
TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
UCTEA TURKISH CHAMBER OF CIVIL ENGINEERS
ZMGM
ZEMİN MEKANİĞİ VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ DERNEĞİ
9. GEOTEKNİK SEMPOZYUMU
İSTANBUL
22-24 KASIM 2023
İTÜ SÜLEYMAN DEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ
BİLDİRİLER KİTABI
www.9geoteknik.org
istanbul.imo.org.tr

TÜRK MÜHENDİS VE MİMAR ODALARI BİRLİĞİ
**İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI**
İ S T A N B U L Ş U B E S İ

Mumhane Cad. No:21 Karaköy - İSTANBUL
**Tel** : (0212) 293 20 00 (Pbx)
**Faks** : (0212) 232 09 12
**E-Posta** : istanbul@imo.org.tr
**Web** : http://istanbul.imo.org.tr
http://www.facebook.com/imoistanbulsube
http://www.twitter.com/imoistanbulsube
http://www.youtube.com/user/imoistanbulsube
http://www.instagram.com/imoistanbul
https://www.linkedin.com/company/insaat-muhendisleri-odasi-istanbul-subesi

**ISBN No:** 978-605-01-1631-1

**Oda Yayın No:** E/23/02

**Baskı Tarihi :** Mart 2024

Baskı Hazırlık:
**MAYA BASIN YAYIN MATBAACILIK TİC. LTD. ŞTİ.**
Davutpaşa Cad. Güven İş Merkezi No: 83 A Blok No: 56 Topkapı - İSTANBUL
Tel: 0-212 638 64 08 Fax: 0-212 638 64 09
E-Posta: maya@mayadergi.com

# SEMPOZYUM YÜRÜTME KURULU

| | | | |
|---|---|---|---|
| S. Feyza Çinicioğlu (Başkan) | S. Banu İkizler | Selçuk Bildik | Umut Dağar |
| E. Fusun Sümer | Pelin Özener | Rezan Bulut | |

# DÜZENLEME KURULU

| | | | |
|---|---|---|---|
| S. Feyza Çinicioğlu (Başkan) | Mustafa Laman | Berna Unutmaz | Sami Gültekin |
| Nusret Suna | Recep İyisan | M. Murat Monkul | Rasin Düzceer |
| S. Gülsun Parlar | İlknur Bozbey | Pelin Özener | Rezan Bulut |
| E. Fusun Sümer | S. Banu İkizler | Nejan Huvaj Sarıhan | Umut Dağar |
| Kutay Özaydın | Özer Çinicioğlu | Selçuk Bildik | |

# BİLİM KURULU

| | | |
|---|---|---|
| A. Şahin Zaimoğlu | Gülgün Yılmaz | Sıddıka Nilay Keskin |
| Abdülazim Yıldız | Gürkan Özden | Sadık Öztoprak |
| Abdülhakim Zeybek | H. Suha Aksoy | Salih Keskin |
| Ahmet Tuncan | Halil Murat Algın | Sami Oğuzhan Akbaş |
| Ali Hakan Ören | Hamza Güllü | Sedat Sert |
| Alp Gökalp | Hanifi Çanakçı | Selçuk Demir |
| Alper Sezer | H. Kürşat Engin | Selçuk Toprak |
| Aslı Yalçın Dayıoğlu | Hasan Tosun | Selim Altun |
| Aşkın Özocak | Havva Nur Kılıç | Selman Sağlam |
| Aydın Kavak | İrem Zeynep Yıldırım | Suat Akbulut |
| Ayfer Erken | İsmail Zorluer | Taha Taşkıran |
| Ayhan Gürbüz | Kemal Önder Çetin | Talha Sarıcı |
| Aykut Şenol | M. Rifat Kahyaoğlu | Tolga Özer |
| Ayşe Edinçliler | M.Kubilay Keleşoğlu | Tufan Çakır |
| Berrak Teymür | M. Barış Can Ülker | Tuğba Eskişar |
| Cavit Atalar | Mehmet Muhit Berilgen | Tuncer Edil |
| Cem Akgüner | Muhammet Çınar | Uğur Dağdeviren |
| Deniz Ülgen | Murat Hamderi | Ümit Karadoğan |
| Elif Çiçek | Murat Olgun | Volkan Okur |
| Erdal Çokça | Murat Örnek | Yeliz Yükselen Aksoy |
| Erdal Uncuoğlu | Mustafa Koç | Yeşim Gürtuğ |
| Erol Şadoğlu | Mustafa Yıldız | Yeşim S. Ünsever Güler |
| Esra Ece Bayat | Niyazi Uğur Terzi | Yusuf Erzin |
| Eyyüb Karakan | Nurhan Ecemiş | Yücel Güney |
| Fatih Çelik | Osman Sivrikaya | Zeki Gündüz |
| Fatih Göktepe | Ozan Dadaşbilge | Z. Neşe Kurt Albayrak |
| Gizem Mısır | Ömer Faruk Çapar | Zülküf Kaya |
| Gökhan Altay | Özgür Lütfi Ertuğrul | |
| Gökhan Demir | Özgür Yıldız | |

## ULUSLARARASI BİLİM KURULU

| | | | |
|---|---|---|---|
| Akram Alshawabkeh | Mykola Komienko | Askar Zhussupbekov | Marc Ballouz |
| Fatma Baligh | Madhav Madhira | Katerina Ziotopoulou | Andrey Totsev |
| Daniel Barreto | Ernest Olinic | Pedor Ferreira | Chavdar V. Kolev |
| Mounir Bouassida | Jovan Papic | Siva Sivakugan | George Belokas |
| Luljeta Bozo | Erich Pimentel | Arya Assadi Langroudi | Edina Koch |
| Joan Manuel Larrahondo Cruz | Eun Chul Shin | Armin W. Stuedlein | |
| Sabatino Cuomo | Mirjana Vukicevic | Jonathan Stewart | |
| Yasser ElMossallamy | Mishac K Yegian | Lyesse Laloui | |

## DANIŞMA KURULU

| | | | |
|---|---|---|---|
| Taner Yüzgeç | Ergün Toğrol | Mehmet Ufuk Ergun | Orhan Erol |
| Ahmet Sağlamer | Erol Güler | Mete İncecik | Temel Yetimoğlu |
| Atilla Ansal | Hüseyin Yıldırım | Sina Kiziroğlu | Turan Durgunoğlu |

## RESMİ SPONSORLAR

AKÇANSA

MACCAFERRI

ZETAŞ
zemin teknolojisi a.ş.

ZEMİNAŞ
www.zeminas.com.tr

## ANA SPONSORLAR

SAS
Steel Turkey

Dünya Zemin

## DESTEKLEYEN KURULUŞLAR

ÇİMSA

DESTECH

İKSA

SUMER

KASKTAŞ

istanbulteknik

GEOCON
ZEMİN UZMANLARI

ALTINOK
MÜŞAVİRLİK MÜHENDİSLİK A.Ş.

ONTÜ
MÜHENDİSLİK

# İÇİNDEKİLER

**ÖNSÖZ** ..... **XIII**

**SUNUŞ** ..... **XIV**

**DEPREM YÜKLERİ ALTINDA KURU KUMLARDA MEYDANA GELEN OTURMALARIN SONLU ELEMAN ANALİZLERİYLE İNCELENMESİ** ..... **1**
INVESTIGATION OF EARTHQUAKE-INDUCED SETTLEMENTS OF DRY SANDS USING BY FINITE ELEMENT ANALYSES
*Ozan SUBAŞI, Serdar KOLTUK, Recep İYİSAN*

**İKİ BOYUTLU DİNAMİK ANALİZ SONUÇLARINA SONLU ELEMAN AĞI SIKLIĞININ ETKİSİ** ..... **7**
EFFECT OF FINITE ELEMENT MESH DENSITY ON TWO DIMENSIONAL DYNAMIC ANALYSIS RESULTS
*Ozan SUBAŞI, Serdar KOLTUK, Merve AKBAŞ, Recep İYİSAN*

**DERİN KAZI UYGULAMALARINDA YAPI BİLGİ MODELLEME (YBM)** ..... **13**
BUILDING INFORMATİON MODELING (BIM) IN DEEP EXCAVATION APPLICATIONS
*Halit ASLAN, Muhammet ÇINAR*

**DEPREM ETKİSİ ALTINDA YAPI-KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİ: BİR VAKA ANALİZİ** ..... **19**
STRUCTURE-PILE-SOIL INTERACTION UNDER EARTHQUAKE EFFECT: A CASE STUDY
*Muhammed Selahaddin AKIN*

**PLENTMİKS TEMEL TABAKASINDA KAZINMIŞ ASFALT KAPLAMA (RAP) KULLANIMININ LABORATUVAR DENEYLERİYLE İNCELENMESİ** ..... **27**
INVESTIGATION OF THE USE OF RECYCLED ASPHALT PAVEMENT (RAP) WITH PLANTMIX BASE LAYER BY LABORATORY EXPERIMENTS
*Yasin PEKYÜREK, Abdullah Yasin BÜYÜKASLAN, Alper TÜFEKÇİOĞLU, Furkan AKYOL, Hande Işık ÖZTÜRK, Emre AKINAY, Abdullah Tolga ÖZER*

**KOLLOİDAL SİLİKA ENJEKSİYONUNUN SIVILAŞAN ZEMİNLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ ÜZERİNE BİR İNCELEME** ..... **33**
A REVIEW OF THE EFFECT OF COLLOIDAL SILICA GROUTING ON THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF LIQUEFIABLE SOILS
*Nazife ERARSLAN*

**KAHRAMANMARAŞ KISAKÜREK HEYELANININ DEĞERLENDİRİLMESİ** ..... **39**
EVALUATION OF KAHRAMANMARAS KISAKUREK LANDSLIDE
*Akın ÖNALP, Ahmet Can MERT, Aytaç YEDİKARDEŞ*

**İKSA SİSTEMLERİNDE DESTEK ELEMANLARININ ÇOKLU KULLANIMINA AİT BİR VAKA ANALİZİ** ..... **47**
A CASE STUDY ON THE USE OF MULTIPLE SUPPORT ELEMENTS IN RETAINING STRUCTURES
*İlkay TONYALI*

**ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNİN TASARIM SPEKTRUMUNA ETKİSİ** ..... **53**
EFFECT OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON DESIGN SPECTRUM
*Mehmet ÖZGÜR*

**KAZIKLARLA STABİLİZE EDİLMİŞ ŞEVLERİN KISA SÜRELİ STABİLİTE ANALİZLERİNDE ÜÇ BOYUTLU ETKİLERİN İNCELENMESİ** ..... **59**
A STUDY ON THE 3D EFFECTS IN SHORT TERM STABILITY ANALYSIS OF SLOPES STABILIZED WITH PILES
*Emre TEKDEMİR, İrem Zeynep YILDIRIM*

**KONUT BİNALARININ ENKAZINDAN ORTAYA ÇIKAN PLASTİK ATIKLARIN YOL DOLGULARININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI ..... 65**
THE USE OF PLASTIC WASTES OBTAINED FROM RESIDENTIAL BUILDING DEBRIS IN THE STABILIZATION OF ROAD EMBANKMENTS
*Zülal AKBAY ARAMA, İlknur DALYAN, Muhammed Selahaddin AKIN*

**HAFİFLETME KONSOLLU DAYANMA YAPILARINDA TOPRAK BASINCI YAKLAŞIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI ..... 73**
COMPARISON OF EARTH PRESSURE APPROACHES IN SHELF CONSOLE RETAİNİNG STRUCTURES
*Süleyman CAN, Sami ARSOY*

**DRENAJSIZ KAYMA MUKAVEMETİNİN SPT İLE BELİRLENMESİ ..... 79**
ESTIMATION OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH USING SPT
*Safa ÇEVİK*

**AKİFER SİSTEMİNDE YERALTI SU SEVİYESİ DEĞİŞİMİNDEN KAYNAKLIALANSAL OTURMALARIN HESAPLANMASI ..... 85**
CALCULATION OF LAND SUBSIDENCE DUE TO GROUNDWATER LEVEL CHANGE IN AQUIFER SYSTEM
*Barış ÇAYLAK, Ali Hakan ÖREN, Elif Aysu BATKAN, Mustafa Berker BAYIRTEPE, Alper ELÇİ, Carolina GUARDIOLA-ALBERT, Guadalupe BRU, Pablo EZQUERRO, Roberto TOMÁS, María Inés NAVARRO-HERNÁNDEZ*

**ENERJİ KAZIKLARININ DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ TEPKİSİ ..... 91**
RESPONSE OF ENERGY PILES UNDER EARTHQUAKE MOTION
*Mehmet Göktuğ İNAYET, Volkan İŞBUĞA*

**KAYAÇLARIN DAYANIM PARAMETRELERİ ARASINDAKİ KORELASYONLARIN BELİRLENMESİ ..... 97**
DETERMINING THE CORRELATIONS BETWEEN THE STRENGTH PARAMETERS OF ROCKS
*Abdulkadir ÇİNTESUN, Berna UNUTMAZ*

**SIVILAŞABİLİR ZEMİNDE ENJEKSİYONLA İYİLEŞTİRME ÖNCESİ ve SONRASI DİNAMİK DAVRANIŞIN KARŞILAŞTIRMASI ÜZERİNE ..... 103**
COMPARISON OF THE DYNAMIC BEHAVIOR OF UNTREATED AND CEMENT INJECTED LIQUEFIABLE SOILS
*Güldem KORKMAZ, Sinan SARĞIN, Gökhan ŞENOĞLU, Sadık ÖZTOPRAK*

**ENERJİ KAZIKLARININ SAYISAL MODELLENMESİNE DAİR VAKA ANALİZİ ..... 111**
CASE STUDY ON THE NUMERICAL MODELLING OF ENERGY PILES
*Semra POLAT, Mert GÜNER, Uğur Can ERGİNAĞ, Melis SÜTMAN, Özer ÇİNİCİOĞLU*

**DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ (DSM) İÇİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİ-MODÜL KORELASYONLARI ..... 117**
UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH-MODULUS CORRELATIONS FOR DEEP MIXING METHOD (DSM)
*Fatma Tuğçe ÇINAR ÖZKAN, Güldem KORKMAZ, İlknur BOZBEY*

**NATM TÜNEL KAZILARINDA YÜK AZALTMA YÖNTEMİ KATSAYISI DEĞİŞİMİNİN DEFORMASYONLARA ETKİSİ ..... 123**
EFFECT OF CHANGE IN CONVERGENCE-CONFINEMENT METHOD COEFFICIENT ON DEFORMATIONS IN NATM TUNNEL EXCAVATIONS
*Yusuf KAYA*

**M3 METRO HATTI KİRAZLI İSTASYONU CİVARINDA ZAYIF ZEMİN KOŞULLARINDA ÖZEL BİR ÇÖZÜM YÖNTEMİ: TBM'LERİN KAFESE ALINMASI ..... 129**
A SPECIAL SOLUTION METHOD FOR WEAK SOIL CONDITIONS AROUND KİRAZLI STATION OF M3 METRO LINE: CAGING THE TBM'S
*Yalçın EYİGÜN*

**KİNEMATİK ETKİLEŞİM ANALİZİNE AİT BİR VAKA ÖRNEĞİ ..... 135**
ANALYSIS OF KINEMATIC INTERACTION: A CASE STUDY
*Olcay POLAT*

**SAHAYA ÖZEL 1B ZEMİN BÜYÜTME ANALİZLERİNDE EŞDEĞER DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZLERİN KARŞILAŞTIRILMASI ..... 141**
COMPARISON OF EQUIVALENT LINEAR AND NONLINEAR ANALYZES IN SITE-SPECIFIC 1D SOIL AMPLIFICATION ANALYSIS
*Ersin GÜLER, Kamil Bekir AFACAN*

**ORGANİK ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLMİŞ BİR DOLGUNUN ZAMANA BAĞLI DAVRANIŞI ..... 147**
TIME DEPENDENT BEHAVIOR OF AN EMBANKMENT BUILT ON ORGANIC SOIL
*Resul SALMAN, Abdulazim YILDIZ*

**GÖMÜLÜ ESNEK ÇELİK YAPILARA GENEL BAKIŞ VE TÜRKİYE'DEKİ UYGULAMALARI ÜZERİNE ÖRNEK İNCELEMELER..... 153**
OVERVIEW OF BURIED FLEXIBLE STEEL STRUCTURES AND CASE STUDIES ON THEIR APPLICATIONS IN TÜRKİYE
*Baturalp ŞENTÜRK, H. Onur YONCA, Onur BAŞAR*

**ADAPAZARI-KARASU DEVLET YOLU GÜZERGAHINDAKİ ZEMİNLERİN DİNAMİK ETKİLERİNİN ARAZİ DENEYLERİ VE SAYISAL YÖNTEMLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ..... 159**
ASSESMENT OF DYNAMIC EFFECTS OF SOILS WITH IN-SITU TESTS AND NUMERICAL METHODS ON ADAPAZARI-KARASU STATE ROAD
*Furkan Can YAŞAR, Mustafa Kerem KOÇKAR*

**İZMİR İLİ BUCA-ONAT TÜNELİ VE PROTAL YAPILARI VAKA ANALİZİ..... 165**
BUCA-ONAT TUNNEL AND TUNNEL PORTAL ANALYZE IN IZMIR CITY
*Görkem Gedik, Serbay Tatar, Özgür Öngen, Furkan Can Yaşar*

**ÖZEL MÜHENDİSLİK YAPILARINDA TEMEL SİSTEMİNİN SEÇİMİNE AİT VAKA ANALİZİ..... 171**
CASE ANALYSIS OF THE SELECTION OF THE FOUNDATION SYSTEM IN SPECIAL ENGINEERING STRUCTURES
*Abdulkadir ÇİNTESUN, Akif AYGEN, Volkan TOPALOĞLU*

**AN IN-EXPENSIVE AND TABLETOP MEASUREMENT APPARATUS FOR SOIL ELECTRICAL RESISTIVITY ..... 177**
ZEMİNLERİN ELEKTRİKSEL DİRENCİNİ ÖLÇEN UCUZ VE MASAÜSTÜ BİR APARAT
*Ali Şevki Burak, Okan Önal*

**TEMİZ KUMLARDA DİNAMİK YÜKLEME SONUCU AŞIRI BOŞLUK SUYU BASINCI ORANI DEĞİŞİMİNİN LSTM SİNİR AĞI İLE TAHMİN EDİLMESİ..... 183**
PREDICTING EXCESS PORE WATER PRESSURE RATIO VARIATION IN CLEAN SANDS CAUSED BY DYNAMIC LOADING WITH LSTM NEURAL NETWORK
*Ömer Tuğşad BİRİNCİ, Mehmet Barış Can ÜLKER, Gülşen TAŞKIN*

**ÇEŞİTLİ KATKILAR VARLIĞINDA BENTONİTİN ZEMİN-SU KARAKTERİSTİK EĞRİLERİNİN ARAŞTIRILMASI..... 189**
AN INVESTIGATION OF THE SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVES OF BENTONITE WITH DIFFERENT ADDITIVES
*Yusuf BATUGE, Şükran Gizem ALPAYDIN, Yeliz YÜKSELEN-AKSOY*

**ÇOK BLOKLU YAPI SİSTEMLERİNDE KİNEMATİK ANALİZLERİN İRDELENMESİ..... 195**
ÇOK BLOKLU YAPI SİSTEMLERİNDE KİNEMATİK ANALİZLERİN İRDELENMESİ
*Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU*

**KUM ZEMİNDE P-Y EĞRİLERİ İÇİN YENİ BİR YÖNTEM ..... 201**
NEW APPROACH FOR P-Y CURVES IN SAND
*Murat HAMDERİ*

**KİLLİ ZEMİNLERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDE FİBERLERİN ETKİSİ ..... 209**
INFLUENCE OF ADDING FIBERS ON ENGINEERING PROPERTIES OF CLAYEY SOILS
*Ehsan Etminan, Kaveh Dehghanian, Beste Seyla Göçkün, Beste Koçak Dinç*

**SOIL LIQUEFACTION MANIFESTATIONS AT HATAY AIRPORT AFTER THE FEBRUARY 6 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKE SEQUENCE..... 215**
HATAY HAVALİMANI'NDA 6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİ SONRASINDA GÖZLEMLENEN ZEMİN SIVILAŞMASI BELİRTİLERİ
*Elife Çakır, Kemal Önder Çetin, Yalçın Eyigün, and Candan Gokçeoğlu*

**THE EFFECTS OF JET-GROUT COLUMN SOCKET LENGTH AND UNIAXIAL COMPRESSION STRENGTH ON LIQUEFACTION ..... 221**
*Barış Kaymaz, Gürkan Özden*

**GERİ DÖNÜŞTÜRÜLMÜŞ İNŞAAT YIKINTI ATIKLARININ (BETON, TUĞLA, CAM) GEOPOLIMER BAĞLAYICI OLARAK KİLLİ ZEMİNLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI ..... 227**
USE OF CONSTRUCTION AND DEMOLITION WASTES AS A GEOPOLYMER IN IMPROVEMENT OF ENGINEERING PROPERTIES OF SOILS
*Adem IŞIK, Muhammet KAHRAMAN, Ahmet Furkan POLAT*

**LIQUEFACTION-INDUCED FAILURE OF DEMİRKÖPRÜ BRIDGE PILE FOUNDATION AND RETAINING SYSTEM FOLLOWING THE FEBRUARY 6, 2023 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKE SEQUENCE..... 233**
6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİ SONRASI DEMİRKÖPRÜ KAZIKLI TEMEL ELEMANLARI VE DAYANMA YAPILARINDA GÖRÜLEN ZEMİN SIVILAŞMASI SEBEPLİ YENİLMELER
*Soner OCAK, Kemal Önder Çetin*

**DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA KOLONLARININ YOL DOLGUSU ALTINDAKİ DÜŞEY DEPLASMAN DEĞERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİNİN İNCELENMESİ..... 239**
INVESTIGATION OF THE EFFECT OF DEEP SOIL MIXING COLUMNS ON THE SETTLEMENT VALUES *UNDER A ROAD EMBANKMENT*
*Esma ALAN, Müge BALKAYA*

**YUMUŞAK KİL ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLEN YOL DOLGULARINDA EPS GEOFOAM KULLANIMININ DOLGU DEPLASMANLARINA ETKİSİ ..... 245**
THE EFFECT OF EPS GEOFOAM USAGE ON EMBANKMENT DISPLACEMENTS IN ROAD EMBANKMENTS BUILT ON SOFT CLAYEY SOILS
*Ekin Kendal DUMAN, Müge BALKAYA*

**ÇÖP DOLGUSU ÜZERİNDE İNŞA EDİLEN ÇOK KATLI YAPININ KAZIKLI TEMELİNDE OTURMA KONTROLÜ VE UYGUN KAZIK MODELİNİN SEÇİLMESİ..... 251**
SETTLEMENT CONTROL AND SELECTION OF THE SUITABLE PILE MODEL FOR THE PILE FOUNDATION OF A MULTI-STOREY BUILDING CONSTRUCTED ON A DUMPSITE
*Furkan BAYRAKTAR, Müge BALKAYA*

**MAGNEZYUM KLORÜRÜN MAGNEZYUM OKSİT İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ KAOLİN KİLİN MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN ARAŞTIRILMASI ..... 257**
INVESTIGATION OF THE MECHANICAL PROPERTIES OF MAGNESIUM CHLORİDE ON MAGNESİUM OXIDE IMPROVED KAOLİN CLAY
*Ahmet Sinan TEKER, Suat AKBULUT, Abdullah Mevlüt Mutluel*

**MUĞLA İLİ KENT MERKEZİ ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN, VERİ VE GEOTEKNİK RAPOR DEĞERLENDİRMELERİNE BAĞLI HARİTALANDIRILMASI..... 263**
MAPPING OF MUĞLA CITY CENTER SOIL CHARACTERISTICS BASED ON DATA AND GEOTECHNICAL REPORT EVALUATIONS
*Eda TURAN, Süleyman Arda GÜLER, Engin NACAROĞLU, Mehmet Rıfat KAHYAOĞLU*

**DSS-C CİHAZINDA KISMİ DOYGUNA İNDİRGEME YÖNTEMİ (KDİ) İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ KUM NUMUNELERDE GERİLME KONTROLLÜ DİNAMİK DENEYLER ..... 269**
DYNAMIC STRESS-CONTROLLED TESTS ON SPECIMENS PREPARED BY INDUCED PARTIAL SATURATION (IPS) IN DSS-C DEVİCE
*İsmail Alpaslan CEYLAN, E. Ece ESELLER-BAYAT*

**ŞUBAT 2023 DEPREMLERİNİN HATAY-ERZİN 904 MW KOMBİNE DOĞALGAZ ÇEVRİM SANTRALİNE ETKİSİ ..... 275**
THE EFFECT OF FEBRUARY 2023 EARTHQUAKES ON HATAY-ERZİN 904 MW NATURAL GAS COMBINED CYCLE POWER PLANT
*Oğuz ÇALIŞAN, Fuat TİNİŞ, Murat ERKİLET, Volkan OKAN, Can GÜLCAN*

**ANKARA GAZİOSMANPAŞA'DA YAPILAN BİR DERİN KAZININ TASARIM VE PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ ..... 281**
AN ASSESSMENT OF THE DESIGN AND PERFORMANCE OF A DEEP EXCAVATION IN GAZİOSMANPAŞA ANKARA
*Oğuz ÇALIŞAN, Ozan TURHAN*

**METRO TÜNELLERİNDE BİRİNCİ VE İKİNCİ (NİHAİ) KAPLAMANIN FİBER TAKVİYELİ PÜSKÜRTME BETON İLE YAPILMASININ PROJEYE MALİ VE SÜRESEL ETKİSİ ..... 287**
*Mücahit NAMLI, İdris ARAZ*

**PERLİT İÇEREN GEOPOLİMER ZEMİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ ..... 293**
GEOTECHNICAL PROPERTIES OF PERLITE CONTAINING GEOPOLYMER SOIL
*Esma RAHAT, Tuğba ESKİŞAR TEFÇİ*

**İZOTROPİK- ANİZOTROPİK KONSOLİDASYON DAVRANIŞI VE GERİLME İZLERİ ..... 299**
THE BEHAVIOUR OF ISOTROPIC -ANISOTROPIC CONSOLIDATION AND STRESS PATHS
*Ayşen ÇELEBİ, Atilla ANSAL*

**ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN SONLU ELEMANLARA METODU KULLANILARAK ANALİZ EDİLMESİ .... 305**
*Ünal YILDIRIM*

**ÖLÇEKLİ TORPİDO ANKRAJLARDA BOYUT VE DÜŞÜ YÜKSEKLİĞİNİN ÇEKME KAPASİTESİNE ETKİSİ ..... 311**
THE EFFECT OF SIZE AND FREE-FALL HEIGHT ON THE PULLOUT CAPACITY OF SCALED TORPEDO ANCHORS
*Rana Gizem YALINIZ, Burak EVİRGEN*

**SPEKTRAL EŞLEME VE ÖLÇEKLENDİRME İLE OLUŞTURULMUŞ DEPREM KAYITLARININ YER TEPKİ ANALİZİ YÜZEY SPEKTRUMUNA ETKİLERİ ..... 317**
EFFECTS OF EARTHQUAKE RECORDS CREATED BY SPECTRAL MATCHING AND SCALING ON THE SURFACE SPECTRUM OF GROUND RESPONSE ANALYSIS
*Engin NACAROĞLU, Berk YAĞCIOĞLU, Selçuk TOPRAK, Muhammet CEYLAN*

**HEYELAN, TAŞKIN VE YANGIN RİSKLERİNE KARŞI DİRENÇLİ TOPLULUKLAR OLUŞTURULMASI PROJESİ ..... 323**
A PROJECT ON BUILDING RESISTANT COMMUNITIES AGAINST LANDSLIDE, FLOOD AND FIRE RISKS
*Selçuk TOPRAK, Banu ÇETİN, Danilo CALABRESE, M. Emin KOÇAN, Elmo DE ANGELİS, Ömer İSLAMOĞLU, Sofia PSARROU, Ia MOSASHVİLİ, Çiğdem BALÇIK, Burak AYDOĞAN, Kylene DE ANGELİS5, Oğuz DAL , Tahsin GÖRMÜŞ, Andreas CHATZİMİNAS, Selim BİÇER, Metin YAMLI, Fatih DURMUŞ, Theodoros OREİNOS7, Hüseyin ÇAKIRCA4, Eleni BASTA7, Hüseyin GÜRBÜZ, Ourania VLACHOU, Recep YAYLA, Sara MALLUCCİ, Salome ONİANİ*

**BİR ŞEV ANALİZİNDE DENEYSEL VE SAYISAL MODELLEME KARŞILAŞTIRMASI ..... 329**
COMPARISON OF EXPERIMENTAL AND NUMERICAL MODELING IN A SLOPE ANALYSIS
*Haluk IŞIK, Nurullah AKBULUT, Ali Fırat ÇABALAR*

**KAVİTE GENLEŞME TEORİSİNE DAYALI KONİ UÇ DİRENCİ HESAPLAMA ..... 335**
PREDICTION OF CONE TIP RESISTANCE BASED ON CAVITY EXPANSION THEORY
*Emirhan SANCAK, Ahmet Talha GEZGİN, Özer ÇİNİCİOĞLU*

**ZEMİN PARAMETRE BELİRSİZLİKLERİNİN BİR BOYUTLU ZEMİN TEPKİ ANALİZLERİNDEKİ ETKİSİNİN BELİRLENMESİ ..... 341**
*M. Abdullah SANDIKKAYA, Abdullah İÇEN*

**YANAL DOĞRULTULU KOMPAKSİYON PROBU GELİŞTİRİLMESİ ..... 347**
DEVELOPMENT OF A COMPACTION PROBE ALONG LATERAL DIRECTION
*Muhammed Sefa UCUN, Rana Gizem YALINIZ, Burak EVİRGEN*

**TBDY (2018)'E GÖRE SPT TABANLI SIVILAŞMA RİSK HARİTALARININ CBS İLE OLUŞTURULMASI: BURSA İLİ YILDIRIM İLÇESİ MİLLET MAHALLESİ ÖRNEĞİ ..... 353**
SPT BASED GENERATING LIQUEFACTİON RISK MAPS VIA GSI WITH RESPECT TO TBDY- 2018:
A CASE STUDY IN MILLET NEIGHBORHOOD, YILDIRIM DISTRICT, BURSA PROVINCE
*Onur GÜRBÜZ, Ahmet Talha GEZGİN*

**DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLER İLE TEMİZ KUMUN SIVILAŞMA KARAKTERİSTİĞİNE DANE BOYUTUNUN ETKİSİ ..... 359**
EFFECT OF GRAIN SIZE ON LIQUEFACTION CHARACTERISTICS OF CLEAN SAND WITH
DYNAMIC TRIAXIAL EXPERIMENTS
*Zehra Ertosun KARABULUT, Abdülhakim ZEYBEK, Sabriye Banu İKİZLER*

**AFET SONRASI OLUŞAN İNŞAAT VE YIKIM ATIKLARININ GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE KULLANIMININ DEĞERLENDİRİLMESİ ..... 365**
*Ayşegül BAYIN SARIAHMETOĞLU, Aslı YALÇIN DAYIOĞLU, Mustafa HATİPOĞLU,*
*Ümit KARADOĞAN*

**SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERDE GÖMÜLÜ BORULARIN YÜKSELME DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZİ ..... 371**
NUMERICAL ANALYSIS OF UPLIFT BEHAVIOR OF PIPES BURIED IN LIQUEFIABLE SOILS
*Münire DÜLGER, Havvanur KILIÇ*

**ESNEK İSTİNAT YAPILARINDA STABİLİTE PROBLEMLERİ VE TASARIM ÖNERİLERİ: BİR VAKA ANALİZİ..... 377**
DESIGN RECOMMENDATIONS FOR MECHANICALLY STABILIZED EARTH (MSE) WALLS AGAINST
STABILITY PROBLEMS: A CASE HISTORY
*Tahir YILDIZ, Hüseyin YILDIRIM*

**SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN SPT VE KAYMA DALGASI HIZI KULLANILARAK BELİRLENMESİ - İSTANBUL MİKROBÖLGELEME SAHA ÖRNEKLERİ ..... 383**
DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL BASED ON SPT AND VS –
MICROZONATION CASE STUDIES IN ISTANBUL
*Serdar GÜNAY, Burak ÇATLIOĞLU, Hakan MEHMETOĞLU, Kemal DURAN*

**İSTİNAT DUVARI VE TEMEL ALTI DOLGULARININ GEOGRİDLE GÜÇLENDİRİLMESİ VAK'A ANALİZLERİ ..... 391**
CASE STUDIES ON STRENGTHENING OF RETAINING WALL BACKFILLS AND FOUNDATION SOILS WITH GEOGRIDS
*Hakan ÖZÇELİK, Ülkü KÜÇÜKKAYALAR, Satuğ KÜÇÜKKAYALAR Defne KÜÇÜKKAYALAR*

**CFA KAZIKLARIN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNE DAYALI ANALİZ SONUÇLARININ ARAZİ YÜKLEME DENEY SONUÇLARI İLE MUKAYESESİ..... 397**
COMPARISION OF ANALYSIS RESULTS OF CFA PILES BASED ON FINITE ELEMENT METOD WITH
FIELD LOADING TEST
*Sümeyye ARHAN, Evren SEYREK*

**TÜRKİYE GÜNCELLENMİŞ KUVVETLİ YER HAREKETLERİ VERİ TABANI ..... 403**
**AN UPDATED STRONG-MOTION DATABASE OF TÜRKİYE (SMD-TR)**
M Abdullah Sandıkkaya, Baran Güryuva2, Özkan Kale, Oğuz Okçu, Sinan Akkar,
Abdullah İçen, Emrah Yenier

**INFLUENCE OF FOOTING SHAPE ON UNDRAINED SEISMIC BEARING CAPACITY OF SURFICIAL FOUNDATIONS NEAR COHESIVE SLOPES ..... 409**
INFLUENCE OF FOOTING SHAPE ON UNDRAINED SEISMIC BEARING CAPACITY OF SURFICIAL FOUNDATIONS NEAR COHESIVE SLOPES
*Mahmoud Alhayek, Özer ÇİNİCİOĞLU, S. Feyza ÇİNİCİOĞLU*

**ENJEKSİYON PARAMETRELERİ VE TEKNİKLERİNİN HOMOJEN ZEMİN BİO-İYİLEŞTİRMESİNE ETKİSİ: BÜYÜK ÖLÇEKLİ BİR DENEYDEN GÖRÜŞLER ..... 415**
ON THE EFFECT OF INJECTION PARAMETERS AND TECHNIQUES TOWARDS ACHIEVING HOMOGENOUS SOIL BIO-IMPROVEMENT: INSIGHTS FROM A LARGE-SCALE EXPERIMENT
*Merih Büyüklü, Dimitrios Terzis, Lyesse Laloui*

**CHANGES IN THERMAL PROPERTIES OF SATURATED SOIL BASED ON FINE FRACTION ..... 421**
SUYA DOYGUN ZEMİNLERDE İNCE DANE ORANINA BAĞLI OLARAK TERMAL ÖZELLİKLERİN DEĞİŞİMİ
*Durmuş Ata İNCE, Okan ÖNAL*

**VİDA KAZIK KAPASİTELERİ İÇİN SAHA DENEYİ SONUÇLARININ VE LİTERATÜR HESAPLAMALARININ KARŞILAŞTIRILMASI ..... 427**
COMPARISON OF FIELD EXPERIMENTS' RESULTS AND LITERATURE CALCULATIONS FOR SCREW PILE CAPACITIES
*Levent ÜNKAP, Havvanur KILIÇ*

**MİKROKAPSÜLLENMİŞ FAZ DEĞİŞTİREN MALZEMELERİN DONMA ÇÖZÜLMEYE MARUZ KALAN DOLGU ZEMİNİN MUKAVEMET DAVRANIŞI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ ..... 433**
EFFECTS OF MICROENCAPSULATED PHASE CHANGE MATERIALS ON THE STRENGTH BEHAVIOR OF FREEZE-THAWED FILL SOILS
*Hazal Berrak GENÇDAL, Havvanur KILIÇ*

**GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ ARAŞTIRMALARI İÇİN BÜYÜK ÖLÇEKLİ ARAZİ DENEY DÜZENEĞİ KURULUMU ... 439**
LARGE-SCALE FIELD TEST SETUP FOR GEOTECHNICAL ENGINEERING RESEARCH
*Yakup TÜREDİ, Murat ÖRNEK, Abdulazim YILDIZ*

**INVESTIGATING THE EFFECTS OF LATERAL DEFORMATIONS IN CPS EMBANKMENTS ON SOIL ARCHING: A PARAMETRIC STUDY USING FINITE ELEMENT ANALYSIS ..... 449**
KAZIKLARLA DESTEKLENMIŞ GELENEKSEL DOLGULARDA KEMERLENME MEKANIZMASI ÜZERINDE YATAY DEFORMASYONLARIN ETKISI: SONLU ELEMANLAR YÖNTEMI ILE PARAMETRIK ARAŞTIRMA
*Araz Salimnezhad, Mostafa Almasraf, Safiye Feyza Çinicioğlu, Ozer Çinicioğlu*

**SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN SPT VE KAYMA DALGASI HIZI KULLANILARAK BELİRLENMESİ – İSTANBUL MİKROBÖLGELEME SAHA ÖRNEKLERİ ..... 457**
DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL BASED ON SPT AND VS – MICROZONATION CASE STUDIES IN ISTANBUL
*Serdar GÜNAY, Burak ÇATLIOĞLU, Hakan MEHMETOĞLU, Kemal DURAN*

**ANKRAJLI DERİN KAZI STABİLİTESİNİN GÜVENİLİRLİK ANALİZLERİ İLE İNCELENMESİ ..... 463**
INVESTIGATION OF THE RELIABILITY OF AN ANCHORED DEEP EXCAVATION BY STABILITYANALYSES
*Tuba TEKE, Pelin ÖZENER, Mehmet M.BERİLGEN*

**FARKLI ZEMİN PROFİLLERİNDE PATLATMA TİTREŞİMLERİNİN SAHA TEPKİ ANALİZİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI ..... 469**
INVESTIGATION OF THE EFFECT OF BLAST VIBRATIONS ON SITE RESPONSE ANALYSIS IN DIFFERENT SOIL PROFILES
*Gülnisa ÖZKAN, Kaveh DEHGHANIAN, Ali KAHRİMAN*

**GELENEKSEL KEMALİYE EVLERİNİN DÜZ TOPRAK DAMLARININ DRENAJ DAVRANIŞI VE KAPİLER BARİYER ETKİSİNİN İNCELENMESİ ..... 475**
INVESTIGATION OF DRAINAGE BEHAVIOUR AND CAPILLARY BARRIER EFFECT OF EARTHEN FLAT ROOFS OF TRADITIONAL KEMALİYE HOUSES
*Ayşenur ASLAN FİDAN, Mehmet Muhit BERİLGEN*

**INTENSITY AND DURATIONAL CHARACTERISTICS OF SEISMOGRAMS RECORDED DURING THE FEBRUARY 6, 2023, M7.8 TÜRKİYE KAHRAMANMARAŞ PAZARCIK EARTHQUAKE ..... 481**
INTENSITY AND DURATIONAL CHARACTERISTICS OF SEISMOGRAMS RECORDED DURING THE FEBRUARY 6, 2023, M7.8 TÜRKİYE KAHRAMANMARAŞ PAZARCIK EARTHQUAKE
*Kemal Önder Çetin, Alaa Elsaid*

**KUŞADASI (AYDIN) KENTİNİN DEPREMSELLİĞİ VE YEREL ZEMİN ÖZELLİKLERİ ..... 489**
SEISMICITY OF KUSADASI (AYDIN) CITY AND LOCAL SITE CONDITIONS
*Recep OKAN, Musaffa Ayşen LAV*

**GRANÜLER ORTAMDA AÇIK UÇLU KAZIK PENETRASYONUNUN AYRIK ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE MODELLENMESİ ..... 497**
DISCRETE ELEMENT MODELING OF OPEN ENDED PILE PENETRATION IN GRANULAR MEDIUM
*Ahmet Talha GEZGİN, S. Feyza Çinicioğlu, Özer Çinicioğlu*

**1915 ÇANAKKALE KÖPRÜSÜ AVRUPA YAKLAŞIM VİYADÜĞÜ ZEMİN İYİLEŞTİRME PROJESİ ..... 503**
1915 ÇANAKKALE BRIDGE EUROPEAN APPROACH VIADUCT SOIL IMPROVEMENT PROJECT
*Rasin DÜZCEER, Alp GÖKALP, Şenol ADATEPE, Ahmet DİNÇ*

**GEOGRİD TAKVİYELİ ŞEV YAKININA YERLEŞTİRİLEN ŞERİT TEMEL VE GÖMÜLÜ BORUNUN ÜÇ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ ..... 511**
THREE-DIMENSIONAL NUMERICAL ANALYSIS OF STRIP FOUNDATION AND BURIED PIPE PLACED NEAR GEOGRID REINFORCED SLOPE
*Buse EMİRLER*

**ANKARA KİLİNİN DERİNLİĞE BAĞLI ZEMİN DAVRANIŞININ VE ÖRSELENME ETKİSİNİN GEOTEKNİK ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİNE BAĞLI OLARAK İNCELENMESİ ..... 517**
INVESTIGATION OF DEPTH-DEPENDENT SOIL BEHAVIOR AND DISTURBANCE EFFECT OF ANKARA CLAY BASED ON GEOTECHNICAL FIELD AND LABORATORY TESTS
*Gökhan ŞAHİN, Mustafa Kerem KOÇKAR*

**EVALUATION OF MICRO-MECHANICAL SHEAR RESPONSE OF SANDY SOIL IN TERMS OF PARTICLE SHAPE EFFECT..... 523**
KUMLU ZEMİNİN MİKRO-MEKANİK KESME TEPKİSİNİN DANE ŞEKLİ ETKİSİ AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ
*Abdulmuttalip ARİ, Suat AKBULUT*

**GÖRÜNÜR TOPRAK BASINCI YAKLAŞIMIYLA İKSA SİSTEMİ TASARIMININ GRANÜLER ZEMİNLER İÇİN DEĞERLENDİRİLMESİ ..... 529**
CONSIDERATION OF RETAINING STRUCTURE DESIGN WITH APPARENT EARTH PRESSURE APPROACH ON GRANULAR SOILS
*Bünyamin ODABAŞI, Sami ARSOY*

**YAĞIŞIN HEYELAN MEKANİZMASI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİNİN SAHADA ALETSEL GÖZLEM ÇALIŞMALARIYLA İNCELENMESİ: BARTIN İLİ ÖRNEĞİ ..... 535**
INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF RAINFALL ON THE LANDSLIDE MECHANISM BY INSTRUMENTAL OBSERVATION STUDIES IN THE FIELD: A CASE OF BARTIN/TURKIYE
*Serdar ALLI, Taha TAŞKIRAN, Yüksel YILMAZ*

**NUMERICAL MEASURUMENT OF DEFORMATIONS DURING T1 TUNNEL COLLAPSE ON THE ALGERIAN EAST-WEST HIGHWAY ..... 541**
Mohamed Djabri, Fethi Kitchah

**PRACTISE FİNİTE ELEMENT ANALYSİS İN GEOTECHNİCS: CASE STUDY OF THE KHERRATA LANDSLIDE (NORTHERN ALGERİA) ..... 547**
*Ahlem Gasri, Mohamed Djabri*

**DETERMINATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF GEOGRID REINFORCED HIGHWAY EMBANKMENTS USING REDUCED SCALE SHAKE TABLE TESTS ..... 553**
*Yasin S. Toksoy, Ayşe Edinçliler*

**EFFECTS OF CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE MOTION ON SEISMIC PERFORMANCE OF RETAINING WALL WITH TIRE WASTE-SAND CUSHION: EXPERIMENTAL STUDY..... 559**
*Ayşe Edinçliler, Bilge Sultan Demirtaş*

**POLYMER SENSOR FOR MEASUREMENT OF SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVES (SWCC) ..... 565**
*Gerarldo Davin Aventian, Alfrendo Satyanaga, Jong Kim*

**ŞEVLİ ZEMİNE GÖMÜLÜ BORULARIN YAPISAL DAVRANIŞININ SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ ..... 571**
NUMERICAL INVESTIGATION OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF PIPES BURIED IN SLOPED GROUND
*Hivren NAİBOĞLU, Selçuk BİLDİK, Mehmet Salih KESKİN*

**KAZIKLARIN DİNAMİK DAVRANIŞININ SAYISAL OLARAK ARAŞTIRILMASI ..... 579**
NUMERICAL INVESTIGATION OF DYNAMIC BEHAVIOR OF PILES
*Selçuk BİLDİK, Haluk TANRIÖVER*

**ZEMİN KAYA ORTAMLARDA KARŞILAŞILAN FARKLILIKLARIN DERİN KAZI TASARIMLARINA ETKİSİ ÜZERİNE BİR ÖRNEK ÇALIŞMA ..... 587**
A CASE STUDY ON THE EFFECT OF ENCOUNTERED DIFFERENT SOIL AND ROCK CONDITIONS ON DEEP EXCAVATION DESIGN
*Abdirahman Yasin Duale, Selçuk Bildik, Ahmet Arslan, Mustafa LAMAN*

# ÖNSÖZ

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası olarak bu yıl Geoteknik Sempozyumu'nun dokuzuncusunu gerçekleştiriyoruz. Meslek örgütümüzün bu konuyu gündemde tutma ısrarının, niteliği yükseltme gayretlerinin nedeni, hiç şüphe yok ki zemin-yapı ilişkisinin mesleğimizin uygulama alanları içerisinde önemli başlıklardan birini oluşturmasıdır. İnşaat Mühendisleri Odası olarak, bu sempozyum aracılığıyla zemin-yapı ilişkisinin önemini bir kez daha vurgulamayı, bu alandaki bilimsel çalışmaların derinleşmesine ve yaygınlaşmasına katkı sağlamayı hedefliyoruz.

Depremlerin her seferinde büyük yıkım ve çok sayıda can kaybına yol açtığı bir ülkenin inşaat mühendisleri olarak, zemin-yapı ilişkisinin arz ettiği önem Geoteknik alanında bilimsel çalışmaların derinleştirilmesini, uygulamada yaygınlaştırılmasını zorunlu kılmaktadır. Geoteknik Sempozyumları başlangıcından itibaren bu amaca yönelik çalışmalarımızın önemli bileşenlerinden biri olagelmiştir.

Meslek Odamız ilk Geoteknik Sempozyumu'nu 2005 yılında düzenlemiş, geotekniği meslek gündeminde önemli bir yere taşımış, uluslararası katılıma açık olan sempozyumlar zemininde gerçekleşen tartışmalar, geotekniğin dünya ölçeğinde kat ettiği mesafeye, mühendislik teknolojisinin gelişim düzeyine ülkemiz mühendislerinin hâkim olmasına ve katkı yapmasına olanak sağlamıştır.

Ülkemizdeki yaşanan son depremlerin ortaya çıkardığı yıkım, yapı üretim sürecindeki sorunları bir kez daha gündeme getirmiştir. Türkiye'nin deprem gerçeğiyle yüzleştiği bu dönemde, yapı üretim sürecindeki sorunların bir parçası olarak zemin-yapı ilişkisi belirgin bir öneme sahiptir. İnşaat mühendisliği güvenli yapı üretiminin temelini oluşturan bir bilimdir ve bu süreçte geoteknik ayrılmaz bir anabilim dalı olarak öne çıkmaktadır.

17 Ağustos Marmara Depremi, 6 Şubat Kahramanmaraş Depremleri zemin yapı ilişkisi doğru ve eksiksiz kurulamadığında yıkımın hangi düzeylerde gerçekleşebildiğini göstermiştir. Halbuki inşaat mühendisliği geoteknik alanında yeterli inceleme, doğru tasarım ve kontrollü uygulama ile her türlü zeminde güvenli yapılar üretilebileceğini kanıtlamış bir disiplindir. Bu tespit geotekniğin önemine işaret etmekte, inşaat mühendisliği eğitiminden meslek içi eğitimlere kadar yapı üretim sürecinde geotekniğe gereken önemin verilmesini zorunlu kılmaktadır.

Ülkemizin yaşadığı depremler göstermiştir ki zemin özelliklerini göz ardı ederek güvenli yapı üretimini gerçekleştirmek mümkün değildir. Aynı sokakta bulunan yapıların depremde farklı tepkiler vermesi doğru ve sağlıklı zemin analizi ile zemin özelliklerine uygun tasarım ve uygulamaya doğrudan bağlıdır. Doğal olarak yapı üretim sürecinin taşıdığı diğer olumsuzluklar da kayıtlara geçmektedir ancak zemin-yapı ilişkisinde yeterli güvenliğin sağlanamadığı durumlarda diğer etkenleri sıralamaya gerek kalmamakta, deprem yıkıcı etkisini göstermektedir.

Meslek Odamız bu gerçekten hareketle çok değerli bilim insanlarını ve uzman mühendisleri bir araya getirerek derinlikli tartışmalar gerçekleştirmek amacıyla geotekniği bir sempozyum konusu olarak ele almaktadır.

9. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2023 tarihinde, inşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi yürütücülüğünde, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği'nin katkılarıyla düzenlenecektir.

9. Geoteknik Sempozyumu'nda "Geoteknik Araştırma ve Modelleme", "Geoteknik Tasarım", "Geoteknik Afet Analizleri ve Sürdürülebilirlik", "Yapı-Zemin Etkileşimi", "Geoteknik Mühendisliğinde Teknolojik Gelişmeler" şeklinde belirlenen ana başlıklar altında ayrıntılı tartışmalar gerçekleştirilecektir. İnanıyoruz ki bu sempozyum, adeta bir "ulusal sorun" haline gelen güvenli yapı üretimi hedefine doğru atılmış önemli bir adım olarak tarihimizdeki yerini alacaktır.

9.Geoteknik Sempozyumu'nda sunulacak araştırmaların, yapılacak tartışmaların tüm meslektaşlarımız için yeni ufuklar açacağına, yeni bilgi ve bakış açılarının mühendislik çalışmalarımızı zenginleştireceğine ve daha verimli kılacağına yürekten inanıyoruz.

Sempozyumumuza katkı ve desteklerinden dolayı değerli hocalarımıza ve meslektaşlarımıza teşekkür ederiz.

**Fusun SÜMER**
**TMMOB**
**İnşaat Mühendisleri Odası**
**İstanbul Şube Başkanı**

# SUNUŞ

9. Geoteknik Sempozyumu'nun Sayın Katılımcıları, Değerli Meslektaşlarımız,

İnşaat Mühendisleri Odamız İstanbul Şube'nin himayelerinde gerçekleştirdiğimiz 9. Geoteknik Sempozyumu'nu idrak etmenin heyecan ve mutluluğunu yaşıyoruz. 2005 yılında SayınProf. Dr. Mustafa Lamanhocamızın inisiyatifi ile başlatılan geoteknik sempozyumlarınınilk altısı Adana'da başarıyla gerçekleştirildi. 7. Geoteknik Sempozyumu'ndanitibaren de iki yılda bir düzenlenengeoteknik sempozyumlarımızıİnşaat Mühendisleri odamız ve ZMGM derneğimizin himayelerinde İstanbul'da meslektaşlarımızın yoğun ilgive destekleriyle İle hayata geçirdik.

Gördük ki yıllar geçtikçe geoteknikalanının büyümesine paralelolarakgeoteknik sempozyumlarıdahacimve nitelik olarak büyüyor. Sunulan bildiriler konuları itibarı ile çeşitleniyor, içerikleri bakımından derinleşiyor. Gerek akademi gerek uygulamadaki arkadaşlarımız bilgi birikimleri çoğaldıkça bu birikimi paylaşarak daha da büyütmek için bilgi paylaşım platformlarına daha da çok ihtiyaç duyuyor.

Medeniyetin gelişimive büyük nüfus artışı inşaat mühendisliği projeleriniveberaberindeki inşaat endüstrisinihızlıbir ivmeyle büyütürken bu gelişim ve endüstriyi doyuracak bilgi üretimi, yeni buluşlar, inovatif yaklaşımlar geoteknik alanını inşaat mühendisliğinin en etkileyicive en vazgeçilmez parçası haline getiriyor. Tüketerek yaşadığımız ve geliştiğimiz bu dünyada enerjikaynaklarının giderek azalması, enerjiüretiminin doğaya zararlı olmamasının yollarının aranması, sanayiin yeryüzünü çöplüğe çevirmesinin önlenmesi, atıkların faydalı uygulamalarla bertaraf edilmesi öncelikle inşaat mühendisliğinin en fazla da geotekniğin görevlerivearaştırma/uygulamaalanlarıarasında üst sıralara yükseliyor.

Doğayla başederek doğaya uygun çözümler üretmeye çalışan inşaatmühendisliğiiklim değişimi ilebir ezber bozma dönemine giriyor. Bu alanda da yeniiklim şartları ve sebep olduğu afetlere karşı gerekli çözüm ve uygulamalarıntipve yöntemlerini geliştirebilmek için geoteknik uzmanlığının zemin -yapı davranışı ile ilgilibilgi ve anlayışıdevreye giriyor.

Geoteknik uzmanlığı büyük veri ve belirsizliklerlebirlikte temel davranış anlayışının çözümsağlayabildiği ender alanlardan birisidir. Ancak günümüzün dijital teknolojisi ilebelirsizlik seviyelerinin yönetilebilmesi çok daha geçerli ve güvenilir çözümlere kapı açmaktadır. Görülüyor ki, geoteknik uzmanlığı öyle bir bilim alanıdır ki çağımızın tüm gelişimleriilegün geçtikçe daha da büyümektedir.
Bu genel çerçeve içerisinde ülkemizdeki geoteknik uzmanlığının geldiği seviyeyi yansıtmak 9. Geoteknik sempozyumu gibi çok yönlü ve boyutlu bilgi platformlarının öncelikli amacıdır ve sevgili meslektaşlarımız sempozyumumuza sunulan bildirilerin konularının çeşitliliğive derinliği ülkemizde geoteknik topluluğunun geldiği seçkin seviyeyi yansıtmaktadır. Bu niteliğiyle de kıvanç vericivegururlandırıcıdır.
Bu tür bir sempozyumun kapsadıklarını ve sunduklarını ifade etmek sonuca ulaşınca büyük keyif vermekle birlikte hazırlık dönemi pek çok emekve yorgunlukbarındırmaktadır.

Bu bağ lamda böyle bir sempozyumun düzenlenmesi için inisiyatifini ortaya koyan ve her adım ve etapta desteklerini esirgemeyen İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul şubesibu sempozyumun öncüsüve birincil paydaşıdır. Geoteknik uzmanlık alanınıulusal ve uluslararası seviyede temsil edenZemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneğigeoteknik uzmanlığının aidiyet merkezidir. Seçkin davetli konuşmacılarımız, panelistlerimiz ve özgün bildirileriile bu sempozyuma güç katan yazarlarımız sempozyumun olmazsa olmazlarıdır. Sponsorlarımız odamızın büyük bir özveriyle yüklendiği mali harcamalara destek olarakgeoteknik alanında akademi-uygulama birlikteliğine olan inançlarını katkılarıyla sergilemişlerdir. Düzenleme kurulu sempozyumunmimarıdır ama bu noktada yürütme kurulunun emek ve özverisi, gece yarılarına kadar süren mesaisi her türlü takdirin üzerindedir.
Bu yolculuğun en keyifli bölümü 22-23-24 Kasım tarihlerinde sempozyum ortamında gerçekleştirilecektir. Sevgili meslektaşlarımız, kolay kolay unutmayacağımız, dinamik, yararlı ve çok başarılı bir sempozyumu sizler katkı, değerlendirme ve bilimsel, mesleki tartışmalarınızla sağlayacaksınız.
Bu uyumlu ve seçkin topluluğun büyüme ve gelişmeye devam ederek nice geoteknik sempozyumlarını başarılarla gerçekleştirmesi dileklerimle sevgi ve saygılarımı sunarım.

**Feyza ÇİNİCİOĞLU**
**Sempozyum Başkanı**

# DEPREM YÜKLERİ ALTINDA KURU KUMLARDA MEYDANA GELEN OTURMALARIN SONLU ELEMAN ANALİZLERİYLE İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF EARTHQUAKE-INDUCED SETTLEMENTS OF DRY SANDS USING BY FINITE ELEMENT ANALYSES

**Ozan SUBASI*[1]** **Serdar KOLTUK[2]** **Recep IYISAN[3]**

## ABSTRACT

One of the most important causes of damage resulting from strong ground motions is non-uniform settlements in sandy soil layers. While settlements in dry sands are completed in a short time, they may occur in saturated sands with the damping of the excess pore water pressure developed during an earthquake. In this study, the deformation behavior of a dry and loose sand layer under 5 different real acceleration-time records is investigated using the Finite Element Method and Hardening Small Strain model. The results of these analyses were compared with those obtained from the semi-empirical method in the literature.

**Keywords:** Earthquake-induced settlements, Dry sands, Finite-element method, Hardening small strain model, Semi-empirical methods

## ÖZET

Kuvvetli yer hareketleri sonucunda oluşan hasarların en önemli nedenlerinden birisi, kum zemin tabakalarında meydana gelen, uniform olmayan oturmalardır. Bu oturmalar, kuru kumlarda kısa süre içinde tamamlanırken, suya doygun kumlarda, deprem sırasında gelişen aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile meydana gelmektedir. Bu çalışma kapsamında, kuru ve gevşek bir kum tabakasının deformasyon davranışı, 5 farklı gerçek ivme-zaman kaydı kullanılarak, sonlu elemanlar yöntemi ve Hardening Small Strain modeli ile incelenmistir. Elde edilen oturma değerleri, literatürde bulunan yari ampirik yöntemden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılarak tartışılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem nedenli oturmalar, Kuru kumlar, Sonlu elemanlar yöntemi, Hardening small strain model, Yarı-ampirik yöntemler

# 1. GİRİŞ

Deprem sırasında meydana gelen kayma deformasyonları, kaba daneli zeminlerde sıkışmaya neden olabilmektedir. Kuru zeminlerde, zemin danelerinin yeniden düzenlenmesi nispeten hızlı bir şekilde gerçekleşirken, doygun zeminlerde sıkışma ancak deprem sonucu ortaya çıkan aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile mümkün olmaktadır [1-2].

