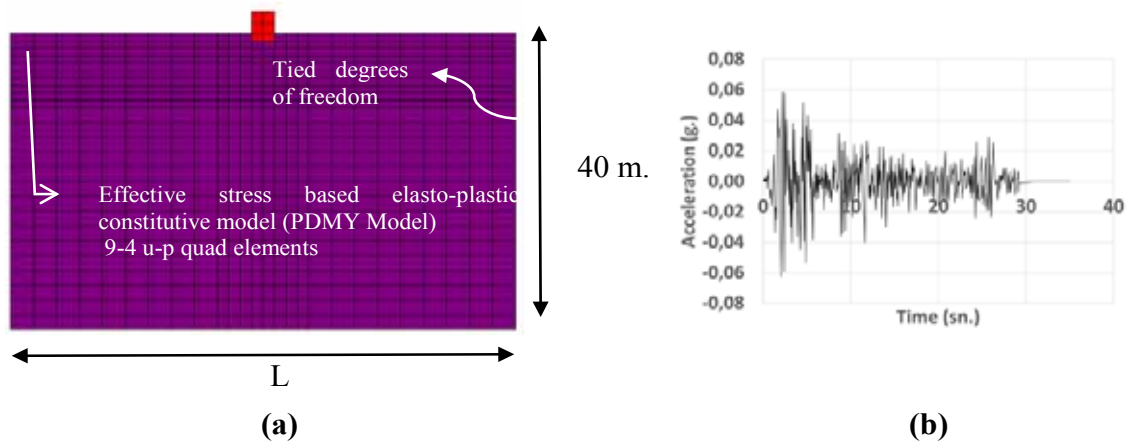


Figure 1. (a) Finite element model of the problem (b) Input motion

Table 1. Configuration data for strip foundations I, II and III

Strip foundation No.	I	II	III
Foundation width, B (m)	3	10	3
Foundation depth, D_f (m)	1	1	1
Contact stress, (kN/m^2)	100	100	100
Mass, m (ton)	30	100	30
Building height, h (m)	4.2	4.2	10
h/B	1.4	0.4	3.4
$m/(4qsBLh)$	0.33	0.33	0.14

Title of the paper

Table 2. Orta sıkı kum durumu için model parametreleri

Başlangıç konumundaki gerilme durumunu ilgilendiren model parametreleri		Yükleme sırasındaki gerilme-deformasyon ve permeabilite davranışını ilgilendiren model parametreleri	
Yoğunluk, ρ (kg/m ³)	1999	Kohezyon, c (kPa)	0.3
Referans kayma dalgası hızı, $V_{s,ref}$ (m/sn)	224	İçsel sürtünme açısı, ϕ (°)	35
Referans kayma modülü, $G_{max,ref} = \rho \cdot V_{s,ref}^2$ (kPa)	1x10 ⁵	Maksimum kayma birim şekil değiştirmesi, γ_{max} (%)	5
Referans ortalama efektif gerilme, p'_{ref} (kPa)	80	Yenilme yüzeyleri sayısı, NYS	20
Ortalama efektif gerilmeye bağlı katsayı (Confinement dependent coefficient), n	0.5	Faz transformasyon açısı, ϕ_p (°)	24
Sukunet durumundaki yanal toprak basıncı katsayısı, K_0 (0.1-0.9 arasında)	0.67	Sıkışma (büzülme) parametresi, c_1	0.06
Poisson Oranı, n (Sukunetteki yanal toprak basıncı katsayısından belirlenir) $K_0 = n/(1-n)$	0.4	Sıkışma (büzülme) parametresi, c_2	0.5
Referans bulk modülü, B_{ref} (kPa) $B_{ref} = G_{max,ref} [2(1+n)/(3(1-2n))]$	3x10 ⁵	Genişleme parametresi, d_1	0.4
Ortalama efektif gerilmedeki değişime bağlı olarak G_{max} ve B modülleri $G = G_{ref} (p'/p_{ref})^{0.5}$ $B = B_{ref} (p'/p_{ref})^{0.5}$		Genişleme parametresi, d_2	10
		Sıvılaşma parametresi, Li_q	0.01
		Permeabilite katsayısı, k (m/sn)	6.6 x 10 ⁻⁵

3. INTERPRETATION OF ANALYSIS RESULTS

3.1. Initial Stress System Prior to Seismic Loading

Initial stress system in the influence zone of the foundation varies from that of free field. Foundation contact stress due to superstructure leads to increase in mean effective stresses and in addition provokes initial static shear stresses in the influence zone of the foundation. Value of contact stress between the foundation and the soil for all three cases I, II and III is 100 kPa (Table 1). Stress increase in soil layers due to this contact stress is assumed to be completely transferred to soil skeleton before seismic loading since the soil profile is composed of sand. Figure 2 shows variation of this initial stress system with depth for strip foundation cases I, II and III. Figures 2 (a), (b) and (c) exhibit values at the center, at 0.5B from the center and at 2B from the center of the strip foundations respectively. This initial stress system transforms into that of free field while moving away from influence zone of the foundation both in depth and in lateral direction (Figure 2(c)). In addition, initial static shear stress ratios (τ/σ_{m0}) are given in Figure 3.

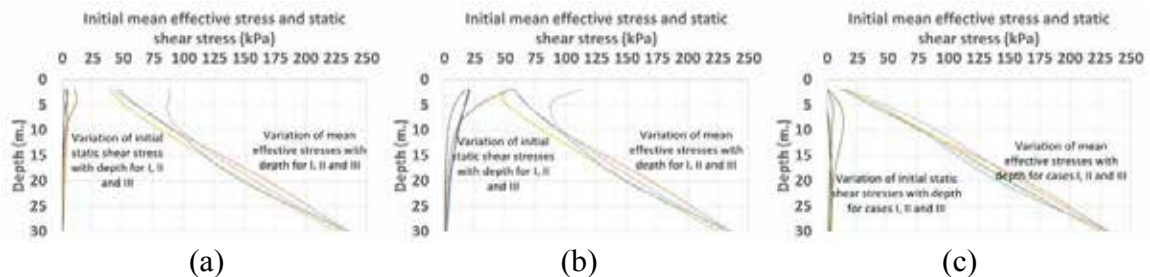


Figure 2. Variation of initial mean effective stresses and initial static shear with depth (a) at the center (b) at 0.5B from the center (c) at 2B from the center

Name Surname, Name Surname

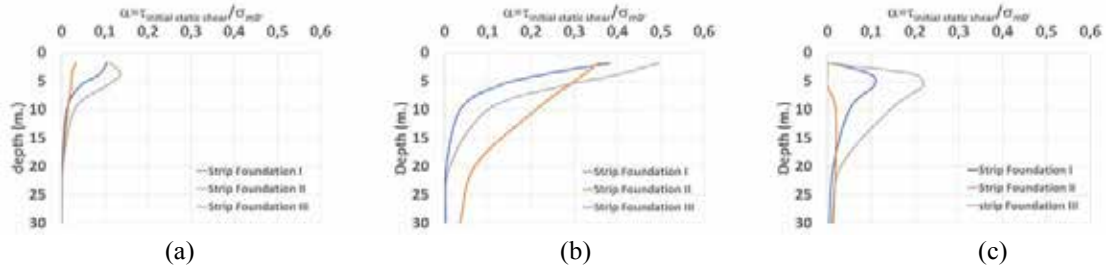


Figure3. Variation of initial static shear stress ratios with depth (a) at the center (b) at 0.5B from the center (c) at 2B from the center

3.2. Effect of Inertia of Superstructure on Nonlinear Soil Behaviour

Considering shallow foundations under undrained seismic loading conditions, excess porewater pressures are generated because of shear induced volume change tendencies due to excitation of soil layers and due to excitation of the superstructure as well. In addition, contact stress at the foundation level leads to an increase in mean effective stress level compared to free field and causes significant amount of initial static shear stresses in the influence zone of the foundation. This is an important factor affecting excess porewater pressure distribution during seismic loading of shallow foundations.

On the other hand, contact stress at the foundation level contributes to mean effective stress level and provides leading to a region which is more resistant to excess porewater pressure build-up when compared to free field. Excess porewater pressures (upper figures) and corresponding excess porewater pressure ratios (lower figures) at $z=2$ m. are given in Figures 4 (a), (b) and (c) for strip foundations I, II and III, respectively. Each figure includes values at the center as well as at 0.5B and 2B distances from the center of the foundation.

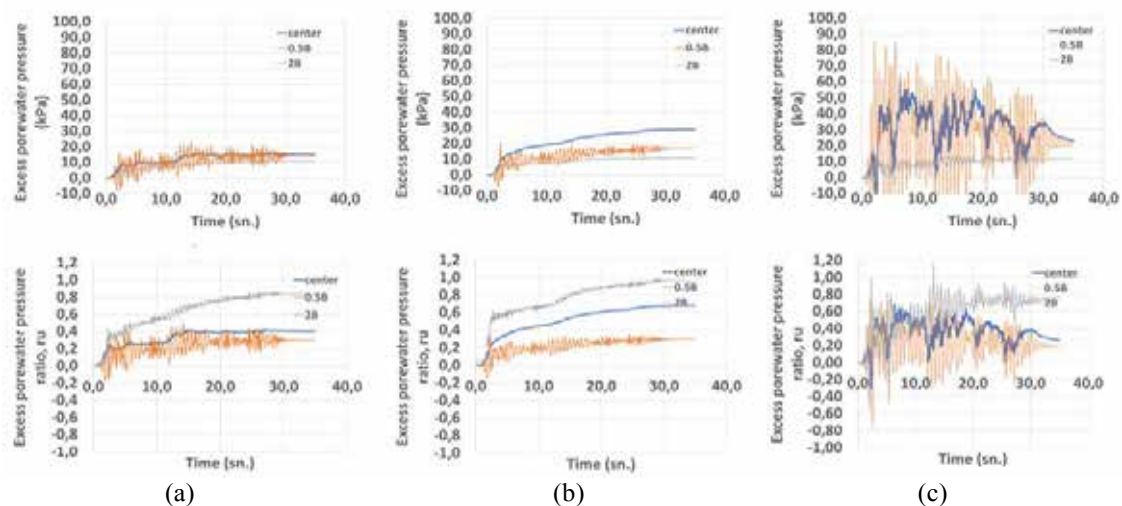


Figure 4. Variation of excess porewater pressures and excess porewater pressure ratios with respect to time at $z=2$ m. for strip foundation cases (a) I ($h/B=1.4$) (b) II ($h/B=0.4$) (c) III ($h/B=3.4$)

Numerical results at $z=2$ m. show that higher seismically-induced excess porewater pressures are generated in the close vicinity of the foundation (i.e inside 0.5B distance than at 2B) due to inertial effects from the superstructure. Excess porewater pressures generated at 2B distance from the foundation center are approximately constant (10 kPa) irrespective of foundation type. This indicates that soil at 2B distance somewhat behaves similar to free field. Corresponding excess porewater pressure ratios are in $ru=0.80-1.0$ range. On

Title of the paper

the other hand, zone between the center and 0.5B distance from the center experiences excess porewater pressures of 15-25 kPa, 15-30 kPa and 15-80 kPa and corresponding excess porewater pressure ratios of $r_u=0.3-0.6$ for foundation cases I, II and III, respectively. This shows that zone affected by foundation contact stress has the capacity to accommodate high values of excess porewater pressures without approaching $r_u=1$ (without losing shear strength).

Building height / width (h/B) is one of the ratios used to quantify inertial effects from the superstructure. Dashti et. al. (2010) stated that “Structures with higher building height / width (h/B) ratios have a greater tendency for tilting and rotational failure because of their larger overturning moments. Increasing h/B will amplify SSI- induced shear stresses resulting in induced shear strains and soil disturbance which in turn increases relative contribution of SSI-induced excess porewater pressure generation and settlement”. It is clear from Figure 4 that strip foundation III with the highest $h/B=3.4$ produced highest level of excess porewater pressures. On the other hand, strip foundations I (with $h/B=1.4$) and II (with $h/B=0.4$) exhibit approximately the same level of excess porewater pressure generation. In addition, shallow foundations with larger contact area have the capacity to accommodate higher values of excess porewater pressures compared to the ones with smaller contact area. Moreover, dissipation of excess porewater pressures will be slower in shallow foundations with larger contact area. Higher excess porewater pressures at the center of foundation II ($B=10$ m.) compared to I may be due to this effect.

Settlement values at various locations (center, 0.5B and 2B from center) are given in Figure 5 for $z=1$ m (foundation depth). Here, highest settlement values belong to the strip foundation III with $h/B=3.4$. These settlements occurred during strong shaking due to decrease in strength and stiffness of soil layers caused by increase in excess porewater pressures. Duration of analysis was not enough to observe post shaking settlements due to dissipation of excess porewater pressures.

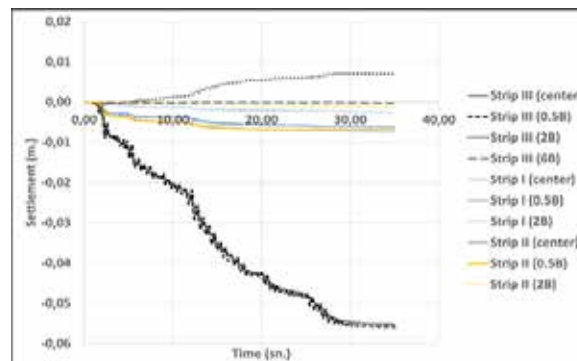


Figure 5. Variation of settlements with respect to time at $z=1$ m. for strip foundations (a) I ($h/B=1.4$) (b) II ($h/B=0.4$) (c) III ($h/B=3.4$)

Experimental and numerical studies demonstrate that seismic behaviour of shallow foundations is a complex problem in which various mechanisms govern behaviour. It is possible to see numerically the effects of some of these mechanisms on dynamic nonlinear soil behaviour through the group of figures 6, 7 and 8 for foundations I, II and III, respectively. These figures show that (rows 1 and 2) variation in excess porewater pressure level is not in accordance with the variation in mean effective stress level, i.e there is significant water flow both in lateral and vertical directions. This means that excess porewater pressure generation underneath the foundation does not just originate from

Name Surname, Name Surname

shear-induced volume change tendencies during seismic loading but also water flow due to strong head differences play a significant role. Partial drainage may occur locally as well. Due to this fact, it is more adequate to use undrained effective stress paths to observe whether there is liquefaction or not at a given location in the soil profile. Undrained effective stress paths (6. row of figures) in Figures 6, 7 and 8 show that mean effective stress level approached approximately zero and there is significant amount of strength loss at $z=2\text{m}$ depth. Approach of mean effective stress values towards zero level becomes easier and faster while going away from influence zone of the foundation.

In addition, presence of significant amount of initial static shear stresses is an important factor as well since they lead to intermediate reversal or non-reversal cases of shear stress and therefore, slow down excess porewater pressure generation. According to numerical results, initial static shear stresses acquire higher values at $0.5B$ distance from the center of the foundation (5. row in figures 6, 7 and 8). While slowing down excess porewater pressure generation, initial static shear stresses lead to significant amount of increase in shear deformations. Shear stress-shear strain relations (last row of Figures 6,7 and 8) at $0.5B$ distance from the center of the foundation support this behaviour. The reality of the numerical results is strongly related with the material model used. The current study reveals that effective stress based PDMY model has this capability since most of the key points observed experimentally in literature (Dashti et.al. 2010) could also be observed in the numerical results of this study as well.

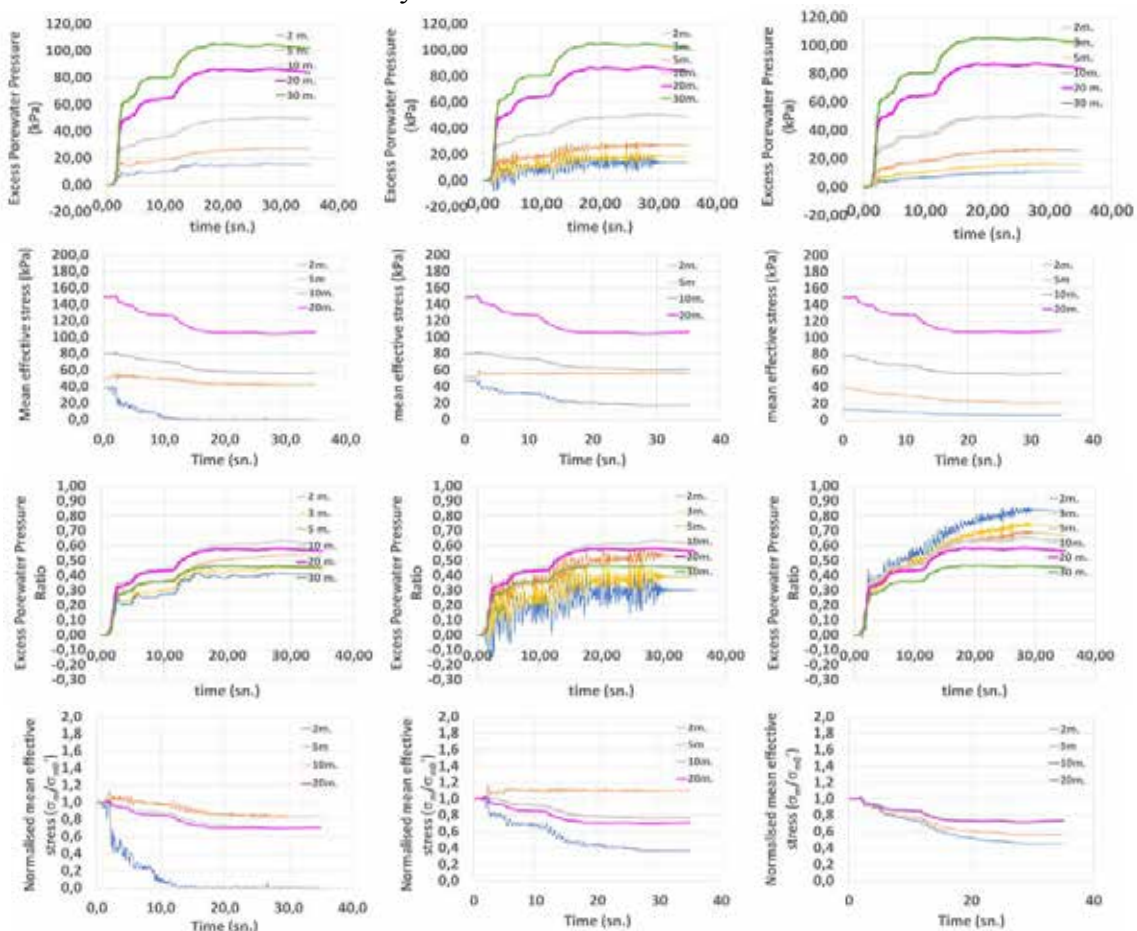


Figure 6. Excess porewater pressures (1.row), Mean effective stresses (2.row), Excess porewater pressure ratios (3.row), Normalized mean effective stresses (4.row), Shear stress-time data (5.row), Effective stress path (6.row), Shear stress-shear strain relations (7.row) (a) at the center (b) at $0.5B$ from the center and (c) at $2B$ from the center of strip foundation I (Continued)

Title of the paper

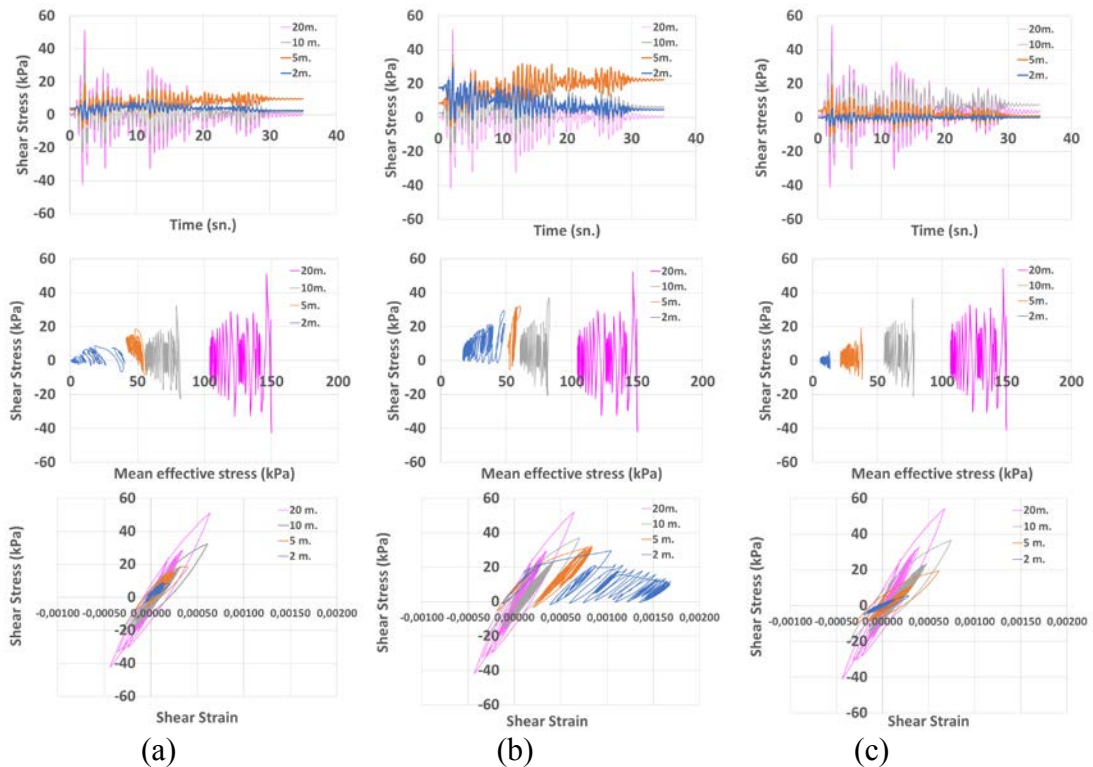


Figure 6. Excess porewater pressures (1.row), Mean effective stresses (2.row), Excess porewater pressure ratios (3.row), Normalized mean effective stresses (4.row), Shear stress-time data (5.row), Effective stress path (6.row), Shear stress-shear strain relations (7.row) (a) at the center (b) at 0.5B from the center and (c) at 2B from the center of strip foundation I

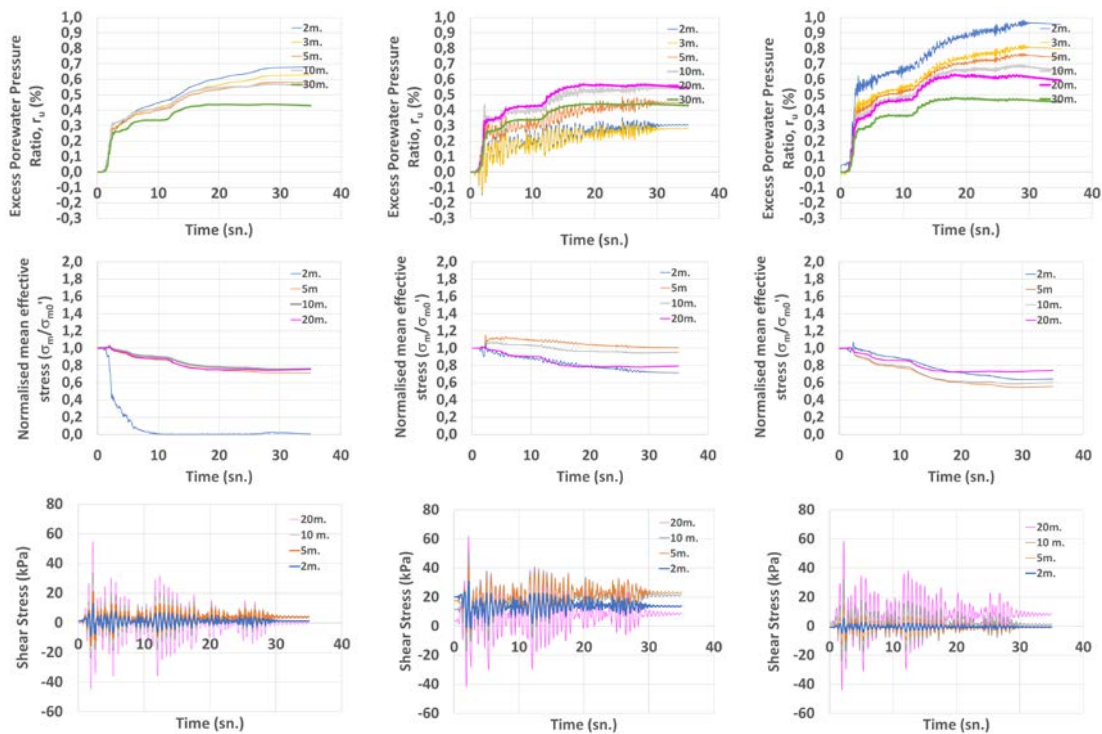


Figure 7. Excess porewater pressure ratios (1.row), Normalized mean effective stresses (2.row), Shear stress-time data (3.row), Effective stress path (4.row), Shear stress-shear strain relations (5.row) (a) at the center (b) at 0.5B from the center and (c) at 2B from the center of strip foundation II (Continued)

Name Surname, Name Surname

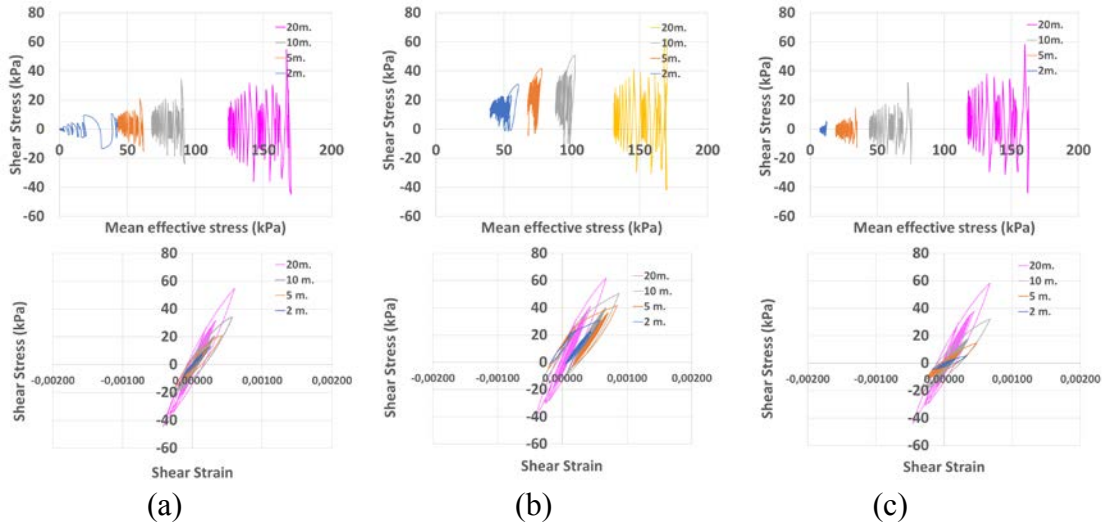


Figure 7. Excess porewater pressure ratios (1.row), Normalized mean effective stresses (2.row), Shear stress-time data (3.row), Effective stress path (4.row), Shear stress-shear strain relations (5.row) (a) at the center (b) at 0.5B from the center and (c) at 2B from the center of strip foundation II (Continued)

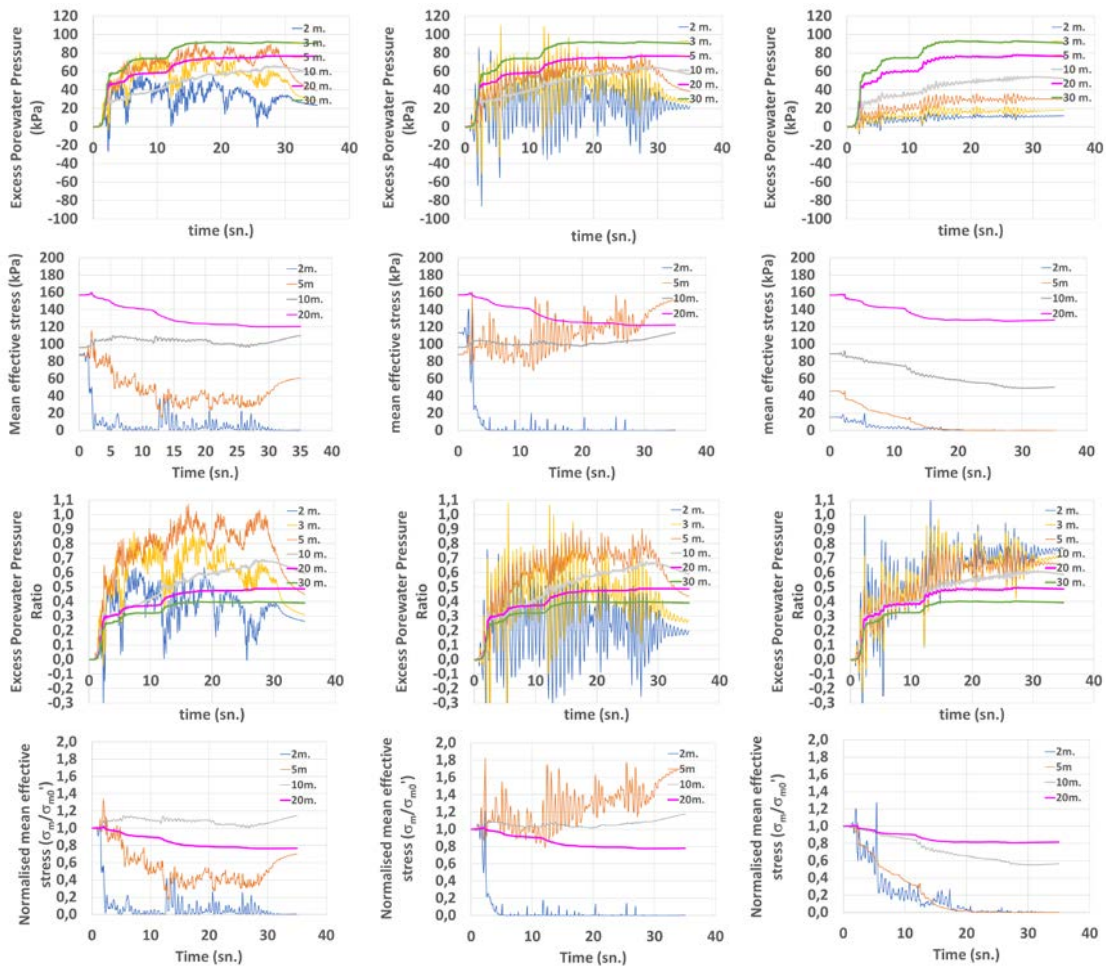


Figure 8. Excess porewater pressures (1.row), Mean effective stresses (2.row), Excess porewater pressure ratios (3.row), Normalized mean effective stresses (4.row), Shear stress-time data (5.row), Effective stress path (6.row), Shear stress-shear strain relations (7.row) (a) at the center (b) at 0.5B from the center and (c) at 2B from the center of strip foundation III (Continued)

Title of the paper

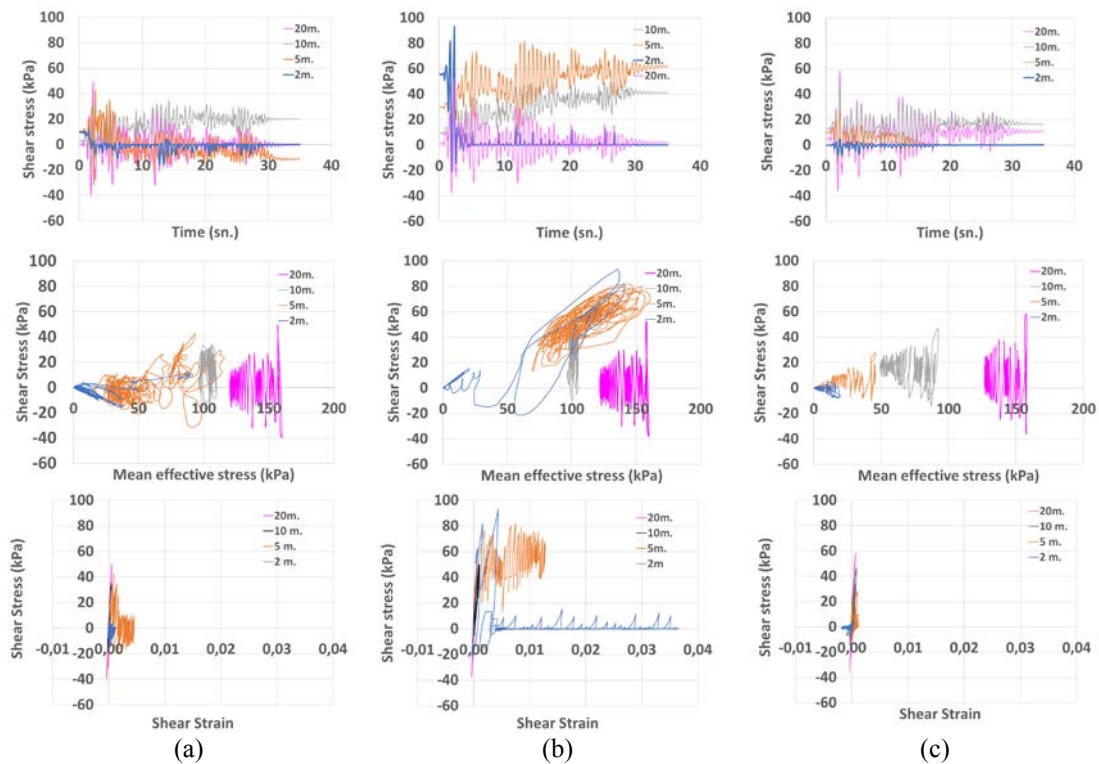


Figure 8. Excess porewater pressures (1.row), Mean effective stresses (2.row), Excess porewater pressure ratios (3.row), Normalized mean effective stresses (4.row), Shear stress-time data (5.row), Effective stress path (6.row), Shear stress-shear strain relations (7.row) (a) at the center (b) at 0.5B from the center and (c) at 2B from the center of strip foundation III

4. CONCLUSION

In the context of this paper, seismic response of shallow foundations has been investigated numerically by conducting effective stress based nonlinear finite element analysis. The main focus was on the effect of superstructure inertia and generation of excess porewater pressures during seismic loading of foundations. Excess porewater pressures are generated because of shear induced volume change tendencies due to excitation of soil layers and due to excitation of the superstructure as well. In addition, initial stress state in the influence zone of the foundation and flow of water due to strong head differences are to be considered as well. Experimental data in literature points out the effect of various mechanisms and effective stress based numerical results support this experimental data. It has been revealed that h/B ratio is one of the indicators which can be used to quantify the effect of superstructure inertia. When inertial effect get intense settlements excess porewater pressures increase in the vicinity of the shallow foundation.

REFERENCES

- Bertalot, D., Brennan, A. J. & Villalobos, F. (2013). "Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations." *Geotechnique.*, 63(5): 391–399
- Bertalot, D., Brennan, A. J. (2015). "Influence of initial stress distribution on liquefaction-induced settlement of shallow foundations." *Geotechnique.*, 65(5): 418-428.



Name Surname, Name Surname

Bray, J.D., Dashti, S. (2010) “Liquefaction-Induced Movements of Buildings with Shallow Foundations.” *5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego. pp.1-19.

CyclicTP 2D Seismic Analysis of shallow foundations, <http://soilquake.net/cyclictp/>

Dashti, S. A., Bray, J. D. B., Pestana, J. M. C., Riemer, M. D., and Wilson, D. E. (2010). “Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(1), 151–164.

Karamitros D.K., Bouckovalas G.D. and Chaloulos Y.K. (2013) “Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations”, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139(4): 599-607.

NEHRP Consultants Joint Venture (2012) Soil Structure Interaction for Building Structures, NIST GCR 12-917-21, p.292.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

DEPREM ETKİSİNDE ZEMİN-TEMEL-TÜNEL ETKİLEŞİMİ UYGULAMASI

AN APPLICATION FOR SOIL-FOUNDATION-TUNNEL INTERACTION
UNDER EARTHQUAKE EFFECT

Hanifi ÇANAKÇI¹

Hamza GÜLLÜ²

ABSTRACT

In this work, soil-foundation-tunnel interaction is aimed to investigate under earthquake effect for a numerical model using Plaxis 2D software. Displacements on tunnel cover are estimated and then compared with damage levels recommended in literature works with necessary evaluations. Results indicate that tunnel damage due to displacement does not significantly affect service of tunnel use. On the other hand, increasing earthquake acceleration could increase damage potential. Thus, the results obtained here should be extensively criticized and discussed for more contribution to tunnel applications.

Key Words: Tunnel, soil-foundation-tunnel interaction, earthquake, damage

ÖZET

Bu çalışmada, deprem etkisindeki zemin-temel-tünel etkileşiminin Plaxis 2D programı kullanılarak oluşturulan sayısal bir model üzerinde incelenmesi amaçlanmıştır. Tünel kaplamasında hesaplanan deplasmanlar literatürde önerilen hasar seviyeleri ile karşılaştırılarak tüneldeki etkiler değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgular, deprem etkisinde tünelde oluşabilecek hasarların tünel kullanımını önemli derecede etkilemeyeceğine işaret etmiştir. Deprem ivmesinin artması durumunda hasar potansiyelinin de artacağı değerlendirilmiştir. Ancak, tünel uygulamalarına daha çok katkı sağlaması açısından bulguların daha geniş irdelenmesi ve tartışılması önerilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Tünel, zemin-temel-tünel etkileşimi, deprem, hasar

1. GİRİŞ

Tünel yapıları özellikle artan yapılaşma ve trafik yoğunluğu nedeniyle şehirlerdeki trafik ve ulaşım problemini çözmek amacı ile çoğunlukla başvurulur yeraltı yapılarından biridir. Bazı şiddetli depremler bazı tünellerde önemli hasara sebep olsa bile, üstyapılar ile

¹ Prof. Dr., Gaziantep Üniv., İnşaat Müh. Böl., canakci@gantep.edu.tr

² Prof. Dr., Gaziantep Üniv., İnşaat Müh. Böl., hgullu@gantep.edu.tr

karşılaştırıldığında düşük seviyelerde hasar göstermesinden dolayı tünellerde uzun süredir deprem etkilerinin genellikle önemli olmadığına inanılmaktadır (Hashash vd., 2001).

Depremden sonra tünellerde çatlak genişliği (W) ve uzunluğuna (L) bağlı olarak hasar seviyesinin tanımlanarak, tünelin kullanımına devam edilmesinde veya restorasyonuna karar verilmesinde bazı yaklaşımlar önerilebilir (Dowding ve Rozan, 1978):

-A Sınıfı (Az hasar): $L < 5m$, $W < 3mm$; tünel kullanımı mükemmeldir, restorasyon ihtiyacı yoktur.

-B Sınıfı (Orta hasar): $L > 5m$, $W > 3mm$; farklı deplasmanlar derin çatlaklara ve yüzeyde dökülmelere sebep olur, tünel kullanımı risklidir, uygun sismik restorasyon yapılınca kadar tünel kullanımı kesilmelidir.

-C Sınıfı (Ağır hasar): Heyelan, sıvılaşma, tünel hattının yapısal olarak göçmesi; herhangi bir restorasyon yapılmaksızın tünel kullanımının durdurulması.

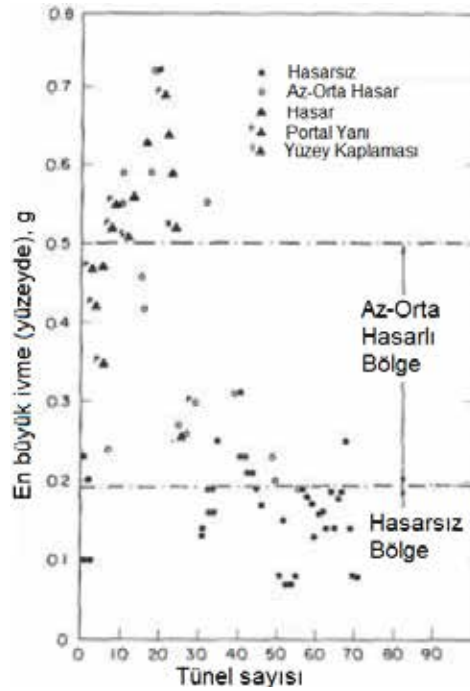
Bu sınıflandırma kriterlerinden faydalanılarak, farklı depremlere maruz kalmış 230 tünelde yapılan araştırmada sadece 6 depremde ağır ve şiddetli hasar olduğu bildirilmektedir (Corigliano vd., 2006; Lanzano vd., 2008). Tünellerdeki hasar seviyesi ile yüzeydeki en büyük deprem ivmesi arasındaki korelasyonlar araştırmacılar tarafından incelenmiştir (Dowding ve Rozen, 1978) (Şekil 1). Araştırma neticesinde, 0.2g'nin az hasar (A sınıfı) ile orta hasar (B sınıfı), 0.5g'nin ise orta hasar (B sınıfı) ile ağır hasar (C sınıfı) sınırını ayırdığı kabul edilebilir (Lanzano vd., 2008).

Bir başka ifade ile Şekil 1, 0.2g'den küçük deprem ivmelerinde hasarsız veya az hasarlı deprem etkisi, 0.2g ile 0.5g arasındaki ivmelerde az veya orta hasar ve 0.5g'den büyük ivmelerde ise önemli hasarlar oluşabileceği olarak da yorumlanabilir.

Araştırmacılar (Dowding ve Rozen, 1978) tünellerdeki ağır hasarların şiddetli depremler tarafından oluştuğunu göstermiş olup tünellerin kapalı (confinement) bir yapı olması nedeni ile deprem etkisinden dolayı oluşan yapısal deplasmanların önemli ölçüde sınırlandığını belirtmişlerdir.

Sharma ve Judd (1991), önceki çalışmaları (Dowding ve Rozen, 1978) iletmiş ve yüzeye yakın bulunan tünellerin (<50m) daha derindekiler ile karşılaştırıldığında daha çok hasara maruz kaldığına dikkat çekmiştir. Ayrıca, kaya türü, tünel kaplaması, deprem manyitüdü ve episentir mesafesi gibi faktörlerin de tünel hasarlarında önemli olduğu bildirilmiştir.

Bu bildirideki araştırmada, deprem etkisinde zemin-temel-tünel etkileşimi probleminin Plaxis 2D programında sayısal bir model üzerinde çalışılması ve inşaat mühendisliğinde sıklıkla başvurduğumuz tünel uygulamasına katkı sağlanması amaçlanmıştır. Hesaplamalar neticesinde tünel kaplamasında elde edilen deplasmanlar, literatürde önerilen hasar seviyeleri ile karşılaştırılarak uygulanan sayısal model değerlendirilmiştir. Bu bildirideki metodolojiye bağlı olarak yapılan uygulamanın, deprem etkisindeki tünel üzerine çalışan araştırmacılar için faydalı olacağı düşünülmektedir.



Şekil 1. En Büyük İvmenin Hasar Seviyesine Etkisi (Dowding ve Rozen, 1978).

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Zemin-temel-tünel etkileşiminin incelenmesi için oluşturulan sayısal model Gaziantep bölgesi için çalışılmıştır. Tünelin delme makinaları ile inşaa edileceği varsayılmıştır. Rastgele bir vaka olarak kurgulanan sayısal modelin, temel, zemin ve tünel gösterimi Şekil 2’de verilmektedir. Tünel inşaa edilecek zemin, kırıklı ve çatlaklı bir yapıya sahip olan ve Fırat formasyonu olarak bilenen kireçtaşı oluşumlu bir zemindir. Zeminin hesaplamalarda kullanılan ortalama değerleri; silindirik numunelerde test edilerek belirlenen basınç dayanımı $q_u=15\text{MPa}$, sismik kırılma deneyleri ile elde edilen kayma dalgası hızı $V_s=500\text{m/s}$, Poisson oranı $\mu=0.25$ ve elastisite modülü de $E_s=2000\text{MPa}$ olarak kabul edilmiştir. Zeminde yeraltı suyuna rastlanmadığı dikkate alınmıştır.

Tünel üzerine inşaa edilecek yapı (betonarme konut binası) temelini radye temel olarak tasarlanacağı varsayılmış olup bu bildiride yaklaşık olarak temel genişliği $B=20\text{m}$, binadan temele gelen yük ise $q=200\text{kPa}$ olarak hesaba katılmıştır. Tünelin ise bina temelini merkezinde temel genişliği kadar $D=20\text{m}$ derinlikte inşaa edileceği kabul edilmiştir. Tünel çapı $d=5.6\text{m}$ olup, tünel kaplaması betonarmedir.

Zemin-temel-tünel etkileşimi uygulaması için oluşturulan sayısal modelin (Şekil 2) çözümü sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak PLAXIS 2D programı ile yapılmıştır. Bina temel zemininin ve tünellerin kireçtaşından oluşan zemin malzeme modeline ait parametreler Çizelge 1’de verilmiştir. Malzeme modeli olarak Mohr-Coulomb göçme kriteri kullanılmıştır. Kohezyon ve içsel sürtünme açısı kayanın mekanik özellikleri ve süreksizlik durumu dikkate alınarak Hook-Brown kriterine göre RockLab programı yardımı ile tahmin edilmiştir. Hesaplamalarda yapı temelleri elastik model olarak tanımlanmıştır.

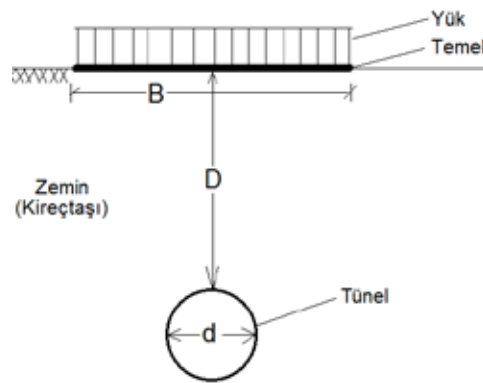
Dinamik hesaplar için “2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği” ve “2018 Türkiye Deprem Tehlike Haritaları”na göre 0.2g ile 0.3g arasında temsil edilen Gaziantep bölgesi

için, konservatif bir hesapla Gaziantep merkezde 0.3g'lik deprem etkisi dikkate alınmıştır. Dinamik yüklemelerde gerçek deprem kaydı kullanılmış olup, bu amaçla Gaziantep bölgesini etkileyen Doğu Anadolu fay hattını temsil eden ve yaklaşık olarak 0.3g'lik pik ivme etkiyecek şekilde ölçeklendirilen 1998 Adana-Ceyhan deprem kaydı kullanılmıştır (Şekil 3).

Zemin- yapı temeli-tünel etkileşimi modeli;

- ✓ Bina yapımı öncesi tünelin statik analizi,
- ✓ Bina yapımı sonrası tünelin statik analizi
- ✓ Bina yapımı sonrası tünelin dinamik analizi

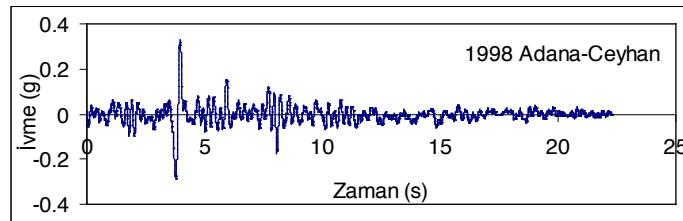
olmak üzere 3 aşamalı durum için incelenerek hem statik hem de dinamik tepkiler elde edilmiştir.