Geçmiş yıllarda meydana gelen sismik olaylar (San Fernando depremi 1971, Northridge depremi 1994, Colima depremi 2003 vb.) göstermiştir ki bu tür oturmalar; binalara, yollara, toprak yapılara ve yer altı yapılarına (Gömülü boru hatları, tüneller vb.) önemli ölçüde zarar verebilir.

*[1] M.Sc., Türk-Alman Üniversitesi, subasi@tau.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)
[2] Dr., TU Berlin, serdar.koltuk@campus.tu-berlin.de
[3] Prof. Dr., TU Istanbul, iyisan@itu.edu.tr

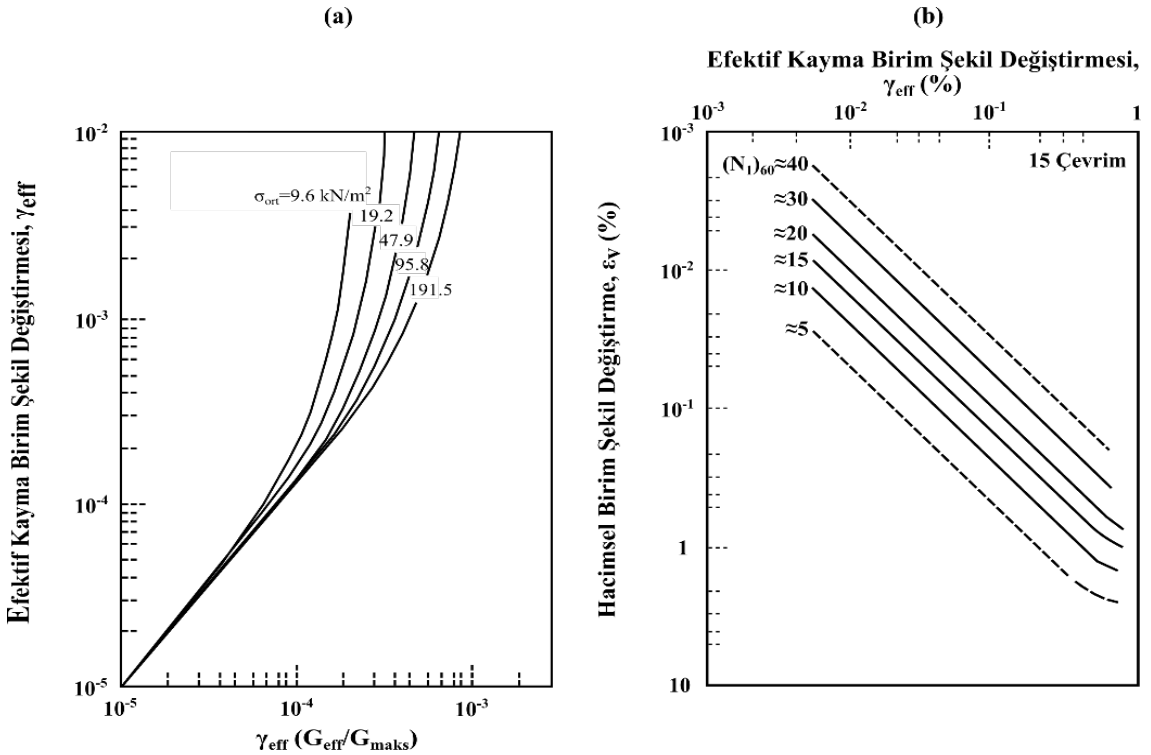
Literatürde, kuru kumlarda deprem nedeniyle meydana gelebilecek oturmaların belirlenmesi için çok sayıda yarı-ampirik yöntem bulunmaktadır [3-9]. Bu yöntemler, ağırlıklı olarak düz yüzeye sahip arazi koşulları için laboratuvar deneylerine dayalı sonuçlarla geliştirilmiş ve arazi çalışmaları ile kalibre edilmiştir.

Bu çalışmada, kuru kum zemin tabakasında meydana gelen deformasyonlar 5 farklı gerçek ivme-zaman kaydı için, sonlu elaman yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Elde edilen oturma değerleri, Tokimatsu ve Seed (1987) [4] tarafından geliştirilmiş yari-ampirik yöntemden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılarak tartışılmıştır.

# 2. KURU KUMLARDA KUVVETLİ YER HAREKETİ NEDENİYLE MEYDANA GELEN OTURMALARININ İNCELENMESİ

## 2.1. Yarı-Ampirik Yöntemler

Yüzde 5`ten daha az ince dane içeren kuru kumlarda, deprem nedeniyle gelişebilecek oturmaların belirlenmesi için geliştirilmiş yarı-ampirik yöntemler arasında en yaygın olarak kullanılan Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından önerilen ve Şekil 1'de verilen yaklaşımdır [4].




**Şekil 1.** Kuru kumlarda deprem nedenli oturmaların belirlenmesi: a) Efektif birim şekil degiştirmenin belirlenmesi, b) Hacimsel birim şekil değiştirmenin belirlenmesi [4]

Bu yöntemde, ilk önce efektif birim şekil değiştirme ($\gamma_{eff}$) değeri, Şekil 1a yardımıyla belirlenmelidir. Bunun için, öncelikle incelenen derinlikteki ortalama asal gerilme değeri ($\sigma_{ort}$), Denklem 1 kullanılarak belirlenir.

$$\sigma_{ort} = \frac{\sigma_v \cdot [1+2\cdot(1-sin\phi)\cdot(OCR)^{sin\phi}]}{3} \quad (1)$$

Denklem 1'de $\sigma_v$, incelenen derinlikteki toplam düşey gerilme, φ kumun içsel sürtünme açısı, OCR, aşırı konsolidasyon oranı olup ilk kez yüklemeye maruz kalan kumlar için 1 kabul edilebilir. Önceden yüklemeye maruz kalmış kumlarda ise 1`den büyük değerler alabilmektedir.

Şekil 1a`da yatay eksende yer alan $\gamma_{eff}$ ($G_{eff}/G_{maks}$) değeri ise aşağıda yer alan denklem 2 ile elde edilmektedir.

$$\gamma_{eff} \cdot \left(\frac{G_{eff}}{G_{maks}}\right) = CSR \cdot \left(\frac{\sigma_v'}{G_{maks}}\right) \quad (2)$$

Denklem 2'de; CSR, çevrimsel gerilme oranı, $\sigma'_v$ incelenen derinlikteki efektif düşey gerilmedir. $G_{maks}$ ise maksimum kayma modülü olup Denklem 3 ile belirlenmektedir.

$$G_{maks} = 4376 \cdot [(N_1)_{60}]^{0,333} \cdot \sqrt{\sigma_{ort}} \quad (3)$$

Denklem 3'te yer alan $(N_1)_{60}$ değeri düzeltilmiş SPT-N sayısıdır.

7.5 moment büyüklüğü için hacimsel birim şekil değiştirme($\varepsilon_{v;7,5}$) değeri, efektif kayma birim deformasyonuna ($\gamma_{eff}$) ve düzeltilmiş SPT-N sayısına bağlı olarak Şekil 1b`den elde edilir. Bununla birlikte bu $\varepsilon_{v;7,5}$ değeri, farklı moment büyüklükleri için belirli katsayılar ile çarpılarak düzeltilmelidir. Bu katsayılar, $M_w$=8.5 için 1.25; $M_w$=6.75 için 0.85; $M_w$= 6.0 için 0.6 ve $M_w$= 5.25 için ise 0.4 olarak verilmiştir. Son olarak, moment büyüklüğüne göre düzeltilen $\varepsilon_{v;7,5}$ değeri, deprem yüklerinin yatay düzlemde çift yönlü etkisi dikkate alınarak 2 ile çarpılmalıdır [9].

Son olarak, deprem nedeniyle meydana gelen oturma değerleri (S) aşağıdaki eşitlik yardımıyla belirlenmektedir.

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} \varepsilon_{v,i} \cdot H_i \quad (4)$$

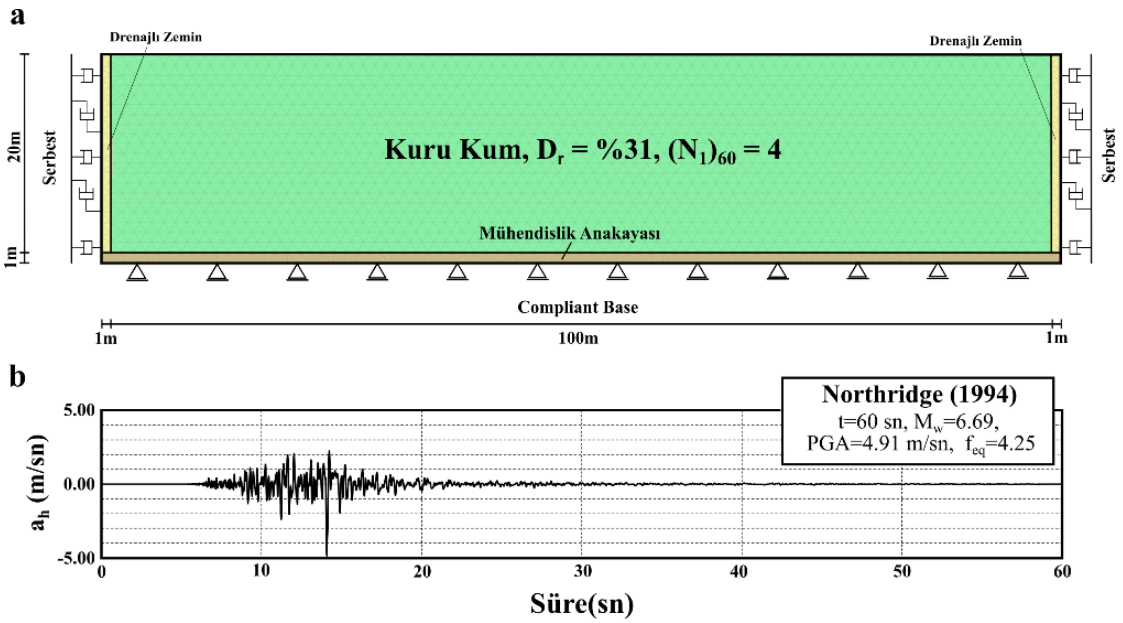
Bu eşitlikte yer alan n, tabaka sayısı, $\varepsilon_{v,i}$, i. tabakada gelişen hacimsel birim şekil değiştirme değeri ve son olarak $H_i$, i. tabaka kalınlığıdır.

### 2.2. Sayısal Yöntem

Bu çalışma için gerçekleştirilen sayısal analizler, sonlu elemanlar metoduna dayanan Plaxis-2D (2019) programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir [10]. Bu analizler için oluşturulan zemin modeli, kullanılan sismik yüklerin özellikleri ve deprem yükleri altında zemin davranışını modellemek amacıyla kullanılan bünye denklemleri aşağıda açıklanmıştır.

#### 2.2.1. İki boyutlu sayısal model

Analizlerde, rölatif sıkılığı % 31 olan ve SPT-N sayısı yaklaşık 4 olan ve Şekil 2a'da gösterilen kuru bir kum zemin tabakası incelenmiştir. Kuru kum tabakasının kalınlığı 20 m olup, modelin en altında kuvvetli yer hareketi kaydını etkitebilmek için 1 m kalınlığında anakaya tanımlanmıştır. Modelin yatay uzunluğu ise analiz sonuçlarını etkilemeyecek şekilde, yapılan ön analizler sonucunda 100 m olarak seçilmiş ve sınır şartları ile uygunluk göstermesi için modelin her iki tarafına 1 m kalınlığında kum zemin tabakası ile benzer özelliğe sahip drenajlı zemin tabakaları tanımlanmıştır. Analizlerde, dinamik zemin davranışının doğru bir şekilde modellenebilmesi için alt sınır koşulu "compliant base", üst ve yatay sınır koşulları ise "serbest" seçilmiştir.




**Şekil 2.**Sonlu elemanlar yöntemi: a) Sayısal model, b)Sismik yük

Ön incelemelere dayanarak, numerik analizlerde kullanılan hedef-sönüm oranı, %2 olarak programa girilmiştir. Aynı şekilde, yapılan ön analizler sonucunda, 15 düğüm noktalı, 3424 üçgen elemandan oluşan ve ortalama eleman boyutunun yaklaşık 1.20 metre olduğu bir sonlu eleman ağının numerik sonuçlarının sabit bir değere yakınsadığı görülmüştür [11].

Yapılan analizler toplamda 2 aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamada, kuru kumun deprem yükünden önceki gerilme durumu, K0-prosedürü kullanılarak oluşturulmuştur. İkinci aşamada ise FE modelinin tabanı boyunca sismik yükleme etkitilmiştir ve Hardening Small Strain modeli kullanılarak dinamik bir analiz gerçekleştirilmiştir. Bu aşamanın süresi, depremin süresine karşılık gelmektedir (Şekil 2b). Bu aşamada, kuvvetli yer hareketi, tanımlı deplasman (prescribed displacement) olarak sadece yatay yönde 0.5 m olarak etkitilmiştir.

#### 2.2.2. Kuvvetli Yer Hareketi Kayıtları

Yapılan iki boyutlu numerik analizlerde, Tablo 1`de özellikleri verilen geçmiş yıllarda meydana gelen depremlerde, anakaya üzerinde alınmış 5 farklı ivme-zaman kaydı kullanılmıştır [12]. Bu kuvvetli yer hareketi kayıtlarına, baseline düzeltmesi yapılmış ve Butterworth yöntemine göre 0.5-15 Hz arasında bandpass filtreleme uygulanmıştır.

**Tablo 1.** Depremler ve özellikleri [12]

| No | Deprem | Kırılma Mekanizması | $M_w$ (-) | PGA (g) | $f_{eq}$ (Hz) | $I_a$ (m/s) | $I_c$ (-) | CAV (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Chi Chi | Ters Oblik | 7.62 | 0.51 | 1.32 | 1.17 | 1.68 | 13.13 |
| 2 | Iwate | Ters | 6.90 | 0.27 | 0.59 | 1.10 | 0.05 | 11.10 |
| 3 | Kobe | Ters | 6.90 | 0.24 | 0.73 | 0.79 | 0.05 | 6.45 |
| 4 | L'aquila | Normal | 6.30 | 0.31 | 0.59 | 1.05 | 0.05 | 8.58 |
| 5 | Northridge | Ters | 6.69 | 0.50 | 4.25 | 1.05 | 0.05 | 7.55 |

#### 2.2.3. Bünye Denklemleri

Numerik modelin tabanında yer alan 1 m kalınlığındaki ana kayanın gerilme deformasyon davranışı Hooke yasası kullanılarak modellenmiştir ($\nu = 0{,}25,\ E = 5600\ MPa$). 20 m kalınlığındaki % 31 rölatif sıkılığa sahip kuru kum tabakasının dinamik yükler altındaki davranışını modellemek için ise Hardening Small Strain modeli kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizlerde kullanılan Hardening Small Strain parametreleri Tablo 2'de verilmiştir.

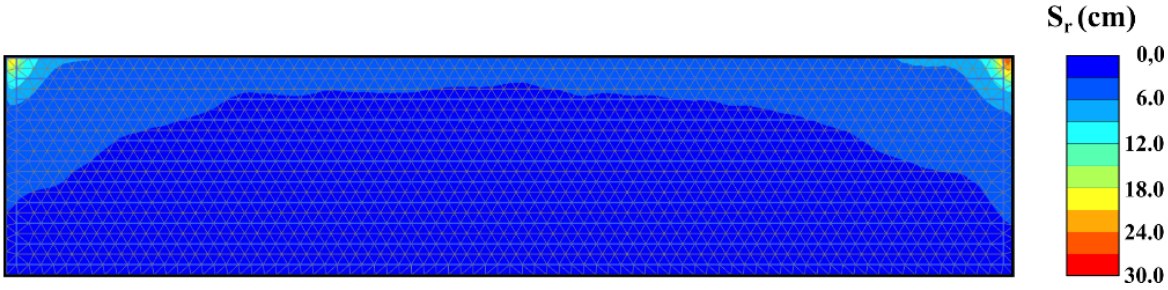
**Tablo 2.** Hardening Small Strain modeline göre kuru kum zemin özellikleri [10]

| Hardening Small Strain Model | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sembol | $E_{50,ref}$ (MPa) | $E_{oed,ref}$ (MPa) | $E_{ur,ref}$ (MPa) | M | c' (MPa) | □' (°) | ψ (°) | □$_{0.7}$ | $G_{0,ref}$ (MPa) | □ (-) | $P_{ref}$ (MPa) | $R_f$ |
| Değer | 20 | 16 | 60 | 0.65 | 0 | 34 | 0 | 0.0001 | 70 | 0.2 | 0.1 | 0.9 |

## 3. ANALİZ SONUÇLARI VE KARŞILASTIRMA

Plaxis 2D (2019) `den elde edilen oturma değerlerine örnek teşkil etmesi için Northridge depremi ile elde edilen oturma değerleri Şekil 3'te gösterilmiştir. Görüldüğü üzere, en yüksek oturma değerleri modelin yüzeyinde yer alan köşe noktalarında oluşmaktadır. Bu durumun nedeni, deprem dalgalarının modelin bu

bölgelerinde yoğunlaşmasıdır ki bu durum yanıltıcıdır. Dolayısıyla, modelin üst yüzeyinin ortasında gelişen oturma değeri dikkate alınmalıdır ve bu oturma değeri Northridge depremi için 2.6 cm`dir.




**Şekil 3.**Sonlu elemanlar yöntemi ile Northridge depremi için elde edilen düsey deformasyonlar

Numerik analizlerden elde edilen oturma değerlerini, Tokimatsu ve Seed (1987) [4] tarafından önerilen yöntemden elde edilen değerler ile karşılaştırabilmek icin, zemin yüzeyinde gelişen maksimum yatay deprem ivmesi değerlerinin $a_{h,maks}$ bilinmesi gerekmektedir. Bu ivme değerleri, Deepsoil 7.0 (2020) [13] programı ile yapılan bir boyutlu doğrusal olmayan dinamik analizler sonucu elde edilmiştir. Tablo 3`de, sonlu elemanlar ve Tokimatsu ve Seed (1987) yöntemlerine göre, 5 farklı deprem kullanılarak elde edilen oturma değerleri verilmiştir.

**Tablo 3.** Sonlu elemanlar ve yarı-ampirik yöntemlerden elde edilen oturmalar

| Deprem | Chi Chi | Iwate | Kobe | L'aquila | Northridge |
|---|---|---|---|---|---|
| **Plaxis 2D (cm)** | 3.2 | 1.1 | 2.2 | 2.0 | 2.6 |
| **Tokimatsu ve Seed (1987) (cm)** | 1.9 | 1.8 | 2.5 | 1.7 | 1.7 |

## 4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, % 31 rölatif sıkılığa sahip kuru bir kum tabakasının oturması, 5 farklı ivme-zaman kaydı için, sonlu elamanlar yöntemi ve Hardening Small Strain modeli kullanılarak belirlenmiş ve elde edilen oturma değerleri, Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından geliştirilmiş yöntemden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Analizler sonucunda, her iki yöntemle de benzer sonuçlar elde edilmiştir. Ancak Hardening Small Strain zemin modelinin kullanımının, gerilme-deformasyon diyagramında pik değere ulaştıktan sonra önemli ölçüde düşüşün görüldüğü ve tekrarlı yüklere maruz zeminlerde dinamik davranışının modellenmesinde uygun olmadığı unutulmamalıdır. Ayrıca yine bu zemin modeliyle, elastik olmayan hacimsel birim şekil değiştirmelerin birikiminin dikkate alınamayacağı da belirtilmelidir. Buna karşın, yarı-ampirik yöntemlerde dikkate alınmayan, yapı-zemin etkileşimi ve topografik düzensizlikler sonlu elemanlar yöntemiyle dikkate alınarak, elde edilen oturma değerlerinin gerceğe daha yakın olacağı aşikardır.

Son olarak belirtilmelidir ki, her iki yöntem, daha fazla deprem yükü ve daha farklı özellikteki kuru kumlar için incelenmeli ve model deneylerle sonuçlar desteklenmelidir.

## KAYNAKLAR

[1] Youd, T.L., "Liquefaction Mechanisms and Induced Ground Failure", International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology,81, pp. 1159-1173, 2003.

[2] National Research Council (1985), “Liquefaction of soils during earthquakes”, National Academy Press, Washington, D.C.
[3] Seed, H.B., Silver, M.L., “Settlement of dry sands during earthquakes”, J. Soil Mech. Found. Div.,98 (SM4), pp. 381-397, 1972.
[4] Tokimatsu, K., Seed, H.B., “Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking”, Journal of Geotechnical Engineering,113 (8), pp. 861-878, 1987.
[5] Pradel, D., “Procedure to evaluate earthquake-induced settlements in dry sandy soils”, J. Geotech. Geoenviron. Eng.,124 (4), pp. 364-368, 1998.
[6] Duku, P.M., Stewart, J.P., Whang, D.H. and Yee, E., “Volumetric strains of clean sands subject to cyclic loads”, J. Geotech. Geoenviron. Eng.,134 (8), pp. 1073-1085, 2008.
[7] Yi, F., “Procedure to evaluate seismic settlement in dry sand based on shear wave velocity”, Proc. 9th U.S. National 10th Canadian Conf. on Earthquake Engr. (9USN/10CCEE), July 2010, Toronto-Canada.
[8] Lasley, S., Green, R., Chen, Q. and Rodriguez-Marek, A., “Approach for Estimating Seismic Compression Using Site Response Analyses”, J. Geotech. Geoenviron. Eng.,142 (6): 04016015, 2016.
[9] Pyke, R., Seed, H.B., and Chan, C.K., “Settlement of sands under multidirectional shaking”, Journal of Geotech. Engr. Div.,101 (4), pp. 379-398, 1975.
[10] Plaxis 2D (2019), “Material Models Manual”, Plaxisbv, Delft, The Netherlands
[11] Subasi, O., Koltuk, S., Iyisan, R., “A numerical study on the estimation of liquefaction-induced free-field settlements by using PM4Sand model”, KSCE J. Civ. Eng. 26, pp. 673–684, 2022
[12] Pacific Earthquake Engineering Research Center (2021), “Pacific Earthquake Engineering Research Center Ground Motion Database”, https://ngawest2.berkeley.edu/site
[13] Deepsoil 7.0 (2020), “User Manual”, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana Champaign, Urbana

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# İKİ BOYUTLU DİNAMİK ANALİZ SONUÇLARINA SONLU ELEMAN AĞI SIKLIĞININ ETKİSİ

# EFFECT OF FINITE ELEMENT MESH DENSITY ON TWO DIMENSIONAL DYNAMIC ANALYSIS RESULTS

**Ozan SUBAŞI*[1] Serdar KOLTUK [2] Merve AKBAŞ [3] Recep İYİSAN [4]**

## ABSTRACT

Earthquake source characteristics, local soil conditions and superstructure performance are the most important factors affecting the damage to engineering constructions as a result of strong ground motion. Seismic waves generated during strong ground motion change both the mechanical properties of the ground layer through which they pass and their own amplitude and frequency characteristics until they reach the surface. One, two and three dimensional numerical dynamic analysis models based on different calculation methods and material models are available in the literature to approximate the deformation values that may occur in the soil layer in response to a given design ground motion. Within the scope of this study, 4 different finite element mesh densities were selected in order to determine the effect of the finite element mesh density on the two-dimensional dynamic analysis results. Cohesive and cohesionless soil profiles with similar geometrical dimensions were analysed with the help of a finite element program using a acceleration-time record. For the dynamic behaviour of soil layers, Hardening Small Stain for cohesive soils and PM4Sand constitutive equations for cohesionless soils were used. The results of the analyses are compared with the approaches in the literature for determining the average element size in the finite element mesh and the results are discussed.

**Keywords:** Finite element mesh density, Hardening small strain model, Numerical analysis, PM4Sand model.

## ÖZET

Deprem kaynak özellikleri, yerel zemin koşulları ve üstyapı performansı, kuvvetli yer hareketi sonucunda mühendislik yapılarında meydana gelen hasarları etkileyen en önemli faktörlerdir. Kuvvetli yer hareketi sırasında oluşan sismik dalgalar yüzeye ulaşıncaya kadar, hem içinden geçtikleri zemin tabakasının mekanik özelliklerini değiştirmekte hem de kendi genlik ve frekans özellikleri değişmektedir. Belirli bir tasarım yer hareketine karşılık olarak zemin tabakalarında oluşabilecek deformasyon değerlerinin yaklaşık olarak belirlenebilmesi için literatürde farklı hesap yöntemleri ve malzeme modellerine dayanan bir, iki ve üç boyutlu sayısal dinamik analiz modelleri yer almaktadır. Bu çalışma kapsamında, sonlu eleman ağı seçiminin iki boyutlu dinamik analiz sonuçlarına etkisini gözlemleyebilmek için 4 farklı sonlu eleman ağ sıklığı belirlenmiştir. Farklı ağ sıklıkları ile oluşturulan benzer geometrik ölçülere sahip kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin profilleri, tek ivme-zaman kaydı kullanılarak bir sonlu eleman programı yardımıyla analizler gerçekleştirilmiştir. Zemin tabakalarının dinamik davranışı, kohezyonlu zeminlerde Hardening Small Strain, kohezyonsuz zeminlerde ise PM4Sand bünye denklemleri modellenmiştir. Elde edilen analiz sonuçları, sonlu eleman ağında yer alan ortalama eleman boyutunun belirlenmesi için literatürde yer alan yaklaşımlarla kıyaslanarak sonuçlar tartışılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Sonlu eleman ağı sıklığı, Hardening small strain model , Sayısal analiz, PM4Sand model.

*[1] Araştırma Görevlisi, Türk-Alman Üniversitesi, subasi@tau.edu.tr
[2] Doktor Araştırmacı, Berlin Teknik Üniversitesi, serdar_koltuk@tu-berlin.de
[3] Araştırma Görevlisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, akbasm@itu.edu.tr
[4] Profesör, İstanbul Teknik Üniversitesi, iyisan@itu.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Kuvvetli yer hareketi sırasında, zemin tabakalarında meydana gelen kayma birim şekil değiştirmelerinin seviyeleri, mühendislik yapılarında oluşabilecek hasarların bölgedeki dağılımı açısından son derece önemlidir. Depremler sırasında yüzeye yakın zemin tabakalarında oluşan deformasyonların sismik ana kayadaki tasarım hareketinin büyüklüğüne bağlı olarak doğru bir şekilde tahmin edilmesi, üst yapılarda ve zemine gömülü yapılarda kuvvetli yer hareketi sırasında oluşabilecek etkileri en aza indirecek mühendislik çözümlerinin geliştirilmesine önemli katkılar sağlayacaktır.

Kuvvetli yer hareketi sonucunda zemin tabakalarında meydana gelebilecek deformasyon seviyelerinin yaklaşık olarak belirlenebilmesi için farklı malzeme modellerine ve hesap yaklaşımlarına dayanan bir, iki ve üç boyutlu sayısal dinamik analiz yöntemleri literatürde yer almaktadır [1-4]. Tek boyutlu dinamik analizlerde, dalga yayılımının ve zemin dinamik özelliklerinin sadece düşey doğrultuda değiştiği kabul edilmektedir. İki ve üç boyutlu analizlerde ise kuvvetli yer hareketinin iki ve üç boyuttaki davranışları temel alınarak modelleme yapılmaktadır. Üç boyutlu analizler, sahadaki zemin ve kuvvetli yer hareketi davranışını en gerçekçi şekilde modellemesine rağmen; analiz sürelerinin uzunluğu ve bünye denklemleri ile ilgili parametrelerin belirlenmesindeki zorlukları nedeniyle, çok tercih edilmemektedir. Bu nedenle hem zemin davranışının gerçeğe yakın modellenmesine imkan sağlayan hem de malzeme parametrelerinin daha kolay belirlendiği iki boyutlu dinamik analizler sıklıkla tercih edilmektedir. Belirli bir problem için iki boyutlu sonlu eleman ağı oluşturulurken, çok küçük elemanlar kullanmak, analiz süresini uzatırken, büyük elemanların tercih edilmesi ise hatalı sonuçlar elde edilmesine neden olmaktadır. Bu nedenle oluşturulan geometrik zemin profilinin sonlu eleman ağı sıklığının değerlendirmesi analizlerin doğruluğu açısından son derece önemlidir. Sayısal analizlerde oluşturulan sonlu eleman ağı sıklığı, ortalama eleman boyutu kavramı kullanılarak kontrol edilmektedir. Ortalama eleman boyutunun belirlenmesi için literatürde birçok denklem yer almaktadır [5-7].

Sonlu elemanlar yardımıyla gerçekleştirilen iki boyutlu dinamik analizlerde dalga yayılımının doğru bir şekilde modellenebilmesi için kullanılması gereken ortalama eleman boyutu ile ilgili yaklaşım ilk olarak Kuhlemeyer ve Lysmer (1973) tarafından önerilmiştir. Bu yöntemde, ortalama eleman boyutunun (OEB) belirlenmesi için elastik dalga yayılımı kabulüne göre Denklem 1 önerilmiştir. Bu denklemde $V_{s,tabaka}$ zemin tabakasının kayma dalgası hızı, $f_{maks}$ ise ivme-zaman kaydının maksimum frekans içeriğidir [5].

$$OEB \leq \frac{V_{s,tabaka}}{8 f_{maks}} \tag{1}$$

Ortalama eleman boyutu ile ilgili bir diğer yaklaşım ise Greef (2015) tarafından önerilmiştir. Bu yöntemde, Kuhlemeyer ve Lysmer (1973) tarafından önerilen denklem minimum 8 düğüm noktalı elemanların kullanılması koşuluyla, daha büyük ortalama eleman boyutu değeri ile analizlerin gerçekleştirilebileceğini göstermiştir. Greef (2015) tarafından önerilen ortalama eleman boyutu sınırı Denklem 2 ile ifade edilmiştir [6].

$$OEB \leq \frac{V_{s,tabaka}}{2 f_{maks}} \tag{2}$$

Bir diğer ve son yaklaşım ise yine Kuhlemeyer ve Lysmer (1973)'ın önerdiği denklemi referans alarak Toloza (2018) tarafından geliştirilmiştir. Mühendislik açısından daha optimum bir ortalama eleman boyutu için sınır değerin belirlenmesi amacıyla aşağıdaki denklem önerilmiştir [7].

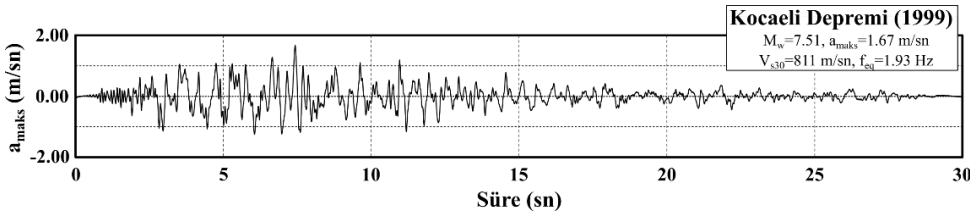
$$OEB \leq \frac{V_{s,tabaka}}{5 f_{maks}} \tag{3}$$

Bu çalışmada, 6 ve 15 düğüm noktalı elemanlar yardımıyla iki farklı zemin profili oluşturulmuş ve sonlu eleman ağ sıklığının sonuçlarına etkisini incelemek amacıyla literatürde yer alan ortalama eleman boyutu sınırları göz önüne alınarak 4 farklı sonlu elaman ağ sıklığı tanımlanarak tek bir ivme zaman kaydı ile Plaxis 2D yazılımında iki boyutlu dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kohezyonsuz zemin tabakalarının dinamik davranışı için PM4Sand, kohezyonlu zeminler için ise Hardening Small Strain bünye denklemleri kullanılmıştır. Analiz sonuçlarında kohezyonsuz zeminler için sıvılaşma davranışını belirlemek amacıyla kullanılan aşırı boşluk suyu basınçları ve $R_u$ değerleri incelenmiş, kohezyonlu zeminler için ise yanal deformasyonlar incelenmiştir. Bunlara ek olarak elde edilen analiz sonuçları, ortalama eleman boyutunun belirlenmesi için literatürde yer alan yaklaşımlarla kıyaslanarak, sonuçlar tartışılmıştır.

# 2. SAYISAL ANALİZLER

## 2.1. İvme-Zaman Kaydı

Çalışma kapsamında, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) veri tabanında yer alan, Kocaeli depremine ait anakaya mostrası üzerinde alınmış ivme-zaman kaydının yatay bileşeni kullanılarak iki boyutlu dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kullanılan ivme-zaman kaydına "baseline" düzeltmesi yapılmış ve "Butterworth" yaklaşımı ile 0.5-15 Hz arasında "bandpass" filtreleme uygulanmıştır. Kuvvetli yer hareketi, oluşturulan sayısal modelin tabanı boyunca x ekseninde 0.5 m büyüklüğünde tanımlı deplasman olarak uygulanmış, y eksenindeki bileşeni ise "fixed" olarak seçilmiştir. Kullanılan kuvvetli yer hareketi kaydına ait ivme-zaman geçmişi ve özellikleri Şekil 1'de verilmiştir.




**Şekil 1.** İvme-zaman kaydı ve özellikleri

## 2.2. Zemin Bünye Modelleri

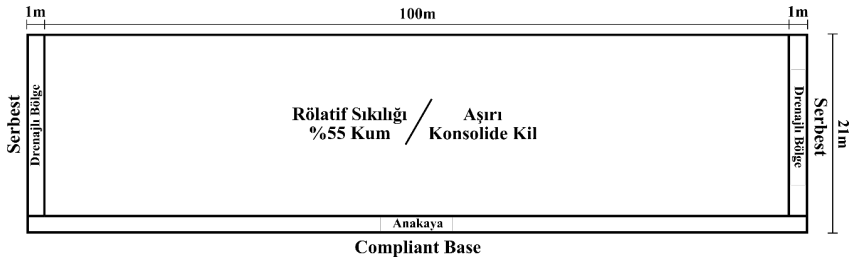
Sayısal analizlerde, kohezyonlu zeminler için Plaxis 2D sonlu eleman yazılımı el kitapçığında yer alan aşırı konsolide kil zemin parametreler, kohezyonsuz zemin için ise Boulanger ve Ziotopoulou, (2018) tarafından önerilen %55 rölatif sıkılığa sahip Ottawa kum değerleri seçilmiştir. Kil zeminlerin dinamik davranışı Hardening Small Strain (HSSM), kum zeminler için ise sıvılaşma davranışının da göz önüne alındığı PM4Sand bünye denklemi kullanılmıştır. Bununla birlikte, başlangıç gerilme koşullarının belirlenmesinde, PM4Sand bünye denklemleri yetersiz kaldığı için kum zeminlerde dinamik yükleme öncesindeki davranışı modellemek amacıyla HSSM parametreleri kullanılmıştır [4,8,9]. Analizlerdeki; kum ve kil zeminler için ilgili parametreler ve değerleri Tablo 1'de verilmiştir.

**Tablo 1.** Analizlerde kullanılan model parametreleri [4,8,9]

| Kum | | | | Kil | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Sembol** | **PM4Sand** | **Sembol** | **HSSM** | **Sembol** | **HSSM** |
| $\gamma_k$ (kN/m$^3$) | 15.90 | $\gamma_k$ (kN/m$^3$) | 15.90 | $\gamma_k$ (kN/m$^3$) | 19.00 |
| $\gamma_d$ (kN/m$^3$) | 19.71 | $\gamma_d$ (kN/m$^3$) | 19.71 | $\gamma_d$ (kN/m$^3$) | 21.00 |
| e | 0.635 | e | 0.635 | OCR | 2 |
| $D_{R0}$ | 0.55 | $E_{50ref}$ (MPa) | 33 | $E_{50ref}$ (MPa) | 9 |
| $G_0$ | 677 | $E_{oedref}$ (MPa) | 33 | $E_{oedref}$ (MPa) | 9 |
| $h_{p0}$ | 0.4 | $E_{urref}$ (MPa) | 99 | $E_{urref}$ (MPa) | 27 |
| $e_{maks}$ | 0.8 | m | 0.53 | m | 1 |
| $e_{min}$ | 0.5 | c' (MPa) | 0 | c' (MPa) | 0.03 |
| $P_a$ (MPa) | 0.101 | $\varphi$'(°) | 33 | $\varphi$'(°) | 26 |
| $n^b$ | 0.5 | $\gamma_{0.7}$ | 0.00015 | $\gamma_{0.7}$ | 0.0007 |
| $n^d$ | 0.1 | $G_{0ref}$ (MPa) | 97.4 | $G_{0ref}$ (MPa) | 60 |
| $\varphi_{cv}$ (°) | 33 | $\nu$ | 0.3 | $\nu$ | 0.2 |
| $\nu$ | 0.3 | $P_{ref}$ (MPa) | 0.1 | $P_{ref}$ (MPa) | 0.1 |
| Q ve R | 10-1.5 | $R_f$ | 0.931 | $R_f$ | 0.900 |

## 2.2. Sayısal Model

Çalışma kapsamında, aşırı konsolide kil ile rölatif sıkılığı %55 olan kum kullanılarak, 20 m kalınlığa sahip iki tip zemin profili oluşturulmuştur. Her iki tip zemin profilinde, yatay uzunluk 100 m olarak belirlenmiştir. Kum zemin için düşeyde her iki kenarda 1 m kalınlığında, aynı zemin malzemesinden yapılmış drenajlı tabakayla sonlandırılmıştır. Kil zeminler için ise bu drenajlı bölgeler için yine kil zeminler atanmıştır. Oluşturulan zemin profilinin tabanı, kuvvetli yer hareketi kaydını etkitebilmek için 1 m kalınlığında anakaya olarak tanımlanmıştır. Her iki tip zemin modelinde, yer altı su seviyesi yüzeyde yer almaktadır. Analizlerde kuvvetli yer hareketinin doğru bir şekilde modellenebilmesi amacıyla alt sınır koşulu "compliant base", üst ve yatay sınır koşulları ise "serbest" seçilmiştir. Numerik analizlerde kullanılan iki boyutlu sayısal model Şekil 2'de verilmiştir.




**Şekil 2.** Sayısal analizlerde kullanılan zemin profili ve sınır koşulları

Plaxis 2D yardımıyla gerçekleştirilen analizlerde malzeme sönümünü modelleyebilmek için Rayleigh katsayıları ($\alpha_R$, $\beta_R$) kullanılmıştır [10]. Kocaeli depremi için $\alpha_R$ ve $\beta_R$ sönüm katsayıları, kum zemin için 0.2469 ve 0.001620, kil zemin için ise 0.3190 ve 0.001224 olarak belirlenmiştir. Dinamik analizler için bir diğer önemli husus ise kritik zaman adımının ($\Delta t$) uygun bir şekilde tanımlanmasıdır [10]. $\Delta t$ parametresinin uygunluğu kontrol edilerek, Kocaeli depremi için 0.005 saniye olarak seçilmiştir.

Zemin dinamik davranışını modellenmesi amacıyla sayısal analizlerde, kum zeminler için 3, kil zeminler için ise 2 aşama tanımlanmıştır. Kum zeminde başlangıçta $K_0$ prosedürü oluşturulmuştur. Sonraki aşamada, PM4Sand'in başlangıç gerilme koşullarını belirlemede ki yetersizliğini ortadan kaldırmak için kum zemin özelliklerine uygun HSSM kullanılarak boş bir adım tanımlanmıştır [9]. Son aşamada ise sayısal modelin tabanı boyunca ivme-zaman kaydı etkitilerek dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Kil zeminler için ise başlangıçta $K_0$ prosedürü oluşturulmuş sonraki aşamada dinamik yük etkitilerek analizler gerçekleştirilmiştir.

Kil ve kum zeminlerin modellenmesinde, 6 ve 15 düğüm noktalı elemanlar kullanılarak oluşturulan sonlu eleman ağı için literatürde yer alan denklemler esas alınarak 4 farklı model oluşturulmuştur. Bu modellerin sahip olduğu eleman sayıları ve diğer bilgiler Tablo 2'de verilmiştir. Yapılan analizler sonucunda kohezyonsuz zeminler için sıvılaşma davranışını gözlemlemek amacıyla kullanılan aşırı boşluk suyu basınçları ve $R_u$ değerleri, kohezyonlu zeminler için ise yanal deformasyonlar incelenmiştir.

**Tablo 2.** Sayısal analizlerde kullanılan sonlu eleman sıkılıkları

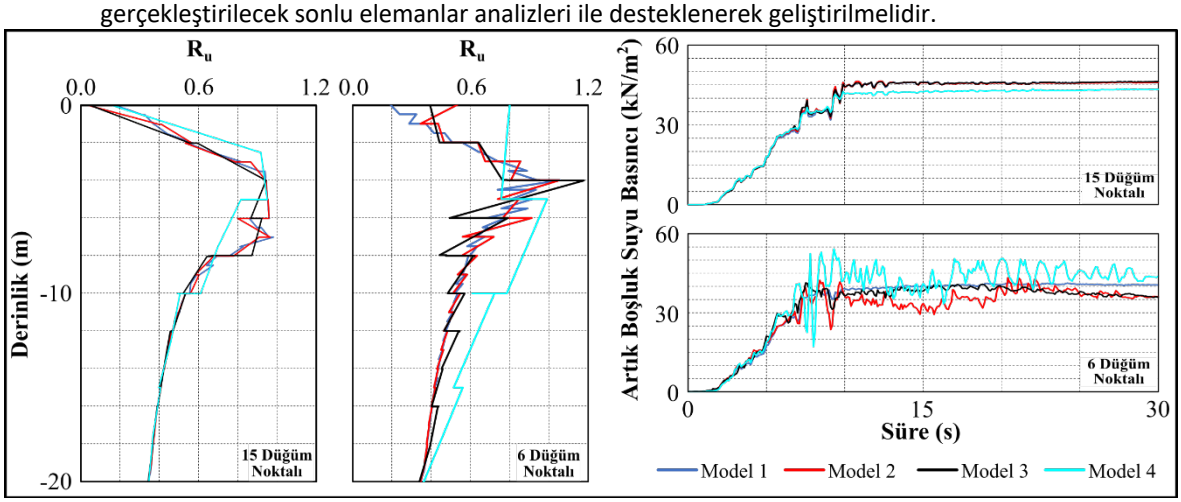
| Model No | 15 Düğüm Noktalı Elemanlar | | | 6 Düğüm Noktalı Elemanlar | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | OEB (m) | # Eleman | # Düğüm Noktası | OEB (m) | # Eleman | # Düğüm Noktası |
| Model 1 | 0.70 | 10513 | 85478 | 0.70 | 10513 | 21715 |
| Model 2 | 1.21 | 3416 | 28192 | 1.21 | 3416 | 7266 |
| Model 3 | 2.13 | 1107 | 9386 | 2.13 | 1107 | 2482 |
| Model 4 | 4.92 | 218 | 1972 | 4.92 | 218 | 552 |

# 3.SONUÇLAR

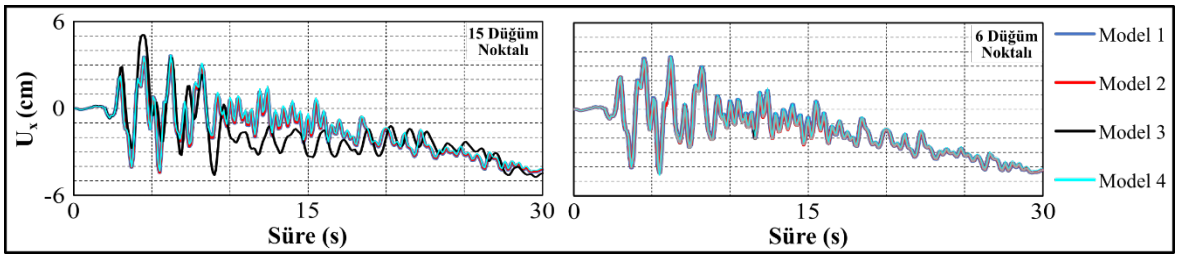
Bu çalışma kapsamında, sonlu eleman ağı sıklığının kum ve kil zeminlerin dinamik davranışına olan etkisini gözlemlemek amacıyla iki boyutlu sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Sayısal analiz sonuçları kum zeminler için Şekil 3'te kil zeminler için Şekil 4'te verilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen çıktılar şunlardır:

- Kil zeminlerde yatay deformasyonlar incelendiğinde, 6 ve 15 düğüm noktalı elemanlar için tüm modellerde benzer davranış elde edilmiştir. Bununla birlikte 15 düğüm noktalı Model 3'te nihai deformasyon aynı olsa da süre boyunca elde edilen pik deformasyonlar farklılık göstermiştir.

- Kum zeminlerde $R_u$ değerleri incelendiğinde, tüm modellerde ortalama eleman boyutu arttıkça Model 1'den daha farklı sonuçlar elde edilmiştir. Özellikle model 4'teki $R_u$ değerleri daha büyük bulunmuştur.
- Artık boşluk suyu basınçlarında, tüm modellerde yaklaşık olarak benzer sonuçlar elde edilse de 6 düğüm noktalı elemanlarda Model 3 ve 4'te, 15 düğüm noktalı elemanlarda ise sadece Model 4'te farklı sonuçlar gözlenmiştir.
- Yapılan incelemeler sonucunda, hem 15 hem de 6 düğüm noktalı elemanlar için Model 2'de kullanılan Kuhlemeyer ve Lysmer (1973) tarafından önerilen denklem ile en güvenli sonuçlar elde edilmiştir.
- Yukarıdakilere ek olarak, bu çalışmanın bulguları, ivme- zaman kaydı sayısı arttırılarak gerçekleştirilecek sonlu elemanlar analizleri ile desteklenerek geliştirilmelidir.




**Şekil 3.** Eleman Sıkılığının kumlarda $R_u$ ve artık boşluk suyu basıncına etkisi




**Şekil 4.** Eleman sıkılığının killerde yatay deformasyonlara etkisi

## KAYNAKLAR

[1] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D., (2020), "DEEPSOIL 7, User Manual", Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.

[2] Benz, T., Vermeer, P. A., & Schwab, R., (2009), "A Small-Strain Overlay Model", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.

[3] Beaty, M. H., & Byrne, P. M., (2011), "UBCSAND Constitutive Model Version 904aR", Itasca UDM Web Site, 69.

[4] Boulanger, R. W., and Ziotopoulou, K., (2017), "PM4Sand (version 3.1 Revised Jully 2018): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications", Report No. UCD/CGM-17/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, March, 112 pp

[5] Kuhlemeyer, R. L. & Lysmer, J., (1973), "Finite element method accuracy for wave propagation problems", Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 99 (sm5), 421-7.

[6] De Greef, J., (2015), "Interaction between pipelines and flood defences subject to induced earthquake loads in Groningen", (Master's thesis), Delft University of Technology, Delft.

[7] Toloza Barría, P., (2018), "Liquefaction modelling using the PM4Sand soil constitutive model in PLAXIS 2D", (Master's thesis), Delft University of Technology, Delft.

[8] Vilhar, G., Brinkgreve, R.B.J., Zampich, L. (2018), "The PM4Sand Model 2018", Plaxis BV, Delft, The Netherlands.
[9] Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin, H.K. (2010), "Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands", In: Numerical methods in geotechnical engineering, 1st Edition, CRC Press, USA.
[10] Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamyi S., Swolfs, W.M. (2019), "Plaxis 2D Manuals", Plaxis BV, Delft, The Netherlands.

# DERİN KAZI UYGULAMALARINDA YAPI BİLGİ MODELLEME (YBM)

# BUILDING INFORMATİON MODELING (BIM) IN DEEP EXCAVATION APPLICATIONS

**Halit ASLAN[1], Muhammet ÇINAR[2]**

## ÖZET

Büyük şehirlerdeki artan kentleşme, insanların ihtiyaçlarını karşılayabilecek yüksek binaların yanı sıra yol, su, elektrik gibi altyapı ihtiyaçlarını da artırmıştır. Bu ihtiyacın artması nedeniyle özellikle şehir merkezlerinde zeminlerin taşıma kapasitesinden fazla yüklenmesi, deplasman koşullarının aşılması ve riskli bölgelerin ortaya çıkması kaçınılmaz bir durum haline gelmiştir. Bu durum, altyapı ve üstyapıların tüm yaşam döngüsü boyunca (tasarımdan yıkıma kadar) 3 boyutlu olarak tek bir modelde ele alınmasını mümkün kılan Yapı Bilgi Modelleme (YBM) gibi teknolojik gelişmeleri ortaya çıkarmıştır. Bu çalışmanın amacı, gelişen teknolojik yeniliklere cevap verebilecek geoteknik yapıların (dayanma yapıları, iksa sistemi vb.) YBM ile IFC (Industri Foundation Classes) tabanlı olarak modellenebileceğini göstermektir. Geoteknik yapılar ve diğer yapılar hakkındaki bilgilerin IFC tabanlı programlarla modellenmesi, üç boyutlu olarak daha yararlı ve etkili bir tasarım sağladığını göstermeyi amaçlamaktadır. Böylece oluşabilecek çakışma kontrolü, komşu yapılar arasındaki etkileşimi vb. gibi konuların ön proje aşamasındayken fark edilmesini sağlayacaktır. Ayrıca, yönetmelikte belirtilen şartların kontrolü rahatlıkla sağlanacaktır. Gelecekte ihtiyaç duyulması halinde, tüm yapı elemanları için bakım için BIM tabanlı IFC dosyası hazır olacaktır. Bu dosya, geoteknik yapılar, üstyapılar ve diğer altyapılar için kullanılabilir. Böylece farklı disiplinleri de içine alacak şekilde birlikte çalışabilirlik sağlayan sistemlerin gelişmesi sağlanacaktır.

***Anahtar Kelimeler:*** *IFC, Yapı Bilgi Modelleme, Geoteknik Yapılar, Derin Kazı*

## ABSTRACT

Increasing urbanization in big cities has increased infrastructure needs, such as roads, water, and electricity, as well as high-rise buildings that can meet people's needs. Due to the increase in this need, it has become an inevitable situation, especially in city centers, that the soils are loaded beyond their carrying capacity, displacement conditions are exceeded, and risky areas emerge. This situation has led to technological developments such as Building Information Modeling (BIM), which enables infrastructure and superstructures to be handled in a single 3-dimensional model throughout their entire lifecycle. The aim of this study is to show that geotechnical structures (support structures, shoring system, etc.) that can respond to developing technological innovations can be modeled with BIM based on IFC (Industry Foundation Classes). This will enable issues such as conflict control, interaction between neighboring structures, etc., to be noticed at the preliminary project stage. In addition, the conditions specified in the regulation will be easily controlled. If needed in the future, a BIM-based IFC file will be available for all building elements. This file can be used for geotechnical structures, superstructures, and other infrastructures. Thus, the development of systems that provide interoperability, including different disciplines, will be ensured.

***Keywords:*** *IFC, Building Information Modeling, Geotechnical Structures, Deep Excavation*

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi, hltaslan1283@gmail.com
[2] Dr. Öğr. Üyesi, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi, muhammetcinar@ksu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Hızlı kentleşme ile özellikle büyük şehirlerde daha yüksek yapılara ve daha çok barınma alanlarına ihtiyaç duyulmaktadır. Bu ihtiyacın artması nedeniyle özellikle şehir merkezlerinde taşıma kapasitesi düşük, sıvılaşma riski yüksek ve riskli bölgelerin kullanımı artmaya başlamıştır. Bundan dolayı, zemin özelliklerini geliştirmek amacıyla zemin iyileştirmeye ve iksa yapılarına daha çok ihtiyaç duyulmaktadır. Teknolojinin gelişmesi ve kentleşmenin artması, bizi daha karmaşık sistemlerle karşı karşıya getirmektedir. Bu durum, altyapı, üstyapı, kazı destekleme yapıları ve zemin iyileştirme uygulamalarına olan ihtiyacı artırarak, hepsinin aynı anda 3 boyutlu bir şekilde modellenmesini mümkün kılan Yapı Bilgi Modelleme (YBM) ve beraberinde gelişen IFC gibi teknolojik gelişmeleri ortaya çıkarmıştır.

Kentsel alanlarda altyapılar önemli bir unsurdur. Bununla birlikte altyapılar hakkında bir çok belirsizlik bulunmaktadır(Christian 2004; Phoon and Tang 2019; Phoon et al. 2022). Bu belirsizliklere zemin etüdü kayıtlarında yer almayan tarihi ve güncel gömülü yapılar (borular, kablolar vb.) örnek verilebilir(Tawelian and Mickovski 2016). Bu nedenle altyapıların projelendirilmesinden önce iyi bir saha araştırması yapılması gerekmektedir. Ancak her ne kadar iyi bir saha araştırması yapılsa bile belirsizliklerin her zaman var olacaktır.(Oguz and Huvaj 2017) Bu bakımdan YBM iyi bir saha araştırması risk ve maliyetleri azaltmak için geoteknik uygulamalarda kullanıla bilir(Berdigylyjov and Popa 2019).

Bu çalışma geoteknik yapılar ve diğer yapılar hakkındaki bilgilerin IFC(Industri Foundation Classes) tabanlı programlarla modellenmesi sonucu 3D olarak daha yararlı ve etkili bir tasarım sağladığını göstermeyi amaçlamaktadır. Böylece oluşabilecek çakışma kontrolü, komşu yapılar arasındaki etkileşim vb gibi konuların proje aşamasındayken fark edilmesini sağlayacaktır. Ayrıca, yönetmelikte belirtilen şartların kontrolü sağlanacak ve gelecekte ihtiyaç duyulması halinde, YBM tabanlı IFC dosyası tüm yapı elemanları için (geoteknik yapılar, üstyapılar ve diğer altyapılar) bakım için hazır olacaktır. Ayrıca, riskler en aza indirilecek ve gömülü altyapılar da dahil olmak üzere geoteknik yapıların sürdürülebilirliğini ve kullanılabilirliğini artıracaktır. Bu hedeflere YBM teknolojisinin IFC sayesinde geoteknik yapılar üzerinde uygulanabileceği gösterilmiştir. Bu çalışma, YBM'yi ve son yıllarda belirgin bir gelişme kaydeden IFC ile geoteknik yapıların 3D modelleme stratejisini kısaca açıklamaktadır. Elde edilen veriler ve zemin koşullarına dayalı olarak, geoteknik projenin de dahil olduğu bir YBM'nin IFC tabanlı temeli oluşturulmayı amaçlamaktadır. Elde edilen model daha kapsamlı projeler için risk değerlendirmeleri veya benzeri analiz yöntemleri ile birleştirilebilir. Bu çalışmada sunulan fikirler daha sonraki projelere yardımcı olması için kullanılabilir.

## 2. YAPI BİLGİMODELLEME

YBM kavramı, yalnızca 3D bir geometriyi değil, aynı zamanda tasarımdan kullanıma ve yapı sökümüne kadar tüm yapının yaşam döngüsü için diğer faydalı bilgileri içeren parametrik unsurların kullanımına dayanan bir metodoloji ve çerçevedir (Gondar et al. 2019). Parametrik ifadesi, birbirlerine bağıl özelliklere sahip elemanları ifade etmektedir. YBM' nin sağladığı bir büyük avantajda veri tabanı oluşturmayı teşvik etmesidir. Bu sayede tüm öğeler ve nesneler, IFC gibi teknolojiler aracılığıyla modelde saklanarak herhangi bir zamanda görüntülenebilir. Örneğin kablolar ve borular gibi mevcut gömülü altyapının bakımı ve onarımı sırasında altyapının nereden geçtiği bilgisine sahip olunabilmekte ve böylece olası bir tadilat kazasının önüne geçilebilmektedir.

## 3. ENDÜSTRİ TEMELSINIFLARI

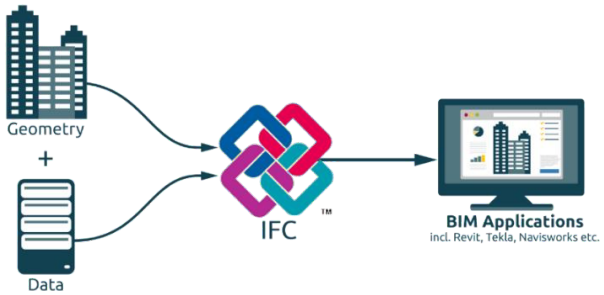
Industry Foundation Classes (IFC), BuildingSMART tarafından geliştirilmiş uluslararası bir standarttır. Bu standart, mimarlık, mühendislik ve inşaat endüstrisinde kullanılan farklı bilgisayar programları arasında veri alışverişinin sağlanması için oluşturulmuştur. BuildingSMART, eski adıyla International Alliance for Interoperability (IAI), inşaat endüstrisinde kullanılan yazılım uygulamaları arasındaki bilgi alışverişini geliştirmeyi amaçlayan uluslararası bir kuruluştur. Industry Foundation Classes(IFC) tek bir satıcı veya satıcı grubu tarafından kontrol edilmeyen, platformdan bağımsız, herkes tarafından kullanılabilen ve uygulanabilen açık dosya formatı olarak tanımlanmış ve birçok program tarafından desteklenmektedir. IFC diğer değişim standartlarının aksine modellerle ilgili geometrik ve alfasayısal bilgiler içeren bir standart olup IFC' nin genel yapısı Şekil 1' de gösterilmektedir. IFC sayesinde oluşturulan projeler üzerinden çakışma kontrolleri, üretim sırası vb gibi işlevler kolaylıkla tek bir proje üzerinden yapılabilmektedir.

## 4. DERİN KAZI UYGULAMASI

Yeni inşaatlar için derin kazıların mevcut gömülü altyapıya (borular ve kablolar vb.), yol altyapısına ve çevredeki yapıların temellerine zarar verme riskinin en aza indirilmesi gerekir. Bu bölüm, altyapı için dinamik YBM kavramını 6m kazı derinliğine sahip bir ankrajlı derin kazı sistemi için nasıl uygulanabileceğini incelemektedir.

Önerilen ankrajlı derin kazı inşaatı göz önüne alındığında, model şunları sağlar:

Ankrajlı derin kazı inşaatının mevcut altyapıya (temeller, borular, kablolar vb.) zarar vermesini en aza indirmek için gereken sınır koşullarının dikkate alınması. Şekil 2'de YBM ortamında (BlenderBIM) iki kısımdan oluşan ankrajlı derin kazı uygulaması için karar verilen yer gösterilmektedir. Bu bilgiler BlenderBIM ortamında herhangi bir açıdan ve mesafeden görüntülenebilir. Böylece model içindeki daha detaylı görülmesi gereken yerler görülebilir.