Şekil 2. Çalışmada Kullanılan Zemin-Temel-Tünel Modeli

Çizelge 1. Zemin Malzeme Modeli Parametreleri

Parametre/Zemin	Kireçtaşı
Yükleme durumu	Drenajlı
Birim hacim ağırlık (kN/m ³)	20
Kohezyon (kPa)	100
İçsel sürtünme açısı (°)	30
Elastisite modülü (GPa)	2
Poison oranı	0.25
Kayma dalgası hızı (m/s)	500



Şekil 3. Zemin-Yapı Temeli-Tünel Etkileşiminde Kullanılan Deprem Kaydı (Pik İvme=0.3g)

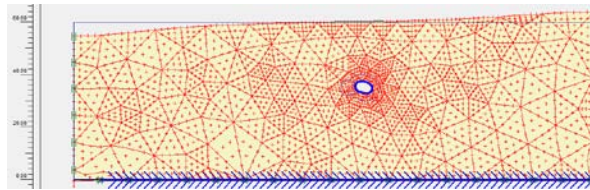
3. BULGU VE TARTIŞMA

Üç aşamalı analizler ile, tünel çevresinde oluşan deplasmanlar Şekil 4-6'da gösterilmektedir. Tünel kaplamasındaki deplasmanlar ise Çizelge 2'de özetlenmektedir.

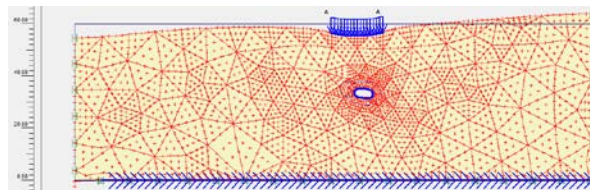
Ayrıca, hesap aşamalarına bağlı olarak elde edilen eksenel normal kuvvet, kesme kuvvetleri ve momentler de Çizelge 3’de sunulmaktadır. Şekil 4-6’dan gözlemlendiği üzere statik ve deprem durumunda zemin ve tünelde deformasyonlar oluşmaktadır. Çizelge 2’de görüldüğü gibi tünel kaplamasındaki statik deplasmanlar 6.33mm-6.81mm, dinamik deplasmanlar ise 7.09mm’dir. Çizelge 3’de ise tünel kaplamasında meydana gelen kuvvet ve momentlerin bina sonrası statik ve dinamik yüklemeler etkisinde benzer tepkiler verdikleri görülmekte olup, önemli bir değişiklik oluşmadığı söylenebilir.

Elde edilen bulgulardan, Dowding ve Rozan (1978)’in hasar kriteri dikkate alındığında 7mm civarındaki deplasmanların tünel hattının yapısal olarak göçme durumunu tanımlayan çatlaklara sebep olmayacağı düşünülmekte olup “ağır hasar” ihtimalinin söz konusu olmadığı kanaati baskın olmaktadır. Dolayısıyla, 7mm’lik deplasmanların tünel kaplamasında sebep olacağı çatlakların 3mm’den küçük olması durumunda tünelin restorasyonsuz kullanımının, 3mm’den büyük olması durumunda ise gerekli restorasyondan sonra kullanımının devam edebileceği söylenebilir. Benzer değerlendirmeler Dowding ve Rozan (1978)’nin Şekil 1’de önerdiği ivme etkisine göre de yapılabilir. Bu çalışmada uygulanan 0.3g’lik deprem ivmesi, Şekil 1’e göre ağır hasar olarak önerilen 0.5g’nin altında olup, 7mm olarak hesaplanan deplasmanların tünel kaplamasında oluşturacağı çatlak durumuna göre hasarsız veya az hasarlı olarak tünelin kullanımında yapısal bir problem oluşturmayacağına işaret etmektedir. Ancak, Sharma ve Judd (1991)’e göre tünel derinliği 50m’den küçük olduğu için 0.3g’den büyük deprem ivmelerinde tünel kaplamasındaki hasar potansiyelinin artacağı düşünülmektedir.

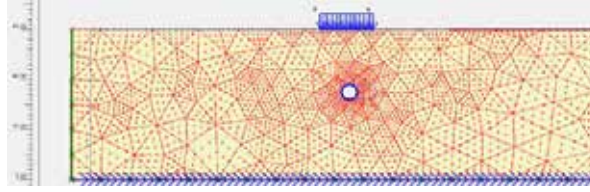
Bu bildirideki zemin-temel-tünel etkileşimi ile ilgili değerlendirmeler kurgulanan sayısal modele özgü olup (Şekil 2-Şekil 3; Çizelge 1), farklı temel genişliği, bina yükü, tünel derinliği, zemin özellikleri ve deprem yüküne göre farklı bulgu ve değerlendirmelerin ortaya çıkacağını vurgulamak gerekir. Tünel gibi önemli bir yeraltı yapısı dikkate alındığında bu çalışmadan elde edilen bulguların tünel kullanımında yorumlanabilmesi için daha çok irdelenmesi ve tartışılması gerektiği söylenebilir. Böylece, yapılacak öneriler bölgedeki tünel uygulamaları için daha faydalı olacak ve ülkemiz için daha çok katkı sağlayacaktır.



Şekil 4. Bina Yapımı Öncesi Tünelin Statik Analizine Göre Oluşan Deplasmanlar



Şekil 5. Bina Yapımı Sonrası Tünelin Statik Analizine Göre Oluşan Deplasmanlar



Şekil 6. Bina Yapımı Sonrası Tünelin Dinamik Analizine Göre Oluşan Deplasmanlar

Çizelge 2. Tünel Kaplamasındaki Deplasman Değerleri (Toplam Deplasmanlar)

Yükleme durumu	Toplam deplasman (mm)
Bina öncesi tünel statik	6.33
Bina sonrası tünel statik	6.81
Bina sonrası tünel dinamik	7.09

Çizelge 3. Yükleme Durumuna Göre Tünel Kaplamasındaki Kuvvet ve Momentler

Yükleme durumu	Normal Kuvvet (kN/m)	Kesme Kuvveti (kN/m)	Moment (kNm/m)
Bina öncesi tünel statik	-1200	23.77	33.44
Bina sonrası tünel statik	-1410	31.85	51.14
Bina sonrası tünel dinamik	-1410	31.75	51.08

4. SONUÇ

Bu bildiriye, deprem etkisinde zemin-temel-tünel etkileşimi bir sayısal model üzerinde araştırılmış ve tünel kaplamasında hesaplanan deplasmanların literatürde önerilen kriterler dikkate alınarak tüneldeki etkileri değerlendirilmiştir. Uygulanan sayısal model dikkate alındığında, deprem etkisinde tünel kaplamasında 7mm deplasman hesaplanmıştır. Bu deplasman değerinden dolayı oluşabilecek hasar seviyesinin tünel kullanımını önemli derecede etkilemeyeceği ve gerekli restorasyondan sonra kullanımının devam edeceği öngörülmektedir. Ancak, tünel derinliği 50m'den küçük olduğu için uygulanan deprem ivmesinin 0.3g'den fazla olması durumunda hasar potansiyelinin artabilir.

KAYNAKLAR

- Corigliano, M., Lai, C.G. ve Barla, G. (2006), "Seismic Response Of Rock Tunnels In Near-Fault Conditions", In 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.
- Dowding, C.H. ve Rozan, A., (1978), "Damage To Rock Tunnels From Earthquake Shaking", ASCE J Geotech Eng Div, Vol 104(2), 175-191.
- Hashash, Y.M., Hook, J.J., Schmidt, B., John, I. ve Yao, C., (2001), "Seismic Design And Analysis Of Underground Structures", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 16(4), 247-293.
- Lanzano, G., Bilotta, E. ve Russo, G. (2008), "Tunnels Under Seismic Loading: A Review Of Damage Case Histories And Protection Methods", Strategies for Reduction of the Seismic Risk, Publisher StreGa, 65-75.
- PLAXIS, "A Powerful Finite Element Package For 2D Analysis of Deformation and Stability in Geotechnical Engineering and Rock Mechanics".
- Sharma, S. ve Judd, W.R. (1991), "Underground Opening Damage From Earthquakes", Engineering Geology, Vol 30(3-4), 263-276.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

TARİHİ YIĞMA YAPILI KEMER KÖPRÜDE MİKROTREMOR ÖLÇÜMLERİ VE ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ

MICROTREMOR MEASUREMENTS FOR HISTORICAL MASONRY ARCH BRIDGE AND SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Hamza GÜLLÜ¹

Feyzullah ÖZEL²

ABSTRACT

In this presented work, it is mainly aimed to determine earthquake response of historical masonry arch bridge using microtremor measurements (spectral amplification, predominant period). In addition, effects of soil-structure interaction are interpreted. Results from microtremor measurements estimated by Nakamura method indicate that bridge could have high spectral amplification and soil-structure resonance under a possible earthquake. Thus, it should be retrofitted against earthquake effect. This work is presented within a research project that is still under evaluation for findings.

Key Words: Microtremor, Nakamura method, soil-structure interaction, historical masonry arch bridge.

ÖZET

Bu bildiride sunulan çalışmada esas olarak, tarihi yığma yapıli kemer köprünün mikrotremor ölçümleri (spektral büyütme, hakim periyot) ile deprem etkisindeki davranışının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda, zemin-yapı etkileşimi de yorumlanmıştır. Mikrotremor ölçümlerinden Nakamura metoduna göre hesaplanan spektral tepkilere göre, olası bir depremde köprünün yüksek spektral büyütmelere maruz kalabileceği ve köprüde zemin-yapı rezonansı oluşabileceği belirlenmiştir. Köprünün korunması için deprem etkisine karşı güçlendirilerek gerekli önlemlerin alınması önerilmektedir. Bu çalışma bir araştırma projesi kapsamında sunulmuş olup proje bulgularının değerlendirilmesi halen devam etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Mikrotremor, Nakamura metodu, zemin-yapı etkileşimi, tarihi yığma yapıli kemer köprü.

¹ Prof. Dr., Gaziantep Üniv., İnşaat Müh. Böl., hgullu@gantep.edu.tr

² İnş. Y. Müh., Gaziantep Üniv., İnşaat Müh. Böl., fo23838@mail2.gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Tarihi yığma yapıları kemer köprüler kültürel mirasımızın çok önemli eserlerinden biridir. Onların özenle korunarak ve güvenli bir şekilde gelecek nesillere aktarılması mirasımızı yaşatmamız açısından oldukça önem arz etmektedir. Deprem etkileri özellikle ülkemizde tarihi yapılarda hasara sebep olan önemli faktörlerden biridir. Bu yüzden depreme karşı tarihi köprülerde teknik çalışmaların yapılması ve eserin korunması için gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir (Sevim vd., 2016). Mikrotremor ölçümleri zeminlerde olduğu gibi tarihi köprülerde de hakim periyot ve spektral büyütme etkilerinin anlaşılmasında oldukça faydalı olmakta, hesaplanan büyütme katsayıları ile yapının ne kadar salınabileceği hakkında fikir verirken, hakim periyot değerleri ile de yapıda rezonans etkisinin olup olmayacağı hususunun değerlendirilmesine katkı sağlamaktadır (Hadianfard vd., 2017). Zemin-yapı etkileşimi ise, deprem etkisinde zemin ve yapının birlikte bir bütün olarak zeminden yapıya, yapıdan zemine gelen etkilerin değerlendirilerek yapı tepkilerinin daha gerçekçi olarak belirlendiği bir deprem analizi olarak önemli olmaktadır (Wolf ve Song, 2002). Bu çalışmada bir tarihi yığma yapı köprüde mikrotremor ölçümü yapılarak, yapının büyüme ve hakim periyotları belirlenmiş ve zemin-yapı etkileşimi hakkında yorumlar yapılmıştır.

Mikrotremor ölçümlerinin değerlendirilmesi ile ilgili olarak, Nakamura (1989) düşey spektral genliklerin yatay spektral genliklere orantılanmasıyla (HVSR) zemin veya yapının büyütme ve hakim periyotlarının hesaplanabildiği oldukça basit bir yöntem önermiştir. Nakamura yöntemi, yapıların ve zeminlerin spektral tepkilerinin hesabında başarılı bir şekilde kullanılmış ve zemin-yapı etkileşiminin irdelenmesine katkı sağlamıştır (Gallipoli vd., 2004). Bazı çalışmalarda zemin büyütme etkilerinin çok büyük olmadığı durumlarda, tarihi yapılardaki spektral tepkilerin Nakamura yöntemi ile doğru olarak hesaplanabileceği bildirilmektedir (Hadianfard vd., 2017). Ancak bu hususun, zemin-yapı etkileşimi etkisinde daha fazla araştırmaya gereksinim duyduğu söylenebilir.

Bu bildirinin amacı bir tarihi yığma yapı köprüde deprem etkisini mikrotremor ölçümü ile incelemektir. Bu kapsamda zemin-yapı etkileşimi de yorumlanmaktadır. Böylece, köprüde depreme karşı dayanıklılık durumu değerlendirilerek gerekli önlemlerin alınması hususunda fayda sağlanacaktır. Bu bildiride sunulan çalışma, yazarların yürütücü ve araştırmacı olarak çalıştığı bilimsel araştırma projesindeki çalışmaların bir kısmı olup, projeden elde edilen bulguların kapsamlı olarak değerlendirilmesi halen devam etmektedir. Bu bildirinin pratikte tarihi yapılardaki deprem etkisini inceleyen uygulamacı ve araştırmacılara katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Çalışmada araştırılan köprü tarihi yığma yapı kemer formu Yakacık (Oğuzeli, Gaziantep) köprüsüdür (Şekil 1). Köprü hakkında sınırlı bilgi mevcut olup tarihinin Osmanlı Devletinin son dönemlerine kadar uzandığı söylenebilir (MCT, 2014). Köprü, biri küçük (sol kemer) diğeri büyük (sağ kemer) (6m açıklık, 4.5m yükseklik) olmak üzere iki kemerden oluşmakta olup, uzunluğu 30m genişliği ise 3.80m'dir. Köprü bölgede yerel olarak mevcut olan Gaziantep kireçtaşı ile inşaa edilmiştir.

Bölge jeolojik olarak kireçtaşı formasyonlu bir yapıya sahip olup, anakaya üzerinde 10m'den fazla zemin (kil) olduğu tahmin edilmektedir.

Mikrotremor ölçümü hem köprü üzerinde hem de köprü civarındaki zeminde yapılmıştır. Üç yönlü dijital sismometre kullanılarak (GeoBox, 2019), 5-10dakika arasında değişen (sampling rate 100Hz), üç yönlü (NS, EW, V) ölçüm yapılmıştır. Mikrotremor titreşimleri, Butterworth filtresi kullanılarak hızlı Fourier dönüşümü ile analiz edilmiş, 0.1Hz-100Hz aralığındaki titreşimler spektral hesaplamalar için kullanılmıştır (Konno and Ohmachi, 1998). Hesaplamalarda düşey spektral bileşenlerin kareli ortalamaları dikkate alınmıştır.

Mikrotremor ölçümleri ile spektral büyütme ve hakim periyotlar, Nakamura (1989) (HVSr= yatay spektral genliklerin düşey spektral genliğe oranı) yöntemine göre hesaplanmıştır.



Şekil 1. Çalışmada Araştırılan Tarihi Yığma Yapılı Kemer Köprü.

3. BULGU VE TARTIŞMA

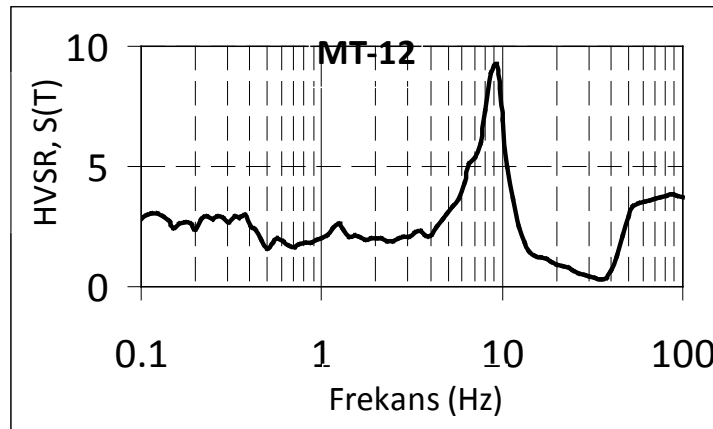
Köprüde büyük kemer üst orta noktada alınan (Bilimsel Araştırma Projesinde MT12 noktası) mikrotremor ölçümünün spektral grafiği Şekil 2'de gösterilmektedir. Köprü civarındaki zeminde (Bilimsel Araştırma Projesinde MTS-3 noktası) yapılan mikrotremor ölçümünün spektral grafiği ise Şekil 3'de verilmektedir.

Köprü'nün büyük kemerdeki ölçüme göre Şekil 2'de verilen spektral tepki grafiği incelendiğinde, köprüdeki spektral büyütme değerinin 8.96, köprü'nün hakim periyodunun ise 0.11 olduğu anlaşılmaktadır. Köprüdeki büyütme değeri TSC (2007)'deki tasarım ivme spektrumlarının önerilen üst sınırı olan 2.5 katsayısını geçmektedir. Bu bulgu teorik olarak muhtemel bir depremde köprüde önemli salınımların olabileceğine işaret etmektedir. Zayıf malzemelerde yüksek, sert malzemelerde ise düşük büyütme oluşabileceği kabul edilirse; tasarım ivme spektrumunun (TSC, 2007) önerdiği üst sınırdan oldukça yüksek bulunan büyütme değeri, ölçüm alınan noktada köprü'nün zayıf olduğu şeklinde de yorumlanabilir. Sonuç olarak, her iki durumda da olası bir depremde köprü'nün önemli ölçüde etkileneceği (sarsılacağı) söylenebilir. Köprü'nün hakim periyodu

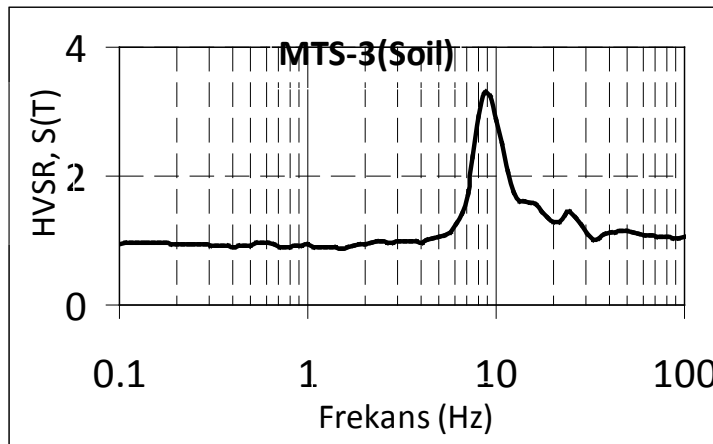
değerlendirildiğinde ise, bu bildiride araştırılan köprü gibi düşük yüksekliğe sahip bir yapı için makul bir değer olarak yorumlanabilir.

Zemininin Şekil 3’deki spektral tepki grafiği incelendiğinde, zemin büyütmesi 3.44, zemin hakim periyodu ise 0.11s olarak hesaplanmaktadır. Köprü ve zemin hakim periyotları karşılaştırıldığında, periyotların benzer oldukları görülmekte olup, bu durum olası bir depremde köprüde zemin-yapı rezonansına işaret etmektedir. Bu yüzden, hem büyütme hem de rezonans etkisinden dolayı köprüde oluşabilecek hasara karşı gerekli önlemlerin alınması ve köprünün deprem etkisine karşı güçlendirilmesi önerilmektedir.

Zemin-yapı etkileşimi analizleri bilimsel araştırma projesi kapsamında detaylı olarak yapılmış olup bu bildiride bulgular sunulmamış, sadece bulguların kısa bir yorumu yapılmıştır. Zemin-yapı etkileşimi bulgularının kapsamlı değerlendirmesi halen devam etmektedir. Ancak ön değerlendirmelere göre mikrotremor ölçümlerinden de belirlendiği gibi aynı şekilde köprüde rezonans ihtimali kanaat oluşturmuştur. Deneysel olarak mikrotremor ölçümü ile benzer bir etkinin ortaya çıkması zemin-yapı modelinin doğruluğuna işaret etmiştir. Literatürdeki araştırmalarda, mikrotremor ölçümlerinin Nakamura metodu kullanılarak hesaplanan spektral tepkiler ile zemin-yapı etkileşiminin belirlenebileceği bildirilmektedir (Gallipoli vd., 2004). Tarihi yığma yapıları binalarda hem binada hem de zeminde (free-field) yapılan mikrotremor ölçümleri ile zemin-yapı rezonansı oluşabileceği tahmin edilmiştir (Gosar, 2012).



Şekil 2. Köprüde Yapılan Mikrotremor Ölçümünün Spektral Grafiği.



Şekil 3. Zeminde Yapılan Mikrotremor Ölçümünün Spektral Grafiği.



4. SONUÇLAR

Bu çalışmada mikrotremor ölçümleri ile tarihi yığma yapıli kemer köprünün deprem etkisindeki davranışı belirlenmiş ve zemin-yapı etkileşimi yorumlanmıştır. Mikrotremor ölçümlerine göre olası bir depremde köprünün yüksek spektral ivmelere maruz kalacağı ve zemin-yapı rezonansı oluşabileceği belirlenmiştir. Köprünün korunması ve gelecek nesillere güvenle aktarılabilmesi için deprem etkisine karşı gerekli önlemlerin alınması önerilmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Gaziantep Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yönetim Komisyonunca desteklenmiştir (Proje No: MF.YLT.18.20).

KAYNAKLAR

- Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M., Castro, R.R., Monachesi, G. ve Contri, P. (2004), “Structure, Soil-Structure Response And Effects Of Damage Based On Observations Of Horizontal-To-Vertical Spectral Ratios Of Microtremors”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 487-495. doi:10.1016/j.soildyn.2003.11.009.
- GeoBox. (2019), “SR04 GeoBox-SARA Electronic Instruments”, http://www.sara.pg.it/documents/commercial/SR04_GEOBOX_DATASHEET_EN_G.pdf, Last access on 17 March 2019.
- Gosar, A. (2012), “Determination Of Masonry Building Fundamental Frequencies In Five Slovenian Towns By Microtremor Excitation And Implications For Seismic Risk Assessment”, Natural Hazards, 62(3), 1059-1079.
- Hadianfard, M.A., Rabiee, R. ve Sarshad, A. (2017), “Assessment Of Vulnerability And Dynamic Characteristics Of A Historical Building Using Microtremor Measurements”, International Journal of Civil Engineering, 15, 175-183.
- Konno, K. ve Ohmachi, T. (1998), “Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components”, Bulletin of the Seismological Society of America, 88(1), 228-241.
- MCT (Ministry of Culture and Tourism). (2014), “Gaziantep Kültür Varlıklarını Koruma Bölge Kurulu Kararı”, (In Turkish) Kültür ve Turizm Bakanlığı, Gaziantep. <http://www.korumakurullari.gov.tr/Eklenti/44297.gaziantep-ili-oguzeli-ilcesi-yakacik-koyu-koprusunun-te-pdf>, (Last accessed on 20 April 2019).
- Nakamura, Y., (1989), “A Method For Dynamic Characteristics Estimations Of Subsurface Using Microtremors On The Ground Subsurface”, Quarterly Report of Railway Technical Research Institute Japan, 30(1), 25-33.
- Sevim, B., Atamturktur, S., Altunişik, A.C. ve Bayraktar, A. (2016), “Ambient Vibration Testing And Seismic Behavior Of Historical Arch Bridges Under Near And Far Fault Ground Motions”, Bulletin of Earthquake Engineering, 14, 241-259.
- TSC (Turkish Seismic Code). (2007), “Specification for structures to be built in disaster areas. In Turkish: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik”, <http://www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/eski/DBYBHY-2007-KOERI.pdf>, (Last access on 23 March 2017).



TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
UCTEA TURKISH CHAMBER OF CIVIL ENGINEERS



ULUSLARARASI
8. GEOTEKNİK
SEMPOZYUMU



INTERNATIONAL
8th GEOTECHNICAL
SYMPOSIUM



13-15 KASIM 2019 / NOVEMBER 13-15, 2019
SÜLEYMAN DEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ • İTÜ AYAZAGA KAMPÜSÜ, İSTANBUL

Wolf, J.P. ve Song, C. (2002), “Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction”,
Engineering Structures, 24, 13-28.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

HALIÇ KIYISINDAKİ BİR YAPININ YAPI ZEMİN ETKİLEŞİMİ ANALİZLERİ

SOIL STRUCTURE INTERACTION ANALYSES OF A BUILDING
LOCATED ON THE COASTAL LINE OF THE GOLDEN HORN

Can Deniz DOLU¹

Onur EKİLİ²

Emre AYTÜLÜN³

Serdar SOYÖZ⁴

H. Turan DURGUNOĞLU⁵

ABSTRACT

Developments in the fields of geotechnical surveying and the computing technology allow engineers to prepare complicated geotechnical calculation models and solve more detailed numerical problems allowing the performance based design. Additionally, this potential provides an opportunity to determine current performances of the existing buildings.

In the scope of this article, geotechnical surveys, created by soil structure interaction model and the results of the analyses of earthquake data that had been executed under time domain are presented. Those studies are aimed to analyze the current earthquake performance of a building that had been constructed on remediated fill as applying the sand-gravel columns at the years of 1960's on the coastal line of the Golden Horn, Istanbul. For the specified purpose, pressuremeter tests, standard penetration tests and PS-Logging tests are performed in drilled boreholes around the structure. Ground Penetration Radar technique is used from inside of the building in order to determine the locations of the previously constructed sand-gravel columns and then surface geophysical methods are utilized on the determined lines. As utilizing the results of the soil investigation works, nonlinear behavior model of the soil under the building is created and analyzed together with the structure under selected and scaled eleven no's of earthquake data under time domain. As a result of dynamic analyzes, the amount of rotation of the structure as a rigid body after earthquake is determined.

Keywords: Geotechnical Survey, Soil Improvement, Soil Structure Interaction, Earthquake

¹ Civil Engineer M.Sc., Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş., candeniz.dolu@zeminas.com.tr

² Civil Engineer M.Sc., Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş., onur.ekli@zeminas.com.tr

³ Ar. Gör., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, emre.aytulun@boun.edu.tr

⁴ Doç. Dr., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, serdar.soyoz@boun.edu.tr

⁵ Civil Engineer PhD., Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş., durgunoglut@zetas.com.tr



ÖZET

Geoteknik zemin araştırma yöntemlerinin gelişmesi ve bilgisayar teknolojisi ile birlikte karmaşık nümerik modellerin çözülebilir hale gelmesi, günümüzde daha detaylı hesap modelleri oluşturularak performans bazlı tasarım yapılabilmesine olanak sağlamaktadır. Bu imkânlar kullanılarak geçmişte inşa edilmiş olan yapıların güncel performanslarının tespiti yapılabilmektedir.

Bu makale kapsamında İstanbul Haliç kıyı hattında 1960'lı yıllarda kum-çakıl kolon zemin iyileştirme uygulamaları yapılarak inşa edilmiş bir yapının güncel deprem performansını analiz etmeye yönelik yapılan zemin araştırmaları, oluşturulan yapı-zemin etkileşimi modeli ve zaman tanım alanında yapılan yapı-zemin etkileşimi analizleri sonuçları paylaşılmaktadır. Belirtilen amaca yönelik söz konusu yapı çevresinde presiyometre, standart penetrasyon deneyi ve PS-Logging deneyleri yapılan sondaj kuyuları açılmış, yapılan iyileştirme uygulamalarının tespiti için yapı içerisinden yer radarı (Ground Penetration Radar) yöntemi uygulanmış ve yer radarı verileri sonucunda belirlenen bölgelerde ve yapı dışında yüzey jeofizik çalışmaları yapılmıştır. Etüt çalışmalarından elde edilen sonuçlar kullanarak yapı altındaki zeminin doğrusal olmayan davranış modeli oluşturularak üstyapı ile birlikte proje alanı için seçilen ve ölçeklenen on bir adet zaman tanım alanında deprem verisi altında analizler yapılmıştır. Yapılan dinamik analizler sonucunda binanın deprem sonrası rijit cisim olarak dönme miktarları belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Zemin Etüdü, Zemin İyileştirme, Zemin Yapı Etkileşimi, Deprem

1. GİRİŞ

İstanbul birçok açıdan olduğu gibi tarihi bakımından da Türkiye'nin en önemli şehirlerinden birisidir. Antik zamanlardan beri yerleşim yeri olan bu şehir, gelişen teknolojik imkanlarla birlikte sürekli bir değişim içerisinde. Bu değişim sürecinin bir kolu da inşaat alanında olmaktadır. Türkiye'de geçmiş yıllarda inşa edilen yapıların güncel durumunun belirlenmesine yönelik çalışmalar kentsel dönüşüm hareketi ile birlikte son yıllarda hız kazanmıştır. Ayrıca inşaat alanındaki gelişmeleri yönlendiren önemli bir konu da Türkiye'nin konumu itibarıyla deprem bölgesinde yer almasıdır. Bu konuda en güncel gelişmelerden birisi, 1 Ocak 2019 tarihinde yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'dir.

Proje kapsamındaki inceleme alanı, İstanbul Fatih ilçesinde, Haliç kıyı hattı üzerinde bulunmaktadır. Tarihi Yarımada olarak da adlandırılan bu bölge eski deprem risk haritaları içerisinde birinci derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Söz konusu inceleme alanında bulunan yapılar Haliç kıyısında bulunan dolma zeminler üzerine zemin iyileştirme uygulamaları yapılarak 1960'lı yıllarda inşa edilmişlerdir. Üzerinden geçen yaklaşık 60 yıl sonunda gelişen imkanlar kullanılarak bu yapının rijit cisim olarak deprem sonrası dönme miktarını kestirebilmek adına kapsamlı zemin araştırmaları gerçekleştirilmiştir. Bu araştırmalar sonucunda yapı-zemin etkileşim hesap modeli elde edilerek hesaplamalar yapılmıştır. Yapılan çalışmalar bu makale kapsamında sunulmaktadır.

2. PROJEYE İLİŞKİN BİLGİLER VE ZEMİN ETÜTLERİ

2.1. İnceleme Alanına İlişkin Bilgiler

İnceleme alanı İstanbul ili, Fatih ilçesi, Eminönü semtinde bulunmaktadır. Proje sahasında hâlihazırda eskiden İstanbul Ticaret Üniversitesi binası olarak kullanılan 1962 yılında inşa edilmiş 1 bodrum, 1 zemin, 3 normal, 1 çatı katı olmak üzere 6 katlı yapı ile 1 bodrum 1 zemin, 2 normal katlı olmak üzere 4 katlı yapı (2 blok) bulunmaktadır. Söz konusu yapılar Haliç kıyı hattında bulunan dolma zeminler üzerine inşa edilmiştir. Proje alanında mevcut yapının inşası öncesinde yapılan zemin iyileştirme uygulamalarının detaylarına, Hamdi Peynircioğlu (1976) tarafından yazılmış olan, “Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilite Sorunları” adlı makaleden ulaşılmıştır. Bahsedilen uygulamaların günümüzdeki durumunun tespitine yönelik proje alanında detaylı çalışmalar yapılmıştır.



Şekil 1. Proje yer bulduru haritası

Peynircioğlu (1976) makalesinde, proje alanında yaklaşık 2 metre karelaç ile 20m derliğinde kılıf borusu çakmak suretiyle 668 adet kum-çakıl kolon oluşturulduğundan bahsetmektedir. Bu uygulamada $60,000\text{m}^3$ dolgu içerisine $11,000\text{m}^3$ çakıl-kum ilave ederek sıklık derecesi artırılmış ve yapı yüklerinin derinlerdeki zemin tabakalarına üniform bir şekilde dağıtılmasının amaçlandığından bahsedilmiştir.

Söz konusu binanın temel sistemi hakkında net bilgiler olmasa da iletilen bilgilere ve açılan araştırma çukurlarından görüldüğü üzere kolonların altındaki hatlarda sürekli temeller bulunmaktadır. Ayrıca yapılan yer radarı çalışmalarında da sürekli temelleri destekleyen veriler toplanmıştır.

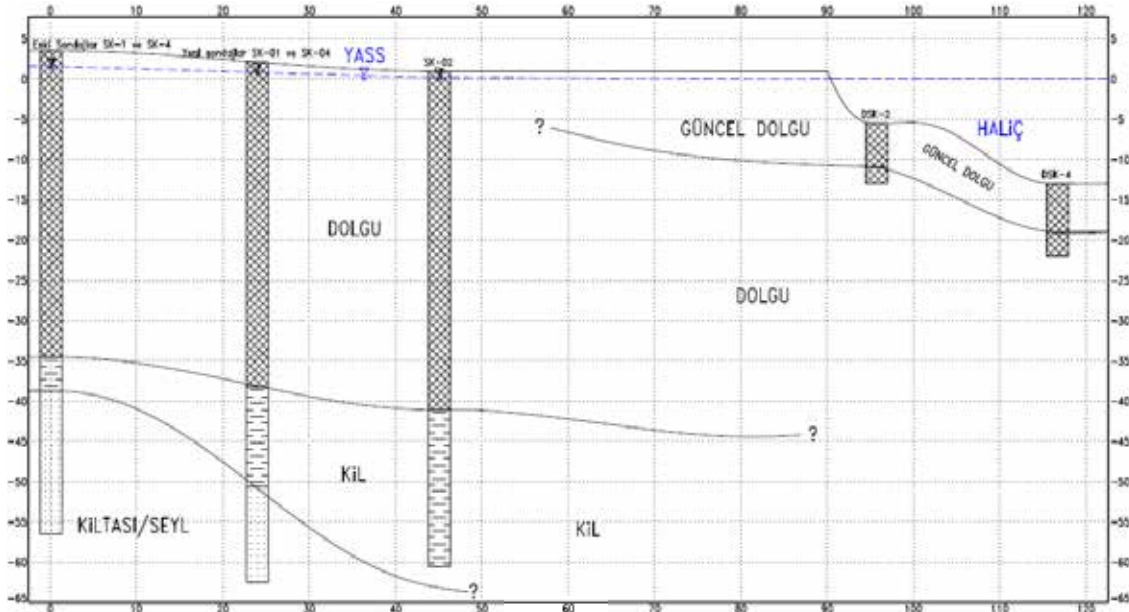
2.2. Zemin Etütleri

Proje kapsamında yapı çevresinde 6 noktada sondaj çalışması yapılmıştır. Sondajlar sırasında 1.50m aralıklarla standart penetrasyon deneyleri gerçekleştirilmiştir. 2 adet kara sondajında presiyometre deneyleri yapılarak Menard Modülü (E_m) ve Net Limit Basınç, (P_L^*) değerleri belirlenmiştir. Sondajlardan alınan örselenmiş zemin numuneleri üzerinde; Doğal Su Muhtevası, Atterberg Limitleri, Elek Analizi ve Hidrometre, örselenmemiş zemin numunesi üzerinde ise bunlara ilave olarak Üç Eksenli Basınç (UU) ve Doğal Birim Hacim Ağırlık deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yürütülen proje kapsamında 3 ayrı jeofizik ölçüm yöntemi uygulanmıştır. Bunlar yer radarı (GPR), MASW ölçümleri ve kuyu içi sismik (PS-Logging) ölçümlerinden oluşmaktadır.

Yapı altındaki iyileştirilmiş zemine ilişkin sismik parametreleri elde edebilmek amacıyla öncelikle bina içerisinden yer radarı (GPR) çalışması yapılmıştır ve bu çalışma sonucunda belirlenen hatlar boyunca MASW tomografi çalışması yapılarak bina altındaki iyileştirilmiş zemine ait parametreler elde edilmiştir.

2.2.1 Sahanın Zemin Profili

Proje alanı bölge genel jeoloji haritasına göre alüvyon olarak tanımlanmıştır. Sondajlar sırasında yüzey seviyesinden itibaren 38.00m-42.00m arası derinliklere kadar dolgu tabakası ile karşılaşmıştır. Kontrolsüz dolgu tabakasının altında ise yer yer çok sulu, yer yer çakıllı ve/veya kumlu yüksek plastisiteli katı kil birimler ile kaya kotuna kadar karşılaşmıştır. Binanın deniz tarafında derinliği 61.50m olan iki kuyuda kaya ile karşılaşılmamıştır. Bu nedenle deniz yönünde anakayanın dalım yaptığı sonucuna varılmıştır. Çalışmalar sonucunda elde edilen inceleme alanı jeolojik kesiti Şekil 2 içerisinde görülebilir.



Şekil 2. İnceleme alanı zemin profili

En üst zemin tabakası olarak tanımlanan dolgu tabakasına yönelik yapılan elek analizi deneyleri sonucunda söz konusu tabaka siltli kumlu çakıl olarak tanımlanmıştır. Ancak bu birim yüksek miktarda bitki kökü, kemik, kiremit gibi malzemeler içermektedir.

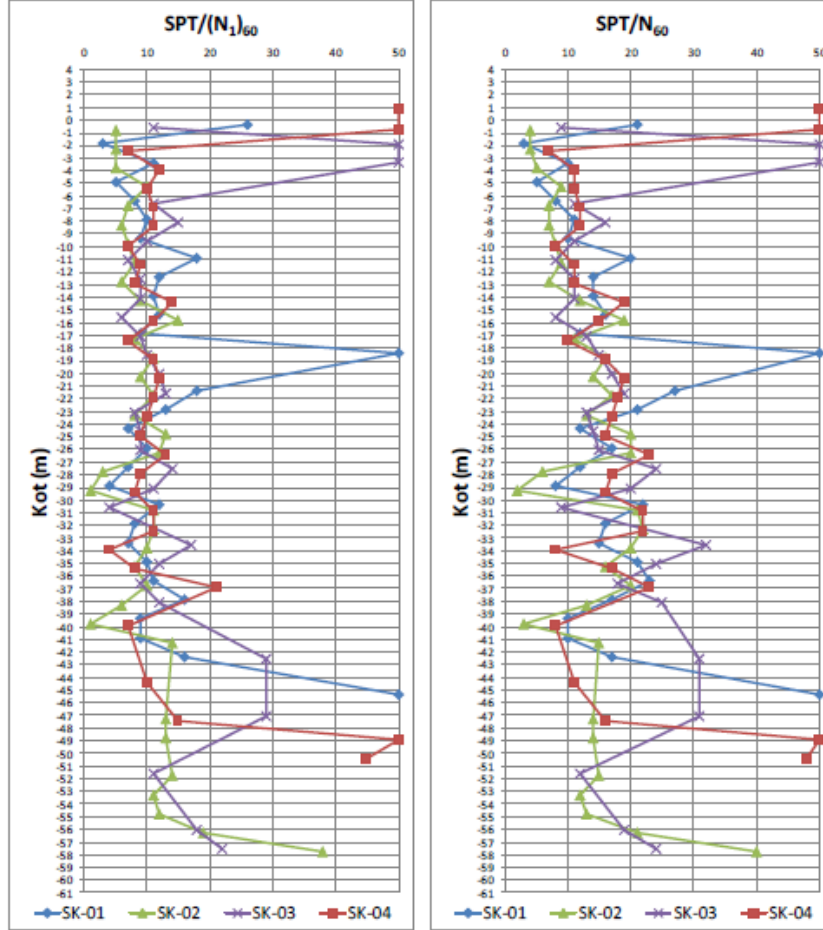
Dolgu tabakasının altında bulunan kil tabakası, yer yer kumlu/çakıllı kil yer yer kil birimler olarak belirlenmiştir.

Kil tabakası altında bulunan anakaya, gri-koyu gri renkli, zayıf-orta dayanımlı, orta yer yer çok ayrılmış, sık yer yer çok sık kırıklı, çok zayıf kaya kalitesine sahip, kalsit damarlı kıltaşı-şeyl olarak tanımlanmıştır.

İnceleme alanı Haliç'e yaklaşık 50m mesafededir ve yeraltı su seviyesi yaklaşık ± 0.00 kotunda gözlenmiştir.

2.2.2 Arazi Deneyleri

Sondajlarda 1.50m aralıklarla gerçekleştirilen SPT sonuçlarından düzeltmeler sonucunda elde edilen N_{60} ve $(N_1)_{60}$ değerlerinin kot ile değişim grafikleri Şekil 3 içerisinde verilmektedir.



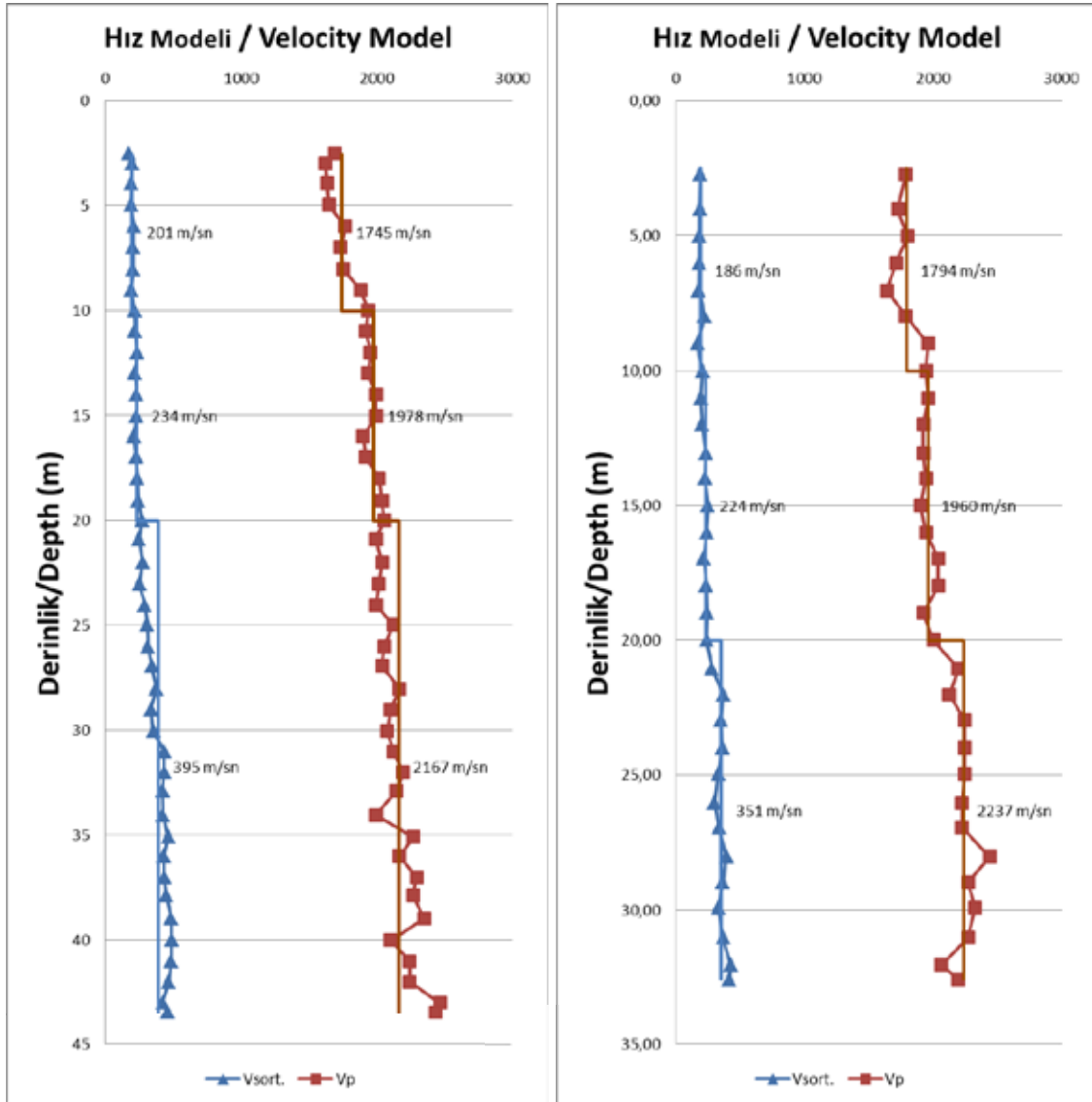
Şekil 3. SPT sonuçlarının kot ile değişimleri

İnceleme alanında iki sondaj kuyusu içerisinde gerçekleştirilen presiyometre deneyleri sonucunda elde edilen limit basınç (P_L^*), Menard (presiyometre) modülü ve düşey yönlü elastisite modülü (E_s) değerlerinin özeti Çizelge 1 içerisinde sunulmaktadır.

Çizelge 1. Presiyometre deneyi sonuçları

Sondaj No	Test Derinliği (m)	Test Kotu (m)	E_M (MPa)	α	E_s (Mpa)	P_L (MPa)	P_L^* (MPa)	E_m/pl^*
PSK-1	4.5	-3.43	4.37	0.25	17.48	1.025	0.977	4.5
	10.0	-8.93	7.37	0.25	29.49	1.207	1.082	6.8
	15.0	-13.93	8.00	0.25	32.01	1.393	1.198	6.7
	20.0	-18.93	9.50	0.25	38.00	1.405	1.140	8.3
	25.0	-23.93	14.51	0.25	58.05	1.846	1.511	9.6
	30.0	-28.93	7.29	0.25	29.18	1.806	1.401	5.2
PSK-2	5	-3.81	1.42	0.33	4.31	0.193	0.131	10.9
	10	-8.81	3.49	0.25	13.97	0.559	0.427	8.2
	15	-13.81	3.91	0.25	15.64	0.911	0.708	5.5
	21	-19.81	7.97	0.25	31.89	1.380	1.094	7.3
	25	-23.81	5.02	0.25	20.07	1.374	1.031	4.9
	30	-28.81	11.63	0.25	46.54	2.240	1.828	6.4

İki kuyuda gerçekleştirilen PS-logging ölçümlerinde 1.0m aralıklarla ölçüm alınmıştır. Alınan ölçümler sonucunda elde edilen Vs ve Vp parametrelerinin derinlik ile değişim grafikleri Şekil 4 içerisinde sunulmaktadır.



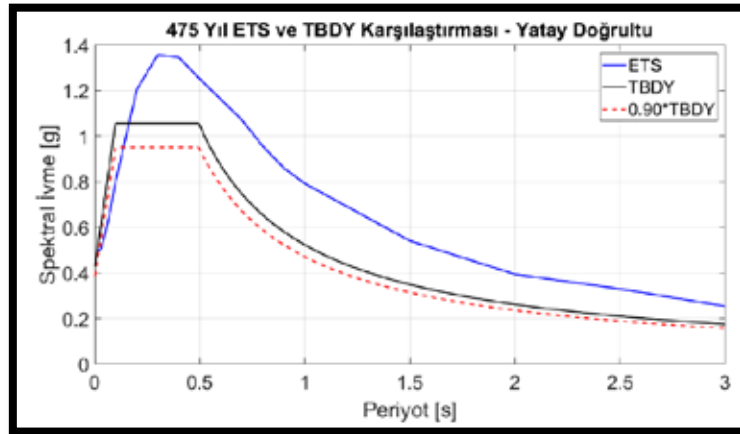
Şekil 4. PS-logging sonuçlarının derinlik ile değişimleri

Peynircioğlu (1976) makalesinde bahsedilen kum-çakıl kolonların tespitine yönelik yapı içerisinde gerçekleştirilen yer radarı (GPR) çalışmaları sonucunda belirlenen hatlarda 7 profil MASW tomografi ölçümleri alınmış ve bu ölçümler bina dışından alınan bir profil MASW tomografi ölçümü ile karşılaştırıldığında yapı altında bulunan zeminin bina dışında bulunan zemine göre daha yüksek kayma dalgası hızına sahip olduğu belirlenmiştir.

Alanda 7 profil boyunca bina içinde, 1 profil bina dışında uygulanan MASW tomografi etütlerinden elde edilen sonuçlara göre V_{s30} parametresi, bina altında 260m/s-364m/s aralığında ve ortalaması 303m/s, bina dışında yapılan çalışmada 195m/s olarak hesaplanmıştır.

2.3. Depremsellik

İnceleme alanı depremselliği ile bilgilere ve analizlerde kullanılan deprem kayıtlarına Doç. Dr. Serdar Soyöz tarafından Boğaziçi Üniversitesi'nde hazırlanan "Depremsellik ve Deprem Kaydı Seçimi Hakkında Teknik Rapor" adlı dokümandan ulaşılmıştır. Bu rapor içerisinde farklı tekerrür süreli yer hareketi düzeyleri için Eşit Tehlike Spektrumları oluşturulmuştur. Analizlerde kullanılan deprem düzeyi olan 475 yıl tekerrür süreli deprem düzeyi için elde edilen Eşit Tehlike Spektrumununun, TBDY içerisinde tariflenen yöntemlerle elde edilen Tasarım Spektrumununun %90'ı ile karşılaştırılması Şekil 5 içerisinde verilmektedir.

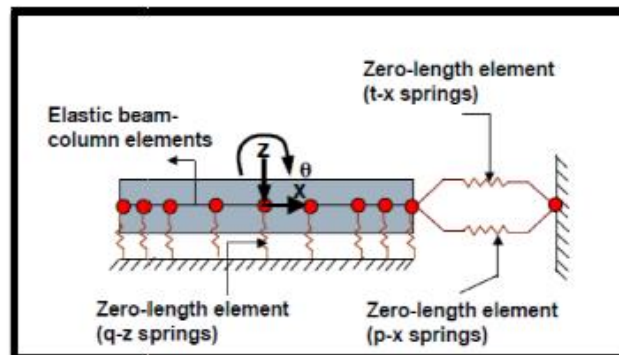


Şekil 5. Eşit Tehlike ve Tasarım Spektrumu karşılaştırılması (475 yıl)

Eşit Tehlike Spektrumuna uygun şekilde 11 adet deprem kaydı seçilmiş ve farklı tekerrür sürelerine uygun ölçeklendirme katsayıları belirlenmiştir.

3. SAHA ZEMİNİ DAVRANIŞ MODELİ VE ANALİZLER

Yapı-zemin etkileşimi modelini oluşturmak için "Beam on Nonlinear Winkler Foundation" yaklaşımı kullanılmıştır (Harden vd, 2005; Gajan vd, 2007). Bu yaklaşımda düşey hareket q-z adlı doğrusal olmayan bağlantı elemanlarıyla temsil edilmektedir. Yatay yönde bulunan t-x ve p-x lineer yayları, sırasıyla temel-zemin arasındaki sürtünmeyi ve temel derinliği boyunca zemin basıncını temsil etmektedir.



Şekil 6. Yapı-zemin etkileşim modeli (Gajan vd., 2007)

Yapılacak analizler sonucunda hesaplanması hedeflenen düşey deformasyonları temsil edeni bağlantı elemanlarını (q-z) tanımlayabilmek için zeminin azami taşıma kapasitesi (q_{ult}) aşağıdaki formül ile 528kPa olarak belirlenmiştir.

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} \quad (3.1)$$

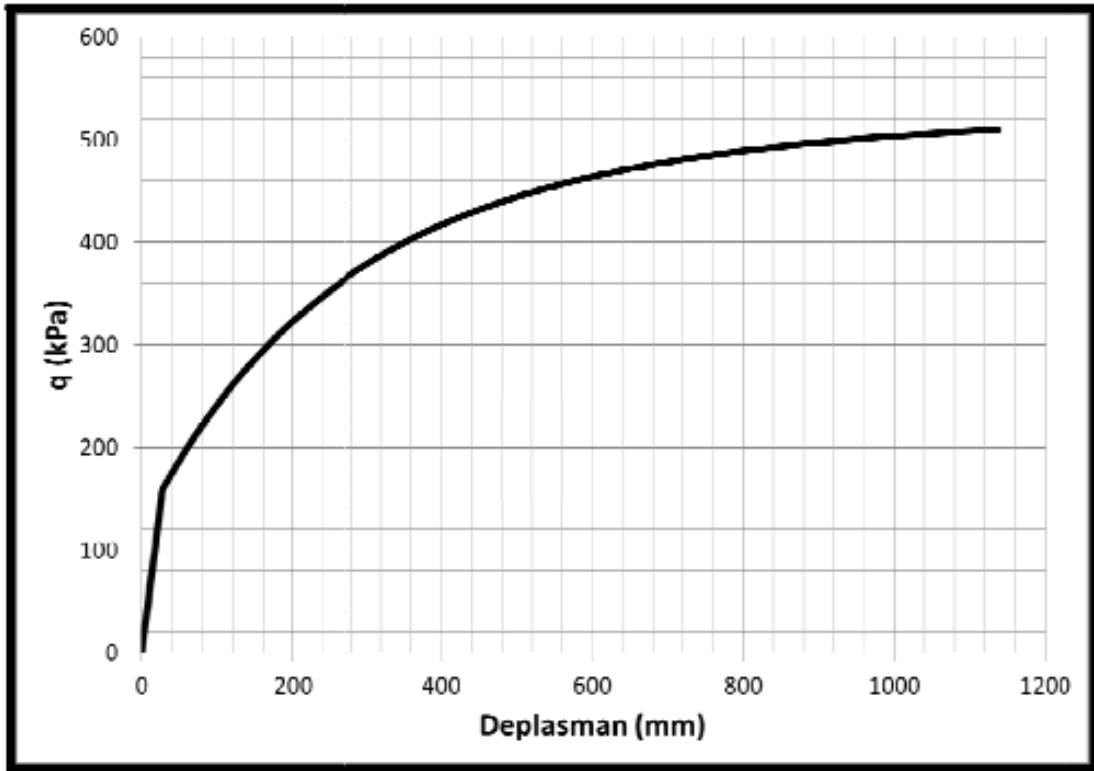
Azami taşıma kapasitesinin belirli bir oranının gerilme(q)-deformasyon(z) grafiğinin lineer davranış sınırı (q_0 , akma sınırı) olarak kabul edildiği ve akma sonrası davranışın non-lineer kabul edildiği bu yaklaşımda malzeme davranışı (backbone curve), bu iki farklı davranış bölgesi ile tanımlanmaktadır. Bu davranış grafiğinde akma öncesi lineer bölgenin sınırı;

$$q_0 = C_r q_{ult} \quad (3.2)$$

Akma sonrası davranış ise;

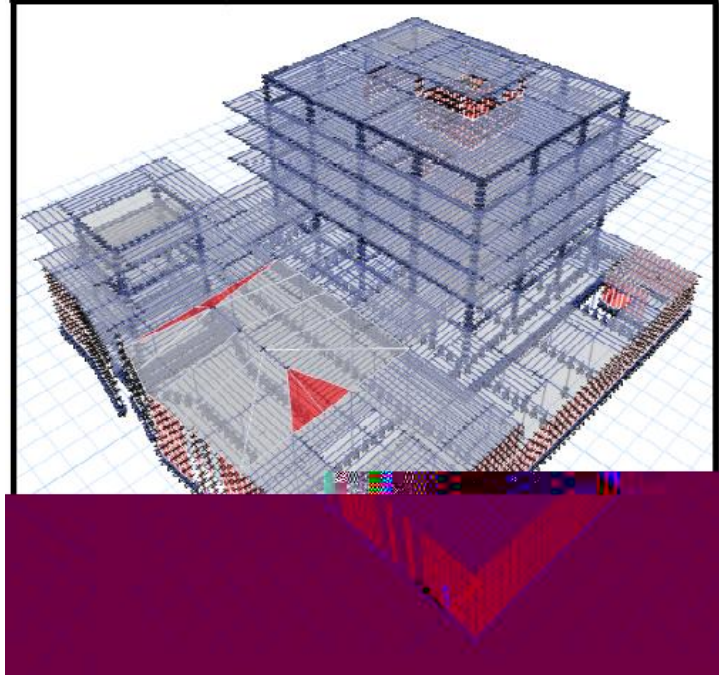
$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) x \left[\frac{c z_{50}}{c z_{50} + |z - z_{0p}|} \right]^n \quad (3.3)$$

Denklemleri ile tanımlanmaktadır. Bu doğrultuda yapılan analizlerde q-z bağlantı elemanlarının davranışı, $C_r=0.3$, $n=5.5$ ve $c=12.3$ kabulü ile aşağıdaki Şekil 7 içerisindeki gibi elde edilmiştir (Harden vd, 2005; Gajan vd, 2007).



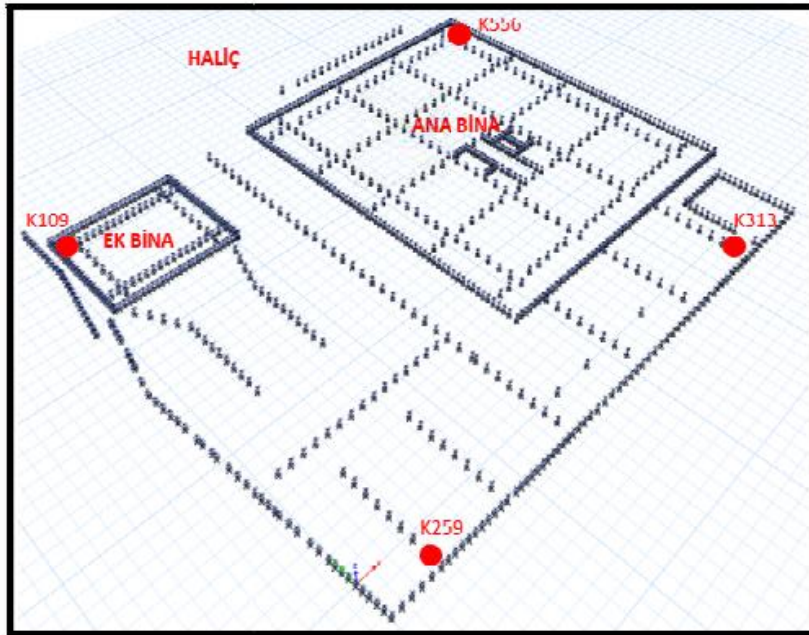
Şekil 7. Q-Z non-lineer bağlantı elemanı davranışı

Yapının deprem sonrası rijit cisim olarak dönmesini hesaplamak için ETABS yazılımı kullanılmıştır. Yapı alanında açılan araştırma çukurları, iletilen eski dokümanlar ve yer radarı çalışmalarının hepsi yapı temellerinin kolonlar altında sürekli temeller olduğunu göstermektedir.



Şekil 8. Yapının 3 boyutlu bilgisayar modeli

Yapının rijit cisim olarak dönmesini hesaplamak için yaklaşım şu şekildedir; yapının ETABS modelinde temel altına non-linear bağlantı elemanları yerleştirilmiş, Şekil 5'te verilen spektrumla uyumlu seçilen 11 adet deprem verisi altında zaman tanım alanında analizler yapılmış ve Şekil 9 içerisinde gösterilen, yapının dört köşesinde bulunan K109 ve K259 ile K313 ve K556 bağlantı elemanlarında oluşan deplasmanların arasındaki deplasman farkının yatay uzaklığa bölünmesi ile rijit cisim olarak dönme açıları belirlenmiştir.



Şekil 9. Temel altına yerleştirilen bağlantı elemanları

4. SONUÇLAR

Yapılan analizler sonucunda aşağıdaki Çizelge 2 içerisinde verilen maksimum ve kalıcı dönme miktarları farklı deprem verileri altında gerçekleştirilen analizler sonucunda elde edilmiştir.

Çizelge 2. Analiz sonuçları

Deprem Kaydı	En Büyük Dönme (rad)		Kalıcı Dönme (rad)	
	Link(259-109)	Link(313-556)	Link(259-109)	Link(313-556)
165	2.77E-03	5.11E-03	1.14E-03	1.96E-03
266	2.84E-03	4.48E-03	1.13E-03	1.88E-03
721	4.09E-03	6.39E-03	1.60E-03	2.43E-03
862	2.26E-03	3.52E-03	0.66E-03	1.42E-03
931	3.52E-03	4.41E-03	1.71E-03	2.13E-03
1158	3.00E-03	5.68E-03	1.25E-03	2.18E-03
1605	2.13E-03	3.99E-03	0.88E-03	1.71E-03
1762	2.21E-03	3.85E-03	1.05E-03	1.69E-03
2714	2.43E-03	3.38E-03	0.57E-03	0.90E-03
5991	3.20E-03	4.73E-03	1.01E-03	1.87E-03
6901	2.86E-03	4.08E-03	1.29E-03	1.82E-03
Ortalama	2.85E-03	4.51E-03	1.12E-03	1.82E-03

Elde edilen sonuçlar, binada rijit cisim olarak deprem sırasında 4.51×10^{-3} radyan en büyük dönme ve deprem sonrasında 1.82×10^{-3} radyan seviyesinde kalıcı dönme olacağını göstermektedir. Bu iki değer de ana binanın altında ve Haliç doğrultusunda olacağı gözlemlenmiştir. Daha alışılmış bir şekilde ifade etmek gerekirse kalıcı dönme miktarı yaklaşık olarak 1/550, deprem sırasında oluşacak maksimum dönme miktarı yaklaşık 1/220 mertebesinde hesaplanmıştır.

KAYNAKLAR

- Peynircioğlu, H., (1976), Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilité Sorunları, Boğaziçi Üniversitesi Haliç Sorunları ve Çözüm Yolları Ulusal Sempozyumu.
- Gajan S., Hutchinson T., Kutter B. L., Raychowdhury P., Ugalde J. A., Stewart J.P., (2007), Numerical Models for Analysis and Performance-Based Design of Shallow Foundations Subjected to Seismic Loading, PEER Report 2007/04
- Harden C., Hutchinson T., Martin G.R., Kutter B.L., (2005), Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundation”, PEER Report 2005/04
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

NUMERICAL INVESTIGATION ON PILE GROUP EFFICIENCY EMBEDDED IN SOFT CLAY

YUMUŞAK KİLDE VERİLEN YAZI GRUBU VERİMLİLİĞİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEME

Abdelkrim FERCHAT¹, Sadok BENMEBAREK*¹ and Mohamed Nabil HOUHOU¹

ABSTRACT

In this paper, numerical computations using FLAC^{3D} code are carried out to investigate the group of piles efficiency based on the load-settlement response in soft clay conditions, considering several pile configurations. The results indicate that the efficiency of the group of piles was greater for small pile number and large pile spacing and that the increasing of pile spacing has positive effects on group of piles efficiency. The coefficients efficiency (c_g) of the group of piles obtained from this numerical study were often lower than unity for all group of piles configurations considered in these analyses. Based on the present results, a new c_g formula was proposed, which compares very well with numerical results.

Keywords: Pile group; Soft clay; FLAC^{3D}.

ÖZET

Bu çalışmada, çeşitli kazık konfigürasyonları göz önünde bulundurularak, drenajlı yumuşak kil koşullarında yük-oturma tepkisine dayanan kazık grubu verimliliğini araştırmak için FLAC3D yazılımı kullanılarak sayısal analizler yapılmıştır. Sonuçlar, kazık grubu verimliliğinin, daha az kazık sayısı ve büyük kazık aralığı için daha büyük olduğunu ve kazık aralıklarının artmasının, kazık grubunun verimliliği üzerinde olumlu etkileri olduğunu göstermektedir. Bu kapsamda yapılan sayısal analiz sonuçlarından elde edilen kazık grubu verimlilik katsayıları (c_g), bu analizlerde dikkate alınan tüm kazık konfigürasyonlarında birden daha düşük olmuştur. Mevcut sonuçlara dayanarak, sayısal analiz sonuçları ile çok iyi örtüşen yeni bir c_g formülü önerildi.

Anahtar Kelimeler: Kazık grubu; Yumuşak kil; FLAC^{3D}.

1. INTRODUCTION

Usually, the shallow foundations may be responded to the design criteria of the geotechnical foundations (an adequate bearing capacity and an acceptable amount of settlements). However, in such case as in inappropriate soil conditions and high applied load, the need to transfer of applied load to deeper and appropriate soil is indispensable. The foundation solution is therefore to build deep foundations.

¹ NMİSSI Laboratory, Biskra University, BP 145 Biskra 07000, Algeria

Abdelkrim FERCHAT, Sadok BENMEBAREK and Mohamed Nabil HOUHOU

A deep foundation is designed to transmit forces to the surrounding ground to a significant depth, usually exceeding ten diameters. The deep foundations are often and basically a group of piles where, in practice, piles are always driven or bored friction pile by group. The influence of this vicinity on the load capacity of each pile in the group of piles and on the settlement of the whole should be studied. The behavior of a group of piles may be is different from that of isolated pile and the limit vertical load of a group of n piles (Q_{GP}) may be less than n times the limit load (Q_{SP}) of an isolated pile working under the same conditions. The characterization of the group effect is done through the coefficient of efficiency of bearing capacity of group of piles (c_g) which is defined as a ratio of the limit vertical load of a group of n piles to n times the limit vertical load of an isolated pile.

A few numbers of investigations have been conducted to define the value for the c_g (Vesic, 1969; Brand et al., 1972; Briaud et al., 1989). The almost experimental evaluations of c_g value are donned dependably on the ground conditions or on the pile installation method as it's reported by de Sanctis and Mandolini, (2006), $c_g = 1$, for driven piles and smaller values for bored friction piles for loose to medium dense sand. In clay soils, c_g is often lower than unity. However, the efficiency coefficient is also depending on the piles number and spacing (Frank, 1999). A numerical investigation should be carried out to study the piles number and spacing effects on the efficiency of group of piles embedded in soft clay conditions.

In this context the present study focuses on the evaluation of pile group efficiency based on the load-settlement response, considering several pile configurations by using the code FLAC^{3D} (Itasca, 2012). The main goal is to determine the effects of number of piles and their spacing on the freestanding pile group performance embedded in soft soil conditions. A new formula of the coefficient of group of piles efficiency is proposed in this paper.

2. NUMERICAL ANALYSIS

The numerical analyses were carried out using the code FLAC^{3D} to investigate the load capacity behavior of GP embedded in soft clay conditions. To reduce the size of the model, the advantage of the problem symmetry in both x and y axes is considered. So, only a quarter of the whole mesh was modeled. The numerical model consists of a foundation modeled with solid elements embedded in the ground volume with unaffected boundary conditions. The contact between piles and the surrounding soil was simulated using an interface element. The interface element was assumed as able to slip (Lee et al., 2010). Figure 1 shows a typical mesh used in this numerical study. Based on the preliminary computation results obtained, a length of the continuum of 8 times the raft width ($8 \times Br$), and a depth of 2 times the pile length ($2 \times L$) were assumed in this numerical study.

Three pile configurations were considered, including 2×2 , 3×3 and 4×4 , for each pile configuration four pile spacing (S_p) were examined, $S_p = 3d$, $4d$, $5d$, and $6d$ (d is the pile diameter). The length (L) and diameter (d) of all piles were 12 and 0.5 m, respectively. The raft is 1 m above the soil surface.

NUMERICAL INVESTIGATION ON PILE GROUP EFFICIENCY EMBEDDED IN SOFT CLAY

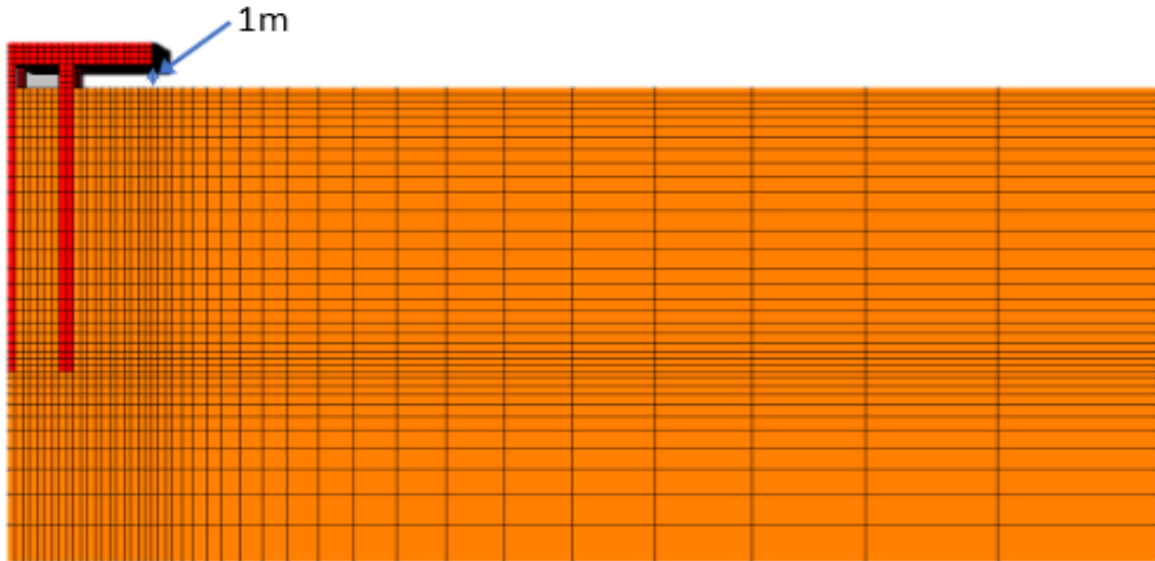


Figure 1. Side view of mesh used in FLAC^{3D} for 3×3 pile configuration

The properties of the homogeneous soft clay and the elastic properties of foundations are plotted in Table 1. The material properties of the soft clay were adopted from reference values as reported by Nguyen (2008). The structural foundation was based on general concrete material parameters. The response of the group piles was focusing on the long-term conditions. The soft clay was simulated using the Mohr-Coulomb model, which requires lesser input parameters. The parameters required for a Mohr-Coulomb model consisted of cohesion, soil friction angle, Young's modulus and Poisson's ratio. The elastic model was used to simulate the structural component.

Table 1. Material parameters used in the analyses.

	Model	E (MPa)	c'(kPa)	φ (°)	ν	γ (kN/m ³)
Foundation	Elastic	30 000	-	-	0.2	25
Soft clay	Mohr-Coulomb	4.8	15	31	0.3	14

The loading was simulated by imposing a vertical velocity. Then, the load taken by the piles was obtained by summing the vertical reaction of the displaced nodes belonging to the piles head. As the level of errors in such calculation scheme depends on the applied velocity, preliminary simulations have been carried out, by testing the magnitude of the applied velocity. The downward velocity of 10⁻⁸ m/s was chosen. Because of the large amount of time required to account for material and geometrical nonlinearity, the settlement achieved in this analysis was $s = 20\% d$.

3. RESULTS AND DISCUSSION

The load- settlement curves of group of 4 piles and 16 piles for different pile spacing and using 4 and 16 times single pile load response is shown in Fig. 2. From Fig. 2 (a), in which the load-normalized settlement curves of group of 16 piles and using 16 times single pile

Abdelkrim FERCHAT, Sadok BENMEBAREK and Mohamed Nabil HOUHOU

load response are illustrated, it can be seen that the load carrying capacity of group of 16 piles was lower than that of 16 times single pile for the entire settlement range and for all pile spacing considered in this study. However, it should be mentioned that increasing of S_p has a positive effect on pile group efficiency as it is shown in this figure. The load carrying capacity obtained from the group of 16 piles gets closer to that of 16 times single pile as pile spacing became largest. Nevertheless, for the case of $n = 4$, the load carrying capacity of group of 4 piles and 4 times single pile load show nearly a identical close, with a slight difference in the initial settlement range depending on S_p values ($s/d \leq 6\%$) as it is shown in Fig. 2 (b). Moreover, it can be noted that the S_p effect was significant for higher n values. The efficiency of pile group embedded in soft clay was greater for the small piles number and large pile spacing. However, the load carrying capacity of pile group increase with increasing of piles number. Wherever, the load carrying capacity of group of 16 piles at the wider spacing considered in this study ($S_p = 6d$) and at settlement level of $10\% d$ approximately was of about 37% and 70% higher than that of group of 9 piles and 4 piles, respectively, at the same S_p and s .

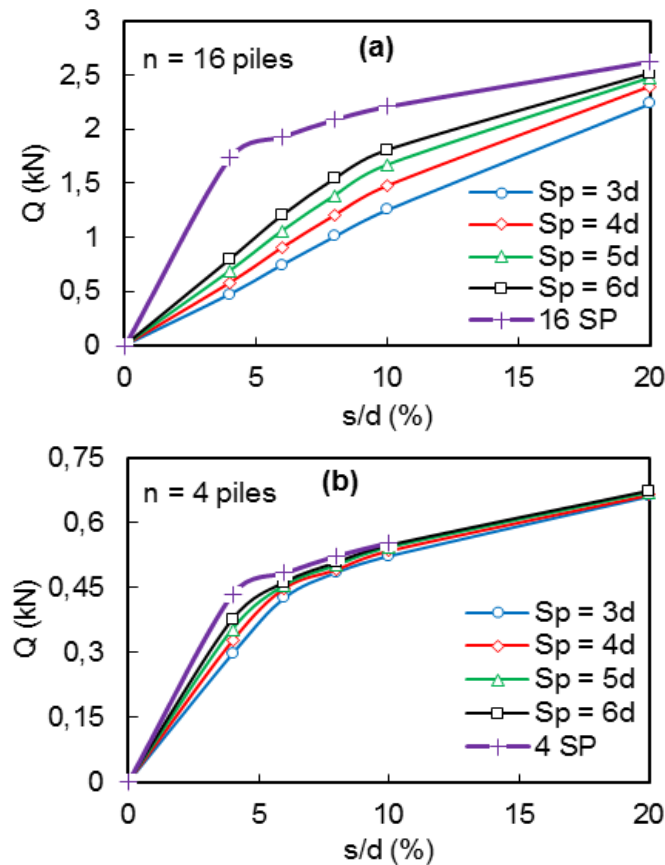


Figure 2. Load-settlement curves of group of 16 and 4 piles for different pile spacing and using 16 and 4 times single pile load response

The coefficient of efficiency c_g values of the group of piles were computed from the present results obtained from the code FLAC^{3D} and presented in Fig.3. In order to compare those numerical results with those calculated from the published formula of the coefficient c_g available in the literature. On the regulatory plan, the formula of Converse-Labarre (Eq. 1) was recommended applicable for identical, vertical and regularly spaced piles, gives c_g as a function of the geometric parameters of the group, as follows:

NUMERICAL INVESTIGATION ON PILE GROUP EFFICIENCY EMBEDDED IN SOFT CLAY

$$c_g = 1 - 2 \frac{\arctg\left(\frac{d}{Sp}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (1)$$

where m and n are the number of rows and the number of piles per row, respectively. For the case considered in this numerical study $m = n$ so the Converse-Labarre formula (Eq. 1) can be rewritten as follows:

$$c_g = 1 - 4 \frac{\arctg\left(\frac{d}{Sp}\right)}{\pi} \quad (2)$$

The c_g values calculated from Converse-Labarre formula (Eq. 2) are plotted in Fig.3 as well as those obtained from the formula proposed by McCabe and Lehane (2006) (Eq. 3). They also suggested a conception for c_g as a function of the geometric parameters of the group of piles as follows:

$$c_g = \frac{\left(\frac{B_g}{B_p}\right)^{0.66}}{n} \quad (3)$$

where B_g and B_p are the diameter of pile envelope of the group piles and diameter of the pile, respectively.

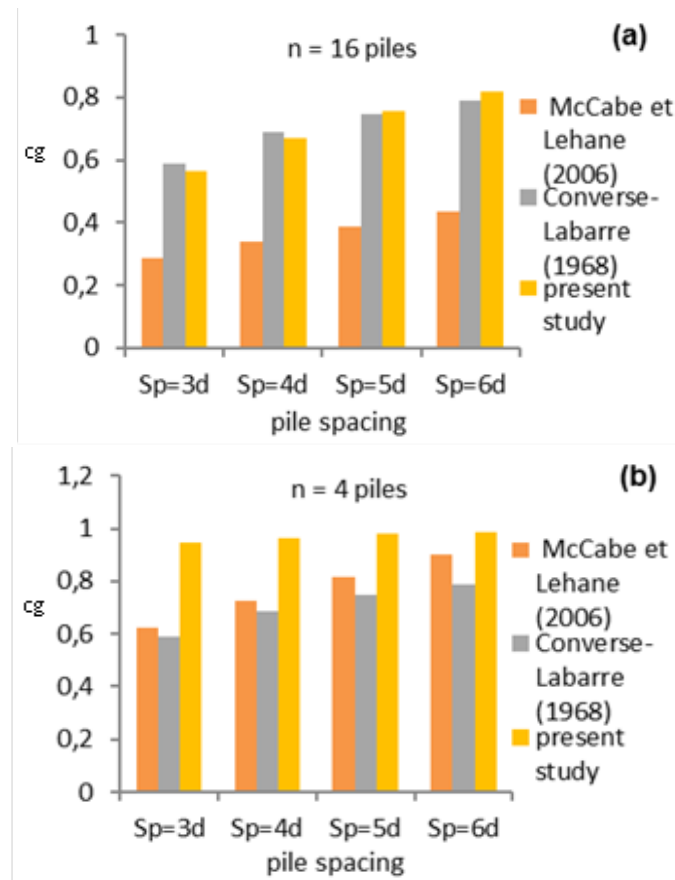


Figure 3. Comparison of c_g values calculated from the present study, Converse-Labarre formula (Eq. 2), and the formula proposed by McCabe and Lehane (2006) (Eq. 3) for different pile spacing

Abdelkrim FERCHAT, Sadok BENMEBAREK and Mohamed Nabil HOUHOU

Using Fig.3 (a), the results obtained from code FLAC^{3D} were in good close to those calculated from the Converse-Labarre formula (Eq. 2). However, it can be seen that a considerable difference was observed with c_g values calculated from the formula proposed by McCabe and Lehane (2006) (Eq. 3), which presents the lowest values. Nonetheless, as pile number decrease as the c_g values obtained from the present numerical study are approaching to those attained from the formula of McCabe and Lehane (2006) (Eq. 3), and as are distancing from those calculated of Converse-Labarre formula (Eq. 2). In which this later gives the lower values as it is shown in Fig. 3 (b). It can be noted that the coefficient c_g had been often lower than unity for all pile group configurations considered I n this numerical study.

In order to find the suitable mathematical formula of c_g , with the help of a nonlinear least-squares method, the expression for c_g was defined as shown in the Eq. (4). The analysis was carried out by minimizing the mean square error between the proposed model and the numerical data.

$$c_g = -12.68 \left(\frac{S_p}{d \times n} \right)^{0.22} + 26 \left(\frac{S_p}{d \times n} \right)^{0.1} - 12.35 \quad (4)$$

This proposed analytical equation of the c_g is represented in Fig. 4. It can be noted that the proposed c_g is efficient for calculating the ultimate bearing capacity of group of piles foundations embedded in soft clay subjected to vertical loads.

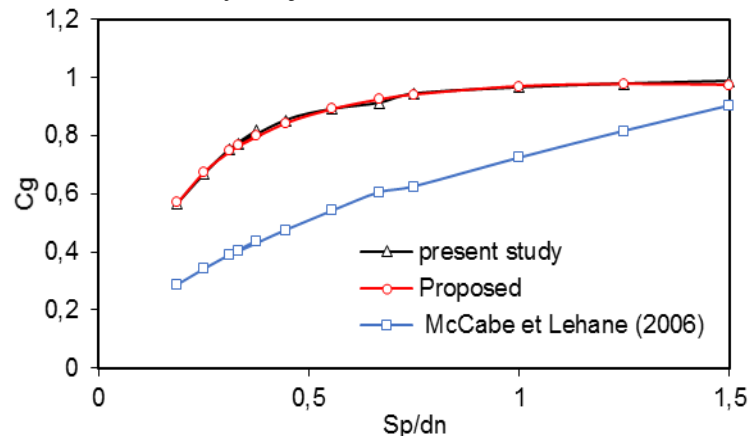


Figure 4. Comparison of c_g values calculated from the numerical simulation, proposed formula and that proposed by McCabe and Lehane (2006)

The stress distributions beneath the piles is represented by contours of the contour of vertical stress for the case of 9 piles as it is shown in Fig. 5. It can be seen that the group of piles with $S_p = 3d$ works as a block but with increasing of pile spacing, the stress distributions becomes to be similar to that of the isolate pile. This is in good agreement with some experimental studies (Terzaghi and Peck 1967). Similar results and trends are observed for others case studied in this analysis.

NUMERICAL INVESTIGATION ON PILE GROUP EFFICIENCY EMBEDDED IN SOFT CLAY

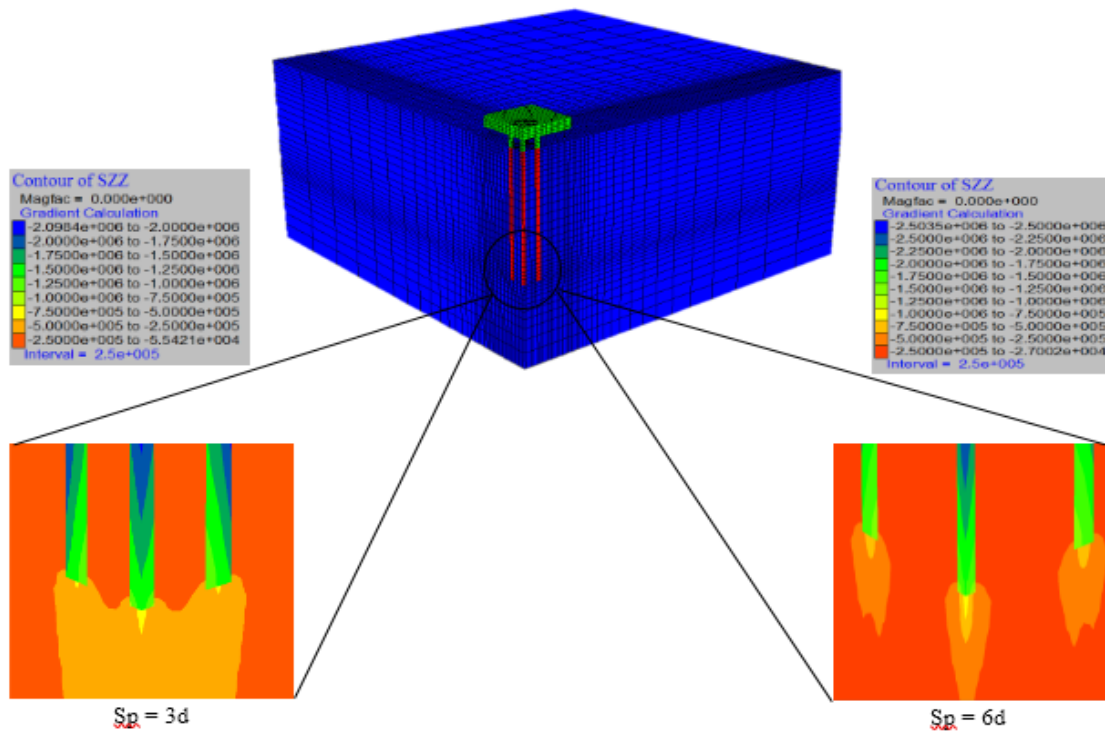


Figure. 5 Stress distributions for group of 9 piles at settlement level of 20% d

4. CONCLUSION

The code FLAC^{3D} was used in this study to evaluate the coefficient of efficiency of group of piles foundation subjected to vertical loads and embedded in soft clay conditions. Based on the numerical analyses results presented in this paper and within the range of the parameters tested, we can reach the following conclusions:

- The efficiency of pile group was greater for the small n and large S_p ;
- The S_p effect was significant for higher n ;
- The load carrying capacity of the group of piles increases with the increase of n ;
- The piles number is the major significant affected parameter on the group of piles performance;
- The coefficient c_g was often lower than unity for all pile configurations considered in this numerical study;

Based on the present finite difference analysis results, a new c_g formula was proposed, which compares very well with numerical results at least in the case of soft clay conditions with a configuration up to 16 piles.

REFERENCE

- Vesić, A., "Experiments with instrumented pile groups in sand", In Performance of deep foundations, ASTM International, 1969.
- Brand, E.W., Muktabhant, C. and Taechathummarak, A., "Load tests on small foundations in soft clay", In Performance of Earth and Earth-Supported Structures, pp. 903, 1972, ASCE.



Abdelkrim FERCHAT, Sadok BENMEBAREK and Mohamed Nabil HOUHOU

- Briaud, J.L., Tucker, L.M. and Ng, E., “Axially loaded 5 pile group and single pile in sand”, Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 1121-1124, 1989, Balkema Rotterdam.
- de Sanctis, L. and Mandolini, A., “Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132 (12), pp. 1600-1610, 2006.
- Frank, R., “Calcul des fondations superficielles et profondes”, Techniques de l'Ingénieur et Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, pp. 142, 1999.
- Lee, J., Kim, Y. and Jeong, S., “Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay”, Computers and Geotechnics, Vol. 37, pp. 103-114, 2010.
- Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. ITASCA Consulting Group, Inc, Minneapolis, 2012.
- Nguyen, N.T., “Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles”, Doctoral dissertation, Laboratoire Sols, Solides, Structures-Risques; IP Grenoble, 2008.
- McCabe, B.A. and Lehane, B.M., “Behavior of axially loaded pile groups driven in clayey silt”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132(3), pp. 401-410, 2006.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B., “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley, NewYork. 729, 1967.



**ZEMİN
YAPILARI,
ŞEVLER VE
HEYELANLAR**

8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

DEVREK (ZONGULDAK) HEYELANI FORMASYON ÖZELLİKLERİNİN DURAYLILIĞA ETKİSİ

THE EFFECT OF THE FORMATION PROPERTIES OF DEVREK
(ZONGULDAK) LANDSLIDE ON STABILITY

Hüseyin MUNGAN^{*1}, Bülent HANER², Veli AKARSU³, Ayşe Bengü SÜNBÜL⁴ ve Cengiz
TEMİZ⁵

ABSTRACT

In this study, the landslide risk zone in Devrek district of Zonguldak province has been investigated in terms of geotechnical engineering. The landslide is located 57 km south of Zonguldak in Devrek district. The landslide that took place moved towards Çomaklar creek which was connected to Devrek stream by taking Karşıyaka neighborhood into it. It has 3 main masses and channel structures as the formation mechanism. In this study, soil samples taken from the field were analyzed by XRD and XRF methods and the type of flowing mass was determined. The study area was modeled with finite element (Plaxis 2D) and limit equilibrium (Geo5) methods. In addition, the Factor of Safety (FS) of the landslide slope was determined and slope stability was investigated. According to the results of the analysis, the region where the Devrek-Ereğli highway, which corresponds to the crown and the central part of the landslide, was identified as a risky region. In the model, it was seen in the analyzes that the flow of the ground mass flowing in the section of the motorway. In the limit equilibrium method, the safety coefficient value on the slope in the static state was found to be 0.50. When the landslide area is examined in the light of all the data obtained, it is observed that the landslide risk continues and still poses a danger for the settlements. In this study, improvement studies that can be applied to landslide area are also discussed.

Key words : Finite element method, Static-dynamic landslide stability analysis, X-Ray Diffraction method and clay mineral.

*¹Öğr. Gör., Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, hmungan2005@gmail.com

²Dr. Öğr. Üyesi, Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, b.haner@gmail.com

³Dr. Öğr. Üyesi, Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, veli.akarsu@gmail.com

⁴Dr. Öğr. Üyesi, Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, absunbul@beun.edu.tr

⁵Öğr. Gör., Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, cengiztemiz@beun.edu.tr

ÖZET

Bu çalışmada Zonguldak ili Devrek ilçesi sınırları içerisinde yer alan heyelan riski taşıyan bölge geoteknik bakımdan incelenmiştir. Heyelanın gerçekleştiği yer, Devrek ilçesi Zonguldak ilinin 57 km güneyinde bulunmaktadır. Meydana gelen heyelan, Karşiyaka mahallesini içine alarak Devrek çayına bağlanan Çomaklar deresine doğru hareket etmiştir. Oluşum mekanizması olarak 3 ana kütle ve kanal yapısına sahip olup, konum olarak kaymanın gerçekleştiği ana kütle, yaklaşık 700 m uzunluğunda, ortalama 110 m genişliğinde ve 5.0–23.0 m derinliğinde olup, bu kütle hacmi ise yaklaşık 1 100 000 m³ tür. Bu çalışma doğrultusunda, araziden alınmış zemin numuneleri XRD ve XRF yöntemleriyle analiz edilerek, akan kütlemin mineralojik özellikleri belirlenmiştir. Heyelan gözlenen alanın taç kısmından topuk kısmına kadar boy kesiti çıkartılarak, çalışma alanı, sonlu elemanlar (Plaxis 2D) ve limit denge (Geo5) yöntemleri ile modellenmiştir. Ayrıca heyelan yamacının Güvenlik Sayısı (GS) belirlenerek yamaç duraylılığı araştırılmıştır. Analiz sonuçlarına göre, heyelanın taç ve orta kısmına denk gelen Devrek-Ereğli karayolunun olduğu bölge riskli bölge olarak tespit edilmiştir. Modelde Otoyolun geçtiği kısımda zemin kütleminin aktığı analizlerde görülmüştür. Limit denge yönteminde, statik durumda yamaçtaki güvenlik katsayısı değeri 0.50 olarak bulunmuştur. Heyelan bölgesi elde edilen tüm veriler ışığında incelendiğinde, heyelan riskinin devam ettiği ve yerleşim yerleri için hala tehlike barındırdığı gözlenmiştir. Bu çalışmada ayrıca heyelan bölgesine uygulanabilecek iyileştirme çalışmaları da tartışılmıştır.

Anahtar kelimeler: Sonlu elemanlar yöntemi, heyelan duraylılık analizi, XRD ve kil mineralleri.

1. GİRİŞ

Heyelanlar, toprak, taş veya bunların karışımlarından oluşan bir zeminin ya da çeşitli kayaların, bir yüzey üzerinde yer çekimi etkisiyle düşey yönlü hareket etmesi olarak tanımlanabilir (Brabb, 1989). Karmaşık bir doğa olayı olan heyelanlar, eğimli yerel yeryüzü parçalarında oluşan büyük ve/veya küçük kütle hareketleridir. Heyelanlar, oluşumları itibariyle deprem, yoğun yağış veya hızlı kar erimesi gibi doğa olayları sonucunda tetiklenebileceği gibi, mühendislik projelerinin araziye uygulanmasından oluşmuş yapay şevlerden dolayı da harekete geçebilirler.

Bu araştırma kapsamında Zonguldak'ın Devrek ilçesi sınırları içerisinde yer alan ve heyelan riskli bölge olarak belirlenen bölge, geoteknik, jeodezik, vs. veriler ile önce sayısal bir modeli tasarlanmıştır. Sonra, heyelanın taç kısmından topuk kısmına kadar boy kesiti çıkartılarak, çalışma alanı sonlu elemanlara dayalı program olan “Plaxis 2D” ve limit denge yöntemine göre “Geo5” yazılımları kullanılarak dinamik yükler altındaki davranışı analiz edilmiştir. Ayrıca XRD yöntemiyle heyelan bölgesi malzemesinin mineralojik içerikleri belirlenmiştir.

2. DEVREK HEYELAN BÖLGESİNİN İNCELENMESİ

İnceleme alanı Zonguldak, Batı Karadeniz risk bölgesinde yer almakta olup, batıda Düzce doğuda Bartın illeri ile komşu durumundadır. İlin genel topoğrafyası incelendiğinde, denizden karaya doğru hareket edildiğinde topoğrafya sarp (dik) bir şekilde yükselmektedir. Topoğrafyanın elverişsiz olmasından dolayı bölgede 19. yüzyıl öncesine ait şehirleşme kanıtlarına ulaşılamamıştır (Arca vd., 2011). 1848'de resmi olarak taşkömürü madenlerinin işletmeye açılmasıyla, bölgede nüfus giderek artmış, bununla birlikte plansız ve kaçak yapılaşmalar çoğalmıştır. Zonguldak ili ayrıca kömür havzası olması sebebiyle, kömürün yüzeye çıkartılmasından sonra yer içinde oluşan boşluklara bağlı olan zemin hareketleri (tasman vb.) nedeniyle riskler barındırmaktadır.

Heyelanın gerçekleştiği Devrek ilçesi Zonguldak ilinin 57 km güneyinde yer almaktadır. Meydana gelen heyelan Karşıyaka mahallesini içine alarak Devrek çayına bağlanan Çomaklar deresine doğru hareket etmiştir (Şekil 1). Oluşum mekanizması olarak 3 ana kütle ve kanal yapısına sahip olup, konum olarak kaymanın gerçekleştiği ana kütle, yaklaşık 700 m uzunluğunda, ortalama 110 m genişliğinde ve 5.0–23.0 m derinliğinde olup, bu kütle hacmi ise yaklaşık 1 100 000 m³ tür.



Şekil 1. Türkiye heyelan haritası üzerinde Zonguldak ili ve inceleme alanı (Duman vd., 2006)

İlk olarak 2015 yılının Mart ayında harekete geçen Devrek Heyelanı (Kuzey-Batı Türkiye) boyutu ve hareketi nedeniyle yerleşim alanlarına etki etmiş, biri okul binası olmak üzere 30'un üzerindeki binayı kullanılamaz hale getirmiştir (Kızıroğlu, 2016). Aynı zamanda, yapım aşamasındaki Devrek-Ereğli Karayoluna da zarar vermiştir (Şekil 2). Bununla birlikte, heyelan bölgesi içerisinde yer alan Karşıyaka Mahallesinde yaklaşık 200 adet konut tedbir amaçlı boşaltılmıştır.



Şekil 2. Heyelan oluşum mekanizmasının 2011 ve 2015 yıllarına göre değişimi
(Devrek Heyelanı Çalışma Raporu, 2015)

Heyelanın ilk hareketinin etkileri, taç bölgesi olan Nizamlar Köyü yolunun hemen alt tarafındaki bölgede kırılmalar ve kopmalar şeklinde göstermeye başlamıştır. Aynı ay içinde dönem yağışlarının da etkisiyle olgunlaşmaya başlamış olan ana kütle, hareket etmeye başlamıştır. Haziran 2015'ten itibaren hareket oldukça hızlanmış ve günümüzdeki konumuna yakın haline iki aylık bir süre içerisinde gelmiştir (Şekil 4). Devrek heyelanının topuk kısmındaki binalara verdiği zarar güncel fotoğraflarla gösterilmektedir (Şekil 3).



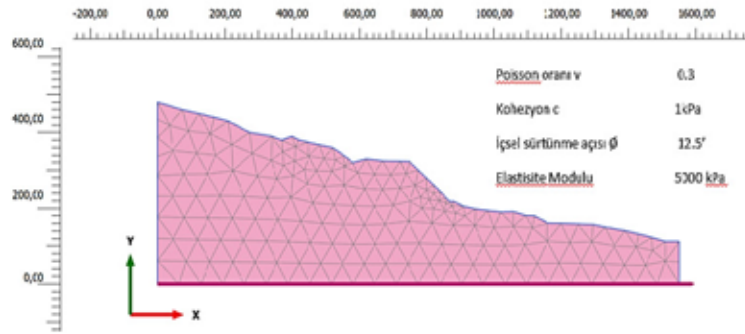
Şekil 3. Heyelanın hasar verdiği yapılar- Karşıyaka mahallesi



Şekil 4. Devrek heyelanı kayma şekli

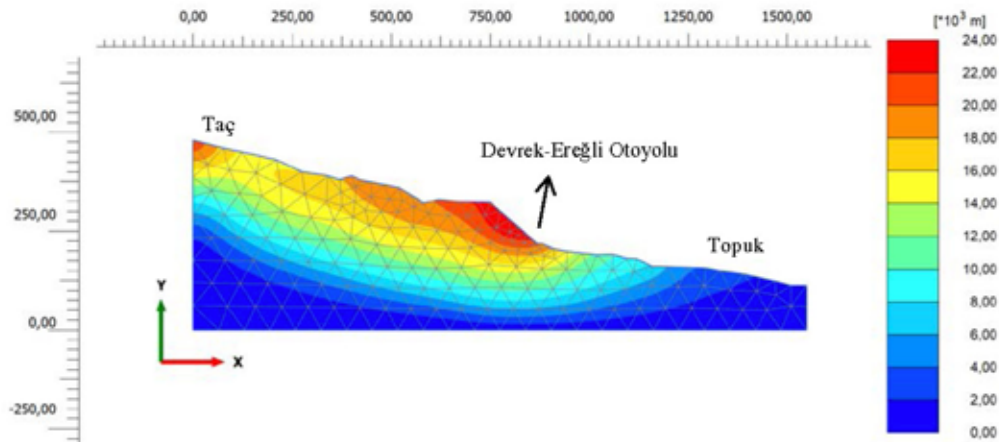
4. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE DEVREK HEYELANI ANALİZLERİ

Bu çalışmada kullanılan Plaxis 2D yazılımında, jeolojik ve jeodezik ölçümler neticesinde belirlenen tek tabakalı zemin profiline, geoteknik parametreler de katılarak, modelleme yapılmıştır. Analizlerde zemin rijitliğinin sabit olarak kabul edilmesiyle, daha hızlı çözümler üretebilen Mohr Coulomb malzeme modeli seçilmiştir (Şengün, 2013). Kurulan sayısal modelimizde, 15 düğüm noktasından oluşan üçgensel elemanlara, yüksek sıklıkta ağ modeli uygulanmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. Sonlu elemanlar yönteminde kullanılan model malzeme parametreleri (Kiziroğlu, vd. 2016).