Şekil 1. IFC ile veri akışı(Canpolat 2021)




Şekil 2. Zemin ankraj uygulamasının BlenderBIM Programı ile gösterilmesi

Önerilen kazı sahasına derin kazı uygulandıktan sonraki son durumunun ve bölgedeki zemin koşullarının anlaşılması. Model ayrıca bilgilerin herhangi bir nedenle güncellenmesi için kullanılabilir ve 3D projelerde kullanılmak üzere saklanabilir.

Model mevcut alandaki yapılan diğer çalışmalara ait modellere IFC sayesinde aktarılarak, bunlar arasındaki etkileşimler daha detaylı olarak dikkate alınabilir. Örneğin, sınır koşullarının aşılarak bitişik bir yapı yapılması söz konusu olduğunda, bunların birbirlerine olan etkileri daha detaylı analiz edilerek yeni çözümler üretilebilir. Bu tür analizlerin sonuçları YBM ortamında IFC sayesinde saklanabilir ve sunulabilir.

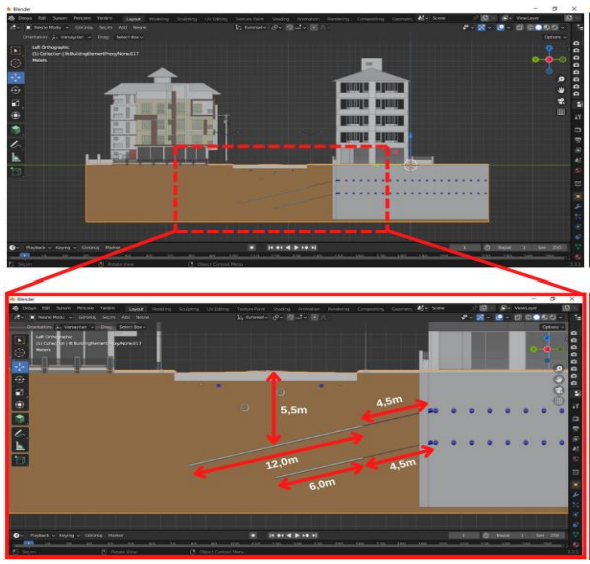
Geometri, malzeme ve diğer özellikleri de içerek şekilde altyapı ve üstyapılar için bir bilgi havuzunun oluşturulması. Bu havuz, projede yer alan mühendisler ve diğer profesyoneller tarafından, örneğin IFC sayesinde paylaşılabilir ve incelenebilir. Bu bilgi, bölgesel planlama ve gelecekteki uzun vadeli kentsel tasarımlar için faydalı olacaktır.

Tasarım YBM'yi destekleyen GEO5 programında yer alan perde tasarım ve perde kontrolü uygulaması ile iki aşamada gerçekleştirilmiştir.

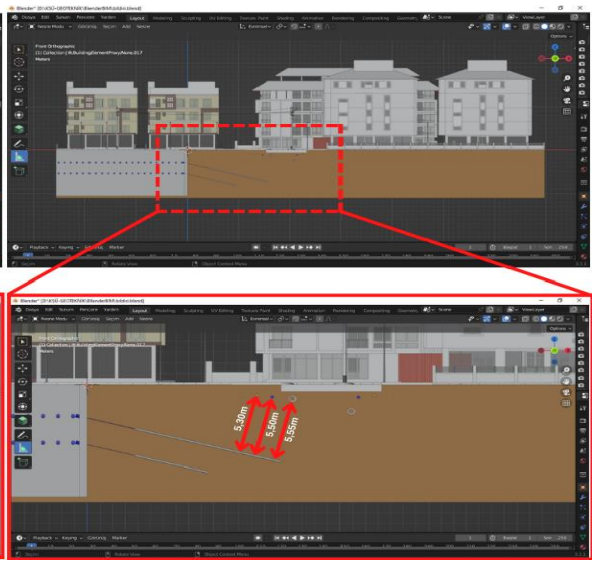
Ankrajlar uygulama derinliği, açısı, serbest boyu, kök boyu ve yatay aralık parametreleri ile tanımlanmıştır. Ankraj kök kısmının orta noktasının derinliği minimum 4,5m, açısı genellikle yatayla 15 ila 30 derece arasında, serbest boyu minimum 4,5m, kök boyu kritik göçme yüzeyinin arkasında ve yatay aralığı ise minimum 1,2m olmalıdır (Sabatini et al. 1999). Bu parametreler, tasarım değerlerinin (sürşarj yükü, kazı derinliği) birbirine yakın olduğu göz önünde bulundurularak, uygulama açısından daha pratik olması için ankraj sisteminin her iki kısmı (Şekil 2) için de aynı seçilmiştir. 8 m kazı derinliğindeki ankrajlı duvarlar için 2 adet zemin ankrajı belirlenmiş ve uygulama derinlikleri 3,5m ve 5,5m olarak seçilmiştir. Ankraj açıları, tüm ankrajlar için 15° olarak kabul edilmiştir. Ankraj serbest boyları tüm ankrajlar için 4,5m olarak belirlenmiştir. Ankraj kök boyları 3m derinliğindeki zemin ankrajı için 12m, 4.5m derinliğindeki zemin ankrajı için 6m olarak hesaplanmıştır. Ankrajlar arası yatay mesafe 1,2m olarak seçilmiştir. Belirlenen bu parametreler BlenderBIM ortamında şekil 3'teki gibi gösterilmiştir.

Ankrajlı derin kazı işlemi yapılırken uygulanan zemin ankrajının kök bölgesi civarındaki zeminde şekil

değiştirmeler oluşur. YBM ile bir sayısal analiz programı arasındaki bilgi etkileşimini göstermek için GEO5 programı ile ankrajlı bir derin kazı analizi yapılan yapıya ait bilgiler belirlenmiştir. Bu belirleme işleminin önemi hakkında çeşitli araştırmalar yapılmıştır (Ren et al. 2018). GEO5 programı ile 1. kısım Ankrajlı derin kazıya ait belirlenen bilgiler IFC aracılığıyla BlenderBIM ortamında gömülü altyapı ile birleştirilerek çakışma analizleri yapılmıştır. 1. Kısım ankrajlı iksa sistemi ile gömülü altyapının herhangi bir çakışma durumu söz konusu olmamıştır. Bununla birlikte, zemin ankrajlarının kök kısmının güvenle çalışabilmesini sağlamak ve komşu temel veya yeraltı yapısı üzerindeki etkisini minimize etmek için aralarında belirli bir mesafe bırakılması gerekir. Bu değer, zemin ankrajlarının kök kısmı ile gömülü altyapı arasında minimum 3m, yüzeysel temelle ise daha önceki yapılan çalışmalarda dikkate alınarak aralarında minimum 5m mesafe bırakılması gerektiğini belirtmektedir (Demirkoç 2007; Aliciuc and Musat 2013). Şekil 4'te 2. kısım ankrajlı derin kazı sistemine ait ankraj kök bölgesi ile gömülü altyapı arasındaki sınırlar gösterilmiştir.




Şekil 3. BlenderBIM ortamında belirlenen zemin ankrajı parametreleri.




Şekil 4. 2. kısım Ankrajlı derin kazı sistemi ile komşu temelin çakışma analizinin BlenderBIM ortamında 2D gösterimi

Projenin inşaatı ile birlikte ankraj sistemi ile gömülü altyapı arasındaki sınır koşullarının dikkate alınmasına rağmen zeminde yer değiştirmeler meydana gelecektir. Bu yer değiştirmeler, gömülü altyapıda birbirlerine göre yatay hareketlere sebep olacaktır. Böylece altyapıda (kanalizasyon, içme suyu) yüksek eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri meydana gelir. Bunların hesaplanması zordur. Bu nedenle temel yatak malzemesinin uygun şekilde seçilmesi ve sıkıştırılması gerekmektedir (Moser and Folkman 2008).

1. kısım ankrajlı iksa sistemi (15 kN/m2 sürşarj yükü ile yüklü) için yer değiştirme 2,1mm, 2. kısım ankrajlı iksa sistemi (18kN/m2 sürşarj yükü ile yüklü) için ise 1,8mm olarak hesaplanmıştır. Kumlarda ve sert killerde inşa edilen ankrajlı duvarlar için yanal duvar hareketi ortalama olarak yaklaşık %0,2H ve maksimum için yaklaşık %0,5H olmalıdır. Burada H duvar yüksekliğidir (Sabatini et al. 1999). Ankrajlı iksa sistemi için duvar gömülme derinliği 1. Kısım ve 2. kısım için 2,01m olarak bulunmuş ve pratik olarak 2,5m olarak hesaplanmıştır. Buradan 8m derin kazı için toplam duvar yüksekliği 10,5m olarak bulunur ve ortalama yanal duvar hareketi 21mm, maksimum yanal duvar hareketi 52,5mm olarak hesaplanır. Bu değerler her iki kısım içinde karşılaştırıldığında kabul edilebilir sınırlar içerisinde kaldığı görülür.

İlgili yazılım programları arasındaki veri alışverişi IFC ile sağlanmıştır. Modele ait bilgilerin veri alışverişi sırasında kaybolmaması için bilgilerin (geometrik ve alfasayısal) ilgili IFC sınıflarına atanması gerekmektedir. Bu atama Sketchup yazılımında ilgili elemanların ait oldukları kendi sınıflarına karşılık gelecek şekilde belirlenmiştir. Buna karşılık, GEO5 yazılımında ise elemanlar belli bir IFC sınıfına sahip olmayan elemanlar için olan ifcproxy sınıfına otomatik olarak atanmıştır. Bu atama işleminde gerekli IFC sınıflarının bulunmaması veya IFC sınıflarında yeterli özellik setlerinin olmaması durumunda EXPRESS veri modelleme dili sayesinde bölüm 5'te açıklandığı şekilde gerekli sınıflar ve özellik setleri eklenebilir.

İncelenen örnek YBM'nin veri depolamaktan daha fazlasını yapabileceğini göstermektedir. Buna planlama ve tasarım amaçlı verilerin görselleştirilmesi ve yeni bir yapı yapılması veya mevcut yapılar için onarım vb. gibi değişikler meydana gelmesi durumunda IFC sayesinde bilgilerin modele dahil edilebilmesi örnek verilebilir. Verilerin kolayca erişilebilir bir ortamda bulunması, herhangi bir yeni yapı yapılması veya mevcut yapılarda değişiklik yapılması durumunda karar verme süreçlerinde kolaylık sağlayabilir.

## 5. IFC STANDARDININGENİŞLETİLMESİ

Mevcut IFC şeması, bir binanın yaşam döngüsü boyunca oluşturulan ve değiş tokuş edilen tüm bilgileri kapsamaz. Bu nedenle araştırmacılar, Mimarlık, Mühendislik ve İnşaat endüstrisi ihtiyaçlarına dayalı olarak IFC formatını genişletip yeni tanımlar geliştirmek için çalışıyorlar. Bu çalışmalara, proje tahmini ve çizelgeleme, inşaat proje yönetimi, yapısal analiz, nD modelleme uygulamaları, maliyet tahmini, yol yapı elemanları ve hasarlı bina bileşenleri için genişletmeler örnek sayılabilir (Froese et al. 1999; Weise et al. 2003).

IFC standardını genişletmek için üç yöntem kullanılabilir: (1) özellik kümelerini veya türlerini kullanmak, (2) proxy öğelerini kullanmak, (3) yeni varlıkları veya türleri tanımlamak. Birinci yöntem, IFC standardında tanımlanan varlıklarda IfcPropertySet sınıfının altına metin biçiminde fazladan bilgi eklemektir (Shalabi and Turkan 2017). Literatürdeki çalışmaların çoğunda bu yöntem kullanılmıştır. Örneğin, Ankraj verileri YBM yaşam dögüsünde IfcAnchor sınıfında bir IfcPropertySet olarak temsil edilir. Bu yöntem, yeni sınıfa benzer bir amaca hizmet eden mevcut bir IFC sınıfı olduğunda tercih edilir. Tüm ilişkiler zaten mevcut sınıf içinde tanımlı olduğundan, tek gereklilik kullanım amacına göre IfcPropertySet sınıfını kullanarak ek metin bilgisi eklemektir. İkinci yöntem, IfcBuildingElementProxy gibi proxy öğelerini kullanarak yeni bir sınıf oluşturmaktır (Motamedi et al. 2016). Proxy öğesi, diğer varlıklar, boşluklar, aktörler ve özellik kümeleriyle ilişkilendirilebilecek yeni varlıkların eklenmesine izin verir. Bu nedenle, mevcut IFC standardı, gerekli unsuru ve ilgili bilgileri temsil etmek için kullanılabilecek benzer bir amaca hizmet eden bir varlık içermediğinde bu yöntem tercih edilir. Bu yöntem kullanıldığında, yeni sınıfın diğer elemanlarla ve boşluklarla gerekli ilişkilerinin tanımlanması gerekir. İlgili metin verileri yine de IfcPropertySet kullanılarak temsil edilir. İkinci yöntemi uygulamak için, EXPRESS dil biçiminde oluşturulan IFC dosyasının bir metin düzenleyici kullanılarak manuel olarak değiştirilmesi gerekir. Son olarak, üçüncü yöntem yeni varlıklar veya türlerin tanımlanmasıdır; ancak bunlar en az iki yıl sürebilen BuildingSmart tarafından resmi olarak onaylanmalıdır. Bu nedenle, bu üçüncü yöntem, IFC'yi genişletmek için pratik bir yaklaşım değildir.

Sketchup yazılımında elemanlara ait olan sınıflar ilgili elemanlar için kolayca belirlenmiştir (Örneğin IfcWall, IfcColumn vs. gibi). Ancak GEO5 yazılımında elemanlara IFC sınıfları yazılım tarafından otomatik olarak atanmıştır. Buradaki elemanlar GEO5 yazılımında belli bir IFC sınıfına sahip olmayan elemanlar için olan ve yukarıda da açıklanan Ifcproxy sınıfına otomatik atanmıştır. Böyle bir eksiklik söz konusu olup, elemanların diğer elemanlarla olan etkileşimi ve sahip olabileceği özellikler bakımından kendi sınıfında olması daha işlevsel olacaktır. Çünkü Ifcproxy sınıfı belli bir yapıya veya yapı elemanına sahip olmayan yapı elemanları için geliştirilmiştir ve derin kazılar için kullanılan elemanların belli bir yapısını temsil etmemektedir.

## 6. SONUÇLAR

YBM üstyapılar için oldukça gelişmiş teknolojiler içerir. Ancak böyle bir uygulama, altyapılar için oldukça sınırlıdır. Altyapılar, özellikle kentsel alanlarda planlama ve tasarıma yardımcı olacak önemli bir yapıdır. Hem üstyapı hem de altyapılar ile birlikte 3B jeoloji ve zemin koşullarını kapsayan altyapılar için YBM kullanılarak IFC vasıtasıyla uygulama kolaylığı sağlar. Zemin koşullarındaki belirsizlikler nedeniyle altyapı ortamları için YBM oluşturmak zordur. Bu zorluklara bir altyapı inşası söz konusu olduğunda, diğer yapılarla etkileşimlerini dikkate almak için altyapıların doğru konumunun belirlenmesi önemlidir. Böylece altyapılar ile ilgili konumlar belirlenip zemin koşulları ile birleştirilerek altyapılar için YBM oluşturulabilir. Bu çalışma, geoteknik uygulamalarda (derin kazılar örneğinde) altyapılar ile birlikte YBM'nin uygulanmasını ve özellikle çakışma analizlerini gerçekleştirmek için elde edilen bilgilere nasıl ulaşılacağını ve kullanılacağını göstermektedir. Önerilen model, planlama, inşaat ve gelecekteki farklı yer altı uygulamalarına faydalı olacaktır.

Bu çalışmadan aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

Geoteknik yapılar için YBM'nin güçlü bir araç olarak kullanılabilir olması. Ancak verilerin doğru olması ve belirsizliklerin en aza indirilmesi gerekir.

Uygulanan altyapı ve üstyapı bilgilerini içeren modeller, çakışma analizleri için tek bir 3D modelde (BlenderBIM örneği) IFC sayesinde birleştirilebilir. Böylece etkili sonuçlar alınabilir ve farklı senaryoların proje aşamasında araştırılmasına olanak sağlar.

Altyapılar için YBM inşaat sırasında dinamik olarak kullanılabilir. Örneğin, inşaat sırasında izleme verileri modele dahil edilerek gerçek zamanlı olarak görselleştirilebilir ve tasarım değerleri ile karşılaştırılabilir. Böylece beklenen davranışta sapmalar olduğunda gerekli önlemler alınabilir.

Geometri, malzeme ve diğer özellikleri de içerecek şekilde altyapı ve üstyapı modellerini kapsayan bir YBM bilgi havuzu oluşturularak yönetmelik kontrollerinin daha kolay yapılabilmesine olanak sağlanacak.

## KAYNAKLAR


Aliciuc C-L, Musat V (2013) Ground Anchors Impact Analysis on Adjacent Buildings. Bul Institutului Politeh din lasi Sect Constr Arhit 59:65–74

Berdigylyjov M, Popa H (2019) The implementation and role of geotechnical data in BIM process. E3S Web Conf 85:1–8. https://doi.org/10.1051/e3sconf/20198508009

Canpolat B (2021) IFC. https://yazilim3d.com.tr/ifc-nedir/

Christian JT (2004) Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing? J Geotech Geoenvironmental Eng 130:985–1003. https://doi.org/10.1061/(asce)1090- 0241(2004)130:10(985)

Demirkoç A (2007) Derin Kazılarda Zemin Çivisi ile Ankrajlı Destek Sistemlerinin Karşılaştırmalı Analizi. Yıldız Teknik Üniversitesi

Froese TM, Materials B, On O (1999) Industry Foundation Class Modeling for Estimating and. Durab Build Mater 2825–2835

Gondar J, Pinto A, Fartaria C (2019) The use of BIM technology in geotechnical engineering. 17th Eur Conf Soil Mech Geotech Eng ECSMGE 2019 - Proc 2019-Septe: https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0530

Moser AP, Folkman S (2008) Buried Pipe Design. Logan, Utah

Motamedi A, Soltani MM, Setayeshgar S, Hammad A (2016) Extending IFC to incorporate information of RFID tags attached to building elements. Adv Eng Informatics 30:39–53. https://doi.org/10.1016/j.aei.2015.11.004

Oguz EA, Huvaj N (2017) Deniz tabanı zeminlerde değişkenlik ve sürekli temellerde oturma ve taşıma gücüne etkisi. pp 235–246

Phoon KK, Cao ZJ, Ji J, et al (2022) Geotechnical uncertainty, modeling, and decision making. Soils Found 62:101189. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101189

Phoon KK, Tang C (2019) Characterisation of geotechnical model uncertainty. Georisk 13:101–130. https://doi.org/10.1080/17499518.2019.1585545

Ren R, Zhang J, Dib HN (2018) BIM Interoperability for Structure Analysis. 1996:63–65

Sabatini P, Pas D, Bachus RC (1999) Ground anchors and anchored systems. WASHINGTON, DC 20590 Shalabi F, Turkan Y (2017) IFC BIM-Based Facility Management Approach to Optimize Data Collection for Corrective Maintenance. J Perform Constr Facil 31:1–13. https://doi.org/10.1061/(asce)cf.1943- 5509.0000941

Tawelian LR, Mickovski SB (2016) The Implementation of Geotechnical Data into the BIM Process. Procedia Eng 143:734–741. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.115

Weise M, Katranuschkov P, Liebich T, Scherer RJ (2003) Structural analysis extension of the IFC modelling framework. Electron J Inf Technol Constr 8:181–200

# DEPREM ETKİSİ ALTINDA YAPI-KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİ: BİR VAKA ANALİZİ

## STRUCTURE-PILE-SOIL INTERACTION UNDER EARTHQUAKE EFFECT: A CASE STUDY

**Muhammed Selahaddin AKIN**[1]

## ÖZET

Derin temeller, üstyapılardan aktarılan yüklerin temel zeminleri tarafından taşınamayacağı ve/veya farklı oturmaların meydana gelmesi durumlarında tercih edilen ve genellikle üst yapı ile direk etkileşim ile inşa edilen yapısal sistemlerdir. Derin temellerin deprem etkisi altında tasarımı geoteknik mühendisliğinin güncel araştırmalarında önemli bir yer teşkil etmektedir. Ülkemizin fay hatlarıyla çevrili olması ve 6 Şubat 2023 tarihinde yaşamış olduğumuz Kahramanmaraş Depremleri depreme dayanıklı yapıların inşa edilmesinin önemini bir kez daha vurgulamıştır. Üstyapı-kazık ve zeminin birbirini karşılıklı olarak etkilemesi yapı-kazık-zemin etkileşimi olarak adlandırılmaktadır. 2018 yılında yayımlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) ile derin temellerin üst yapı ve zemin ile olan etkileşimleri Ülkemizde ön plana çıkarılmıştır. TBDY-2018'de yapı-kazık-zemin etkileşiminin analiz edilmesi için Yöntem I, Yöntem II ve Yöntem III olarak adlandırılan üç adet yöntem önerilmiştir. Bu bildiri kapsamında İstanbul'da güçlendirilmiş bir yapı altında bulunan kazıkların TBDY-2018'e göre yapı-kazık-zemin etkileşimi hesaplarına (Yöntem III) yer verilmiştir. Yöntem III analizleri için öncelikle sahaya özel zemin davranış analizleri gerçekleştirilmiş ve deplasman talepleri öğrenilmiştir. Sahaya özel zemin davranış analizleri için iki adet deprem seti kullanılarak parametrik analizler uygulanmıştır. Daha sonra ise kazık ile zemin ortamı arasında göreli kuvvet-yer değiştirme ilişkisi, doğrusal olmayan P-y yayları ile uygulanmıştır. P-y yayları modellendikten sonra üstyapı yükleri kazıklara etki ettirilerek kinematik ve eylemsizlik etkileşimi analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizler TBDY-2018'de verildiği şekilde birleştirilmiş ve yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri tamamlanmıştır. Sonuç olarak, bu bildiride incelenen vaka analizinin derin temellerin tasarlanmasında Yöntem III'ün kullanılması ile yapılan projelendirmelerde mühendis ve araştırmacılara yol gösterici olacağı düşünülmektedir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Yapı-kazık-zemin etkileşimi, deprem, vaka analizi*

## ABSTRACT

Deep foundations are structural systems that are preferred in cases where the loads transferred from the superstructures cannot be carried by the foundation soils and/or different settlements occur and are generally constructed by direct interaction with the superstructure. Earthquake design of deep foundations has an important place in current research in geotechnical engineering. The fact that our country is surrounded by fault lines and the Kahramanmaraş Earthquakes we experienced on February 6, 2023 once again emphasized the importance of constructing earthquake-resistant structures. The interaction of pavement-pile and soil mutually is called structure-pile-soil interaction. With the Turkish Building Earthquake Code (TBDY-2018) published in 2018, the interaction of deep foundations with the superstructure and ground has been highlighted in our country. In TBDY-2018, three methods, named Method I, Method II and Method III, were proposed to analyze the structure-pile-soil interaction. Within the scope of this paper, the structure-pile-soil interaction calculations (Method-III) of the piles under a reinforced structure in Istanbul according to TBDY-2018 are given. For Method-III analyses, first of all, site-specific soil behavior analyzes were performed and displacement demands were learned. For site-specific soil response analyses, parametric analyzes were applied using two earthquake sets. Then, the relative force-displacement relationship between the pile and the soil environment is applied with non-linear P-y springs. After the P-y springs were modeled, the pavement loads were applied to the piles and kinematic and inertial interaction analyzes were performed. These

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, T.C. Kartal Belediye Başkanlığı, mselahaddinakin@gmail.com (Sorumlu yazar)

analyzes were combined as given in TBDY-2018 and structure-pile-soil interaction analyzes were completed. As a result, it is thought that the case analysis examined in this paper will guide engineers and researchers in the projects made by using Method-III in the design of deep foundations..
***Keywords:*** *Structure-soil-pile interaction, earthquake, case study*

## 1. GİRİŞ

Günümüzde şehirlerin artık metropollere dönüşmesi, özellikle teknolojik gelişmeler ve iş olanaklarının şehir merkezlerinde yoğunlaşması ile yüksek binaların, sanayi ve liman yapılarının inşası hız kazanmış; bu yapıların projelendirilmesi için mühendislik yaklaşımları önem kazanmaya başlamıştır. Aynı zamanda nüfusun hızlı artışı inşa edilecek arazilerin yetersizliği sorununu da beraberinde getirmekte ve yapılması planlanan yapılar için uygun arazi seçimini zorlaştırmaktadır. Bu sebepler göz önünde bulundurulduğunda tasarlanan binaların, köprüler ve viyadüklerin, baraj gövdelerinin üstyapı yüklerinin inşa sahasında mevcut bulunan zemin profillerine taşıtılması gerekliliğini de beraberinde getirmiştir. Bir geoteknik mühendisliği problemi olarak karşılaşılan bu durum hem taşıma gücü problemlerinin çözümünü hem de oturma miktarı sınırlarının izin verilebilir limitlerde tutulmasını gerektirmektedir. Yapı yüklerinin taşınması ve zemin ortamına dağıtılmasında ilgili zemin ortamının taşıma gücünün yetersiz kalması, inşaat mühendisliği bilimini mevcut zeminin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesine ya da alternatif temel yöntemleri uygulanmasına yönlendirmektedir.

Günümüzde sıklıkla uygulanan yüzeysel temeller (mütemadi, radye) üstyapı yüklerinin artması ve zeminlerin geoteknik özelliklerinin yetersiz kalması nedeniyle derin temellerin kullanımını gitgide yaygınlaştırmakta ve/veya zorunlu hale getirmektedir. Derin temeller, genel olarak derinliği plan görünümündeki plan genişliğinin iki buçuk katından fazla olan temel türünü ifade etmek için kullanılır ve kazıklı temeller, kesonlar veya derin ayak temel türlerini kapsar. Bunların içinde en yaygın olarak kullanılanı kazıklı temellerdir (Birand, 2007).

Bu çalışma kapsamında özellikle 2018 yılında yayımlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği ile ülkemizde de kullanılmaya başlanan ve kazıkların deprem davranışlarının incelenmesini kapsayan yapı-kazık-zemin etkileşimi yöntemlerinden biri olan Yöntem III konusu irdelenmektedir. Çalışmada İstanbul ilinde bulunan mevcut bir yapı altında yer alan kazıkların deprem performansı değerlendirilecektir.

## 2. DOĞRUSAL OLMAYAN İTME İLE KAZIK-1 BOYUTLU ZEMİN ETKİLEŞİMİ

Yapı-zemin etkileşimi en genel şekilde, deprem etkisi altında zemin ortamı ve (eğer varsa kazıklar) ile üstyapının birlikte göz önüne alındığı yapı-zemin sisteminde, yapı ve zeminin birbirini karşılıklı olarak etkilemesi olarak tanımlanır. Ana kayadan tanımlanan ve zemin ortamı içerisinde yayılarak yapı tabanına ulaşan deprem dalgaları kısmen yapı temelinden zemin ortamına geri dönmekte, kısmen de üstyapıya geçerek onun titreşimine yol açmakta ve tekrar zemin ortamına dönmektedir. Yapı-kazık-zemin etkileşimi ise genel olarak iki alt başlık altında incelenebilir. Bunlar direkt (doğrudan) yöntem ve altsistem yöntemleridir (Aydınoğlu, 2012).

Direkt yöntemde; bina temeli, kazıklar ve zeminin bir arada modellenip analiz edildiği durumdur. Kuvvetli yer hareketi altında gerek üst yapıda gerekse zeminde meydana gelebilecek doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin "üstyapı-zemin ortak sistemi"nin zaman tanım alanında analizi ile doğrudan elde edilebilme olanağı teorik olarak mevcuttur. Ancak üstyapı ve alt yapı sistemlerinin birlikte modellenebilir olması teorik olarak her ne kadar mümkünse de çözümler karmaşık ve zordur. Altsistem yönteminde ise kazıklarla birlikte zemin ortamı ve üstyapı ayrı ayrı birer altsistem olarak modellenir. Bu modelleme pratikteki iş bölümüne de uygundur. Uygulama projelerinde zemin-kazık altsistemi ile üstyapı altsistemi, farklı uzmanlık alanlarındaki mühendislik grupları tarafından ayrı ayrı modellenir ve farklı bilgisayar yazılımları ile analiz edilir (Aydınoğlu, 2012).

TBDY-2018'e göre yapı-kazık-zemin etkileşimi üç başlık altında toplanmıştır. Bunlar Yöntem I, Yöntem II ve Yöntem III'tür. Bu çalışma kapsamında **doğrusal olmayan itme analizi ile kazık-1 boyutlu zemin etkileşimi** olarak da anılan Yöntem III uygulanarak bir vaka analizi gerçekleştirilmiştir. Yöntem III'te temel-kazık-zemin kinematik etkileşim hesabı, zaman tanım alanında kazık-1 boyutlu zemin etkileşim hesabı ile yapılan hesabın

basitleştirilmiş şekline karşılık gelmektedir. Kinematik etkileşim hesabı modeli aşağıdaki şekilde oluşturulmaktadır:

i. Kazıklar ilgili deprem yönünde çubuk elemanlar olarak modellenir.
ii. Zemin ortamı için herhangi bir modelleme yapılmaz. Kazıkların her birim metre için kazık düğüm noktasına kazık ile zemin arasındaki göreli kuvvet-yer değiştirme ilişkisi P-y yayları ile modellenir.
iii. Yapı temeli (varsa eğer bodrumlarla beraber) kütlesiz, sonsuz bir rijit eleman olarak modellenir.
iv. Tek boyutlu serbest zemin davranış analizlerinde göz önüne alınan deprem doğrultusunda taban kayasından yatay doğrultuda etkitilen depremlerden her biri için, zemin profili boyunca kazık düğüm noktaları hizalarında elde edilen toplam yer değiştirmelerin zamana göre maksimumları dikkate alınır.

Etkileşim analizleri sonucu her bir deprem doğrultusu için kullanılan sayıda depremin her deprem için ayrı ayrı yapılan analizlerin sonuçlarının en büyük mutlak değerlerinin ortalaması alınır. Eylemsizlik etkileşim hesabında ise yapının doğrusal hesap modelinde azaltılmış DD-2 deprem düzeyi ile yapılan analiz sonucunda, dikkate alınan kazıklara etkiyen düşey ve yatay etkiler hesaplanır. Bu yüklere bağlı olarak da iç kuvvetler hesaplanır.

## 3. VAKA ANALİZİ

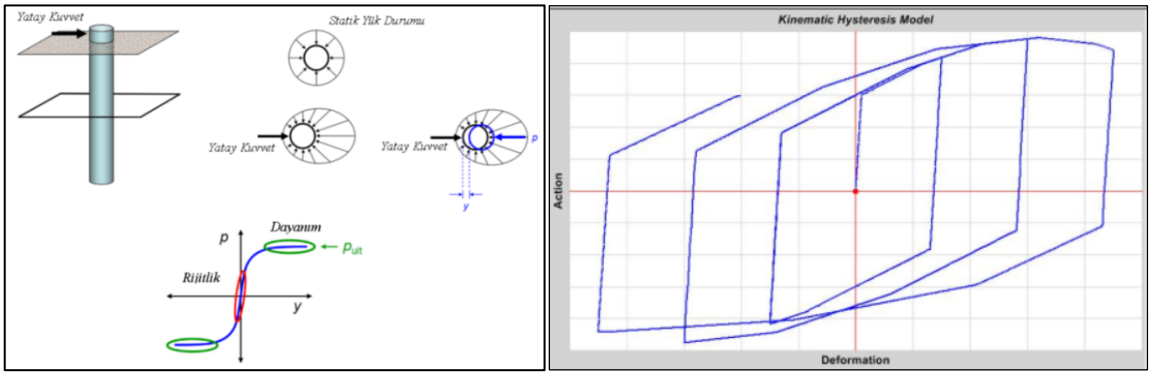
Bu çalışma kapsamında ele alınan vaka analizinde İstanbul ilinde bulunan mevcut bir işyeri binasının temelinin altındaki mevcut çapı Ø120 cm olan fore kazıkların etkileşim analizleri irdelenecektir. Yapı iki bodrum + zemin + yedi normal + çatı katı olmak üzere on bir kattan oluşmaktadır. İdealize zemin profilini Tablo 1'de verilmiş olup yapı temeli çok katı kil tabaksına oturmakta olup yeraltı suyu seviyesi yapı temeli hizasındadır.

Tablo 1. İdealize zemin profili

| Derinlik (m) | Zemin Tabakası |
|---|---|
| 1,00-4,00 | Bitkisel Toprak |
| 4,00-6,00 | Çok Katı Kil (CI-CH) |
| 6,00-50,00 | Sert Kil (CH) |

### 3.1. Zemin Yaylarının Belirlenmesi

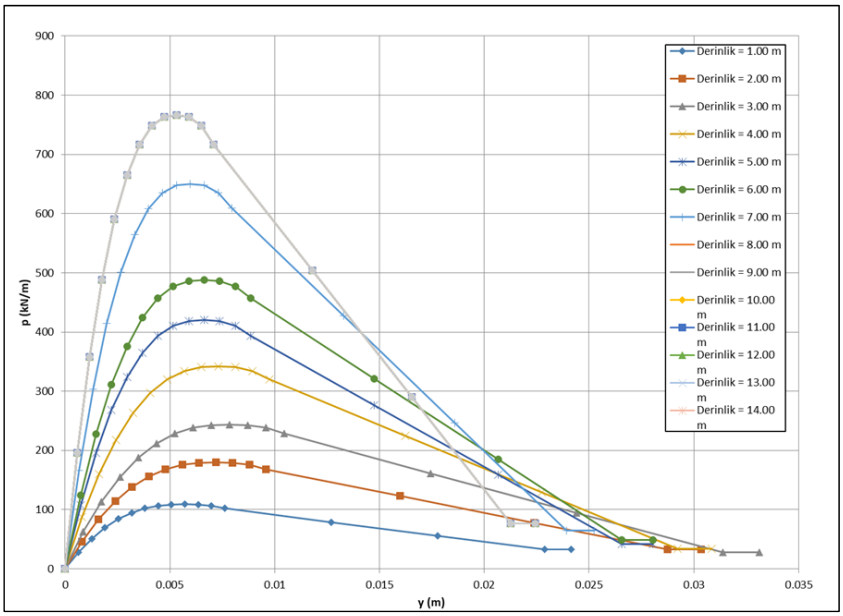
P-y yayları kazık ile zemin ortamı arasındaki göreli kuvvet-yer değiştirme ilişkisini modellemek için kullanılmaktadırlar (Şekil 2). Her bir kazık düğüm noktasında kazık ile zemin ortamı arsındaki ilişki sert killer için Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. tarafından önerilen çevrimsel yükleme koşulu ve su seviyesi altındaki katı killerin P-y eğrisi hesapları dikkate alınarak oluşturulmuştur.




Şekil 2. P-y eğrilerinin tanımlanması

Kazıklarda grup etkisinin yaklaşık olarak gözönüne alınması için TBDY-2018 Denk.(16C.1)'de verilen ampirik bağıntı ile hesaplanan azaltma katsayıları $\beta_G$, P-y yayları için tanımlanan kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinin kuvvet eksenine uygulanmaktadır (Denklem 1). Kazıklarda grup etkisinin de dikkate alındığı P-y yayları Şekil 3'te verilmiştir.

$$\beta_G = 0{,}2 * [(1 - \beta_{G1}) * s - (1 - 6 * \beta_{G1})] \quad (1)$$




Şekil 3. Kazıkların düğüm noktalarına etkitilen P-y eğrileri

### 3.2. Sahaya Özel Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Kazıkların Düğüm Noktalarına Etkitilen Deplasmanların Hesabı

TBDY-2018 Bölüm 2.4 ve Bölüm 2.5'te verilen kriterlere göre deprem kayıtları seçimi gerçekleştirilmiştir. Kayıtların seçimi gerçekleştirildikten sonra deprem yer hareketi kayıtları SeismoMatch2018 bilgisayar programı kullanılarak üretilmiştir. SeismoMatch yazılımı Al-Atik ve Abrahamson (2010) tarafından zaman tanım aralığı için önerilen yöntem kullanılarak geliştirilmiştir. Bu yöntemde spektrum uyumlu yer hareketinin elde edilmesi için sonlu süreli dalgacık (wavelet) eklenmesi veya çıkarılması ile hedef spektruma uyumlu deprem kayıtları üretilmektedir. Bu yaklaşımla elde edilen kayıtların hedef spektruma oldukça yakın ve uyumlu olduğu görülmektedir. Dalgacıkların oluşturulması için SeismoMatch yazılımında iki model kullanılmaktadır. Bu temsili iki dalgacık modellerinin birincisi "zamanda tersinirilmiş tek dereceli sistem darbe davranış ivmesi" ikincisi ise "filtrelenmiş kosinüs dalgası" yöntemidir. Uygulanan her iki dalgacık modeli sonucunda istenilen frekans içeriğinde en büyük ivme değerlerine göre faz içeriğinde önemli bir değişiklik olmadan yer hareketleri elde edilebilmektedir. Vaka örneği araştırmasında parametrik çalışma kapsamında ilk olarak iki adet deprem seti (11'er adet derem kaydı) PEER NGA West2 Veri Bankasından (PEER, 2013) yer hareketi kayıtları incelenerek istenilen özelliklerde dikkate alınarak seçilmiştir. Daha sonra seçilen kayıtlar SeismoMatch bilgisayar programı kullanılarak TBDY-2018'de belirtilen şartları sağlayan 2x11 adet yer hareketi kaydı belirlenmiştir. Kullanılan birinci set yer hareketlerinin listesi Tablo 2'de, ikinci set yer hareketlerinin listesi ise Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 2. Seçilen deprem kayıtları (birinci deprem seti)

| Deprem | Yıl | Deprem Büyüklüğü (Mw) | Fay Mekanizması | İstasyon Adı | Deprem Merkezine Uzaklık (km) | $Vs_{30}$ (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Kobe_Japan | 1995 | 6,90 | Strike Slip | Nishi-Akashi | 7,1 | 609 |
| Kocaeli_Turkey | 1999 | 6,93 | Strike Slip | Arcelik | 13,5 | 523 |
| Duzce_Turkey | 1999 | 7,51 | Strike Slip | Mudurnu | 34,3 | 535 |
| Manjil_Iran | 1990 | 6,69 | Strike Slip | Abbar | 12,6 | 724 |
| Hector Mine | 1999 | 6,90 | Strike Slip | Amboy | 43,1 | 383 |
| Hector Mine | 1999 | 7,51 | Strike Slip | Joshua | 31,1 | 379 |

| | | | | Tree | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Landers | 1992 | 7,37 | Strike Slip | Forest Falls Post Office | 45,3 | 436 |
| Landers | 1992 | 7,13 | Strike Slip | Morongo Valley Hall (GEO#58) | 40,7 | 368 |
| Darfield_Nwe Zealand | 2010 | 7,01 | Strike Slip | CSHS | 43,6 | 638 |
| Darfield_Nwe Zealand | 2010 | 6,90 | Strike Slip | OXZ | 30,6 | 482 |
| El Mayor-Cucapah_Mexico | 2010 | 6,90 | Strike Slip | Sam W, Stewart | 32,2 | 503 |

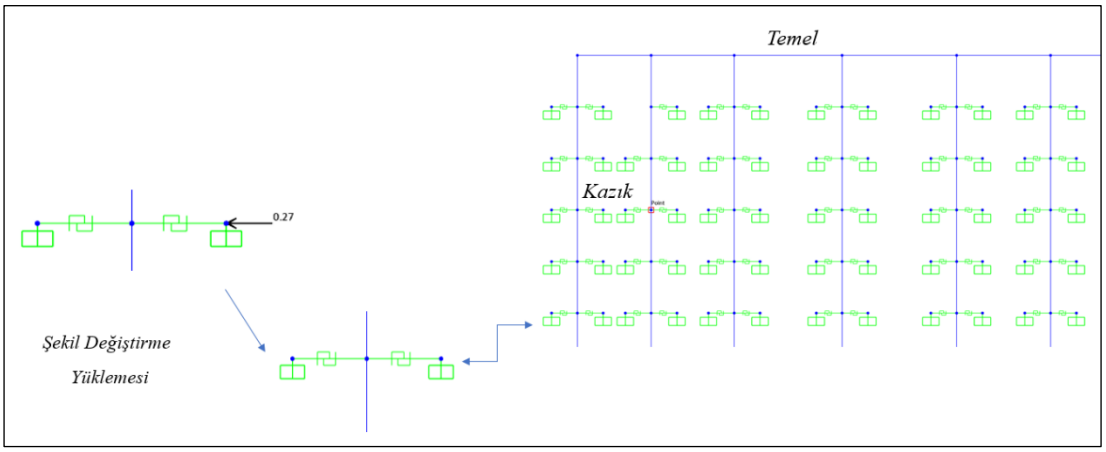
Tablo 3. Seçilen deprem kayıtları (ikinci deprem seti)

| Deprem | Yıl | Deprem Büyüklüğü (Mw) | Fay Mekanizması | İstasyon Adı | Deprem Merkezine Uzaklık (km) | $Vs_{30}$ (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Irpina_Italy-01 | 1980 | 6,9 | Normal | Bagnoli Irpino | 8,18 | 649,67 |
| Loma Prieta | 1989 | 6,93 | Reverse Oblique | Coyote Lake Dam - Southwest Abutment | 20,34 | 561,43 |
| Duzce_Turkey | 1999 | 7,14 | Strike Slip | IRIGM 487 | 2,65 | 690 |
| Northridge-01 | 1997 | 6,69 | Reverse | Pacoima Kagel Canyon | 7,26 | 508,08 |
| Kobe_Japan | 1995 | 6,9 | Strike Slip | Nishi-Akashi | 7,08 | 609 |
| Landers | 1992 | 7,28 | Strike Slip | Forest Falls Post | 46,3 | 436 |
| Manjil_Iran | 1990 | 7,37 | Strike Slip | Abbar | 12,55 | 723,95 |
| Hector Mine | 1999 | 7,13 | Strike Slip | Hector | 11,66 | 726 |
| Cape Mendocino | 1992 | 7,01 | Reverse | Bunker Hill FAA | 12,24 | 566,42 |
| Iwate_Japan | 2008 | 6,9 | Reverse | Minase Yuzawa | 21,25 | 655,45 |
| Iwate_Japan | 2008 | 6,9 | Reverse | Kurihara City | 12,85 | 512,26 |

Seçilen deprem kayıtları sonrası sahaya özel zemin davranış analizlerinin ve deprem etkisi altında zemin ortamında meydana gelecek deplasmanların hesaplanmasında DeepSoil v7.0.22 bilgisayar programı kullanılmıştır. DeepSoil programında modellenen zemin profillerinin zemin davranış analizleri için doğrusal olmayan analiz metodu kullanılmıştır. Zemin davranış analiz çözümleri ise zaman tanım alanında yapılmıştır. Tek boyutlu serbest zemin davranış analizlerinde gözönüne alınan deprem doğrultusunda taban kayasından yatay doğrultuda etkitilen depremlerden her biri için, zemin profili boyunca kazık düğüm noktaları hizalarında elde edilen toplam yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır.

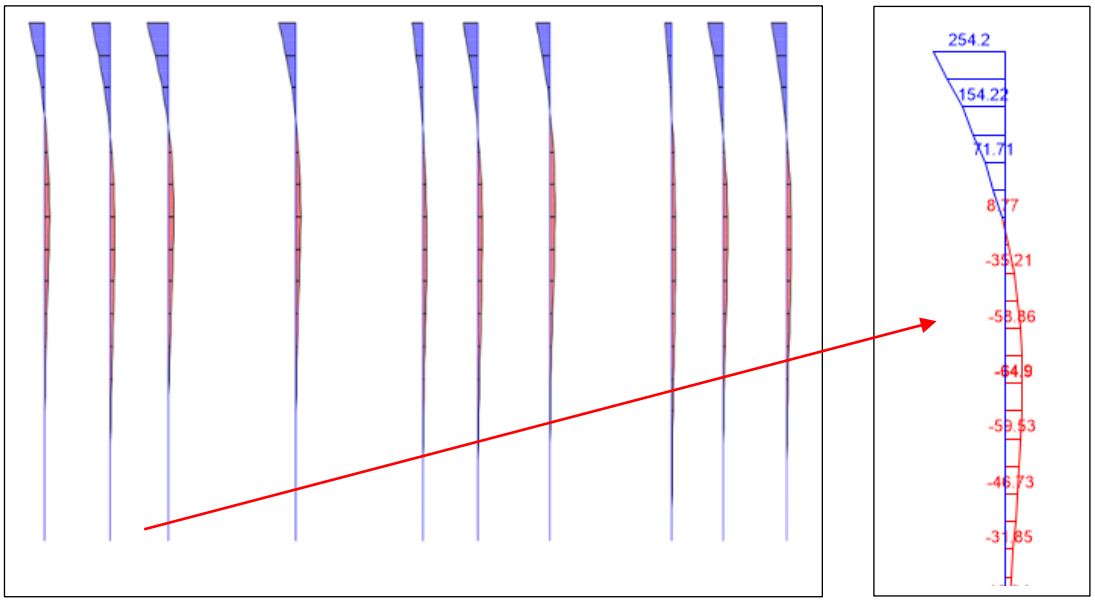
### 3.2. Analiz Sonuçları

Bölüm 2'de tanımlanan kinematik etkileşim adımları göz önünde bulundurularak yapının eylemsizlik özelliğinin dikkate alınmadığı temek-kazık-zemin sisteminin hesap modeli SAP2000 v21.0 sonlu elemanlar bilgisayar programı ile Şekil 4'teki gibi oluşturulmuştur.

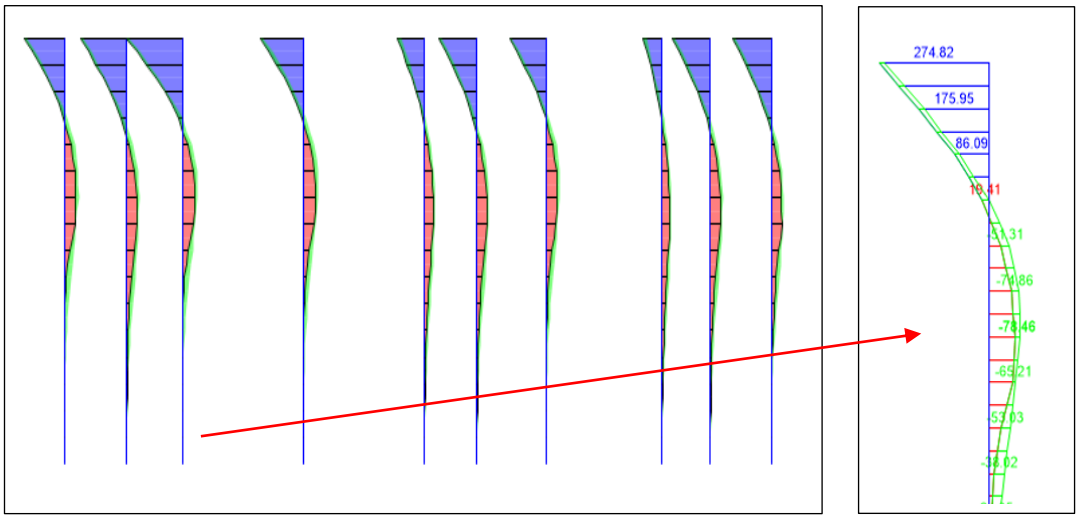



Şekil 4. Hesap modeli

DeepSoil yazılımı ile elde edilen yer değiştirmeler bir uçlarında kazık düğüm noktalarına bağlı olan doğrusal olmayan P-y yaylarının öteki uçlarına basınç yönünde statik olarak uygulanmıştır. Daha sonrasında ise kazıklardaki iç kuvvet talepleri, yapılan analizlerin her birinden elde edilen sonuçlarının en büyük mutlak değerinin ortalaması alınarak hesaplanmıştır. Eylemsizlik etkileşim hesabında ise yapının doğrusal hesap modelinde azaltılmış DD-2 deprem düzeyi ile yapılan analiz sonucunda, dikkate alınan kazıklara etkiyen düşey ve yatay etkiler hesaplanmıştır. Bu yüklere bağlı olarak da iç kuvvetler hesaplanmıştır. Eylemsizlik etkileşim hesabı sonucunda kazıklarda oluşan iç kuvvetler ile kinematik etkileşim hesabında oluşan iç kuvvetler birleştirilerek kazıkların tasarımı yapılmıştır. Birinci deprem seti kullanılarak gerçekleştirilen Yöntem III analizleri sonucu elde edilen moment grafiği ve kritik kazığa ait moment değerleri (kNm) Şekil 5'te, ikinci deprem seti kullanılarak gerçekleştirilen Yöntem III analizleri sonucu elde edilen moment grafiği ve kritik kazığa ait moment değerleri ise (kNm) Şekil 6'da verilmiştir.




Şekil 5. Yöntem III sonucu elde edilen moment grafiği ve değeri (birinci deprem seti için)




Şekil 6. Yöntem III sonucu elde edilen moment grafiği ve değeri (ikinci deprem seti için)

TBDY-2018 EK16C'ye göre yapılan analizler sonucunda Ø120cm çapındaki kazıkların moment kapasite oranı birinci deprem seti kullanılarak gerçekleştirilen analiz sonuçlarına göre 0.13, ikini deprem seti kullanılarak gerçekleştirilen analiz sonuçlarına göre ise 0.16 olarak hesap edilmiş ve Yöntem III analiz adımları tamamlanmıştır.

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) kapsamında tanımlanan yapı-kazık-zemin etkileşimi analizlerinden Yöntem III olarak adlandırılan "doğrusal olmayan itme kazık-1 boyutlu zemin" analizinin iki adet deprem yer hareketi seti kullanılarak bir vaka örneği gerçekleştirilmiştir.

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen analizler ile Ø120 cm çapındaki kazıkların birinci ve ikinci deprem seti ile gerçekleştirilen Yöntem III analizleri sonucunda kazık kapasite oranlarının düşük olduğu ve güvenli bir tasarım gerçekleştirildiği sonucuna varılmıştır.

Bu vaka analizinin Yöntem III'ün kullanımının parametrik bir süreçle sunulmuş olması, yapı-kazık-zemin etkileşimi analizlerinin Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği TBDY-2018 ile zorunlu hale getirilmesi ve hali hazırda konu ile ilgili az sayıda kaynak bulunması nedenleri ile inşaat mühendislerine yol gösterecek nitelikte olduğu düşünülmektedir.

## TEŞEKKÜR

*Yüksek lisans tez çalışmamda emeklerini ve desteklerini benden esirgemeyen yüksek lisans tez danışmanım, değerli hocam Doç. Dr. Utkan MUTMAN'a teşekkürlerimi her daim borç bilirim.*

## KAYNAKLAR

Akın, M.S. (2021), "Deprem Etkisi Altında Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi", Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Kocaeli.

Al-Atik L., Abrahamson N., Bommer J. J., Scherbaum F., Cotton F., Kuehn N. (2010), "The Ability of Ground-Motion Prediction Models and Its Components", Seismological Research Letters, 81, 5, 794-801.

Aydınoğlu, M. N. (2012), "Zayıf Zeminlerde Yapılan Binalarda Deprem Etkisi Altında Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi", İzmir TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası.

Birand, A. A. (2007), "Kazıklı Temeller (2)", Teknik Yayınevi.

Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1975), "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay," Proc. 7th Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2321, Houston, Texas, pp. 671-690.

Wolf, J. P, (1985), "Dynamic soil-structure interaction, Prentice-Hall, Englewood Cliffs," New Jersey.

# PLENTMİKS TEMEL TABAKASINDA KAZINMIŞ ASFALT KAPLAMA (RAP) KULLANIMININ LABORATUVAR DENEYLERİYLE İNCELENMESİ

# INVESTIGATION OF THE USE OF RECYCLED ASPHALT PAVEMENT (RAP) WITH PLANTMIX BASE LAYER BY LABORATORY EXPERIMENTS

**Yasin PEKYÜREK[1], Abdullah Yasin BÜYÜKASLAN[2], Alper TÜFEKÇİOĞLU[2], Furkan AKYOL[2], Hande Işık ÖZTÜRK[3], Emre AKINAY[4], Abdullah Tolga ÖZER[5]**

## ÖZET

Günümüzde kazınmış asfalt kaplamanın (RAP) sürdürülebilir bir çözüm olarak yol dolgularında temel ve alttemel malzemesi olarak kullanımı giderek artmaktadır. Bununla birlikte, barındırdığı bitümlü bağlayıcı sebebiyle ekonomik olarak değerli olan RAP'ın esnek üst yapı imalatlarında temel ve alttemel olarak tek başına kullanımı, hem istenilen fiziksel ve mekanik özellikler hem de ekonomik olarak mümkün değildir. Sonuç olarak geleneksel plentmiks temel (PMT) ile kullanımı gerekmektedir. Bu çalışmada Karayolları Teknik Şartnamesi'ne (KTŞ) uygun PMT ağırlıkça farklı oranlarda RAP ile karıştırılarak mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Bu kapsamda PMT, RAP ve üç farklı PMT + RAP karışımlarının elek analizleri, proktor deneyleri ve Kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneyleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar literatürde yer alan çalışmalar ile değerlendirilerek esnek yol üstyapılarında PMT + RAP karışımlarının kullanılabilirliği üzerine değerlendirmeler yapılmıştır.

***Anahtar Kelimeler:*** *kazınmış asfalt kaplama (RAP), kaliforniya taşıma oranı (CBR), plentmiks temel (PMT), proktor deneyi*

## ABSTRACT

The use of recycled asphalt pavement (RAP), which is a sustainable solution, as a base and sub-base material is increasing in roadway constructions. However, the use of RAP, which is economically valuable due to the bituminous binder, as a base and sub-base in flexible pavement construction is not economically feasible. In addition, the desired physical and mechanical properties of RAP cannot replace that of traditional base and subbase. As a result, it should be used together with the traditional plant mix base (PMT). In this study, engineering properties were quantified by mixing PMT which conforms with the General Directorate of Highways Technical Specification (KTS) with RAP using different RAP/PMT ratios by weight. Sieve analyses, proctor tests, and California bearing ratio (CBR) tests of PMT, RAP, and three different PMT + RAP mixtures were performed. The results were discussed with the literature and evaluations were made on the potential use of PMT + RAP mixtures in flexible road pavements.

***Keywords:*** *Recycled asphalt pavement (RAP), California bearing ratio (CBR), Plantmix base PMT, Proctor test*

[1]Araştırma Görevlisi, Gebze Teknik Üniversitesi, yasinpekyurek@gmail.com (Sorumlu Yazar)
[2]Yüksek Lisans Öğrencisi, Gebze Teknik Üniversitesi, a.buyukaslan2021@gtu.edu.tr, alpertufekcioglu19@gmail.com,
[3]Öğretim Üyesi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, ozturkha@metu.edu.tr
[4]Austrotherm Yalıtım Malzemeleri, emre.akinay@austrotherm.com.tr
[5]Öğretim Üyesi, Gebze Teknik Üniversitesi, tolgaozer@gtu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Son yıllarda doğal kaynakların korunması amacıyla ve ekonomiye katkısı dolayısıyla sürdürebilir çözüm odaklı uygulamalar hızla artmaktadır. Pek çok meslek grubunda görülmekte olan bu çözümler özellikle inşaat mühendisliğinde ve alt dallarında oldukça yaygındır (Gürer vd., 2004). Yol üstyapılarında sürdürülebilir çözümlere sıklıkla rastlandığı gibi yol dolgularında da bu tür uygulamaların artışı göze çarpmaktadır (Seferoğlu vd., 2020; Kır ve Kır, 2022; Mariyappan vd., 2023). Asfalt beton kaplamaları, genellikle 30 yıllık sınırlı bir süre dayanacak şekilde tasarlanıp inşa edilmektedir. Kullanım ömrünü tamamlamış asfalt kaplamaların kazınarak dolgu alanlarına kontrolsüz bir şekilde depolanmasının hem olumsuz çevresel etkiye sahiptir hem de ekonomik değeri olan malzemenin kaybına sebep olmaktadır. Ayrıca dünya genelinde taş, agrega vb. doğal kaynakların da azaldığı bilinmekte ve üretimi yüksek gaz emisyonu salınmasına sebep olmaktadır. Aynı zamanda da ham maddelerin üretim maliyetlerinde artışa sebep olmaktadır (Ryloka-Polak vd., 2022). Ülkemiz gibi petrol kaynakları sınırlı ülkeler, bitümlü bağlayıcıların üretiminde dışa bağımlıdır. Bu nedenle yeni üretilecek karışımlarda, kazınmış asfalt kaplamanın (RAP) kullanımı ekonomik ve teknik açıdan büyük önem arz etmektedir (Güngör vd., 2008). Karayolları Teknik Şartnamesi (KTŞ, 2013), yeniden yapılacak bitümlü sıcak karışım (BSK) imalatında RAP kullanımını ağırlıkça %25 ile sınırlandırmaktadır. Daha yüksek oranda kullanıma dair birçok başarılı akademik çalışma ve saha uygulaması olsa da çoğunlukla %10-20 oranında RAP kullanıldığı bilinmektedir (Zaumanis ve Mallick, 2015). Fakat KTŞ'de RAP malzemesinin alttemel ve temelde kullanılması ile ilgili herhangi bir kriter mevcut değildir. Virginia DOT tarafından 2014 yılında, kazınmış asfalt kaplamaların temel ve alttemel malzemesi olarak kullanabilmesi için bir fizibilite raporu hazırlanmıştır (Hoppe vd., 2015). Hiçbir kimyasal stabilizatöre ihtiyaç duyulmadan RAP'ın alttemel ve temelde kullanılmasının çevresel problem doğurmadığı ortaya konmuştur. Colorado DOT da spesifik gradasyon limitleri içinde kalan ve dayanımı olan RAP'ın granüler malzeme olarak temelde kullanılabilirliğini raporlamıştır (Locander, 2009). Mariyappan vd.'nin (2023) hazırladığı literatür taramasında, alttemel ve temel katmanlarında kullanılan RAP malzemesinin doğal agrega gibi eklenebildiği veya çimento ve uçucu kül gibi katkı maddeleri ile karıştırılarak kullanılabildiği veya geocell ile sınırlandırılarak kullanılabildiği raporlanmıştır. Bu kullanımlarda tabakanın dinamik yükler altında tekerlek izinde oturma veya yorulma çatlağına dayanımının arttığı görülmüştür.