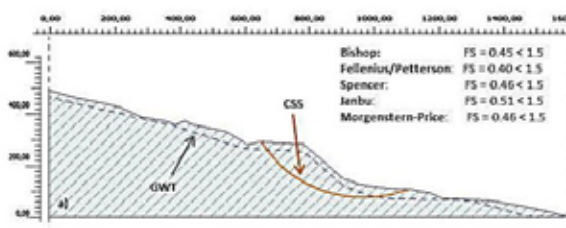
“PLAXIS 2D” yazılımıyla statik durum analizleri yapıldığında, Devrek heyelanının taç ve orta kısmı olan Devrek-Ereğli otoyolunun geçtiği yer riskli bölge olarak belirlenmiştir. Özellikle heyelanın görüldüğü ve otoyolun geçtiği orta kısımdaki bölgede en fazla toplam deformasyonun nerede oluştuğu ve mertebesi görülmektedir (Şekil 6).



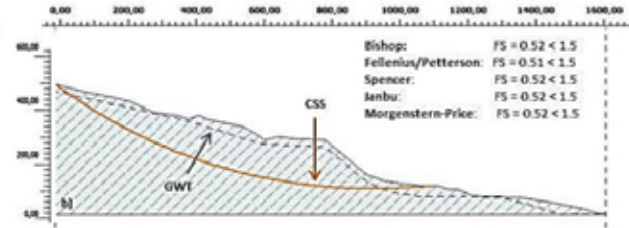
Şekil 6. Statik durum duraylılık analizi

4.3. Devrek Heyelanı Güvenlik Sayısı (GS) Analizi

Mühendislik açısından yamaçlarda Güvenlik Sayısı kavramı (GS) önemli olmaktadır. Bu çalışmada, analiz edilen boy kesit için; "Geo5 V.2017" yazılımında modellenerek, statik ve dinamik durumda yamaçtaki güvenlik sayısı belirlenmiştir. Analiz sonuçlarına göre, statik durumda heyelanın taç ve Devrek-Ereğli otoyolu kesiminde güvenlik sayısı (GS), literatürde geçen sayısal yöntemlere (Bishop, Fellenius/Peterson, Spencer, Janbu ve Morgenstern-Price yöntemleri) göre, 0.40-0.52 aralığında elde edilmiş ve yamaçta $GS < 1$ sınır değerinin altında bulunması dolayısıyla, bu boy kesit güvensiz çıkmıştır (Şekil 7a-7b).



Şekil 7a. Karayolu şev duraylılığı



Şekil 7b. Taç bölgesi şev duraylılığı

5. DEVREK HEYELANI BÖLGESİNDE ARAZİDEN ALINAN TÜP NUMUNELERDE YAPILAN XRD ANALİZ SONUÇLARI

Heyelanın nedenlerinden biri olan zemin malzemesinin özelliklerinin yakından incelenmesi amacıyla, Devrek Belediyesi'nde yaptırılan numune tüpleri ve elimizdeki aletlerle, heyelanın zirve (taç), etek ve topuk bölgelerinden tüp numunesi örnekleri alınmıştır. Numune alınan noktalara ait jeodezik konum koordinatları da (enlem ve boylam) belirlenmiştir. Şekil 8'de heyelan bölgesinde numune alınan yerlerin genel görünüşü ve numune alma işlemleri görülmektedir.

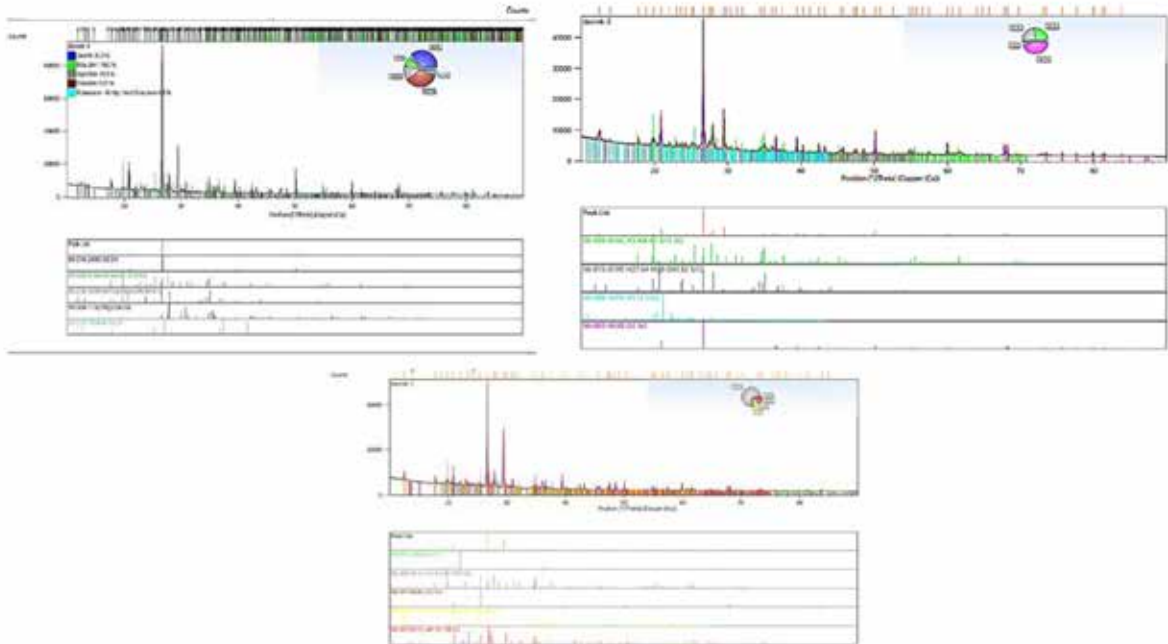




Şekil 8. Devrek Heyelan Bölgesinde Tüp Numunesi Alınan Yerler ve Numune Alma İşlemleri

Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Uygulama Merkezi (ARTMER) X-

ışınları Laboratuvarında, Devrek-1, Devrek-2 ve Devrek-3 diye adlandırılan tüp numunelerin üzerinde yapılan XRD çekimleri sonucu, kitle kaymasında etkili olan malzemelerin cinsi belirlenmiştir. Devrek-1 (Şekil 9a) , Devrek-2 (Şekil 9b) ve Devrek-3 (Şekil 9c) noktalarından alınan, numunelerin içinde bulunan maddelerin % olarak oranları görülmektedir. XRD ve XRF için kullanılan cihaz, Panalytical marka Empyrean modeli 45 kV 45 mA çekim modunda transmission spinner stage donanımıyla 10-90 derece 0.0013 tarama hızında çekim yapılmıştır.



Şekil 9. Heyelanın taç ve topuk kısmından alınan tüp numunelerinin XRD sonuçları

5.1. Devrek-1 Numunesinin XRD ile Bulunan Bileşimi ve Özellikleri

Heyelanın tepe noktasından alınan Devrek-1 zemin numunesinde Şekil 9a'da görüldüğü üzere XRD çekimiyle bulunan minerallerin, % 36,3 Kuvars (SiO_2), % 10 İllit ($(\text{K},\text{H}_3\text{O})(\text{Al},\text{Mg},\text{Fe})_2(\text{Si},\text{Al})_4\text{O}_{10}[(\text{OH})_2,(\text{H}_2\text{O})]$), % 13,5 Sepiolit ($(\text{Si}_{12})(\text{Mg}_9)\text{O}_{30}(\text{OH}_6)(\text{OH}_2)_4 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$), %35,9 Enstatit $\text{Mg}_2(\text{Si}_2\text{O}_6)$ ve % 4,4 Potasyum (K)'dan meydana geldiği görülmüştür.

Ele alınan numunenin bileşiminde kuvars miktarının fazla olması, kumun üst zonlarda yüksek miktarlarda bulunduğu, boyut özellikleri nedeniyle kayma mekanizmasında da etkili olduğu anlaşılmıştır (Haner, 1993).

5.2. Devrek-2 Numunesinin XRD Yöntemi ile Bulunan Bileşimi ve Özellikleri

Etek kısmından alınan Devrek-2 numunesinin, Şekil 9b'deki XRD çekimlerine bakıldığında İllit'in % 26'a çıktığı, Kuvars Kumunun (SiO_2) % 48, sepiolit'in ise % 26 olduğu görülmektedir. Beklendiği gibi bu durum, ayrılmış iki kil grubu mineralinin kayma düzlemi boyunca aşağıya etek bölgesine indiğini ve toplam kil oranının böylelikle toplam % 52'i bulduğunu göstermektedir. Kuvars kumunun da zemin sıvılaşmasına sebep olacak şekilde ince boyutta olması da, Şekil 10'da görülen ve örnek alınan yerde bulunan evin ağırlığını zeminin taşıyamaması nedeniyle zemine gömülmesinden anlaşılmaktadır (Haner, 1993).

Kuvars ince kum ve orta kum boyutları, 75 - 250 μm arasında, olup yuvarlanmaya gömülmeye müsaittir. Şekil 10'daki bina yutan kumdan dolayı eğilmiştir. Bu nedenle üzerine binen ağırlığı taşıyamaz. Çok ince malzemedan meydana gelen kütleyi yerçekiminin etkisiyle, yağmur ve kar sularıyla aktifleşince, kütleyi tutamayarak eteklere doğru yuvarlanmaktadır.



Şekil 10. Devrek-2 Numunesinin alındığı etek bölgesinde zemine gömülmüş bir ev

5.3. Devrek-3 Numunesinin XRD Yöntemi ile Bulunan Bileşimi ve Özellikleri

Heyelanın topuk bölgesinden alınan Devrek-3 numunesinin, Şekil 9c'de görülen XRD çekimlerine bakıldığında İllit'in % 76'ya çıktığı ve bu bölgede bir kil yığılması meydana geldiği anlaşılmaktadır. Ayrıca bu bölgede % 12 Ortoklas $\{K [Al (Si_3O_8)]\}$, % 11 $H_4 Al_{1,99}Mg_{1,961}O_9Si_{1,027}$ formülünde bir alüminyum magnezyum silikat olup, bentonit kili özelliğini taşıyan ve zeminde topaklanmayı engelleyici ve zeminin kolloidal olarak akışkan kalmasını sağlayıcı bir etkisi olmaktadır (Haner, 1993).

6. SONUÇLAR

Bu araştırma kapsamında Zonguldak'ın Devrek ilçesi sınırları içerisinde yer alan ve heyelan riskli bölge olarak belirlenen alan, topoğrafik, geoteknik, jeolojik ve jeodezik olarak incelenerek, sonlu elemanlar ve limit denge yöntemine göre sayısal olarak modellenmiş, şev duraylılık analizi yapılmıştır.

Sonlu elemanlar yazılımıyla, statik durumdaki güvenlik analizi yapıldığında, heyelanın taç ve Devrek-Ereğli Otoyolunun geçtiği orta kısmın riskli olduğu tespit edilmiştir (Şekil 6).

Limit denge yöntemine göre güvenlik analizi değerlendirmesi de yapıldığında, GS'lerin statik durumunda, 0.40-0.52 aralığında değiştiği tespit edilmiştir. Her iki güvenlik sayısı analiz değerlerinin, $GS < 1$ olduğu için, yeterli şev duraylılığının olmadığı görülmüştür (Şekil 7a – 7b).

Yapılan XRD çekimlerine dayanarak elde edilen sonuçların yorumu aşağıda verilmektedir:

Devrek-1 numunesinde kil oranının azlığı, illit ve sepiolit gibi kil minerallerinin oranlarının % 25'i aşmaması, ancak bu miktar kil ve ayrıca ufalanmış kum varlığı, kayma olayının aktif bir şekilde devam edeceğini göstermektedir. Nitekim, yapılan istinat duvarlarında gözlemlenen ayrılmalar ve çatlaklarda kayma aktivitesinin devam ettiği anlaşılmaktadır.

Devrek-2 numunesinin alındığı topuk bölgesinde yüksek oranda ince kum ve kil varlığı, kayma ile birlikte sıvılaşmayı aktifleştirmektedir. Zemine gömülen binanın varlığı bu görüşü güçlendirmektedir (Şekil 10).

Devrek-3 numunesinde ise, topuk kısmına akan yüksek oranda killi malzeme, daha derin zonlara da inerek topuk heyelanı etkisini artırmıştır.

Yapılan arazi çalışmasında, yeraltı su seviyesi yer yer yüzeye çıkarak su birikintileri oluşturduğu görülmüş olup, çamurlu ve bulamaç halindeki su akışının, heyelanın topuk kısmında devam ettiği görülmüştür (Şekil 10). Ortamın yeraltı su seviyesi taç kısmında 21 m' den başlayarak arazi topoğrafyasına göre orta kısımda 1-4 m arasına ve topuk kısmında ise, 1-26 m arasında değişmektedir.

Bu kil içerikli akış, geçtiği ortamdaki kili de sürekli doygun hale getirmekte ve bu durum kaymaların devam etmesine neden olurken, yamacın duraylı hale geçmesini engellemektedir. Ayrıca heyelan gözlenen kütlelerin dışındaki yerlerde de çekme çatlakları gözlenmeye başlanmış ve ilgili alanlar için, jeodezik ölçümler devam etmektedir.

Bu problemin bertarafı için, heyelanda duyarlılığın sağlanmasına yönelik, yamaçta yer alan kil tabakasını sürekli doyuran yeraltı suyu akifer kaynağı belirlenip, çıkan suyun kanal içine alınarak drenajının gerçekleştirilmesi ve heyelan bölgesinde kurutma işlemlerinin yapılması ve ayrıca, jeoteknik, jeodezik ve jeofizik yöntemler ile heyelanın kayma hareketinin ve kayma yüzeyinin projelendirilerek mevsimsel zaman serileri kapsamında da izlenmesi gerektiği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- Arca D., Çıtıröğlü H. K., Kutoğlu H. Ş., Çapar Ö. F., Arslanoğlu M. (2011) “Zonguldak Kent Merkezi'nin Cbs İle Afet Risk Analizi.”, TMMOB Coğrafi Bilgi Sistemleri Kongresi, Antalya.
- Brabb, E.E., Harrod, B.L. (1989), “Landslides: Extent And Economic Significance”. Proceedings of the 28th International Geological Congress, Symposium on Landslides. Washington DC.
- Devrek Heyelanı Çalışma Raporu, (2015), Bülent Ecevit Üniversitesi Afet Uygulama ve Araştırma Merkezi.
- Duman, T. Y., Nefeslioğlu, H.A., Çan, T., Ateş, Ş., Durmaz, S., Olgun, Ş., Hamzaçebi S., Keçer, M. (2006), “Heyelan Envanteri 1:500.000 Ölçekli İstanbul Paftası”, MTA Özel Yayınlar Serisi-6, Ankara.
- Haner, B. (1993), “Hidrolik Dolgu Uygulaması İçin Zonguldak-Armutçuk Çevresi Malzemelerinin İncelenmesi.”, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, pp.203-226, İstanbul.
- Kızıroğlu, vd. (2016), “Devrek Heyelanının Oluşum Mekanizması ve Heyelanın Yüzey Kırıklarının Etkileri”, Ulusal Heyelan Sempozyumu, Orman Su İşleri Bakanlığı, Ankara.
- Şengün, E. (2013), “Oyuk Genişlemesi Probleminin Sonlu Elemanlar Yöntemi İle İki Boyutlu Sayısal Analizi.”, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- Ziaadmr, (2016), “Zonguldak Valiliği İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü Raporu”, Zonguldak.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

YAĞIŞ İLE SIZMANIN DOLGU ŞEVLERİNİN STABİLİTESİNE ETKİSİ

EFFECT OF RAINFALL AND INFILTRATION ON FILL SLOPES STABILITY

Begüm KARABULUT¹ Havvanur KILIÇ²

ABSTRACT

In this study, on a high embankment slope that constructed under unsaturated soil conditions, the effects on stability of infiltration into soil with influence of rainfall have been investigated with numerical analysis. The material parameters used have been determined from laboratory tests and soil-water characteristic curve on the soil samples taken after the embankment was constructed. In the analyses, the effects of different ground water level, permeability, precipitation amount and matric suction values on slope stability have been investigated in a parametric study. In case of rainfall infiltration into the slope, changes in the pore water pressure were determined using the SEEP / W module of the GEOSTUDIO program and so that the slope stability has been investigated with SLOPE / W module. According to the results of the numerical analysis, it was observed that all the inspected variables depending on the soil parameters affected the slope stability and especially the heavy rainfall were more effective than the less heavy rainfall of the same duration.

Keywords: Unsaturated soils, rainfall infiltration, slope stability, GEOSTUDIO

ÖZET

Bu çalışmada, doymun olmayan zemin koşullarında inşa edilmiş yüksek bir dolgu şevinde yağışlar etkisi ile zemin içine su sızması durumunun stabilite üzerindeki etkileri sayısal analizler ile incelenmiştir. Kullanılan malzeme parametreleri dolgu inşa edildikten sonra araziden alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden ve zemin-su karakteristik eğrisinden belirlenmiştir. Analizlerde farklı yeraltı su seviyesi, permeabilite, yağış miktarı ve matrik emme değerleri değişiminin şevin stabilitesine olan etkileri parametrik bir çalışma ile incelenmiştir. Yağışın şev içerisine sızması durumu için GEOSTUDIO programının SEEP/W modülü kullanılarak oluşan boşluk suyu basıncı değişimleri belirlenmiş ve bu durum dikkate alınıp SLOPE/W modülü ile şevin stabilitesi araştırılmıştır. Yapılan sayısal analizlerin sonuçlarına göre zemin parametrelerine bağlı olarak incelenen tüm değişkenlerin şev stabilitesini etkilediği ve özellikle yoğun yağışların aynı süreli daha az yoğunluktaki yağışlara göre daha çok etkili olduğu görülmüştür.

¹ Arş. Gör., T.C. İstanbul Kültür Üniversitesi, b.karabulut@iku.edu.tr

² Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, kilic@yildiz.edu.tr

Anahtar Kelimeler: Doymun olmayan zeminler, yağış infiltrasyonu, şev stabilitesi, GEOSTUDIO

1. GİRİŞ

Birçok mühendislik yapısının tasarımında suya doymun zemin mekaniği dikkate alınarak belirlenen mukavemet parametreleri kullanılmaktadır. Oysa dolgular gibi mühendislik yapılarında zemin suya doymun koşullarda değildir ancak hizmet ömrü süresince karşılaşılabilecek olumsuzlukların da tasarımda dikkate alınması gerekmektedir. Bu amaca yönelik olarak doymun olmayan zeminlerin kayma mukavemetinin belirlenmesi ve yağışlar etkisi ile suyun sızması durumunda kayma mukavemetinde meydana gelebilecek değişikliklerin belirlenmesi önemlidir (Fredlund vd., 2012).

Zemin mekaniğinde efektif gerilme kavramı doymun bir zeminin fiziksel davranışının tanımlanabilmesine olanak sağlamaktadır. Efektif gerilme değişkeni zemin özelliklerinden bağımsız olmakla birlikte zeminin hacim değişimi, kayma şekil değişimi, kayma mukavemeti, sızma ve diğer fiziksel süreçlerini anlayabilmeyi sağlayan birleştirici bir değişken haline gelmiştir (Fredlund, 2016). Terzaghi (1936) doymun zeminler için efektif gerilme değişkenini (1) eşitliğinde gösterildiği gibi tanımlamıştır.

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (1)$$

Burada σ zeminin toplam gerilmesini, σ' zeminin efektif gerilmesini ve u_w ise boşluk suyu basıncını ifade etmektedir.

Doymun olmayan zeminler için efektif gerilme ile ilgili çalışmalar 1950'li yıllarda başlamıştır. Bishop (1959) tarafından geliştirilen doymun olmayan zeminler için efektif gerilme denklemi (2) eşitliği ile verilmiştir.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

Burada, σ' efektif gerilme, σ toplam gerilme, u_a boşluk hava basıncı, u_w boşluk suyu basıncı ve χ ise zeminin doymunluk derecesine bağlı bir parametredir.

Doymun zeminlerde, boşluk hava basıncı 0 olmakla birlikte boşluk suyu basıncı pozitif ve χ parametresi 1 değerini almaktadır. Bu durumda zeminin efektif gerilmesi, toplam gerilme ve boşluk suyu basıncı arasındaki farka eşit olmaktadır (Lu ve Griffiths, 2004).

Zemin-su karakteristik eğrisi ile zeminin kayma mukavemeti, geçirgenliği ve hacim değişimi gibi özellikleri belirlenebilmekte ve temel zemin özellikleriyle diğerleri arasında bir ilişki kurulmasını sağlamaktadır. Bu nedenle zemin-su karakteristik eğrisi, suya doymun olmayan zemin davranışının çok yönlü olarak modellenmesine olanak sağlamasından dolayı önemlidir (Fredlund, 1999).

Doymun olmayan zeminlerde zemin-su karakteristik eğrisini temsil etmek için geliştirilen denklemler arasında en bilinenleri van Genuchten (1980) ve Fredlund ve Xing (1994) zemin-su karakteristik eğrisi denklemleridir (Samingan, 2005). Bu çalışmada da kullanılan van Genuchten (1980) denklemi (3) eşitliğinde verilmiştir.

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (3)$$

Burada, θ_w hacimsel su muhtevasını, θ_s doymuş hacimsel su muhtevasını, θ_r rezidüel hacimsel su muhtevasını ifade etmektedir. a , n ve m uygun parametrelerdir. Burada, a kPa^{-1} birimiyle ifade edilmekte, n zeminin boşluk boyutu dağılımı ve m ise tüm karakteristik eğrinin simetrisi ile ilişkilidir. n parametresi genellikle (4) ve (5)'te verilen eşitliklerle sınırlandırılmaktadır (Lu ve Likos, 2004).

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (4)$$

$$m = 1 - \frac{1}{2n} \quad (5)$$

Taşkıran ve Aslan Fidan (2017) çalışmalarında, yağış yoğunluğu, yağış süresi ve zeminin hidrolik iletkenliğinin şev stabilitesine etkisini GEOSTUDIO programını kullanarak incelemişlerdir. Yağış yoğunluğu ile güvenlik sayısı arasında doğrusal olmayan bir ilişki olduğu, kısa süreli yoğun yağışların uzun süreli fakat görece daha düşük yoğunluklu yağışlardan daha fazla etkili olduğu ve yüksek geçirimsizliğe sahip zeminlerde güvenlik sayısının daha düşük olduğunu belirlemişlerdir. Gofar ve Rahardjo (2017) çalışmalarında, GEOSTUDIO programında, killi ve kumlu zemin tiplerinde yağış sızmasına maruz kalan şevlerin doymuş ve doymuş olmayan durumlardaki stabilitelerini incelemişlerdir. Doymuş olmayan zeminlerde yağış sızmasının, klasik analizlerdeki gibi yeraltı su seviyesini yükseltmesine ek olarak boşluk suyu basıncı ve deformasyonu etkilemesiyle şevin mukavemetini değiştirdiğini belirlemişlerdir ve bu nedenle, bu analizin doymuş olmayan şev stabilite analizlerinde gerçeğe daha uygun tahminler verdiği saptanmıştır. Oh ve Lu (2015) çalışmalarında, iki farklı arazide GEOSTUDIO programı kullanarak şev stabilitesini incelemişlerdir. Şev göçmelerinde yağış sonrasında şevlerde meydana gelen göçmelerin emme gerilmesindeki ve boşluk suyu basıncındaki değişimlerin önemli rol oynadığı görülmüştür. İki vaka analizinin de sonuçlarına dayanarak, genişletilmiş hidromekanik çerçevenin kısa süreli yağış koşulları altında doymuş olmayan koşullara sahip şevlerin stabilite tahmininde ve analizinde kullanılmasının doğru olabileceği sonucuna ulaşmışlardır.

Bu çalışmada, suya doymuş olmayan ince daneli bir zemin kullanılarak inşa edilmiş yüksek bir dolgunun yağışların dolgu içine sızması durumundaki stabilitesi incelenmiştir. Bu kapsamda, dolgu inşasından sonra dolgudan alınan örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak suya doymuş malzeme parametreleri ve Kocaman (2018)'de belirlenen zemin-su karakteristik eğrileri kullanılarak doymuş olmayan malzeme parametreleri belirlenmiştir. GEOSTUDIO programında şev modellenmiş ve SEEP/W modülü ile yağışın zemin içine sızması ve SLOPE/W modülü ile şev stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde doymuş olmayan zeminlerin şev stabilitesini etkileyen parametreler göz önünde bulundurularak bu parametrelerin değişiminin stabiliteye etkisi araştırılmıştır.

2. METARYEL VE METOT

2.1. Malzeme Parametreleri

İnşa edilmiş bir dolgu sahasından alınan numuneler üzerinde elek analizi, hidrometre, piknometre, kıvam limitleri, konsolidasyon ve üç eksenli konsolidasyonlu-drenajsız (CU)

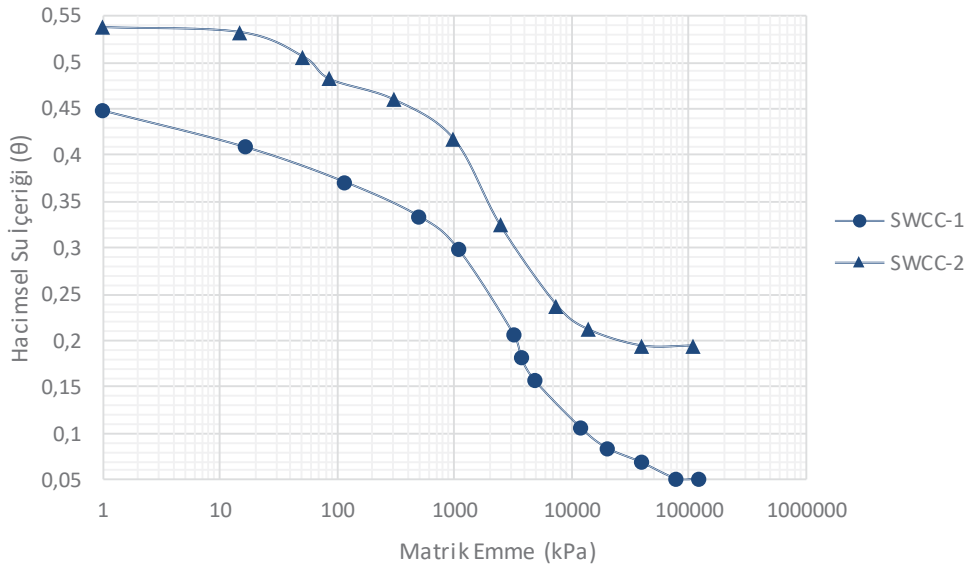
deneyleri yapılarak dolgu zemine ait fiziksel ve mekanik özellikler belirlenmiştir. Deneyler sonucunda belirlenen sonuçlar Çizelge 1’de sunulmuştur.

Çizelge 1. Laboratuvar deneylerinden belirlenen sonuçlar

w	w _L	w _p	I _p	G _s	Çakıl (%)	Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)	φ' (°)	c' (kPa)	k (m/sn)
0,21	0,62	0,29	0,33	2,67	2	9	51	38	24	2	3,5x10 ⁻¹¹

Analizlerde matrik emme değişiminin şev stabilitesine etkisini incelemek amacıyla iki farklı zemin-su karakteristik eğrisi (SWCC) kullanılmıştır. Numunelere ait zemin-su karakteristik eğrisi Kocaman (2018) tarafından elde edilmiş olup analizlerde bu eğriler kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan zemin-su karakteristik eğrileri Şekil 1’de gösterilmiştir. Bu eğrilerden elde edilen matrik emmeye bağlı kayma mukavemetindeki artış miktarını gösteren açı (φ^b) ve dolgu ile temel zeminine ait parametreler Çizelge 2’de verilmiştir. Çalışmada φ^b parametresi için (6) eşitliğinde verilen Vanapalli vd. (1996)’nin önerdiği denklem kullanılarak hesaplanmıştır.

$$\tan\phi^b = \left[\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) (\tan\phi') \right] \quad (6)$$



Şekil 1. Dolgu zemine ait zemin-su karakteristik eğrileri

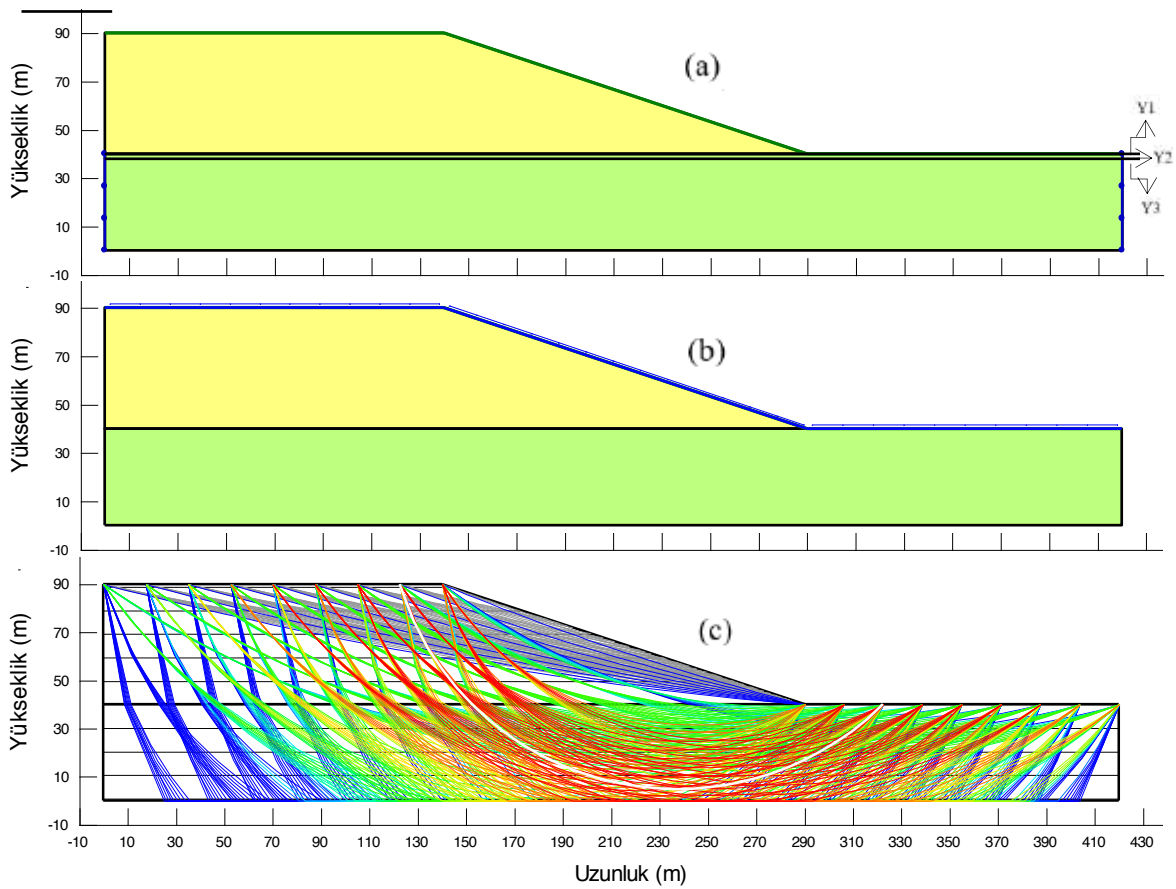
Çizelge 2. Dolgu ve temel zemine ait parametreler

Zemin	φ' (°)	SWCC-1 için φ ^b (°)	SWCC-2 için φ ^b (°)	c' (kPa)	k (m/sn)
Dolgu	24	10,87	6,2	2	3,5x10 ⁻¹¹
Temel	15	-	-	40	5x10 ⁻⁹

2.2. Sayısal Analizler

GEOSTUDIO programında ilk aşamada SEEP/W modülü kullanılarak Şekil 2a’da gösterildiği gibi şev ve temel zemini modellenmiş ve yeraltı su seviyesi (YASS) tanımlanmıştır. Steady-State aşamasında temel zemini yüksekliği 40 m ve uzunluğu 420 m,

dolgu zemini yüksekliği 50 m ve şev eğimi 1/3 olarak alınmıştır. Dolgu zemini için malzeme modeli seçilirken doymun olmayan zeminleri tanımlamak için kullanılan Saturated/Unsaturated model seçilerek zemin-su karakteristik eğrisi ve zeminin permeabilitesi tanımlanmıştır. Zemin-su karakteristik eğrisini tanımlamak için van-Genuchten modeli ve temel zemini için ise Only Saturated modeli kullanılmıştır. Transient aşamasında aylık yağış yoğunlukları tanımlanarak Şekil 2b'deki gibi model üzerine atanmış ve şev stabilite analizlerini gerçekleştirmek için SLOPE/W modülüne geçilmiştir. Bu aşamada dolgu zeminini tanımlamak amacıyla doymun olmayan zeminler için geliştirilmiş olan Special Mohr Coulomb malzeme modeli seçilmiş ve zemin parameteleri tanımlanmıştır. Temel zemini için ise Mohr Coulomb modeli kullanılmıştır. Şev stabilite analizleri Bishop limit denge yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kayma yüzeyini belirlemek için Entry-Exit yöntemi uygulanmıştır. Bu yöntemde Şekil 2c'deki gibi bir çok kayma yüzeyi oluşturulmuş ve en kritik olan yüzey kayma yüzeyi olarak seçilmiştir.



Şekil 2. a) Model geometrisinin oluşturulması ve YASS tanımlanması, b) Yağışın tanımlanması, c) Kayma yüzeylerinin oluşturulması

Analizlerde YASS zemin yüzeyinde (Y1), zemin yüzeyinden 2 m aşağıda (Y2) ve zemin yüzeyinden 4 m aşağıda (Y3) olarak üç farklı şekilde dikkate alınmıştır. Dolgu zeminin permeabilite katsayısı $3,5 \times 10^{-11}$ m/sn (k1) olarak deneyden belirlenmiş ve permeabilitenin şev stabilitesine etkisini incelemek için permeabilite katsayıları $3,5 \times 10^{-9}$ m/sn (k2) ve $3,5 \times 10^{-7}$ m/sn (k3) olacak şekilde artırılarak analizler yapılmıştır. Yağış yoğunluğunun etkisini değerlendirmek için aylık yağış miktarları 100 mm (r1), 200 mm (r2) ve 400 mm (r3) olarak göz önüne alınmıştır. Matrik emme değişiminin etkisini değerlendirmek için ise zemin-su karakteristik eğrisi-1 (m1) ve zemin-su karakteristik eğrisi-2 (m2) olarak analizler gerçekleştirilmiştir ve 1 ay sonundaki şev stabilitesi analiz sonuçları Çizelge 3'te

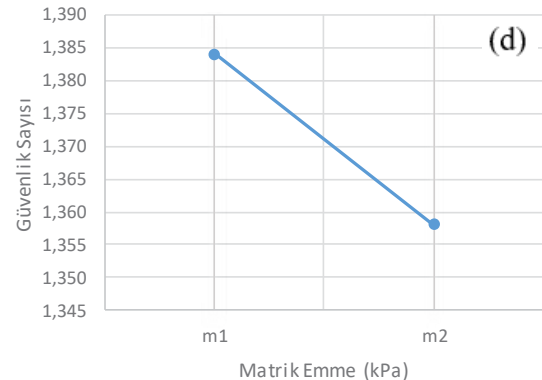
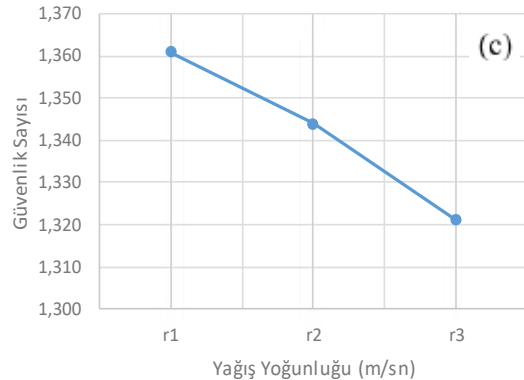
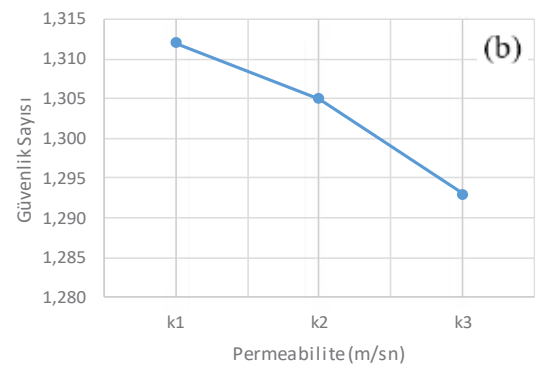
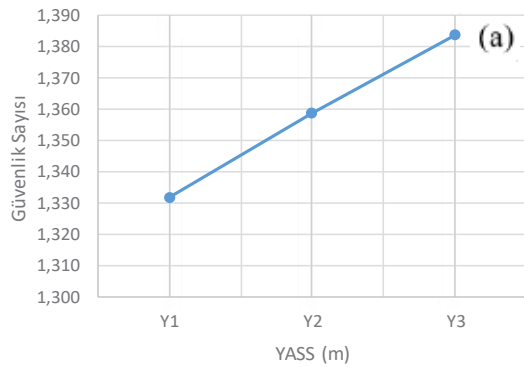
sunulmuştur. Diğer parametrelerin değişimi sonucu elde edilen güvenlik sayıları ise Çizelge 4’te verilmiştir. Şekil 3’te analizlerde şev stabilitesi üzerindeki etkisi incelenen her bir parametrenin değişiminin güvenlik sayısı ile ilişkisi gösterilmiştir. Şekil 3a’da verilen YASS değişiminin şev stabilitesine etkisi incelendiğinde yeraltı su seviyesinin düşmesiyle güvenlik sayısının arttığı gözlemlenmiştir. Şekil 3b’de permeabilite ile güvenlik sayısının değişimi verilmiş olup permeabilitenin artmasıyla güvenlik sayısının azaldığı belirlenmiştir. Şekil 3c’de yağış yoğunluğu ile güvenlik sayısı arasındaki ilişki gösterilmiştir. Yağış yoğunluğunun artmasıyla zeminin permeabilitesine de bağlı olarak zemin içerisinde sızan suyun oluşturduğu boşluk suyu basıncının artmasıyla güvenlik sayısında düşüş gözlemlenmiştir. Şekil 3d’de ise matrik emme ile güvenlik sayısı arasındaki ilişki sunulmuştur. Aynı hacimsel su muhtevası değerinde matrik emmenin artmasıyla güvenlik sayısının daha düşük çıktığı belirlenmiştir.

Çizelge 3. SWCC değişimi için elde edilen güvenlik sayıları

Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS
Y1k1r1m1	1,332	Y2k1r1m1	1,368	Y3k1r1m1	1,401	Y1k1r1m2	1,312	Y2k1r1m2	1,345	Y3k1r1m2	1,377

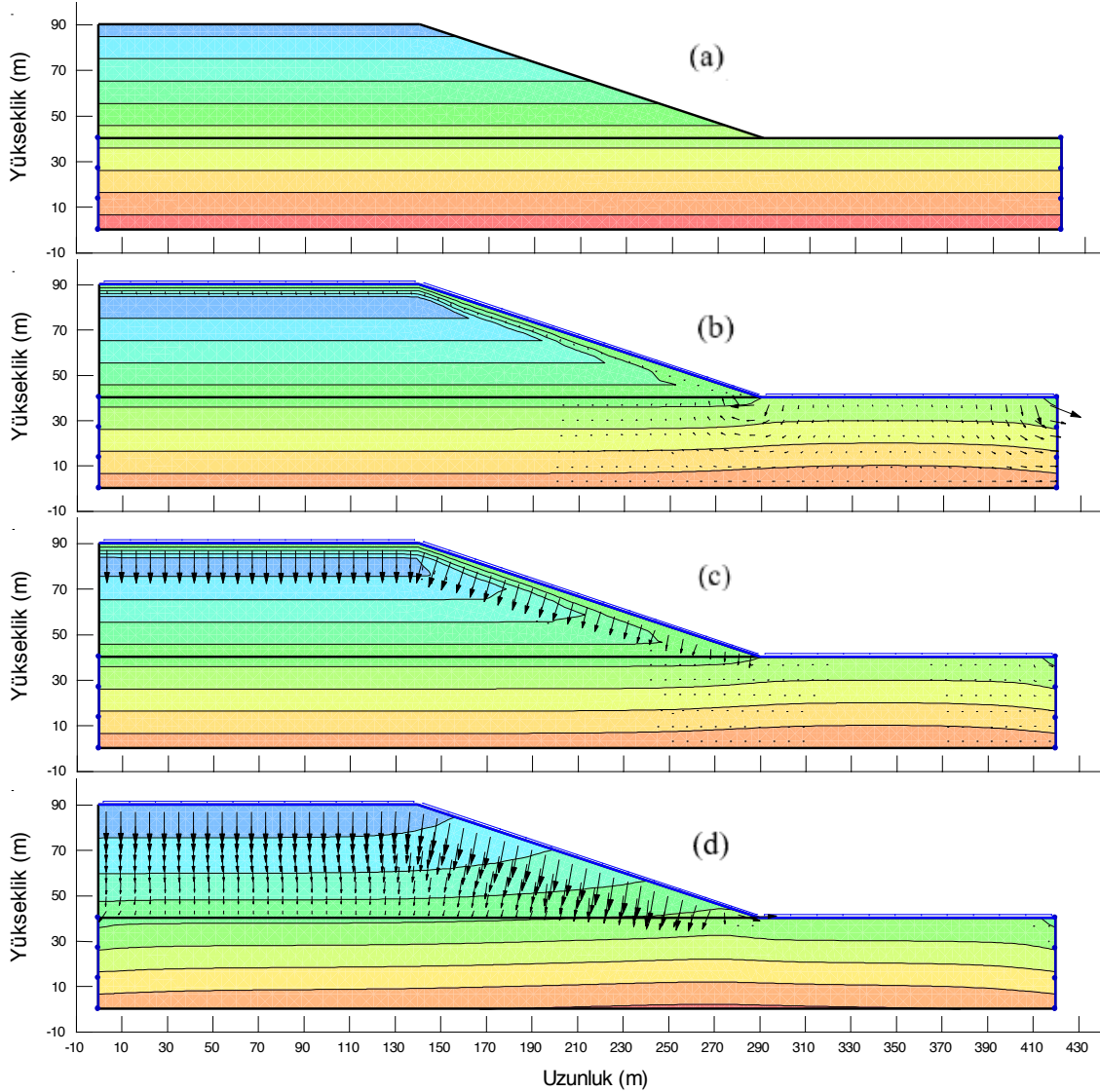
Çizelge 4. Parametrik çalışma sonucunda elde edilen güvenlik sayıları

Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS	Analizler	GS
Y1k1r1m1	1,332	Y2k1r1m1	1,359	Y3k1r1m1	1,384	Y1k1r1m2	1,312	Y2k1r1m2	1,334	Y3k1r1m2	1,358
Y1k1r2m1	1,332	Y2k1r2m1	1,359	Y3k1r2m1	1,384	Y1k1r2m2	1,312	Y2k1r2m2	1,334	Y3k1r2m2	1,358
Y1k1r3m1	1,332	Y2k1r3m1	1,359	Y3k1r3m1	1,384	Y1k1r3m2	1,312	Y2k1r3m2	1,334	Y3k1r3m2	1,358
Y1k2r1m1	1,331	Y2k2r1m1	1,356	Y3k2r1m1	1,381	Y1k2r1m2	1,305	Y2k2r1m2	1,330	Y3k2r1m2	1,355
Y1k2r2m1	1,329	Y2k2r2m1	1,355	Y3k2r2m1	1,380	Y1k2r2m2	1,304	Y2k2r2m2	1,328	Y3k2r2m2	1,353
Y1k2r3m1	1,327	Y2k2r3m1	1,354	Y3k2r3m1	1,379	Y1k2r3m2	1,303	Y2k2r3m2	1,327	Y3k2r3m2	1,351
Y1k3r1m1	1,321	Y2k3r1m1	1,341	Y3k3r1m1	1,361	Y1k3r1m2	1,293	Y2k3r1m2	1,318	Y3k3r1m2	1,343
Y1k3r2m1	1,311	Y2k3r2m1	1,328	Y3k3r2m1	1,344	Y1k3r2m2	1,276	Y2k3r2m2	1,302	Y3k3r2m2	1,329
Y1k3r3m1	1,289	Y2k3r3m1	1,307	Y3k3r3m1	1,321	Y1k3r3m2	1,249	Y2k3r3m2	1,274	Y3k3r3m2	1,301



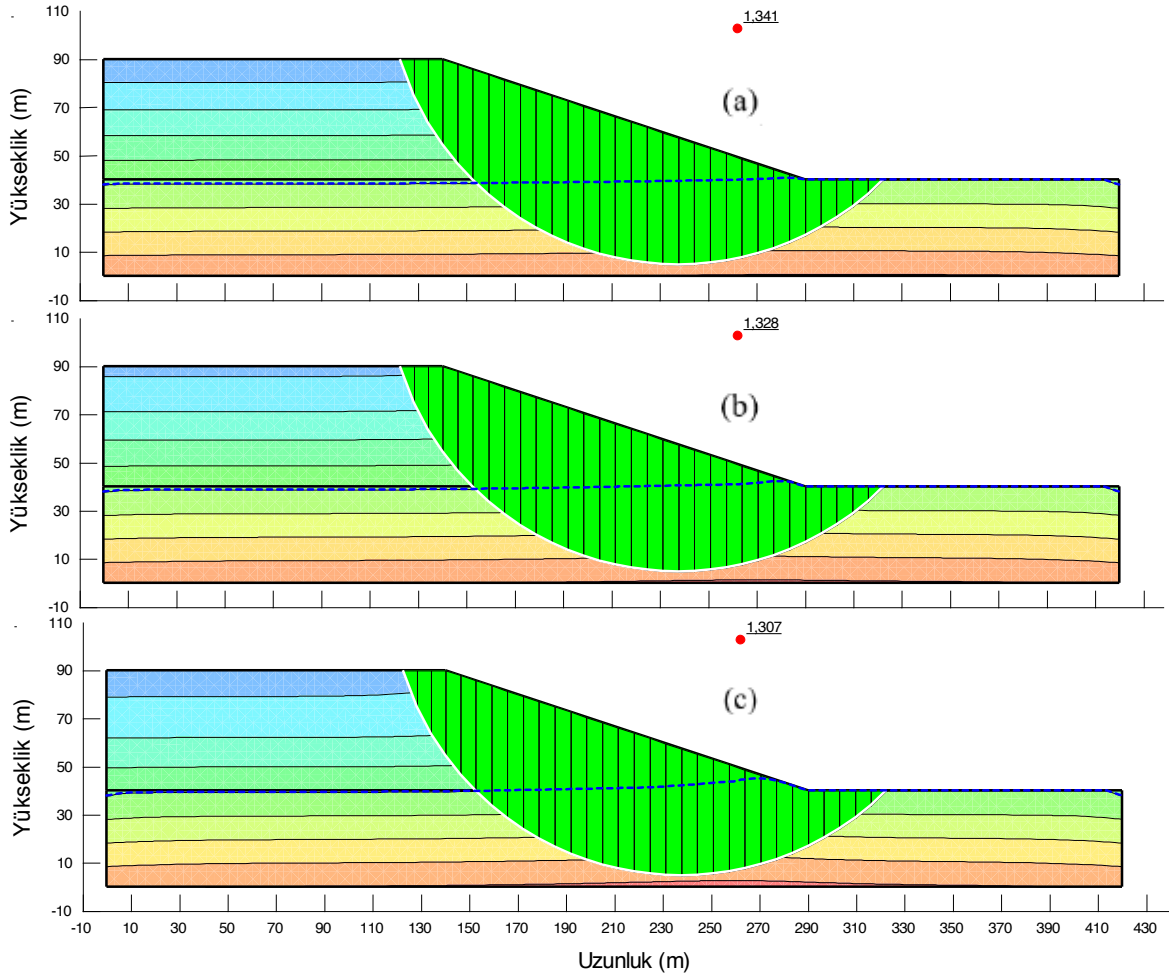
Şekil 3. Parametrelerin değişimi ile güvenlik sayıları arasındaki ilişki a) YASS değişimi b) Permeabilite değişimi c) Yağış yoğunluğu değişimi d) Matrik emme değişimi

Dolgu permeabilitesi değişiminin şev stabilitesi üzerindeki etkisini değerlendirmek için gerçekleştirilen analizler sonucunda meydana gelen boşluk suyu basıncının ve yağışın zemin içine sızması ile permeabilitedeki değişim Şekil 4'te sunulmuştur. Şekil 4a'da başlangıç durumu, Şekil 4b'de Y3k1r3m1 analizi, Şekil 4c'de Y3k2r3m1 analizi, Şekil 4d'de Y3k3r3m1 analizi gösterilmiştir. Görüldüğü gibi Şekil 4b'de permeabilite katsayısı Şekil 4c ve Şekil 4d'de kullanılan permeabilite katsayılarından daha küçüktür ve yağış zeminin içerisine sızmadığı için stabilite analizi sonucu şev güvenlik sayısı daha büyük bulunmuştur.



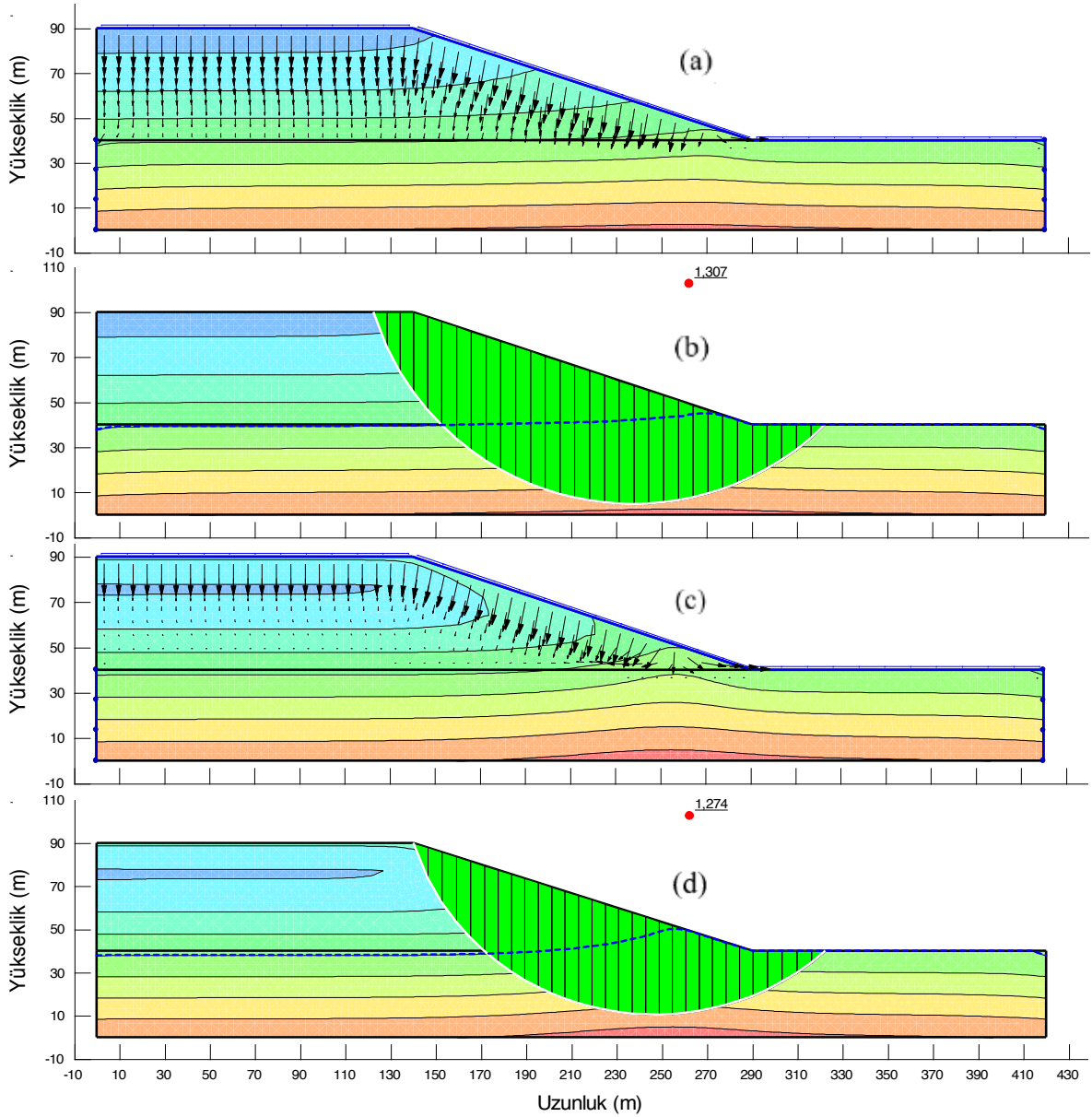
Şekil 4. Permeabilitenin boşluk suyu basıncı değişimine ve yağış sızmasına etkisi a) Başlangıç durumu b) Permeabilite k1 c) Permeabilite k2 d) Permeabilite k3

Yağış yoğunluğunun şev stabilitesine etkisini değerlendirmek için farklı yoğunluklarda gerçekleştirilen analiz sonuçları Şekil 5'te verilmiştir. Şekil 5a'da Y2k3r1m1 analizi, Şekil 5b'de Y2k3r2m1 analizi ve Şekil 5c'de Y2k3r3m1 analizi gösterilmiştir. Şekil 5a'da yağış yoğunluğu en az ve Şekil 5c'de yağış yoğunluğu en yüksektir. Yağış yoğunluğu arttıkça stabilite analizinden elde edilen güvenlik sayısı azalmıştır.



Şekil 5. Yağış yoğunluğu değişimi ile şev stabilitesinin değişimi a) Yağış miktarı r1 b) Yağış miktarı r2 c) Yağış miktarı r3

Zemin-su karakteristik eğrisi değişiminin yağış sızmasına ve şev stabilitesine etkisi Şekil 6'da verilmiştir. Şekil 6a ve b'de Y2k3r3m1 analizi için sırasıyla yağış sızması ve 1 ay sonundaki şev stabilitesi analizi sonucu, Şekil 6c ve d'de Y2k3r3m2 analizi için sırasıyla yağış sızması ve 1 ay sonundaki şev stabilitesi analizi sonucu gösterilmiştir. Görüldüğü üzere aynı hacimsel su muhtevası değerinde yüksek matrik emmeye sahip olan dolgu kesitinde, yeraltı su seviyesinin topuk bölgesinde daha çok yükseldiği ve şev güvenlik sayısının daha düşük olduğu belirlenmiştir.



Şekil 6. SWCC değişimi ile yağış sızması ve şev stabilitesinin değişimi a) m1 için yağış sızması b) m1 için şev stabilitesi c) m2 için yağış sızması d) m2 için şev stabilitesi

4. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen analizler sonucunda, doymun olmayan zeminlerde yeraltı su seviyesi değişiminin zeminlerin kayma mukavemetini etkilediği görülmüştür. Yeraltı su seviyesinin artmasıyla zeminin kayma mukavemeti dolayısıyla güvenlik sayısı azalmıştır. Zemin yüzeyindeki yeraltı suyunun diğer yeraltı su seviyelerine göre yağış sızmasının etkisiyle yeraltı su seviyesinin topuk bölgesinde daha fazla artmasına neden olduğu ve bu nedenle kayma mukavemetinin daha düşük olduğu belirlenmiştir. Permeabilite değişiminin şev stabilitesine etkisi incelendiğinde, permeabilitesi düşük zeminlerde kayma mukavemetinin daha düşük olduğu görülmüştür. Bunun nedeni, zeminin permeabilitesinin azalmasıyla dolgu içerisindeki suyun drene olamamasından dolayı boşluk suyu basıncında bir artış meydana getirmesidir. Yağış yoğunluğunun özellikle doymun olmayan zeminlerin

şev stabilitesinde önemli bir rol oynadığı görülmüştür. Aylık yağış yoğunluğunun artmasıyla şevin kayma mukavemetinde azalma meydana geldiği belirlenmiştir. Ancak düşük permeabiliteye sahip zeminlerde, yağışın dolgu zemini içerisinde sızamamasından dolayı boşluk suyu basınçlarında önemli bir artış meydana getirmediğinden, yağış yoğunluğunun artmasının şev stabilitesini önemli ölçüde değiştirmedeği gözlemlenmiştir. Zeminin aynı hacimsel su muhtevası değerlerindeki matrik emme değişiminin şev stabilitesi üzerindeki etkisi değerlendirildiğinde ise zeminin daha yüksek matrik emme değerlerinde özellikle şevin topuk bölgesinde, yeraltı su seviyesinin daha fazla yükseldiği ve zeminin kayma mukavemetini daha çok etkilediği görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Bishop, A.W. (1959), “The Principle of Effective Stress”, Teknisk Ukeblad, Norwegian Geotechnical Institute, Vol 106(39), 859-863.
- Fredlund, D.G. (2016), “State Variables in Saturated-Unsaturated Soil Mechanics”, Soils and Rocks, Sao Paulo, Vol 39(1), 3-17.
- Fredlund, D.G., Rahardjo H. ve Fredlund, M.D. (2012), “Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley & Sons, Inc.
- Fredlund, D.G. ve Xing, A. (1994), “Equations for the Soil Water Characteristic Curve”, Canada Geotechnical Journal, Vol 31, 521-532.
- Fredlund, M.D. (1999), “The Role of Unsaturated Soil Property Functions in the Practice of Unsaturated Soil Mechanics”, Saskatchewan Üniversitesi, Doktora Tezi, Saskatoon, Saskatchewan, Kanada.
- Gofar, N. ve Rahardjo, H. (2017), “Saturated and Unsaturated Stability Analysis of Slope Subjected to Rainfall Infiltration”, SICEST 2016, MATEC Web of Conferences 101, 05004.
- Kocaman, K. (2018), “Killi Zeminlerin Zemin-Su Karakteristik Eğrisi ile Boşluk Boyutu İlişkisi”, Sakarya Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi.
- Lu, N. ve Griffiths, D.V. (2004), “Profiles of Steady-State Suction Stress in Unsaturated Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- Lu, N. ve Likos, W.J. (2004), “Unsaturated Soil Mechanics”, John Wiley & Sons, Inc.
- Oh, S. ve Lu, N. (2015), “Slope Stability Analysis under Unsaturated Conditions: Case Studies of Rainfall-Induced Failure of Cut Slopes”, Engineering Geology, Vol 184, 96-103.
- Samingan, A.S. (2005), “An Experimental Study on Hydro-Mechanical Characteristics of Compacted Bentonite-Sand Mixtures”, Bauhause Üniversitesi, Doktora Tezi, Weimar, Almanya.
- Taşkıran, T. ve Aslan Fidan, A. (2017), “Yağış Parametreleri ve Zemin Hidrolik İletkenliğinin Doygun Olmayan Koşullardaki Bir Şevin Stabilitesine Etkisi”, 7. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul.
- Terzaghi, K. (1936), “The Shear Strength of Saturated Soils.” Proc. First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Vol 1, 54-56.
- Van Genuchten, M.T. (1980), “A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils”, Soil Science Society of America Journal, Vol 44, 892-898.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. ve Clifton, A.W. (1996), “Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction”, Canadian Geotechnical Journal, Kanada, Vol 33, 379-392.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu

13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

DONATILI ŞEVLERDE MARJİNAL DOLGU MEKANSAL DEĞİŞKENLİĞİNİN DIŞ STABİLİTEYE ETKİSİ

EFFECTS OF SPATIAL VARIABILITY OF MARGINAL FILLS ON EXTERNAL STABILITY OF REINFORCED SLOPES

Muhammet DURMAZ¹ Nejan HUVAJ^{2*} Atalay Mert TURGUT³ Nur ÖZTÜRK³

ABSTRACT

Geosynthetic reinforced soil walls and slopes are typically designed using clean granular fills. In recent years, granular soils containing some percentages of fines content (marginal fills) are being used, e.g. 35% fines content is allowed in the granular fill by NCMA (2006), provided that sufficient drainage measures are taken. Designing with granular soils that can have variable proportions of fines content, leads to the consideration of variability of soil properties such as shear strength and unit weight. For this purpose, “spatial correlation length” can be used, small values of which mean that soil properties are highly fluctuated (variable) within a short distance. In this study, random limit equilibrium method is used to evaluate the effects of spatial variability, for a 10-m-high geosynthetic reinforced soil slope having a 70-degree slope angle, using lognormal probabilistic distribution of material properties. In generating random soil properties, Monte Carlo sampling method with 5000 samples are used, for unit weight, cohesion and friction angle of marginal fills. Both isotropic and anisotropic spatial correlation lengths are considered in the analyses. More than 24 random limit equilibrium analyses, assuming non-circular failure surfaces are performed. The effects of spatial variability on external stability of reinforced soil slope are evaluated, and it is highlighted that considering spatial variability leads to a slightly lower factor of safety in reinforced marginal fill slopes.

Keywords: reinforced soil slope, marginal fill, spatial variability

ÖZET

Geosentetik donatılı toprak duvar ve şevlerin tasarımında genellikle granüler dolgu malzemesi kullanılmaktadır. Son yıllarda belli yüzdelerde ince dane içeren granüler malzemeler (marjinal dolgu) kullanımı yaygınlaşmaktadır, örneğin, NCMA (2006) yeterli drenaj önlemleri alınması koşuluyla granüler dolgu içerisinde %35'e kadar ince dane içeriğine müsaade etmektedir. Çeşitli oranlarda ince dane yüzdesine sahip granüler dolgu kullanımı, tasarımda, kesme mukavemeti, birim hacim ağırlık vb. gibi malzeme özelliklerindeki değişkenliğin göz önüne alınmasını gerektirmektedir. Bu amaçla

¹ Graduate student, METU Civil Eng. Dept. (Yüksek lisans öğrencisi, ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü), email: e173645@metu.edu.tr

^{2*} (Corresponding author) Assoc. Prof., METU Civil Eng. Dept. (Doç. Dr., ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü), email: nejan@metu.edu.tr

³ Undergraduate student, METU Civil Eng. Dept., (Lisans öğrencisi, ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü)



“mekansal korelasyon mesafesi” kullanılabilen ve bunun küçük değere sahip olması, kısa mesafe içinde zemin özelliklerinin çok değişkenlik gösterdiğini (azalıp çoğaldığını) ifade etmektedir. Bu çalışmada, malzeme özelliklerinin mekansal değişkenliği, lognormal olasılıksal dağılım ve rastsal limit denge yöntemi kullanılarak 10-m yüksekliğinde 70-derece eğimde bir geosentetik donatılı şev için ele alınmıştır. Marjinal dolgunun birim hacim ağırlık, kohezyon ve içsel sürtünme açısı parametrelerinin rastsal olarak elde edilmesinde, 5000 örnek ile Monte Carlo simülasyon yöntemi kullanılmıştır. Analizler hem izotropik hem de anizotropik mekansal korelasyon mesafeleri için yapılmıştır. Dairesel olmayan kayma yüzeyi kabulü ile, toplamda 24’ten fazla rastsal limit denge yöntemi analizleri yapılmıştır. Mekansal değişkenliğin donatılı şevlerin dış stabilitesindeki etkisi incelenmiş ve mekansal değişkenliğin dikkate alınmasıyla marjinal dolgulu şevlerde şev stabilitesi güvenlik sayısının biraz daha düşük bulunduğu ortaya konmuştur.

Anahtar kelimeler: donatılı şev, marjinal dolgu, mekansal değişkenlik

1. INTRODUCTION

In reinforced soil walls and slopes, using on-site available fill material containing some fines content, instead of obtaining and transporting clean granular materials, has significant economic and environmental benefits, in terms of saving natural resources (such as sand and gravel), reduced construction waste and waste disposal cost, sustainability and reduced carbon footprint of projects. In addition, waste materials from different industries, such as mixtures of fine-grained and coarse-grained waste materials can be considered as a fill. However, when using on-site fill material, which is a mixture of coarse grained and up to 40% fine grained soils, the properties of the fill are more variable.

The purpose of this study is to investigate the effects of the variability in material properties (such as unit weight, shear strength parameters etc.) of marginal soils on the external stability of reinforced slopes. Moreover, the influence of cross-correlation between the parameters of soil was investigated in this study, e.g. considering a positive cross-correlation between unit weight and friction angle of the fill, meaning that as unit weight increases friction angle would increase.

There are many studies in the literature that investigate the probabilistic safety of slopes. Some of these studies use spatial correlation length (SCL) to define the variability in material properties. The SCL represents the distance over which values of a spatially random variable (e.g. cohesion) are expected to be highly correlated (i.e. similar in magnitude). For example, small values of SCL mean that, soil properties are highly fluctuated (variable) within a short distance. Cho (2007) carried out a study using limit equilibrium method coupled with Monte Carlo simulation considering spatial variability of soil properties that showed the influence of isotropic and anisotropic SCL on the probability of failure of slope. Cho (2010) investigated the effect of cross-correlation between cohesion (c) and friction angle (ϕ) on the reliability of the slope. Griffiths and Fenton (2009) performed random finite element analysis to investigate the relation between the coefficient of variation of variable parameters of soil and how spatial variability affects the results of probabilistic analysis. They demonstrate that ignoring spatial variability leads to an unconservative estimate of the reliability of slope if the coefficient of variation is higher than the critical coefficient of variation. Sivakumar and Mukesh (2004) studied the



relation between mean factor of safety, coefficient of variation of cohesion and SCL with different values in the vertical and horizontal directions.

When it comes to geosynthetic reinforced soil slopes, there are only a few studies in the literature that investigate probabilistic safety. Ferreira et. al. (2016) studied the reliability of nine slopes which are designed according to Eurocode 7. Javankhoshdel and Bathurst (2017) carried out probabilistic analysis for internal and external stability of reinforced slopes, considering the effect of cross-correlation between cohesion and friction angle. Moreover, they suggest a reliability-based design approach for reinforced slope, however, they ignored the spatial variability of soil. Considering spatial variability, Luo and Bathurst (2018) carried out a probabilistic finite element analysis on a reinforced soil slope having 45 degree slope angle having 5 m height with 5 reinforcement layers, and showed the effects of spatial variability of soil parameters (using isotropic and anisotropic SCL) on internal and external stability of the reinforced slope. The authors also compared the influence of anisotropy ratios and showed that as the ratio increases for the same vertical SCL (i.e. larger SCL in the horizontal direction as compared to SCL in the vertical direction), the probability of failure of the reinforced slope increases. Nevertheless, their study was restricted for purely frictional soil.

In this study, in a spatial probabilistic analysis, a statistical distribution is defined for a parameter, SCL's are defined in the horizontal and vertical directions, and for each Monte Carlo simulation, a random field of values is generated for the soil mass. The use of spatially variable material properties has been shown to affect the calculated probability of failure of slopes.

2. RANDOM LIMIT EQUILIBRIUM METHOD

In the current study, random limit equilibrium method (RLEM) is used via Rocscience Slide (2018) software. RLEM is a limit equilibrium method, with the only difference being, material properties are assigned to soil from a random field and each element in soil has different material properties. The SCL is used to define how adjacent soil elements are related with each other, where small values of SCL mean properties of soil are highly fluctuated (variable). Markovian covariance function is used to calculate covariance value between elements. For each Monte Carlo sample, different material properties from a log normal statistical distribution are assigned to soil elements and the most critical failure surface is searched. In this way, 5000 different Monte Carlo simulations are conducted.

Figure 1 illustrates, as an example, different generations of random fields, i.e. spatial distribution from a log-normal statistical distribution, of cohesion, c' , having mean value of 10 kPa and $COV=0,40$ (i.e. 40%), for a 10-m high reinforced soil slope in this study. Differences between isotropic and anisotropic SCL can be seen in Figures 1(a) and 1(b), where Figure 1(b) clearly shows more differences in cohesion values (indicated by colors) in the vertical direction, i.e. kind of a layering. Figures 1(c) and 1(d) demonstrates additional two different Monte Carlo random fields of cohesion, having anisotropic SCL, a total of 5000 different random fields are used in this study, in each RLEM run.

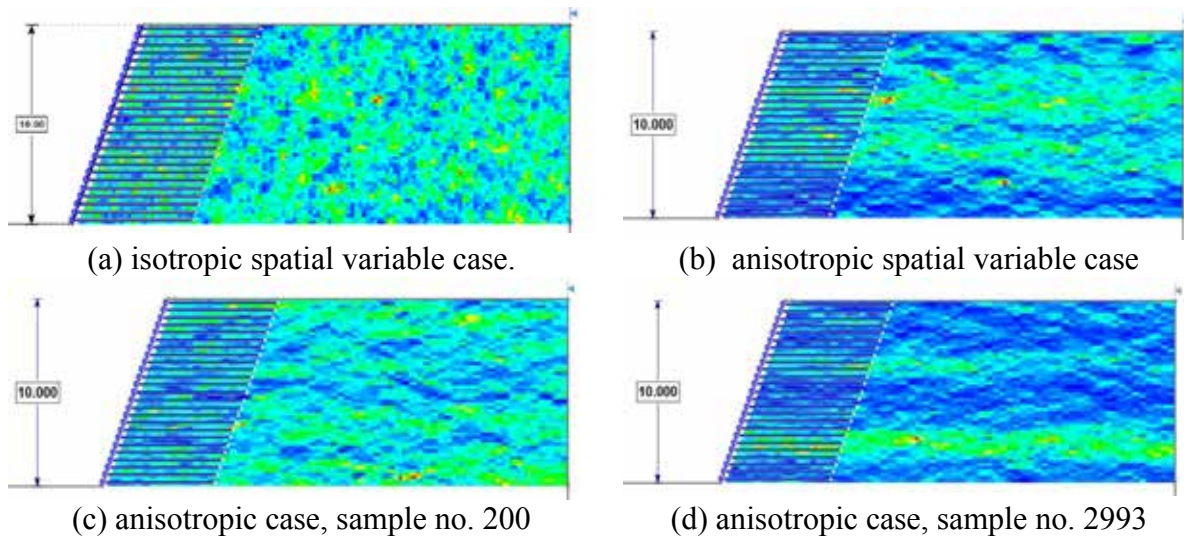


Figure 1. Examples of distribution of material properties: cohesion, c' .

In addition to Monte Carlo (MC) sampling method, Latin Hypercube (LH) method is also used in this study. This technique can be viewed as a stratified sampling scheme which ensures that the upper or lower ends of the distributions are well presented (Cho 2010). LH and MC sampling techniques are compared in Figure 2 with respect to the reliability index of a 10-m high reinforced soil slope. As it can be seen LH sampling technique converges faster than MC. In addition, Figure 2 indicates that 5000 number of samples is sufficient for this study in both methods.

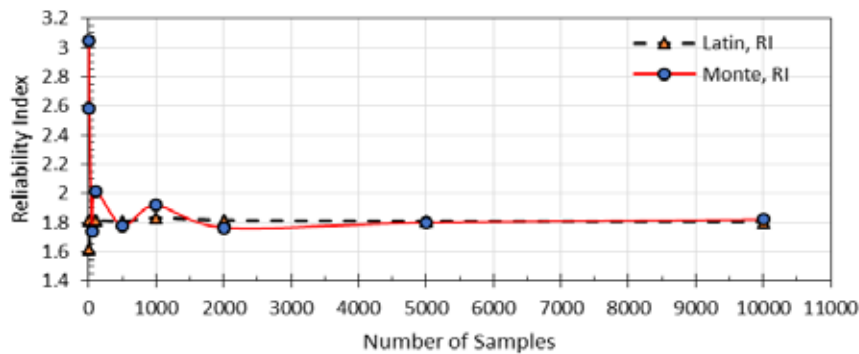


Figure 2. Number of samples of random fields vs reliability indexes, in Monte Carlo and Latin Hypercube sampling methods

3. REINFORCED SOIL SLOPE MODEL

Glancy and Naughton (2008) examined a geogrid reinforced soil slope with three different marginal fill materials, having different pore water pressure conditions, represented by r_u (where r_u is the pore pressure coefficient, which is defined as pore water pressure / total stress). In this study, the same slope model is investigated with one of the marginal soils. The geometry of the model is shown in Figure 3. The model includes 6 m long geogrid reinforcements with 0.4 m fill height. Ultimate tensile strength of reinforcements is taken as 100 kN/m.

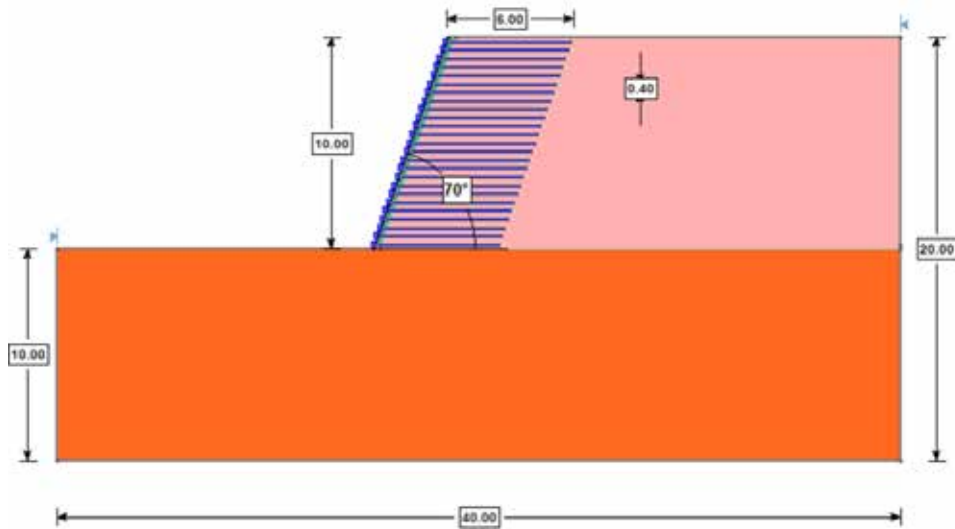


Figure 3. Geometry of the model used in this study.

The probabilistic analysis is performed with and without SCL, as well as a deterministic analysis. Cohesion (c'), unit weight (γ), and effective friction angle (ϕ') of the reinforced soil slope's marginal fill material are considered as random variables having lognormal statistical distribution. Coefficient of variation ($COV = \text{standard deviation} / \text{mean}$) of c' , ϕ' and γ are assumed to be 0.4 (or 40%), 0.4 and 0.1 respectively. Probabilistic reinforced soil properties are shown in Table 1. Cross-correlation coefficient between c' and ϕ' , and ϕ' and γ are assumed as -0,5 and 0,5 respectively. All selected COV and cross-correlation coefficients are in good agreement with reported values in the literature. Very stiff foundation was assumed in the model to restrict failure surface only in the reinforced soil zone. Moreover, there is a 0.3 m thick facing in the model. Deterministic material properties are assigned for foundation soil and facing.

Table 1. Probabilistic marginal fill properties.

	Mean	Standard dev.	Relative min	Relative max
Cohesion, c' (kPa)	10	4	10	20
Unit Weight, γ (kN/m³)	17.5	1.75	2.5	5.5
Friction Angle, ϕ' (°)	33	13.2	18	17

Table 2. Deterministic properties of foundation soil and facing.

	Cohesion (kPa)	Unit weight (kN/m ³)	Friction angle (°)
Facing	33	17.5	33
Foundation	200	20	50

Both active and passive support force applications are used in defining the geosynthetics the analyses. In active support force application, force is used to decrease driving forces, in contrast, passive force application method increases the resisting forces. That is, in the factor of safety calculation active support force is included in the denominator of the equation, however, passive force is located in the numerator of the equation. In other words, during the active force application factor of safety is applied only for soil strength. For that reason, Duncan and Wright (2005) suggest using active force application, since reinforcing supports and soil have different uncertainties. Therefore, these differences are represented in the active method. Both the active method and passive method are used in

analyses. For passive method ultimate tensile strength is used, 100 kN/m and allowable tensile strength is taken as 30 kN/m by taking a total reduction factor as 3.33 due to installation damages and biological degradation etc (Koerner, 2012). Furthermore, two different pull out strengths are considered during analysis by assuming interface strength reduction factor, r , value of 0.6 and 1.0, since r value cannot be considered as a random variable. For both adhesion and soil-geogrid friction angle, the same value of r are used. Both isotropic and anisotropic SCL's are considered in analyses. In isotropic case, SCL is assumed as 0.4 m which is equal to compaction lift height of the fill. In the anisotropic case, SCL is taken as 0.4 m and 50 m in the vertical and horizontal directions, respectively. More than a total of 24 RLEM, non-circular search analyses are performed by using the cuckoo search method, coupled with Monte Carlo simulation. Besides of cuckoo search method, surface altering optimization technique is also used in analyses.

4. RESULTS

Results of simulations are shown in Table 3 and Table 4, in terms of Factor of Safety (FS), standard deviation of FS, probability of failure (PF) and Reliability index, RI. Some soil properties are considered having cross-correlation. In other words, drained cohesion and friction angle are considered to be negatively correlated, which means that as one increase the other will decrease. Cohesion and friction angle are considered to have a cross correlation coefficient of -0,5, whereas unit weight and friction angle are considered to be positively correlated, and correlation coefficient is selected to be 0,5. Cross-correlation coefficient values are selected from the commonly used values in the literature. Table 3 shows the results with and without cross-correlation. Factor of safety values of deterministic analysis, using mean values of all parameters (Tables 1 and 2), with active force application for interface strength reduction factor, $r=0.6$ and $r=1.0$ cases are found to be 1.877 and 1.874. In passive force application factor of safety values are changed as 1.979 and 1.978 in $r=0.6$ and $r=1.0$ cases, respectively. There is no difference between the results of $r=0.6$ and $r=1.0$ cases for deterministic analyses, because rather than pull-out related internal stability, external instability is found to be more critical for both cases. Therefore, pull out strength did not affect the results.

Table 3. Results of active support force application simulations.

	Active Method (Method A)											
	No Spatial Variability				With Spatial Variability							
	Correlated		Not Correlated		Isotropic, SCL=0,4 m				Anisotropic, H=50 m; V=0,4 m			
					Correlated		Not Correlated		Correlated		Not Correlated	
r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	
FS (mean)	1,768	1,769	1,774	1,775	1,695	1,698	1,675	1,678	1,642	1,643	1,613	1,617
Std Dev. Of FS	0,441	0,441	0,805	0,533	0,089	0,090	0,094	0,095	0,181	0,180	0,192	0,193
PF, %	0,320	0,340	3,120	3,020	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
RI	2,198	2,203	1,806	1,808	10,010	9,940	9,133	9,141	4,465	4,487	3,966	3,972

Probability of failure of simulations are calculated by dividing the number of analyses having FS less than 1,00 to the total number of analyses (runs). Another measure of safety, is the reliability index, RI, which is a scale of standard deviation of factor of safety in each

simulation. In this study RI values are reported by assuming a factor of safety of simulations has lognormal distribution. The relation between the reliability index and the probability of failure for normal and lognormal distributions is shown in Figure 4. Figure 4 also shows the recommended value of $RI=3,0$ below which is not considered to be a safe design. Comparison of the results of Factor of safety and reliability index calculations are shown in Figure 5 and Figure 6 to make a more clear comparison and evaluation.

Table 4. Results of passive support force application simulations

	Passive Method (Method B)											
	No Spatial Variability				With Spatial Variability							
	Correlated		Not Correlated		Isotropic, SCL=0,4 m				Anisotropic, V=50 m; H=0,4 m			
	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	Correlated		Not Correlated		Correlated		Not Correlated	
	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1	r=0,6	r=1
FS (mean)	1,836	1,839	1,840	1,843	1,805	1,816	1,789	1,799	1,727	1,734	1,699	1,707
Std. Dev. Of FS	0,463	0,469	0,540	0,544	0,102	0,105	0,105	0,108	0,198	0,200	0,210	0,213
PF, %	0,300	0,300	2,000	2,080	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
RI	2,320	2,301	1,978	1,965	10,382	10,33	9,863	9,768	4,720	4,735	4,234	4,233

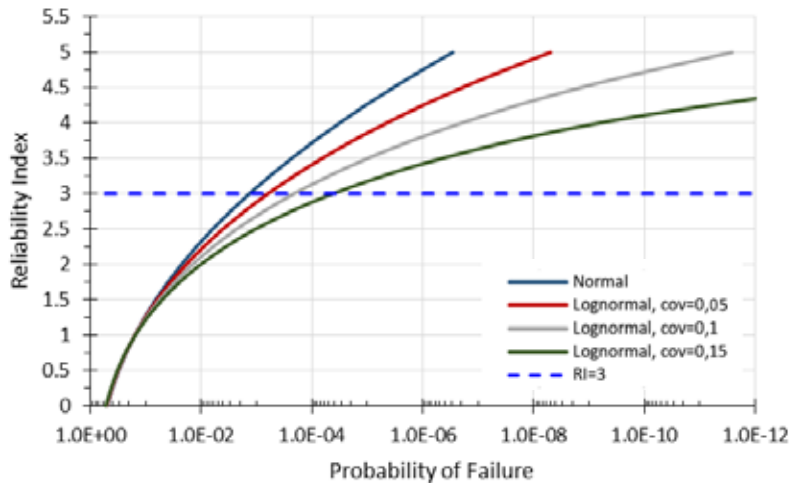


Figure 4. Probability of failure vs reliability index (Baecher and Cristian 2003)

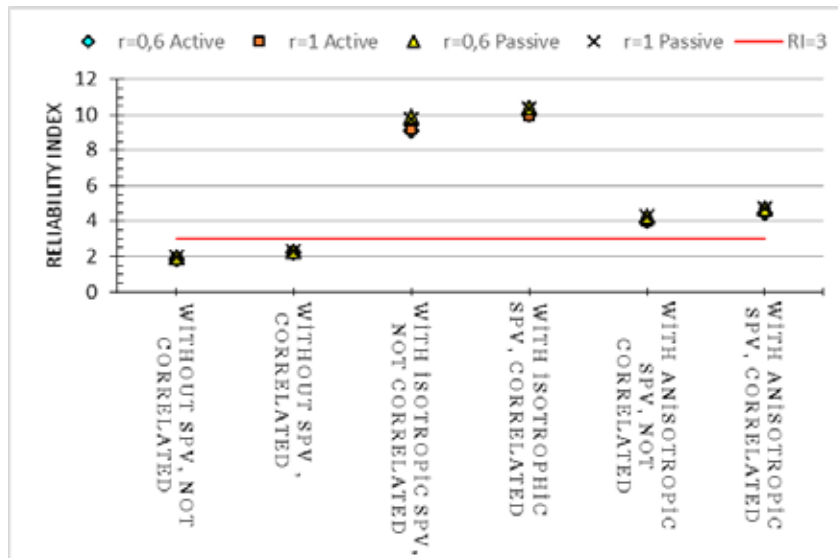


Figure 5. Results of simulations in terms of reliability index (SPV = spatial variability).

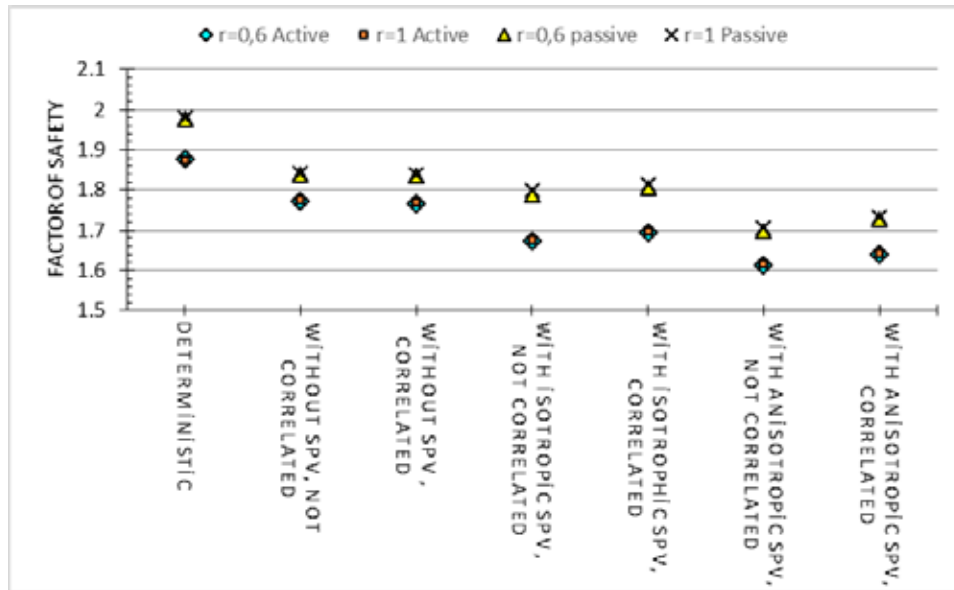


Figure 6. Results of in terms of factor of safeties (SPV = spatial variability).

According to the results in Figure 6, deterministic slope stability analysis gives the largest FS value, and any of the probabilistic analyses are giving smaller FS values, as compared to deterministic approach. This highlights the significance of carrying out a probabilistic analyses. Among the probabilistic analyses, when spatial variability of soil is taken into account (in terms of SCL), the mean factor of safety slightly decreased as compared to “without SPV” cases in Figure 6, and the reliability index increased. When considering the recommended reliability index value of 3,0, it can be seen in Figure 5 that probabilistic analyses without SCL gives RI values less than 3,0, which is not acceptable design (whereas FS values for these two cases were OK in Figure 6). Therefore, in the current example, when spatial variability is ignored, results are indicating an unsatisfactory level of safety for slope. When spatial variability is considered all results are above RI=3,0 (Figure 5), i.e. safe design in terms of the reliability index. Results in Figures 5 and 6 also show that anisotropic spatial variability is more critical than isotropic case, i.e. lower values of reliability index and FS values are obtained when anisotropic SCL is used.

Another important point to investigate is the probable failure surface of the model. Figures 7 and 8 illustrate probable failure surfaces of simulations without and with spatial variability. Simulations with spatial variability found more critical failure surfaces than simulations without spatial variability. There is no difference between failure surfaces of correlated and not correlated cases.

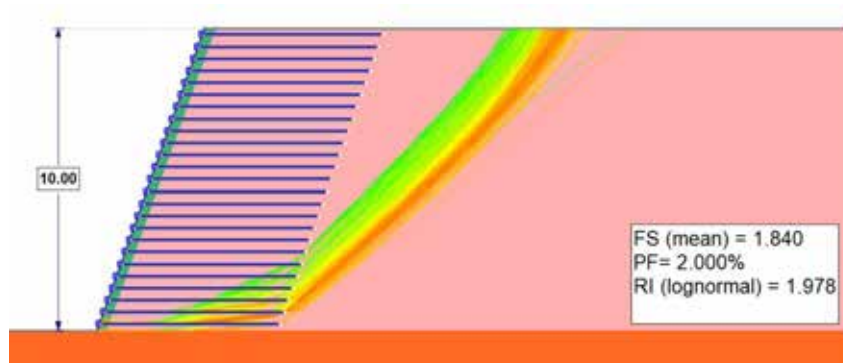


Figure 7. Failure surfaces without spatial variability (not correlated, $r = 0,6$)Figure 8. Failure surfaces with anisotropic SCL (not correlated, $r = 0,6$)

5. CONCLUSIONS

This study focused on the effects of spatial variability of soil on probabilistic analysis of reinforced marginal fill slopes. Influence of cross-correlation between soil parameters is also studied in the analysis. Some of the conclusions for the example reinforced soil slope investigated in this study, are summarized below:

- (1) Deterministic slope stability analysis gives the largest FS value, and any of the probabilistic analyses gave smaller FS values as compared to deterministic approach. This highlights the significance of carrying out a probabilistic analyses.
- (2) Considering cross-correlation between soil properties (e.g. positive correlation between unit weight-friction angle, negative correlation between cohesion and friction angle) does not have a significant effect on the factor of safety or reliability index of the slope.
- (3) Among the probabilistic analyses, when spatial variability of fill material is taken into account (in terms of SCL), the mean factor of safety slightly decreased as compared to analyses without SCL. When spatial variability is ignored, reliability index values of less than 3,0 is obtained, indicating an unsatisfactory level of safety for slope. Therefore it is important to consider SCL in the analyses.
- (4) Anisotropic spatial variability (which is a more realistic representation of a compacted fill in lifts) is more critical than isotropic case, i.e. lower values of reliability index and FS values are obtained when anisotropic SCL is used.

In summary, it is highlighted that ignoring spatial variability of marginal fills may lead to an overestimation of the factor of safety of reinforced marginal fill slopes.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study is carried out as part of a research project funded by The Scientific and Technological Research Council of Turkey, TUBITAK, Project No: 117M145 entitled “Interaction of Marginal Fills and Geogrids for Reinforced Soil Walls and Slopes”.

REFERENCES

- Baecher, G.B. and Cristian, J.T. (2003), “Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering”, John Willey and Sons Inc.
- Cho, S.E. (2007). “Effects of spatial variability of soil properties on slope stability” *Engineering Geology*, vol.92, pp. 97-109.



- Cho, S. E. (2010), “Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 136, pp. 975–984.
- Duncan, J.M. and Wright, S.G. (2005). “Soil Strength and Slope Stability”, John Wiley and Sons Inc.
- Ferreira, F. B., Topa Gomes, A., Vieira, C. S. and Lopes, M. L. (2016). “Reliability analysis of geosynthetic-reinforced steep slopes”, Geosynthetics International, vol. 23, pp. 301-315.
- Griffiths, D. V., J. Huang, and G. A. Fenton. 2009. “Influence of Spatial Variability on Slope Reliability Using 2-D Random Fields”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering vol.135, pp. 1367–1378.
- Javankhoshdel, S. and Bathurst, R. J. (2017), “Deterministic and probabilistic failure analysis of simple geosynthetic reinforced soil slopes”, Geosynthetics International, vol. 24, pp. 14–29.
- Glancy, J. and Naughton P. J. (2008) “Design of Steep Slopes Using Fine Grained Fills And Novel Multifunctional Geocomposites”, EuroGeo 4, 7-10 September, 2008, Edinburg, United Kingdom.
- Koerner, R.M. (2012) “Designing with Geosynthetics”, Xlibris, ISBN: 978-1-4653-4525-7
- Ning Luo & Richard J. Bathurst (2018) “Probabilistic analysis of reinforced slopes using RFEM and considering spatial variability of frictional soil properties due to compaction”, Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, vol. 12, pp. 87-108.
- Sivakumar Bubu, G. L. & Mukesh, M. D. (2004), “Effect of soil variability on reliability of soil slopes” Ge’otechnique vol. 54, issue 5, pp. 335–337.



Uluslararası 8. Geoteknik Sempozyumu

13-15 Kasım 2019, Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İTÜ Ayazağa Kampüsü, İstanbul

ŞEVLERDE EROZYON KONTROLÜ İÇİN GEOSENTETİKLERİN KULLANIMI VE TASARIMI

DESIGN AND APPLICATIONS OF GEOSYNTHETICS FOR EROSION CONTROL ON SLOPES

Hakan ÖZÇELİK¹ Pietro RIMOLDI²

ABSTRACT

Erosion is a natural phenomenon in which soil is generally loosened and transported by wind and rainfall. The main natural factors affecting erosion are soil characteristics, surface cover, topography and climate. A certain amount of erosion is natural and is, necessary for the ecosystem. However, excessive erosion causes problems such as water sedimentation, ecosystem damage and complete loss of soil. Slopes excavated or filled by civil engineering applications are serious erosion control challenges caused by rain and wind disruption. Heavy rains can erode the surface, especially in slopes with fine-grained soil structure. Geosynthetics ensure the greening of slope surfaces with erosion control and offer ready-made solutions to engineers. With the help of geosynthetics, soil and erosion resistance are increased, and rock and other soil types are permanently strengthened with plant root structure. A properly designed geosynthetic product is very effective in preventing or limiting soil loss caused by water erosion on the slopes. The most commonly used method for estimating soil loss on eroded slopes is called RUSLE and forms the basis of the design of geosynthetics and erosion control. It is a universal formula that takes its name from the initials of “Revised Universal Soil Loss Equation”. It can therefore be applied in any geographic region and socio-economic situation but requires laboratory and full-scale performance-based test results of various geosynthetic products with an appropriate database that summarizes the characteristics of the region and allows the estimation of various statistically defined factors. This paper describes the design methods and practical application examples for erosion prevention with geosynthetics.

Keywords: erosion control, design, geosynthetics, RUSLE, slopes

ÖZET

Erozyon, toprağın genellikle rüzgar ve yağış yoluyla gevşetildiği ve taşındığı doğal bir olaydır. Erozyonu etkileyen temel doğal faktörler toprak özellikleri, yüzey örtüsü, topografya ve iklim özellikleridir. Belli bir erozyon miktarı doğal olup, aslında ekosistem için gereklidir. Bununla birlikte, aşırı erozyon, su sedimantasyonu, ekosistem hasarı ve toprağın tamamen kaybı gibi sorunlara neden olmaktadır. İnşaat mühendisliği uygulamaları nedeniyle kazılmış ya da doldurularak oluşturulmuş şevler, yağmur ve rüzgârın toprağı

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, Maccaferri Türkiye., h.ozcelik@tmaccferri.com

² İnşaat Yüksek Mühendisi, Maccaferri İtalya, pietro.rimoldi@gmail.com

bozmasıyla ortaya çıkan ciddi erozyon kontrolü zorluklarıdır. Yoğun yağışlar, özellikle ince taneli toprak yapısına sahip şevlerde, yüzeyi aşındırabilmektedir. Geosentetikler, erozyon kontrolü ile şev yüzeylerinin yeşillenmesini sağlamakta ve aynı zamanda mühendislere hazır çözümler sunmaktadırlar. Geosentetikler ile toprağın erozyona karşı direnci artırılarak, kaya ve diğer zemin türlerinin bitkisel kök yapısı ile kalıcı olarak güçlendirilmesi sağlanmaktadır. Uygun şekilde tasarlanmış bir geosentetik ürün, yamaçlardaki su erozyonunun yol açtığı toprak kaybını önlemede veya sınırlandırmada çok etkilidir. Aşınmış yamaçlardaki toprak kaybının tahmininde en çok kullanılan yöntem RUSLE olarak adlandırılmış olup geosentetikler ile erozyon kontrolünün tasarımının da temelini oluşturmaktadır. “Revised Universal Soil Loss Equation” kelimelerinin baş harflerinden ismini alan RUSLE evrensel bir formüldür. Bu nedenle herhangi bir coğrafi bölgede ve sosyo-ekonomik durumda uygulanabilir, ancak bölgenin özelliklerini özetleyen ve istatistiksel olarak tanımlanmış çeşitli faktörlerin tahminine izin veren uygun bir veri tabanı ile çeşitli geosentetik ürünlerin laboratuvar ve tam ölçekli performansa dayalı test sonuçlarını gerektirir. Bu bildiride geosentetikler ile erozyon önlemeye yönelik tasarım yöntemleri ve pratik uygulama örnekleri anlatılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: erozyon kontrolü, geosentetikler, RUSLE, şevler, tasarım

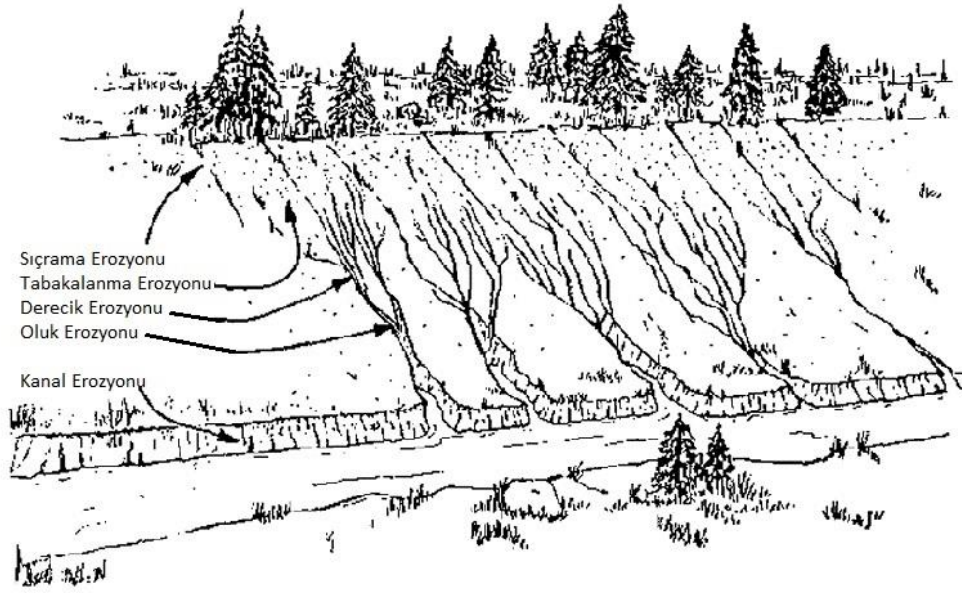
1. GİRİŞ

Şevler, yağmur ve rüzgârın doğal ya da iş makineleri ile kazılarak veya doldurularak oluşturulmuş toprağı bozması sonucu ortaya çıkan ciddi erozyon kontrolü zorlukları ortaya çıkarmaktadır. Aşırı yağışlar, özellikle ince taneli topraklarda, şevlerin yüzeyini kolaylıkla aşındırmaktadır. Şayet şev, zayıf bir bitki örtüsüne sahipse, erozyon sonucu aşınma daha fazla olmaktadır. Geosentetik erozyon kontrol ürünleri mühendislere hazır çözümler sunmaktadır. Geosentetikler, uygulamanın yapılmasıyla birlikte hemen erozyon koruması sağlamakta ve uzun dönemde ise sahanın bir tür zırhla kaplanmış gibi bitki örtüsünün gelişmesine yardımcı olmaktadır. Uygulamalarda, suyun etkisiyle kesme kuvveti limitlerinin aşıldığı durumlarda kalıcı olarak bitki örtüsünü güçlendirmektedir (Rimoldi, 2016).