Literatürde RAP malzemesinin alttemel ve temel katmanlarında kullanımıyla ilgili pek çok deneysel ve uygulama çalışması mevcuttur. Bu çalışma kapsamında ve literatür taramasında herhangi bir katkı maddesi kullanılmadan RAP'ın granüler malzeme gibi kullanımına odaklanılmıştır. Mariyappan vd. (2023) RAP'ın esnek üst yapı uygulamalarında kullanımını hem sürdürülebilirlik açısından hem de mühendislik parametreleri açısından değerlendirebilmek amacıyla bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Sözü edilen çalışmada RAP'ın temel ve alttemel tabakasında kullanımı da inceleme konusu olmuştur. Gerçekleştirdikleri deneyler sonucunda RAP malzemesinin temel ve alttemel tabakası içerisinde yüzdesel olarak artmasının karışımların Kaliforniya taşıma oranı (CBR) gibi bazı parametrelerinde düşüşe yol açtığını, RAP kullanımının %15 ile sınırlandırılması gerektiğini belirtmiştir. McGarrah 2007 yılında yapmış olduğu çalışmasında Amerika Birleşik Devletleri'nde yıllık olarak çok yüksek miktarlarda kazınmış asfalt malzemesi oluştuğunu, bu malzemenin sıcak asfalt karışımlarda kullanımının %20 ile sınırlandırıldığını ve geriye kalan malzemenin katı atık sahalarına boşaltıldığını belirtmiştir. Bu sebeple RAP'ın sıcak karışımlarda olduğu gibi temel ve alttemel tabakalarında da kullanımının araştırıldığını ve kendi çalışmasının bu amaca yönelik olduğunu ifade etmiştir. Farklı yerlerden kazınan RAP malzemelerinin birbirlerinden çok farklı fiziksel ve mekanik özelliklere sahip olabileceğini ve her malzemenin kendi içerisinde deneylere tabi tutulması gerektiğini vurgulamıştır. ABD'nin çeşitli bölgelerinde yaptığı çalışmalar neticesinde RAP'ın yüzdesel artışının karışımların genel mühendislik özelliklerinde ve özellikle CBR değerindeki düşüş nedeniyle RAP yüzdesinin %25 ile sınırlandırılmasını önermiştir. Maher (1997) RAP'ın temel ve alttemel uygulamalarındaki fizibilitesini değerlendirmek amacıyla bir dizi laboratuvar deneyleri gerçekleştirmiştir. Bu deneylerde RAP ile kullanılacak granüler malzemenin etüvde kurutulduğunu ancak RAP'ın içerdiği bağlayıcının etüvde kurutulduğunda yumuşayarak agrega ve tavaya yapıştığını; bu sebeple 24 saat boyunca açık havada kurutulmasını, ardından da kısa aralıklarla ısıtılmasını önermiştir. 2005 yılında daha gerçekleştirilen kapsamlı laboratuvar deneylerinin sonucunda bir rapor yayınlamıştır (Maher ve Bennert, 2005). Bu çalışmada RAP içeriğinin karışımın mühendislik özelliklerine etkisi araştırılmıştır. RAP yüzdesi arttıkça karışımın permeabilitesinin düştüğünü ve RAP içeriğinin %0'dan %25'e arttırıldığında CBR değerinde %75'e yakın düşüş gözlemlendiğini belirtmiştir. Mousa vd. (2021) yukarıdaki çalışmaların bir benzerini Mısır'da gerçekleştirmiştir. Değerlendirmeleri sonucunda RAP'ın hem temel hem de alttemel tabakası için elverişli bir malzeme olduğunu ve %60'a kadar RAP'ın alttemel olarak kullanılabileceği, temel için

de %20 oranı ile sınırlandırılması gerektiğini ortaya koymuştur. Literatürde görüldüğü üzere RAP kullanımının genellikle %25 oranı ile sınırlandırılması önerilmektedir.

Bu çalışma kapsamında, KTŞ plentmiks temel (PMT) tabakası gradasyon limitleri içinde kalarak, granüler malzeme olarak muhtelif miktarlarda RAP kullanımı araştırılmıştır. Literatürde önerilen sınırın biraz üzeri %30 ve önerilen limit aralığında %20 ve %10 oranında RAP ihtiva eden karışımlar üretilerek, fiziksel ve performans deneyleri ile temel tabakasında kullanılabilirliği değerlendirilmiştir.

## 2. YÖNTEM

### 2.1. Malzemeler

Çalışmada kullanılan PMT malzemesi İstanbul Arnavutköy'deki ariyet ocağından temin edilmiştir (Şekil 1a). RAP malzemesi de İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından muhtelif yollardan kazınmış malzemeden temin edilmiştir (Şekil 1b). Her iki malzeme de laboratuvar etüvünde kurutulmuştur. PMT 105 °C'de, RAP ise içerdiği bağlayıcının yumuşayıp agrega ve tavaya yapışmasının önlenmesi amacıyla 75 °C'de kurutulup 2 saat oda sıcaklığında soğumaya bırakıldıktan sonra fiziksel özellikleri belirlenmiştir. Ağırlıkça %90 PMT - %10 RAP, %80 PMT - %20 RAP ve %70 PMT - %30 RAP ihtiva eden karışımlar laboratuvar ortamında kürekle karıştırılarak homojenize edilerek hazırlanmıştır. Deneyler için numuneler hazırlanan karışımlardan ASTM C 33'e uygun olarak çeyrekleme tekniği ile alınmıştır.



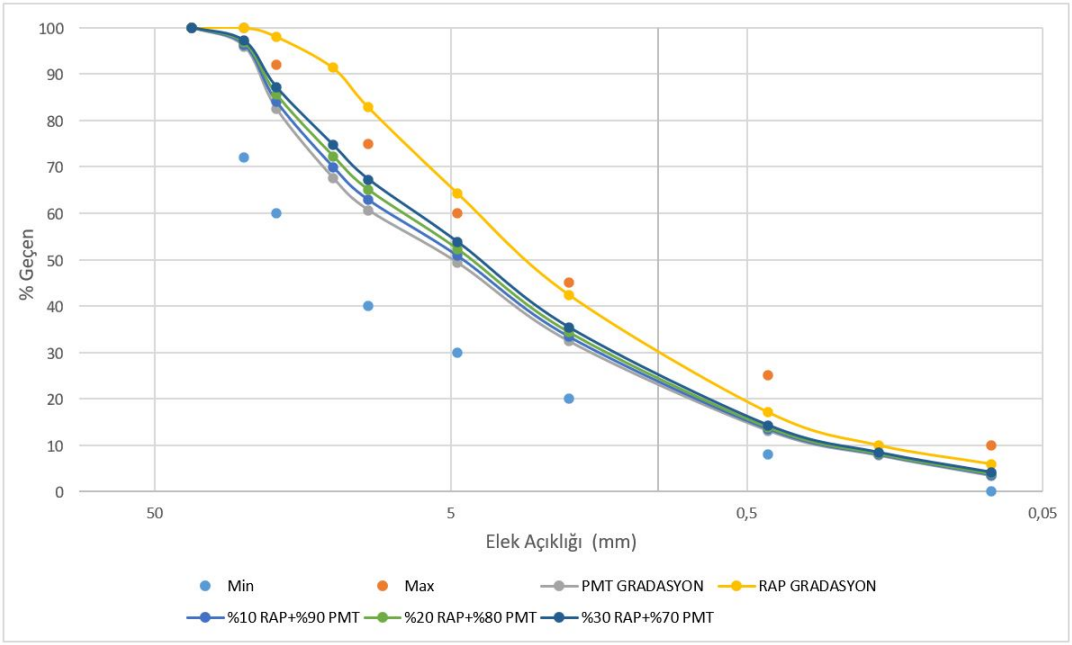

Şekil 1. (a) Plentmiks Temel Malzemesi, (b) Kazınmış Asfalt Malzemesi

### 2.2. Laboratuvar Deneyleri

PMT, RAP ve üç farklı karışımın fiziksel ve performans özelliklerinin tespit edilmesi amacıyla elek analizi, özgül ağırlık, proktor ve kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneyleri gerçekleştirilmiştir. ASTM C136'ya uygun olarak PMT, RAP ve üç ayrı karışım malzemesi için elek analizleri yapılmıştır. RAP malzemesi elek analizinden geçirilmeden önce ASTM D6307'ye uygun olarak yakma yöntemi ile bitümlü bağlayıcı ihitivası belirlenmiştir. PMT malzemesine RAP malzemesinin farklı oranlarda katılmasının özgül ağırlığa etkisini saptayabilmek adına PMT, RAP ve üç ayrı karışıma ASTM D2041'e uygun olarak test edilmiştir. Malzemelerin ve karışımların optimum su muhtevalarının ve maksimum birim hacim ağırlıklarının hesaplanması amacıyla ASTM D1557'ye uygun olarak modifiye proktor deneyleri gerçekleştirilmiştir. Nispi taşıma değerlerini tespit etmek amacıyla optimum su muhtevaları baz alınarak sıkıştırılan PMT, RAP ve karışım malzemelerine ASTM D1883'e uygun olarak kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneyi uygulanmıştır. Laboratuvar deneylerinin sonuçları değerlendirme kısmında sunularak, mevcut literatür ile kıyaslanmıştır.

## 3. DEĞERLENDİRME

Yapılan elek analizleri sonucunda PMT ve karışım malzemelerinin KTŞ'ye (2013) uygun dane çapı dağılımına sahip olduğu, RAP malzemesinin dane çapı dağılımının ise bazı bölgelerde maksimum şartlarını sağlamadığı gözlemlenmiştir (Şekil 2). Ağırlıkça %4,65 oranında bitümlü bağlayıcı ihtiva eden RAP malzemesinin kazındıktan sonra iyi derecelendirilemediği görülmüştür. Çalışmanın laboratuvar ortamında saha şartlarını yansıtması için RAP malzemesi tekrar kırılmayarak, temin edildiği gibi kullanılmıştır. Bundan hareketle RAP malzemesinin tek başına esnek üst yapılarında temel ve alttemel olarak kullanımının sakıncalı olduğu, ancak belirli yüzdelerdeki karışımlarla PMT ile kullanımının uygun olacağı söylenebilir.




Şekil 2. Elek Analizi Deneyi Sonucunda Elde Edilen Dane Çapı Dağılımı Eğrisi

Mousa vd.,2021'nin Mısır özelinde yaptığı çalışmalarda da bu eğriye benzer eğrilerin elde edildiği gözlemlenmiştir. Buna göre karışımdaki RAP oranının artmasıyla KTŞ'nin granülometrik sınırlarına yaklaşıldığı, daha az miktarlarda kullanıldığı zaman ise istenilen aralığın sağlandığı görülmüştür. Bu açıdan her üç karışım da arzu edilen değer aralıklarında kalmış ve temel-alttemel malzemesi olarak kullanımının gradasyon açısından uygun olduğu görülmüştür. Tablo 1'de %100 PMT, %100 RAP ve PMT-RAP karışımlarına ait dane özellikleri sunulmuştur.

Tablo 1. Dane, Sıkışabilirlik ve Mukavemet Özellikleri

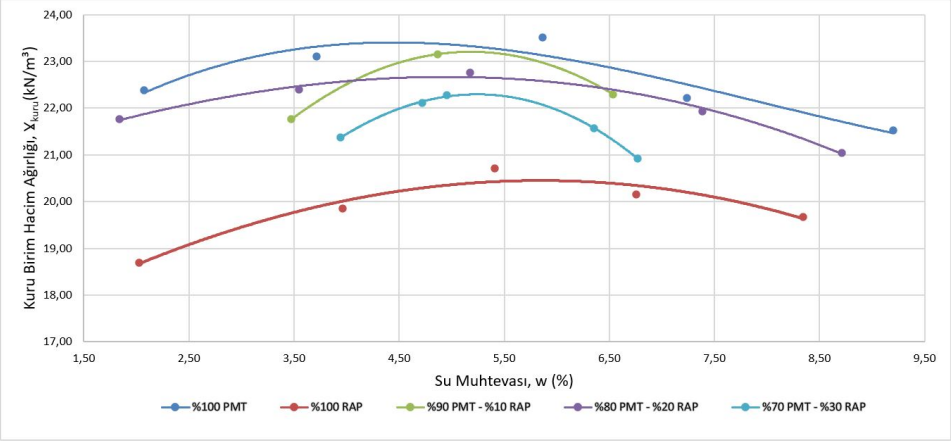
| PMT (%) | RAP (%) | Maks. Dane Çapı ($D_{max}$) (mm) | $D_{50}$ (mm) | Üniformluk Katsayısı, $C_u$ | Derecelenme Katsayısı, $C_c$ | Modifiye P. $\gamma_{kuru,max}$ (kN/m³) | Modifiye P. $w_{opt}$ (%) | CBR (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 100 | 0 | 37,5 | 4,80 | 30,16 | 1,21 | 23,40 | 4,60 | 122 |
| 0 | 100 | 25,0 | 3,50 | 25,00 | 1,24 | 20,70 | 5,50 | 24 |
| 90 | 10 | 37,5 | 4,75 | 29,84 | 1,15 | 23,20 | 5,15 | 69 |
| 80 | 20 | 37,5 | 4,85 | 29,52 | 1,11 | 22,58 | 5,20 | 66 |
| 70 | 30 | 37,5 | 4,90 | 28,75 | 1,04 | 22,27 | 5,35 | 48 |

PMT, RAP ve üç farklı PMT-RAP karışımının Tablo 2'de özgül ağırlık değerleri sunulmuştur. Beklenildiği üzere RAP'ın karışım içinde ağırlıkça yüzdesi arttıkça özgül ağırlık değerlerinde azalma olmuştur. Bunun nedeni de bitümlü bağlayıcının özgül ağırlığının yaklaşık 1,00 olmasıdır.

Tablo 2. Piknometre Deney Sonuçları

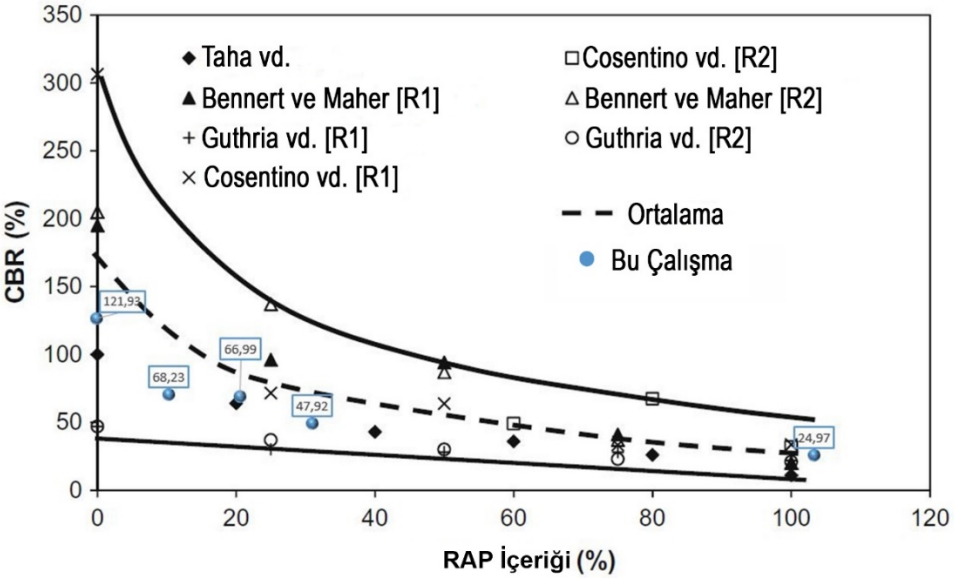
| | PMT | RAP | %90 PMT - %10 RAP | %80 PMT - %20 RAP | %70 PMT - %30 RAP |
|---|---|---|---|---|---|
| Özgül Ağırlık, Gs | 2,665 | 2,562 | 2,655 | 2,645 | 2,634 |

Modifiye proktor kompaksiyon eğrileri Şekil 3'te ve deney sonuçları Tablo 1'de özetlenmiştir. %100 PMT içeriğinin bulunduğu deneyde kuru birim hacim ağırlığı 23,40 kN/m³ olarak saptanmıştır. %100 RAP içeriğinin bulunduğu deneylerde ise bu değer 20,70 kN/m³ olarak belirlenmiştir. RAP yüzdesinin artırılması modifiye proktor deneylerinde kuru birim hacim ağırlığında azalmaya sebep olmuştur. Optimum su muhtevası değeri %100 PMT için %4,6 olarak belirlenmiştir. RAP yüzdesinin artması bu değeri %5-5,5 aralığına yükseltmiştir. PMT malzemesinin düşük yüzdelerde RAP ile kullanmanın maksimum kuru birim hacim ağırlığında büyük değişikliklere sebep olmadığı görülmüştür (Tablo 1).




Şekil 3. Modifiye Proktor Deneyi Kompaksiyon Eğrileri

CBR deneyi sonuçları Tablo 1'de özetlenmiştir. %100 PMT için CBR değeri KTŞ'nin PMT Tip-I tabakası için belirlediği minimum KTŞ değer olan 120'den yüksek olarak 122 olarak saptanmıştır. KTŞ'nin alttemel tabakası için CBR'nin minimum değerini 50 olarak belirtmiştir. Deney sonuçlarında %10 ve %20 RAP içerikli karışımların sırasıyla 69 ve 66'lık CBR değerlerine sahip olduğu ve istenilen şartı sağladıkları, %30 RAP içeriğine sahip karışımın ise bu şartı sağlamadığı gözlemlenmiştir (Tablo 1).




Şekil 4. RAP içeriğinin CBR değerine etkisi (Thakur ve Han, 2015)

Şekil 4'te RAP içeriğinin CBR değerine etkisi araştıran bazı sonuçlar gösterilmiştir. Bu çalışmadaki sonuçlar literatürdeki sonuçlarla karşılaştırıldığında benzer trendler elde edildiği görülmüştür. Bütün çalışmalarda RAP yüzdesinin artmasının CBR değerini belirgin oranda düşürdüğü gözlemlenmiştir. Bundan hareketle RAP malzemesinin PMT ile kullanımının sürdürülebilirlik açısından önemli bir çözüm olmasıyla birlikte bazı mühendislik özelliklerini olumsuz etkilediği göz önünde bulundurulması gerektiği söylenebilir.

## 4. SONUÇLAR

Sonuç olarak literatürdeki çalışmalarda da gözlemlendiği üzere RAP malzemesinin esnek üst yapı dolgularında gerekli fiziksel ve mekaniksel gereksinimleri sağlayamadığı için temel ve alttemel olarak tek başına kullanılamayacağı ancak hem sürdürülebilir hem de ekonomik bir çözüm olması açısından PMT gibi bazı malzemeler ile belirli oranlarda kullanılabileceği söylenebilir. KTŞ'nin belirttiği minimum şartların sağlanması amacıyla ve literatürdeki çalışmalar ile beraber değerlendirilmesiyle temel ve alttemel tabakalarında RAP içeriğinin %25 ile sınırlandırılması önerilebilir. Son olarak altı çizilmesi gereken bir noktada bitümlü bağlayıcılar

arasındaki gradasyon farklılıkları nedeniyle RAP'ın tutarsız bir malzeme olmasıdır ve performans üzerinde olumlu veya olumsuz etkileri olabilir. RAP kullanımının yaygınlaştırılarak daha ekonomik ve sürdürülebilir etki yaratılabilmesi için ülkemizde daha detaylı çalışmalar yapılmalıdır.

## KAYNAKLAR


Bennert, T., Maher, A., (2005), The Development of a Performance Specification For Granular Base and Subbase Material, Report, New Jersey Department of Transportation.

Bennert, T., Papp, W.J. Jr., Maher, A., Gucunski, N, (2000), Utilization of Construction And Demolition Debris Under Traffic-Type Loading in Base And Subbase Applications. Transportation Research Record.

Cosentino, P.J., Kalajian, E.H., Bleakley, A.M., Diouf, B.S., Misilo, T.J., Petersen, A.J., Sajjadi, A.M, (2012), Improving The Properties of Reclaimed Asphalt Pavement For Roadway Base Applications, Final report, Florida Institute of Technology, Civil Engineering Department.

Cosentino, P.J., Kalajian, E.H., Shieh, C.S., Mathurin, W.J.K., Gomez, F.A., Cleary, E.D., Treeratrakoon, A, (2003) Developing Specifications For Using Recycled Asphalt Pavement as Base, Subbase or General Fill Materials, Phase II, Final report, Florida Institute of Technology, Civil Engineering Department, 2003.

Guthrie, W.S., Cooley, D., Eggett, D.L., (2007), Effects Of Reclaimed Asphalt Pavement On Mechanical Properties of Base Materials, Transportation Research Record, No. 2005, p. 44–52.

Güngör, A.G., Orhan, F., Kaşak, S. ve Dost, Y., (2008), "Kazılmış Asfalt Kaplamaların Yeniden Kullanımı", Karayolu 1. Ulusal Kongresi, Ankara.

Gürer, C., Akbulut, H., Kurklu, G., (2004), "İnşaat Endüstrisinde Geri Dönüşüm ve Bir Hammadde Kaynağı Olarak Farklı Yapı Malzemelerinin Yeniden Değerlendirilmesi", 5. Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu, İzmir.

Hoppe, E. J., Lane, D.S., Fitch, G.M., Shetty, S. (2015), Feasibility of reclaimed asphalt pavement (rap) use as road base and subbase material. Virginia Centre for Transportation Innovation and Research, Final Report VCTIR 15-R692015), USA.

Karayolları Genel Müdürlüğü (2013), "Karayolu Teknik Şartnamesi", Ankara.

Kır, D., Kır, Y., "Geri Dönüştürülmüş Asfalt Kaplama Malzemesinin Betonda Kullanımı Üzerine Bir Araştırma", Sürdürülebilir Mühendislik Uygulamaları ve Teknolojik Gelişmeler Dergisi, 5(1):81-91.

Locander, R. R. (2009), "Analysis of using reclaimed asphalt pavement (RAP) as a base course material (No. CDOT-2009-5)", Colorado Department of Transportation, DTD Applied Research and Innovation Branch.

Mousa, E., El-Badawy, S., Azam, A., (2021) "Evaluation of reclaimed asphalt pavement as base/subbase material in Egypt", Transportation Geotechnics Journal, 26.

Maher, M.H., Gucunski, N., Papp Jr., W.J., (1997), "Recycled Asphalt Pavement As A Base And Sub-Base Material", Testing Soil Mixed with Waste or Recycled Materials, ASTM STP 1275, Mark A. Wasemiller, Keith B. Hoddinott, Eds., American Society for Testing and Materials.

Maher, A., Bennert, T. (2005), "The Development of a Performance Specification for Granular Base and Subbase Material", Center for Advanced Infrastructure & Transportation (CAIT) Rutgers, The State University Piscataway

Mariyappan, R., Palammal, J. S., & Balu, S. (2023), "Sustainable use of reclaimed asphalt pavement (RAP) in pavement applications—a review", Environmental Science and Pollution Research, 30(16), 45587-45606.

McGarrah, E. J., (2007), "Evaluation of Current Practices of Reclaimed Asphalt Pavement/Virgin Aggregate as Base Course Material", University of Washington, Seattle

Ryłko-Polak, I., Komala, W., Białowiec, A. (2022), "The Reuse of Biomass and Industrial Waste in Biocomposite Construction Materials for Decreasing Natural Resource Use and Mitigating the Environmental Impact of the Construction Industry: A Review", Materials, 15(12), 4078.

Seferoğlu A. G., Seferoğlu M. T., Akpınar M. V., Çelik M., (2020) "Plent-miks temel tabakası yapımında kazınmış asfalt kaplama (RAP) malzemesi kullanımı ve ekonomik analizi", Politeknik Dergisi, 23(4): 1327-1338.

Taha, R., Ali, G., Basma, A., Al-Turk, O, (1999), Evaluation of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate in Road Bases And Subbase. Transportation Research Record, No. 1652, pp. 264–269.

Thakur, J.K., Han, J., (2015), "Recent Development of Recycled Asphalt Pavement (RAP) Bases Treated for Roadway Applications", Transportation Infrastructure Geotechnology Journal, 2:68–86.

Zaumanis, M., & Mallick, R. B. (2015). Review of very high-content reclaimed asphalt use in plant-produced pavements: state of the art. International Journal of Pavement Engineering, 16(1), 39-55.

# KOLLOİDAL SİLİKA ENJEKSİYONUNUN SIVILAŞAN ZEMİNLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ ÜZERİNE BİR İNCELEME

# A REVIEW OF THE EFFECT OF COLLOIDAL SILICA GROUTING ON THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF LIQUEFIABLE SOILS

**Nazife ERARSLAN**[1]

## ÖZET

Ülkemizde 1999 Kocaeli Depremi ve 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde sıvılaşmaya bağlı olarak can kaybına neden olan çoğunlukla ekonomik kayıplar meydana gelmiştir. Kolloidal silika (CS), ülkemizde en sık kullanılan enjeksiyon malzemesi olan çimento şerbetine alternatif olabilecek bir malzemedir. Bu inceleme, mevcut yayınlanmış çalışmaların eleştirel bir değerlendirmesi değil, daha ziyade literatürde yayınlanmış çalışmalarda CS ile ilgili araştırma eğilimlerinin bir yansımasıdır ve bazı parametreler diğerlerinden daha derinlemesine sunulmuştur. Literatürde CS ile zeminlerin taşıma gücünün arttığı, zeminlerin G/Gmax kayma modülü değerleri ve döngüsel dayanım gibi dinamik davranış parametrelerinin arttığı tespit edilmiştir. CS enjeksiyonlu zeminlerin dinamik davranışı ve dayanım parametreleri, literatürde laboratuvar çalışmalarıyla kapsamlı bir şekilde çalışılmış olmasına rağmen, fiziksel ve saha araştırmaları ile ilgili çalışmalar hala sınırlıdır. Literatürdeki elde edilen sonuçlarda CS enjeksiyonun sıvılaşabilen zeminlerde sıvılaşma direncini arttırdığı açıkça gösterilmiştir. Özellikle, CS enjeksiyonlu zeminin kayma modülü ve döngüsel dayanımı, enjeksiyonsuz zemin numunelerinden daha yüksek olduğu bulunmuştur; ancak, zeminlerde sönüm oranının CS enjeksiyonlu zeminden ne kadar etkilendiği konusunda literatürde hala birbiriyle çelişen bazı uyumsuz sonuçlar vardır. CS enjeksiyonlu zeminin sıvılaşmayı azaltmak için zemin iyileştirme mekanizmasının boşlukları doldurup doldurmadığı veya zemin taneleri ile boşluk suyu arasındaki kohezyon/adezyon kuvvetlerini arttırdığı henüz tam olarak açıklığa kavuşturulmamıştır. Sonuç olarak, konuyla ilgili mevcut araştırmalara göre CS grout ile stabilize edilen zeminin davranışının çok karmaşık olduğu açıktır. CS enjeksiyonunda şu hususlar daha fazla araştırılmalıdır: CS enjeksiyonunun zemin sıkıştırılabilirliği üzerindeki etkileri; CS harcının sönüm oranına etkisi; Harcın zemin içinde çökme davranışı; Stabilize zeminin davranışını tanımlamak için analitik modellerin geliştirilmesi.

***Anahtar Kelimeler:*** *Kolloidal silika (CS), zemin sıvılaşma, zemin enjeksiyonları*

## ABSTRACT

In the 1999 Kocaeli Earthquake and February 6, 2023, Kahramanmaraş Earthquakes in our country, damages due to liquefaction, which caused partial life, mostly economic losses, occurred. Colloidal silica (CS) is a material that can be an alternative to cement grout, which is the most frequently used injection material in our country. This review is not a critical evaluation of existing published studies but rather a reflection of trends in studies published in the literature with some themes explored in greater depth than others. It was determined in the literature that the bearing capacity of the soils increased with CS, and the dynamic behavior parameters of the soils, such as G/Gmax shear modulus values and cyclic strength, were found to increase. Although the dynamic behavior and strength parameters of CS-injected soils have been extensively studied in the literature experimentally, investigations on physical and in situ models are still limited. CS injection obviously increases the liquefaction resistance of liquefiable soil. Especially, the shear modulus and cyclic strength of CS-grouted soil are found to be greater than those of the plain soil specimens; however, there is

[1] Assoc.Prof.Dr. İzmir Demokrasi University, e-mail: nazife.dogan@idu.edu.tr

still some disagreement about how much the damping rate is affected by CS-grouting. It has not been fully clarified yet the soil improvement mechanism of CS grouted soil to mitigate liquefaction whether filling the voids or increasing the cohesion/adhesion forces between the soil grains and pore water. In conclusion, from the current state of knowledge on the subject, it is clear that the behavior of soil treated with CS grout is very complex. The following aspects in CS grouting should be investigated further: The effects of CS grout on soil compressibility; The effects of CS grout on damping ratio; The sinking behaviour in the grout delivery process; The development of adequate constitutive laws to describe the behavior of the stabilized soil.
***Keywords:*** *Colloidal silica (CS), soil liquefaction, soil injections*

## 1. INTRODUCTION

Soil liquefaction occurs when the excessive pore water pressure becomes equal to the effective stress of the soil, acting as a viscous/flowable material instead of a solid during earthquakes and any shocks that occur at regular intervals in water-saturated, mostly sandy and silty soils and non-cohesive soils. During the 2023 Kahramanmaraş earthquake, soil liquefaction was observed, especially in Hatay and Adıyaman Gölbaşı (Figure 1) as well as during the Gölcük-Kocaeli 1999 earthquake. Soil liquefaction causes significant destructive effects on the ground surface and structures. In general, soil liquefaction can be defined as the sudden decrease in the shear strength of the soil due to excessive pore water pressure generation in the soil during a dynamic load. According to Terzaghi (1925), liquefaction can occur when the weight of the solid particles forming the soil is transferred to the surrounding water during the subsidence of the saturated soil. As a result of this event, the hydrostatic pressure rises at any depth of the ground, and its size approaches the unit weight of the soil submerged in water".

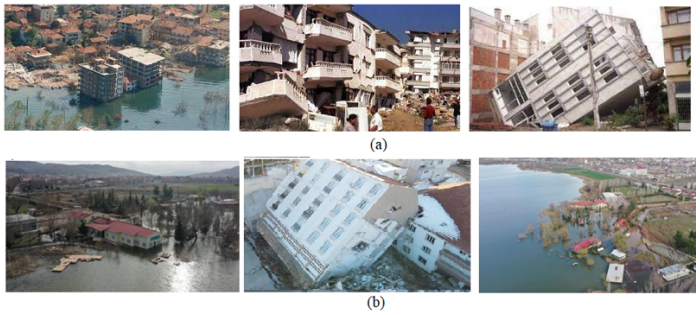



Figure 1. Destructions due to liquefaction of the ground (a) 1999 Kocaeli earthquake, (b) 2023 Kahramanmaraş earthquake

One of the most important results of Terzaghi's research is considered to be revealing the connection between effective stress and pore water pressure in soils. The concepts of effective stress and pore water pressure, which were first introduced by Terzaghi in literature, are the basis of the liquefaction mechanism. (Das 2008, Bao et al. 2019, Mollamahmutoğlu and Kayabalı 2006, Toprak et al. 2019). Earthquakes in Fukui in 1948 and Alaska in 1964 are considered to be the first examples of liquefaction-induced damage. The 1993 Erzincan, 1999 Gölcük and Düzce, 2011 Van and 2023 Kahramanmaraş earthquakes in our country, have once again demonstrated the importance of the liquefaction phenomenon in that much damage can occur in structures due to liquefaction. One of the most effective ground improvement techniques for strengthening soft liquefiable soils is chemical stabilization, which involves injecting and mixing cementitious binders (e.g. Portland cement, OPC) into the ground via an auger. (Sharma et al. 2021). Key criteria such as "economy", "reliability/durability" and "environmental effects" have gained importance in the evaluation of soil improvement methods for sustainability in recent years with increasing environmental awareness around the world (Liu et al. 2021, Sharma et al. 2021, Bao et al. 2019, Huang and Wang 2016, Gallagher and Mitchel, 2002, Agapoulaki and Papadimitriou, 2018).

The economic benefit created by nanomaterials and related products around the world is increasing by 20% every year. Meanwhile, the cost of nano-manufacturing has decreased significantly due to the stimulating effect of the booming market development (Liu et al. 2021, Zhao et al. 2020, Kodaka et al. 2005, Johansen et al. 2008, El Mohtar et al. 2012, Arabania et al. 2012). Colloidal silica (CS) is an aqueous suspension of silica nanoparticles obtained from saturated silica acid solutions (Figure 2). The particle size is usually between 2 and 100 nm. The gelation based on interaction between particles in CS is initiated by weakening the repulsive forces, resulting in the formation of a coherent network of siloxane (Si-O-Si) bonds that bind the soil particles together and retain the pore fluid (Liu et al. 2021, Conlee et al. 2012, Gallagher and Mitchel 2002). The main factors affecting the transfer of colloidal silica to liquefiable sand are the viscosity of the colloidal silica

stabilizer and the hydraulic conductivity of the soil. One of the most important features of colloidal silica is that it fills even the microvoid spaces that water can reach since its density is close to water. The gelling time of CS is controlled using accelerator material provides ease of application.

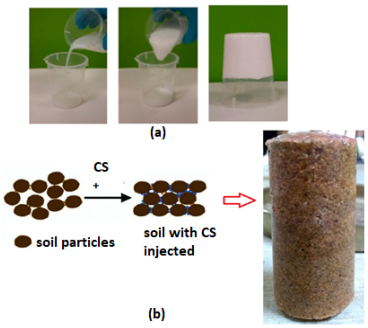



Figure 2. (a) colloidal silica (CS) and (b) Grouted soil specimen with CS (Zhao et al. 2020)

## 2. AN OVERVİEW OF COLLOIDAL SILICA EFFICIENCY ON SOIL BEHAVIOR UNDER DYNAMİC LOADING

Deformations caused by liquefaction in the soil have been investigated since the 1950s (Ciardi et al 2021, Zhao et al. 2020, Krishnan and Shukla 2021). CS has great potential for making the future of seismic-resistant geotechnical infrastructure engineering designs smarter, more efficient, affordable, and resilient to external environmental factors (such as seismic phenomena and climate change), whilst being environmentally friendly. Since an ideal chemical soil reinforcement injection material, including CS, should have many basic properties, studies in the literature focus on these properties, especially having a low viscosity close to water, being controllable with varying hardening times, and not being sensitive to different storage conditions used for soil penetration and strength against especially dynamic shear stresses. To date, most of the different aspects concerning the colloidal silica grout properties and the effects of grouting on the behavior of granular cohesionless and sandy soils, as well as the entire grouting process, have been investigated. In general, the strength of the treated material was found to increase with the increase in both CS content and gel aging. Relative density (RD) is an important parameter in dynamic shear strength and soil treatment with CS against liquefaction studies (Ciardi et al. 2020-2021, Xiao et al. 2019, Huang and Wang 2016, Huang and Wen 2015, Gallagher and Lin 2009). Towhata and Kabashima (2001) showed that the effect of grout with 4.5% CS content in loose sand samples with a relative density value of 40% was equivalent to the relative density value of untreated sand of 75.1%-77.8%. Porcino et al. (2011) found an increase in liquefaction resistance in the CS-treated specimens due to the effect of particle densification under undrained cyclic loading. Manav et al. (2015) carried triaxial experiments at cell pressures of 100 kPa and 300 kPa using clean sand samples prepared at 40%, 60%, and 80% RDs and CS mixtures at different ratios. They observed that the triaxial strength of the CS-improved samples increased more than two times when the (σ1'/σ3')- Ɛ graphs of clean sand and improved sand samples at 100 kPa cell pressure were compared. Moreover, the strength of specimens improved with CS tested at 300kPa confining pressure was found more than at 100 kPa cell pressure with 40% RD samples. The (σ1'/σ3')-Ɛ graphs of clean sand and improved sand samples at 300 kPa cell pressure show similar results with the 100 kPa cell pressure tests that an increase of strength about two times with the CS treatment of clean sand specimens.

The undrained cyclic triaxial and cyclic torsion tests are widely used in liquefaction (Gallaghar and Mitchell 2002, Hamderi and Gallagher 2015, Ciardi et al 2021, Zhao et al. 2020, Krishnan and Shukla 2021). The relationship between axial strain ($\varepsilon_a$) and the number of loading cycles (Nc) of cyclic triaxial tests performed with CS-treated and untreated sand samples in the study by Ciardi et al (2020) is shown in Figure 3. While the treated sand sample did not fail (5% double amplitude axial strain), the untreated sample failed just after several cycles (Figure 3a). Figure 3b shows that the treated sand sample did not fail despite having a much lower relative density than the untreated dense sand sample for the same CSR. Ciardi et al (2020) found that: (i) 2% CS was sufficient to increase soil strength against the liquefaction; (ii) the liquefaction resistance of the 2% treated soil is 28% greater than that of the untreated after 15 cycles; (iii) soil resistance against liquefaction increases with increasing CS content.

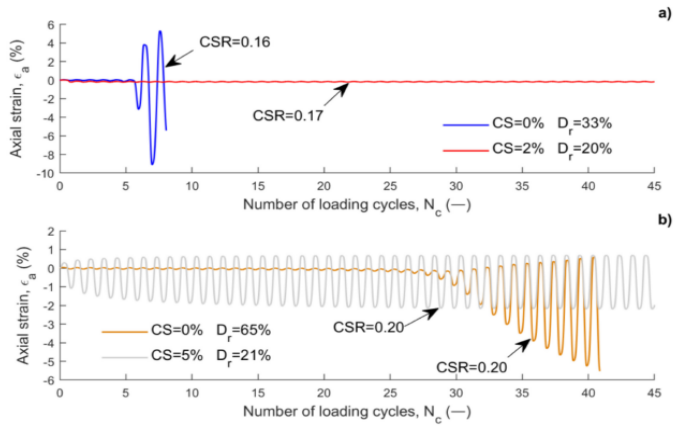



Figure 3. Axial strain versus the number of loading cycles: (**a**) untreated and 2% CS-treated specimens; (**b**) untreated and 5% CS-treated specimens (Ciardi et al 2020)

CS studies with medium to high strain levels considering the liquefaction resistance behavior of CS-treated and untreated soils it is found in general that the resistance values of CS-treated soils are higher than those of untreated soils (Hamderi and Gallagher 2015, Ciardi et al. 2020, Tryantafiyllos et al., 2021, Krishnan and Shukla 2021). Figure 4 shows the typical liquefaction resistance curves of CS-treated and untreated soils, in terms of Cyclic Stress Ratio (CSR) and the number of cycles (Nf) and a comparison between curves obtained from different studies presented in the literature The results given in Figure 4 show the relative soil parameters such as initial shear modulus and damping ratio affected by CS treatment, and it has been found that both initial shear modulus and damping ratio values increase due to CS injection (Kodaka et al. 2005, Porcino 2012, Vranna and Tika 2021, Salvatore et al. 2020). However, there are controversial data on the characteristics and magnitude of this increase (Batilas et al 2018). Spencer et al. (2007) performed resonant column tests with confining stress of 50 kPa on uniform fine sand samples treated with 4–9% CS (Dr = 40%,). Their results showed that the shear modulus of treated sand specimens increased with increasing CS content. The damping ratio was practically unaffected by grouting at small strains. The same researchers did further experimenst one year after and they observed that the shear modulus at small strain levels was higher for treated sand and that negligible effects on damping ratio were measured over the whole cyclic strain range.

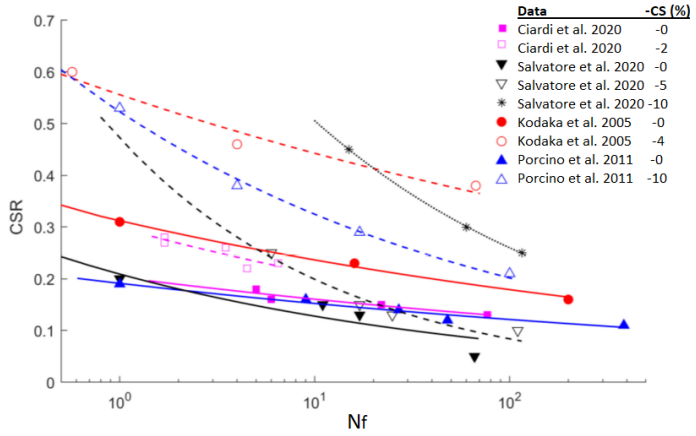



Figure 4. Relationship between CSR and Nf after cyclic tests on loose (Dr _ 45%) untreated and treated sands (Ciardi et al. 2020)

On the other hand, research with low to medium strain values in soil liquefaction studies has shown that dynamic soil parameters such as initial shear modulus and damping ratio are affected by the CS treatment. Both the initial shear modulus and damping ratio were found to increase because of CS grouting (Gallaghar and Mitchell 2002, Hamderi and Gallagher 2015, Ciardi et al 2021, Zhao et al. 2020, Krishnan and Shukla 2021, Spencer et al. 2012, Ciardi et al. 2021). However, there are controversial data on the magnitude of this increase. Spencer et al. (2012) performed resonant column tests on sand samples treated with CS contents 4–9% (Dr = 40%, gel time 3 h, and confining stress of 50 kPa). They found that: (i) the shear modulus of grouted sand increased with increasing silica content; (ii) the shear modulus was significantly higher for pure sand than for treated material; (iii) the damping ratio was practically unaffected by grouting at small strains. Conlee et al. (2012) conducted bender element tests and showed that the initial shear modulus increased by 12% for

9% CS-treated sand compared to untreated sand, and by 14% for 5% CS-treated sand compared with 4% CS-grouted sand.

Hydraulic conductivity is an important parameter in soil liquefaction research and many studies have been conducted in the literature on the hydraulic conductivity of CS-treated soil. The results presented in the literatüre highlighted that CS grouting causes a dramatic decrease in the initial hydraulic conductivity (k) of soil and typical clay-like values are expected in sands after the treatment (Pershof et al. 1999, Porcino et al. 2012, Wong et al, 2018, Vranna et al 2019, Ciardi et al. 2020). The decrease in k is correlated with the structure of the gel, which is essentially made of silica chains forming a micro-porous network (CS content-dependent) through which water can flow. Since the grout viscosity increases over time, the change in soil permeability during grouting significantly affects the mechanism of grout delivery, reducing the grout flow.

## 3. CONCLUSION

To date, most of the different aspects concerning the colloidal silica grout properties and the effects of grouting on the behavior of granular cohesionless and sandy soils, as well as the entire grouting process, have been investigated mostly experimentally. In general, the strength of the treated material was found to increase with the increase in both CS content and gel aging. Although the dynamic behavior and strength parameters of CS-grouted soils have been extensively studied in the literature through laboratory studies, research studies on physical and in situ models are still limited. CS injection obviously increases the liquefaction resistance of liquefiable soil. Especially, the shear modulus and cyclic strength of CS-grouted soil are found to be greater than those of the plain soil specimens; however, there is still some disagreement about how much the damping rate is affected by CS-grouted soil. Moreover, it has not been fully clarified yet the soil improvement mechanism of CS grouted soil to mitigate liquefaction whether filling the voids or increasing the cohesion/adhesion forces between the soil grains and pore water. In conclusion, from the current state of knowledge on the subject, it is clear that the behavior of soil treated with CS grout is very complex. The following aspects in CS grouting should be investigated further: The effects of CS grout on soil compressibility; The effects of CS grout on damping ratio; The sinking behaviour in the grout delivery process; The development of adequate constitutive laws to describe the behavior of the stabilized soil.

## REFERENCES

Terzaghi, K., (1925), “Principles of Soil Mechanics: I—Phenomena of Cohesion of Clays,” Engineering News-Record, Vol. 95(19), 742-746.

Hazen A., (1920), ‘’Hydraulic-fill dams’’, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 46(4), 525-558

Das, B. M., (2008), ‘’Advanced Soil Mechanics’’, Third Edition, Taylor & Francis, New York, USA

Xiao, P., Liu, H., Stuedlein, A.W., Evans, T.M., Xiao, Y. (2019), ‘’Effect of relative density and bio-cementation on cyclic response of calcareous sand’’. Canadian Geotechnical Journal, 56, 1849–1862.

Mollamahmutoğlu M, Kayabalı K., (2006), ‘’Geoteknik Deprem Mühendisliği, İlkeler ve uygulamalar’’, Prentice-Hall, Inc. USA

Bao, X., Zhiyang, J., Hongzhi, C., Xiangsheng .C, Xiongyao X., (2019),’’ Soil liquefaction mitigation in geotechnical engineering: An overview of recently developed methods’’, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V. 120, 273-291

Toprak S., İnel M., Karakaplan E. (2019), ‘’Soil improvement to counter liquefactıon using colloidal silica grout injection’’, Journal of Environmental Protection and Ecology 20(1), 135–145

Gallagher, P.M., Pamuk, A., Abdoun, T., (2007), ‘’Stabilization of liquefiable soils using colloidal silica grout’’. Journal of Materials in Civil Engineering, 19,33–40.

Sharma M, Satyam N., Reddy KR., (2021), ‘’State of the Art Review of Emerging and Biogeotechnical Methods for Liquefaction Mitigation in Sands’’, Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste, 25 (1)

Huang, Y., Wen, Z., Wang, L., Zhu, C., (2019), ‘’Centrifuge testing of liquefaction mitigation effectiveness on sand foundations treated with nanoparticles’’. Engineering Geology, 249, 249–256.

Liu, G., Zhang, C., Zhao, M., Guo, W., Luo, Q., (2021), ‘’Comparison of nanomaterials with other unconventional materials used as additives for soil improvement in the context of sustainable development: A review’’, Nanomaterials 11(1), 15-27.

Gallagher, P.M., Mitchell, J.K., (2002), ‘’Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behavior of loose sand’’. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1017–1026.

Kodaka, T., Ohno, Y., Takyu, T. (2005). ''Cyclic shear characteristics of treated sand with colloidal silica grout''. In Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan,; Aa Balkema Publishers: Amstelredam, The Netherlands, 2005; Volume 16, p. 401.

Arabania, M., Haghib, A.K.; Moradic, Y. (2012).''Evaluation of mechanical properties improvement of clayey sand by using carbon nanotubes''. In Proceedings of the 4th International Conference on Nanostructures (ICNS4), Kish Island, Iran, 12–. 1567–1569

El Mohtar, C.S., Bobet, A., Santagata, M.C., Drnevich, V.P., Johnston, C.T. (2012). ''Liquefaction mitigation using bentonite suspensions''. Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering, 139, 1369–1380.

Liu C., Macedo, J., Candia, G., (2021). ''Performance-based probabilistic assessment of liquefaction-induced building settlements'', Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V. 151, 106955.

Huang, Y., Wang, L.(2016). Experimental studies on nanomaterials for soil improvement: a review. Environ Earth Science 75, 497.

Huang, Y., Wen, Z. (2015). ''Recent developments of soil improvement methods for seismic liquefaction mitigation''. Natural Hazard,s 76, 1927–1938

Gallagher P, Lin Y. (2009). ''Colloidal silica transport through liquefiable porous media. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V. 135, Issue 11, 1702 – 1712

Zhao, M., Liu, G., Zhang, C., Guo, W., Luo, Q., (2020), ''State-of-the-Art of colloidal silica-based soil liquefaction mitigation: An emerging technique for ground improvement'', Applied Sciences, 10(1), 15-25.

Krishnan, J., Shukla, S., (2021), ''The utilization of colloidal silica grout in soil stabilization and liquefaction mitigation: A state of the art review''. Geotechnical and Geological Engineering 2021, 39, 2681–2706

Agapoulaki, G.I., Papadimitriou, A.G., (2018), ''Rheological properties of colloidal silica grout for passive stabilization against liquefaction'', Journal of Materials in Civil Engineering, 30 (10), 4018251.

Ciardi, G., Bardotti, R., Vannucchi, G., Madiai, C., (2020), ''Effects of high-diluted colloidal silica grouting on the behaviour of a liquefiable sand''. Geotechnical Research, 7(4), 193–208.

Ciardi, G.; Vannucchi, G.; Madiai, C. (2021). ''Effects of Colloidal Silica Grouting on Geotechnical Properties of Liquefiable Soils: A Review''. Geotechnics 2021, 1, 460–491.

Spencer, L.M., Rix, G.J., Gallagher, P.M., (2012), ''Dynamic properties of colloidal silica gel and sand mixtures'', In Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece.

Hamderi, M., Gallagher, P.M., (2015), ''Pilot-Scale modeling of colloidal silica delivery to liquefiable sands'', Soils and Foundations, , 55, 143–153.

Triantafyllos, P.K., Georgiannou, V.N., Pavlopoulou, E.M., Dafalias, Y.F., (2021), ''Strength and dilatancy of sand before and after stabilisation with colloidal-silica gel'', Géotechnique, 72(6), 471-485

Porcino, D.; Marcianò, V.; Granata, R. (2012). ''Static and dynamic properties of a lightly cemented silicate-grouted sand''. Canadian Geotechnical Journal, 49, 1117–1133.

Towhata, I., Kabashima, Y., (2001), ''Mitigation of seismically-induced deformation of loose sandy foundation by uniform permeation grouting'', In Proceedings of the Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, 313–318.

Salvatore, E., Modoni, G., Mascolo, M.C., Grassi, D., Spagnoli, G., (2020),'' Experimental evidence of the effectiveness and applicability of colloidal nanosilica grouting for liquefaction mitigation'', Journal of Geotechnics and Geoenvironmental Engineering, 146, 04020108.

Kodaka, T., Ohno, Y., Takyu, T., (2005), ''Cyclic shear characteristics of treated sand with colloidal silica grout'', In Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, 401–404.

Vranna, A., Tika, T., (2019), ''Laboratory improvement of liquefiable sand via colloidal silica and weak cementation'', Proceedings of the Institution of Civil Engineers,174, 240–251.

Conlee, C.T.; Gallagher, P.M.; Boulanger, R.W.; Kamai, R. (2012) Centrifuge modeling for liquefaction mitigation using colloidal silica stabilizer. Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, 138, 1334–1345.

Wong, C.; Pedrotti, M.; El Mountassir, G.; Lunn, R.J. (2018). ,'A study on the mechanical interaction between soil and colloidal silica gel for ground improvement''. Engineering Geology, 243, 84–100.

Persoff, P.; Apps, J.; Moridis, G.; Whang, J.M. (1999). Effect of dilution and contaminants on sand grouted with colloidal silica Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, 125, 461–469. [

# KAHRAMANMARAŞ KISAKÜREK HEYELANININ DEĞERLENDİRİLMESİ

## EVALUATION OF KAHRAMANMARAS KISAKUREK LANDSLIDE

**Akın ÖNALP[1], Ahmet Can MERT[2], Aytaç YEDİKARDEŞ[3]**

## ÖZET

Kahramanmaraş kent merkezi Ağcalı Mahallesinde E-W doğrultusunda geliştiği bilinen kitle hareketi, topuk bölgesinde yapılmış kanal kazısı etkisi ile 2020'de hız kazanmıştır. Bu kitle hareketi iki ayrı kamu kuruluşunca değerlendirilmiştir. Heyelanın uzun eksenine dik olarak ve eteğine yakın bölgede 2021 yılında açılmış Kısakürek Bulvarı'nda yapılmış yol dolgusunun harekete nasıl bir katkı yaptığı da göz önüne alınmıştır. Bu çalışmada yamaca yapılmış müdahalelerin duraylılığa nasıl bir etki yaptığı, hareketi kontrol altına almak için seçilen uygulamalar ve analizleri ele alınmaktadır. Heyelanın gerçekleştiği kritik kesitlerde iki boyutlu sonlu elemanlar ve limit denge çözümleriyle yamacın ötelenmesi ve duraylılığı irdelenmiştir. Hareketlerin gelişmesi, yapılmış inklinometre okumaları ile de değerlendirilmiştir. Sayısal analiz modellerinin statik ve şev duraylılığı analizlerine ilave olarak deprem kayıtları kullanılarak dinamik yüklerin etkisi göz önüne alınmıştır. Bu süreci izleyerek meydana gelen Şubat 2023 depremi sonrasında yamaçta yapılan gözlemlerle ilgili değerlendirme de yapılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Dinamik Heyelan Analizi, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Şev Duraylılığı, Önlemler*

## ABSTRACT

The mass movement, developed in the Ağcalı District in the center of Kahramanmaraş in the E-W direction, gained momentum in 2020 with the effect of the canal excavation in the heel side. The landslide was evaluated by two separate public institutions. It has also been considered how the road filling made on Kısakürek Boulevard contributed to the movement, which was opened in 2021, perpendicular to the long axis of the landslide and in the area close to its skirt. In this study, the effect of interventions on the slope stability, the applications and analyses chosen to control the movement are discussed. The mass movement were examined with two-dimensional finite elements and limit equilibrium solutions in the critical sections of the landslide. The development of movements was also evaluated with inclinometer readings. In addition to the static and slope stability analyses, the effect of dynamic loads was taken into account by using earthquake records. After the February 2023 earthquake that followed this process, an evaluation was made about the observations made on the slope.
***Keywords:*** *Dynamic Landslide Analysis, Finite Element Method, Slope Stability, control of movements*

## 1. SUNUŞ

Topoğrafyası ve beklenmedik yerlerde beliren yüksek su seviyeleri yanında, yapılan yetersiz zemin değerlendirmeleri Türkiye'de kitle hareketlerinin başlıca nedenleridir. Kayda geçmemiş fayların olumsuz etkileri de yadsınamaz. Kahramanmaraş'ın Onikişubat İlçesi'nde gelişen ve üzerinden geçmekte olan bulvar nedeniyle Kısakürek heyelanı olarak adlandırılan kitle hareketi bu etkenlere ilginç bir örnek olduğu gibi, 2023 depremleri sonrasında değerlendirilmesi ile öğretici olacaktır. Kısakürek heyelanının varlığı uzun süredir

[1] Prof.Dr., Sakarya Üniversitesi, onalpakin@gmail.com
[2] Dr.Öğr.Üyesi, Bahçeşehir Üniversitesi, ahmetcan.mert@bau.edu.tr (Sorumlu yazar)
[3] Jeoloji Müh., Kahramanmaraş Büyükşehir Belediyesi, aytacyedikardes@hotmail.com

bilinmekte olup, alan 2011 yılında yaptırılmış etütte Önlemli Alan (ÖA 5.1.3-Önlem Alınabilecek Nitelikte Şişme- Oturma-Taşıma Gücü Dayanım Açısından Sorunlu Alanlar) olarak belirlenmiştir. Ancak, heyelan riskine değinilmemesi dikkat çekmiştir. Şekil 1' den heyelan bölgesi, bunun etkisi ile bulvarda oluşmuş dalgalanmalar ve kanalda oluşmuş hasar görülebilmektedir. Şekil 2 ise topuk bölgesinde desteksiz kazıyla inşa edilmiş kanalın 2022 görüntüsünü vermektedir.




Şekil 1. Heyelan Alanı ve inklinometre konumları

Bu bilgi mevcut iken yörede yapılaşma gerçekleşmiş, hareket halindeki kitlenin topuk bölgesinden bir yol geçirilmiş (2000) ayrıca heyelanın eteğinde (topukta) sulama kanalı açılması için önlem alınmadan kazı yapılmıştır (2014). Hareketler belirgin hale gelince 2021' den başlayarak bunların önlenmesine yönelik ayrıntılı çalışmaların yapılmasına başlanmıştır.



Şekil-2 Topukta Hareket

Bu bildiri yapılmış çalışmalar, analizler ve alınması gereken/alınmış önlemleri irdeleyerek uygulamacıları aydınlatma amacı ile hazırlanmıştır.

## 2. ARAZİNİN YAPISI

Arazinin jeolojik yapısı ve içinde bulunduğu Maraş Fay Zonu içinde diriliği kanıtlanmamış fayların varlığı bilinmektedir. Yapılan sondajlarda kesilen Döngele Formasyonu "..çoğunlukla beyazımsı açık gri, kül renkli, karasal çökel özellikleri sunan, çakıltaşı-kumtaşı ile seyrek çamurtaşından oluştuğu.." olarak tanıtılmıştır. Bu açıklama ortamın kaya olduğu izlenimini veriyorsa da sondajlarda çoğunlukla zemin kesilmiştir.

Heyelan bölgesinde farklı zaman ve kuruluşlarca toplam 16 sondaj yapılmış ve alınan numunelerde deneyler gerçekleştirilmiştir. Buradan, ortamın kiltaşı ve bunun ayrışma ürünleri olduğu bilgisi gelmiştir.

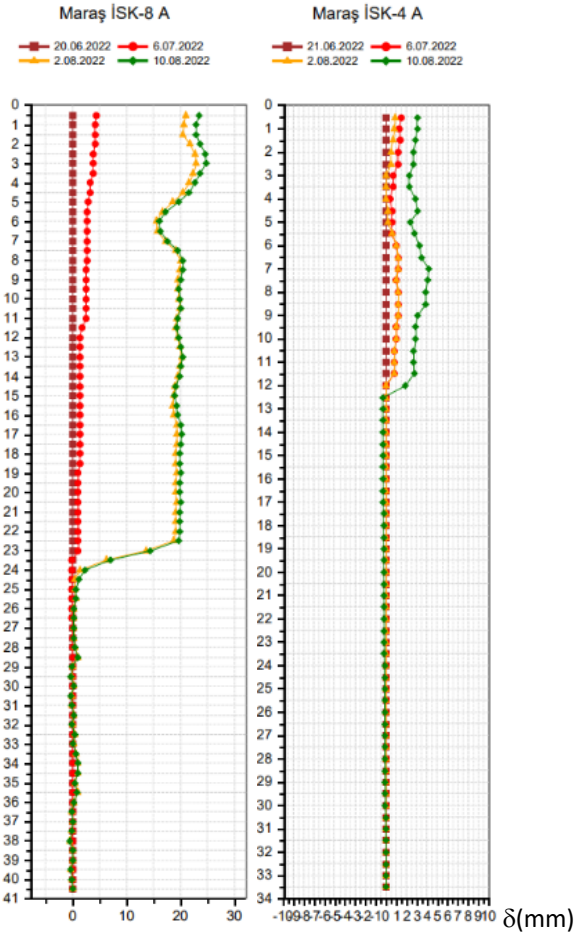
Yer Altı Su Seviyesi ölçümleri çelişkilidir. Bazı sondajlarda yüzeye 20 cm' ye kadar yaklaşmışken topuk bölgesinde 5 m' de gösterilmiştir.