Yerinde erozyonun ana formları sıçrama, tabakalanma, derecik ve oluktur (Şekil 1). Dış erozyon ise akıntı ve kanal erozyonunu içerir.

Bir inşaat sahasındaki potansiyel erozyon sorunlarının bilinmesi, saha planlayıcısının mülkten toprak kaybını en aza indirmek için sahanın geliştirilmesini ve erozyon kontrolünü daha iyi yönetmesini sağlar. Önleme, suyun akış kalitesini iyileştirmeye çalışmaktan çok daha etkilidir. Temel erozyon mekanizmalarının farklı saha koşulları için değiştiğine dikkat etmek önemlidir. Şantiye erozyonu malzemesinin özellikleri, şantiye koşullarına ve yerel yağışa bağlıdır.

Yamaçlarda erozyon kontrolünün geosentetik tasarımına yönelik mühendislik yaklaşımı, tek bir yamaçta veya birden fazla yamaçtan oluşan tanımlanmış bir alandaki erozyonun tahminine dayanmakta olup, Revize Evrensel Toprak Kaybı Denklemi olarak tercüme edilen RUSLE (Revised Universal Soil Loss Equation) ile yapılır. Geosentetiklerle tasarım yaparken RUSLE kullanılacaksa, çeşitli ürünlerin performansının laboratuvar ve tam ölçekli performans testleri ile belirlenmesi gerekir.



Şekil-1. Erozyon tipleri (Rimoldi, 2016)

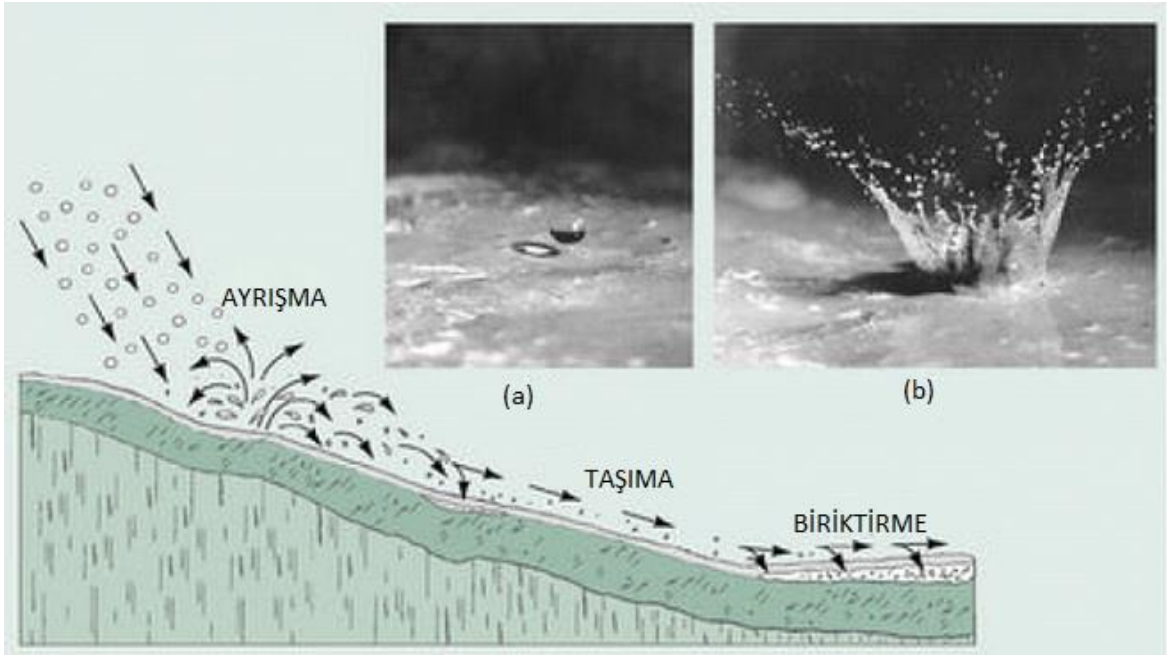
2. TEMEL EROZYON MEKANİZMALARI

Toprak erozyonu, toprağın yağış enerjisinin ve akan suyun aşındırıcı güçlerine maruz kaldığında ortaya çıkar (Barfield vd., 1983). Yağmur akan suyun kesme kuvveti ile birlikte toprak parçacıklarını ayırır. Suyun akışı ise, toprak parçacıklarını şevden aşağı taşır. Tabaka erozyonuna neden olan en önemli faktör yağmur damlası etkisidir, akan suyun kesme kuvveti ise derecik ve oluk erozyonunun en önemli sebebidir.

Toprak ayrılması genellikle yağmur damlası parametreleri veya toprak parametreleri ile ilgilidir. En önemli yağmur parametresi kinetik enerji ve en önemli toprak parametresi kayma dayanımıdır. Toprak kopması, yağmur enerjisi toprağın kayma dayanımını aştığında gerçekleşir. Geosentetiklerin ham şevler üzerinde kullanılması, enerjinin toprağa transferini büyük ölçüde azaltarak erozyon kayıplarını azaltır. Yağmur yağarken, toprak yüzeyindeki damla darbesi, toprak parçacıklarını yerinden oynatır, onları havaya kaldırır ve damlanın çarpma noktasından uzağa taşır. Düz zeminde, toprak parçacıkları her yöne eşit şekilde sıçramaktadır ve parçacıkların taşınımı sıfırdır (Rimoldi, 2016). Bir şevde ise, toprak parçacıkları yağmur damlasının düşmesinin (Şekil 2/a) ardında, Şekil 2/b'de gösterildiği gibi sıçrama ile şevden aşağı taşınır. Erozyon işleminin bu aşamasına "sıçrama erozyonu" denir.

Sızma oranı yağış yoğunluğundan azsa yüzey akışı meydana gelir. Yüzey akışı, yağmur damlaları tarafından buldukları yerden koparılan toprak parçacıklarını şev yüzeyinden aşağı taşıyarak toprak erozyonunu artırır. Bu yıpranma ve toprağın ince bir homojen laminer su akışında taşınması "tabaka erozyonu" olarak adlandırılır. Tabaka erozyonu, suyun kalınlığının ve hızının bir fonksiyonudur.

Su her zaman düşük direnç bulduğu yönde akmaya çalışır; akarken toprak parçacıklarını taşımaya başlar ve mikro bir kanal oluşturur. Kanalin derinliği arttıkça suyun hızı artar. Artan hız daha yüksek kesme gerilmeleri uygulayarak, toprak parçacıklarının daha hızlı bir şekilde taşınmasına sebep olur. Mikro kanal derinleşip genişleyerek derecik oluşturur. Bu aşama "derecik erozyonu" olarak adlandırılır. Derecik erozyonu, tabaka erozyonundan daha hızlı gerçekleşir (Rimoldi, 2016).



Şekil-2. Yağmur damlalarının etkisiyle ayrılan ve şevden aşağı taşınan toprak parçacıkları, (Rimoldi, 2016)

Herhangi bir erozyon koruması uygulanmazsa, toprak parçacıkları, oluşan dereciklerde daha fazla taşınmaya başlar, bu da şev yüzeyinde daha derin ve daha geniş kanalların oluşmasına neden olur. Bu aşamaya “kanal erozyonu” denir. Kanal erozyonu, on metrelerce derinlikte ve genişlikte hendek veya küçük vadilere benzemektedir. Erozyona meyilli şevlerde geosentetikler uygun şekilde tasarlanıp kullanıldığında, tabaka erozyonunun en aza indirgenmesini sağladığı için derecik ve kanal erozyonunun oluşmasını önler. Geosentetikler, yoğun, güçlü ve erozyona dayanıklı bir bitki örtüsü oluşana kadar yağmur damlası etkisinden ve tabaka erozyonundan şev yüzeyindeki toprak örtüsüne geçici koruma sağlar (Rimoldi, 2016).

Erozyon kontrolü için geosentetikler iki işlevi yerine getirebilir:

- 1) Bitki örtüsü olmayan veya bitki örtüsünün oluşmadığı şevlerde erozyon koruması sağlar;
- 2) Bitki örtüsü oluştuktan sonra, yağmur damlalarına ve su akışının yarattığı baskı gerilmelerine karşı direncini artırır.

2.1. Deneysel Gözlemler

Bir yüzey akıntısının derinliği (h) 1mm ila 10mm arasında değişir; sadece istisnai durumlarda 20 mm - 30 mm arasında olabilir (Horton, 1935).

Akıntı hızı 0,01 - 0,3 m / s'dir (Cancelli vd., 1990); sadece istisnai durumlarda 0,6 m / s'ye ulaşabilir (Bathurst, 1978).

Yağış ve eğim simülatörleri ile yapılan deneyler, tabaka akışında aşağıdaki su hızlarını (V) sağlamıştır (Renard, 1985), (Kum $d_{50} = 0,12-0,15$ mm; yağmur yoğunluğu = 70 mm / saat; eğim açısı = 26,5°):

Toprak koruma şev uzunluğu $L = 7,5$ m

Ham toprak $V = 0,31$ m / s

Hücre sel $V = 0,19$ m / s

Geomatlar $V = 0,13 \text{ m / s}$
Jüt ağı $V = 0,19 \text{ m / s}$

Genellikle, toprakların fiziksel yapısı, kohezif olmayan, gevrek ve kolayca işlendikleri anlamına gelir. Toprak dokusu, spesifik toprak tipini oluşturan kum, silt veya kil yüzdelerini tanımlamak için kullanılan bir terimdir. Aşınmış toprak malzemeleri tane boyutlarına göre kil, silt ve kum oranları şeklinde sınıflandırılabilir. Farklı toprak tipleri bu parçacıkların farklı oranlarına sahiptir (Rimoldi, 2016).

2.2. Erozyon Modeli

Erozyonla ilgili mevcut bilgilerin çoğu, 1920-1930 yılları arasında ülkenin bazı bölgelerinde toprağın tarımsal kullanımı ile ilgili ciddi erozyon sorunları ile karşı karşıya olan ABD Toprak Koruma Hizmeti (SCS) tarafından başlatılan çalışmalardan gelmektedir.

Aynı zamanda araştırmacılar, erozyonu etkileyen fiziksel olayları anlama ve ilgili değişkenlerin ve parametrelerin tanımlanmasına dikkat ettiler ve hem gerçek vakalara hem de yeniden yaratılan durumlara atıfta bulunarak laboratuvarında üzerinde yağış simülatörleri bulunan, Şekil 3'te gösterilen deney düzeneğinde, çok sayıda önlem, sınıflandırma ve korelasyon geliştirdiler (Renard, 1985). Söz konusu düzenek kullanılarak yapılan laboratuvar testleri birçok erozyon tahmin modelinin temelini oluşturmuş ve hala da oluşturmaktadır.



Şekil-3. Standart deney düzeneğinin eğimli uzunluğu 22.13m, genişliği 1.83m olup %9 eğime sahiptir (Renard, 1985)

Yamaçlarda erozyon kontrolü için geosentetikler üzerinde Cancelli vd. (1990), Wegel ve Rustom (1992), Cazzuffi vd. (1994), Şekil 3'te görülen düzeneğe benzer kurulumlarla bir çok deney gerçekleştirmişlerdir. Geosentetikler ile erozyon tahmin modellerinin kullanımı için güvenilir varsayılan parametreleri tanımlayabilmek için hala çok daha fazla araştırmaya ihtiyaç vardır. Düzinelerce erozyon tahmin modeli bulunmaktadır. Bunların çoğu tarımsal ve geniş alanlarda beklenen yıllık toprak kaybı oranlarını çeşitli toprak ekimi ve mera yönetimi teknikleriyle karşılaştırmak için geliştirilmiştir. Bazıları sadece istatistiksel, diğerleri ise mekanik modellerdir. En popüler yöntemlerden ikisi Revize Evrensel Toprak Kaybı Denklemi (RUSLE) ve Su Erozyonu Tahmin Projesi erozyon modelidir (WEPP), (Rimoldi, 2016).

3. REVİZE EVRENSEL TOPRAK KAYBI DENKLEMİ : RUSLE

Wischmeier ve Smith (1958), yağış enerjisi ve toprak kaybı ile ilişkisi üzerine ilk araştırmayı sundu. "Evrensel Toprak Kaybı Denklemi (The Universal Soil Loss Equation; USLE)", 1965 yılında 282 sayılı Tarım El Kitabı'nda (USDA, 1965), yayınlandı. Evrensel Toprak Kaybı Denklemi (USLE), ABD genelindeki yaklaşık 10.000 standart deney düzeneğinden yıllarca elde edilen verilere dayanmaktadır. Her standart düzenek, yaklaşık 22 m akış uzunluğuna sahipti ve hepsi benzer şekilde çalıştırıldı, böylece toprak kaybı ölçümlerinin bir tahmin aracı olarak birleştirilmesi sağlandı. USLE, özellikle ABD'de, geniş alanlarda aşınmış toprak miktarının yıllık olarak tahmininde hala kullanılmaktadır.

Takip eden 20 yıl boyunca USLE revize edilmiş ve sonunda 1978 yılında 537 sayılı Tarım El Kitabı'nda RUSLE olarak yayımlanarak tamamlanmıştır (USDA, 1978), (Wischmeier ve Smith, 1978).

Revize Evrensel Toprak Kaybı Denklemi (RUSLE) (Renard vd., 1997), 1978'den önceki USLE yayımından bu yana yapılan yeni araştırmaları dahil etmek üzere geliştirilmiştir (Wischmeier ve Smith, 1978). Denklem temeli aynı kalmıştır, ancak bazı faktörlerde değişiklikler yapılmıştır.

RUSLE sadece tabakalanma ve derecik erozyonunu öngörmektedir, konsantre akışın etkilerini öngörmemektedir. RUSLE evrensel bir formüldür, bu nedenle herhangi bir coğrafi bölgede ve sosyo-ekonomik durumda uygulanabilir, ancak çeşitli faktörlerin tahminine izin veren uygun bir veri tabanı gerektirir.

Bu faktörler çalışılan alanın özelliklerini özetler ve istatistiksel olarak tanımlar. Özellikle de iklim özelliklerini, toprak özelliklerini, topografyayı, kırpmayı, toprak hazırlığını, toprak kullanımı ve yönetimini dikkate alır. Dolayısıyla, RUSLE, evrensel formülasyonunun yanı sıra, doğada ampiriktir ve faktörlerin doğru tahmini için geniş ve uygun bir veri tabanı gerektirir. RUSLE'den elde edilen sonuçlar yalnızca istatistiksel değere sahiptir ve yalnızca geniş alanlar ve yeterince uzun süreler için (genellikle yıllık bazda) geçerli olarak kabul edilebilir.

RUSLE'deki temel varsayım, ayrılma ve biriktirmenin akışın çökelti içeriği tarafından kontrol edildiğidir. Erozyon malzemesinin kaynağı sınırlı değildir, ancak erozyon, akışın taşıma kapasitesi ile sınırlıdır. Çökelti yükü akışın taşıma kapasitesine ulaştığında, artık ayrılma gerçekleşemez. Çökeltme, ayrıca, akış hızı düştükçe hidrografın geri kalan kısmında da meydana gelir (Novotny ve Chesters, 1981). RUSLE aşağıdaki formülle ifade edilir:

$$A = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (1)$$

burada;

A = tahmini ortalama toprak kaybı (dönüm başına ton/yıl)

R = yağış - akıntı erozivite faktörü (yüzlerce ayak-foot`ton`inç / dönüm`saat`yıl)

K = toprak aşındırma faktörü (ton`dönüm`saat / yüz dönüm`ayak-foot`ton`inç)

L = eğim uzunluğu faktörü

S = eğimin diklik faktörü

C = örtüleme - yönetim faktörü

P = destek uygulama faktörü

Topraklar için başka bir faktör de “Tolere edilebilen toprak kaybı (Tolerable Soil Loss)” anlamına gelen “T değeri” olarak adlandırılır. Doğrudan RUSLE denkleminde kullanılsa da koruma planlaması için RUSLE ile birlikte kullanılır. Toprak kaybı toleransı (T), dönüm başına ton cinsinden yılda oluşan maksimum toprak kaybı miktarıdır. Bu, tolere edilebilir ve hala yüksek düzeyde mahsul verimliliğinin ekonomik ve süresiz olarak sürdürülmesine izin verir.

RUSLE, ABD geleneksel ölçü birimlerinde geliştirilmiş olup; Tablo 1, SI ölçü birimlerine dönüşüm faktörlerini vermektedir.

Çizelge 1. RUSLE için dönüşüm faktörleri (USDA, 1997)

To convert from	U.S. customary units	Multiply by	To obtain:	SI Units
Rainfall intensity, i or I	$\frac{\text{inch}}{\text{hour}}$	25.4	$\frac{\text{millimeter}}{\text{hour}}$	$\frac{\text{mm}}{\text{h}}$
Rainfall energy per unit of rainfall, e	$\frac{\text{foot-tonf}}{\text{acre-inch}}$	2.638×10^4	$\frac{\text{megajoule}}{\text{hectare-millimeter}}$	$\frac{\text{MJ}}{\text{ha}\cdot\text{mm}}$
Storm energy, E	$\frac{\text{foot-tonf}}{\text{acre}}$	0.006701	$\frac{\text{megajoule}}{\text{hectare}}$	$\frac{\text{MJ}}{\text{ha}}$
Storm erosivity, EI	$\frac{\text{foot-tonf}\cdot\text{inch}}{\text{acre}\cdot\text{hour}}$	0.1702	$\frac{\text{megajoule}\cdot\text{millimeter}}{\text{hectare}\cdot\text{hour}}$	$\frac{\text{MJ}\cdot\text{mm}}{\text{ha}\cdot\text{h}}$
Storm erosivity, EI	$\frac{^4\text{hundreds of foot-tonf}\cdot\text{inch}}{\text{acre}\cdot\text{hour}}$	17.02	$\frac{\text{megajoule}\cdot\text{millimeter}}{\text{hectare}\cdot\text{hour}}$	$\frac{\text{MJ}\cdot\text{mm}}{\text{ha}\cdot\text{h}}$
Annual erosivity, R ⁵	$\frac{\text{hundreds of foot-tonf}\cdot\text{inch}}{\text{acre}\cdot\text{hour}\cdot\text{year}}$	17.02	$\frac{\text{megajoule}\cdot\text{millimeter}}{\text{hectare}\cdot\text{hour}\cdot\text{year}}$	$\frac{\text{MJ}\cdot\text{mm}}{\text{ha}\cdot\text{h}\cdot\text{y}}$
Soil Erodibility, K ⁶	$\frac{\text{ton}\cdot\text{acre}\cdot\text{hour}}{\text{hundreds of acre}\cdot\text{foot}\cdot\text{tonf}\cdot\text{inch}}$	0.1317	$\frac{\text{metric ton}\cdot\text{hectare}\cdot\text{hour}}{\text{hectare}\cdot\text{megajoule}\cdot\text{millimeter}}$	$\frac{\text{t}\cdot\text{ha}\cdot\text{h}}{\text{ha}\cdot\text{MJ}\cdot\text{mm}}$
Soil loss, A	$\frac{\text{ton}}{\text{acre}}$	2.242	$\frac{\text{metric ton}}{\text{hectare}}$	$\frac{\text{t}}{\text{ha}}$
Soil loss, A	$\frac{\text{ton}}{\text{acre}}$	0.2242	$\frac{\text{kilogram}}{\text{meter}^2}$	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

¹Hour and year are written in U.S. customary units as h and yr and in SI units as h and y. The difference is helpful for distinguishing between U.S. customary and SI units.
²The prefix mega (M) has a multiplication factor of 1·10⁶.
³To convert ft · tonf to megajoule, multiply by 2.712·10⁻³. To convert acre to hectare, multiply by 0.4071.
⁴This notation, "hundreds of," means numerical values should be multiplied by 100 to obtain true numerical values in given units. For example, R=125 (hundreds of ft · ton · in (acre · h))⁻¹=12,500 ft · tonf h. The converse is true for "hundreds of" in the denominator of a fraction.
⁵Erosivity, EI or R, can be converted from a value in U.S. customary units to a value in units of Newton/hour (N/h) by multiplying by 1.702.
⁶Soil erodibility, K, can be converted from a value in U.S. customary units to a value in units of metric ton · ha (Newton · h)⁻¹ [t · h(ha · N)⁻¹] by multiplying by 1.317.

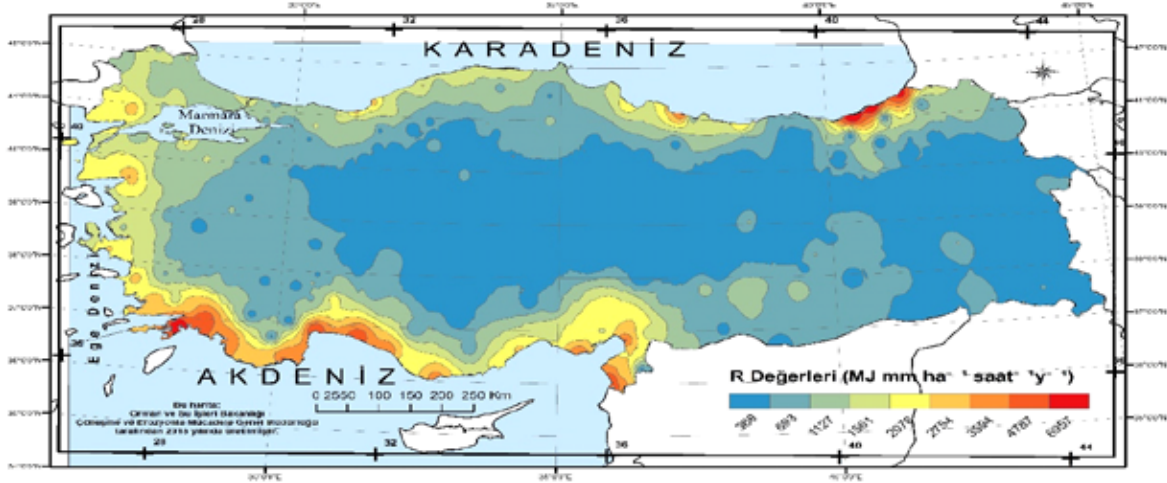
Bu nedenle RUSLE, birim alan (A)'daki erozyon oranı yağmurun (R) aşındırıcı gücüne, toprak aşınabilirliğine (K), şev eğimine ve uzunluğuna (LS), toprak örtüsünün derecesine (C) ve koruma uygulamalarına (P) bağlıdır. Bu denklemin önemli yönü denklem parametreleri arasındaki doğrusal ilişkidir. Herhangi bir parametre değiştiğinde, ortaya çıkan erozyon verimi de benzer şekilde değişir.

LS, C ve P için temel değerlerin tümü 1.0'dır ve belirli saha ve yönetim koşullarına göre değişir. Bu faktörlerin çoğu, özellikle bitki büyümesine ve yağmur özelliklerindeki değişikliklere bağlı olarak mevsimsel olarak değişecektir.

RUSLE denklemi inşaat sahalarından aşınabilecek toprak miktarını tahmin etmek için kullanılabilir. Spesifik olarak, erozyona en kritik alanların tahmin edilmesini ve bu alanlarda geosentetikler ile yapılacak tasarımda, alınan önlemlerin faydalarının tahminlerini sağlar. Ayrıca, farklı eğim ve zamanlama seçeneklerinin toprak aşınabilirliğini, önleme konusunda daha iyi tasarım için karşılaştırılabilir.

3.1. Yağış - Akış Erozivite Faktörü (R)

Birçok ülke ve bölge için, R faktörünün yerel ölçümlerini gerçekleştirilerek bölgesel haritaları üretildi. Türkiye için üretilen yağışların özellikleri ve Revize Evrensel Toprak Kaybı Denklemi (RUSLE) R Faktörü haritası Şekil-4'te verilmiştir.



Şekil-4. Türkiye için SI ölçü birimi ile hazırlanmış R faktör haritası, (Doğan, 1987)

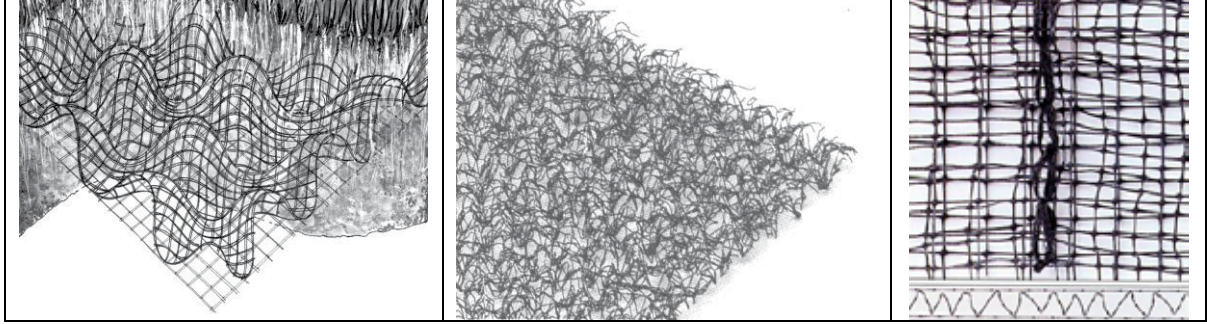
4. ŞEVLERDE EROZYON KONTROLÜ İÇİN KULLANILAN GEOSENTETİKLER

Şevlerde erozyon, su ve rüzgar kuvvetlerinin neden olduğu doğal bir işlemdir. Toprak türü, bitki örtüsü ve peyzaj gibi bir dizi faktörden etkilenir ve belirli bir saha kurulumunda meydana gelen çeşitli aktivitelerle hızlanabilir. Kontrolsüz erozyon işlemleri mevcut yapılara ve çevreye büyük zararlar verebilir.

Erozyon kontrolü için geosentetikler, uygun şekilde tasarlanmışsa, şevlerdeki su erozyonunun yol açtığı toprak kaybını önlemede veya sınırlandırmada çok etkilidir.

4.1. Geomatlar

Geomatlar genel olarak, çok yüksek bir gözeneklilik (ortalama olarak %90'dan fazla) içeren, 10 ila 20 mm kalınlığında oldukça deforme olabilen bir tabaka oluşturmak üzere birbirine dolanmış sentetik malzeme liflerinden veya ağlarından yapılmıştır (Şekil 5).

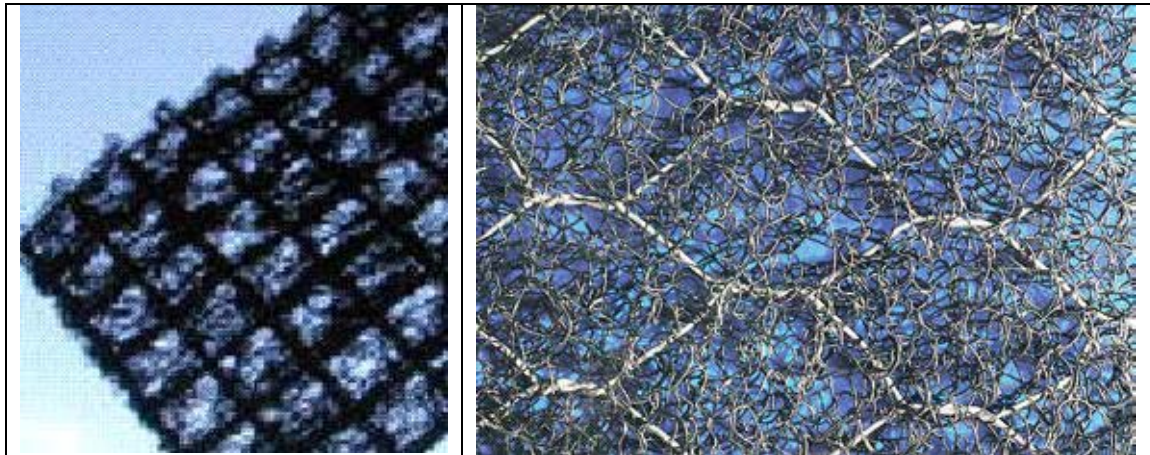


Şekil-5. Muhtelif Geomat Tipleri

Geomatlar, toprak parçacıklarını yerinde tutarak yağmur damlaları sıçramasına ve yüzey akmasına karşı toprağı korur; dahası bitki örtüsü kök sisteminin kayma dayanımını birkaç kat artırır. Yağmur damlaları ve akıntı etkisinin neden olduğu şevlerde ve su hızının düşük olduğu nehir/kanal kıyılarının kaplamasında erozyona karşı koruma olarak kullanılmaktadır.

4.2. Donatılanmış Geomatlar

Donatılanmış geomatlar, fabrika tarafından bir geomat ve bir geogrid veya çelik ağ örgüyle birleştirilerek üretilen ve 50 - 300 kN/m aralığında bir çekme dayanımına sahip geokompozitlerdir (Şekil 6).



Şekil 6. Geogrid ve Çelik Ağ ile Donatılanmış Geomatlar
(<https://www.maccafferri.com/products/geomats-macmat/>)

Donatılanmış geomatlar, geomatların tüm özelliklerini sahip olmakla beraber yüksek çekme dayanımına sahiptirler. Uzun ve dik yamaçlarda, su kanallarının kenarları boyunca ve yüksek çekme dayanımının gerekli olduğu nispeten yüksek su hızlarına sahip nehir kıyılarında kullanılırlar.

4.3. Biomat ve Bionetler

Doğal veya sentetik düşük ağırlıklı liflerle (Biomat) veya dokuma bir ağdan (Bionet) bir arada tutulan elyafların oluşturduğu mat şeklinde yapılan geosentetikler. Biosentetikler (Şekil 7), şevi, yağmur damlaları sıçramasına karşı koruyabilirler ancak su akıntısına karşı korumaları çok sınırlıdır.

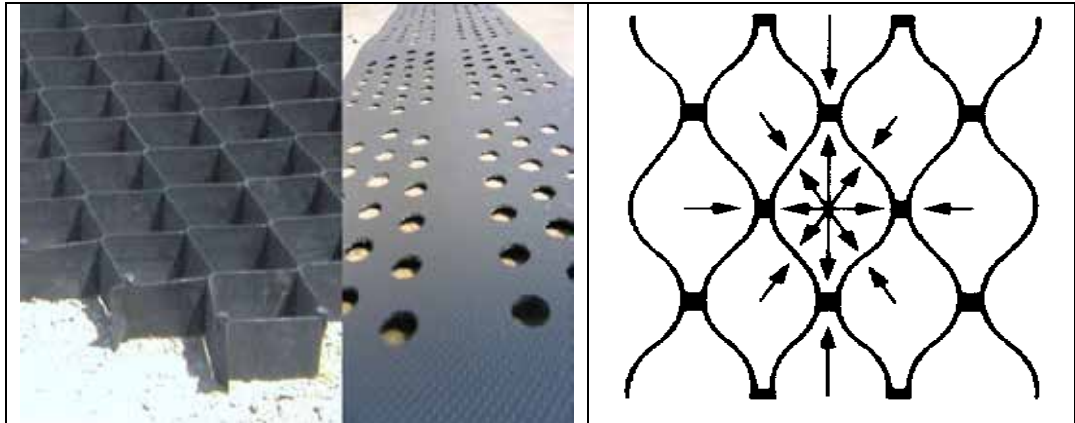


Şekil 7. Biosentetikler

Biosentetikler yüksek miktarda su emebilir ve doğal çözümleri sırasında bitki örtüsünün gelişimi için besleyici malzemeler üretebilir. Şevlerde ve düşük su hızlarına sahip kanal ve nehir kenarları boyunca geçici olarak erozyon kontrolü için kullanılabilirler.

4.4. Geohücreler

Geohücreler (geocell), polimerik veya geotekstil şeritlerin kaynak, yapıştırma veya dikiş ile birleştirilmesiyle üretilen petek şeklindeki mamullerdir (Şekil 8).



Şekil 8. Geohücreler

Geohücreler tarafından sağlanan tek fonksiyon, yanal sınırlamadır; hücrelere doldurulan toprağın yanal hareketleri, hücre duvarları ve diğer çevre hücreler tarafından önlenir veya sınırlandırılır. Bu nedenle, geohücreler kendi başlarına toprak erozyonunu önleyemez, çünkü üst yüzey tamamen yağmur damlası sıçramasına ve su akmasına maruz kalır. Aksine geohücreler 100 - 300 mm toprak kalınlığını stabilize etmek için kullanılabilir, böylece eğimden aşağı kayması önlenir. Ancak daha sonra üst yüzey bir geomat veya biomat



yerleştirilerek erozyona karşı korunmalıdır. Geohücrelerler, kurak yamaçlarda, bitki örtüsünün büyümesi için kalın bir üst toprak tabakası gerektiğinde kullanılabilir.

5. EROZYON KONTROLÜ İÇİN GEOSENTETİKLERİN TASARIMI

RUSLE kullanılarak hem geçici hem de uzun süreli uygulamalar için geosentetikli erozyon kontrol sistemlerinin tasarımı gerçekleştirilebilir. RUSLE kullanma prosedürü aşağıdaki gibidir:

1. Proje alanı için yağmur ve toprak verilerini toplayın.
2. R faktörünü belirleyin, genellikle inşaat ve çevre mühendisliği projeleri nispeten küçük bir alanı kapsar, bu nedenle genel olarak bir R değeri geçerlidir.
3. Toprak dokusuna göre, K değerini belirleyin. Proje alanında birden fazla toprak tipi varsa ve toprak dokuları çok farklı değilse, alanın çoğunluğunu temsil eden toprak tipini kullanın. Aksi takdirde, diğer toprak tipleri için gerektiği kadar tekrarlayın.
4. Proje alanını aynı şev eğimi ve uzunluğu olan bölümlerine ayırın. Her bölüme bir LS değeri atayın.
5. Uygulanacak erozyon kontrol önlemleri için birkaç seçenek belirleyin (örneğin: inşaat sırasında toprağın örtülmesi yoktur; inşaat sırasında geçici koruma için biyolojik olarak çözülebilen geosentetikler, uzun süreli koruma için çözülmeyen geosentetikler; vb.); Her seçenek için Tablolardaki C Faktörünü seçin veya belirli testlerden değerlendirin.
6. Kullanılan destek uygulamasını temel olarak P faktörünü seçin (genel olarak inşaat ve çevre mühendisliği projeleri için $P = 1.0$).
7. Denklem (1)'e göre, hektar (dönüm) başına toprak kaybını elde etmek için 5 faktörü birbiriyle çarpın.
8. Toplam toprak kaybını 1 yılda elde etmek için toplam alanla (hektar cinsinden) çarpın.

6. SONUÇLAR

1. Toprak erozyonu, toprağın yağış enerjisinin ve akan suyun aşındırıcı güçlerine maruz kaldığında ortaya çıkar.
2. Sızma oranı yağış yoğunluğundan azsa yüzey akışı meydana gelir.
3. Revize Evrensel Toprak Kaybı Denklemi (RUSLE) herhangi bir coğrafi bölgede ve sosyo-ekonomik durumda uygulanabilir, ancak çeşitli faktörlerin tahminine izin veren uygun bir veri tabanı gerektirir.
4. RUSLE'den elde edilen sonuçlar yalnızca istatistiksel değere sahiptir ve yalnızca geniş alanlar ve yeterince uzun süreler için geçerli olarak kabul edilebilir.
5. Geosentetiklerle tasarım yaparken RUSLE kullanılacaksa, çeşitli ürünlerin performansının laboratuvar ve tam ölçekli performans testleri ile belirlenmesi gerekir.
6. Geosentetikler, yoğun, güçlü ve erozyona dayanıklı bir bitki örtüsü oluşana kadar yağmur damlası etkisinden ve tabaka erozyonundan şev yüzeyindeki toprak örtüsüne geçici koruma sağlar.
7. Erozyon kontrolü için geosentetikler, uygun şekilde tasarlanmışsa, şevlerdeki su erozyonunun yol açtığı toprak kaybını önlemede veya sınırlandırmada çok etkilidir.
8. Geosentetiklerin ham şevler üzerinde kullanılması, enerjinin toprağa transferini büyük ölçüde azaltarak erozyon kayıplarını azaltır.



KAYNAKLAR

- Barfield, B.J., Barnhisel, R.I., Powell, J.L., Hirschi, M.C. and Moore, I.D., 1983. "Erodibilities and eroded size distribution of Western Kentucky mine spoil and reconstructed topsoil." Institute for Mining and Minerals Research Final Report, Univ. of Kentucky, Lexington, KY
- Bathurst, J.C. (1978), "Flow resistance of large-scale roughness". J. Hydraul. Div. ASCE. 104(12) 1587-1603
- Cancelli, A., Monti, R., and Rimoldi, P. (1990), "Comparative study of geosynthetics for erosion control", Proc. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, Netherlands.
- Cazzuffi, D., Monferino, F., Monti, R., and Rimoldi, P. (1994), "Experimental evaluation of the erosion on bare and geosynthetically protected slope", in "Conserving Soil resources", ed. R.J. Rickson, University Press, Cambridge, UK.
- Doğan, O., 1987. Türkiye Erosiv Yağış Potansiyelleri, Köy Hizmetleri Genel Müdürlüğü Yayınları, Ankara.
- Horton, R.E., 1935, Surface runoff phenomena. Part 1. Analysis of the hydrograph. Horton Hydrological Laboratory, Publication 101. Edward Bros. Ann Arbor, Michigan.
- Novotny, V. & Chesters, G. (1981), "Handbook of nonpoint pollution: Sources and management". Van Nostrand Reinhold Publishing Co., New York, N.Y., USA.
- Renard, K.G. (1985). "Rainfall simulation and USDA erosion research: History, perspective, and Future". Proc. Rainfall Simulator Workshop, Jan. 14-15, 1985. Soc. for Range
- Renard, K.G., G.R. Foster, G.A. Weesies, D.K. McCool, and D.C. Yoder coordinators (1997). "Predicting Soil Erosion by Water: A Guide to Conservation Planning with the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)". U.S. Department of Agriculture, Agricultural Handbook 703, 404 pp.
- Rimoldi, P. 2016, "Design of geosynthetics for erosion control on slopes", 6th European Geosynthetics Conference, pp 340-361, 25-28 September 2016, Ljubljana, Slovenia
- USDA (1965), "Predicting rainfall – erosion losses from cropland east of the Rocky Mountains", Agricultural Handbook No. 282. U.S. Department of Agriculture
- USDA (1997), "Predicting soil erosion by water – A guide to conservation planning with the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)", Agricultural Handbook No. 703. U.S. Department of Agriculture
- USDA (1978), "Predicting soil erosion losses – A guide to conservation planning", Agricultural Handbook No. 537. U.S. Department of Agriculture
- Weggel, J.R. & R. Rustom (1992), "Soil Erosion by Rainfall and Runoff - State of the Art," Geotextiles & Geomembranes, Vol. 11, No. 4, 1992, pp. 645-666.
- Wischmeier, W.H. and D.D. Smith (1958). "Rainfall energy and its relationship to soil loss". Am. Geophys. Union, Trans. 39(2): 285-291.
- Wischmeier, W. H. & Smith, D. D. (1978). "Predicting rainfall erosion losses - a guideline to conservation planning". USDA Agricultural Handbook 537, Washington DC, USA.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

BİR DOLGU TAŞKIN SETİNİN YÜKLENMESİYLE OLUŞAN ŞEV STABİLİTESİ PROBLEMİNİN ÇÖZÜMÜ

SOLUTION OF A SLOPE STABILITY PROBLEM RESULTING FROM THE LOADING OF A LEVEE

Irem Zeynep YILDIRIM*¹

ABSTRACT

This paper presents a case study of a challenging slope stability problem associated with compulsory loading of a levee located near the ocean. Due to the presence of limitations, as presented in this study, revamping existing geo-structures for unforeseen loading conditions is rather challenging for the engineer when compared to designing a new structure from scratch. Portion of an existing levee is located parallel to the docks of an industrial plant at Freeport, Texas. The single time event of transporting industrial bridge structures via the docks using land- and water- based cranes required incidental loading of the existing levee. The onshore and nearshore borings at the site indicated mainly the presence of soft to firm soils to a depth of 100 ft (30 m) below the ground surface. From the top of the levee to the near shore seabed, the slope height exceeded 18,3 ft (6 m). The initial analysis indicated that the existing bulkhead will not be sufficient to attain the required short-term FoS values. A series of analysis using Limit equilibrium and two dimensional finite element method (FEM) was performed using *Slide* and *Plaxis* programs, respectively. This paper presents the results obtained from these analyses together with a brief review of the selected solution of piling behind the sheet-pile wall.

ÖZET

Bu çalışma okyanus kıyısında bulunan bir dolgu taşkın setinin zorunlu yüklenmesinden oluşan bir şev stabilitesi vaka analizini sunmaktadır. Bu çalışmada sunulduğu gibi, geçmişte tasarlanmış geoteknik yapıları, önceden planlanmayan yüklemeler için revize etmek mühendis açısından mevcut kısıtlar nedeniyle çoğu zaman sıfırdan yeni bir tasarım yapmaktan daha zor olmaktadır. Freeport, Texas bölgesindeki bir dolgu taşkın seti sanayi tesisinin içinde kıyıya paralel olarak yerleşmektedir. Endüstriyel tesise taşınacak köprü yapılarının, limanda kara ve su vinçleri kullanılarak taşınması, bu operasyon sırasında taşkın setinin kısa süreli de olsa yüklenmesini gerektirmiştir. Karada ve yakın kıyıda yapılan sondajlar, proje sahasında 30 m (100 ft) derinliğe kadar yumuşak zeminlerin bulunduğunu göstermiştir. Taşkın setinin tepesinden yakın kıyı zemin tabanına, şevin

¹ *Dr. Öğretim Üyesi, Boğaziçi Üniversitesi, zyildirim@boun.edu.tr



yüksekliği 6 m'yi (18 ft) aşmaktadır. Yeni yükleme durumu için yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar, mevcut durumun yeterli güvenlik katsayısını sağlamadığını göstermiştir. Limit denge ve iki boyutlu sonlu elemanlar (FEM) metotları ile sırasıyla *Slide* ve *Plaxis* programları kullanılarak bir dizi şev stabilitesi analizi yapılmıştır. Bu çalışmada, şev stabilitesi analizlerinin sonuçlarıyla beraber mevcut palplanş duvarın arkasında kazık çakılarak uygulanan çözüm anlatılmaktadır.

1. GİRİŞ

Küresel ısınmanın da etkisiyle beraber son yıllarda tüm dünyada şiddetli yağışlar gözlenmeye başlamıştır. İklim araştırmalarının sonuçları, önümüzdeki yıllarda da kısa zaman içinde birim alana düşen yağış miktarında artış olacağına ve bunun da çeşitli sel ve taşkınlara sebebiyet vereceğine işaret etmektedir. Bu açıdan sel ve taşkın yönetimi her geçen gün daha da önem kazanmaktadır (Ormansu 2017). Dünya'da okyanus kıyısında ve geniş nehir ağlarının bulunduğu taşkın ovalarında kurulan ve hatta deniz seviyesinin altında birçok yerleşim yeri bulunmaktadır. Toplam yüz ölçümünün yaklaşık %26'sı su altında olan Hollanda'nın Amsterdam, Rotterdam gibi önemli şehirleri, Amerika'da 2005'te Katrina kasırgası sırasında büyük zarar gören New Orleans şehri bu örneklerdendir. Taşkın tehlikesindeki şehirlerde daha önce gerçekleşen taşkınların etkilediği alanlar belirlenerek, tarihi taşkın risk haritaları oluşturulmaktadır. Son zamanlarda yaşanan taşkınlar bu haritalarda değişikliklere sebep olmuştur. Örneğin Houston Texas'ta 2017'de gerçekleşen Harvey kasırgasından sonra daha önce hiç su altında kalmamış birçok bölge su altında kalmış, bu da taşkın risk haritalarında değişikliklere yol açmıştır. Dünya'daki iklim değişiklikleri taşkın yapılarının tasarımıyla da ilgili önemli sonuçlar doğurmuştur. Örneğin, Hollanda'da 2015 yılı öncesinde 50 yıllık taşkın için tasarım yapılırken, 2015 sonrasında ise 250 yıllık taşkın temel alınarak tasarım yapılmaya başlanmıştır. Bu açıdan taşkın kontrolü ve taşkın setlerinin tasarımı hem Dünya'da hem de Türkiye'de daha da önem kazanmaya başlamıştır.

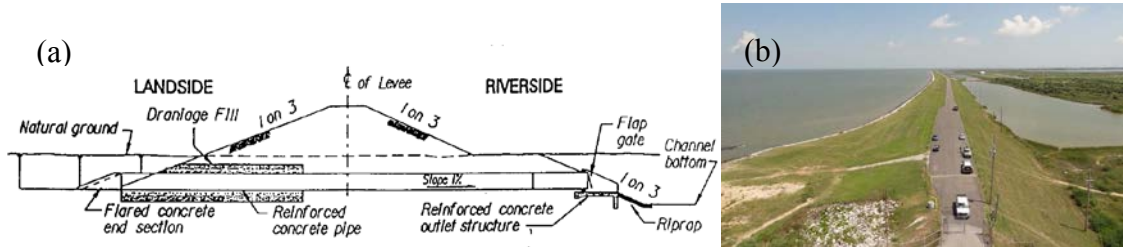
Bu çalışmada, Freeport Texas'ta endüstriyel bir tesisin içinde ve okyanus kıyısında bulunan bir dolgu taşkın setinin yüklenmesiyle ilgili bir vaka analizine yer verilmiştir. Yumuşak zeminler üzerinde bulunan ve yaklaşık 7 m (18,5 ft) yüksekliğindeki dolgu taşkın setinin bir segmanın vinç operasyonları nedeniyle kısa süreli olarak planlanmayan bir sürşarj yüküne maruz kalması planlanmaktadır. Limit denge ve iki boyutlu sonlu elemanlar (FEM) metotları ile sırasıyla *Slide* ve *Plaxis* programları kullanılarak bir dizi şev stabilitesi analizi yapılmıştır. Bu analizlerden elde edilen sonuçlar, dolgu setinin yüklenmesi planlanan segmanı için önerilen revizyonlar ve çözüm, şev stabilitesi analizleri ve taşkın setlerinin tasarımıyla beraber tartışılmıştır.

2. TAŞKIN SETLERİ

2.1. Genel

Taşkın setleri su yükselmesi ve devamında oluşan su baskınından korunmak amacıyla su kütleleri kıyısında inşa edilen bariyerler olarak tanımlanabilirler (Şekil 1). Ekonomik olduğu için daha yaygın olarak dolgu yapılarak inşa edilen bu setler klasik şev stabilitesi

analiz yöntemleri kullanılarak kontrol edilir. Analizlerde temelden ve/veya dolgudan geçen dairesel ya da daha zayıf ara yüzeylerden geçen kompozit kayma yüzeyleri kullanılır.



Şekil 1. Dolgu Taşkın Seti : (a) Tipik Kesit Çizimi (USACE 2000) (b) Texas Bölgesindeki Bir Dolgu Taşkın Setinin Üstten Görünümü

Taşkın setleri sadece kısa süreyle (yılda birkaç saat, gün veya hafta) tahmin edilen maksimum su yüksekliklerine ve bu yüksekliklere karşılık gelen yüklemelere maruz kalırlar. Taşkın setleri için güvenlik katsayıları da bu kısa süreli su yükselmeleri düşünülerek önerilmiştir. Uzun süreyle maksimum su yüklemelerine kalacak setlerin kalıcı dolgu baraj kategorisinde değerlendirilmesi ve ona uygun tasarlanması gerekmektedir.

2.2. Taşkın Setlerinde Analiz Durumları Ve Güvenlik Katsayıları

Dolgu taşkın setlerinin limit denge yöntemi ile stabilite analizlerinde, kara ve su taraflarındaki minimum ve maksimum su seviyeleri dikkate alınarak, her iki şev tarafı için temelde şu dört ayrı durum göz önünde bulundurularak hesap yapılır: I) İnşaat süreci ve bitimi (Kısa süreli durum), II) Ani su çekilmesi, III) En yüksek taşkın su seviyesi için sabit (değişmeyen) akım (uzun süreli durum) ve IV) Deprem durumu. Her durum için zeminin kayma dayanımı efektif gerilmelere bağlı olsa da zeminin kayma direnci parametrelerinin inşaat aşamalarıyla ilişkili belirlenmesi şev stabilitesi analizleri için büyük önem taşır.

Yüksek geçirimsizliğe sahip zeminler için efektif gerilme dayanım parametreleri (c', ϕ') kullanılırken, düşük geçirimsiz zeminler için kısa süreli durumda total gerilmelere bağlı (drenajsız) kayma direnci parametresi (S_u) ve uzun süreli durumda ise efektif gerilme dayanım parametreleri (c', ϕ') kullanılarak hesap yapılır. Ani çekilme durumu, taşkın sonrası kara tarafından suyun çekildiği ancak dolgunun düşük geçirimsizliği nedeniyle suya doygun olduğu durumu ifade eder. Bazı zeminler için, ani çekilme durumunun sonundaki drenajsız kayma direnci, kısa süreli durum için (inşaatın hemen ardından ani çekilme yaşanması) ve uzun süreli durum için (yapımdan çok sonra ani çekilme gözlenmesi) farklılık gösterebilir. Özellikle uzun süreli durumda ani su çekilmesi yaşanırsa, çekilme sırasında düşük permeabiliteli zeminlerin drenajsız kayma dayanımını belirleyen çekilmeden önceki efektif konsolidasyon stresleri olmaktadır. Bu temel bilgiyi kullanarak, ani su çekilmesi durumunda güvenlik katsayılarını hesaplayabilmek için iki ve/veya üç aşamalı hesaplama yöntemleri geliştirilmiştir. Bunlar arasından üç aşamalı bir yöntem olan Duncan vd. (1990) tarafından önerilen yöntem daha gerçekçi güvenlik katsayıları tahmin etmektedir. Bu metot ile hesaplamanın son aşamasında, kayma yüzeyi üzerinde drenajsız kayma dayanımının drenajlı dayanımdan düşük olduğu kısımlara hesaplamanın ikinci aşamasında tahmin edilen drenajlı kayma dayanımları atanarak ve aksinin geçerli olduğu kısımlarda da drenajsız kayma dayanımı kullanılarak güvenlik katsayısı hesaplanır. Böylece kayma yüzeyi boyunca düşük permeabiliteli zeminler için duruma göre karma (belirli uzunluklarda drenajlı ve diğerlerinde drenajsız) parametreler bir arada kullanılmış



olur. Bu iki ya da üç aşamalı metotlar kullanılarak hesaplanan güvenlik katsayısı genellikle dolgu setleri için en kritik duruma karşılık gelmektedir (Duncan vd. 1990; Duncan ve Wright 2005; USACE 2000). Dolgu setin altındaki jeolojik yapıya ve deprem tehlikesinin büyüklüğüne göre, diğer geçici yapılarda olduğu gibi genellikle deprem etkileri göz ardı edilir ya da pseudo-statik yöntemler kullanılarak hesaba katılır. Sıvılaşabilir zeminler mevcutsa sıvılaşma analizlerinin de yapılması gerekir. Taşkın ve deprem durumlarının bir arada bulunması oldukça düşük bir olasılığa sahip olduğu için bileşik durumlar genellikle göz ardı edilir. Dolgu taşkın setleri için inşaat sonu ve uzun süreli durumda güvenlik katsayılarının sırasıyla 1.3 ve 1.4 olması beklenir. Deprem ve ani çökme durumlarının analizlerinde ise, genellikle 1.0 – 1.2 aralığında bir güvenlik katsayısı kabul edilebilir.

3. PROJENİN YERLEŞİMİ VE ZEMİN ÖZELLİKLERİ

3.1. Taşkın Setinin Yapısı ve Yükleme Durumu

Texas bölgesi, doğal enerji rezervleri ve bölgedeki liman yapıları nedeniyle çok sayıda endüstriyel tesise ev sahipliği yapmaktadır. Amerikan Ordusu Mühendisler Birliği'ne (USACE) ait taşkın dolgu setlerinden bazıları da bu endüstriyel tesislerin kıyıları boyunca yerleşmektedir. Bu taşkın dolgu setlerinin bakımı, onarımı ve revizyonu ancak USACE'nin onayıyla mümkün olmaktadır. Freeport yakınında çok limanlı bir endüstriyel tesiste USACE'e ait bir dolgu taşkın seti kıyıya paralel olarak uzanmaktadır. Bu taşkın setinin tepesi su seviyesinden yaklaşık 6,5 -7 m yüksektedir.

Bu endüstriyel tesisin her bir limanında, geçici köprüler kurularak, uzun boru hatları ile yüklü rafların tek seferlik kara ile deniz arasında taşınmaları planlanmıştır. Limanlardan bazılarında yerleştirme işleminin sadece su tarafında kurulan tek bir vinç ile yapılması planlanmaktadır ve bu durumdaki limanlarda taşkın dolgu setinin herhangi bir yüklemeye maruz kalması beklenmemektedir. Limanlardan birinde ise vinç ve topoğrafya ile ilgili fiziksel kısıtlar nedeniyle hem kara ve hem de su tarafındaki vinçlerin kullanılması ve kaldırma işleminin aşamalı olarak gerçekleşmesi planlanmıştır. Bu durumda kara tarafındaki vinç nedeniyle taşkın dolgu setinin kısa süreli de olsa bir yüklemeye maruz kalacağı belirlenmiştir. Vincin kendisi ve denge ağırlıklarının, yük dağıtıcılarının altında kalan alanları vinç mühendislik şirketi tarafından belirlenmiştir ve Şekil 2'de A, B ve C yükleme kombinasyonları olarak görülmektedir. Aşamalı operasyon sırasında bu alanlara aynı anda etkiyecek olan üç farklı yükleme kombinasyonu belirlenmiştir. Şev stabilitesi açısından deniz ve kara tarafları için en kritik olan yüklemelerle analizlere devam edilmiştir. Vinç operasyonunun gerçekleşeceği taşkın duvarı segmanında, su tarafındaki şev eğimi 2.5:1 – 3:1 aralığında iken aynı segmanda kara tarafındaki şev ise 2:1 yani biraz daha diktir.

3.2. Jeolojik Durum ve Zemin Özellikleri

Freeport bölgesindeki jeolojik formasyon ağırlıklı olarak yüksek plastisiteli, şişebilir ve sıkışabilir killerden, ve yer yer bu killer arasında sıkışmış ince kum tabakaları ve siltlerden oluşmaktadır. Bu bölgedeki taşkın ovalarında, bu Beaumont formasyonu arasında yer yer daha genç alüvyonlara ve kıvrımlı nehirlerin dağınık biçimde bıraktığı silt ve kuma rastlandığı için bu bölgedeki zeminler düzenli olmayan ve kısa mesafelerde bile önemli farklılıklar gösteren bir yapıdadır. Taşkın seti için yükleme yapılacak liman yakınında

Çizelge 1. Şev Stabilitesi İçin Belirlenen Zemin Kayma Dayanımı Parametreleri

Kara Tarafı						Su Tarafı					
Tabaka (El.)		Drenajsız		Drenajlı		Tabaka (El.)		Drenajsız		Drenajlı	
(feet)		Su	ϕ	c'	ϕ'	(feet)		Su	ϕ	c'	ϕ'
Üst	Alt	(psf)	(deg)	(psf)	(deg)	Üst	Alt	(psf)	(deg)	(psf)	(deg)
18	8	1000	0	200	20	0	-21	1000	0	200	20
8	-10	600	0	100	19	-21	-43	600	0	100	19
-10	-27	1100	0	100	19	-43	-60	1100	0	100	19
-27	-60	1400	0	200	20	-60	-104	1400	0	200	20
-60	-95	1000	0	100	19	-104	-139	1000	0	100	19
-95	-104	1600	0	200	20	-139	-149	1600	0	200	20
-104	-139	1100	0	200	20	-149	-159	1100	0	200	20
-139	-149	2000	0	200	20	-159	-175	2000	0	200	20
-149	-159	0	30	0	30						
-159	-175	2000	0	200	20						

4. STABİLİZE ANALİZİ SONUÇLARI VE ÇÖZÜM ÖNERİSİ

4.1. Mevcut Durum, Taşkın ve Yükleme için Şev Stabilite Analizi Sonuçları

Dolgu taşkın setinin stabilite analizleri *Rocscience* tarafından üretilen ve iki boyutta limit denge analiziyle şev stabilitesi hesabı yapan *Slide* programıyla Spencer metodu kullanılarak tamamlanmıştır. *Slide* programı çok sayıda kayma yüzeyi yaratarak, her bir kayma yüzeyi boyunca, şevi tutmaya çalışan kuvvetlerin kaydırmaya çalışanlara oranını, yani güvenlik katsayısını hesaplar. Bu sayede en düşük güvenlik katsayısı değerine sahip kritik kayma yüzeyi belirlenir. Birden küçük bir güvenlik katsayısı, şevin kaydığına işaret eder. Kara ve su tarafında şevlerin stabilitesini belirleyebilmek için hem kısa süreli - drenajsız hem de uzun süreli- drenajlı parametreler kullanılarak hesap yapılmıştır. Taşkın durumu için kara ve su tarafında maksimum su yükseklikleri hesaba katılarak uzun süreli drenajlı parametrelerle hesap yapılmıştır. Ani su çekilmesi için ise üç aşamalı Duncan vd. (2000) tarafından önerilen yöntem kullanılarak güvenlik katsayısı hesaplanmıştır. Bu analizlerden elde edilen sonuçlar Çizelge 2'de özetlenmektedir. Tek seferlik yükleme durumu için güvenlik katsayısı kısa dönemli zemin parametreleri kullanılarak hesaplanmıştır. Kritik kayma yüzeyi ve kritik güvenlik katsayıları belirlenirken, hem sığ hem de derin kayma yüzeyleri araştırılarak detaylı bir çalışma yapılmıştır.

Çizelge 2. Taşkın Seti İçin Hesaplanan Güvenlik Katsayıları

Durumlar	Su tarafı	Kara Tarafı
Kısa Süreli Durum	1.27	3.21
Uzun Süreli Durum	1.36	2.36
Taşkın- Maksimum Su Seviyesi Uzun Süreli Durum	1.62	2.97
Taşkın – Ani Çekilme (3- Aşamalı Analiz)	1.17	1.42
Vinç Yükleme Durumu ⁽¹⁾	1.02	1.73

NOT: ⁽¹⁾Vinç yüklemesinden kaynaklanan yük kombinasyonu kara ve su tarafı için farklı seçilmiştir.

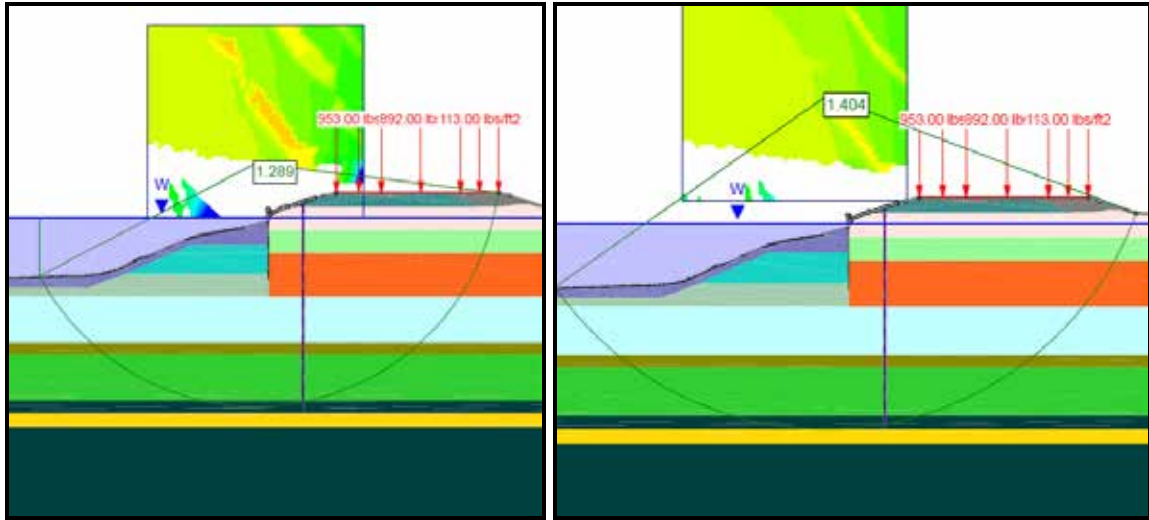
4.2. Sonuçların Değerlendirilmesi ve Çözüm Önerileri

Vinçten kaynaklanan yükleme durumunda, oldukça derinden geçen bir kayma yüzeyi için en kritik güvenlik katsayısı yaklaşık bir (1) olarak elde edilmiştir. Kaymanın çok derinden geçen yüzeyler üzerinde gerçekleşmesi zor olsa da, bölge jeolojisinin özellikleri ve bu bölgedeki mühendislik deneyimi düşünüldüğünde bu risk tamamıyla bertaraf edilememiştir. Bu kısa süreli yükleme durumunu kabul edilebilir güvenlik katsayılarıyla atlatabilmek için pratik mühendislik çözümleri arayışına girilmiştir. En başta akla gelen mühendislik çözümlerinden biri yüklemenin taşkın setinin tepesinden belirli bir mesafe uzaklaştırılması olmuştur. Bu çözüm vinç yapısı ve sahadaki fiziksel kısıtlar nedeniyle uygulanamamıştır. Belirli bir süreyle yükleme yapılan segmanda taşkın seti yüksekliğinin azaltılması ve yükleme sonrası tekrar setin doldurulması değerlendirilmiştir ancak USACE'nin bir iki gün için bile olsa taşkın seti dolgu yapısının bozulmasına izin vermeyeceği belirlenmiştir. Dolgu taşkın setine minimum etkide bulunacak çözümler arasında, kaymayı dengeleyici yük plakalarının sığ kayma yüzeylerini engelleyecek şekilde su tarafında su üzerinde kalan kara şev yüzeyine, aynı zamanda bu plakaların derin kayma yüzeylerini engelleyecek şekilde okyanus zeminine yerleştirilmesi değerlendirilmiştir. Ancak denizde batırma işlemlerinin zorluğu ve geniş alanları kaplayacak plaka yerleşiminin getireceği maliyet nedeniyle bu çözümden de uzaklaşmıştır. Hem sığ hem kayma yüzeylerine ait kritik güvenlik katsayılarını yükseltebilecek bir çözüm olduğu için, mevcut palpaş duvarın arkasında, su tarafında suyun üzerindeki dolgu taşkın setinin şevinden geçecek şekilde belirli aralıklarla derin kazıklar çakılması uygun bulunmuştur. Bu çözüm, taşkın setinin uzun süreli güçlendirilmesine de fayda sağladığı ve taşkın setinin genel yapısı bozulmadan gerçekleştirilebildiği için projedeki tüm taraflarca onaylanmıştır. Güçlendirme için su tarafından ulaşarak rahatlıkla çakılabilmesi açısından 0.61 m ve 0.76 m (24", 30") çaplarında çelik boru kazıklar yani kısmi deplasman kazıkları değerlendirilmiştir. Kourkolis vd. (2011) kemerlenme etkisi olabilmesi için merkezden merkeze kazık aralıklarının kazık çapının dört katından az ($< 4D$) olması gerektiğini belirlemiştir. Bu projede merkezden merkeze kazık aralıkları, kazık çapının yaklaşık iki katı yani 2D olarak belirlenmiştir. Şev stabilitesi analizleri kazık ucu kotunun -140 ft ve -150 ft derinliğinde değiştiği durumlar için yapılmıştır.

5. ÖNERİLEN ÇÖZÜMÜN LİMİT DENGE VE FEM ANALİZLERİ İLE SAĞLANMASI

5.1. Limit Denge Stabilité Analizi Sonuçları

Kazıklarla güçlendirilen ve yüklenen dolgu taşkın setinin şev stabilitesi *Slide* programı kullanılarak analiz edilmiş ve güvenlik katsayıları belirlenmiştir. *Slide* programı ile kazıkla güçlendirilmiş sistem için su tarafında kısa süreli- drenajsız parametreler kullanılarak analiz edilen en kritik durumun ekran görüntüsü kazık ucu kotu -140 ft ve -145 ft için sırasıyla Şekil 4a ve Şekil 4b'de verilmektedir. Kazık uç kotu -140 ft, -145 ft ve -150 ft durumları için elde edilen güvenlik katsayıları sırasıyla, 1.29, 1.40 ve 1.77 olarak elde edilmiştir.



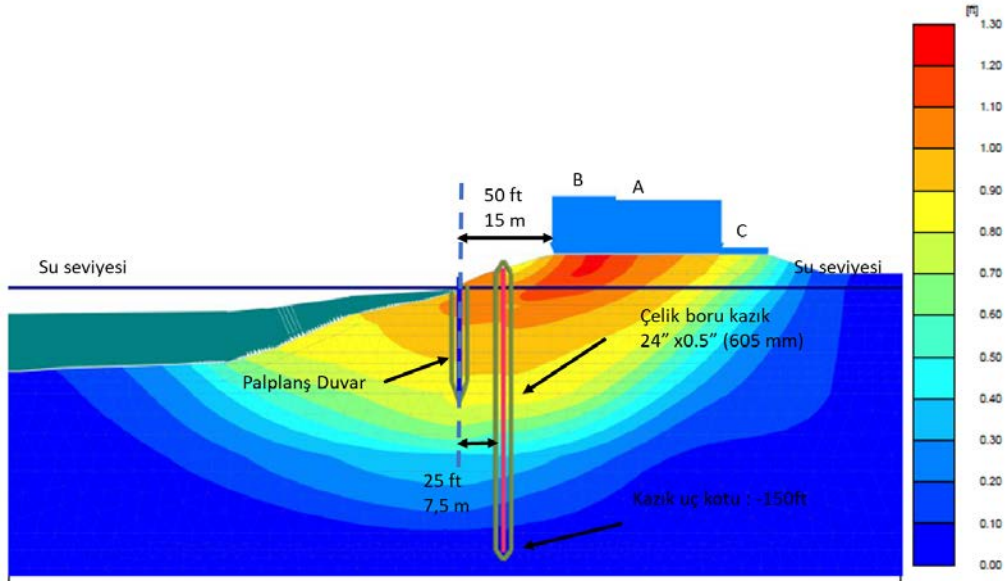
Şekil 4. Slide ile Stabilitate Analizi : (a) Kazık ucu kotu-140 ft : (b) Kazık ucu kotu-145ft

5.2. FEM Model Parametreleri ve Analiz Sonuçları

Sonlu elemanlar (FEM) programı olan *Plaxis 2D* kullanılarak iki boyutlu stabilite ve deformasyon analizleri yapılmıştır. Sonlu elemanlarla yapılan analizin en büyük avantajı zeminin gerilme geçmişi iyi modellenmesi ve deformasyonları da belirleyebilmesidir. FEM analizlerinde problem düzlem gerilme kabul edilmiştir. Analizler tek düzlemde (x & y), toplamda 10,000-12,000 üçgen ve 15-nodlu sonlu elemanla yapılmıştır. Plan görüntüsünde ve gerçekte dikdörtgen alanlar olarak uygulanan yüklemeler, üçüncü (3.) boyut olmadığı için iki (2) boyutlu sonlu elemanlar programında dolgu taşkın setine dik çizgisel yük olarak etkimektedir. Sonlu elemanlar yöntemi bu problemde kazıklara etkileyen yükün, moment ve deformasyonların hesaplanabilmesini sağlamıştır. Analizlerde kazıklar için 2D'lik merkezden merkeze uzaklık düşünülerek eşdeğer rijitlik belirlenmiştir. *Plaxis 2D* analizlerinde kullanılan model parametreleri Çizelge 3'te sunulmaktadır. *Plaxis 2D* analizleri sırasında elde edilen maksimum deplasmanları gösteren ekran görüntüsü Şekil 5'de görülmektedir ve elde edilen sonuçlar Çizelge 4'te sunulmaktadır.

Çizelge 3. Şev Stabilitesi İçin *Plaxis 2D* Programında Kullanılan Zemin Parametreleri

Malzeme	Kot (ft)	Model	E_{50}^{ref} (ksf)	OCR	C (ksf)	ϕ (deg)
Killi Dolgu	18.4 to 8	Hardening	280	3	1	0
Kara tarafı - Kil	8 to -10	Hardening	138	3	0.6	0
Kara tarafı - Kil	-10 to -27	Hardening	253	3	1.1	0
Kara tarafı - Kil	-27 to -60	Hardening	322	3	1.4	0
Kara tarafı - Kil	-60 to -95	Hardening	230	1.5	1	0
Kara tarafı - Kil	-95 to -104	Hardening	368	1.5	1.6	0
Kara tarafı - Kil	-104 to -139	Hardening	253	1.5	1.1	0
Kara tarafı - Kil	-139 to -149	Hardening	460	1.5	2	0
Kum	-149 to -159	Hardening	1044	1	0	30
Su Tarafı- Kil	- 2 to -21	Hardening	46	1	0.2	0
Su Tarafı- Kil	-21 to -43	Hardening	115	1	0.5	0
Su Tarafı- Kil	-43 to -60	Hardening	161	1	0.7	0



Şekil 5. FEM Plaxis 2D Analizinden Ekran Görüntüsü: Maksimum Deplasman

Çizelge 4. Taşkın Seti İçin Hesaplanan Güvenlik Katsayıları

Kazıklar	Merkezden Merkez Kazık Aralığı	Kazık Uç Kotu	Maksimum Ekenel Kuvvet (kips)	Maksimum Kesme Kuvveti (kips)	Maksimum Eğilme Momenti (kips-ft)	Güvenlik Katsayı
24" x 3/4"	2D	-150 ft	228.4	41.9	321.2	1.21
24" x 1/2"	2D	-150 ft	227.7	34.6	270.6	1.21
30" x 7/8"	2D	-150 ft	285.2	66.8	508.0	1.21
30" x 5/8"	2D	-150 ft	280.0	60.5	461.7	1.21

5.3. Çözümün Sahada Uygulanması

Limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleriyle elde edilen güvenlik katsayılarının bu geçici yükleme için yeterli olduğu kabul edilmiş ve kazık çözümü ile projede ilerlenmiştir. Kazıklar tek yönlü APE D50 tipi dizel motor çekiç ile su tarafında kurulan vinç yardımıyla çakılmıştır. Kazıkların bir kısmı kazı ucu kotu -140 ile -145 ft'e ulaştığında Şekil 6'da görüldüğü gibi geri tepmiştir.



Şekil 6. Kazık Çakımından Sonra Taşkın Duvarının Görüntüsü



Kazık çakımının yaklaşık 180-190 ft (55-60m)'lık segmentte gerçekleştirilmesi planlanırken, boru hatları nedeniyle kazık çakımı yaklaşık 120 ft'lik bir uzunlukta gerçekleştirilebilmiştir. Ana yükleme öncesinde bir ön yükleme yapılarak sistemin stabilitesi kontrol edilmiştir. Ana yükleme sürecinde deplasmanlar gözlenmiştir. Ölçülebilen deplasmanlar beklenen limitler içinde kalmıştır ve kısa süreli bu vinç yüklemesi dolgu taşkın setine zarar vermeden başarıyla tamamlanmıştır.

6. SONUÇLAR

Bu çalışma okyanus kıyısında bulunan bir taşkın setinde vinç operasyonu nedeniyle oluşan şev stabilitesi probleminin limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleriyle analizini ve çözümünü içeren bir vakayı sunmuştur. Bu çalışmada limit denge analizinden elde edilen güvenlik katsayıları, iki (2) boyutlu sonlu elemanlar yönteminden elde edilen güvenlik katsayılarına göre daha yüksektir. Elde edilen sonuçlar, düzlem gerilme olmayan yüklemeler için üç (3) boyutlu sonlu elemanlar kullanılarak yapılan analizlerin daha ekonomik çözümler üretebileceğine işaret etmektedir. Sonuçlar aynı zamanda iteratif çalışma gerektiren ve hesaplama süresinin çok önemli ve kısıtlı olduğu projelerde iki (2) boyutlu limit denge ve sonlu elemanlar yöntemlerinin birbirlerini destekleyecek şekilde şev stabilitesi problemlerinde başarıyla uygulanabileceğini göstermiştir.

TEŞEKKÜR

Yazar, bu projeye ait bazı verileri ve mühendislik analizlerinin sonuçlarını sunmasına izin veren Fugro USA Land Inc'e teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Duncan, J.M., and Wright, G.S. (2005), "Soil Strength and Slope Stability", Jon Wiley and Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- Duncan, J.M., Wright, S.G. and Wong, K.A., (1990), "Slope Stability during Rapid Drawdown, Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium, May, Vol. 2., BiTech Publishers, Canada, pp. 253-272.
- Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I.; and Gazetas, G. (2011). "Slope Stabilizing Piles and Pile-Groups: Parametric Study and Design Insights" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.137 (7), pp. 663-677.
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2000), "Design and Construction of Levees", Engineering Manual (EM) No.1110-2-1913, Washington, DC.
- US Army Corps of Engineers (USACE). (2003), "Slope Stability", Engineering Manual (EM) No. 1110-2-1902, Washington, DC.
- Wright, S.G. (2005), "Evaluation of Soil Shear Strengths for Slope and Retaining Wall Stability Analyses with Emphasis on High Plasticity Clays", Center for Transportation Research, TXDOT & FHWA, Technical Report No. FHWA/TX-06/5-1874-01-1, Austin, Texas.T.C.
- Orman ve Su İşleri Bakanlığı (Ormansu). (2017), "Taşkın Yönetimi", Su Yönetimi Genel Müdürlüğü Yayınları, Ankara.



8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu
13 - 15 Kasım 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

KARMAŞIK YAPILI GEOSENTETİK DONATILI ZEMİN DUVARLARIN TASARIM ESASLARI

DESIGN OF MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS WITH COMPLEX GEOMETRICS

Tolga Tonguç DEĞER¹

Hayriye SARI²

ABSTRACT

Mechanically Stabilized Earth Walls (MSEW) are commonly used due to their expediency of construction, cost-efficiency, aesthetics and performance. The length and spacing of the reinforcement in MSEW are determined by considering internal and external stability of the walls and it is preferred to design with a constant reinforcement length throughout the height of the wall. However, it may be necessary to design MSEW with irregular length of reinforcements under certain conditions based on project needs and site conditions. Such walls are described as ‘‘MSE Walls with complex geometrics’’ in the ‘‘Federal Highway Administration MSE Walls and Reinforced Slopes Specifications (FHWA-NHI-10-24)’’. Although these types of walls provide some advantages, e.g., ease in construction, reduction in excavation work and economy, there are additional constraints and requirements that should be considered in the design. This paper presents design and site applications of representative examples of MSE Walls with complex geometries.

Key Words: MSEW, Complex Geometries, Retaining Structures, Geosynthetics

ÖZET

Geosentetik donatılı zemin duvarlar sağladıkları imalat hızı ve kolaylığı, ekonomi, estetik ve performans üstünlükleri nedeniyle sıklıkla tercih edilen bir istinat yapı tipidir. Geosentetik donatılı duvarlardaki donatı uzunluğu ve sıklığı iç ve dış stabilite göz önüne alınarak belirlenmekte ve genellikle duvar yüksekliği boyunca sabit bir donatı uzunluğuna göre tasarlanmaktadır. Ancak proje ihtiyaçları, saha koşulları ve sürşarj yüklerine göre belirli şartlar altında farklı geometrilere sahip geosentetik donatılı zemin duvarlar tasarlamak gerekmektedir. Amerikan Karayolları Donatılı Zemin Duvar ve Şev Şartnamesinde (FHWA-NHI-10-024) karmaşık yapılı geosentetik donatılı duvarlar olarak tanımlanan bu tarz duvarların tasarımında dikkate alınması gereken ilave tasarım koşulları ve/veya tasarım farklılıkları mevcuttur. Bu bildiri kapsamında karmaşık yapılı geosentetik donatılı zemin duvar uygulamaları sunulmuş ve bu uygulamaların tasarımları değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Geosentetik Donatılı Zemin Duvarlar, İstinat Yapıları, Geosentetik

¹ Dr., İstanbul Teknik İnşaat A.Ş., tongucdeger@istanbulteknik.com

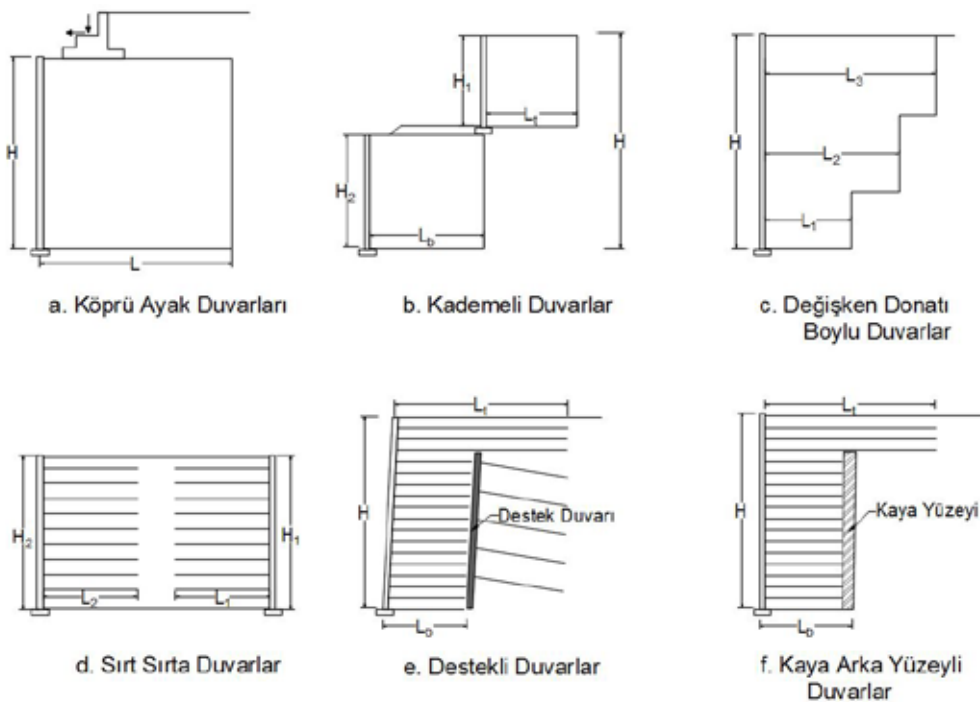
² Proje Tasarım Mühendisi, İstanbul Teknik İnşaat A.Ş., hayriyesari@istanbulteknik.com (Sorumlu Yazar)

1. GİRİŞ

Geosentetik donatılı toprak duvarların (Geoarme) donatı uzunluğu, donatı tipi ve aralığı iç ve dış stabilite tahkiklerine göre belirlenmektedir. Asgari donatı uzunluğu kayma, donatı sıyrılma, taşıma kapasitesi ve şev stabilite tahkikleri göz önüne alınarak belirlenmektedir. Alışlagelmiş donatılı toprak duvarlarda bütün donatılar belirlenen bu asgari donatı uzunluğundan uzun olacak şekilde, sabit donatı uzunluğu ile tasarlanmaktadır. Ancak belirli koşulların sağlanması durumunda proje ihtiyaçları, saha koşulları vb. sebeplerle farklı geometrilere donatı yerleşimine sahip geoarme duvarlar da tasarlanabilir. Amerikan Karayolları Donatılı Zemin Duvar ve Şev Şartnamesinde (FHWA-NHI-10-024) karmaşık yapıli geosentetik donatılı duvarlar olarak tanımlanan bu tarz duvarların bazı tasarım avantajları olmakla birlikte, tasarımında dikkate alınması gereken ilave tasarım koşulları ve tasarım farklılıkları mevcuttur.

2. KARMAŞIK YAPILI DUVARLAR

FHWA-NHI-10-024 şartnamesinde farklı geometri, tasarım ve saha koşullarına göre sınıflandırılan altı adet karmaşık yapıli duvar tipi mevcuttur. Karmaşık yapıli duvar tipleri köprü ayak duvarları, kademeli duvarlar, değişken donatı boylu (trapez) duvarlar, sırt sırta duvarlar, destekli ve kaya arka yüzeyli donatılı duvarlar olarak sıralanabilir (Şekil 1). Karmaşık yapıli duvarların tasarlanabilmesi için belirli koşulların sağlanması gerekmektedir. Örnek olarak değişken donatı boylu (altta kısa – üstte uzun donatı) bir karmaşık yapıli duvar imal edilebilmesi için duvar tabanında taşıma gücü açısından yeterli, sağlam bir temel malzemesi yer almalıdır. Her bir karmaşık yapıli duvar tipinin birbirinden farklı geometrisi ve tasarım koşulları olmakla beraber, farklı tipteki karmaşık yapılar aynı projede bir araya da gelebilir. Örnek olarak değişken donatı boylu – kaya arka yüzeyli duvar iki farklı karmaşık yapılin tasarım koşulları göz önüne alınarak tasarlanabilir.



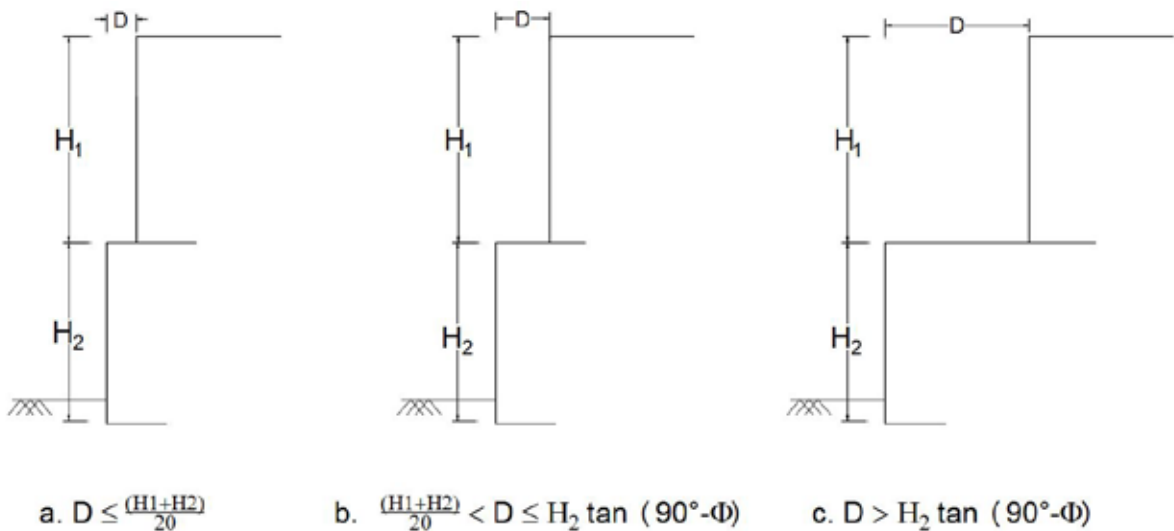
Şekil 1. Karmaşık Yapılı Duvar Tipleri (FHWA-NHI-10-024)

2.1. Köprü Ayak Duvarları

Geosentetik donatılı entegre köprü ayak duvarları, köprü taşıyıcı ayak sistemi olarak tasarlanan duvarlardır. Köprü mesnetler vasıtası ile doğrudan geosentetik donatılı duvar üzerine oturtulmakta bu sayede köprü ayaklarının tasarımında ve imalatında önemli avantajlar sağlamaktadır. Geosentetik donatılı duvar bu sistemde bir istinat duvarından ziyade bir güçlendirilmiş temel gibi çalışmaktadır. Köprüden geoarmeye aktarılabacak düşey ve yatay yükler de göz önüne alınarak geoarme limit ve servis verebilirlik durumları için tasarlanmalıdır. Geoarme üzerine köprü oturduğundan ötürü deformasyon limitleri diğer duvar tiplerine göre daha önemlidir.

2.2. Kademeli Duvarlar

Yüksek geosentetik donatılı duvarlarda yükleri azaltmak, güvenliği arttırmak ve duvara daha estetik bir görüntü kazandırmak amacıyla kademeli tasarımlar/imalatlar tercih edilebilmektedir. Duvarlar iki veya daha fazla kademeli imal edilebilmekte ve kademe sayısına göre tasarım kriterleri değişiklik göstermektedir. Kademeli duvarların tasarımı duvar yükseklikleri (H_1 , H_2) ve palye genişliği (D) arasındaki ilişkiye göre değişmektedir. Örnek olarak palye genişliği kademeli duvarların toplam yüksekliğinin yüzde 5'inden daha dar ise kademe etkisi ihmal edilerek toplam duvar yüksekliğine göre ($H_1 + H_2$) yekpare bir duvar gibi tasarlanmalıdır (FHWA-NHI-10-024). Palye genişliği alttaki duvar yüksekliğinin yaklaşık 1.5 katından daha geniş ise duvarlar birbirinden bağımsız iki farklı duvar gibi tasarlanabilir, bu değerden daha az olduğu durumlarda ise duvarların birbiri ile etkileşimi ve yük aktarımı göz önüne alınarak kademeli duvar iç ve dış stabilite tasarımı yapılmalıdır (Şekil 2). Her halükarda, birbirinden bağımsız farklı duvarlar olarak tasarlanan kademeli duvarlar da dâhil, şev stabilite analizleri bütün kademeler göz önüne alınarak yapılmalıdır.

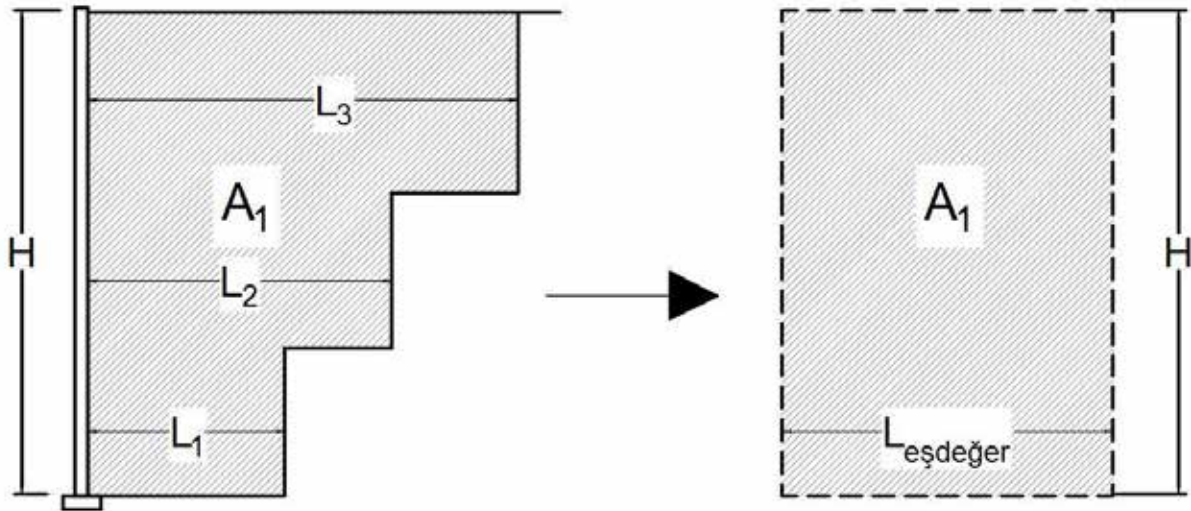


Şekil 2. Kademeli Duvar Tasarımının Kademe Geometrisine Göre Sınıflandırılması (FHWA-NHI-10-024)

2.3. Trapez Duvarlar

Trapez duvarlar donatı boylarının duvar alt kotlarında kısa, üst kotlarında daha uzun olacak şekilde tasarlanan duvarlardır. Bu tarz duvarlarda amaç alttaki donatı boylarını kısa tutarak arazide donatı boylarından dolayı oluşabilecek kazı miktarlarının ve yer kayıplarının azaltılmasıdır. Ancak duvar yüksekliği sabitken alt kotlardaki donatı boyları kısaldığından ötürü duvar tabanında oluşacak zemin gerilmeleri artacaktır. Bu nedenle bu tip duvarlar ancak duvar tabanında kaya veya yeterli taşıma gücüne sahip sağlam temel malzemesi olduğu durumlarda tercih edilebilir.

Trapez duvarların iç ve dış tasarımı eş değer duvar kütesine sahip sabit donatı uzunluklu (eş değer donatı uzunluğu) duvara göre yapılmaktadır (Şekil 3). Değişken boylarla donatılanmış geoarme ile sabit donatı boyu ile tasarlanmış eşdeğer duvarın kesit alanları (A_1) ve duvar yüksekliği (H) aynı olmalıdır. Burada donatı tipleri, donatı aralığı ve kaymaya karşı gerekli minimum eşdeğer donatı uzunluğu (asgari duvar kütesi) eş değer bir geoarme için belirlenmektedir. Bu asgari duvar kütesini sağlayacak şekilde de değişken donatı boyları belirlenir. Ancak bu aşamadan sonra değişken donatı boylarına göre taşıma kapasitesi ve şev stabilitesi tahkikleri yapılmalıdır. Özetle duvarın iç ve dış tasarımı eşdeğer donatı uzunluklarına göre, şev stabilitesi ve taşıma kapasitesi hesaplamaları ise değişken donatı boylarına göre yapılmalıdır. Her halükarda tasarımda en alt kademede donatıların uzunlukları (L_1) 2,5 m veya duvar yüksekliğinin 0,4 katından ($0.4 H$) kısa olmamalıdır (FHWA-NHI-10-024).

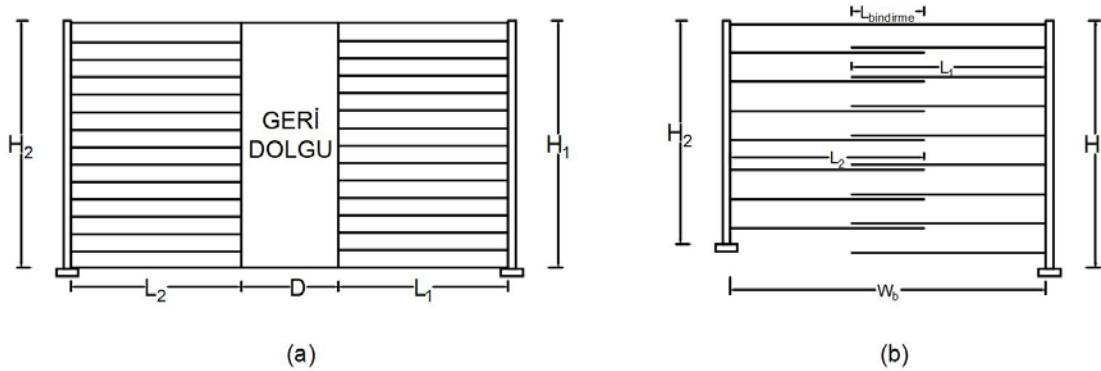


Şekil 3. Trapez Duvarlarda Asgari Boyutlandırma Kriterleri

2.4. Sırt Sırta Duvarlar

Sırt sırta duvarlar dolgunun iki yönde de geoarme ile tutulduğu, genellikle yüksek yol dolgularının teşkilinde kullanılan duvarlardır. Her iki yönde de geosentetik donatılı bir

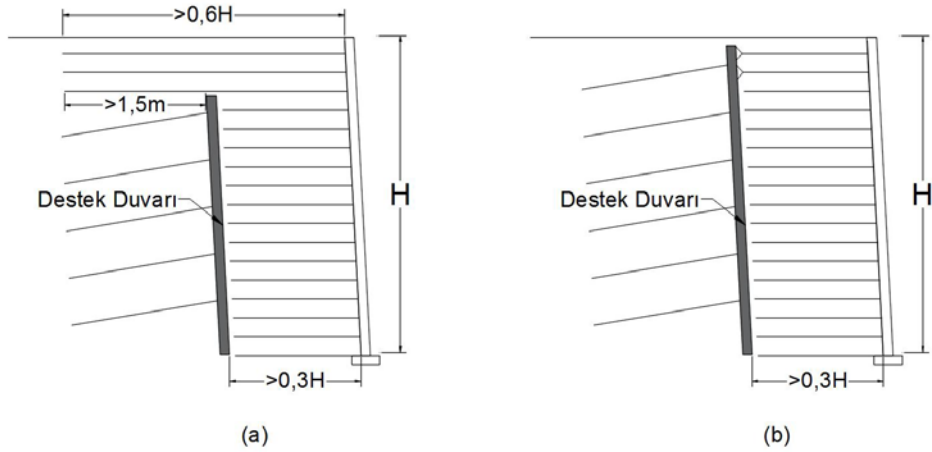
istinat yapısı olduğundan, duvarların arkasındaki geri dolgudan donatılı duvara etkiyen zemin itkileri azalmaktadır (Şekil 4). Zemin itkisin hangi oranda azaldığı donatılar arasında kalan mesafe (D) ve duvar yüksekliği oranına göre değişmektedir. Donatılarının belirli bir oranda üst üste geldiği ($D = 0$, $L_{\text{bindirme}} > 0.2 H$) durumda arkadan gelen zemin itkisi sıfır kabul edilmektedir (FHWA-NHI-10-024). Sırt sırta duvarların geometrisi ve donatı uzunluklarına göre zemin itkisindeki azalma oranı göz önüne alınarak daha ekonomik duvar tasarımları yapılabilir.