## 3. ZEMİNİN ÖZELLİĞİ

Laboratuvar deneyleri ortamın yer yer çakıllı, ancak kil olduğunu göstermektedir. Doğal su muhtevalarına bakıldığında karakteristik Sıvılık İndislerinin ($I_L$) üst 15-20 m' de sıfıra yakın ve altında olduğunu göstermişken, kimi derinliklerde likit limitin beklenmedik yükseklikte olduğu fark edilmiştir. Zemin özellikleri, laboratuvarda gerçekleştirilen sınıflama deneyleri, 3 adet üç eksenli (UU) ve 7 adet kesme kutusu deneyleri ile ölçülmüştür. Bu sırada inklinometre ölçümleri yapıldığından (Şekil 3), hareketlerin Tablo 1' de boyalı gösterilen 6.20 ve 20.50 m' deki çok yüksek plastisiteli tabakalarda oluştuğu tespit edilebilmiştir. Hareketler 50 gün süre ile ölçüldüğünden 23.5 m' de kitle hareket hızının yaklaşık 0.5 mm/ gün ile ISSMGE kriterine göre ÇOK YAVAŞ (1.6 m/ yıl) kategorisine girdiği, bu nedenle hareketler sırasında yapılara müdahale edilebileceği, kimi kalıcı yapıların ise hasar görmeyebileceği bulgusuna varılmaktadır. Bu nedenle, hasar görmüş sulama kanalının kazıklı perde uygulaması, bulvarın ise kazıklı perdeyle desteklenmesi söz konusu olmuştur.

Tablo 1. Zeminin Özellikleri

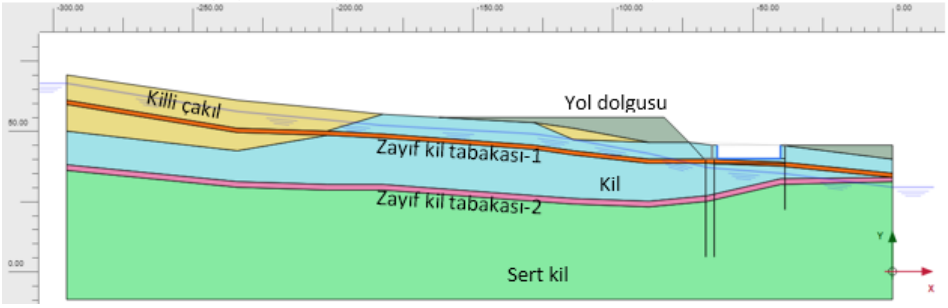
| z(m) | SK | RENK | $w_L$ | $w_P$ | $I_P$ | $w_n$ % | $I_L$ | İNCE | KİL CF % | SINIF TS1500 | SINIF EN14688-2018 | e | Ş (%) | $\rho_n$ kN/m$^3$ | $c_u$ kPa | Eu MPa | c kPa | $\phi$ (°) | $c_r$ | $\phi_r$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.00 | 2 | kK | 70 | 19 | 51 | 25 | 0.12 | 68 | 49 | CH | grClH | 0.89 | 82 | 17.64 | | | 15 | 14 | 9 | 10 |
| 6.20 | 4 | K | 149 | 24 | 125 | 23 | -0.01 | 45 | 42 | CH | SiV | 0.86 | 82 | 17.77 | | | 28 | 15 | 20 | 6 |
| 6.50 | AÇ | KY | 61 | 30 | 31 | 26 | -0.13 | 99 | | CH | ClH | 0.91 | 83 | 17.58 | | | 151 | 13 | 24 | 10 |
| 7.00 | 4 | KC | 49 | 17 | 32 | 13 | -0.13 | 30 | | GC | siclGr | 0.40 | 89 | 21.13 | 104 | 12 | | | | |
| 8.50 | 3 | G | 29 | 12 | 16 | 13 | 0.06 | 18 | | GC | sasiclGr | 0.46 | 84 | 20.40 | | | 23 | 28 | 12 | 30 |
| 11.50 | 2 | K | 71 | 21 | 50 | 42 | 0.43 | 68 | 47 | CH | grSiV | 1.23 | 98 | 17.32 | | | 21 | 9 | 12 | 9 |
| 17.00 | 3 | KY | 64 | 29 | 35 | 27 | -0.05 | 99 | 29 | CH | SiH | 0.73 | 95 | 19.08 | 257 | 23 | | | | |
| 19.50 | 4 | kK | 48 | 32 | 16 | 33 | 0.02 | 99 | | MI | SiM | 0.83 | 100 | 19.07 | 301 | 32 | | | | |
| 19.60 | 2 | KY | 46 | 22 | 24 | 26 | 0.16 | 76 | 15 | CI | saCH | 0.94 | 87 | 17.65 | | | 89 | 10 | 76 | 7 |
| 20.50 | 3 | kK | 100 | 27 | 73 | 49 | 0.30 | 84 | | CH | ClH | 1.34 | 91 | 16.40 | | | 8 | 12 | | |
| 24.00 | 3 | kK | 47 | 25 | 22 | 19 | 0.27 | 81 | | CI | ClM | 0.75 | 88 | 17.55 | | | | | | |




Şekil 3. İki kuyudan inklinometre ölçümleri

## 4. HEYELAN ANALİZİ

Bölgedeki hareketin incelenmesi amacıyla sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ve limit denge yöntemleri (LEM) ile Plaxis 2D/V22 yazılımı kullanılarak şev duraylılığı hesaplamaları yapılmıştır. Arazinin mevcut durumdaki duraylılığı ile kanal kazısı ve bulvar inşaatı sonrası durumlar ayrı olarak modellenmiştir. Zemin araştırmalarından edinilen bulgulardan hareketle, bölgede meydana gelen heyelanın olası kayma yüzeyleri, yaklaşık 6 ve 20m derinlikten geçen iki zayıf tabaka ile profile aktarılmıştır (Şekil 4).

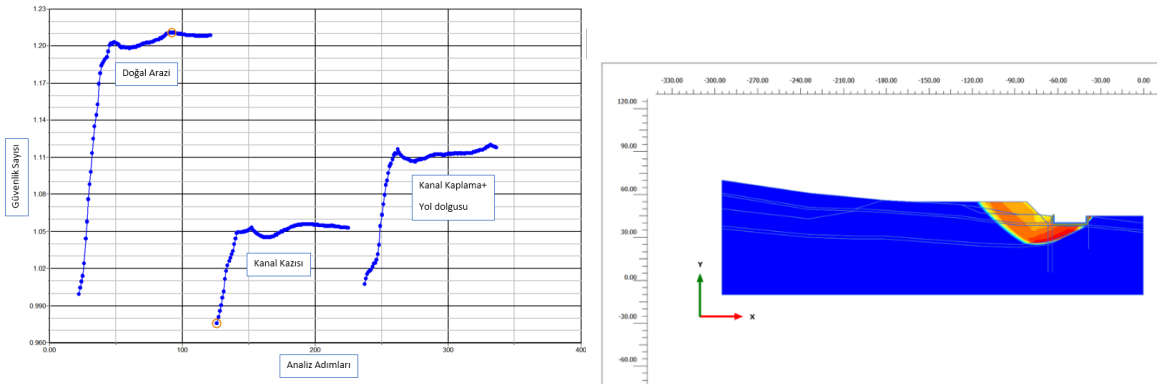



Şekil 4. Sayısal modelde kullanılan zemin profili

Hesaplarda kullanılan zemin özellikleri Tablo 2' de verilmiştir. Modelde kullanılan yapım aşamaları aşağıda sıralanmıştır:

1.Doğal durum (*initial phase*)
2. İmalat öncesi durum ve duraylılık analizi
3. Kanal kazısı ve duraylılık analizi
4. Bulvar inşaatı ve duraylılık analizi

FEM analizleri sonucu tüm durumlar için güvenlik sayısının değişimi ve mevcut kanal kaplamalı durumdaki kritik kayma yüzeyi Şekil 5' te verilmiştir.




Şekil-5 Tüm aşamalar için güvenlik sayısının değişimi ve kanal kaplamalı durumda kritik kayma yüzeyi

Tüm analizler FEM ile c-f azaltma yöntemi (Brinkgreve v.d., 2010)); LEM ile ise dairesel ve blok kayma yüzeyleri için Bishop (1955) ve Genelleştirilmiş Limit Denge (Fredlund ve Krahn, 1977; Fredlund v.d., 1981) yöntemleri kullanılarak hesaplanmıştır. Tüm aşamalar için özet sonuç tablosu Tablo 3' te sunulmuştur.

Tablo 2. Sayısal analizde kullanılan zemin özellikleri

| | | **Zayıf Kil-1** | **Kil** | **Zayıf Kil-2** | **Sert Kil** | **Killi Çakıl** | **Yol Dolgusu** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ZEMİN MODELİ | **Pekleşen** | **Pekleşen** | **Pekleşen** | **Pekleşen** | **Pekleşen** | **Pekleşen** |
| $\rho_n$ | kN/m$^3$ | 17 | 19 | 18 | 20 | 21 | 21 |
| $\rho_d$ | kN/m$^3$ | 19 | 21 | 20 | 21 | 22 | 22 |
| $E_{50}^{ref}$ | kPa | 5000 | 10000 | 5000 | 25000 | 15000 | 20000 |
| $E_{oed}^{ref}$ | kPa | 5000 | 10000 | 5000 | 25000 | 15000 | 20000 |
| $E_{ur}^{ref}$ | kPa | 15000 | 30000 | 15000 | 75000 | 45000 | 60000 |
| c' | kPa | 5 | 10 | 4 | 25 | 5 | 10 |
| $\phi$' | ° | 10 | 12 | 8 | 30 | 25 | 30 |
| $\psi$' | ° | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 3 |

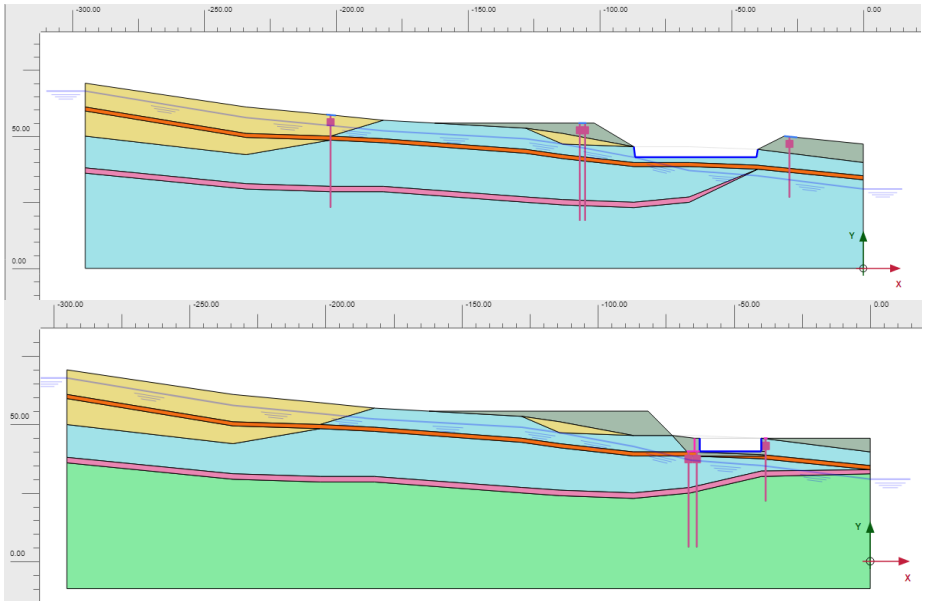
Tablo 3. Statik şev duraylılığı analiz sonuçları

| YÖNTEM | Güvenlik Sayısı | | |
|---|---|---|---|
| | **Doğal durum** | **Kazı sonrası** | **Dolgu sonrası** |
| FEM, Güvenlik analizi | 1.209 | 1.053 | 1.118 |
| LEM, GLE Dairesel | 1.635 | - | - |
| LEM, Bishop Blok | | 1.049 | |
| LEM, GLE Blok | 1.592 | - | 1.105 |

Burada ilginç bulgu, kanal kazısının güvenliği azalttığı yol dolgusunun ise duraylılığa katkı sağladığının görülmesidir.

## 5. KONTROL ÖNLEMLERİ

İnceleme alanındaki hareketlerin önlenmesi amacıyla farklı çözümler önerilmiştir. Bu bildiri kapsamında, sulama kanalı boyunca bulvarın 3 sıra kazıkla desteklenmesi ve kanal çevresinin yeni kanal kaplaması ve konsol duvarlı kazıklı desteklerle önlenmesi seçenekleri için yapılan analizler sunulmuştur. Kazıklar, 23-35 m arası değişen boylarda ve 1.2 m çaplı 1.4 m yatay aralıklı olarak tasarlanmıştır. Kanalın heyelan hareketinden ilk etkilenecek bulvar tarafındaki kısmı için çift sıra, diğer tarafı için tek sıra kazık önerilmiştir. Ayrıca, bulvarın tepesinde tek sıra olmak üzere toplam 3 sıralı ilk çözüm önerisi için geometri Şekil 6a' da verilmektedir. İkinci çözüm önerisi ise, ötelenmelerden edinilen kayma yüzeyi ve sondajlardan edinilen sağlam tabaka derinliklerine göre, heyelan hareketlerini ilk karşılamak üzere 120cm çaplı 35m uzunlukta çift sıra kazık, kanal karşısında ise 120cm çaplı 23m boyunda tek sıra kazık imalatı şeklinde planlanmıştır. Çift sıra kazıklar bunlara rijitlik sağlayacak konsol duvar altında inşa edilmek üzere projelendirilmiştir. Heyelan kazıkları uygulamasının ardından, kırılan ve çatlayan mevcut kanal kesiti tekrar imal edilmiştir. Analizlerde, maksimum ötelenmenin bulunduğu inklinometre ölçüm konumuna karşılık gelen kritik kesit geometrisi kullanılmıştır (Şekil 6b). Heyelan bölgesinin orta bölümüne pasif kazık uygulamasının duraylılığa önemli bir katkı yapmayacağı görülmüştür.



Şekil-6 a) 3 sıra kazıklı, b) konsol duvar ve 2 sıra kazıklı heyelan önleme önerileri

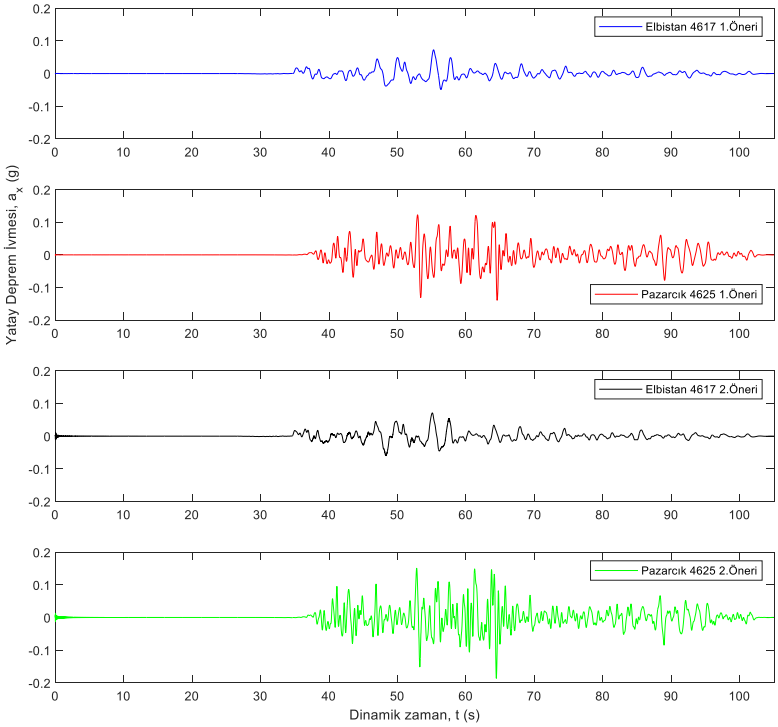
Kanal etrafındaki desteklerin imalatı öncesi ve sonrası analizlerden edinilen sonuçlara göre önerilen heyelan önleme çözümleriyle güvenlik artmıştır (Tablo 4).

Tablo 4. Heyelan önleme önerileri şev duraylılığı sonuçları

| Önerilen Çözüm | İmalat Öncesi Güvenlik Sayısı | İmalat Sonrası Güvenlik Sayısı |
|---|---|---|
| 3 Sıra Kazıklı | 1.118 | 1.187 |
| Konsol+2 Sıra Kazıklı | 1.243 | 1.421 |

## 6. DEPREMDE DAVRANIŞ

2022 yılı sonuna doğru başlanmış olan heyelan kontrol önlemleri üzerindeki çalışmalar raporlanmış ve sulama kanalının restorasyonu için önerilen imalat yapılmış, bulvarın tutulması için bir girişim ise yapılmamıştır. Çalışmaları izleyerek 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Elbistan ($M_w$= 7.6) ve Pazarcık ($M_w$= 7.7) depremleri öncesi kanal etrafında ve kanal kaplamasındaki proje tamamlanmıştır. Gerçekleşen depremler sonrasında yapılan gözlemlerden edinilen bilgilere göre, heyelan hareketinde artış olmadığı, alınan kontrollerde ve kanal kaplamasında belirgin yapısal hasar ve ötelenmenin gerçekleşmediği anlaşılmıştır. Sunulan çalışmanın son kısmında, meydana gelen bu depremlerin söz konusu bölgeye yakın deprem istasyonlarındaki en büyük maksimum yer ivmesine (PGA) sahip kayıtları ile zaman tanım alanında (*time history*) hesap yapılmıştır. İki deprem için AFAD veri tabanından, Onikişubat Mahallesi içerisinde ve en yüksek PGA'nın kayıtları ile dinamik analizler gerçekleştirilmiştir (https://tadas.afad.gov.tr). Heyelan analizlerinde kullanılan sayısal modellerin tabanından etki ettirilen deprem kayıtları uygulanması ile, kanal kaplaması ve çevresindeki kazıklardan seçilen düğüm noktalarındaki etkiler incelenmiştir. Dinamik analizler sonunda en yüksek etkilerin, kanalın sol tarafındaki kazıklarda meydana geldiği belirlendiğinden, bu nokta için analiz sonunda iki deprem kaydı ve her bir heyelan kontrol önerisi için yatay deprem ivmelerinin etkisi incelenmiştir (Şekil 7). Analiz sonucunda yatay ivmeler 0.2 g değerini aşmamıştır.




Şekil 7. Heyelan kontrol önerileri sayısal modelleri için Elbistan ve Pazarcık deprem kayıtları yatay ivme sonuçları

## 7. SONUÇ

Dengede olarak nitelendirilebilecek kitle, topuk bölgesinden geçirilen sulama kanalı etkisi ile duraysız hale gelmiştir.
Bu inşaat sırasında sırasında topuk bölgesinden geçirilen ulaşım yolu dolgusunun duraysızlığa katkı yapmadığı hesaplanmıştır.
Kazıklı perde uygulamasının en etkin olduğu kesim topuk bölgesidir.
Depremin, çok yavaş hareket halindeki kil ağırlıklı kitleye olumsuz bir etki yapmadığı da bulgular arasındadır. Bu nedenle birçok kuruluşça deprem bölgelerinde $\geq$0.4 g gibi yüksek ivme değerlerinin abartılı olabileceği görüşü ağırlık kazanmıştır.

## SİMGELER VE KISALTMALAR

| | |
|---|---|
| $a_x$ | Yatay deprem ivmesi |
| c, c', $c_r$ | Doruk (toplam ve efektif), kalıntı (rezidüel) kohezyon |
| $c_u$ | Drenajsız kayma direnci |
| $\delta$ | Yatay ötelenme (hareket) |
| e | boşluk oranı |
| $E_{50}$, $E_{oed}$ | Sekant (kiriş), ödometrik modülü |
| $E_{ur}$, $E_u$ | Yükleme-boşaltma, drenajsız deformasyon modülü |
| $\phi$, $\phi'$, $\phi_r$ | Doruk (toplam ve efektif), kalıntı (rezidüel) kayma direnci açısı |
| $I_P$, $I_L$ | Plastisite, sıvılık indisi |
| $M_w$ | Moment büyüklüğü (magnitüt) |
| $\psi'$ | Efektif kabarma açısı |
| $\rho_d$, $\rho_n$ | Doygun, doğal birim hacim ağırlık |
| $S_r$ | Doygunluk derecesi |
| $w_n$ | Doğal su muhtevası |
| $w_L$, $w_P$ | Likit, plastik limit |

| | |
|---|---|
| FEM | Sonlu Elemanlar Yöntemi |
| GLE | Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi |
| ISSMGE | Uluslararası Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Birliği |
| LEM | Limit Denge Yöntemi |
| PGA | Maksimum Yer İvmesi |
| UU | Konsolidasyonsuz Drenajsız Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyi |

## KAYNAKLAR

Bishop, A. W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Geotechnique, Vol. 5,pp. 7-17.

Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W. (2010). PLAXIS 2D, Finite element code for soil and rock analyses, users manual. PLAXIS B.V., The Netherlands.

Fredlund, D. G. ve Krahn, J. (1977). "Comparison of slope stability methods of analysis". Canadian Geotechnical Journal, 14, pp. 429-439.

Fredlund, D. G., Krahn, J., Pufahl, D.E. (1981). The relationship between limit equilibrium slope stability methods. Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Vol. 3, pp. 409-416.

# İKSA SİSTEMLERİNDE DESTEK ELEMANLARININ ÇOKLU KULLANIMINA AİT BİR VAKA ANALİZİ

## A CASE STUDY ON THE USE OF MULTIPLE SUPPORT ELEMENTS IN RETAINING STRUCTURES

**İlkay TONYALI**[1]

## ÖZET

Bu çalışmada, İstanbul İli, Beyoğlu İlçesi, Sütlüce Mahallesi Kentsel Dönüşüm İşi kapsamında yapılması planlanan konut, otopark ve ibadethane yapılarına ait temel kazıları esnasında, inceleme alanına komşu yapıların güvenliğinin sağlanması amacıyla oluşturulan iksa sistem imalatları değerlendirilmiştir. Kazı derinlikleri kademeli olarak 5-30 metre arasında değişmektedir. Projelendirme aşamasında sahada sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiş olup, 2,00-9,00 metre arasında değişen kalınlıklarda dolgu birimlere rastlanmıştır. Dolgu birimler altında, Trakya Formasyonu olarak bilinen kırıklı-çatlaklı, iyi dayanımlı şeyl-silttaşı ardalanmaları tespit edilmiştir. Jeolojik, mimari ve topoğrafik durumlar dikkate alınarak, kazı alanında, 65 cm çapında, 80 cm aralıklarla ve 80 cm çapında, 100 cm aralıklarla kazıklar konumlandırılmıştır. Söz konusu kazıklar, düşeyde 4-11 sıra geçici ankrajlar, 2-5 sıra çelik destek elemanları ve bunların kombinasyonları ile desteklenmiştir. Kazı derinliğinin ve zemin profilinin elverişli olduğu durumlarda ise, konsol fore kazıklı iksa sistemleri tercih edilmiştir. Yukarıda detaylandırılan iksa sistem analizleri, sonlu elemanlar yöntemi ile değerlendirme imkanı sağlayan Plaxis2D programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucu elde olunan deplasman verileri, sahada konumlandırılan inklinometre kuyuları ve topoğrafik okumalarla düzenli olarak kontrol edilmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *İksa sistemi, çelik destek, öngerme ankraj, fore kazık*

## ABSTRACT

In this study, the construction of residential, parking, and religious structures planned within the scope of the Urban Transformation Project in the Sütlüce Neighborhood of Beyoğlu District, Istanbul Province, was evaluated in terms of the construction of retaning systems established to ensure the safety of the adjacent structures. The excavation depths range from 5-30 meters gradually. During the design phase, borehole works were conducted, and fill units were encountered at depths ranging from 2-9 meters. Below the fill units, fractured and fissured, well-consolidated shale-siltstone intercalations known as the Trakya Formation were identified. Considering the geological, architectural and topographic conditions, piles were positioned in the excavation area with a diameter of 65 cm and spaced at intervals of 80 cm, and piles with a diameter of 80 cm were spaced at intervals of 100 cm. These piles are supported by 4-11 rows of temporary anchors, 2-5 rows of steel support elements, and their combinations. Cantilever pile wall systems were preferred in cases where the excavation depth and soil profile were suitable. The analysis of the mentioned excavation system was conducted using the Plaxis2D. The displacement data obtained from the analysis were regularly monitored in the field through inclinometers and topographic readings.
**Keywords:** *Retaining system, steel support, prestressed anchor, bored pile*

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, Moment Proje, ilkaytonyali@momentproje.com

## 1. GİRİŞ

Dünya genelinde hızla artan nüfus oranı ile birlikte, özellikle şehir merkezlerinde inşaat alanları gün geçtikçe azalmaktadır. Bununla birlikte, ihtiyaç duyulan otopark, teknik hacim, depolama v.b. alanların bodrum katlarda teşkil edilmesinden dolayı, dar alanlarda derin kazı gereksinimleri ortaya çıkmaktadır. Açık kazı yapılması mümkün olmayan bölümlerde, mevcut bina, yol, altyapı v.b. tesislerin korunması ve şev stabilitesi sağlanması amacıyla iksa sistemleri teşkil edilmesi gerekmektedir. İksa sistemlerinin yanal toprak basınçlarını, ilave sürşarj etkilerini ve deprem durumunda meydana gelen dinamik yüklemeleri güvenli şekilde taşıması ve limit deplasman koşulları altında hizmet sunmaya devam etmesi beklenmektedir. Bunun sağlanabilmesi için, gerekli görülen koşullarda iksa sistemlerinin ankraj, zemin çivisi, çelik destek v.b. elemanlarla desteklenmesi gerekmektedir. Bu sistemlerin saha şartlarını yansıtacak şekilde tasarlanması can ve mal güvenliği açısından son derece önem arz etmektedir. Birçok araştırmacı iksa sistem tasarımları ile saha ölçümleri neticesinde elde olunan verileri kıyaslamalı olarak incelemektedir.

Kökten ve diğ. (2014) mevcut yapılara komşu aç-kapa tünel inşaatı esnasında 20 metre derinliğindeki kazı çalışmalarını yürütebilmek adına farklı tipte iksa sistemleri tasarlamışlardır. Yapılan çalışmalarda, 2D ve 3D analiz sonuçları kullanılarak, iksa sistemlerindeki deplasman ve kesit tesirleri belirlenmiş olup, çevre yapılarda meydana gelen yatay-düşey deformasyonların kabul edilebilir limit değerler içinde kaldığı gösterilmiştir. Vural ve Işık (2019), yüksek miktarda deplasman yapmış ankrajlı bir iksa sistemine ait inklinometre okuma sonuçlarını kullanarak, aşırı konsolidasyon oranlarının yanal toprak basınçları üzerindeki etkisini incelemiştir.

Bu çalışmada, İstanbul İli, Beyoğlu İlçesi, Sütlüce Mahallesi Kentsel Dönüşüm İşi kapsamında yapılması planlanan binalara ait temel kazıları esnasında, komşu yapıların ve şev güvenliğinin sağlanması amacıyla oluşturulan farklı elemanlar ile desteklenmiş iksa sistemleri incelenmektedir. Bu bağlamda, tasarım aşamasındaki analiz sonuçları ile imalat sonrası saha ölçümleri kıyaslamalı olarak değerlendirilmektedir.

## 2. İNCELEME ALANI

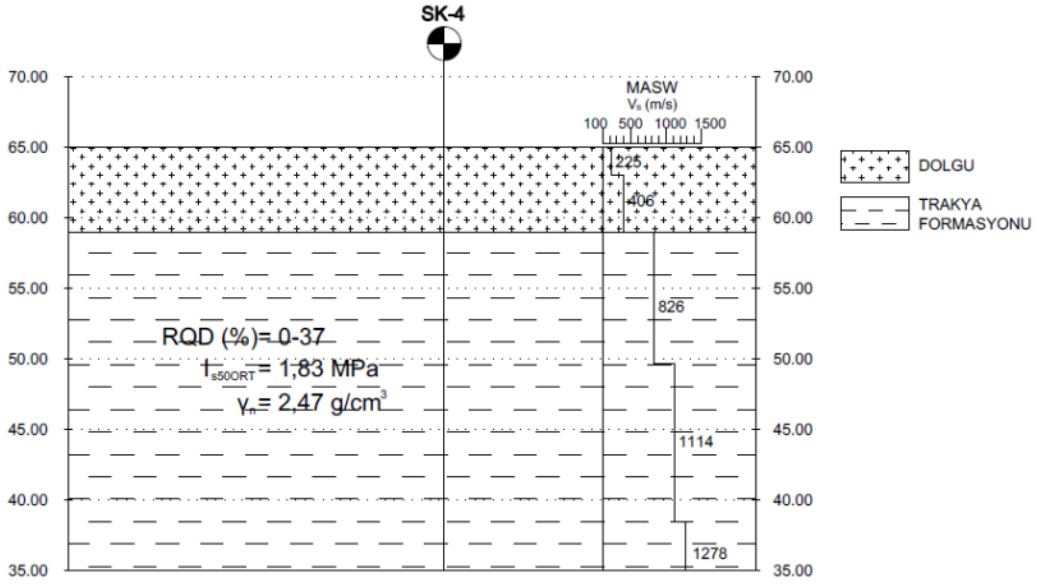
İnceleme alanı, İstanbul'un en eski yerleşim yeri olan Tarihi Yarımada'da bulunmaktadır. Kentsel dönüşüm kapsamında, eski yapıların yıkılması ve yerlerine önceki yerleşimlerine sadık kalınarak, mahalle konseptinde tasarlanmış 398 adet konut, 20 ticari birim ve dini tesisler ile yaşam alanları oluşturulması planlanmıştır. İnşaat sahası 16.000 $m^2$ olup; toplam yapı alanı 73.982 $m^2$'dir. Arazi güney-kuzey doğrultusunda Haliç Parkı'na doğru %16 eğim ile konumlanmıştır. Konut, ticari birim ve ibadethane yapıları ile birlikte, araç parkı ihtiyacının karşılanması amacıyla 4 adet kapalı otopark yapısı tasarlanmıştır. Otopark yapıları, bağlantı yol kotları, topografik eğimler ve bina yerleşimleri dikkate alınarak 4, 5, 6 ve 9 bodrumlu olarak planlanmıştır. Tablo 1'de otoparklar ile bunlara komşu yol ve yapılara göre kazı kotları özetlenmektedir. Kot farklılıkları nedeniyle, kazılar esnasında oluşacak yarma yüzeylerinin güvenli şekilde teşkil edilmesi amacıyla iksa sistemleri tasarlanmıştır.

Tablo 1. Otoparklar ile komşu yapılara ait kot değerlendirmeleri

| Yapı Tipi | Temel Alt Kotu (T.A.K.) | Komşu Yapı Tipi | Komşu Blok T.A.K. | Kazı Yüksekliği (m) |
|---|---|---|---|---|
| Otp-01 | 25,90 | A | 25,00 | 0,90 |
| | | B | 37,95 | 12,05 |
| | | C | 41,20 | 15,30 |
| | | D | 46,60 | 20,70 |
| Otp-02 | 35,45 | E | 47,00 | 11,55 |
| | | G | 56,05 | 20,60 |
| | | CADDE | 65,45 | 30,00 |
| Otp-03 | 26,15 | A | 25,00 | 1,15 |
| | | E | 47,00 | 20,85 |
| | | H | 34,90 | 8,75 |
| | | I | 47,20 | 21,05 |
| Otp-04 | 23,50 | H | 34,90 | 11,40 |
| | | I | 47,20 | 23,70 |
| | | SOKAK | 50,00 | 26,50 |

## 3. ZEMİN PROFİLİ

İnceleme alanında zemin profilinin belirlenmesi amacıyla, 17 adet toplam 505 metre sondaj çalışması yapılmıştır. Arazi çalışmalarında 2,00-9,00 metre arasında (ortalama 6,00 metre) kontrolsüz dolgu birim tespit edilmiş olup; bu birim altında Trakya Formasyonu olarak bilinen kırıklı-çatlaklı, iyi dayanımlı şeyl-silttaşı ardalanmaları görülmüştür. Sondaj çalışmalarında yeraltı suyuna rastlanmamıştır. Araştırma çalışmaları neticesinde SK-4 sondajından elde olunan zemin profili Şekil 1'de verilmektedir (İstanbul Mühendislik, 2015).




Şekil 1. SK-4 sondajından elde olunan zemin profili

Bu çalışma kapsamında tasarlanan iksa sistemlerinde, drenajlı (uzun dönem) parametre kullanımı uygun görülmüştür. Tablo 2'de hesaplamalarda dikkate alınan zemin özellikleri verilmektedir.

Tablo 2. Analize esas zemin modeli ve mukavemet parametreleri

| Derinlik (m) | Zemin Cinsi | Ø' | c' (kPa) | Elastisite Modülü (kPa) |
|---|---|---|---|---|
| 0,00-9,00 | Dolgu | $27^0$ | - | 12.000 |
| 9,00-? | Trakya Formasyonu | $33^0$ | 10 | 100.000 |

## 4. İKSA SİSTEM DEĞERLENDİRMELERİ

Proje kapsamında 24 farklı tip kesit oluşturulmuştur. 6,00 metre'ye kadar olan kazılar için konsol kazıklar tercih edilmiştir. Bu derinliğin üzerinde kazıklar öncelikle öngerme geçici ankrajlarla desteklenmeye çalışılmıştır. Bazı bölümlerde blokların birbirlerine yakın olması ve kot farklılıklarının kısa mesafelerde oldukça değişkenlik göstermesi sebebiyle, ankrajların birbirini kesme problemleri ile karşılaşılması muhtemel görülmüştür. Bu durum kademeli kazı planlaması ile çözülmek istense de inşaat süresinin kısıtlı olması sebebiyle, tüm kazıların aynı anda yapılması zorunlu hale gelmiştir.

Ankrajların kesiştiği bölümlerde çelik destek elemanlarının kullanılması planlanmıştır. Ancak, kazının bazı bölümlerinde plan açıklıkları 50,00 metre'nin üzerine çıkmaktadır. OTP01 ve OTP03 yapılarında karşılaşılan bu olumsuz durumu ortadan kaldırmak amacıyla, kazıklar üçgenleme sistemi ile konumlandırılmıştır. Bu şekilde, çelik destekler kısa açıklıklarda yerleştirilebilmiştir. Bu sistem, A Blok ve OTP01 yapılarının kuzey-batısında bulunan otele ait 12,00 metre yüksekliğindeki istinat duvarı cephesinde de tercih edilmiştir. OTP03 kazısında karşılıklı destek konumlandırılması planlanan H ve I Blok cephelerindeki 15,00 metre'yi bulan kot farklılıklarından dolayı, bu bölgede çelik destek ve ankraj sistem kombinasyonları tercih edilmiştir. Bahsi geçen iksa sistemlerine ait yerleşim planı ve uygulama görünümleri Şekil 2'de toplu olarak verilmektedir.




Şekil 2. İksa yerleşim planı ile ankraj ve çelik elemanlarla desteklenmiş sistem imalat görünümleri

## 5. İKSA SİSTEM ANALİZ SONUÇLARI

Yukarıda aktarılan hususlar dikkate alınarak, kazı alanlarında 65 cm çapında, 80 cm aralıklarla ve 80 cm çapında 100 cm aralıklarla kazık uygulamaları tercih edilmiştir. Kazı yükseklikleri dikkate alınarak kazıklar konsol, geçici öngerme ankrajlı, çelik destekli ve bunların kombinasyonları şeklinde tasarlanmıştır. Öngerme ankrajlar için düşük gevşemeli 4x0,6" halatlar kullanılmıştır. Tasarım öngerme yükü 42 ton olarak hesaplanmıştır. Çelik destek elemanlarında D610*16 boru profil tercih edilmiştir. Destek elemanlarına ait yapısal özellikler Tablo 3'de görülmektedir. İksa sistem analizleri, sonlu elemanlar yöntemiyle değerlendirme yapabilme imkanı sunan Plaxis 2D programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çelik destek eleman analizleri ise SAP 2000 programında yapılmıştır.

Tablo 3. Kazık, ankraj ve çelik destek yapısal özellikleri (Moment Proje, 2016)

| Tanım | EA [kN/m] | EI [kNm²/m] | Tanım | EA [kN/m] | EI [kNm²/m] |
|---|---|---|---|---|---|
| Kazık65/80 | 1,24E7 | 3,28E5 | Geo. ANK-4*0.6''-2.4m | 130666,00 | - |
| Kazık80/100 | 1,60E7 | 6,43E5 | Anc. ANK-4*0.6''-2.4m | 112000,00 | - |
| D610*16 a=4m | 1,49E6 | 65857,00 | | | |

## 6. SAHA ÖLÇÜMLERİ

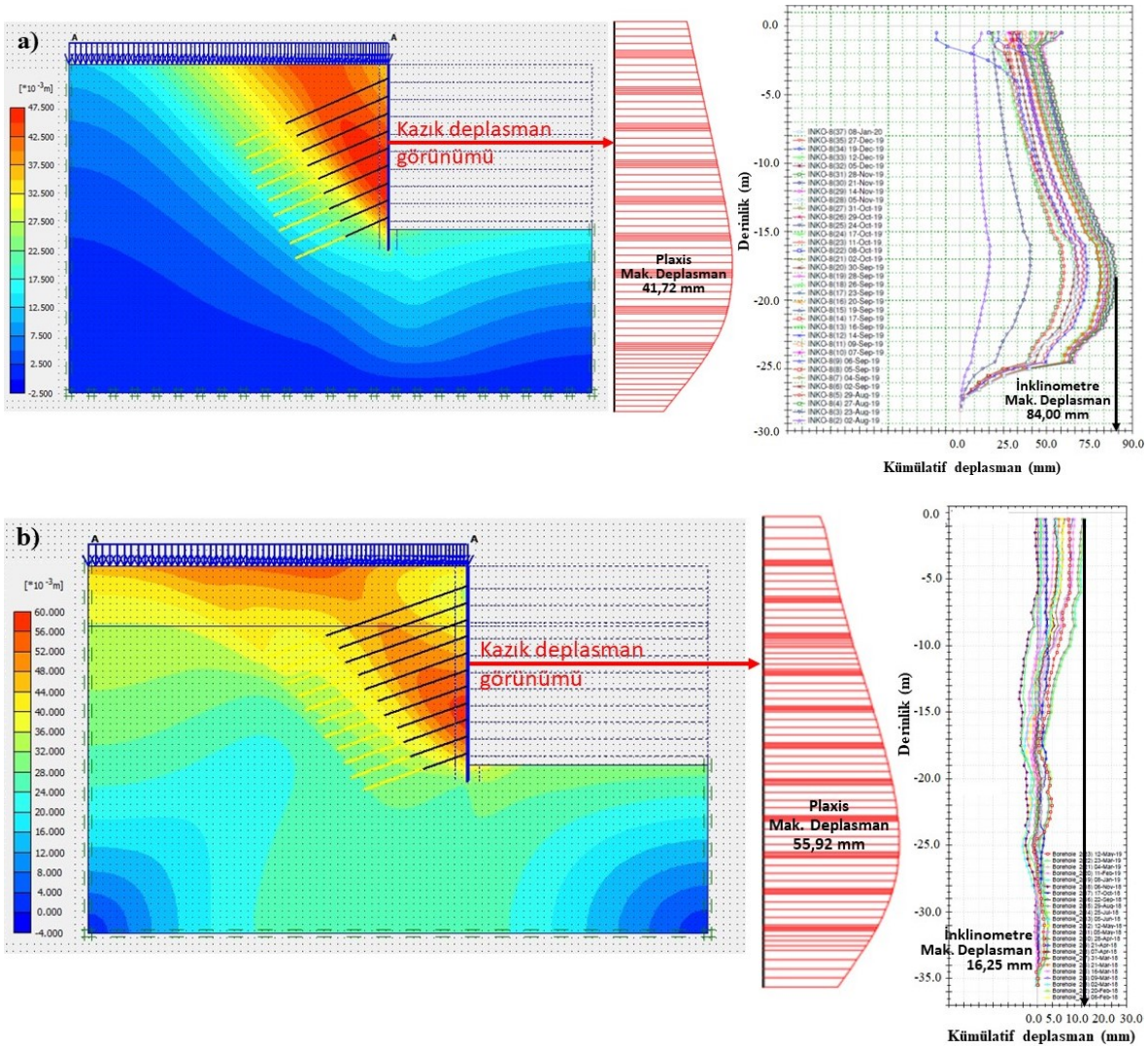
İksa sistemlerinde kazı süresince meydana gelen deplasmanların tespiti amacıyla 9 noktada inklinometre kuyuları teşkil edilmiştir. Düzenli ölçüm alınan ve farklı tipte iksa cephelerine konumlandırılan üç adet inklinometre ölçüm sonuçları, plaxis analizlerinden elde olunan değerlerle kıyaslamalı olarak Tablo 4'de

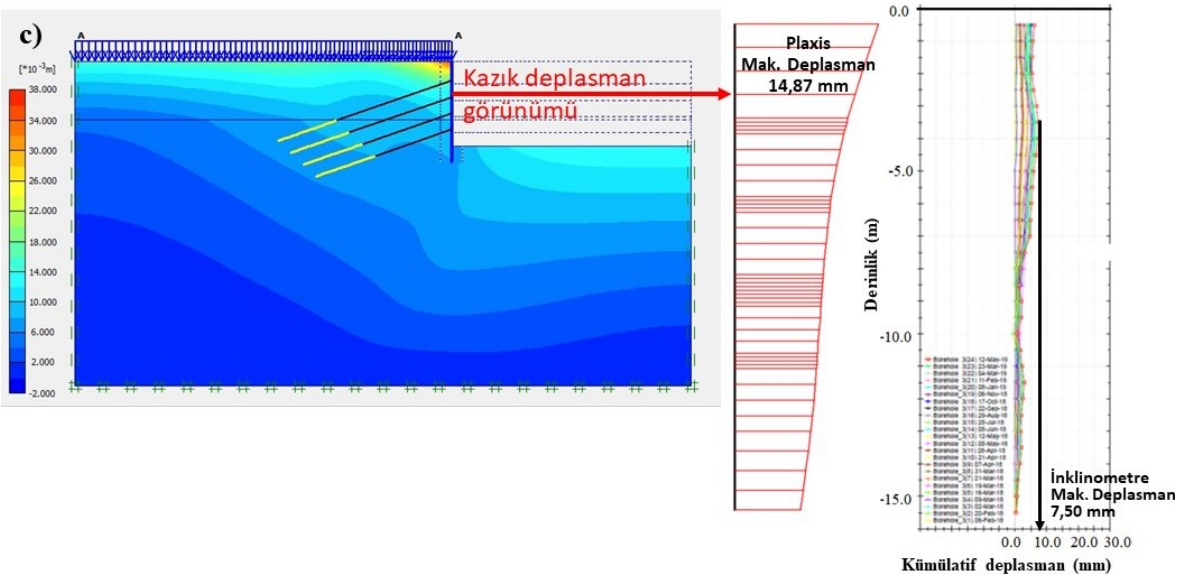
aktarılmaktadır. Kazı derinlikleri ve sahada gözlenen yatay deformasyon oranları dikkate alındığında, elde olunan değerlerin NAVFAC DM-7 (1982) tarafından verilmiş olan maksimum %0,50 deformasyon sınırı içinde kaldığı görülmektedir.

Tablo 4. Tasarım ve imalat aşamalarında elde edilen deplasman değerleri (Moment Proje, 2016)

| İksa Tipi | Destekleme Tipi | $H_{kazı}$ (m) | İnklinometre No | Plaxis Dep. $\delta_p$ (mm) | İklinometre Dep. $\delta_i$ (mm) | $\delta_i/H_{kazı}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tip A | 9 Sıra Ankraj | 23,70 | Inko-8 | 41,72 | 84,00 | 0,35 |
| Tip 8 | 11 Sıra Ankraj | 30,00 | Borehole_2 | 55,92 | 16,25 | 0,05 |
| Tip 1A | 4 Sıra Ankraj | 12,00 | Borehole_3 | 14,87 | 7,50 | 0,06 |

Kazı esnasında gözlemlenen deplasmanların; analiz sonucunda hesaplanan değerlere oranları, Tip A için %201; Tip 8 için %29 ve Tip 1A için %50 olduğu görülmektedir. Buna göre, Tip 8 ve Tip 1A modellemelerinde göz önüne alınan zemin parametrelerinin güvenli tarafta kalınarak seçildiği anlaşılmaktadır. Bununla birlikte, benzer veriler kullanılarak analiz edilen Tip A sisteminde öngörülen deplasmanların oldukça düşük kaldığı tespit edilmiştir. Bu durumun, kayaç yapısındaki ayrışma ve süreksizliklerin, yatay ve düşey profilde değişkenlik göstermesinden kaynaklandığı öngörülmektedir. Şekil 3'de analizler sonucunda elde olunan derinlik-yatay deplasman grafikleri saha ölçümleri ile karşılaştırmalı olarak verilmektedir.






Şekil 3. Plaxis 2D analiz sonuçlarına göre kazık deplasmanı ve inklinometre ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesi: a) Tip A; b) Tip 8; c) Tip 1A (Öztaş Zemin, 2019)

## 7. SONUÇLAR

Bu çalışmada, İstanbul İli, Beyoğlu İlçesi, Sütlüce Mahallesi Kentsel Dönüşüm İşi kapsamında imalatları gerçekleştirilen temel kazıları esnasında oluşacak 5 metre ile 30 metre arasında değişen yüksekliklerdeki yarma yüzeylerine komşu yol ve yapılarda güvenli stabilitenin sağlanması amacıyla teşkil edilmiş iksa sistemleri değerlendirilmiştir. Kazı yükseklikleri, bina yerleşim ve kot farklılıkları göz önüne alınarak, çeşitli çap ve aralıklarda uygulanan kazıklar konsol, öngerme geçici ankrajlar, çelik destekler ve bunların kombinasyonları ile desteklenecek şekilde tasarlanmıştır. İnşaat sahasında tüm yapı temel kazılarının aynı anda gerçekleştirilecek olması, her koşulda ankraj imalatının mümkün olmaması ve iksa cephelerinin bazı alanlarda 50 metre açıklıkta olması sebebiyle, bu bölümlerde kazık yerleşimi için üçgenleme sistemi tercih edilmiştir. Böylece, çelik destekler daha kısa açıklıklarda konumlandırılabilmiştir.

İksa cephelerinde meydana gelen deformasyonların izlenmesi amacıyla düzenli olarak inklinometre ve topoğrafik ölçümler gerçekleştirilmiştir. Üç farklı tipteki iksa cephelerinde konumlandırılan inklinometre ölçümleri ile analiz sürecinde elde olunan deplasman değerleri kıyaslanmıştır. Sahada gözlemlenen yanal deplasman (δ) ve kazı yüksekliği ($H_{kazı}$) oranlarının, NAVFAC DM-7 (1982) tarafından verilmiş olan %0,50 sınır koşul değerinden küçük olduğu görülmektedir. Sahada ölçülen yatay deplasmanların, tasarım sürecinde elde olunan değerlere oranları sırasıyla, Tip A için %201; Tip 8 için %29 ve Tip 1A için %50'dir. Sonuçlar arasındaki bu farklılıkların, sondaj çalışmalarında gözlemlenen Trakya Formasyonu'ndaki ayrışma ve süreksizliklerin, yatay ve düşey profilde değişkenlik göstermesinden kaynaklandığı öngörülmektedir.

## KAYNAKLAR

İstanbul Mühendislik (2015), "İstanbul İli, Beyoğlu İlçesi, Sütlüce Mahallesi Kentsel Dönüşüm Projesi Alanı Sondaja Dayalı Temel ve Zemin Etüt Raporu", İstanbul.

Kökten, Ö., Gungor, G., Kiziroglu, S., Sirin, A. ve Kucukaslan, S. "Design of 20 m Deep Excavation with Permanent Anchored Secant Bored Pile Wall (SBPW) and Contiguous Bored Pile Wall (CBPW) as Retaining Structure of Cut and Cover Tunnel". Proceedings of the World Tunnel Congress 2014, Brazil.

Moment Proje (2016), "İstanbul İli, Beyoğlu İlçesi, Sütlüce Mahallesi Kentsel Dönüşüm İnşaatı İşi Kazı ve İksa Sistem Projesi", Ankara.

NAVFAC (1982), Design Manual DM-7, Department of Navy, Washington, D.C.

Öztaş Zemin İnş. San. Tic.Ltd. Şti. (2019), "Beyoğlu İksa Uygulama Projesi İnklinometre Raporu", İstanbul.

Vural, U. ve Işık, N. S. (2019) "Ankrajlı İksalarda Analiz Sonuçlarının Saha Deneyleri ile Karşılaştırılması". Bayburt Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi, Bayburt.

# ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNİN TASARIM SPEKTRUMUNA ETKİSİ

## EFFECT OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON DESIGN SPECTRUM

**Mehmet ÖZGÜR**[1]

## ÖZET

Zemin-yapı etkileşimi (ZYE) binaların dinamik davranışını değiştirmektedir. Özellikle zayıf zeminler üzerinde bulunan rijit binalarda ZYE'nin etkisi artmaktadır. Atalet etkileşimi ile binanın periyodu uzarken ilaveten temel sönümü nedeniyle binanın sönüm oranı artmaktadır. Kinematik etkileşim ise etkin temel hareketinin serbest saha hareketinden farklılaşmasına neden olmaktadır. Kinematik etkileşim temelde dengelenme ve gömülü olma etkilerini barındırır. Yüzeysel temelli binaların dinamik özelliklerindeki söz konusu değişimler tasarım açısından genellikle elverişli kabul edildiği için ZYE birçok yönetmelikte ihmal edilmektedir. Bu çalışmada ZYE'nin yatay elastik tasarım spektrumunu nasıl etkilediği ele alınmıştır. ZD, ZC ve ZB zeminlerde tasarım spektrumu etkileşimsiz ve etkileşimli durumlar için karşılaştırılmıştır. ZYE'nin spektral ivmeyi zemin sınıfına bağlı olarak azalttığı gösterilmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Zemin-yapı etkileşimi, tasarım spektrumu, spektral ivme*

## ABSTRACT

Soil-structure interaction (SSI) alters the dynamic response of the buildings. The effect of SSI is magnified in case of stiff buildings on weak soils. Inertial interaction results in higher structural damping ratio and elongated fundamental natural period of the building. Kinematic interaction yields a difference between the free field motion and the foundation input motion. Kinematic interaction includes the base slab averaging and the embedment effects. Generally, these modifications on dynamic properties of the building are regarded to be favorable for design and SSI is neglected in most of the codes. In this study, the effect of SSI on elastic response spectrum is assessed. Response spectrums with and without SSI are compared for ZD, ZC and ZB soil classes. It is shown that, SSI reduces the spectral acceleration in accordance to soil class.
***Keywords:*** *Soil-structure interaction, response spectrum, spectral acceleration*

## 1. GİRİŞ

Zemin-yapı etkileşimi (ZYE) en genel ifadesiyle zemin ve üzerindeki üstyapının etkileşimidir. Zemin ortamında yayılan deprem dalgalarının bir kısmı temelden yansırken bir kısmı da yapıya iletilir ve yapının titreşimine neden olur (TBDY, 2018). Yapı yüksekliği boyunca ilerleyen deprem dalgaları yapının en üstünden geri yansır. Temele doğru ilerleyen yansıyan dalgalar ise temelden kısmen yapıya doğru tekrar yansırken geri kalanı zemine aktarılır. Zemine aktarılan bu deprem dalgalarına yayılım dalgaları denilmektedir. Yayılım dalgalarının artması, yapı titreşimine neden olan deprem dalgalarının azalmasına ve titreşim süresinin kısalmasına sebep olur. Böylelikle yapı-zemin ortak sisteminin sönüm oranı, yapının kendi sönüm oranının (genellikle %5 kabul edilir) üzerinde bir değer alır. Yayılım sönümü, zeminde ve zemin-temel arakesitinde zemin kayma deformasyonu nedeniyle ortaya çıkan zemin çevrimsel sönümü ile birlikte temel sönümü olarak ifade edilir (FEMA, 2020). Ayrıca ZYE kapsamında temellerin rijit kabul edilmemesi nedeniyle ortak sistemin periyodunda bir artış meydana gelir. Söz konusu periyot uzaması, temel sönümü ile birlikte atalet etkileşimi olarak adlandırılır.

[1] Dr. Öğr. Üyesi, Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, mehmetozgur@comu.edu.tr

ZYE kapsamında değerlendirilen bir diğer etkileşim ise kinematik etkileşimdir. Kinematik etkileşim temelde dengelenme (base slab averaging) ve gömülme etkilerini içerir. Temele yaklaşan eğimli kayma dalgalarının düşey ve yatay bileşenleri arasındaki hız farkı nedeniyle dalga hareketinin temelin farklı noktalarına farklı zamanlarda ulaşması söz konusudur. Bu nedenle temel, farklı noktalarda farklı yer hareketlerine maruz kalır. Yani yapının bir köşesi altındaki zemin belirli bir yönde hareket ediyorken, karşı köşesinin altındaki zemin farklı bir yönde hareket eder. Farklı yönlerde gerçekleşen bu hareketler birbirlerini kısmen dengelediği için net hareket azalmış olur. Bu etkiye temelde dengelenme denilmektedir. Gömülme etkisi ise gömülme derinliği fazla olan temellerde yer hareketinin derinlik boyunca ivme genliğinin değişiyor olmasının göz önüne alınmasıdır. Kinematik etkileşim etkin temel hareketinin serbest saha hareketinden önemli ölçüde farklılaşmasına neden olabilir (FEMA, 2020).

Binaların maruz kalacağı dinamik yüklerin doğru belirlenmesi depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından vazgeçilmezdir. Özellikle eşdeğer deprem yükü gibi yöntemler kullanılması durumunda yatay elastik tasarım spektrumu en belirleyici faktör olmaktadır. Tasarım spektrumunun ZYE kapsamında temelde dengelenme, gömülme etkileri ve sönüm oranındaki artış nedeniyle değişmesi söz konusudur. Ayrıca ZYE ile periyodun uzayarak yeni bir değer almasıyla spektrum üzerinden elde edilecek spektral ivme de farklılaşmaktadır.

Spektral ivmenin ve ona bağlı olarak taban kesme kuvvetinin azalımı binaları elverişli yönde etkileyeceği için ZYE çoğu yönetmelikte ihmal edilmektedir. Fakat ZYE nedeniyle eğrilik sünekliği talebinin ve tepe yer değiştirmesinin olması gerekenden daha düşük tahmin edildiğini gösteren çalışmalar da mevuttur (Carlo vd., 2000). 1995 Kobe depreminde Hanshin otoyolunda köprü tabliyesinin göçmesi bu şekilde açıklanmıştır (Mylonakis ve Gazetas, 2000). Aydemir (2014), ZYE'nin özellikle yumuşak zeminlerde göz ardı edilmesinin, taban kesme kuvvetinin olduğundan az kabul edilmesi yoluyla, güvensiz bir tasarıma yol açacağını ifade etmiştir.

Bu çalışmada ZYE'nin tasarım spektrumunu ne ölçüde etkileyebileceği incelenmiştir. Bunun için ZD, ZC ve ZB zeminlerde tasarım spektrumu etkileşimli ve etkileşimsiz durumlar için elde edilmiştir. Etkileşimli durumda tasarım spektrumu üzerine sönüm oranı, temelde dengelenme ve gömülme etkileri yansıtılmıştır.

## 2. MATERYAL VE METHOD

Bu bölümde kullanılan zemin profilleri ve kinematik etkileşim için hesap adımları ele alınmıştır.

### 2.1. Zemin Profilleri

Zeminin davranış spektrumu üzerindeki etkisini ortaya koyabilmek için 3 farklı zemin profili oluşturulmuştur. Zemin profilleri 30 m kalınlıkta olup düşük birim deformasyon kayma dalgası hızının ($v_{s0}$) derinlikle değişimi, temel alt kotundan itibaren ilk 30 m için ortalama kayma dalgası hızı ($v_{s,30}$), yerel zemin sınıfları, kısa periyot ve 1 s periyot için tasarım spektral ivme katsayıları (sırasıyla $S_{DS}$ ve $S_{D1}$) ve yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyotları ($T_A$ ve $T_B$) Tablo 1'de görülmektedir.

Tablo 1. Zemin profillerine ait temel parametreler

| Zemin, $v_{s0}$ (m/s) / Derinlik | S1 | S2 | S3 |
|---|---|---|---|
| 0 – 5 m | 400 | 180 | 140 |
| 5 – 10 m | 450 | 210 | 170 |
| 10 – 20 m | 1100 | 500 | 200 |
| 20 – 30 m | 1500 | 900 | 250 |
| $v_{s,30}$ (m/s) | 762,0 | 362,8 | 193,4 |
| Yerel zemin sınıfı | ZB | ZC | ZD |
| $S_{DS}$ | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| $S_{D1}$ | 0,32 | 0,40 | 0,52 |
| $T_A$ (s) | 0,064 | 0,080 | 0,104 |
| $T_B$ (s) | 0,320 | 0,400 | 0,520 |

Oluşturulan zemin profillerinin yerel zemin sınıflarını belirlemek amacıyla temel alt kotundan itibaren aşağıya doğru en üst 30 m için ortalama kayma dalgası hızı ($v_{s,30}$) Eşitlik 1 ile hesaplanmıştır.

$$v_{s,30} = 30 \Big/ \sum (h_i / v_{si}) \tag{1}$$

Eşitlik 1'de $h_i$ en üst 30 m içinde kalan herhangi bir tabakanın kalınlığını ve $v_{si}$ ilgili tabakadaki düşük birim deformasyon kayma dalgası hızını ifade eder.

**2.2. Temelde Dengelenme**

Temelde dengelenme için kullanılan prosedür bu bölümde verilmiştir (FEMA, 2020). İlk olarak eşdeğer temel boyutu belirlenir. Eşdeğer temel boyutu en fazla 78 m olarak kullanılabilir. Bunun sebebi temelde dengelenme denkleminin elde edilmesi için kullanılan saha verileridir.

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \tag{2}$$

$A_{base}$ temelin oturma alanıdır. Eşdeğer temel boyutu yardımıyla sırasıyla $b_0$ ve $B_{bsa}$ değerleri hesaplanır.

$$b_0 = 0{,}0023 \,.\left(\frac{b_e}{T}\right) \tag{3}$$

$$B_{bsa} = 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{2} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12} \tag{4}$$

Eşitlik 3'te yer alan $T$, davranış spektrumunun ilgili periyodudur ve 0,2 s'den daha düşük alınamaz. Son olarak temelde dengelenme için düzeltme katsayısı ($R_{bsa}$) Eşitlik 5 ile hesaplanır.

$$R_{bsa} = 0{,}25 + 0{,}75 \,.\left\{\frac{1}{b_0^2}\left[1 - \left(exp(-2b_0^2)\right) B_{bsa}\right]\right\} \tag{5}$$

**2.3. Gömülme Etkisi**

Gömülme etkisi için temel gömülme derinliği ($e$) ve etkili derinlik boyunca yüksek birim deformasyon için düzeltilmiş ortalama kayma dalgası hızı ($v_s$) kullanılır. İzlenmesi gereken adımlar aşağıda sıralanmıştır:

- Temel gömülme derinliği ($e$) belirlenir: Tekil temeller ve bağ kirişlerinin toplam alanı binanın taban alanının %75'ini aşıyorsa gömülme derinliği temel alt kotuna, aksi halde temel üst kotuna göre hesaplanır (ASCE, 2016). Bu çalışmada $e$ değeri, temel üst kotu esas alınarak 3 m kabul edilmiştir.

- Efektif profil derinliği ($z_p$) temel boyutları yardımıyla hesaplanır (NIST, 2012).

$$z_p = (B^3 L)^{0{,}25} \tag{6}$$

$B$ analiz edilen aksa paralel yönde temel uzunluğunun yarısı ve $L$ diğer yönde temel uzunluğunun yarısıdır. Bu çalışmada $B$ ve $L$ 12,5 m alınmıştır.

- Temel dönmesi için etkin derinlik ($r$) hesaplanır:

$$r = e + z_p \tag{7}$$

- Temel dönmesi için etkin derinlik boyunca ortalama düşük birim deformasyon kayma dalgası hızı hesaplanır (ASCE, 2016).

$$v_{s0,a} = \sum d_i \Big/ \sum (d_i / v_{si}) \tag{8}$$

$d_i$ yüzey ile etkin derinlik arasındaki herhangi bir tabakanın kalınlığını ve $v_{si}$ ilgili tabakadaki düşük birim deformasyon kayma dalgası hızını ifade eder. Yüksek birim deformasyon için düzeltme $S_{DS}$ yardımıyla belirlenen ve Tablo 2'de verilen düzeltme katsayıları ($v_s/v_{s0}$) ile Eşitlik 9 kullanılarak yapılmıştır.

$$v_s = v_{s0}\frac{v_s}{v_{s0}} \tag{9}$$

Tablo 5. $v_s/v_{s0}$ değerleri (ASCE, 2016)

| | $v_s/v_{s0}$ | | |
|---|---|---|---|
| | $S_{DS}$/2,5 | | |
| Yerel zemin sınıfı | ≤ 0,1 | 0,4 | ≥0,8 |
| ZA | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| ZB | 1,00 | 0,97 | 0,95 |
| ZC | 0,97 | 0,87 | 0,77 |
| ZD | 0,95 | 0,71 | 0,32 |
| ZE | 0,77 | 0,22 | [a] |
| ZF | [a] | [a] | [a] |

[a] Sahaya özel araştırma ile belirlenir.

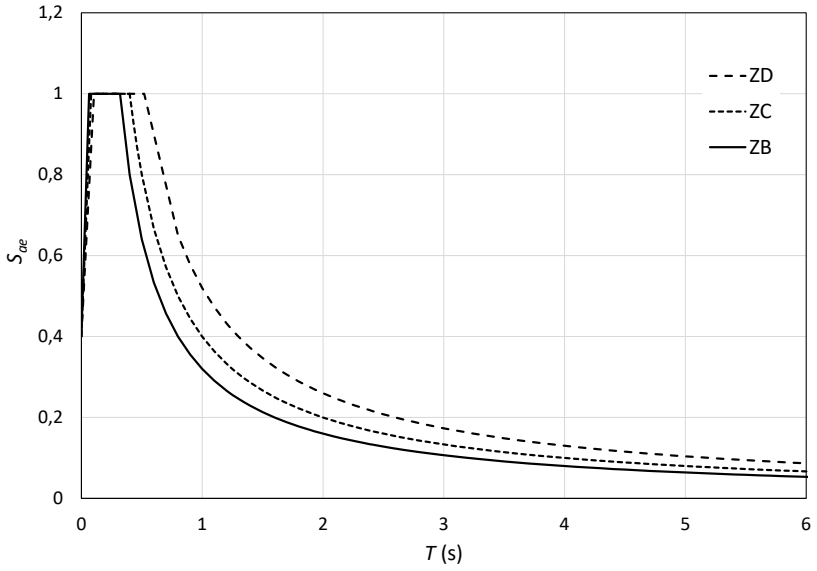
Gömülme etkisi için düzeltme katsayısı ($R_{rse}$) Eşitlik 10 ile hesaplanır.

$$R_{rse} = 0{,}25 + 0{,}75\,.\cos(2\pi e/Tv_s) \tag{10}$$

$v_s$ için alt sınır olarak 195 m/s kullanılabilir.

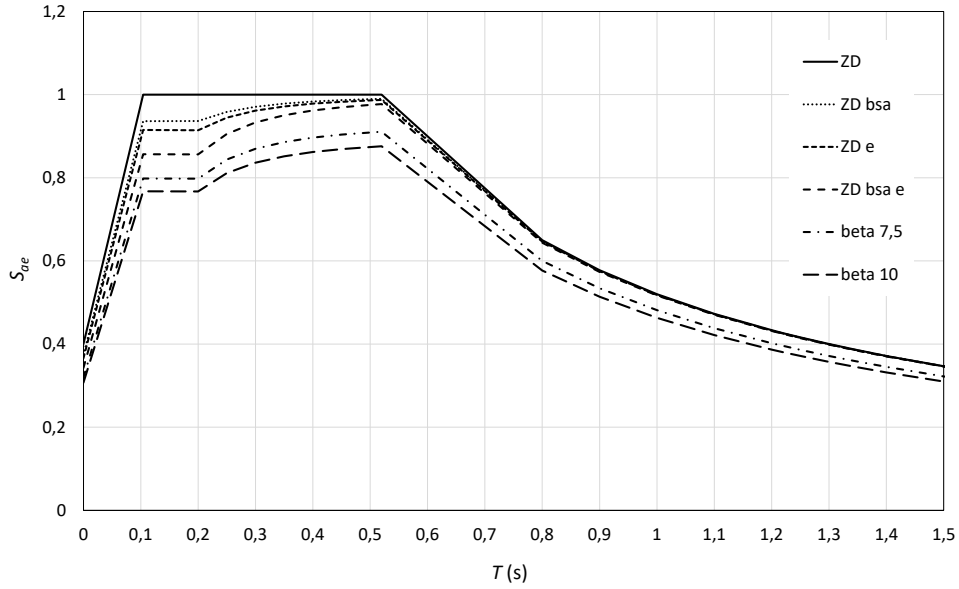
## 3. BULGULAR

Zemin profilleri için Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018) esas alınarak elde edilen yatay elastik tasarım spektrumları Şekil 1'de görülmektedir. Karşılaştırma yapabilmek için tüm zeminlerde $S_{DS}$ 1 g kabul edilmiştir.



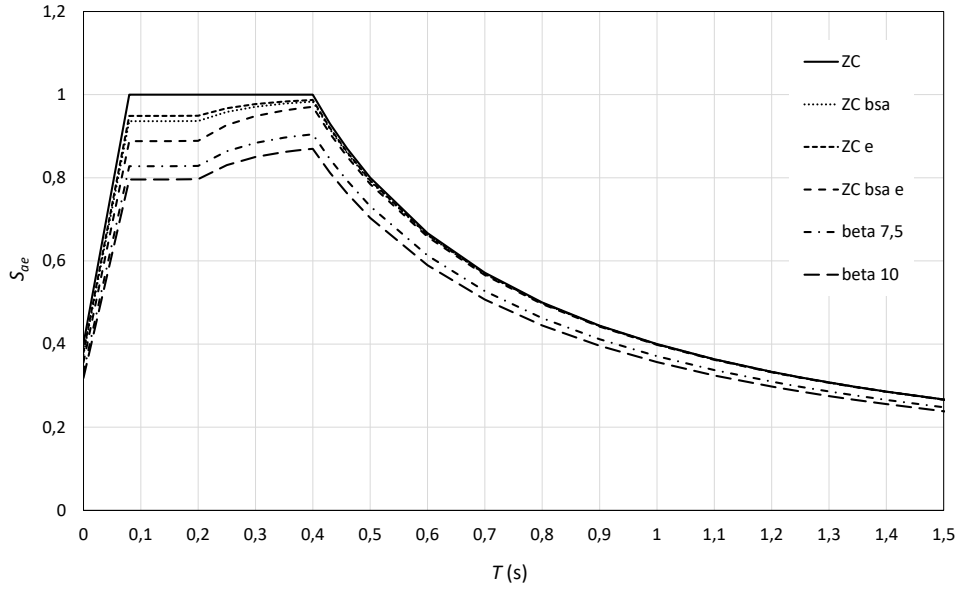

Şekil 1. ZD, ZC ve ZB yerel zemin sınıfları için yatay elastik tasarım spektrumları

ZD, ZC ve ZB zeminler için etkileşimsiz ve etkileşimli tasarım spektrumları sırasıyla Şekil 2, Şekil 3 ve Şekil 4'te görülebilir. Temelde dengelenme etkisi (bsa), gömülme etkisi (e) ve bu iki etkinin birlikte (bsa e) değerlendirilmesine ilaveten sönüm oranının %7,5 (beta 7,5) ve %10 (beta 10) olması durumlarına da yer verilmiştir.



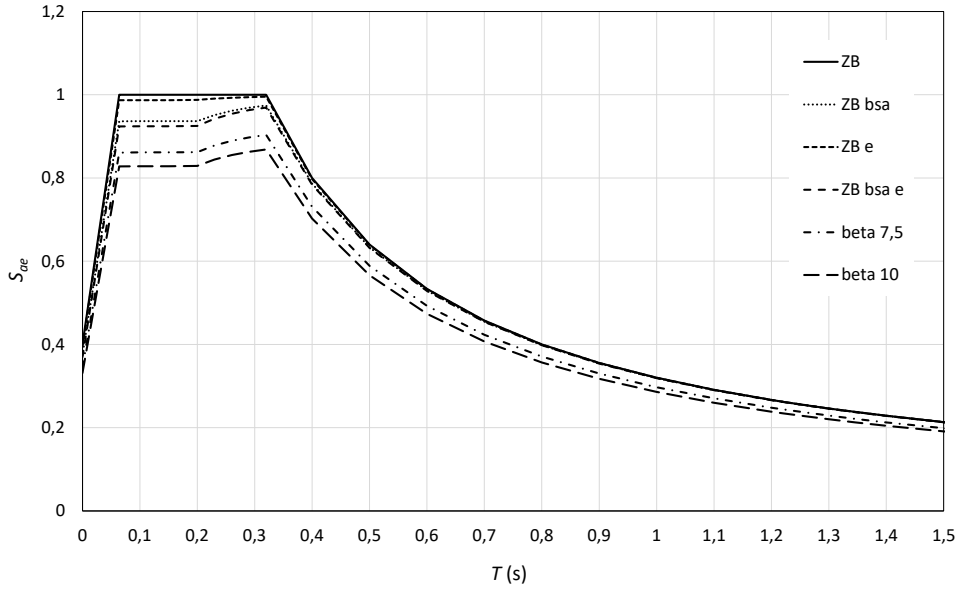

Şekil 2. ZD yerel zemin sınıfı için yatay elastik tasarım spektrumları

ZD yerel zemin sınıfında temelde dengelenme ve gömülme etkileri beraber ele alındığında spektral ivmede görülen en büyük azalım, $T_A$ köşe periyodu ile 0,2 s arasında, %14,1 olmuştur. Sönüm oranının %10 kabul edilmesi durumunda söz konusu azalım %23,3 olmuştur.




Şekil 3. ZC yerel zemin sınıfı için yatay elastik tasarım spektrumları

ZC yerel zemin sınıfında temelde dengelenme ve gömülme etkileri beraber ele alındığında spektral ivmede görülen en büyük azalım, $T_A$ köşe periyodu ile 0,2 s arasında, %11,2 olmuştur. Sönüm oranının %10 kabul edilmesi durumunda söz konusu azalım %20,4 olmuştur. ZB yerel zemin sınıfında temelde dengelenme ve gömülme etkileri beraber ele alındığında spektral ivmede görülen en büyük azalım, $T_A$ köşe periyodu ile 0,2 s arasında, %7,6 olmuştur. Sönüm oranının %10 kabul edilmesi durumunda söz konusu azalım %17,2 olmuştur. Tüm yerel zemin sınıflarında temelde dengelenme ve gömülme etkileri beraber ele alındığında spektral ivmelerdeki azalımın 0,2 s'den sonra $T_B$ köşe periyoduna doğru zayıfladığı ve $T_B$ köşe periyodundan sonra giderek etkisini kaybettiği görülmektedir.




Şekil 4. ZB yerel zemin sınıfı için yatay elastik tasarım spektrumları

## 4. SONUÇLAR

Zemin-yapı etkileşimi (ZYE), atalet etkileşimi ve kinematik etkileşimi içermektedir. Atalet etkileşimi ile ortak sistemin (zemin-temel alt sistemi ve üstyapı alt sistemi) periyodu uzarken sönüm oranında da artış görülmektedir. Kinematik etkileşim ise temelde dengelenme ve gömülme etkileri ile etkin temel hareketinin serbest saha hareketinden farklılaşmasına neden olur. Tüm bu etkilerin yatay elastik tasarım spektrumuna yansıtılması mümkündür. Bu çalışmada ZD, ZC ve ZB yerel zemin sınıflarında gömülü bir plak temel üzerinden tasarım spektrumunun ZYE ile ne ölçüde değiştiği irdelenmiştir. Çalışmada edinilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Temelde dengelenme ve gömülme etkisi ile tasarım spektrumundan elde edilen spektral ivmeler azalmaktadır. Söz konusu azalım zeminin zayıf olması durumunda daha büyük bir boyut kazanmaktadır. Bu sebeple bazı yönetmeliklerde bu etkilerin ZA ve ZB yerel zemin sınıflarında ihmal edilmesi önerilmektedir (ASCE, 2016). Ayrıca bu etkiler ile spektral ivmenin en fazla %30 azaltılmasına izin verilmektedir.
- Temelde dengelenme ve gömülme etkisi tasarım spektrumunu $T_A$ ve $T_B$ köşe periyotları arasında daha büyük ölçüde etkilemektedir. $T_B$ köşe periyodundan sonra söz konusu etki giderek azalmaktadır.
- Temelde dengelenme ve gömülme etkisinin tasarım spektrumuna yansıtılması için kullanılan eşitlikler gerçek saha verilerinden elde edilmiş olduğundan belirli kullanım kısıtlamaları söz konusudur. Bu kısıtlamalara uyulmaması halinde yanıltıcı sonuçlar ortaya çıkabilir.

## KAYNAKLAR

ASCE (2016), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers.

Aydemir, M.E. (2013), "Soil Structure Interaction Effects On Structural Parameters For Stiffness Degrading Systems Built On Soft Soil Sites", Structural Engineering and Mechanics, 45(5): 655-676.

Carlo, G., Dolce, M., Liberatore, D. (2000), "Influence of soil-structure interaction on the seismic response of bridge piers", 12th World Conference on Earthquake Engineering, Upper Hut, New Zealand, 1-8.

FEMA (2020), "A Practical Guide to Soil-Structure Interaction", Applied Technology Council.

Mylonakis, G., Gazetas, G. (2000), "Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?", Journal of Earthquake Engineering, 4(3), 277-301.

NIST (2012), "Soil-Structure Interaction for Building Structures", National Institute of Standards and Technology.

TBDY (2018), "Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği", Afet ve Acil Durum Başkanlığı.

# KAZIKLARLA STABİLİZE EDİLMİŞ ŞEVLERİN KISA SÜRELİ STABİLİTE ANALİZLERİNDE ÜÇ BOYUTLU ETKİLERİN İNCELENMESİ

## A STUDY ON THE 3D EFFECTS IN SHORT TERM STABILITY ANALYSIS OF SLOPES STABILIZED WITH PILES

**Emre TEKDEMİR[1], Irem Zeynep YILDIRIM[2]**

## ÖZET

Şev boyunca yerleştirilen aralıklı kazıklar, yaygın şev stabilizasyon yöntemlerinden biridir. Kazıkların etkisiyle farklılaşan göçme mekanizmalarını doğru olarak belirlemek ve şevlerin stabilitesini değerlendirebilmek için kazık-şev sisteminin bütünleşik olarak analiz edilmesi gerekir. Bu çalışmada kazıklarla güçlendirilmiş killi şevlerin kısa süreli durumda (drenajsız) stabilite analizlerindeki üç boyutlu etkiler incelenmektedir. Analizlerde 2V:1H eğime sahip, 10m yüksekliğinde, yüksüz ve sürşarj yüklü killi şevler, sonlu elemanlar yöntemi kullanan bir yazılım ile üç boyutlu olarak modellenerek analiz edilmiştir. Bütün modelde, yüklü durum için 90 m'lik şeve 12 m x 24 m boyutlarında dikdörtgen bölgesel bir sürşarj yük etkimektedir. Dilim model ise bu bütün modelden 9 m'lik yüklü bir kesit alınarak hazırlanmıştır. Başları şev yüksekliğinin ortasına yerleştirilen kazıkların ucu, şev topuğunun 10 m altında bulunan kum tabakası içinde 5 m derinliktedir. Yüksüz durumda dilim model ve bütün modelin analizinden elde edilen güvenlik katsayıları ve göçme mekanizmaları birbirleriyle uyumludur. Bütün model ile kıyaslandığında dilim modelin hesaplama süresi çok daha azdır. Bu sonuçlar yüksüz şevlerin analizleri için dilim modelin bütün model kullanımına tercih edilebileceğini göstermektedir. Bölgesel bir yükleme olması durumunda ise dilim model ve bütün model için elde edilen sonuçlar farklılaşmaktadır. Bu çalışmanın sonuçları, özellikle sınırlı boyutları olan bir sürşarj yükleme etkisi altında olan ve kazıklarla güçlendirilmiş şevlerin üç boyutlu analizlerinde bütün model kullanımının önemini göstermektedir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Şev stabilitesi, kazıklarla stabilizasyon, sürşarj, sonlu elemanlar metodu, üç boyutlu analiz*

## ABSTRACT

Piles placed with spacing in-between along the slopes, is one of the common slope stabilization techniques. In order to assess the stability of the slopes stabilized with piles, by accurately identifying the failure mechanisms, a coupled analysis of the pile-slope system is required. This study investigated the influence of the three-dimensional effects on a short-term (undrained) stability analysis of pile-stabilized clayey slopes. In the analyses, 10 m high clayey slope with a 2V:1H inclination was modeled and analyzed with and without surcharge loads, using the software that utilized the three-dimensional finite element method. In the loaded cases, a 12 m by 24 m rectangular surcharge load was applied at the crest of the full slope model with an out-of-plane depth of 90 m. Using the loaded section of the full model, a slice model with an out-of-plane depth of 9 m was created. Piles placed at the middle of the slope were tipped at a depth of 5 m within the sand layer that laid 10 m below the toe of the slope. For the cases without surcharge load, the slice and the full model provided very similar factor of safety values and the failure mechanisms. The computation time required for the slice model was significantly lower than that of the full model. These observations indicate that the slice model can be preferred over the full model for the analysis of slopes without surcharge loads. In the case of a local limited-size surcharge loading, the difference between the results obtained from the analysis of the full model and the slice model became significant. The results of this study show the

[1] Araştırma Görevlisi, Boğaziçi Üniversitesi, emre.tekdemir@boun.edu.tr
[2] Dr. Öğretim Üyesi, Boğaziçi Üniversitesi, zyildirim@boun.edu.tr (Sorumlu yazar)

importance of using the full model, especially in the three-dimensional analysis of pile-stabilized slopes under local loading conditions.
***Keywords:*** *slope stability, pile stabilized slopes, finite elements method, surcharge, three-dimensional analysis*

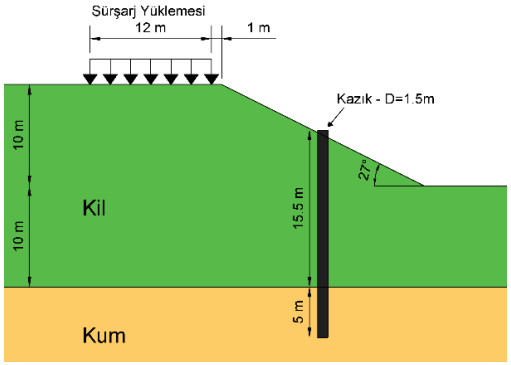
## 1. GİRİŞ

Betonarme kazıklar şevlerin stabilitesini iyileştirmek için yaygın olarak kullanılmaktadır. Sürşarj yüklerinin planlandığı ve şev geometrisinin değiştirilmesine ilişkin sınırlamaların olduğu durumlarda, kazıklarla yapılan stabilizasyon en etkili yöntemlerden biridir (Liang vd., 2009; Yıldırım, 2019). Şev stabilitesi problemine kazıkların eklenmesi şevin göçme mekanizmasında önemli değişikliklere sebep olmaktadır. Bu sebeple şevin ve kazıkların tek bir sistem olarak modellenmesi, bu bileşenler arasındaki etkileşimlerin daha doğru bir şekilde değerlendirilebilmesi için gereklidir. Bu tip deformasyon ve stabilite analizleri, üç boyutlu (3D) sonlu elemanlar (FE) veya sonlu farklar (FD) metotları kullanılarak yapılabilir (Cai ve Ugai, 2000; Keleşoğlu, 2015). FE ve FD araçları tipik olarak, zeminlerin drenajlı veya drenajsız kayma mukavemeti parametrelerini kademeli olarak azaltarak göçme mekanizmasını tahmin etmeye çalışır. Mukavemet parametrelerindeki küçük bir artışın göreceli olarak yüksek yer değiştirmelere yol açtığı durum göçme olarak kabul edilir. Bu durumda azaltılmış mukavemet parametrelerinin başlangıçtaki mukavemet parametrelerine oranı belirlenerek bütün sistem için tek bir güvenlik katsayısı hesaplanır (Brinkgreve vd., 2021). Killi şevlerde sürşarj yüklemesiyle oluşan ve hızlı sönümlenemeyen boşluk suyu basıncı etkileriyle ani ve derin göçmeler gözlenebilir. Derin göçmelerde, kazığın yapısal kapasitesinin göçmeyi yönetmesi muhtemeldir. Bu yüzden, FE analizlerinde kazık elemanlarının yapısal olarak göçmeye olanak sağlayacak şekilde modellenmesi sonuçları etkilemektedir (Jiang vd., 2022). Bu çalışmada, elasto-plastik betonarme kazıklar kullanılarak stabilize edilen killi şevlerin kısa süreli analizlerinde oluşan 3D etkiler, FE analizleri sonuçlarıyla irdelenmektedir. 3D etkileri incelemek için farklı düzlem dışı derinliğe ve yükleme koşullarına sahip şev modelleri, uygun zemin-kazık ara yüzlerine sahip hacim elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Analizlerde şev geometrisi, zemin özellikleri, sürşarj ve kazık yerleşim parametreleri sabit tutulmuştur. Betonarme kazıklarla stabilize edilmiş killi şevlerin deformasyonları, kazık tesirleri ve güvenlik katsayıları tartışılmıştır.

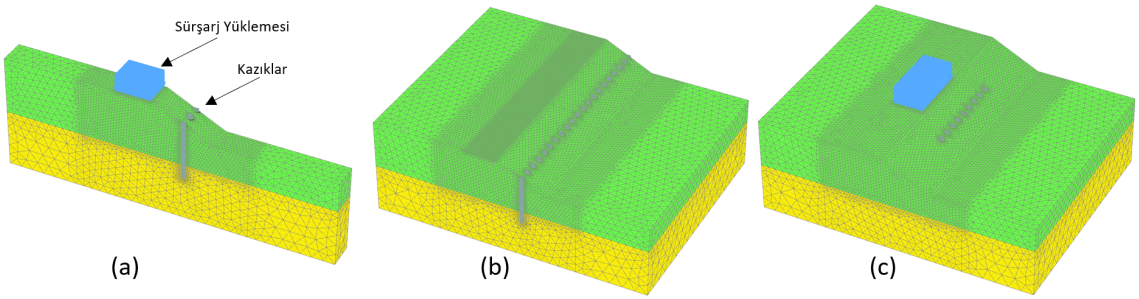
## 2. YÖNTEM

Bu çalışmada, 2H:1V eğime sahip, 10 m yüksekliğinde killi bir şev incelenmektedir (*bkz*. Şekil 1). Şevin yüksüz durumda ve şev tepe noktası yakınına yerleştirilmiş 100 kPa büyüklüğünde sürşarj yükü etkisi altında deformasyon ve stabilite analizleri yapılmıştır. Analizlerde 3D FE geoteknik yazılımı Plaxis 3D (Brinkgreve vd., 2021) kullanılmıştır. Analizlerde 90 m düzlem dışı derinliğe sahip bir bütün model ve 9 m düzlem dışı derinliğe sahip bir dilim model hazırlanmıştır. 90 m'lik bütün modelde şeve 12 m x 24 m boyutlarında bölgesel bir sürşarj yükü etkitilmiştir. 9 m'lik dilim modelde ise hazırlanan bütün modelden düzlem dışı derinlik boyunca yük etkisinde ince 12 m x 9 m boyutlarında bir kesit alınmıştır. Bu çalışmada farklı yükleme koşulları için üretilen ve değerlendirilen 3D FE modeller Şekil 2'de görülmektedir. Şekil 2a'da sürekli yük altında kazıklarla stabilize edilmiş (güçlendirilmiş) bir dilim şev modeli görülmektedir. Şekil 2b'de ise yüksüz durumda kazıklarla stabilize edilmiş bir bütün model görülmektedir. Bu iki modelde de düzlem şekil değiştirime durumunun geçerli olduğu düşünüldüğü için, bu durumların analizinde iki boyutlu (2D) analizler yaygın olarak tercih edilmektedir. Bu çalışmada, aralıklı kazıkların geometrisinin yük transfer mekanizmasındaki etkisinin ve kazıklar arası oluşan kemerlenme etkilerinin gözlenebilmesi için bu iki durum için de 3D analiz tercih edilmiştir. Ayrıca yüksüz ve sürekli yüklü durum için tercih edilen 3D analizler, Şekil 2c'de sunulan bölgesel yükleme durumu için elde edilen sonuçlarla daha kolay karşılaştırma yapılabilmesini de sağlamıştır.

Analizlerde sıkı kum üstünde orta katı bir kil tabakası bulunduran bir zemin profili kullanılmıştır. Kum ve kil malzemeler için hardening small strain (HSS) bünye modeli kullanılmıştır. Kullanılan zemin parametreleri Tablo 1'de sunulmaktadır. İlk olarak, doğal şevin stabilitesi, sürşarj yükünün uygulanmasından önce ve sonra analiz edilmiştir. Yükleme durumundaki şevin dilim model kullanılarak kısa süreli (drenajsız) stabilite analizi sonucunda elde edilen (2D analizle karşılaştırılabilecek) güvenlik katsayısı ($F_s$) 1.147'dir. Kısa süreli durum için minimum güvenlik katsayısının en az ~1.3 olması hedeflenir. Dilim modelden elde edilen $F_s$ değeri, sürşarj yükü uygulanmadan önce şevin güçlendirilmesinin (stabilizasyonunun) gerekliliğine işaret etmektedir.




Şekil 1. İncelenen şevin geometrisi




Şekil 2. Üç boyutlu (3D) FE modeller ve yükleme koşulları: (a) yüksüz/sürekli sürşarj yüklü dilim model, (b) yüksüz bütün model, (c) bölgesel yüklemeli bütün model

Tablo 1. FE modelinde kullanılan zeminlerin özellikleri

| Zemin | Drenaj koşulu | γ (kN/m$^3$) | Su (kPa) | c'$^{(1)}$ (kPa) | φ' (Deg.) | $E_{50}^{ref}$ (kPa) | $E_{oed}^{ref}$ (kPa) | $E_{ur}^{ref}$ (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Orta katı kil | Drenajsız | 16 | 50 | - | - | 12000 | 12000 | 36000 |
| Sıkı kum | Drenajlı | 18 | - | 1 | 42 | 70000 | 70000 | 210000 |

Not: Kullanılan FE yazılımda sayısal hataları önlemek için kumların drenajlı analizinde Mohr-Coulomb efektif kohezyon parametresinin 0.2 kPa'dan yüksek olması (c'>0.2 kPa) önerilmektedir (Brinkgreve vd., 2021). Bu sebeple kumun efektif kohezyon parametresi 1 kPa alınmıştır.

Yüklemeden önce, sürşarj yükleri altında stabiliteyi artırmak için modele betonarme kazıklar eklenmiştir. Betonarme kazıkların çapı 1.5 m ve iki kazık arası merkezden merkeze mesafe kazık çapının üç katıdır (S/D=3). Kazık başları serbest hareket edecek şekilde modellenerek şev yüksekliğinin ortasına yerleştirilmiştir. Kazık uçları ise kilin altındaki sıkı kum tabakası içinde 5 m derinliğe yerleştirilmiştir. Şev modeline hacim eleman olarak eklenen betonarme kazıklar, Gerolymos vd. (2014) tarafından önerilen elasto-plastik makroskopik betonarme eleman modeli kullanılarak modellenmiştir. Bu makroskopik betonarme eleman yaklaşımında donatı ve beton bir bütün olarak kabul edilmekte ve betonarme kazıklar Mohr-Coulomb (MC) parametreleri ile tanımlanmaktadır. Bu yaklaşımda betonarme elemanın MC parametreleri, tekil betonarme elemanların M-N göçme zarfları ve moment-eğrilik ilişkileri kullanılarak, Matlab ve Plaxis 3D programları aracılığıyla kalibre edilmiştir. Kazık en kesitinde beton alanının toplam boyuna donatı alanına oranı %1.5 olarak kabul edilmiştir. Bu donatı oranına sahip betonarme eleman için önerilen elasto-plastik betonarme kazık parametreleri Tablo 2'de sunulmaktadır.

Tablo 2. FE modelinde kullanılan elasto-plastik betonarme kazık parametreleri (Gerolymos vd., 2014)

| E (gPa) | $\nu$ | c (kPa) | φ (Deg.) | $\sigma_t$ (kPa) |
|---|---|---|---|---|
| 30 | 0.2 | 15262 | 0 | 7534 |

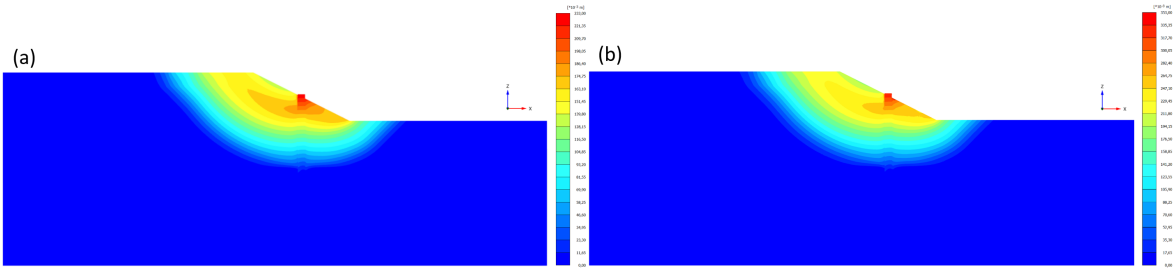
Kazıklarla stabilize edilen bütün şev ve dilim şev modellerinin analiz sonuçlarından elde edilen $F_s$ değerleri, kazıklarda oluşan kesit tesirleri ve gözlenen göçme mekanizmaları karşılaştırılmıştır.

## 3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Analiz edilen şevler için, kazıklarla stabilite edilmeden önce ve stabilizasyon sonrası elde edilen $F_s$ değerleri ve kazıklar etkisiyle $F_s$ değerinde gözlenen artışlar ($\Delta F_s$) Tablo 3'te sunulmaktadır. Tablo 3'e göre yüksüz durumlarda dilim ve bütün modellerin analizinden elde edilen $F_s$ değerlerinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Ayrıca kazıkların sisteme kattığı stabilizasyon etkisini daha net görebilmek için sunulan $\Delta F_s$ değeri, iki model için de aynıdır. Şekil 3, kazıklı ve yüksüz durumda stabilite analizinde gözlenen göçme mekanizmalarını göstermektedir. Şekil 3'te bütün ve dilim modelden elde edilen göçme yüzeylerinin benzer şekle sahip olduğu ve benzer derinliklerden geçtiği görülmektedir. İki modelde de kazıkların, eğilme momenti kapasitelerine ulaştıkları ve bu sebeple de kum zemine girdikleri derinlikte plastik bir mesnet oluştuğu gözlenmiştir. Kazıkların $F_s$ değerlerini yükselttiği, ancak göçme şeklini ve derinliğini çok değiştirmediği gözlenmiştir. Stabilize edilmiş şev için hazırlanan modellerin analizlerinde göçme durumunu kazıkların yapısal kapasitesi kontrol etmektedir. Yüksüz durumda dilim modelin analizinden elde edilen $F_s$ değerinin bütün modelden elde edilene çok yakın olduğu gözlenmiştir. Bu sonuç yüksüz şevlerin üç boyutlu analizlerinde çok daha kısa işlem süresine sahip olan dilim modelin sorunsuz kullanılabileceğini göstermektedir.

Tablo 3. Üç boyutlu (3D) FE analiz sonuçlarına göre kazıkların güvenlik katsayılarına etkisi

| Model | Stabilizasyondan önce $F_s$ | Stabilizasyondan (kazıklardan) sonra $F_s$ | $\Delta F_s$ artış |
|---|---|---|---|
| Dilim model - yüksüz | 1.794 | 2.199 | 0.405 |
| Bütün model - yüksüz | 1.798 | 2.203 | 0.405 |
| Dilim model - sürekli yükleme | 1.147 | 1.282 | 0.135 |
| Bütün model - bölgesel yükleme | 1.461 | 1.591 | 0.130 |

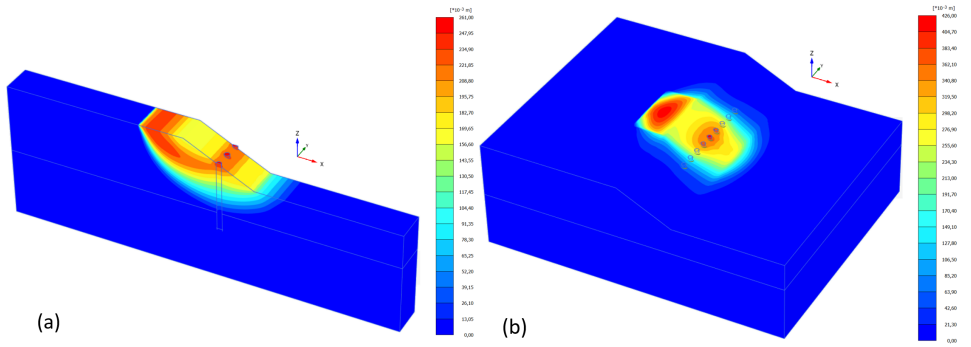



Şekil 3. Yüksüz durumda gözlenen göçme mekanizmaları (inkremental deplasman):
(a) dilim model, (b) bütün model

Tablo 3, şev tepesine yakın dikdörtgen (12 m x 9 m) 100 kPa bir sürşarj yük etkidiği durumda, dilim model ve bütün modelin analizlerinden elde edilen $F_s$ değerlerinin farklılığını göstermektedir. Bütün model, bölgesel yüklemenin sebep olduğu üç boyutlu çanak şeklindeki göçme mekanizmasının oluşmasına olanak sağladığı için daha yüksek $F_s$ değeri hesaplamaktadır. Dilim modelde ise yüklemenin düzlem dışı derinlik boyunca devam ettiği kabul edilen sürekli bir yükleme durumu varsayılmakta, bu da daha elverişsiz bir durum olduğu için, analizler daha düşük $F_s$ değerleri ile sonuçlanmıştır. Bütün ve dilim modelin analizlerinden elde edilen $F_s$ değerleri arasındaki fark, güçlendirilmemiş (kazıksız) ve kazıklı analizlerde benzerdir.

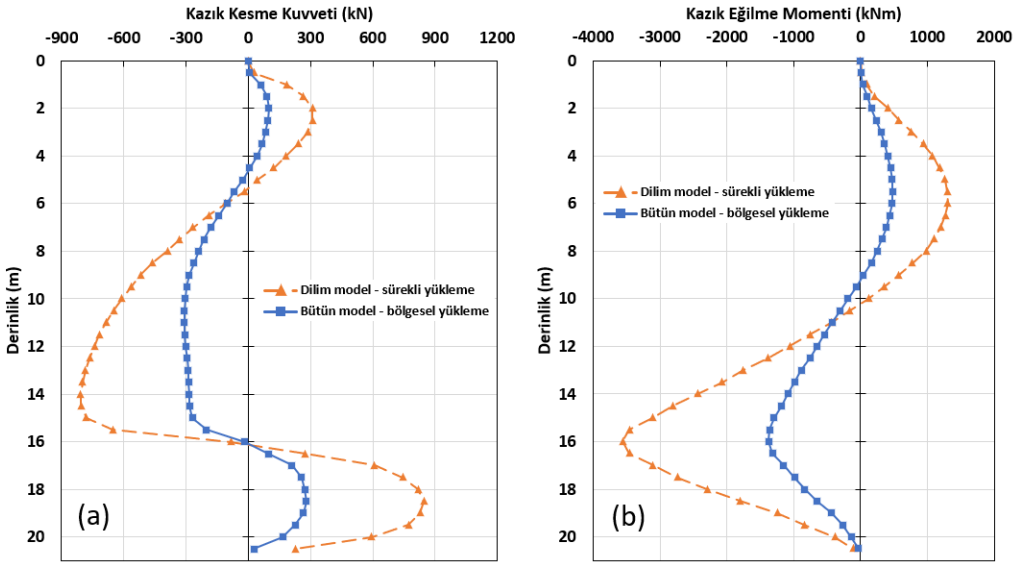
Şekil 4, yükleme durumunda stabilite analizlerinde dilim ve bütün modelde gözlenen göçme mekanizmalarını göstermektedir. Şekil 4a ve 4b'deki kazık başı hareketleri incelendiğinde, kazık başlarının etraflarındaki zemine kıyasla daha fazla hareket ettiği görülmektedir. Bu gözlem kazıkların stabilizasyon sebebiyle yüklendiğini ve üç boyutlu modellenen aralıklı kazıklara yük aktarımının sağlandığını göstermektedir. Şekil 4a'da gösterilen dilim modelde, düzlem dışı derinlik boyunca devam eden bir yükleme durumu oluştuğu için tüm kazıkların aynı etkiler altında olduğu görülmüştür. Bütün modelde ise (*bkz*. Şekil 4b), dilim modelden farklı olarak, şevin orta noktasına denk gelen kazığın en elverişsiz etkiler altında olduğu, orta noktadan uzaklaştıkça kazıklara etki eden kesit tesiri ve deplasmanların kademeli olarak azaldığı görülmüştür. Bölgesel yükleme sebebiyle kazıklarla stabilize edilen şevde oluşan (kazık ve şev sisteminin) bütünleşik göçme mekanizması Şekil 4b'de net bir şekilde görülmektedir. Yüksüz duruma benzer olarak, yüklü durumda da göçme yüzeyinin derinden geçtiği ve kazıkların yapısal kapasitesinin göçme modunu yönettiği gözlenmiştir. Elde edilen sonuçlar, kazıklarla güçlendirilen şev sistemlerinde, özellikle göçme mekanizmasının kazıkların

kontrol etmesinin beklendiği durumlarda kazıkların elasto-plastik olarak modellenmesinin avantajını göstermektedir. Analizlerin bütün modelde yapılması kazıklardan önce yükün oluşturduğu etki alanının incelenebilmesini de sağlamaktadır. Bunun genel avantajı da ihtiyaç olduğunda stabilizasyon için gereken optimum kazık sayısının ve yerleşiminin belirlenebilmesidir. Yapılan bölgesel yüklemeli bütün model analizlerinde stabilizasyon için toplam dokuz (9) kazık kullanılması yeterli olmuştur. Sonuçlar kazıklarla stabilize edilen bölgesel yüklü şevlerin stabilite analizlerinde dilim model yerine bütün model kullanmanın daha ekonomik stabilizasyon çözümleri üretebileceğini göstermektedir.




Şekil 4. Yükleme durumda stabilite analizinde gözlenen göçme mekanizmaları (inkremental deplasman): (a) dilim model – sürekli yükleme, (b) Bütün model – bölgesel yükleme

Yüklemenin tam orta noktasına denk gelen, en elverişsiz konumdaki kazıkların kesme kuvveti ve eğilme momentinin derinlikle değişimi sırasıyla Şekil 5a ve Şekil 5b'de görülmektedir. Dilim ve bütün model sonuçları karşılaştırıldığında, kazık davranışının genel olarak benzer olduğu görülmektedir. Yükleme durumunda deformasyon analizinden elde edilen kazık kesit tesirleri ve yer değiştirmeler Tablo 4'te sunulmaktadır.




Şekil 5. Yükleme durumunda kazık iç kuvvetleri: (a) Kesme kuvveti, (b) Eğilme momenti

Tablo 4. Yükleme durumunda üç boyutlu (3D) FE deformasyon analizi sonuçlarına göre kazık kesit tesirleri

| Model | Maksimum yatay kazık başı deplasmanı (cm) | Maksimum eğilme momenti (kNm) | Maksimum kesme kuvveti (kN) |
|---|---|---|---|
| Dilim model - sürekli yükleme | 8.1 | 3559 | 847 |
| Bütün model - bölgesel Yükleme | 2.9 | 1390 | 310 |

Kazıklı ve yüklü şevlerin deformasyon analizlerinde, dilim modelin analizinden elde edilen maksimum kazık kesit tesirlerinin ve kazık başı deplasmanlarının bütün modelin analizinden elde edilen değerlerin 2.5 katından

yüksek olduğu gözlenmiştir. Kesit tesitleri, bölgesel yükleme etkisi altındaki şevlerin deformasyon ve stabilite analizlerinde, üç boyutlu göçme yüzeyinin oluşmasına izin veren bütün model kullanımının avantajlı olduğunu göstermektedir.

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışma, kazıklarla stabilize edilmiş killi şevlerin analizlerinde üç boyutlu (3D) etkileri incelemektedir. İncelenen şev için, kısa süreli yükleme koşulları altında aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Hesaplama süresi 3D bütün modele kıyasla çok kısa olan 3D dilim model yüksüz (kazıklı ve kazıksız) şevlerin analizlerinde kullanıldığında elde edilen güvenlik katsayıları bütün modelin analizinden elde edilen değerlere oldukça yakındır.
- Kazıksız ve yüklü şevlerin 3D stabilite analizleri sonucunda, bölgesel yükleme sonucu oluşması beklenen çanak şeklindeki göçme yüzeyi ancak 3D bütün modelde yapılan analizlerde gözlenebilmektedir. Bu üç boyutlu etkiler, bütün modelin analizlerinde daha yüksek bir güvenlik katsayısı elde edilmesini sağlamaktadır.
- İncelenen örnekte, kazık-şev sisteminin göçme mekanizması ve güvenlik katsayısını kazık kapasitesi belirlemektedir. Kazıklarla stabilize edilen şev sistemleri modellenirken, özellikle kazıkların göçmeyi kontrol etmesi beklenen durumlarda, kazıkların elasto-plastik olarak modellenmesi anlamlı güvenlik katsayıları elde edilmesi için önemlidir.
- Kazıklı ve yüklü şevlerin deformasyon analiz sonuçları incelendiğinde bölgesel yüklemeli şevlerin deformasyon analizlerinin 3D bütün model kullanılarak yapılmasının (optimum kazık sayısının ve yerleşiminin de belirlenmesi açısından) daha ekonomik sonuçlar sağlayacağı belirlenmiştir.

Bu çalışma, bölgesel yükleme durumunu incelemeyi hedeflediği için 3D analizlere yoğunlaşmıştır. Geoteknik uygulamalarında 2D analizler, düzlem şekil değiştirme durumunda şev stabilitesi problemlerinde sıklıkla başvurulan bir modelleme yöntemidir. Özellikle yüksüz ve sürekli yüklü şevler için 2D ve 3D analizlerin kıyaslanması bu çalışmanın bir eksikliğidir ve gelecekte yapılacak karşılaştırmalı çalışmalar literatüre katkı sağlayabilir.

## TEŞEKKÜR

*Yazarlar, bu çalışmayı Bilimsel Araştırma Projeleri (BAP) 16961 numaralı proje kapsamında destekleyen Boğaziçi Üniversitesi'ne teşekkür eder.*

## KAYNAKLAR

Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Fonseca, F., Ragi Manoj, N., Zampich, L., Zalamea, N. (2021), "PLAXIS 3D 2021 Reference Manual", PLAXIS bv. Delft, The Netherlands.

Cai, F., & Ugai, K. (2000), "Numerical Analysis of the Stability of a Slope Reinforced with Piles", Soils and Foundations, 40(1), 73–84. https://doi.org/10.3208/sandf.40.73

Gerolymos, N., Papakyriakopoulos, O., & Brinkgreve, RBJ. (2014), "Macroelement Modeling of Piles in Cohesive Soil Subjected to Combined Lateral and Axial Loading", In MA. Hicks, RBJ. Brinkgreve, & A. Rohe (Eds.), Proceedings of The 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (pp. 373-378), Taylor and Francis. https://doi.org/10.1201/b17017-68

Keleşoglu, M.K. (2015), "The Evaluation of Three-dimensional Effects on Slope Stability by the Strength Reduction Method", KSCE Journal of Civil Engineering, 20(1), pp. 229–242. https://doi.org/10.1007/s12205-015-0686-4

Liang, R. Y., Yamin, M., & Bodour, W. A. (2009), "Lesson from Instrumented Slope Stabilization Project Using Drilled Shafts", International Foundation Congress and Equipment Expo, Orlando. https://doi.org/10.1061/41021(335)13

Jiang, J., Huang, X., Shu, X., Ning, X., Qu, Y., & Xiong, W. (2022), "Application of a Damage Constitutive Model to Pile–Slope Stability Analysis", Frontiers in Materials, 9. https://doi.org/10.3389/fmats.2022.1082292

Yıldırım, İ., Z., (2019), "Bir Dolgu Taşkın Setinin Yüklenmesiyle Oluşan Şev Stabilitesi Probleminin Çözümü", İMO Uluslararası 8. Geoteknik Sempozyumu Bildiri Kitabı, İstanbul, 2019.

# KONUT BİNALARININ ENKAZINDAN ORTAYA ÇIKAN PLASTİK ATIKLARIN YOL DOLGULARININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI

## THE USE OF PLASTIC WASTES OBTAINED FROM RESIDENTIAL BUILDING DEBRIS IN THE STABILIZATION OF ROAD EMBANKMENTS

**Zülal AKBAY ARAMA[1], İlknur DALYAN[2], Muhammed Selahaddin AKIN[3]**

## ÖZET

Bu çalışmanın amacı, konut binalarında depremlerin neden olduğu yapısal hasarlar sonucunda ortaya çıkan plastik atıkları oransal ve niteliksel olarak sınıflandırarak geoteknik mühendisliği kapsamında alternatif kullanım yöntemlerine öneriler sunmaktır. Bu bağlamda, 2023 yılında Kahramanmaraş ve Hatay'da meydana gelen depremlerden elde edilen verilerden faydalanılmıştır. T.C. Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı tarafından Mart 2023'te hazırlanan Kahramanmaraş ve Hatay Depremleri Raporu'na dayanarak, hasar tespit çalışmaları tamamlanan 1.712.182 binada 35.355 adet yıkılmış, 17.491 adet acil olarak yıkılması gereken durumda, 179.786 adet ağır hasarlı, 40.228 adet orta hasarlı, 431.421 adet ise az hasarlı olarak tespit edilmiştir. Bu verilere dayanarak, çalışma kapsamında, yıkılan, yıkılması gereken ve ağır-orta hasarlı binalarda bulunan plastik atıkların türlerine ve miktarlarına göre sınıflandırma yapılmıştır. Ayrıca, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı'nın "Enkaz döküm sahasından toplanan hafriyatın deprem bölgelerinde hasar görmüş yolların tamirinde kullanılması" planı çerçevesinde, bu plastik atıkların yol dolgusu olarak kullanılması durumunda elde edilebilecek iyileştirme seviyesi ve mevcut atıklarla hangi yol uzunluklarının iyileştirilebileceği konusunda parametrik çalışmalar yapılmıştır. Bu analizler, sonlu elemanlar yöntemini kullanan ticari bir program aracılığıyla gerçekleştirilmiştir. Plastik atık malzemeler ile zemin iyileştirmesi konusunda, deprem bölgesine dair bir örnekleme yapılamadığı için, literatürde uygulanan çalışmalar göz önünde bulundurularak benzer zemin profillerine sahip sahalar için yapılan deneylerden faydalanılarak tasarım parametreleri belirlenmiştir. Çalışmanın sonuçları, statik yükleme durumunda plastik atık malzemelerin yol alt yapısında kullanılmasının avantaj ve dezavantajlarını, ilave boşluk suyu basıncı, deplasman ve güvenlik sayısı gibi faktörlerin değişimleri üzerinden değerlendirmiş ve hasar görmüş yapıların enkazlarının hızlı bir şekilde bertaraf edilebilmesi ve bu malzemelerden etkin bir şekilde faydalanılabilmesine dair bir süreç ortaya koyulmuştur.

***Anahtar Kelimeler:*** *deprem, plastik atık, yıkıntı atıkları, zemin iyileştirme, yol dolgusu*

## ABSTRACT

The aim of this study is to provide recommendations for the alternative use of plastic waste generated from structural damage caused by earthquakes in residential buildings within the scope of geotechnical engineering by classifying them proportionally and qualitatively. In this context, data obtained from the earthquakes that occurred in Kahramanmaraş and Hatay in 2023 were utilized. Based on the Kahramanmaraş and Hatay Earthquakes Report prepared by the Presidency of Strategy and Budget of the Republic of Turkey in March 2023, it was determined that out of 1.712.182 buildings where damage assessment studies were completed, 35.355 were completely destroyed, 17.491 required immediate demolition, 179.786 were severely damaged, 40.228 were moderately damaged, and 431.421 were slightly damaged. Based on this

[1] Doç. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, zakbay@iuc.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Dr. Öğr. Üyesi, Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, ilknur.dalyan@comu.edu.tr
[3] Yük. İnşaat Müh., Kartal Belediyesi, mselahaddinakin@gmail.com

data, the study classified plastic waste in collapsed, buildings requiring demolition, and heavily or moderately damaged buildings according to their types and quantities. Furthermore, within the framework of the Ministry of Environment, Urbanization, and Climate Change's plan for the use of excavation collected from debris disposal sites in the repair of damaged roads in earthquake-prone areas, parametric studies were conducted on the potential improvement level that could be achieved by using these plastic wastes as road embankment and which road lengths could be improved with the existing waste materials. These analyses were conducted using a commercial program that employs the finite element method. Design parameters were determined based on experiments conducted on similar soil profiles, taking into account studies applied in the literature, as there was no sampling specific to the earthquake-prone region concerning soil improvement with plastic waste materials. The results of the study evaluated the advantages and disadvantages of using plastic waste materials in road substructures under static loading conditions by considering changes in factors such as additional void water pressure, displacement, and safety factor. A process was outlined for the rapid disposal of debris from damaged structures and effective utilization of these materials.

***Keywords:*** *earthquake, plastic waste, demolition waste, soil stabilization, road embankment*

## 1. GİRİŞ

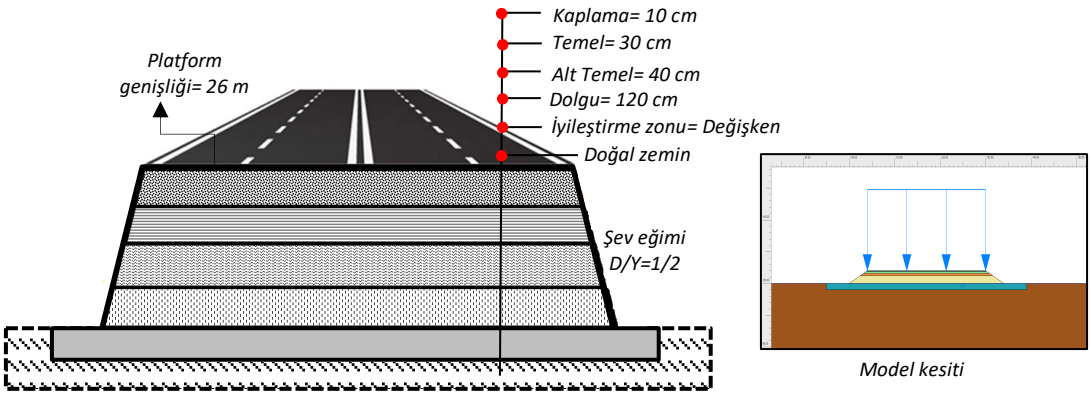
6 Şubat 2023 tarihinde Ülkemiz saati ile 04:17 ve 13:24'de merkez üsleri sırası ile Kahramanmaraş'ın Pazarcık ve Elbistan ilçeleri olan $M_w$=7.7 ve $M_w$=7.6 büyüklüklerinde iki deprem meydana gelmiştir. 20 Şubat 2023 tarihinde ise 20:04'te merkez üssü Hatay'ın Yayladağı ilçesi olan $M_w$=6.4 büyüklüğünde bir deprem daha meydana gelmiştir. Bahsi geçen depremler Kahramanmaraş, Gaziantep, Adıyaman, Şanlıurfa, Diyarbakır, Malatya, Elazığ, Osmaniye, Kilis, Adana ve Hatay olmak üzere 11 ilimizde tarifsiz maddi ve manevi yıkımlara sebep olmuştur. Türkiye Cumhuriyeti Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı tarafından Mart 2023'te hazırlanan Kahramanmaraş ve Hatay Depremleri Raporu'na göre (KHDR) depremden etkilenen 11 ildeki toplam konut sayısı 5.6 milyon seviyesinde olup Türkiye genelindeki toplam konut stoku içindeki payı ise %14.05 düzeyindedir. Bu illerde 6 Mart 2023 tarihi itibarıyla 1.712.182 binada hasar tespit çalışması tamamlanmıştır. Bu verilere göre; 35.355 bina yıkılmış, 17.491 binanın acil olarak yıkılması gerekmiş ve 179.786 binanın ağır, 40.228 binanın orta ve 431.421 binanın da az hasarlı olduğu tespit edilmiştir. Yıkılan veya büyük hasar gören bu binaların arasında konut olarak kullanılanların dışında tarihi nitelikli ve kültürel yapılar, okullar, idari binalar, hastaneler, oteller de bulunmasının yanı sıra havalimanları, karayolları gibi çeşitli diğer yapılar da hasar almışlardır. Türkiye İstatistik Kurumu (TÜİK) tarafından 2021 yılında paylaşılan bina istatistiklerinde depremden etkilenen illerde bulunan toplam nüfus 13.309.886'dır. Aynı zamanda, Kahramanmaraş, Gaziantep, Adıyaman, Osmaniye, Kilis, Adana ve Hatay illerinde bulunan mevcut yapı stoklarının yaklaşık olarak %70'i 1-3 katlı binalarda yaşarken Şanlıurfa, Diyarbakır, Malatya ve Elazığ illerinde bu oran yaklaşık olarak %30'dur. Ayrıca, Diyarbakır ili haricinde tüm illerde 6 kat altı binada yaşayanların oranı yaklaşık olarak %70'dir (KDİR, 2023). Bu bağlamda, bu çalışma kapsamında, literatürde sunulmuş olan yukarıda bahsi geçen veriler referans alınarak, yıkılan, yıkılması gereken ve ağır ile orta hasar gören konutların enkazlarından ortaya çıkabilecek plastik atıkların oransal ve niteliksel sınıflandırılması ve miktar hesapları yapılmıştır. Evsel atık olarak plastik pet şişeler, şişe kapakları, su damacanaları, ambalajlar, naylon poşetler, plastik kutular, pet bardaklar, temizlik malzemesi ambalajları, kişisel bakım ürünü ambalajları ve plastik oyuncaklar sayılabilmektedir (https://sifiratik.gov.tr/plastik-atik; Kumtepe, 2023). Ancak bir enkazdan elde edilebilecek plastik atıklara yapısal tasarımda kullanılan malzemelerin de dâhil edilmesi gerekmektedir. Enkaz niteliğindeki bir inşaat atığı alanından belirgin kütleler halinde çıkarılabilecek plastik atıklar, yalıtımda kullanılan plastik köpükler, pencere çerçeveleri, borular (temiz su, kirli su, yağmur suyu, tesisat), duvar kaplamaları, iç mekân profilleri (kapılar, süpürgelikler, yer döşemesi kenarları, kablo kanallarında, trabzanlarda, kaplamalarda ve dekorasyonda kullanılan), yer döşemeleri ve dış cephede kullanılan ekstrüde sert profiller olan panjur, kaplama, parmaklıklar olarak sayılabilmektedir (Pagev, 2016). Bu bağlamda inşaat atıklarının ayrıştırılması ile elde edilebilecek bu plastik atıkların "Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığınca 11 ilde 47 ayrı noktada oluşturulan enkaz döküm sahasından toplanan hafriyatın deprem bölgelerinde hasar görmüş yolların tamirinde, kaldırım ile yürüyüş yollarının yapımında kullanılması" planı dahilinde, geoteknik mühendisliği bakış açısı ile söz konusu plastik atıkların yol dolgu malzemesi olarak kullanımı sonucunda elde edilebilecek iyileştirme durumu, etkili iyileştirme kalınlığı ve mevcut atıklar ile iyileştirilebilecek yol uzunlukları bu çalışmaya odak noktası oluşturmuştur. Parametrik analizler geoteknik mühendisliği yapılarının tasarlanmasında sıklıkla kullanılan sonlu elemanlar yöntemi ile çalışan ticari bir program ile yapılmış olup plastik atık malzemeler ile zeminlerin iyileştirmesi konusunda literatürde uygulanan

çalışmalar derlenerek tasarım parametreleri elde edilmiştir. Plastik atıkların değerlendirilmesi konusundaki literatür çalışmaları incelendiğinde, inşaat sektörü kapsamında beton üretiminde (Ochi ve diğ., 2007; Choi ve diğ., 2009; Peker ve diğ., 2022), zemin stabilizasyonunda (Kalliyath ve diğ., 2016; Peddaiah ve diğ., 2018; Gowtham ve diğ., 2018; Karthick ve diğ., 2019; Mali ve diğ, 2019; Kassa ve diğ., 2020; Wani ve diğ., 2021; Karadağ ve diğ., 2022; Akrawi, 2022; Babat, 2022; Kamble ve diğ., 2022), demiryolu kaplamalarında (Naeini ve diğ., 2019), yapı malzemesi olarak (Arulrajah ve diğ., 2017), karayolu kaplamalarında (Giriftinoğlu, 2007) kullanımlarına örnekler mevcuttur. Ancak, tüm bu çalışmalar evsel atık niteliğindeki plastiklerin değerlendirilmesi amacı ile uygulanmış olup plastik atıkların dünya çapındaki artan miktarını ve bu atıkların bertaraf edilmesi, geri dönüştürülmesi veya yeniden kullanılması konusundaki eksiklikleri gözler önüne sermektedir. Doğal afetler sonrasında oluşacak inşaat yıkıntılarından elde edilecek plastik atıkların değerlendirilmesi konusunda çalışmalar literatürde yer almamakta olup Ülkemizde yaşanan veya yaşanması beklenen afetler göz önüne alındığında, üzerinde çalışılması zaruri konulara dâhil edilebilmektedir.