Şekil 4. Sırt Sırta Duvarlar

2.5. Destekli Duvarlar

Genellikle yüksek eğimli arazilerde yapılması planlanan geoarmelerde kazı miktarlarını azaltmak veya şev duraysızlıklarına önlem almak amacıyla geoarmeler, zemin çivili duvarlar, ankraj duvarları vb. destek yapıları ile birlikte imal edilebilir. Ayrıca mevcut yolların genişletilmesi, alan kazanma vb. ihtiyaçlardan ötürü hâlihazırda imal edilmiş bir dayanma yapısının önüne de geoarme teşkili gerekebilir. Burada geoarme arkasında yer alan destek yapıları arkadan gelecek zemin itkilerini karşıladığı için geoarmeler çok daha kısa donatı boyları ile tasarlanabilir. Amerikan Federal Yollar Dairesi tarafından hazırlanan Destekli Donatılı Zemin Duvarlar Şartnamesinde (FHWA-CFL/TD-06-001) destekli duvarlar için donatı boylarının duvar yüksekliğinin (H) asgari yüzde 30'undan uzun olması gerektiği belirtilmektedir. Geoarme arkasında bulunan destekli duvar ile geoarmeyi birlikte çalıştırmak için geoarmenin üstteki en az iki sıra donatısının destek yapısının üzerine uzatılması veya üst iki sıranın destek yapısına mekanik olarak bağlanması gerekmektedir (Şekil 5). Deprem bölgelerindeki projelerde sistemin deprem yükleri altındaki davranışları ayrıca incelenmeli, stabilite kontrolleri yapılmalı ve gerekmesi halinde donatı boyları uzatılmalıdır.

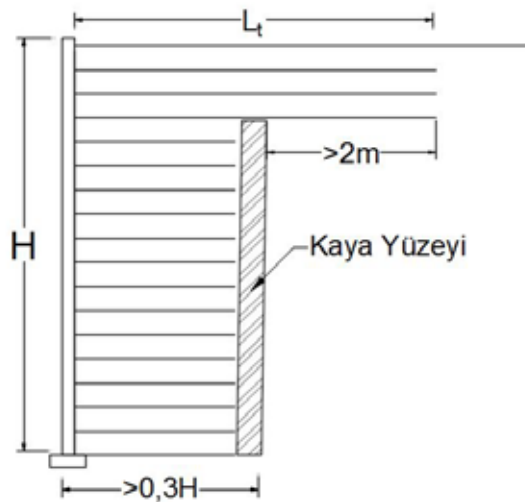


Şekil 5. Üst İki Sıranın a) Boyunun Uzatıldığı, b) Destek Duvarı ile Bağlandığı Durum

2.6. Kaya Arka Yüzeyle Duvarlar

Sağlam kaya birimlerin önünde imal edilen geoarmelerin tasarımları ile destek duvarları önüne imal edilen geoarmelerin tasarımı benzerlik göstermektedir. Ancak geoarme duvar için yapılan stabilite tahkiklerinin yanı sıra kaya arka yüzeyinin stabilitesinin kontrol edilmesi gerekmektedir. Ayrıca tasarım ömrü boyunca geoarme dolgusunda oluşabilecek deformasyonlar ile kayada oluşacak deformasyon farkları göz önüne alınarak geoarme-kaya ara yüzeyindeki farklı oturmalara önlem alınmalıdır.

Kaya arka yüzeyle geoarme tasarımında donatı boyları için FHWA-NHI-10-024 Şartnamesinde önerilen asgari boyutlar Şekil 6'da sunulmuştur. Geoarmenin üst iki donatısı alt sıralara oranla daha uzun tasarlanarak geoarme kayaya entegre edilmekte ve farklı oturmaların yüzeydeki etkilerinin önüne geçilmektedir. Destekli duvarlarda olduğu gibi Şekil 6'daki boylar statik durum için önerilmiş asgari boylar olup, deprem yükleri için ilave analizler yapılmalıdır.



Şekil 6. Kaya Arka Yüzeyle Duvarlarda Asgari Donatı Uzunlukları

3. UYGULAMA ÖRNEKLERİ

3.1. Bodrum Villa ve Otel Projesi Geoarmeleri (Kaya Arka Yüzeyle- Kademeli Geoarme)

Muğla ili Bodrum ilçesinde turizm ve konut amaçlı yapıların yapım işi kapsamında villa aralarındaki kademelendirmeyi sağlamak amacıyla istinat duvarı teşkili gerekmiştir. Estetik, imalat kolaylığı ve ekonomik sebeplerle istinat duvar tipi olarak geoarme duvarlar tercih edilmiştir. Proje kapsamında azami yüksekliği 15 metre olmak üzere toplam 1000 metretül uzunluğunda 7 adet geoarme teşkil edilmiştir (Şekil 7). İlk üç duvar 70 derece ön yüzey açısı ile inşa edilirken, saha koşulları nedeniyle sonraki duvarlar 75 derece ön yüzey açısı ile inşa edilmiştir.

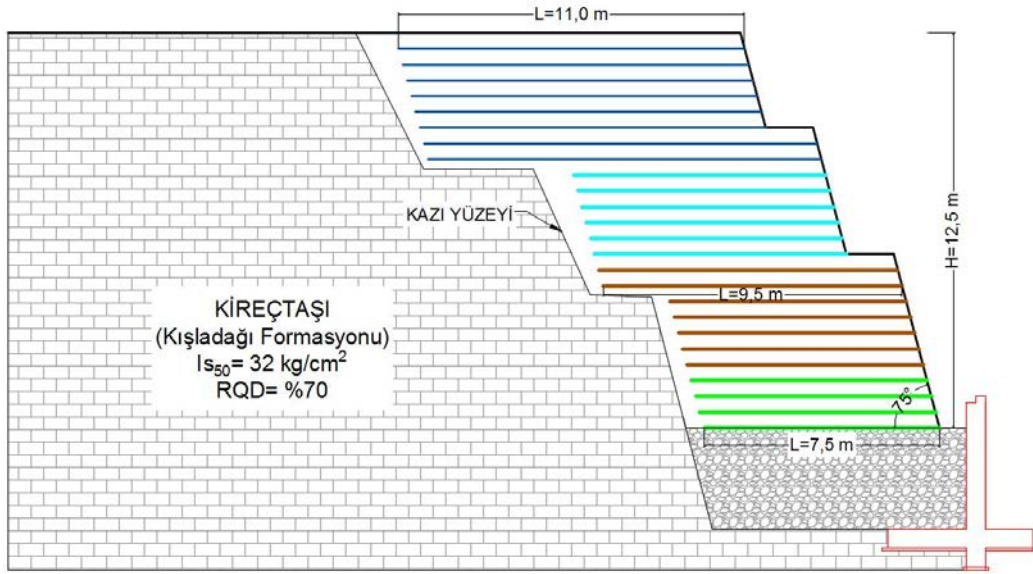


Şekil 7. Bodrum Villa ve Otel Projesi Geoarmeleri

Proje sahasında yapılan zemin etüt çalışmalarında geoarme duvarların teşkil edileceği bölgede kayaç kalite göstergesi (RQD) yaklaşık yüzde 70 olan kireçtaşı birimler gözlenmiştir (Şekil 8). Kaya birimden ötürü kazıda yaşanacak zorluklar ve duvar gerisinde imal edilmiş villaların sabit boylu duvar imalatı için gerekli kazılara imkan vermemesinden ötürü altta kısa-üstte uzun donatı boyları olan karmaşık yapılu duvar tasarımı yapılmasına karar verilmiştir. Belirli aralıklarda alınmış proje enkesitleri özelinde değişken boylu donatı yerleşimleri yapılmış ve bu boylardan elde edilen eşdeğer donatı uzunluklarına göre duvar iç stabilite analizleri yapılmıştır. Duvar şev stabilite ve taşıma kapasitesi analizleri ise değişken donatı boyuna göre kontrol edilmiştir. Duvara etkiyecek yanal yükleri azaltmak ve daha estetik bir görüntü sağlamak amacıyla duvar kademeli (palyeli) imal edilmiştir. 12.5 metre yüksekliğindeki bir geoarme için oluşan örnek duvar en kesiti Şekil 9'da sunulmuştur.



Şekil 8. Geoarme Teşkil için Hazırlanmış Kazı Yüzeyi



Şekil 9. Örnek Geoarme En Kesiti

3.2. Eyüp Okul Projesi Destekli Geosentetik Donatılı Zemin Duvarlar

İstanbul ili Eyüp ilçesinde bulunan bir okul projesi kapsamında imalatı tamamlanmış panel ön yüzeyli çelik şerit donatılı toprakarme duvarların (Şekil 10) önündeki kotu yükselterek alan kazanmak amacı ile toprakarme önüne azami yüksekliği 18 metre olan geosentetik donatılı duvarlar teşkil edilmiştir (Şekil 11).

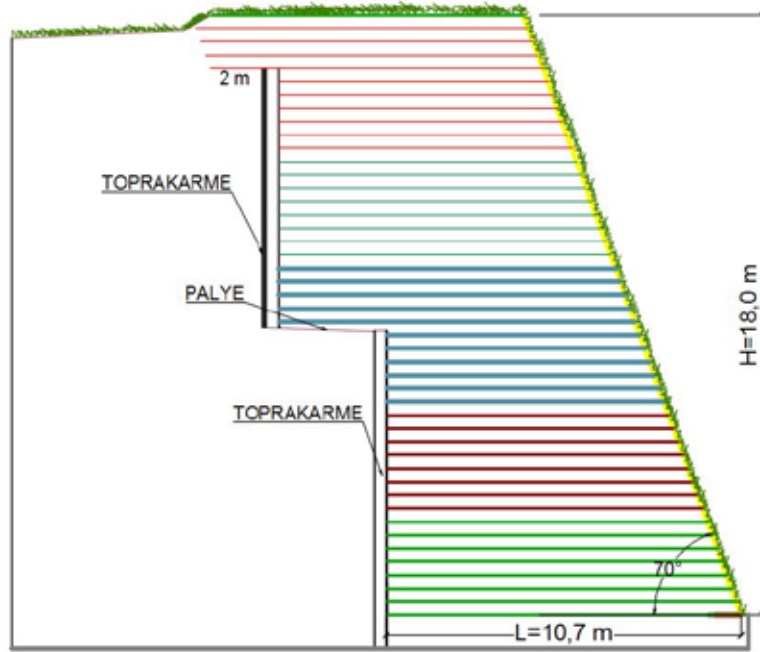


Şekil 10. Mevcut Toprakarme Yerleşimi ve Geoarme Yapılacak Alan



Şekil 11. Toprakarme Önündeki Geoarme İmalatı

Geoarmeler yeşillenebilir bohçalı ön yüzey ile 70 derece ön yüzey açısıyla inşa edilmiştir. Geoarme arkasındaki destek yapısı göz önüne alınarak standard bir geoarmeden daha kısa donatı boylarıyla geoarme tasarımı yapılabilmektedir (Şekil 12). Toprakarme ile önündeki geoarmeyi beraber çalıştırmak ve farklı oturmaların önüne geçmek adına, en üstteki toprakarme paneli kırılarak geoarmenin üst sıralarındaki donatılar destek yapısının üstüne 2 metre bindirme yapacak şekilde uzatılmıştır.



Şekil 12. Eyüp Okul Projesi GeoArme Tip Enkesiti

4. SONUÇLAR

Geoarme duvarların donatı tipleri, aralıkları ve boyları, ilgili şartnamelerde (FHWA-NHI-10-024, BS 8006-1:2010, vb.) önerilen duvar iç ve dış stabilite analiz yöntemlerine göre belirlenmektedir. Kayma, donatı sıyrılma, taşıma kapasitesi ve şev stabilite tahkikleri göz önüne alınarak belirlenen donatı uzunluğu, duvar yüksekliği (H) ile doğru orantılı olarak artmakta ve ilgili şartnamelerde genellikle $0.7 H$ ile $1.1 H$ arasında olması önerilmektedir. Ancak belirli koşulların sağlanması durumunda Amerikan Karayolları Donatılı Zemin Duvar ve Şev Şartnamesinde (FHWA-NHI-10-024) “karmaşık yapıları geosentetik donatılı duvarlar” olarak tanımlanan duvarlar daha kısa ve değişken donatı uzunlukları ile tasarlanabilir. Bu tip duvarlar kısa ve değişken uzunlukta donatı kullanımı ile yer kazanımı, imalat kolaylığı, ekonomi vb. avantajlar sağlamaktadır. Öte yandan kısa donatı boyu nedeniyle oluşan yüksek zemin gerilmeleri, geoarme-kaya/destek duvarı birleşiminde oluşacak farklı oturmalar, deprem yükleri, drenaj koşulları ve alışılmamış geormelere göre ortaya çıkabilecek diğer tasarım farklılıkları ayrıca değerlendirilmelidir.

KAYNAKLAR

- BS 8006-1:2010 “ Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills”
BSI Standard Publication, June 2012
- FHWA-NHI-00-043 “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes
Design & Construction Guidelines” NHI Course No. 132042, U.S. Department of
Transportation Federal Highway Administration, March 2001



FHWA-NHI-10-024 “Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes” FHWA GEC 011- Volume I, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, November 2009
FHWA-CFL/TD-06-001 “Shored Mechanically Stabilized Earth (SMSE) Wall Systems Guidelines”, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, February 2006



8th Geotechnical Symposium
13- 15 November 2019, İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul

CHARACTERISTICS AND FAILURE MECHANISM OF A HIGHWAY LANDSLIDE

BİR KARAYOLU HEYELANININ KARAKTERİSTİKLERİ VE GÖÇME MEKANİZMASI

Murat Tonaroğlu*¹ Murat E. Selçuk² Saadet A. Berilgen³ Mustafa Yıldırım⁴

ABSTRACT

The construction of a divided state highway in Kemerburgaz, İstanbul began in 2008. In 2009, a landslide occurred on a slope with an inclination of 10%, situated in a section of Km 16+599.338 to Km 17+170.770 of the road route. In accordance with the results from various studies conducted following the occurrence of this landslide, a 570 m long double-row retaining structure composed of several bored piles was built in order to stop the sliding and to prevent other potential mass movements. However, in spite of such a precaution, the land started to slide again in December 2010 and destroyed the huge retaining structure composed of piles. For such problematic areas, it is essential that geological and geotechnical studies be conducted in more detail before the beginning of construction. This study investigates the causes of the landslide and conducts a detailed analysis on why a retaining structure composed of piles was inadequate to stop the ongoing landslide or to prevent potential landslides in the area.

ÖZET

İstanbul Kemerburgaz'da, 2008 yılında, bölünmüş bir yol inşaatı başlamıştır. 2009 yılında, yol güzergahı üzerinde, 16+599.338 ile 17+170.770 Km'ler arasında yaklaşık %10 eğimli bir kesimde yer alan şevde bir heyelan meydana gelmiştir. Bu heyelanın meydana gelmesinin ardından yürütülen çeşitli araştırmaların sonuçlarına bakılarak, mevcut şev kaymasını durdurmak ve olası başka zemin problemlerini önlemek amacıyla yaklaşık 570 m uzunluklu çift sıra kazıktan oluşan bir istinat yapısı inşa edilmiştir. Buna karşılık, böyle bir önlem alınmasına rağmen 2010 yılının aralık ayında hareket yeniden başlamış ve inşa edilmiş istinat yapısı yıkılmıştır. Bu tür problemlerli sahalarda, inşa başlamadan evvel detaylı bir geoteknik ve jeolojik inceleme yapılması zorunludur. Bu bildirioluşan heyelanın nedenleri ve inşa edilmiş devasa istinat yapısının hareketi durdurmak ve önlemekte neden yetersiz kaldığını incelemektedir.

*¹ Asst. Prof., Yıldız Technical University Civil Engineering Faculty, Geotechnics Division, tonar@yildiz.edu.tr

² Asst. Prof., Yıldız Technical University Civil Engineering Faculty, Geotechnics Division, meselcuk@yildiz.edu.tr

³ Assoc. Prof., Yıldız Technical University Civil Engineering Faculty, Geotechnics Division, koc@yildiz.edu.tr

⁴ Prof., Yıldız Technical University Civil Engineering Faculty, Geotechnics Division, yildir@yildiz.edu.tr



Murat Tonaroğlu, Murat Ergenokon Selçuk, Saadet Arzu Berilgen, Mustafa Yıldırım

1. INTRODUCTION

In 2008, excavations began for the construction of a divided state road in Kemerburgaz district 40 of Istanbul, Turkey. During the construction process in 2009, a large-scale landslide occurred on a slope with an average inclination of 10%, situated in a section Km 16+599.338 to Km 17+170.770 of the highway route. The area of the landslide was rich in lignite coal seams and was mined extensively from 1915 to 2000s; during this period, approximately 80 meter-deep excavations were made. A few of these coalmines are still in operation. In the past, the excavation debris was generally scattered to the neighboring areas leading to the formation of artificial fills and low-laying areas at the size of artificial hills causing the area to be abandoned. In some low-laying areas in the region, which have also been chosen as the construction area for the third airport in Istanbul, the surface area reaches up to 100-200 acres and artificial lakes have been formed due to the surface water. In the last few years, some of these lakes to the south of the investigated area were declared by the municipality to be dumping sites for the excavation debris, and therefore they have been completely filled to create vast plains.

Within the scope of this study, several boreholes with a depth of 25.0 m were drilled along the section of the landslide, and inclinometers were placed in these boreholes for soil analysis. Furthermore, in May 2010, a further 13 boreholes with a depth ranging from 17 to 30 m were drilled, and inclinometers were placed in 8 boreholes. In this way, the inclinometer measurements were used to determine the depth of the sliding surfaces as well as the amount and direction of ground motions. As a result, the data that was obtained indicated that the main sliding plane was 13.0 m deep, and a piled structure was constructed in November 2010 to increase the stability of the slope and prevent future landslides. However, the landslide continued.

2. MORPHOLOGICAL AND GEOLOGICAL STRUCTURE OF THE INVESTIGATION AREA

The morphological structure of the investigation area is comprised of; slopes that are not very steep with an overall height of less than 150 m, lakes formed in dry riverbeds, and pits between these slopes. This morphological structure was formed as a result of the cemented clay and sandy sediments in the region and the intercalation of the clay-sand sediments deposited in the Upper Oligocene–Upper Miocene Age. These sediments which were formerly known as Karaburun Formation, Ağaçlı Formation, and Gürpınar Formation, were later collectively called Avcılar Formation; and mapped as a regular formation as seen in Figure 1. Starting with a terrigenous character, this formation moves to the shallow marine environment, intercalated by layers of clay and sand including coal layers [1, 2, 3, 3, 4, and 5]

Avcılar formation is a regular sequence that starts from Istanbul and its surroundings, outcropping along the districts of Avcılar-Büyükçekmece, intercalated by highly fissured over-consolidated clay and sand layers [5]. This sequence is also widely observed in the Kemerburgaz district along the Black Sea coastline on the Asian side.

Characteristics and formation mechanism of a highway landslide

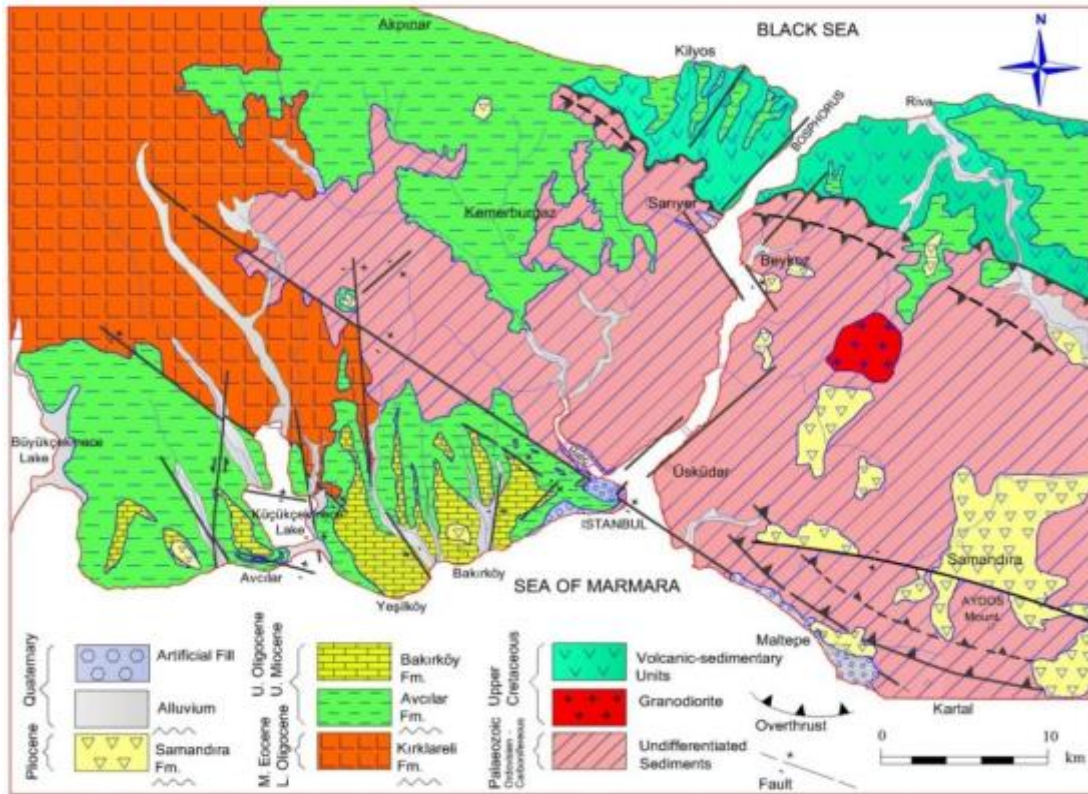


Figure 1. General geological map of Istanbul and its surrounding area [5]

The ground levels of the Avcılar formation either start with gravelly sand or black colored clay and the coal levels have a high organic content. As for higher levels, the dominant lithology of the sequence is constituted by green clay consisting of brownish gray sand lenses, and over-consolidated clay and sand interlayers as seen in Figure 2.

Throughout the whole investigation area and the surrounding areas, the dominant lithology is that of the Avcılar formation. The lithology named as the Bakırköy formation, which is composed of marl-limestone that constitute the highest levels of the Avcılar formation is not observed in Kemerburgaz district. The over-consolidated clay level of the Avcılar formation can be categorized into the high-plasticity clay group, which has a stiff-very stiff-hard soil character. Except for the sand lenses, the sequence does not contain underground water and the intercalation of clay-sand layers may have a very weak rock character such as claystone interlayers or rarely a medium hard rock character such as gray sandstone interlayers in certain regions. At different levels of the Avcılar formation, gray-brown sand, gravelly sand or sand with white mica and gravel are frequently observed between clays as interlayers with a thickness of 10-30 m. Sand that is generally quartz-rich, uncemented or loose-cemented is poorly graded; silty, clayey sands and gravel layers are classified as clayey gravel, and these sand layers include the interbeds of over-consolidated clay that are 10 to 30 cm thick. The lithology of the Avcılar formation also includes blackish-dark gray clays of less than 10 m with a high organic content, swelling potential and plasticity at a rare frequency and different levels, and their lateral continuity is limited. These clay lenses, due to their high organic content, are significant in terms of engineering properties and may cause severe stability problems particularly in the inclined areas. Furthermore, the analysis of many boreholes in the area showed that the soil profile was composed of over-consolidated clayey soil layers including partly sand bands underlying artificial fills that are a few meters thick below the surface as the main formation of the region.

Murat Tonaroğlu, Murat Ergenokon Selçuk, Saadet Arzu Berilgen, Mustafa Yıldırım

ERA	SYSTEM	SERIES	FORMATION	THICKNESS (m)	LITHOLOGY	EXPLANATIONS						
							QUATERNARY	HOLOCENE	PLIOCENE	SAMANDIRA	U. MIOCENE	BAKIRKÖY
C E N O Z O I C	T E R T I A R Y	M E O C E N E — L O L I G O C E N E	K I R K L A R E L I	> 250		<p>GRAVEL/SANDSTONE ALTERNATION Clay: Grey-green, overconsolidated, tuff levels, fissured, occasional carbonate/limestone bands, coal intercalated Claystone: Greyish green, thin to medium layered Sand: Light grey-yellowish off-white, quartz-limestone gravelly with boulders GRAVEL/CONGLOMERATE: Grey brown, sandy, clayey, limestone gravelly, coal interbedded</p>						
							Discordancy					
							MARL - LIMESTONE: White - yellowish off-white grey, medium to thick layered, carbonated clay interbedded, with fossiles CARBONATED SANDSTONE: Off-white, fine grained, stiff, solid REEFAL LIMESTONE: White to off-white, hard, solid, carstic, many fossiles					
							CONGLOMERATE-MARL: Grey off-white, many graywacke gravels, sand-silt-clay and coal interbedded					
							Discordancy					
							SANDSTONE (Graywacke)-SILTSTONE-CLAYSTONE: Bluish grey - brown, limestone lenses					
							Discordancy					
							CLAY / CLAYSTONE: Dark grey - grey, non- to slightly carbonated, silty, with occasional plant remains, high plasticity, medium stiff to hard, hard SAND: Yellowish grey, light brown, gravelly and silty, clay interbedded, uncemented or weakly cemented, cross-bedded, lenticular					
							CLAY: Red, silty, sandy, rounded to subrounded quartzite gravelly, very stiff to hard, slightly cemented					
							Discordancy					
GRAVEL, SAND, SILT, CLAY (ALLUVIUM)												
QUATERNARY	HOLOCENE	PLIOCENE	SAMANDIRA	U. MIOCENE	BAKIRKÖY	U. OLIGOCENE	—	A. V. C. I. L. A. R.	M. E. O. C. E. N. E. — L. O. L. I. G. O. C. E. N. E.	K. I. R. K. L. A. R. E. L. I.	TRAKYA	<p>(Not to scale)</p>

Figure 2. The aspect of updated stratigraphy and typically observed deposits [5]

3. STUDIES PERFORMED IN THE SITE UNDER INVESTIGATION

As mentioned above, following a huge landslide that occurred in the investigation area, a piled- retaining structure was built in November 2010 as a precaution to protect the site from the possibility of instability. This structure was located adjacent to the north of the road and parallel to the road that lay in the east west direction and was 570 m long. The structure consisted of 3.6 m spaced double-row bored piles which were minimum 15.5 m and maximum 28.0 m long with a diameter of 120 cm, and a connecting frame of 5.20 m. However, as seen in Figure 3 a and b, this massive retaining structure failed to stop the movement and got largely destroyed as seen in Figure 4.

Characteristics and formation mechanism of a highway landslide



a) 14 October 2011



b) December 2013

Figure 3. The ongoing movement of the active landslide.



Figure 4. The piled-retaining structure damaged by the landslide

In addition to the boreholes drilled during the investigation of previous studies conducted by various companies in the area, new and much deeper boreholes were planned to be drilled for the execution of the current study. As a result, 15 new boreholes reaching the depth of 40 to 60 m were drilled particularly in the locations where the landslide is very active. In addition, new inclinometers were placed in six of these boreholes as presented in Figure 5. The cross section of the landslide is illustrated in Figure 6.

Murat Tonaroğlu, Murat Ergenokon Selçuk, Saadet Arzu Berilgen, Mustafa Yıldırım

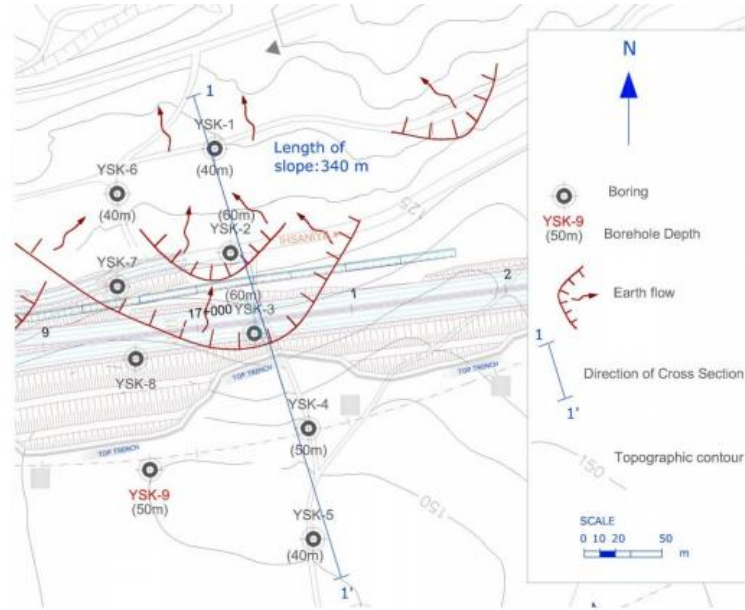


Figure 5. The map of the landslide and the depths/locations of boreholes in Kemberburgaz

The Table 1 presents the measurement results obtained from the inclinometers installed in the boreholes until January 2012. The results of these measurements indicated that the main sliding surface was deeper (reaching 35.0-40.0 m) than the estimated slip surface (10-12 m) which was used to design the length of the piles for the retaining structure.

Table 1. Inclinometer results

Borehole No	Start Date	Dates of Inclinometer Measurements	Depth of borehole (m)	Depth of inclinometer (m)	Upper elevation of inclinometer (m)	Amount and direction of displacement	
						A ¹ Direction (mm)	B ² Direction (mm)
YSK-2	27.10.2011	03.10.2011	60.0	60.0	128	33	26
YSK-4	23.10.2011	30.10.2011	50.0	50.0	146	18	7
YSK-5	02.12.2011	07.10.2011	40.0	40.0	150	8	-15
YSK-7	10.11.2011	21.10.2011	60.0	60.0	131	125	-24
YSK-9	27.11.2011	03.10.2011	50.0	50.0	150	15	15
YSK-10	10.11.2011	17.10.2011	50.0	50.0	122	125	-115

The results from the YSK-2 borehole showed that the movement was ≥ 35.0 m and the main sliding direction of this movement was 33 mm to the north and 26 mm to the east. On 7th February 2012, the inclinometer was broken by the main sliding plane at 35.0 m depth (Figure 7). The results from the YSK-4 borehole showed that the movements occurred more frequently in sections closer to the surface and slightly less in deeper sections. According to the final reading, the value of the movement was 18 mm to the north and 7 mm to the east (Figure 8). The results from the YSK-5 borehole indicated that lateral displacements occurred in sections closer to the surface and the final readings revealed that

Characteristics and formation mechanism of a highway landslide

the movement was 8 mm to the north and 15 mm to the west. However, these findings do not provide a definitive evidence for the occurrence of a sliding surface (Figure 9).

For the YSK-7 borehole, the lateral displacements were mainly found at least 36.0-37.0 m down from the surface. The reading dated 16th December 2011 showed that the movement was 125 mm to the north and 24 mm to the west. In addition, since the inclinometer pipe was found be cut by the slip surface at 36.0 m, the following readings were only taken at 36 m and above (Figure 10). The results from the YSK-10 borehole showed that the sliding depth was 21.0 m and the inclinometer reading dated 20th January 2012 revealed that a displacement occurred 125 mm to the north and 115 mm to the west. On 7th February 2012, the inclinometer pipe was completely broken at 21.0 m below the ground surface. Considering the data obtained from other close boreholes, the main sliding surface here was most probably at a depth of around 35.0-36.0 m (Figure 11).

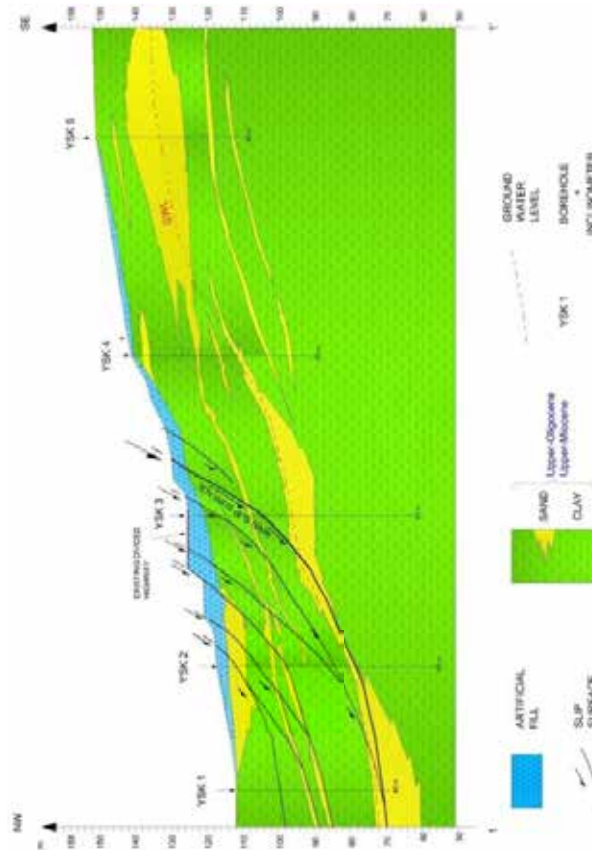


Figure 6. The cross-section of the landslide

Murat Tonaroğlu, Murat Ergenokon Selçuk, Saadet Arzu Berilgen, Mustafa Yıldırım

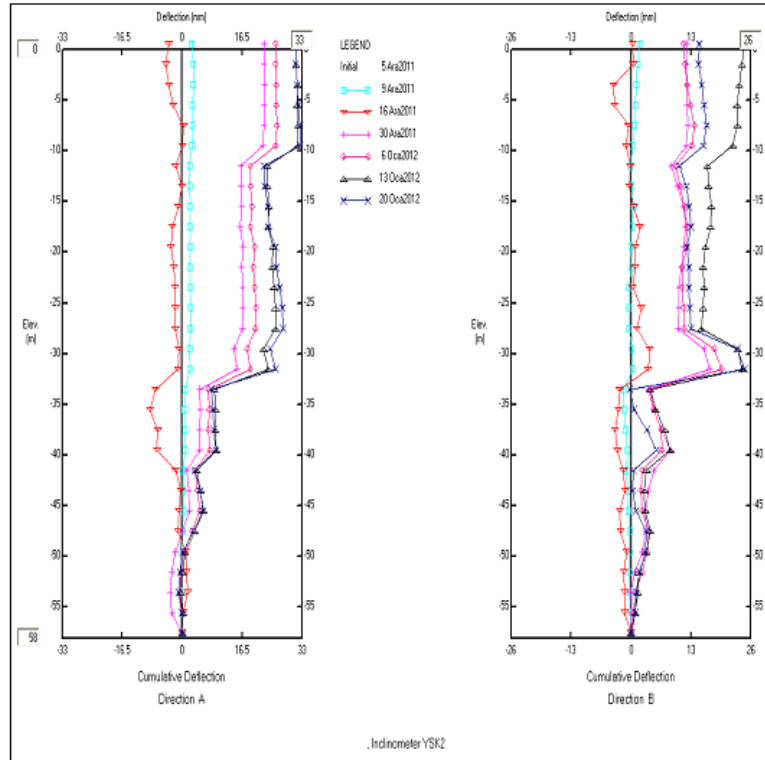


Figure 7. Inclinerometer measurements for the YSK2 borehole

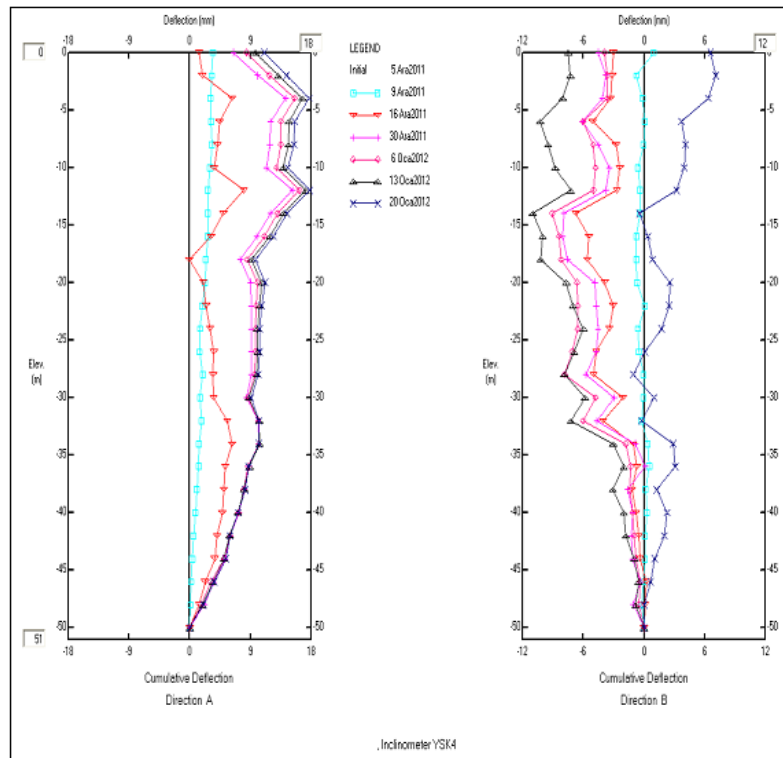


Figure 8. Inclinerometer measurements of the YSK4 borehole in Kemerburgaz.

Characteristics and formation mechanism of a highway landslide

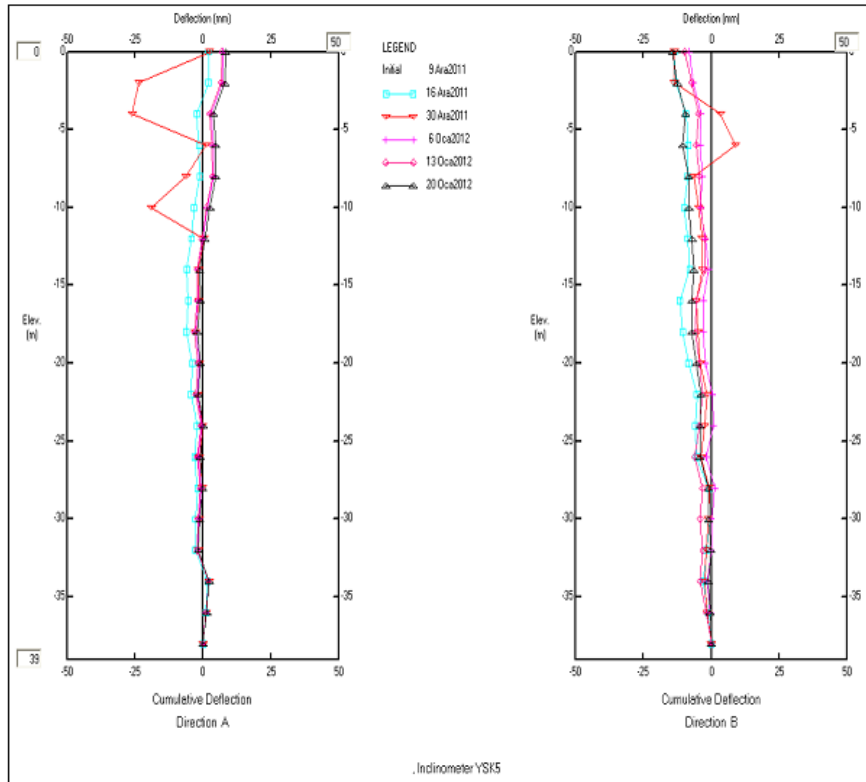


Figure 9. Inclinometer measurements of the YSK5 borehole in Kemberburgaz

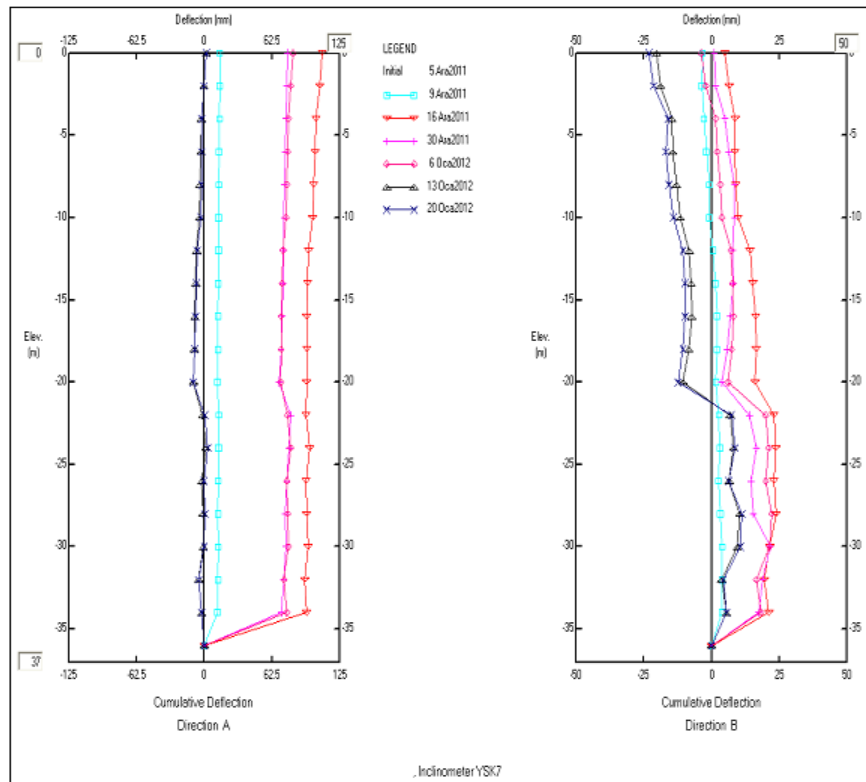


Figure 10. Inclinometer measurements at YSK7 borehole in Kemberburgaz

Murat Tonaroğlu, Murat Ergenokon Selçuk, Saadet Arzu Berilgen, Mustafa Yıldırım

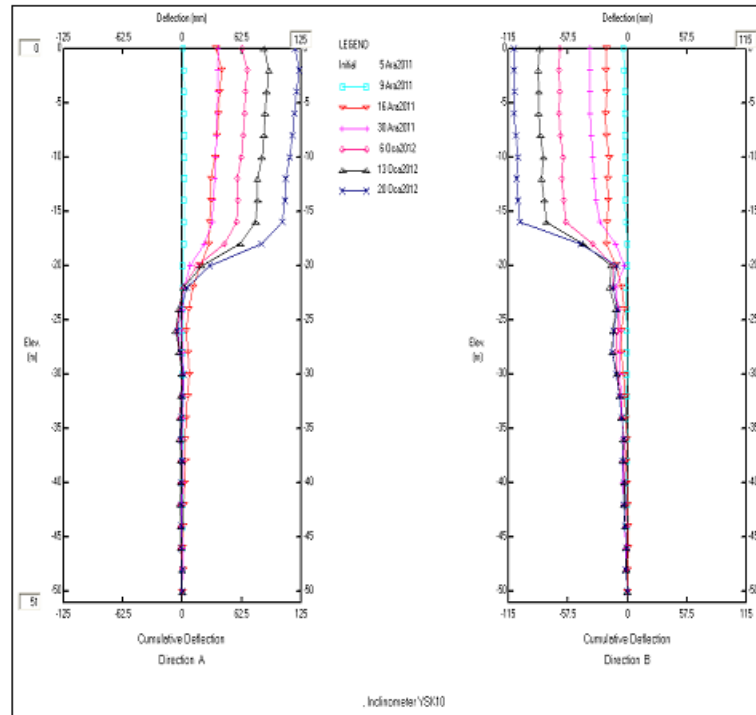


Figure 11. Inclinometer measurements taken from the YSK10 borehole in Kemberburgaz

4. CAUSES OF THE LANDSLIDE

This study revealed the possible landslide mechanism of the investigated area through a combined evaluation of borehole data and inclinometer measurements as well as mapping detailed sections of the area and marking the sliding surfaces. As a result of the stability analyses conducted using residual soil parameters that are considered valid for the landslide conditions, it was concluded that the major factor causing the occurrence and continuity of the huge landslides was the lack of natural and/or artificial drainage systems that would have removed the surface water. On the top section of the southern slope along the road where the landslide occurred a large surface is covered by low-laying areas that were previously used as coal mines. Overlying highly impermeable clay layers, these low-laying areas had been filled with the surface water for years and were transformed into artificial lakes in the region. Furthermore, the data obtained from the large number of boreholes drilled in the area shows that there were sand bands continuing down the slope which are related with the water-level of the artificial lakes in the hillside of the region and this most probably increased the pore water pressure and the hydraulic gradient leading to water flow. In recent years, these low laying areas have been used for excavation wastes and some have been completely filled.

The landfills that exceeded the water-level of the artificial lakes generated pressure on the water mass and caused the water to seep into the sand layers on the slope towards the north. Accordingly, the water seeping from the layers of sand reduced the shear strength of the clay units and formed slide planes.. The surface water still continues to seep into the ground. Furthermore, the dynamic effect of high-tonnage excavation trucks (reaching a number of 1200 shipments on a daily basis) moving to the dump area have serious negative effects on the stability of the slope. In addition to the destruction of natural drainage

Characteristics and formation mechanism of a highway landslide

channels as a result of the landslide, there is still a lack of an effective drainage system that could remove the surface water in a controlled manner.

5. STABILITY ANALYSIS

After the soil layers of the investigated area were examined and the causes of the landslide were determined, stability analysis was conducted using back analysis to determine the soil strength parameters that are primarily valid for the field conditions. The TALREN software was used for all the analyses and the SPT N values were obtained from the large number of boreholes drilled in the area. The main deep sliding surface was determined using the limit equilibrium analysis and inclinometer measurements. Using the data obtained from inclinometers the parameters which generated a factor of safety of 1.0 along the slip surface were determined for the stability analysis (Figure 12).



Figure 12. Numerical analysis results for FS=1.0

In addition, $\phi'_r = 8^{\circ}$ - 12° range and $c'_r = 0$ value were used as the required parameters of residual shear strength for similar layers, and the excess pore water pressure coefficient value (r_u) was obtained for FS=1.0. As a result of the numerical analysis, the parameters for residual resistance to sliding with the highest possible validity for landslide areas and water pore-pressure coefficient value were found to be as follows; $\phi'_r = 10^{\circ}$, $c'_r = 0$, $r_u = 0.26$. With the same parameters for residual resistance to sliding, FS=1.23 is calculated as $r_u = 0.10$ and FS=1.30 is calculated as $r_u = 0.05$. The results of the numerical analysis indicate that adequate safety against sliding can be ensured on the condition that sufficient drainage is provided and the occurrence of water pore-pressure on the slope is prevented. To achieve this, the leakage from old artificial lakes located on the top section of the southern slope along the road should be prevented and an effective drainage system should be established for the surface water.



Murat Tonaroğlu, Murat Ergenokon Selçuk, Saadet Arzu Berilgen, Mustafa Yıldırım

6.CONCLUSIONS

This paper reports on a study that investigated the causes and the prevention methods of the landslide that occurred between Km 16+599.338-Km 17+170.770 of the road route during the construction of a state highway in Istanbul which is an ongoing process. To this end, in addition to the data obtained from the reports of previous research conducted in the area, the data obtained from the new boreholes drilled in the investigation area and the inclinometers installed in the boreholes showed that the continual landslide in the field largely occurred due to the lack of a sufficient drainage system for the surface water and the decrease in the shear strength increased the pore water pressure on the clay units leading to the formation of sliding planes.

It was also found that the reason for the failure of the piled structure that was built to stop and/or prevent the repetition of the landslide was the landslide being much deeper (35-40 m) than the estimated value (10-12 m). Therefore, the large excavated area where the third İstanbul Airport is currently being constructed has recently been further excavated below the elevation of the main sliding plane to ensure the safety of the construction.

REFERENCES

- [1] Yıldırım M (1997) Engineering geological evaluation of solid waste landfill sites: two examples from Istanbul, Turkey. Bull Eng Geol 55:151–158.
- [2] Yıldırım M (2000) Engineering properties of Istanbul area rocks. Journal of Yıldız Technical University, Istanbul 3:9–23.
- [3] Yıldırım M, Savaşkan E. (2002) The stratigraphy and engineering properties of Istanbul Tertiary deposits. Bull Turkish Natl Comm Int Assoc Eng Geol 18:48–62.
- [4] Yıldırım, M., Akgüner, C., Tonaroğlu, M., Selçuk, M.E., (2010) İstanbul Tersiyer Çökellerinin Yeni Stratigrafisi ve Mühendislik Özellikleri, Sigma Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi, Vol. 4, Issue 28, pp. 323-334.
- [5] Yıldırım, M., Tonaroğlu, M., Selçuk, M.E., Akgüner, C., (2013) Revised Stratigraphy of the Tertiary Deposits of Istanbul and Their Engineering Properties, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Volume 72, pp. 413-420.



www.geoteknik2019.org
bilimsel@geoteknik2019.org

ISBN No: 978-605-01-1333-4