Bu doğrultuda bu çalışmada, 2023 Şubat ayında Kahramanmaraş ve Hatay'da meydana gelen depremlerde meydana gelen yıkımlar referans alınmış ve ortaya çıkacak inşaat plastik atıklarının yerinde değerlendirilebilmesini irdeleyerek bertaraf yöntemlerine alternatifler üretilmeye çalışılmıştır. Çalışma kapsamında öne sürülen bu sürecin motivasyonu, bahsi geçen depremler olmuş ancak ilgili bölgeden malzeme temininin sağlanamaması nedeni ile literatürde mevcut bulunan benzer nitelikli zeminler üzerinde yapılan deneylerin sonuçlarından faydalanılmıştır. Amaçlanan, hızlı ve etkin bir enkaz bertaraf sürecinin modellenmesi olmuştur. Çalışmanın sonuçlarında, afet sonrasında hızla onarılması ve trafiğe açılması gereken karayollarının tasarımına odaklanılarak yapılan modellemelerde, statik durumda, göz önüne alınan karayolu dolgusu altyapısında üretilen ilave boşluk suyu basıncı değerleri, meydana gelen deplasmanlar ve güvenlik sayısı (GS) değişimleri ve nihai deplasman değerleri irdelenerek yol alt yapısında plastik atık malzemeler ile iyileştirilmiş temel tabakası kullanımının avantaj ve dezavantajları ortaya konulmuştur.

## 2. MALZEME VE YÖNTEM

Bu çalışma kapsamında, yapılacak olan karayolu dolgusu modellemelerinde kullanılan kesit ve malzeme özellikleri Şekil 1 ve Tablo 1'de verilmiş olup ilgili dolgu geometrisi Karayolları Geometrik Standartları'ndan (2006) tasarım hızı 100 km/sa olan düz topografik yapıya sahip ve şerit genişliği 3,5 m, iç banketi 1 m, dış banketi 2,5 m, orta refüjü 4 m olan toplamda 26 m platform genişliğine sahip çok şeritli kentsel çevre yolu için seçilmiştir.




Şekil 1. Analizlerde kullanılan karayolu dolgu kesiti

Parametrik analizlerde kullanılan plastik atıkla iyileştirilme verileri, Babat (2022) tarafından yapılan çalışmalardan elde edilmiştir. Babat (2022) uygulamış olduğu deneylerde likit limit değeri %56.7 ve plastisite

indisi değeri %32.3 olan ve AASHTO zemin sınıflandırma sistemine göre A-7-6 zemin grubunda, USCS zemin sınıflandırma sistemine göre CH grubunda olan kil zemin kullanmıştır. İyileştirme çalışmaları için 12 mm uzunluk ve 2.5 mm genişliğindeki plastik atıklar oluşturarak sırası ile ağırlıkça %0.25, %0.50 ve %0.75 katkılı numuneler hazırlanmış ve uygulanan serbest basınç deneylerinin sonuçlarından drenajsız kayma mukavemeti değerleri ve rijitlik modülleri elde edilmiştir. Numuneler üzerinde uygulanan serbest basınç deneylerinden katkısız zemin için 282 kPa, %0.25 plastik atık katkılı zemin için 325 kPa, %0.50 plastik atık katkılı zemin için 580 kPa, %0.75 plastik atık katkılı zemin için 427 kPa elde edilmiştir. Çalışmaların sonucunda %0.50 plastik atık katkı oranı ile optimum iyileştirilmenin sağlanacağı sonucuna varılmıştır (Babat, 2022). Analizlerde Plaxis 2D.2023 kullanılmış olup düzlem deformasyon koşullarında dolgu-temel zemini sistemi oluşturulmuştur. Modellerde orta sıkılıkta 675 elemanlı 5615 nodlu ağ yapısı oluşturulmuştur. Toplamda 11 adet faz ile modelleme aşamaları oluşturulmuştur. Başlangıç fazı dışındaki ilk dört fazda sırası ile dolgu, alt temel, temel ve kaplama inşa fazları drenajsız olarak plastik hesap türü ile analiz edilmiştir. Beşinci fazda yol dolgusunun 30 kPa değerinde statik olarak yüklemeye tabi tutulmuştur. Her bir inşa aşamasının ardından güvenlik analizleri tanımlanarak, süreç boyunca yüklemelerden etkilenen ortam ve güvenlik sayısı değişimleri irdelenmiştir. Uygulanan analizlerde katkısız zemin ortamı referans analizleri oluşturmuş ve %0.50 plastik atık katkılı zemin ortamı nedeni ile modelde değişen ilave boşluk suyu basıncı değerleri, düşey deplasmanlar ve güvenlik sayıları karayolu dolgusu merkez ekseni altından temel-iyileştirme zonu ara yüzeyinden elde edilmiştir.

Tablo 1. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

| Malzeme | Malzeme modeli | Drenaj türü | $\gamma_{doygun}$ (kN/m$^3$) | E (kPa) | c’ (kPa) | $s_u$ (kPa) | Φ (°) | ν' (-) | $k_x=k_y$ (m/gün) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kaplama | Lineer elastik | Geçirimsiz | 24 | $189*10^6$ | - | - | - | 0.15 | - |
| Alt temel | Mohr Coulomb | Drenajlı | 20 | $38*10^3$ | 8 | - | 30 | 0.35 | 0.9992 |
| Temel | Mohr Coulomb | Drenajlı | 21 | $66.46*10^3$ | 1 | - | 40 | 0.35 | 0.9992 |
| Dolgu | Mohr Coulomb | Drenajlı | 20 | $51.28*10^3$ | 10 | - | 38 | 0.35 | 0.9992 |
| Doğal zemin | Mohr Coulomb | Drenajsız B | 18 | $42.30*10^3$ | - | 141 | - | 0.30 | $2.94*10^{-5}$ |
| %0.50 katkılı zemin | Mohr Coulomb | Drenajsız B | 19 | $87*10^3$ | - | 290 | - | 0.3 | $2.94*10^{-5}$ |

Plastik katkılı iyileştirme, bir iyileştirme zonu kullanılarak ($L_{pa}$) , doğal zemin ile dolgu elemanları arasına, doğal zemin ortamı kazılarak uygulanmıştır. Çalışma kapsamında yapılan analizlerde bu iyileştirme zonu kalınlığının 0.25 m, 0.5 m, 0.75 m, 1.0 m, 1.25 m, 1.5 m, 2.0 m olması durumlarındaki davranış farklılıklarının incelenmesi amaçlanmıştır.

## 3. SONUÇLAR

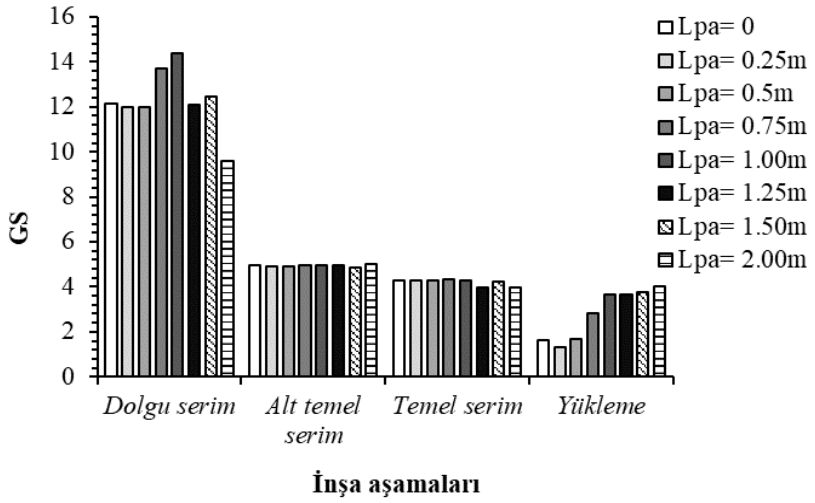
Kahramanmaraş ve Hatay merkezli depremler nedeni ile oluşan plastik inşaat atıklarının hesaplanması için, depremde hasar gören 11 ilde yıkılan, yıkılması öngörülen, ağır ve orta hasar alan yapıların toplam miktarı hesaplanmıştır. Bu amaçla yapılan hesaplarda, Adana’da 14.720, Adıyaman’da 74.971, Diyarbakır’da 19.811, Elazığ’da 11.678, Gaziantep’te 49.406, Hatay’da 241.212, Kahramanmaraş’ta 101.113, Kilis’te 3817, Malatya’da 84.320, Osmaniye’de 20.233 ve Şanlıurfa’da 12.204 binadan inşaat atığı oluşacağı bilinmektedir (KHDR, 2023).

Aynı zamanda, Kahramanmaraş, Gaziantep, Adıyaman, Osmaniye, Kilis, Adana ve Hatay illerinde bulunan mevcut yapı stoklarının yaklaşık olarak %70’i 1-3 katlı binalarda yaşarken Şanlıurfa, Diyarbakır, Malatya ve

Elazığ illerinde bu oran yaklaşık olarak %30'dur. Ayrıca, Diyarbakır ili haricinde tüm illerde 6 kat altı binada yaşayanların oranı yaklaşık olarak %70'dir (KDİR, 2023). Bu veriler göz önüne alınarak yapılan ortalama hesaplamalar ile 2.231.976 katlık inşaat atığı ortaya çıkacağı düşünülmektedir.

Ortalama 100 $m^2$ alana sahip olduğu düşünülen 2+1 dairelerden, 200*100 cm boyutlarında PVC pencere doğraması (toplamda 5 cephede) nedeni ile 135 kg ağırlığında plastik atık ve yapının temiz su, pis su, yağmur suyu ve tesisat boruları nedeni ile toplamda 144 kg plastik atık çıkacağı göz önüne alınmıştır. Bu hesaplar dâhilinde bir kattan toplamda 280 kg'lık plastik atığın belirgin kütleler halinde toplanabileceği düşünülmektedir. Toplam kat adedi ile ortalama plastik atık ağırlığının çarpımı sonucunda 625.000 ton'luk bir plastik atık fazlalığının oluşacağı hesaplanmıştır.

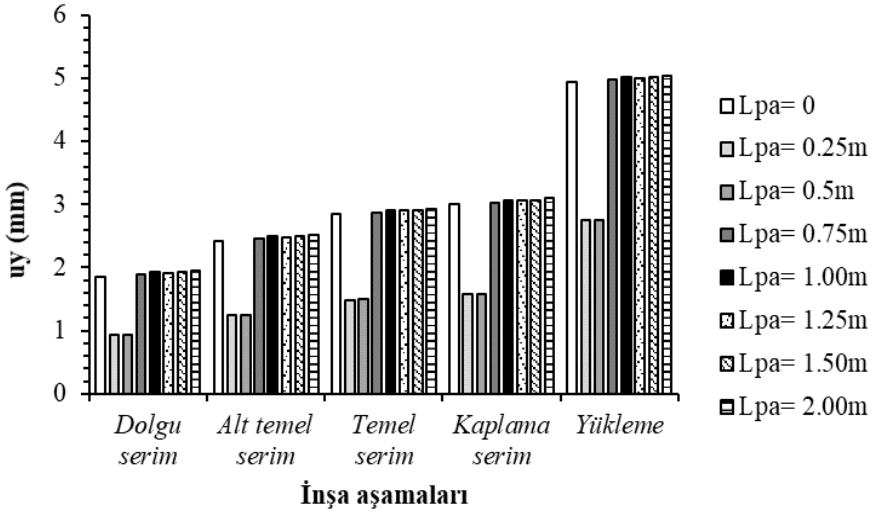
Yapılan parametrik analizlerde farklı kalınlıklarda uygulanan iyileştirme çalışmalarının etkileri incelenmiştir. Farklı kalınlıklarda inşa edilen iyileştirilmiş zonlar ile inşa aşamalarına bağlı olarak elde edilen güvenlik sayılarının değişimi Şekil 2'de verilmiştir. Şekil 2'ye göre yol üstyapısının inşası sırasında farklı katkı oranları ile yapılan iyileştirmelerin özellikle temel zemini ortamının ilk yüklenmesinde ve yol sürşarj yükü tatbik edilmesinden sonra katkı oranına bağlı olarak farklı güvenlik seviyesi gösterdiği söylenebilmektedir. Bu bağlamda iyileştirme zon kalınlığının 0.75 m değerinde elde edilen güvenlik seviyesi sistem tasarımını optimuma götürecek seviyede görülmektedir.




Şekil 2. Farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak güvenlik sayısı değişimi

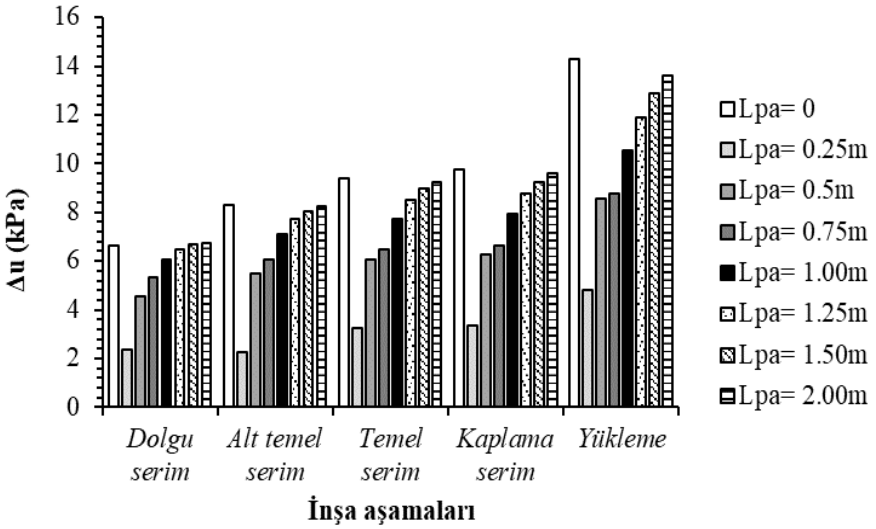
Şekil 3'te farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak elde edilen maksimum düşey deplasman değerleri gösterilmiştir. Analiz sonuçları öngörülenden farklı bir eğilim göstermekte olup deplasmanlar açısından 0.25 m ve 0.50 m iyileştirme zon kalınlıklarının tasarımı optimum çözüme ulaştıracağı düşünülmektedir.

Diğer iyileştirme zonu kalınlıklarında deplasmanların azalımı açısından olumlu bir sonuç gözlemlenememiştir. Ancak deplasman değerlerinin küçüklüğü göz önüne alındığında, bu sonuçların farklı vakalar üzerinde tekrar değerlendirilerek yorumlanması gerekliliği görülmektedir.



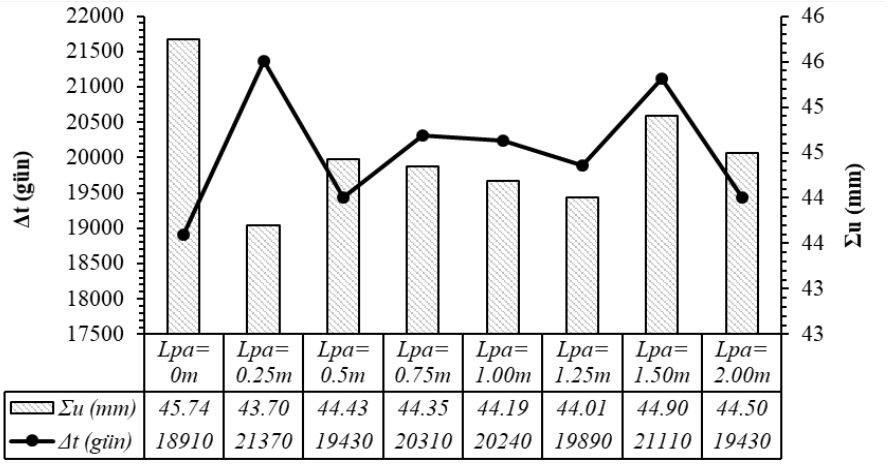

Şekil 3. Farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak düşey deplasmanların değişimi

Şekil 4'te farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak ilave boşluk suyu basıncı değişimleri verilmiştir. Söz konusu analizlerde temel zemini olarak kil zemin kullanılması ve yükleme durumunun ani (plastik) olarak göz önüne alınması ilave boşluk suyu basıncı oluşumuna neden olmuştur. Maksimum ilave boşluk suyu basıncı artışının iyileştirme yapılmayan kesitte meydana geldiği ve özellikle yükleme fazında minimum ilave boşluk suyu basıncı artımının 0.25 m kalınlıktaki iyileştirme zonunda oluştuğu söylenebilmektedir.




Şekil 4. Farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak ilave boşluk suyu basıncı değişimi

Şekil 5'te ise farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak oluşan nihai toplam oturma miktarları ve nihai konsolidasyon süreleri verilmiştir. Nihai konsolidasyon süresi, analizlerde konsolidasyon fazı tanımlanarak, ilave boşluk suyu basıncının 1 kPa değerine eriştiği süre olarak elde edilmiştir. Konsolidasyonun en hızlı tamamlandığı vaka iyileştirme zon kalınlığının 0.5 m olarak tanımlandığı, toplam nihai oturma değerinin minimum elde edildiği vaka ise iyileştirme zon kalınlığının 0.25 m olarak tanımlandığı durumda elde edilmiştir.




| | Lpa= 0m | Lpa= 0.25m | Lpa= 0.5m | Lpa= 0.75m | Lpa= 1.00m | Lpa= 1.25m | Lpa= 1.50m | Lpa= 2.00m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Σu (mm) | 45.74 | 43.70 | 44.43 | 44.35 | 44.19 | 44.01 | 44.90 | 44.50 |
| Δt (gün) | 18910 | 21370 | 19430 | 20310 | 20240 | 19890 | 21110 | 19430 |

Şekil 5. Farklı iyileştirme zonu kalınlıklarında inşa aşamalarına bağlı olarak nihai toplam oturma değerlerinin ve konsolidasyon sürelerinin değişimi

Yapılan tüm bu analizlerin sonucunda, ilave boşluk suyu basıncı, deplasman ve güvenlik sayıları açısından değerlendirme yapıldığında, optimum iyileştirme zon kalınlığının 0.25-0.75 m kalınlıkları arasında seçilebileceği söylenebilmektedir. Bu bağlamda, bu çalışma kapsamında göz önüne alınan kesit açısından değerlendirme yapıldığında 26 m platform genişliğinde ve ½ şev eğiminde inşa edilen karayolu dolgusu için 0.7 5m kalınlıkta iyileştirme zonu kullanılarak ağırlıkça %0.5 oranında plastik atık kullanılması ile toplam 2.436 km uzunluğunda bir yol takviye edilebilmektedir.

## KAYNAKLAR


Akrawi, M.S.Y. (2022), "The Combined Stabilizing Effect of Plastic and Construction-Demolition Waste Utilization on the Properties of Silty Clay Soil" MSc Thesis, Graduate School of Natural and Applied Science, Department of Civil Engineering, Harran University.

Arulrajah, A., Yaghoubi, E., Wong, Y.C., Horpibulsuk, S. (2017), "Recycled plastic granules and demolition wastes as construction materials: Resilient moduli and strength characteristics", Construction and Building Materials, Vol 147, 639-647.

Babat, D. (2022), "Şişen Zeminlerin Plastik Atık Malzemeler ile Stabilizasyonu",Yüksek Lisans Tezi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Ondokuz Mayıs Üniversitesi.

Choi, Y.W., Moon, D.J, Kim, Y.J., Lachemi, M. (2009), "Characteristics of mortar and concrete containing fine aggregate manufactured from recycled waste polyethylene terephthalate bottles", Construction and Building Materials, Vol 23, Iss 8, 2829-2835.

Giriftinoğlu, Ç. (2007), "The Use of Plastic Waste Materials in Asphalt Pavements" MSc Thesis, Institute of Science and Technology, Department of Civil Engineering, İstanbul Technical University.

Gowtham, S., Naveenkumar, A., Ranjithkumar, R., Vijayakumar, P., Sivaraja, M. (2018), "Stabilization of Clay Soil by Using Glass and Plastic Waste Powder", International Journal of Engineering and Techniques, Vol 4, Iss 2, 146-150.

KDİR, (2023), "6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Pazarcık ($M_w$=7,7) ve Kahramanmaraş Elbistan ($M_w$=7,6) Depremleri İnceleme Raporu",Hacettepe Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara.

KHDR, (2023), "2023 Kahramanmaraş ve Hatay Depremleri Raporu", T.C. Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı, Ankara.

Kalliyath, J.W., Joy, J.T., Paul, M.J., Vadakkel, A.M. (2016), "Soil Stabilization using Plastic Fibers", International Journal of Science and Technology&Engineering, Vol 2, Iss 12, 484-487.

Kamble, U., Deshmukh, V.Y., Thak, P., Ther, J., Shaha, J. (2022), "Soil Stabilization By Using Plastic Waste", International Journal of Aquatic Science, Vol 13, Iss 1, 157-161.

Karadag, H., Fırat, S., Işık, N.S., Yılmaz, G. (2022), "Determination of permanent deformation of flexible pavements using finite element model", Gradevinar, Vol 74, 471-480.

Karayolları Teknik Şartnamesi, (2006), T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.

Karthick, S.Y.S., Vasanthanarayanan, R., Ayswarya, S., Meenakshi, C. (2019), "Soil Stabilization using Plastics and Gypsum", International Journal of Research in Engineering, Science and Management, Vol 2, Iss 1, 351-360.

Kassa, R.B., Workie, T., Abdela, A., Fekade, M., Saleh, M., Dejene, Y. (2020), "Soil Stabilization Using Waste Plastic Materials", Open Journal of Civil Engineering, Vol 10, 55-68.

Kumtepe, R. (2023), "Türkiye'de Atık Yönetimi Çerçevesinde Plastik Atık Yönetimi: İstanbul Büyükşehir Belediyesi Örneği", Yüksek Lisans Tezi, Sosyal Bilimler Enstitüsü, İstanbul Üniversitesi.

Mali, S, Kadam, S., Mane, S., Panchal, K., Kale, S., Navkar, Y. (2019),"Soil Stabilization by using Plastic Waste" International Research Journal of Engineering and Technology, Vol 6, Iss 4, 4056-4060.

Naeini, M., Mohammadinia, A., Arulrajah, A., Horpibulsuk, S., Leong, M. (2019), "Stiffness and strength characteristics of demolition waste, glass and plastics in railway capping layers", Soils and Foundations, Vol 59, Iss 6, 2238-2253.

Ochi, T., Okubo, S., Fukui, K. (2007), "Development of recycled PET fiber and its application as concretereinforcing fiber", Cement and Concrete Composites, vol 29, 448-455.

Pagev. (2016),"Dünya ve Türkiye Plastik İnşaat Malzemeleri Sektör Raporu", Türk Plastik Sanayicileri Araştırma, Geliştirme ve Eğitim Vakfı

Peddaiah, S., Burman, A., Sreedeep, S. (2018), "Experimental Study on Effect of Waste Plastic Bottle Strips in Soil Improvement", Geotechnical and Geological Engineering, Vol 36, 2907-2920.

Peker, M.A., Ataş, O., Aksel, M. (2022), "Plastik Atıkların Betonda Değerlendirilmesindeki Güncel Durum", ALKÜ Fen Bilimleri Dergisi, C 4, S 3, 159-178.

Wani, I.A., Sheikh, I.M., Maqbool, T., Kumar, V. (2021), "Experimental investigation on using plastic wastes to enhance several gineering properties of soil through stabilization", Materialstoday:Proceedings, Vol 45, 4571-4574.

https://sifiratik.gov.tr/plastik-atik; Erişim tarihi: 20 Haziran 2023

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# HAFİFLETME KONSOLLU DAYANMA YAPILARINDA TOPRAK BASINCI YAKLAŞIMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

## COMPARISON OF EARTH PRESSURE APPROACHES IN SHELF CONSOLE RETAİNİNG STRUCTURES

**Süleyman CAN[1], Sami ARSOY[2]**

## ÖZET

İstinat yapıları iki farklı düzeydeki zeminden oluşan yanal toprak etkisini, istenen bir güvenlikle karşılayan ve zeminin doğal şev açısını almasını önleyerek dengeyi koruyan yapı elemanlarıdır. Hafifletme konsollu istinat duvarı, yükseklik arttıkça ekonomiklik ve stabilitenin azaldığı beton istinat duvarına alternatif olarak inşa edilebilir. Bu çalışmada, hafifletme konsollu istinat duvarında zemin basıncı yaklaşımlarının karşılaştırılması amaçlanmıştır. Zemin yüzeyinden farklı derinlikte yer alan hafifletme konsolunun, konumunun yanal toprak basıncına etkisi, duvar hareketi ve duvara etki eden maksimum eğilme momenti etkisini tartışmak için bir parametrik çalışma yapılmaktadır. Farklı yaklaşımlarda İstinat duvarı üzerindeki toprak basıncının dağılımını belirlemek için hafifletme konsollu istinat duvarlarının bir dizi sonlu elemanlar analizi sunulmuştur. Konsolun yerleştirme derinliğinin ve genişliğinin toprak basıncının dağılım modeli üzerinde etkisi araştırılmış, tasarım önerilerinde bulunulmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Hafifletme Konsollu İstinat Duvarı, Sonlu Elemanlar, Toprak Basıncı, Yüksek İstinat duvarı

## ABSTRACT

Retaining structures are structural elements that meet the lateral soil effect consisting of two different levels of ground with a desired security and protect the balance by preventing the ground from taking the natural slope angle.The attenuation cantilevered retaining wall can be constructed as an alternative to the concrete retaining wall, where the economy and stability decrease as the height increases.In this study, it is aimed to compare the ground pressure approaches in a retaining wall with a dampening console.A parametric study is carried out to discuss the effect of the position of the attenuation console at a different depth from the ground surface on the lateral earth pressure,the wall motion and the effect of the maximum bending moment acting on the wall.A series of finite element analyzes of attenuation cantilever retaining walls are presented to determine the distribution of soil pressure on the retaining wall in different approaches.Analysis results were compared and interpreted.The effect of the placement depth and width of the cantilever on the soil pressure distribution model was investigated, design suggestions were made.

**Keywords:** Retaining Wall, Shelve, Earth Pressure, High Retaining Wall, Plaxis, Finite Elements.

## 1. GİRİŞ

İstinat yapıları iki farklı seviyedeki zeminden oluşan yanal toprak basıncı etkisini, istenen bir güvenlikle karşılayan ve zeminin doğal şev açısını almasını engelleyerek dengeyi koruyan yapı elemanlarıdır. İstinat yapısının türü, hedeflenen yükseklik, inşaat alanının karakteristiği, mevcut yapı malzemeleri, yeraltı suyu

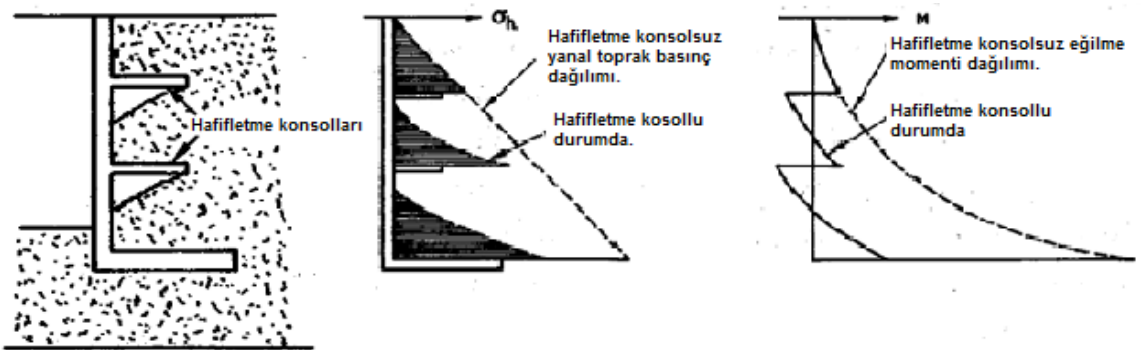
[1] İnşaat Mühendisi, Remax, suleyman-can@hotmail.com (Sorumlu yazar)
[2] Profesör, Kocaeli Üniversitesi, samiarsoy@yahoo.com

seviyesi, dolguda kullanılacak malzemenin çeşidi, bölgesel şartlara uygunluğu ve kullanma işlevine bağlı olarak belirlenir (Türk Standartı-7994,1990).
Bu tip duvarların sınıflandırılması, 1927'de Batı Avustralya Üniversitesi'nde uygulanmış bir Zemin-Mekaniği dersi sırasında incelenmeye başlandı. Ders, esnek istinat duvarlarının sınıflandırılmasını sundu ve hafifletme konsollu duvar, esnek bir istinat duvarı olarak sınıflandırıldı (Shehata, 2016).

Hafifletme konsoluna sahip bir istinat duvarı, istinat duvarlarının özel tiplerinden biri olarak düşünülmüştür. Hafifletme konsollu istinat duvarlarının yanal basıncın azaltılması ve istinat duvarının genel stabilitesinin arttırılması gibi avantajları vardır. Bu türden istinat duvarlarının incelenmesi, istinat yapıları alanında göze çarpmayan bir alan oluşturmaktadır. Bu tip gerçek davranışları araştırmak için çok az çalışma yapılmıştır. Ayrıca, bu tür istinat duvarı yapılarının çok az olduğu gözlenmiştir (Chauhan ve diğ., 2015).

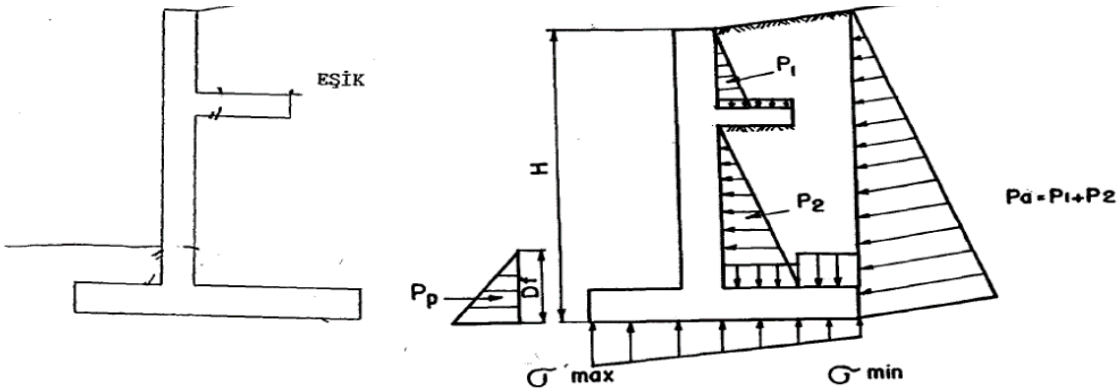
## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Tsagareli (1969) bir ya da daha fazla hafifletme konsollunun tamamen yapısal terimlerle sağlam bir bağlantısının faydalarını tanımlamaktadır. İlk olarak, bir konsoldaki duvara etki eden yanal toprak basıncının dış momentleri, ek yerinde, toprağın ağırlığı, konsolun üzerinde uzanır. Ayrıca, toprak gevşek şekilde dolarsa, hatta hafifletme konsolunun altında üçgen bir boşluk bırakarak rafın üstündeki ağırlığın alttaki toprağa dayanmamasını ve dolayısıyla hafifletme konsolunun altındaki duvar bölümünde yanal baskıyı yaratmamasına dikkat çekmiştir. Tsagareli'nin hafifletme konsolları, duvarın yüzüne etki eden basınçları azaltmak ve daha da önemlisi, duvar yüzeyi için eğilme momenti diyagramını Şekil 1 'de gösterildiği gibi neredeyse istenen şekle göre değiştirebilmek için uygun görülebilir (Tsagareli,1969).




Şekil 1. Tsagareli (1969) iki hafifletme konsollu çözümü

Hafifletme konsollu duvar yapımında temel ilke konsol-temel birleşimindeki maksimum momentin bir veya iki hafifletme konsoluna gelecek düşey toprak yükünün oluşturduğu ters yöndeki momentlerle azaltılmasıdır. Duvar gövdesine bir veya birkaç sıra tabana paralel hafifletme konsolu yapılabilir. Hafifletme konsolu yeri, sayısı ve genişliğine çeşitli deneme hesapları ile karar verilir. Hafifletme konsollu duvar tipi için genel denge incelemeleri konsol duvar gibi yapılır. Ancak betonarme hesabında aktif itkiler $P_1$ ve $P_2$ 'ye ek olarak hafifletme konsolu ve topuktaki düşey yüklemeler Şekil 2.'deki gibi göz önüne alınır (Türk Standartı-7994,1990).



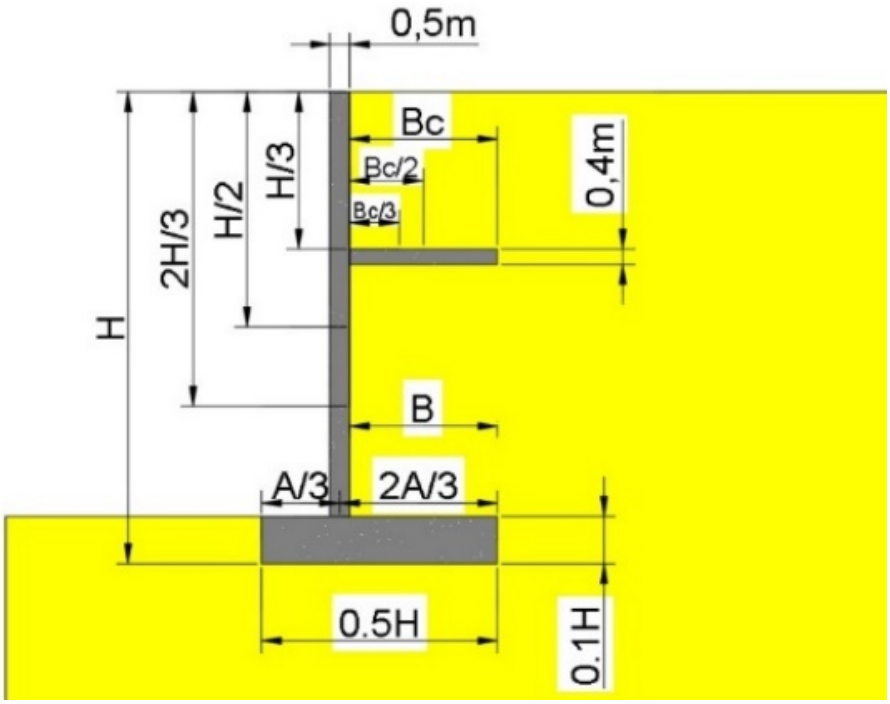

Şekil 2. Türk Standartı-7994 (1990), hafifletme konsollu duvar çözümü

## 3. ÇALIŞMANIN AMACI VE KAPSAMI

Bu çalışmada 9 m, 12m ve 15 m yüksekliğindeki tek hafifletme konsolu olan ve olmayan istinat duvarı üzerindeki toprak basıncının dağılımı, PLAXIS 2D kullanılarak sonlu elemanlar analizi ile irdelenmiştir. Hafifletme konsolunun yeri ve genişliğinin gerilme dağılımına, maksimum eğilme momentine ve duvar hareketine etkisi araştırılmıştır. Türk Standartı-7994 (1990) teorileri ile karşılaştırmalar yapılmıştır.

## 4. ARAŞTIRMA MODELİ

Toprak basıncı dağılımını hesaplamak için sonlu elamanlar programı (Plaxis 2D) kullanılmıştır. Malzeme özellikleri Sekar ve diğ. (2020), çalışmasından alınmıştır. Hesaplama kolaylığı açısında c=0,2 ve dilatansi açısı=0 alınarak analizler yapılmıştır. İstinat duvarında lineer elastik model ve zeminde pekleşme zemin modeli kullanılmıştır (Sekar ve diğ.,2020). Araştırma modelinin malzeme özellikleri Tablo 1'deki gibidir. İstinat duvarının model geometrisi (H) ile ilişki olarak Şekil 3' de verilmiştir. Burada kesitler yüksekliğe bağlı olarak konsol istinat duvarları için önerilen ön boyutlandırma parametrelerinden yola çıkarak H=9 m, 12m ve 15 m için taban levhasının duvar arkasında kalan B= Bc uzunluğunun Bc=0, Bc, Bc/2, Bc/3 hafifletme konsolu boyutlarında H/3, H/2 ve 2H/3 yüksekliğindeki konumları için model grupları Tablo 2'deki gibi oluşturulmuştur.




Şekil 3. Araştırma Modeli Geometrisi

Tablo 1. Sonlu Elaman Analizinin Malzeme Özellikleri (Sekar ve diğ.,2020).

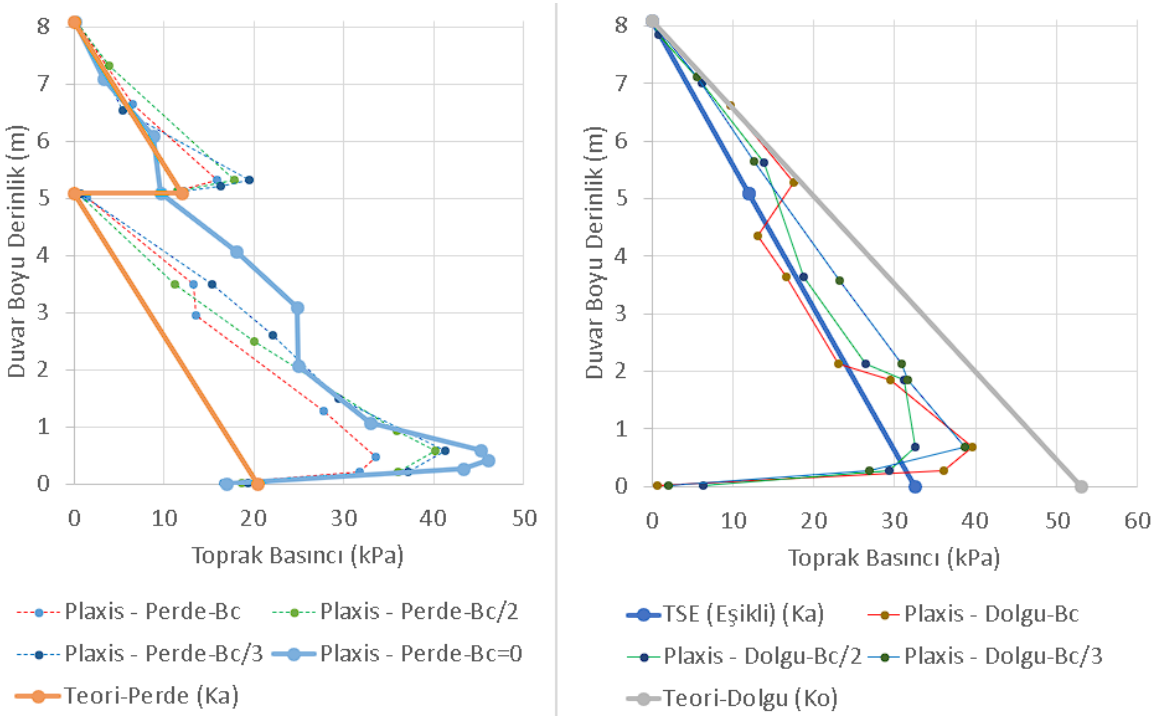
| | Zemin | Betonarme Yapı |
|---|---|---|
| BHA (KN/M3) | 17 | 25 |
| Kohezyon (KN/M2) | 0,2 | |
| Young's Modülü,E | - | 32000000 |
| Elastisite Modülü (kPa) $E^{Ref}_{50}$ | 10,000 | |
| Elastisite Modülü (kPa) $E^{ref}_{oed}$ | 10,000 | |
| Elastisite Modülü (kPa) $E^{ref}_{ur}$ | 30,000 | |
| Güç,m | 0,500 | |
| Poisson Oranı | 0,3 | 0,15 |
| İçsel Sürtünme Açısı | 38 | |
| Dilatansi Açısı | 0 | |
| Kullanılan Model | Hardening Soil Model | Linear Elastic |

Tablo 2. Araştırma Modeli Gruplarının Tanımı

| Model Grubu | Model |
|---|---|
| Grup 1 | H/3, Tek konsol, B=Bc,H=9m,12m,15m<br>H/3, Tek konsol, B=Bc/2,H=9m,12m,15m<br>H/3, Tek konsol, B=Bc/3,H=9m,12m,15m |
| Grup 2 | H/2, Tek konsol, B=Bc,H=9m,12m,15m<br>H/2, Tek konsol, B=Bc/2,H=9m,12m,15m<br>H/2, Tek konsol, B=Bc/3,H=9m,12m,15m |
| Grup 3 | 2H/3, Tek konsol, B=Bc,H=9m,12m,15m<br>2H/3, Tek konsol, B=Bc/2,H=9m,12m,15m<br>2H/3, Tek konsol, B=Bc/3,H=9m,12m,15m |

## 5. ANALİZ SONUÇLARI

H=9 m, 12 m, 15 m istinat duvarındaki hafifletme konsolunun H/3, H/2, 2H/3 konumlarındaki B=Bc, Bc/2,Bc/3 genişliklerindeki gerilme dağılımları perdedeki Rankine aktif gerilmesi (Ka), teori TSE (eşikli) aktif gerilmesi (Ka), teori-dolgudaki Rankine pasif gerilmeleri (Ko) ile birlikte analizlere ait örnek olarak Şekil 4'de 9m yüksekliğindeki duvarın Bc/3 konsol genişliğindeki gerilme dağılımları gösterilmiştir. Duvar ve topuk kısmında oluşan gerilmelerin Türk Standartı-7994 (1990) ile karşılaştırılması Tablo 3'de gösterilmiştir.




Şekil 4. H=9m'deki Bc/3 hafifletme konsolunun duvar ve topuk gerilme dağılımları

Tablo 3. H=9m, 12m, 15m'deki hafifletme konsolunun Türk Standartı-7994 (1990) ile karşılaştırılması

| Duvar Yüksekliği | Konum | Aktif Kuvvetler | Bc-Perde | Bc-Dolgu | Bc/2-Perde | Bc/2-Dolgu | Bc/3-Perde | Bc/3-Dolgu |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9 m | H/3 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 23,82 | 21,18% | 26,70 | -0,57% | 29,28 | 10,90% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 89,73 | | 107,93 | | 111,10 | |
| | | Pa=P1+P2 | 113,55 | 144,06 | 134,63 | 133,87 | 140,38 | 157,55 |
| | H/2 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 55,17 | 15,51% | 57,44 | 22,09% | 61,88 | 19,99% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 56,47 | | 70,87 | | 81,07 | |
| | | Pa=P1+P2 | 111,64 | 132,13 | 128,31 | 164,69 | 142,95 | 178,65 |
| | 2H/3 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 76,62 | 47,68% | 75,00 | 39,43% | 77,82 | 34,52% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 18,98 | | 34,75 | | 43,00 | |
| | | Pa=P1+P2 | 95,60 | 182,73 | 109,75 | 181,20 | 120,82 | 184,52 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12 m | H/3 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 42,64 | 11,28% | 47,54 | 14,40% | 50,60 | 8,06% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 181,19 | | 186,91 | | 193,60 | |
| | | Pa=P1+P2 | 223,83 | 252,30 | 234,45 | 273,90 | 244,20 | 265,61 |
| | H/2 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 100,02 | 3,42% | 104,70 | 19,73% | 110,16 | 9,96% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 109,75 | | 129,29 | | 145,43 | |
| | | Pa=P1+P2 | 209,77 | 217,19 | 233,99 | 291,50 | 255,59 | 283,86 |
| | 2H/3 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 161,96 | 18,93% | 162,64 | 23,48% | 171,72 | 19,04% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 48,42 | | 64,92 | | 75,91 | |
| | | Pa=P1+P2 | 210,38 | 259,52 | 227,56 | 297,37 | 247,63 | 305,87 |
| 15 m | H/3 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 67,05 | 28,20% | 72,60 | 22,04% | 77,02 | 19,96% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 250,36 | | 279,91 | | 294,86 | |
| | | Pa=P1+P2 | 317,41 | 442,09 | 352,51 | 452,16 | 371,88 | 464,62 |
| | H/2 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 158,59 | -2,25% | 162,64 | 20,97% | 172,50 | 23,03% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 191,41 | | 194,68 | | 229,23 | |
| | | Pa=P1+P2 | 350,00 | 342,30 | 357,32 | 452,13 | 401,73 | 521,91 |
| | 2H/3 | P1-Perde (H.Konsol Üst) | 249,35 | 10,15% | 244,35 | 29,35% | 265,00 | 17,12% |
| | | P2-Perde (H.Konsol Altı) | 96,90 | | 96,04 | | 115,36 | |
| | | Pa=P1+P2 | 346,25 | 385,35 | 340,39 | 481,80 | 380,36 | 458,91 |

İstinat duvarında, hafifletme konsolunun yerinin ve genişliğinin duvarın yatay hareketine etkisi ile konsolda ve duvarda oluşturduğu moment değişimleri Tablo 4'de gösterilmiştir. Hafifletme konsolunun yeri ve genişliğinin konsolsuz duruma göre (Bc=0) aktif itki kuvvetinde (Pa) meydana getirdiği azalış yüzdeleri Tablo 5'de gösterilmiştir.

Tablo 4. H=9m, 12m, 15m'deki hafifletme konsolunun moment ve duvar hareketine etkisi

| Duvar Yüksekliği | Hafifletme Konsolu Konumu | Genişliği | M max Hafifletme Konsolu (kNm/m) | M max Duvar (kNm/m) | Duvar Hareketi Ux (ΔX/H) |
|---|---|---|---|---|---|
| 9 m | Konsolsuz | | | 369,16 | 0,034 |
| | H/3 | Bc | -368,06 | -349,68 | 0,026 |
| | | Bc/2 | -85,08 | 222,22 | 0,028 |
| | | Bc/3 | -37,52 | 288,61 | 0,030 |
| | H/2 | Bc | 440,67 | -379,91 | 0,026 |
| | | Bc/2 | 118,07 | 215,59 | 0,031 |
| | | Bc/3 | 48,60 | 294,06 | 0,031 |
| | 2H/3 | Bc | 542,36 | -397,60 | 0,032 |
| | | Bc/2 | 130,89 | 226,70 | 0,034 |
| | | Bc/3 | 56,26 | 302,57 | 0,031 |
| 12 m | Konsolsuz | | | 865,73 | 0,026 |
| | H/3 | Bc | -711,4 | -666,67 | 0,023 |
| | | Bc/2 | -202,27 | 530,26 | 0,026 |
| | | Bc/3 | -90,69 | 678,06 | 0,027 |
| | H/2 | Bc | -1040 | -889,54 | 0,022 |
| | | Bc/2 | -269,31 | 527,88 | 0,026 |
| | | Bc/3 | -116,2 | 694,50 | 0,026 |
| | 2H/3 | Bc | -1170 | -823,00 | 0,023 |
| | | Bc/2 | -319,07 | 518,30 | 0,026 |
| | | Bc/3 | -128,35 | 716,64 | 0,027 |
| 15 m | Konsolsuz | | | 1700 | 0,025 |
| | H/3 | Bc | -1710 | -1630,00 | 0,021 |
| | | Bc/2 | -403,23 | 1040,00 | 0,024 |
| | | Bc/3 | -167,11 | 1380,00 | 0,024 |
| | H/2 | Bc | -1730 | -1440,00 | 0,020 |
| | | Bc/2 | -512,31 | 1060,00 | 0,023 |
| | | Bc/3 | -216,58 | 1390,00 | 0,025 |
| | 2H/3 | Bc | -1930 | -1240,00 | 0,021 |
| | | Bc/2 | -615,85 | 1060,00 | 0,024 |
| | | Bc/3 | -244,87 | 1360,00 | 0,025 |

Tablo 5. H=9m, 12m, 15m'deki hafifletme konsolunun konumu ve genişliğinin gerilme dağılımına etkisi

| Yükseklik | Konumu | Duvar Türü | Bc=0 | Bc | Bc/2 | Bc/3 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9 m | H/3 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 186,75 | 113,55 | 134,63 | 140,38 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 39,20% | 27,91% | 24,83% |
| | H/2 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 186,75 | 111,64 | 128,31 | 142,95 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 40,22% | 31,29% | 23,45% |
| | 2H/3 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 186,75 | 95,60 | 109,75 | 120,82 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 48,81% | 41,23% | 35,30% |
| 12 m | H/3 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 296,95 | 223,83 | 234,45 | 244,20 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 24,62% | 21,05% | 17,76% |
| | H/2 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 296,95 | 209,77 | 233,99 | 255,59 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 29,36% | 21,20% | 13,93% |
| | 2H/3 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 296,95 | 210,38 | 227,56 | 247,63 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 29,15% | 23,37% | 16,61% |
| 15 m | H/3 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 506,79 | 317,41 | 352,51 | 371,88 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 37,37% | 30,44% | 26,62% |
| | H/2 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 506,79 | 350,00 | 357,32 | 401,73 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 30,94% | 29,49% | 20,73% |
| | 2H/3 | Toplam İtme kuvveti (Pa) | 506,79 | 346,25 | 340,39 | 380,36 |
| | | % İtmedeki azalma | - | 31,68% | 32,83% | 24,95% |

## 6. SONUÇLAR

H=9m, 12m, 15m uzunuluğunda istinat duvarlarına hafifletme konsolunun konulması duvardaki yatay gerilmeyi B=Bc, Bc/2,Bc/3 uzunluklarında H/3 konumunda, %17,76-%39,20 arasında, H/2 konumunda %13,93-%40,22 arasında, 2H/3 konumunda %16,61-%48,81 arasında azaltığı görülmüştür.Bc genişliğinde %24,62-%48,81 arasında, Bc/2 genişliğinde %21,05-%41,23 arasında, Bc/3 genişliğinde %13,93-%35,30 arasında gerilmeyi azaltığı görülmüştür.Duvarda oluşan moment en fazla Bc genişliğinde azalırken en az Bc/3 genişliğinde azalmaktadır.Duvar hareketine karşı en etkili uzunluluğun Bc uzunluğu olduğu, en az etkininde Bc/3 uzunluğunda olduğu görülmüştür.Aşırı maliyet ile hafifletme konsolu ve duvarda oluşabilecek yüksek moment nedeniyle gerilme dağılımları ve duvarın hareketinde yaratılan etki gözönüne alındığında en etkili genişliğin Bc/2 olduğu görülmüştür.Moment ve duvar hareketine etki ile gerilme dağılımdaki azalışlar göz önüne alındığında en etkili optimum yüksekliğin H/2 olduğu değerlendirilmektedir.Türk Standartı-7994 (1990)'da belirtilen projendirilme esaslarına göre yapılan karşılaştırmalarda konsolun altında ve üstünde duvarda oluşan aktif itki kuvvetlerinin toplamı kadar topukta aktif itki olacağı varsayımı H=9m, 12m, 15m uzunuluğunda istinat duvarlarında B=Bc, Bc/2,Bc/3 uzunluklarında hafiletme konsollarında yapılan analizler ile karşılaştırılmış H/3 konumunda %8,06-%28,20 arasında, H/2 konumunda -%2,25-%23,03 arasında, 2H/3 konumunda %10,15-%29,15 arasında, 1 istisna (H/c, Bc genişlik) dışında topuktaki itkinin duvardaki itki kuvvetlerinin toplamından yüksek olduğu görülmüştür. Bu yükseklikler ve genişlikler için tablolardaki yükseklik % oranı kadar duvardaki itki kuvvetleri artırılarak projelerde hesaplama yapılabilir.

## KAYNAKLAR

Chauhan V.B., Dasaka S.M., Gade V.K. (2015), Investigation of failure of a rigid retaining wall with relief shelves. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability 2492–2497.

Sekar, P., Alluri, S. K. R., & Suganya, S. (2020). Effect of relief shelves on cantilever retaining walls. In Advances in Geotechnical and Transportation Engineering: Select Proceedings of FACE 2019 (pp. 165-178). Springer Singapore.Shehata, H.F. (2016)'Retaining walls with relief shelves',Innovative Infrastructure Solutions,Vol.1,No. 4,13 pp.

Shehata, H.F. (2016)'Retaining walls with relief shelves',Innovative Infrastructure Solutions,Vol.1,No. 4,13 pp.

TS-7994,1990. Türk Standartları Enstitüsü. "Zemin Dayanma Yapıları: Sınıflandırma, Özellikleri ve Projelendirme Esasları". Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Türkiye, 7994, 1990.

Tsagareli. Z.V. (1969), New methods of lightweight wall construction, Stroiizdat, Moscow (in Russian)

# DRENAJSIZ KAYMA MUKAVEMETİNİN SPT İLE BELİRLENMESİ

## ESTIMATION OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH USING SPT

**Safa ÇEVİK**[1]

## ÖZET

Drenajsız kayma mukavemeti kohezyonlu zeminler üzerine inşa edilecek temellerin taşıma gücü analizlerinde en önemli parametrelerinden birisi olup arazi ve laboratuvar deneyleri ile belirlenmektedir. SPT, CPTu, PMT ve FVST deneyi gibi geoteknik mühendisliği saha karakterizasyonunda yaygınlıkla kullanılan arazi deneyleri sonuçlarından drenajsız kayma mukavemetini tahmin etmek için literatürde geliştirilmiş çeşitli korelasyonlar bulunmaktadır. Bu korelasyonlardan Stroud (1974) tarafından SPT ve plastisite indisine (PI) bağlı olarak geliştirilen korelasyon drenajsız kayma mukavemeti tahmininde tasarım mühendislerince yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çalışmada İstanbul' da yer alan farklı bölgelerden elde edilen kapsamlı arazi ve laboratuvar deney veri setleri kullanılarak Stroud (1974) korelasyonunun uyumu denetlenmiştir. Korelasyon ile elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin laboratuvar deney sonuçlarından daha yüksek değerler verdiği görülmüştür. Korelasyon ile hesaplanan drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin laboratuvar deney sonuçlarından yüksek çıkmasının tasarımlarda stabilite kaybına sebebiyet verebileceği düşünülerek, yaklaşık 70 adet iyi dokümante edilmiş SPT, Atterberg limitleri ve laboratuvar drenajsız kayma mukavemeti deney sonuçlarına ait veri bankası kullanılarak yapılan değerlendirmeler ile Stroud (1974) korelasyonu kalibre edilmiştir. Stroud (1974) ile hesaplanan katsayı $f_1$=4,2-7,0 arasında değişmekte olup önerilen modifiye korelasyon ile bu katsayının $f_1$*= 2,4-5,0 arasında değiştiği görülmüştür. Seçilen bölgelerle sınırlı kalan bu öncü çalışmadan sonra yapılacak arazi ve laboratuvar çalışmaları ile veri seti genişletilerek korelasyon katsayısı hassasiyetinin artırılması hedeflenmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Drenajsız Kayma Mukavemeti, SPT, Plastisite İndisi*

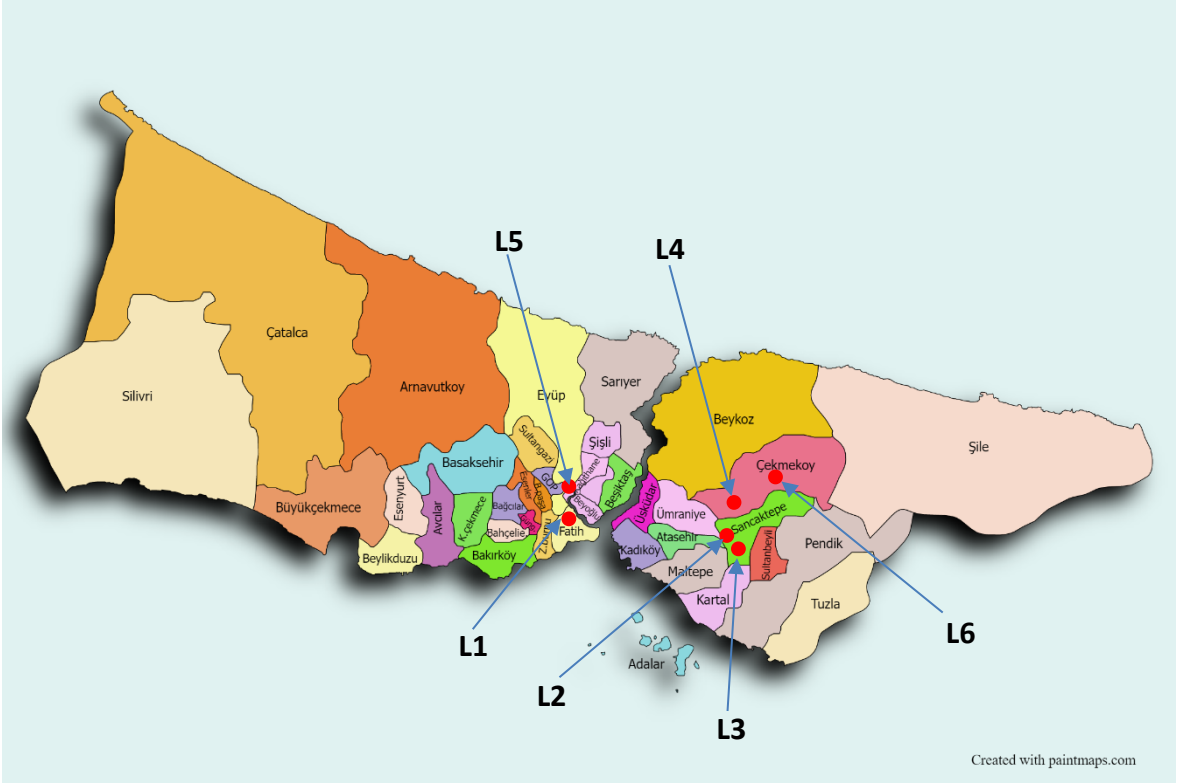
## ABSTRACT

Undrained shear strength which is determined from in-situ and laboratory tests is one of the most important parameters to design foundations on cohesive soils. SPT, CPTu, PMT and FVST are commonly carried out to define soil characterization in geotechnical engineering. Various correlations were developed in the literature to estimate undrained shear strength from in-situ test results. One of the developed correlations to calculate undrained shear strength from Stroud (1974) which based on SPT blowcounts and plasticity index (PI) is commonly used by design engineers. In this paper, a detailed in-situ and laboratory test result data set is used to examine the predictive perfomance of Stroud (1974) correlation. Undrained shear strength values based correlation (Stroud, 1974) were estimated higher than that of obtained from laboratory test results. Therefore, since overestimated undrained shear strength values may cause stability problems, Stroud (1974) correlation has been modified according to 70 well-documented results from SPT, Atterberg limits and laboratory undrained shear strength test pairs. The correlation coefficient, $f_1$, by Stroud (1974) is changes between $f_1$= 4,2-7,0 on the other hand modified coefficient from this study, $f_1$*, is determined between $f_1$*= 2,4-5,0. It was aimed to increase the sensitivity of the correlation coefficient by increasing the number of data set with in-situ and laboratory studies to be carried out after this pioneering study, which was limited to selected regions.
***Keywords:*** *Undrained Shear Strength, SPT, Plasticity Index*

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, Teknik Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., safacevik@gmail.com

## 1. GİRİŞ

Zemin mekaniğinin en önemli konularından biri drenajsız kayma mukavemetinin doğru şekilde belirlenmesidir. Kohezyonlu zemine inşa edilecek temellerin taşıma gücü hesaplarında drenajsız kayma mukavemetinin tahmini kritik önem arz etmektedir. Drenajsız kayma mukavemeti arazi ve laboratuvar deneylerinin yanı sıra literatürde geliştirilmiş çeşitli korelasyonlara göre belirlenerek temel tasarımlarında kullanılmaktadır. Arazi deneyleri olarak standart penetrasyon deneyi (SPT), koni penetrasyon deneyi (CPTu), presiyometre deneyi (PMT) ve Vane kesme deneyi (FVST) yaygınlıkla kullanılmaktadırlar. Laboratuvarda ise konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyi ve serbest basınç deneyi ile drenajsız kayma mukavemeti belirlenebilmektedir. Bu çalışma kapsamında İstanbul' da farklı bölgelerden elde edilen kapsamlı arazi ve laboratuvar deney veri setleri kullanılarak Stroud (1974) tarafından drenajsız kayma mukavemeti hesabı için önerilen $f_1$ katsayıları modifiye edilmiştir. Toplamda 6 farklı sahadan elde edilen 70 adet iyi dokümante edilmiş SPT, Atterberg limitleri ve laboratuvar drenajsız kayma mukavemeti deney sonuçları kullanılmıştır. Değerlendirmelerde kullanılan verilere ait lokasyonlar Şekil 1' de gösterilmiştir.




Şekil 1. Deney sahaları

## 2. LİTERATÜR ÇALIŞMALARI

Drenajsız kayma mukavemetinin standart penetrasyon deneyi (SPT) sonuçlarına bağlı olarak belirlenebildiği birçok literatür çalışması yer almaktadır. Yapılan çalışmalarda değişken olarak SPT-N, $N_{60}$ ve plastisite indisi (PI) değerleri kullanılmaktadır.

Stroud (1974) farklı sahalardan elde edilen Londra killeri üzerinde yaptığı çalışmada SPT ve üç eksenli deney sonuçlarını baz alarak farklı plastisite indisi değerlerinde drenajsız kayma mukavemetinin değişimini incelemiştir. İlgili çalışmada plastisite indisi değerleri %25-%60 arasında değişmekte olup drenajsız kayma mukavemetinin hesabı için katsayıyı $f_1$=4,2-7,0 arasında önermiştir. Bu korelasyon katsayıları geoteknik mühendisliği uygulamalarında sıklıkla kullanılmaktadır.

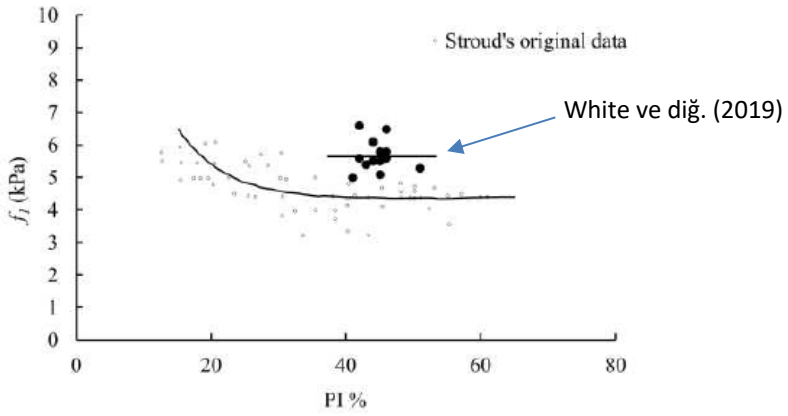
Ladd ve diğ. (1977), nispeten katı ve hassas olmayan killer hariç, SPT-N'den elde edilen $c_u$ değerlerinin düşük olduğuna dikkat çekmektedirler. Killerin hassaslığı, numune alıcının penetrasyonu sırasında mukavemet kaybına sebep olması yüzünden, düşük N değerleri vereceğine dikkat çekilmiştir.

SPT deneyi ile zeminlerin dayanım ve dayanıklılığına olan ilişkisi Stroud (1989) tarafından yapılan çalışma ile değerlendirilmiştir. Çalışmada İngiltere' de bulunan zemin numuneleri üzerinde deneyler gerçekleştirilmiştir. Korelasyonlar aşırı konsolide kum-çakıl, normal konsolide kumlar ve aşırı konsolide killer üzerinde uygulanmıştır. Çalışmanın sonucunda zeminlerde meydana gelen birim şekil değiştirmelerin (strain) dayanım ile bağlantılı olduğu kanıtlanmıştır.

İyisan ve Ansal (1990), Türkiye'nin değişik bölgelerinden elde ettikleri 106 numune üzerinde serbest basınç deneyi sonuçlarını kullanarak $c_u$ ile N arasındaki ilişkiyi araştırmışlardır. Ancak bu ilişkide bulunan regresyon katsayıları için uygunluk testleri yapılmamıştır. Ayrıca yazarlar, çalışmalarında Stroud (1974) un önerdiği $f_1$ katsayısının plastisite indisinin artması ile azaldığına karar vermenin oldukça güç olduğunu gözlemişlerdir.

Sivrikaya ve Toğrol (2007) tarafından yayınlanan çalışmada Türkiye' de çeşitli bölgelerde gerçekleştirilen SPT-N deneyleri ile $c_u$ arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Çalışmada, araziden sondaj yapılarak alınan ince daneli zeminlere ait örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan serbest basınç, üç eksenli konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) kesme deneyi ve arazi Vane deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değerleri ile arazide yapılan SPT' lerden elde edilen N değerleri arasındaki ilişkiler incelenmiş daha önceki çalışmaların sonuçları ile karşılaştırılması yapılmıştır. İlişkiler geliştirilirken, SPT düzeltmesi, deney tipi etkisi, istatistiksel açıdan her bir zemin grubu için dikkate alınmıştır. Tüm zemin grupları ve deney türleri için, $c_u$ ile N ve $N_{60}$ arasında belirlenen lineer ilişkilerdeki, regresyon katsayıları arasında korelasyonlar elde edilmiştir. Yapılan çalışma ile elde edilen sonuçların uygulamada çok yaygın kullanılan Terzaghi-Peck (1967) ve Stroud (1974)' in önerdiği bağıntılar ile oldukça uyumlu olduğu sonucuna varılmıştır.

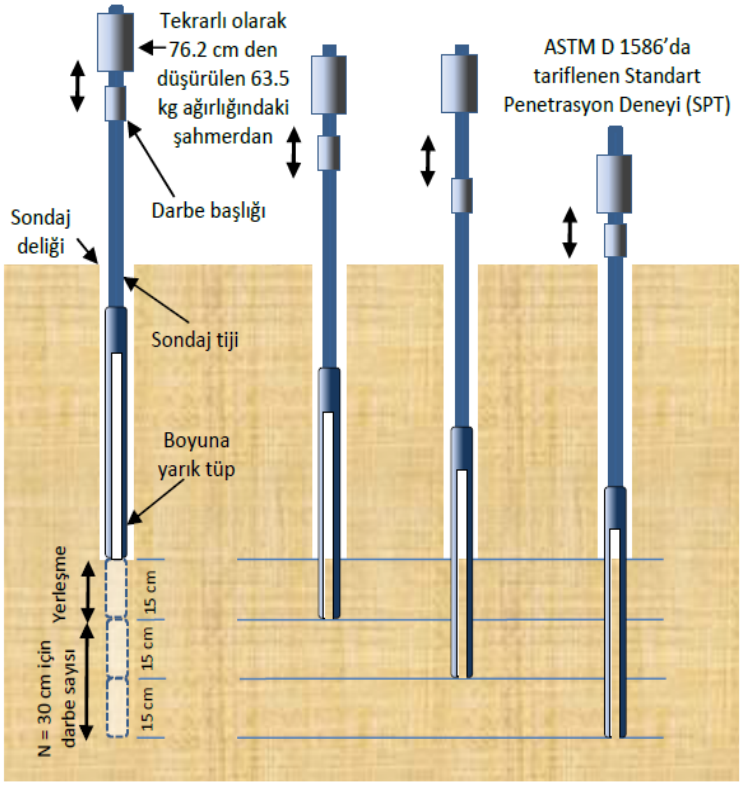
White ve diğ. (2019) Londra killeri için Stroud (1974) tarafından önerilen tipik $f_1$ katsayılarının yukarı yönlü olacak şekilde revize edildiği bir çalışma hazırlamıştır. Standart penetrasyon deneyi (SPT) üzerinde zaman içinde meydana gelen değişikliklerin, $f_1$ katsayısının daha yüksek alınabileceğini belirtmişlerdir. İlgili çalışmada toplam 9 bölgeden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti, SPT ve plastisite indisi (PI) değerleri kullanılmıştır. Deney sahalarından elde edilen verilere göre ortalama plastisite indisi PI= %45 için $f_1$= 5,7 olarak elde edilmiştir (Şekil 2). Klasik korelasyon Stroud (1974)' e göre bu değer $f_1$= 4,4 olarak verildiğinden ilgili çalışma ile bu alanda güncelleme yapıldığı belirtilmiştir.




Şekil 2. Stroud ve Bultler (1975) ile White ve diğ. (2019) sonuçlarının karşılaştırılması

## 3. STANDART PENETRASYON DENEYİ (SPT)

Standart penetrasyon deneyi tüm dünyada en yaygın kullanılan arazi deneylerinden biridir. Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde uygulanan bir deneydir. SPT en genel anlamda sondaj kuyusunun içerisinde yapılan, en uçta 'boyuna yarık tüp' olarak bilinen standart örnek alıcısının bağlı olduğu tijlerin üzerine, 140 lb (63.5 kg) ağırlığındaki bir şahmerdanın 76.2 cm yükseklikten tekrarlı bir şekilde bırakılarak kuyu tabanından toplamda 45 cm'lik penetrasyon sağlanana kadar çakılması ve bunun için gerekli olan darbe sayısı (SPT-$N$) değerlerinin belirlenmesi olarak tanımlanabilir (Erol ve Çekinmez, 2014). Deney aşamaları Şekil 3' de gösterilmiştir.



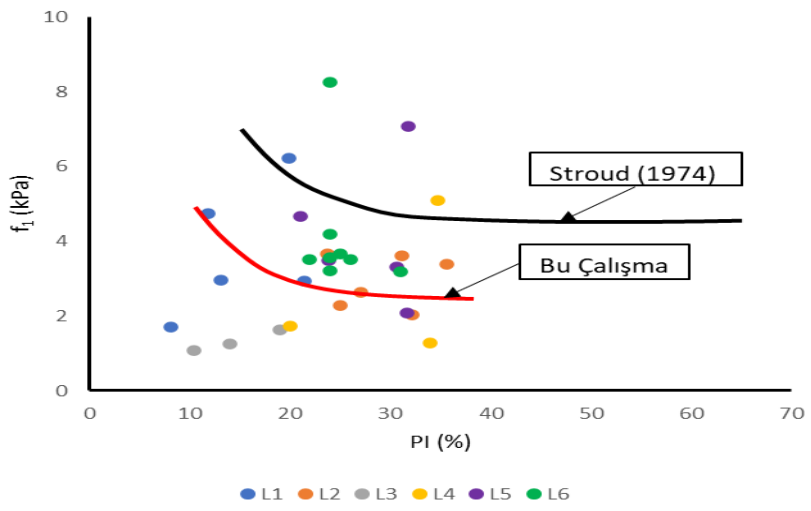

Şekil 3. Standart penetrasyon deney aşamaları (FHWA,2002, Alıntılayan: Erol ve Çekinmez, 2014)

## 4. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Çalışma kapsamında İstanbul' da yer alan 6 farklı sahada gerçekleştirilen 30 adet sondajdan elde edilen 70 adet iyi dokümante edilmiş SPT, Atterberg limitleri ve laboratuvarda gerçekleştirilmiş UU ve serbest basınç deneyi sonuçları kullanılarak Stroud (1974) korelasyonu ile olan uyumu araştırılmıştır. Sahada yer alan zeminlerin tamamı kohezyonlu olup kıvamı yumuşak-sert kil arasında değişmektedir. Çeşitli sahalarda yapılan her sondaj çalışması için ortalama değerler belirlenerek özet olarak Tablo 1' de verilmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti ($c_u$) değerleri 18-180 kPa arasında, plastisite indisi (PI) değerleri %8-42 arasında ve SPT-N değerleri 3-50 arasında değişmektedir. Değerler grafik üzerine taşındığında Şekil 4' te plastisite indisine bağlı olarak değişen $f_1$ değerleri gösterilmektedir. Aynı grafik üzerinde Stroud (1974) tarafından önerilen korelasyon çizgisi de gösterilmiştir. Yapılan çalışmada elde edilen $f_1$* katsayıları Stroud (1974) tarafından önerilen katsayılardan düşük olarak elde edilmiştir (Tablo 2).

Tablo 1. Arazi ve laboratuvar deney sonuçları

| Deney Sahası | Sondaj No | ort. $c_u$ (kPa) | ort. PI (%) | ort. SPT-N | $f_1 = c_u * N$ |
|---|---|---|---|---|---|
| L1 | L1-1 | 46,7 | 20 | 7 | 6,22 |
| | L1-2 | 57 | 21,4 | 19 | 2,92 |
| | L1-3 | 18,6 | 8,1 | 11 | 1,69 |
| | L1-4 | 45,8 | 11,8 | 9 | 4,73 |
| | L1-5 | 32,5 | 13 | 11 | 2,96 |
| L2 | L2-1 | 91,5 | 31,2 | 25 | 3,6 |
| | L2-2 | 78,3 | 32,2 | 38 | 2,04 |
| | L2-3 | 78,8 | 25 | 34 | 2,29 |
| | L2-4 | 69 | 27 | 26 | 2,62 |
| | L2-5 | 130,8 | 23,7 | 36 | 3,65 |
| | L2-6 | 119,5 | 35,7 | 35 | 3,38 |
| L3 | L3-1 | 62,7 | 14 | 50 | 1,26 |
| | L3-2 | 81,9 | 19 | 50 | 1,64 |
| | L3-3 | 42,8 | 10,5 | 40 | 1,08 |
| L4 | L4-1 | 64 | 20 | 37 | 1,73 |
| | L4-2 | 95,5 | 34,8 | 19 | 5,1 |
| | L4-3 | 34 | 34 | 26 | 1,3 |
| L5 | L5-1 | 21,3 | 31,8 | 3 | 7 |
| | L5-2 | 34,7 | 30,6 | 10 | 3,3 |
| | L5-3 | 24,9 | 21 | 5 | 4,7 |
| | L5-4 | 25 | 31,7 | 12 | 2,1 |
| | L5-5 | 23,2 | 23,9 | 7 | 3,5 |
| L6 | L6-1 | 67 | 31 | 21 | 3,2 |
| | L6-2 | 66 | 24 | 8 | 8,25 |
| | L6-3 | 70 | 22 | 20 | 3,5 |
| | L6-4 | 46 | 24 | 11 | 4,2 |
| | L6-5 | 64 | 24 | 18 | 3,6 |
| | L6-6 | 70 | 26 | 20 | 3,5 |
| | L6-7 | 55 | 25 | 15 | 3,7 |
| | L6-8 | 61 | 24 | 19 | 3,2 |




Şekil 4. Plastisite inidisi-$f_1$ katsayısının değişimi

Tablo 2. Korelasyon katsayısı, $f_1$ değerleri

| **Plastisite İndisi Aralığı** | **Drenajsız Kayma Mukavemeti, $c_u$ (kPa)** | |
|---|---|---|
| | **$f_1$, Stroud (1974)** | **$f_1$*, Bu Çalışma** |
| PI < 20 için | (6-7) N | (3-5) N |
| 20 < PI < 30 için | (4-5) N | (2,5-3) N |
| PI > 30 için | 4,2 N | 2,4 N |

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada zemin mekaniğinin en önemli konularından biri olan drenajsız kayma mukavemetinin hesaplanmasıyla ilgili bilgiler verilmiştir. İstanbul' da seçilen 6 sahada kapsamlı şekilde yapılan ve iyi dokümante edilmiş SPT, Atterberg limitleri ve laboratuvar drenajsız kayma mukavemeti değerleri kullanılarak Stroud (1974) tarafından önerilen korelasyon katsayısının ($f_1$) uygunluğu denetlenmiştir. Elde edilen sonuçlar çeşitli plastisite indisi (PI) aralıklarına göre özetlenmiştir. Çalışma alanı ile sınırlı bu bölgelerde, Stroud (1974) tarafından önerilen katsayılar ($f_1$), bu çalışma kapsamında hesaplanan katsayılardan ($f_1$*) yüksek kalmaktadır. Bu durum SPT değerleri kullanılarak yapılan drenajsız kayma mukavemeti hesaplarında emniyetsiz tarafta kalan sonuçlar verebilecektir. Seçilen bölgelerle sınırlı kalan bu öncü çalışmadan sonra yapılacak arazi ve laboratuvar çalışmaları ile veri seti sayısı arttırılarak korelasyon katsayısı hassasiyetinin artırılması hedeflenmiştir.

## KAYNAKLAR

Erol ve Çekinmez (2014), "Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri", Yüksel Proje Yayınları.

FHWA-NHI-01-031 (2002), "Subsurface Investigations (Geotechnical Site Characterization)", Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. ve Poulus, H.G. (1977), "Stress Deformation and Strength Characteristics", Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, July 1977, 2, 421-480.

İyisan, R. ve Ansal, A. (1990), "SPT-N darbe sayıları ile kayma mukavemeti ilişkisi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Ekim 1990, s.303-314.

Sivrikaya, O. Ve Toğrol, E. (2007), "Türkiye' de SPT-N Değeri ile İnce Daneli Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti Arasındaki İlişkiler", İMO Teknik Dergi, 4229-4246, Yazı 279.

Stroud, M. A. (1974), "The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Softrock" Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 2(2): 367 - 375.

Stroud, M. A., Butler, F. G. (1975), "The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials".

Stroud, M. A. (1989), "The Standard Penetration Test – Its Application and Interpretation".

Terzaghi, K. ve Peck, R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.

Uzuner, B.A. (2007), "Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği", Derya Kitabevi.

White, F. ve diğ. (2019), "An Update of the SPT-$c_u$ Relationship Proposed by M. Stroud in 1974", Proceedings of the XVII ECSMGE-2019, XVII European Conference. doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0500.

# AKİFER SİSTEMİNDE YERALTI SU SEVİYESİ DEĞİŞİMİNDEN KAYNAKLI ALANSAL OTURMALARIN HESAPLANMASI

## CALCULATION OF LAND SUBSIDENCE DUE TO GROUNDWATER LEVEL CHANGE IN AQUIFER SYSTEM

**Barış ÇAYLAK[1], Ali Hakan ÖREN[2], Elif Aysu BATKAN[3], Mustafa Berker BAYIRTEPE[4], Alper ELÇİ[5], Carolina GUARDIOLA-ALBERT[6], Guadalupe BRU[7], Pablo EZQUERRO[8], Roberto TOMÁS[9], María Inés NAVARRO-HERNÁNDEZ[10]**

## ÖZET

Yeraltı su seviyesindeki düşmeler zemin oturmasına neden olur. Bu oturma, altyapı, bina ve diğer yapıların zarar görmesine yol açabilir. Yeraltı su seviyesindeki ani düşmeler, zemindeki oturmanın hızını artırabilir. Bu nedenle, yeraltı su seviyesi değişimleri inşaat ve yapı güvenliği açısından önemlidir. Bu çalışmanın amacı, zemindeki oturmaları tespit etmek için bir yöntem sunmaktadır. Manisa İli'nde, Alaşehir-Sarıgöl ilçelerini içine alan bir bölgede uydu tabanlı radar yöntemi InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) kullanılarak Ocak 2019 - Ağustos 2021 arasında önemli miktarda alansal oturma meydana geldiği belirlenmiştir. Bu oturmanın yeraltı su seviyesi değişimlerine bağlı olup olmadığını araştırmak için sonlu farklar yöntemini temel alan Modflow-2005 yeraltı su akış modeli ile bölgedeki yeraltı su seviyeleri zamansal ve mekânsal olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, akiferin su tutma veya salma kapasitesini ifade eden depolama katsayısını belirlemek amacıyla gözlem kuyularındaki su seviyeleri ile InSAR yer değiştirmesi değerleri kullanılmıştır. Böylece depolama katsayısı ve yeraltı su seviyesi düşüşü parametreleri ile oturma hesaplanabilmiştir. InSAR ile tahmin edilen oturma değerleri ile karşılaştırıldığında hesaplanan oturmaların ortalama mutlak hata (MAE) değeri 2,4 cm/yıl olarak hesaplanmıştır. Bu yöntem, yeraltı su seviyelerinin değişimlerine bağlı olarak zeminde meydana gelen oturmaları yakşalık olarak belirleme imkanı sunmaktadır.

***Anahtar Kelimeler:*** *InSAR, Gerilim-Gerinim eğrisi, Alansal oturma, Modflow, Gediz Nehir Havzası*

## ABSTRACT

Groundwater level decrease can result in land subsidence, which may cause damaging impacts on infrastructure, buildings, and other structures. Additionally, a sudden decrease in groundwater levels can escalate the rate of subsidence, underscoring the importance of monitoring groundwater level fluctuations for the purposes of construction and building safety. The objective of this investigation is to propose a method for identifying subsidence. Using the satellite-based radar technique InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) in an area which includes the districts of Alaşehir-Sarıgöl in Manisa Province, it was observed

[1] Doktora Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, bariscaylak91@gmail.com
[2] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, ali.oren@deu.edu.tr
[3] Doktora Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, aysubatkan@gmail.com
[4] Yüksek Lisans Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, berker_b@hotmail.com
[5] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi Çevre Mühendisliği, alper.elci@deu.edu.tr
[6] Dr., İspanya Jeoloji ve Madencilik Enstitüsü, c.guardiola@igme.es
[7] Dr., İspanya Jeoloji ve Madencilik Enstitüsü, g.bru@igme.es
[8] Dr., İspanya Jeoloji ve Madencilik Enstitüsü, p.ezquerro@igme.es
[9] Prof. Dr., Alicante Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, roberto.tomas@ua.es
[10] Doktora Öğrencisi, Alicante Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, mainnahe@ua.es

that a substantial amount of land subsidence occurred between January 2019 and August 2021. To determine if there is any connection between this subsidence and changes in groundwater levels, we computed groundwater levels in the area both temporally and spatially using the finite-difference method within the MODFLOW-2005 groundwater flow model. Furthermore, we determined the storage coefficient, which characterizes the ability of the aquifer to withhold or release water, by utilizing water levels in observation wells and InSAR displacement values. Thus, subsidence can be determined by considering the parameters of storage coefficient and decline in groundwater level. The mean absolute error (MAE) value of the calculated subsidence was found to be 2.4 cm/year when compared with the displacement values estimated by InSAR. This method presents an approximate way to assess land subsidence caused by changes in groundwater levels.
***Keywords:*** *InSAR, Stress-Strain Curve, Land Subsidence, Modflow, Gediz River Basin*

## 1. INTRODUCTION

Land subsidence is an important phenomenon affecting the management and sustainability of groundwater resources. It results from the indirect displacement of groundwater due to gravitational effects and is influenced by several factors (van Dam et al., 2007). The importance of subsidence is multifaceted. Primarily, it affects the prudent utilization of natural water reservoirs. Changes in groundwater levels may have a direct impact on the quantity and quality of available water resources (Ostad-Ali-Askari & Shayannejad, 2021). Therefore, it is essential to have a precise understanding of subsidence to maintain the sustainable use of groundwater resources.

To ensure the safety and security of infra- and super-structures, a comprehensive comprehension of subsidence mechanisms is necessary. This is especially relevant in cases where these structures are located near water sources, as the consequences of subsidence can be significant. Ignoring subsidence in the design and construction of such structures can result in damage, cracks, and durability problems. This not only causes financial losses but also poses risks to human safety.

Land subsidence provides valuable insights into understanding the impacts of climate change which allows the forecasting of future circumstances (Dragoni & Sukhija, 2008). Changes in rainfall patterns and amounts caused by climate change can lead to alterations in groundwater levels and flow patterns. This information can assist in developing strategies to tackle climate change and improve water resource management. In conclusion, land subsidence plays a crucial role in sustainably managing groundwater resources, protecting infra- and super-structures, and understanding the effects of climate change. Therefore, precise monitoring, assessment, and management of subsidence are essential for conserving and ensuring sustainable water resource usage.

The storage coefficient, $S$, measures the capacity of an aquifer, typically a high-permeability layer, to store water. It is related to the aquifer's porosity, or void volume, and its storage capacity, i.e., the ability to hold and release water. Various experimental, numerical, and analytical techniques for measuring the storage coefficient are presented in the literature, including aquifer tests, tracking groundwater levels, groundwater modelling and geophysical techniques (e.g. Banton & Bangoy, 1996; Chen et al., 2018).

Apart from the storage coefficient, groundwater recharge stands out as another crucial parameter. It is the supply of water to the aquifer by means of precipitation and/or lateral flow from neighboring units. This parameter is influenced by factors such as precipitation, hydrogeological properties, groundwater depth, and human interventions. Groundwater recharge is typically assessed through data obtained from monitoring wells measuring groundwater levels. These wells usually are fitted with sensors that can measure water levels and detect changes over time. By examining this data, fluctuations in groundwater levels are analyzed and groundwater exchange rates are established.

The literature contains numerous investigations and studies related to the storage coefficients and groundwater change. These investigations cover a wide range of topics such as modeling the dynamics of groundwater flow and water resource management. Researchers use various methods, including field tests, and analytical solutions to determine storage coefficient (Bonì et al., 2020; Chen et al., 2016).

The aim of this study is to provide a methodology for the prediction of subsidence in Alaşehir-Sarıgöl, in Manisa Province, an area subjected to regional land subsidence. Groundwater flow was simulated using the finite-difference approach of MODFLOW-2005 (Harbaugh, 2005). One of the resulting outcomes of the model was the spatial and temporal distribution of groundwater levels. Additionally, InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar), a remote sensing technique used to measure ground movements, was implemented to identify land subsidence between January 2019 and August 2021. The stress-strain relationship, which was derived from InSAR displacement data corresponding to groundwater levels in each observation well within the groundwater flow model, facilitated the computation of the storage coefficient. This coefficient expresses the soil's capacity to hold or release water per unit change in water level. Therefore, subsidence was evaluated using the storage coefficient and variables depicting the decrease in groundwater level.

## 2. METHOD

SAR images were acquired via the Sentinel-1 satellite. The Coherent Pixel Technique (CPT) process (Blanco-Sànchez et al., 2008) was utilized to acquire a time series of land subsidence, along with the annual spatial displacement value. Then a comparison was made between this spatial displacement distribution and the calculated settlement.

The settlement phenomenon relies on variations in stress, deformable soil thickness, and specific storage, as shown in Equation 1 (Navarro-Hernández et al., 2020). If these parameters are ascertainable, spatial displacement for the designated region can be computed.

$$\delta = D \cdot \Delta h \cdot S_{sk} = \Delta h \cdot S_k \quad (1)$$

where $\delta$ represents the displacement (in meters) of the deformable soil layer thickness (D), and $\Delta h$ denotes the change in piezometric level. $S_{sk}$ reflects the specific storage that represents the soil's deformability (in $m^{-1}$), and $S_k$ is the deformable soil's storage coefficient (dimensionless) (Tomás et al., 2011). The $S$ parameter in the equation represents the aquitard's storage coefficient, which also signifies the soil's capacity to deform. In a study by Tonkul et al. (2019), the digitized spatial storage coefficient distribution map was employed, created with well-test data from the alluvial plain.

$S_k$ or $S_{sk}$ denotes the aquitard's deformability and fluctuates with the stress state, acquiring a different value dependent on the piezometric level ($H$) and its position above or below the maximum recorded piezometric decline ($H_p$). Therefore, $H_p$ is equivalent to the well-known pre-consolidation stress of soil used in geotechnical engineering, which represents the maximum effective stress experienced by the soil. This value distinguishes elastic, recoverable deformations from inelastic, unrecoverable deformations as shown in Equation 2.

$$S_k = \begin{cases} S_{ke} \; if \; H > H_p \\ S_{kv} \; if \; H < H_p \end{cases} \quad (2)$$

The $S_{kv}$ coefficients for inelastic storage in the aquitard have been computed using piezometric time series data from nine different wells in Alaşehir-Sarıgöl region. Furthermore, InSAR-derived deformation data corresponding to these datasets are accessible. These datasets establish the basis for developing stress-strain curves that reveal the relationship between changes in piezometric levels and deformations within the aquitard. This methodology has been utilized by numerous researchers (Galloway & Hoffmann, 2007; Hoffmann, 2003; Tomás et al., 2006). The method involves determining the gradient of the stress-strain curve as shown in Equation 3.

$$S_k = \frac{\delta}{\Delta h} \quad (3)$$

The elastic storage coefficient ($S_{ke}$) has been computed as a percentage of the anelastic storage coefficient ($S_{kv}$). For this purpose, the ratio between the re-compression index ($C_r$) and the compression index ($C_c$), $C_r/C_c$, which are comparable to the $S_{ke}$ and $S_{kv}$ coefficients, has been considered. Consequently, the elastic storage coefficient was estimated by taking this ratio as 10% as an approach.

A numerical groundwater flow model with a subsidence calculation extension was set up to identify subsidence resulting from excessive exploitation of groundwater. Changes in groundwater levels over time were analyzed using this model that was originally calibrated with well observations. In this regard, drawdown values spanning the InSAR observation period could be applied to plot a stress-strain curve. The slope of the curve was used to calculate storage coefficients for each well. Data input as $S_{kv}$, $S_{ke}$, pre-consolidation head was required for MODFLOW's SUB package (Hoffman et al., 2003) to simulate aquifer system compaction and land subsidence. This was achieved by interpolating the storage coefficient values for each observation well. The resulting modeled subsidence values were compared with InSAR-derived subsidence values over a period.

## 3. RESULTS

Through the use of the advanced remote sensing technique InSAR, a thorough study was carried out to measure the complex compaction dynamics within the designated study area, particularly the Alaşehir sub-basin. InSAR is an incredibly valuable tool, enabling the identification of the intricate relationship between geological shifts and environmental factors. Figure 1(a) accurately depicts the results of this thorough analysis, illustrating the chronological progress of compaction dynamics. Covering the timespan between January 2019 and August 2021, the calculated yearly compaction figures effectively relate the developing topographic phenomenon. It is important to note that these assessments revealed instances of significant subsidence, with the most notable being a maximum magnitude of 15.0 cm/year. These findings also uncovered occurrences of uplift, up to 3.9 cm/year. The complex variations in the landscape's response highlight the intricate interplay of geological, hydrological, and anthropogenic forces that collectively influence the dynamic topography within the Alaşehir sub-basin.

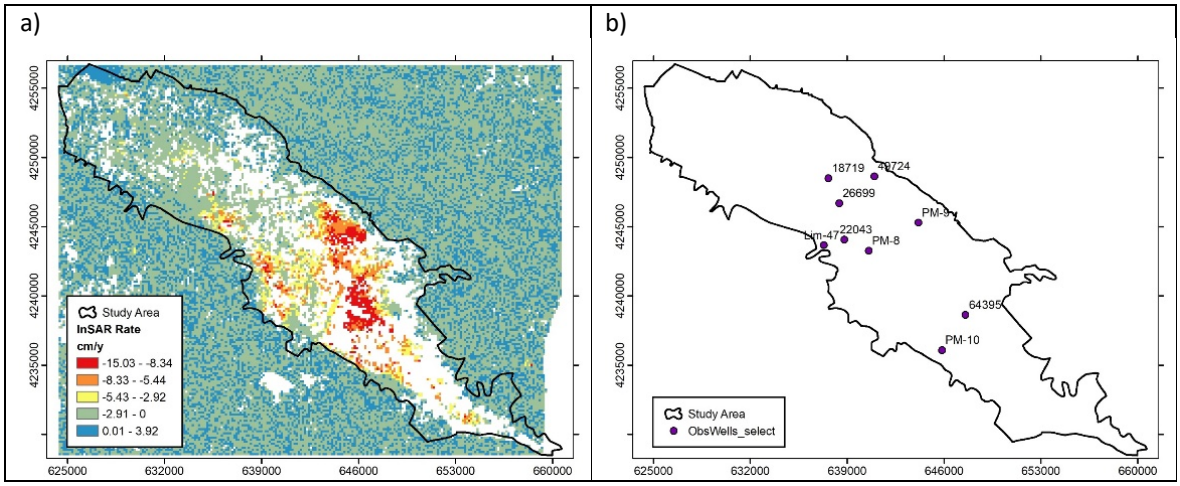



Figure 1. InSAR displacement rate (a) and location of the observation wells (b) in the Alaşehir-Sarıgöl Sub-Basin

Figure 1(b) depicts the spatial distribution of nine observation wells across the study area. Each well was assigned a buffer zone of 250 m, and the zonal mean of Persistent Scatterer (PS) values within these buffer zones were carefully calculated, resulting in a comprehensive overview of the wider region.

Figure 2 shows the analysis results for two of the nine monitoring wells, illustrating simulation hydraulic head values that correspond to the same time intervals as the InSAR-observed displacement values. As a result, stress-strain curves are generated for the nine observation wells. These curves provide a mean value for elastic storage coefficients, which were calculated by assessing the slope of each curve.

The spatial context of the calculated elastic storage coefficient values relative to the well locations is effectively demonstrated in Figure 3(a). The figure allows for a visual comprehension of the storage coefficients and their geographical distribution.

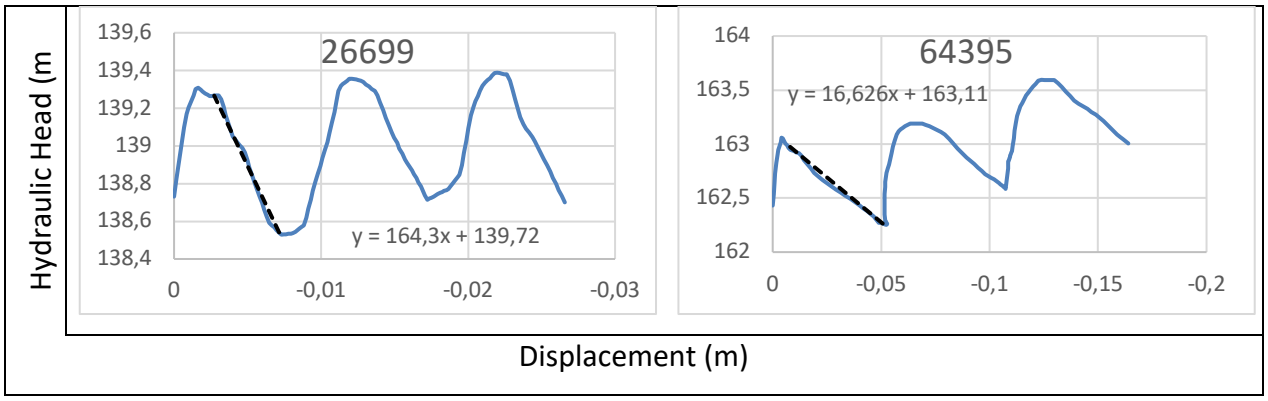



Figure 2. Stress-strain curves for the locations around the observation wells and slope lines representing the decrease in hydraulic head. Arbitrarily selected observation wells located in different regions

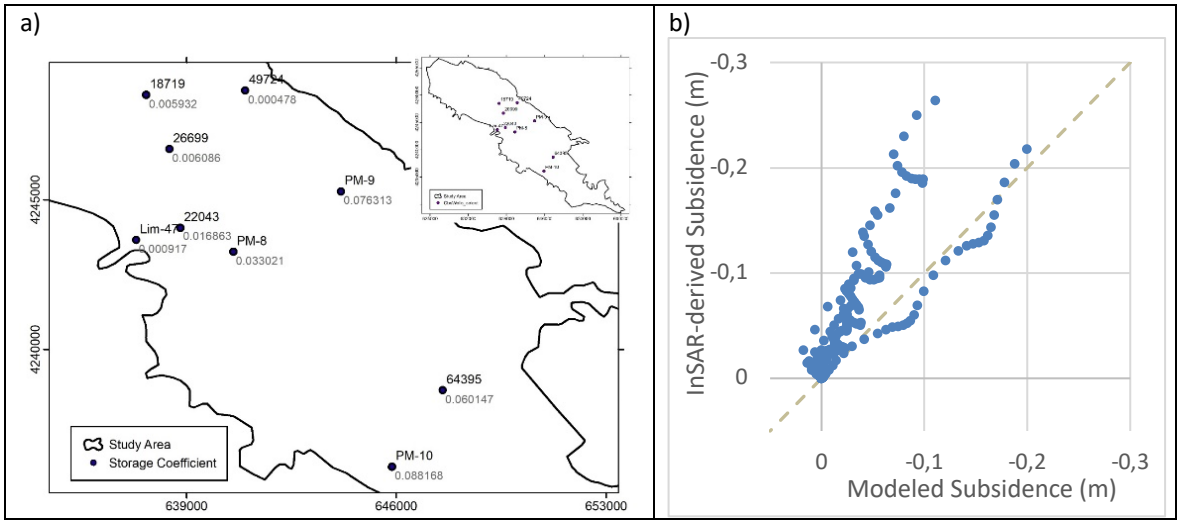



Figure 3. Storage coefficients (a) derived from stress-strain curves of observation wells and comparison of modeled subsidence versus InSAR-derived subsidence (b)

Finally, land subsidence was obtained for each time step defined between January 2019 and August 2021. Figure 3(b) shows the computed subsidence values, calculated from Equations 1-3 utilizing the computed storage coefficients, and compares them with the subsidence values obtained from InSAR measurements. In accordance with this relationship, the value of the mean absolute error (MAE) was determined to be 2.4 cm. Interestingly, the modeled subsidence appears to underestimate the subsidence represented by InSAR-derived measurements, suggesting further examination and analysis. This extensive range of analyses, covering remote sensing, hydrograph comparisons and modelling, considerably enhances our comprehension of the intricate interplay between geological and hydrological processes affecting the active terrain in the Alaşehir-Sarıgöl sub-basin.

## 4. CONCLUSIONS

Using the finite difference method, a groundwater flow model was conducted. The model was used to determine groundwater levels. Additionally, using InSAR, a technique for sensing ground surface movements, the ground settlements caused by changes in groundwater level across the model time span were identified. The storage coefficient was then calculated using the stress-strain curve derived from the InSAR displacement values corresponding to the groundwater levels in each observation well in the groundwater flow model. Therefore, using the storage coefficient and groundwater level drop factors, the settlement as an indicator of land subsidence was estimated. The relationship between InSAR and predicted settlement values were compared, and the mean absolute error (MAE) value was found to be 2.4 cm/y. This method allows approximate measurement of settlements due to changes in groundwater levels.

## ACKNOWLEDGMENT

*This paper was produced as part of the RESERVOIR (Sustainable Groundwater Resources Management by Integrating Earth Observation Derived Monitoring and Flow Modeling Results) project funded by the Partnership for Research and Innovation in the Mediterranean Area (PRIMA) under Grant Agreement No. 1924.*

## KAYNAKLAR

Banton, O., & Bangoy, L. M. (1996). A new method to determine storage coefficient from pumping test recovery data. Groundwater, 34(5), 772-777.

Blanco-Sànchez, P., Mallorquí, J. J., Duque, S., & Monells, D. (2008). The Coherent Pixels Technique (CPT): An Advanced DInSAR Technique for Nonlinear Deformation Monitoring BT - Earth Sciences and Mathematics: Volume 1 (A. G. Camacho, J. I. Díaz, & J. Fernández (eds.); pp. 1167–1193). Birkhäuser Basel. https://doi.org/10.1007/978-3-7643-8907-9_10

Bonì, R., Meisina, C., Teatini, P., Zucca, F., Zoccarato, C., Franceschini, A., Ezquerro, P., Béjar-Pizarro, M., Antonio Fernández-Merodo, J., Guardiola-Albert, C., Luis Pastor, J., Tomás, R., & Herrera, G. (2020). 3D groundwater flow and deformation modelling of Madrid aquifer. Journal of Hydrology, 585, 124773. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.124773

Chen, K. H., Hwang, C., Chang, L. C., & Ke, C. C. (2018). Short-time geodetic determination of aquifer storage coefficient in Taiwan. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 123(12), 10-987.

Chen, M., Tomás, R., Li, Z., Motagh, M., Li, T., Hu, L., Gong, H., Li, X., Yu, J., & Gong, X. (2016). Imaging land subsidence induced by groundwater extraction in Beijing (China) using satellite radar interferometry. Remote Sensing, 8(6), 1–21. https://doi.org/10.3390/rs8060468

Dragoni, W., & Sukhija, B. S. (2008). Climate change and groundwater: a short review. Geological Society, London, Special Publications, 288(1), 1-12.

Galloway, D. L., & Hoffmann, J. (2007). The application of satellite differential SAR interferometry-derived ground displacements in hydrogeology. Hydrogeology Journal, 15(1), 133–154. https://doi.org/10.1007/s10040-006-0121-5

Harbaugh, A. W. (2005). MODFLOW-2005, the US Geological Survey modular ground-water model: the ground-water flow process (Vol. 6). Reston, VA, USA: US Department of the Interior, US Geological Survey.

Hoffmann, J. (2003). The application of satellite radar interferometry to the study of land subsidence over developed aquifer systems. Stanford University.

Hoffmann, J., Leake, S. A., Galloway, D. L., & Wilson, A. M. (2003). MODFLOW-2000 Ground-Water Model: User Guide to the Subsidence and Aquifer-System Compaction(SUB) Package. Open-file Report. U. S. Geological Survey, (233), 56.

Navarro-Hernández, M. I., Tomás, R., Lopez-Sanchez, J. M., Cárdenas-Tristán, A., & Mallorquí, J. J. (2020). Spatial analysis of land subsidence in the San Luis potosi valley induced by aquifer overexploitation using the coherent pixels technique (CPT) and sentinel-1 insar observation. Remote Sensing, 12(22), 1–23. https://doi.org/10.3390/rs12223822

Ostad-Ali-Askari, K., & Shayannejad, M. (2021). Quantity and quality modelling of groundwater to manage water resources in Isfahan-Borkhar Aquifer. Environment, Development and Sustainability, 1-17.

Tomás, R., Herrera, G., Cooksley, G., & Mulas, J. (2011). Persistent Scatterer Interferometry subsidence data exploitation using spatial tools: The Vega Media of the Segura River Basin case study. Journal of Hydrology, 400(3–4), 411–428. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.01.057

Tomás, R., Lopez-Sanchez, J. M., Delgado, J., & Mallorquí, J. J. (2006). Hydrological parameters of the vega media of the segura river aquifer (SE Spain) obtained by means of advanced DInSAR. International Geoscience and Remote Sensing Symposium (IGARSS), 2, 1553–1556. https://doi.org/10.1109/IGARSS.2006.400

Tonkul, S., Baba, A., Şimşek, C., Durukan, S., Demirkesen, A. C., & Tayfur, G. (2019). Groundwater recharge estimation using HYDRUS 1D model in Alaşehir sub-basin of Gediz Basin in Turkey. Environmental Monitoring and Assessment, 191(10), 610. https://doi.org/10.1007/s10661-019-7792-6

van Dam, Tonie, J. Wahr, and David Lavallée. "A comparison of annual vertical crustal displacements from GPS and Gravity Recovery and Climate Experiment (GRACE) over Europe." Journal of Geophysical Research: Solid Earth 112.B3 (2007).

# ENERJİ KAZIKLARININ DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ TEPKİSİ

## RESPONSE OF ENERGY PILES UNDER EARTHQUAKE MOTION

**Mehmet Göktuğ İNAYET[1], Volkan İŞBUĞA[2]**

## ÖZET

Bu çalışmada, örnek bir enerji kazık temelin deprem hareketi altındaki davranışı sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Kazıklar, zemin sahalarının geoteknik mühendislik parametreleri üst yapıdan aktarılan yükleri taşımak için yeterli olmadığında yaygın olarak kullanılan derin temellerdir. Bu tür temel tipleri, yüklerin zemin yüzeyinden daha derindeki daha sert zemin katmanlarına aktarılması ve ya yüklerin kazık yüzey sürtünmesi ile karşılandığı sistemler olarak kullanılabilir. Bir tür derin temel olan enerji kazıkları, hem taşıyıcı eleman olarak hem de pompa sistemleri aracılığıyla zeminle ısı alışverişi sağlayan bir yapı olarak kullanılmaktadır. Böylece kazık ve çevresindeki zemin sıcaklık değişimlerine maruz kalır. Eğer kazık çevresinde bir sıcaklık artışı varsa, bu sıcaklık değişimleri, çevredeki zeminin elastisite modülünde ve kohezyon değerinde azalmalara neden olur. Bu sıcaklık değişimlerinin etkileri göz önüne alındığında, enerji kazıklarının deprem hareketi altındaki tepkisinin sıradan kazıklardan farklı olması beklenebilir. Bu çalışmada 1995 Kobe Depremi hareketi altında sabit mekanik yüklemeye maruz kalan bir kazığın tepkisi, aynı özelliklerdeki enerji kazık temel tepkisiyle karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, kazıkların üzerinde ölçülen maksimum yer değiştirme ve ivme açısından elde edilmiş ve sıcaklık etkisi sonlu elemanlar analizleriyle gösterilmiştir.
***Anahtar Kelimeler:****Enerji kazıkları, sonlu elemanlar, deprem etkisi*

## ABSTRACT

In this study, the response of an energy pile under earthquake motion was investigated using the finite element method. Piles are deep foundations commonly used when geotechnical engineering parameters of soil sites are not satisfactory to resist the loads transferred from the superstructure. Such foundation types can be employed when piles are required to transfer the loads to deeper and stiffer soil layers or resist the loads by surface friction. A type of deep foundation, energy piles are used as load-bearing and ground heat exchangers via pump systems. Thus, the pile and the surrounding soil are subjected to temperature variations. If the temperature around the pile is increased, these temperature variations induce decreases in elasticity modulus and cohesion in the surrounding soil. Considering the effects of temperature variations, the response of energy piles under earthquake motion is expected to differ from that of regular piles. The response of a conventional pile subjected to constant mechanical loading under the 1995 Kobe earthquake motion was compared to that of an identical energy pile. The results are obtained in terms of maximum displacement and acceleration measured on top of the piles, and the effect of temperature change was observed in the finite element analyses.
***Keywords:*** *Energy piles, finite element method, earthquake effect*

## 1. INTRODUCTION

Sustainability has gained importance in engineering applications; thus, studies on sustainable solutions have become prevalent. One of the developments resulting from these studies is the energy pile foundations. Energy piles are deep foundations that are used for both load-bearing and heat exchanging from the ground

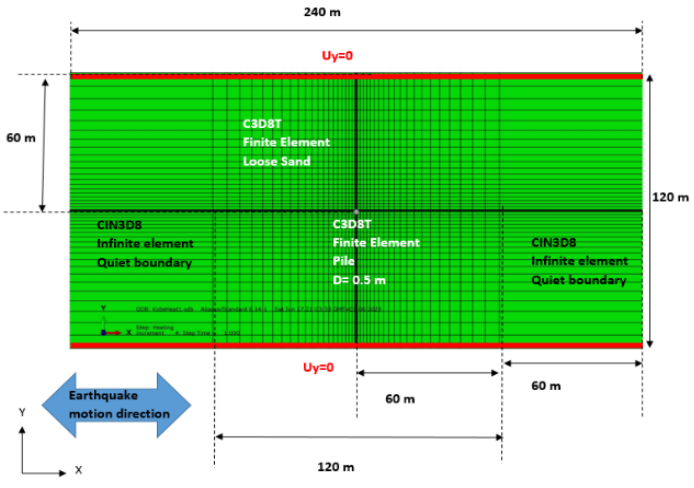
[1]Y. Lisans Öğrencisi, İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, mehmetinayet@iyte.edu.tr
[2]Dr. Öğr. Üyesi, İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, volkanisbuga@iyte.edu.tr (Sorumlu yazar)

via heat pump systems. After reaching a depth below ground of approximately 10-15 m, the temperature profile is constant (typically 15°C) throughout the year (Brandl, 2006). High-density polyethylene pipes are attached to the reinforcement cage of the pile, and a heat-transferring fluid is circulated through the pipes. The fluid temperature is adjusted so that the desired heat flow for heating-cooling is achieved (Abuel-Naga et al. 2014). According to the investigations on energy pile applications, it is observed that energy piles satisfy the energy demand for the heating-cooling process of a building (Brandl, 2006), and carbon dioxide emissions are decreased as a result of the increasing number of energy pile installations (Amis and Loveridge, 2014). Considering the benefits of energy piles, such as energy efficiency and eco-friendliness, the use of energy piles should be encouraged in Turkey. However, thermal expansion/contraction occurs due to temperature variations during the operation of an energy pile; therefore, thermal strains and corresponding additional load and displacements occur on the pile and soil (Bourne-Webb et al., 2009). Moreover, other effects are anticipated by many researchers, such as an increase in creep effect and irreversible displacements in long-term (Akrouch et al., 2014) and temperature effects on some engineering properties of soils, such as the elastic modulus and cohesion (Yavari et al., 2016; Arzanfudi et al., 2020; Heidari et al., 2022). Elastic modulus and cohesion are especially emphasized in studies since they are directly related to the stiffness and strength of the soil, while friction angle is assumed to be independent of temperature variations (Yavari et al., 2016; Heidari et al., 2022).

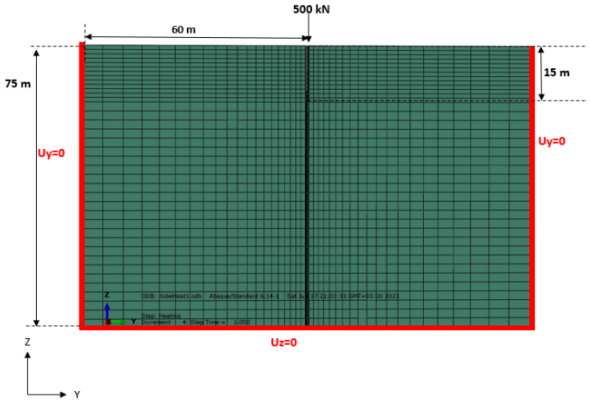
Thermo-mechanical behavior of energy piles under various loading conditions has been investigated in the literature by various researchers (Laloui et al., 2008; Akrouch et al., 2014; Saggu and Chakraborty, 2014; Arzanfudi et al., 2020; Heidari et al., 2022). However, the literature lacks a detailed investigation of the performance of such foundation types in earthquake-prone regions. This study aims to present the preliminary results of the analysis of a heated pile response under an earthquake motion and compare them to those of regular piles. Thus, an insight into the applicability of energy piles in seismic zones can be obtained, and a better understanding of the effect of the heating process after an earthquake motion for such piles can be achieved.

## 2. METHODOLOGY

To evaluate the earthquake response of energy piles, a 3D finite element model is constructed, as given in Figure 1.




(a)




(b)

Figure 1. Model geometry and boundary conditions on a) XY plane, b) YZ plane

The model consists of a 75 m deep mainly loose sand layer and a 15 m deep axially loaded pile with a diameter of 0.5 m. Figure 1-(a) shows the top view of the model in which the pile is placed in the center of the finite element domain. The boundary conditions applied to the model are marked with the red line. In addition, Figure 1- (b) shows the mid-section of the model and also the bottom boundary condition. The earthquake motion was given in the $\pm$ x-direction for the dynamic analysis. The Infinite elements were constructed by extending the boundaries on the direction of motion about half-length (60 m) of the finite element domain based on the ABAQUS User's Manual, as shown in Figure 2.

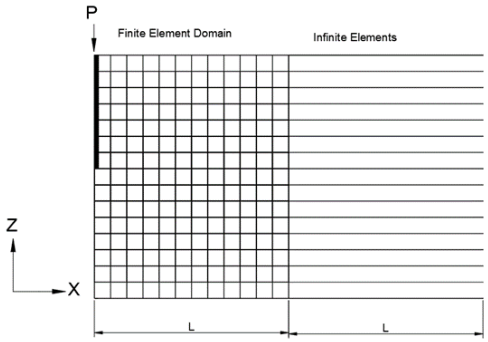



Figure 2. Infinite element size requirement based on the ABAQUS User's Manual

Infinite elements provide a quiet boundary that prevents wave reflections. Thus, far-field behavior under the earthquake motion can be simulated. The ground motion duration applied in the example is 48 seconds, with a peak acceleration of 0.82 g at t=8.54 s. Hussein and Albusoda (2021) took the Rayleigh damping coefficient $\beta$=0.06884 and $\alpha$=0 based on the predominant frequency of the 1995 Kobe earthquake (KJMA Station of Japan Meteorological Agency) and assumed 5% material damping ($\xi$); we followed the same approach for the finite element soil domain in this study and also employed the parameters used by Saggu and Chakraborty (2015) as given in Table 1.

Table 1. Material properties (Saggu and Chakraborty, 2015)

| **Parameter** | **Loose sand** | **Pile** |
|---|---|---|
| Density, $\rho$ (kg/m$^3$) | 1478 | 2500 |
| Young's modulus, $E_0$ (Pa) | 10x10$^6$ | 27.38x10$^9$ |
| Poisson's ratio, $\nu$ | 0.2 | 0.2 |
| Cohesion, c (Pa) | 500 | - |
| Friction angle, $\phi$ (°) | 27 | - |

| | | |
|---|---|---|
| Dilation angle, ψ (°) | 2 | - |
| Thermal conductivity, λ (W/m°C) | 1.8 | 2.1 |
| Thermal expansion coefficient, $\alpha_t$ (1/°C) | $10^{-4}$ | $10^{-5}$ |
| Specific heat capacity, $c_S$ (J/kg°C) | 1600 | 800 |

Table 1 shows the material properties used in this study. The pile was modeled as thermo-elastic material. Mohr-Coulomb plasticity was chosen for the soil behavior. Since friction angle is assumed to be independent of temperature (Yavari et al., 2016; Heidari et al., 2022) and cohesion has a negligible influence on the shear strength of sand, temperature dependency of shear strength parameters was ignored for this study. Heidari et al. (2022) suggested that the elastic modulus of sand can be assumed temperature-dependent for their study on laterally loaded heated piles in sandy soils. Similarly, Arzanfudi et al. (2020) used a temperature-dependent elasticity modulus to analyze a heated pile embedded in layered soil, including sandy gravels. Therefore, building on these prior studies, we also adopted a temperature-dependent elasticity modulus approach for this study. Arzanfudi et al. (2020) proposed Eq. (1), which denotes a temperature-dependent elastic soil modulus to model freezing and thawing in porous media domains; this preliminary study applies their equation to account for temperature-dependency of the elasticity modulus as an initial approach.

$$E_{s(T)}=E_{s,0}e^{-b.\Delta T} \quad (1)$$

where $E_{s\,(T)}$ is the elastic modulus of soil at a specific temperature (MPa), $E_{s,0}$ is the elastic modulus of soil at a reference temperature (MPa), ΔT is the temperature change (°C), and b is a material parameter (1/°C), set to 0.1 for sand and clay layers by Arzanfudi et al. (2020). The analysis of the finite element model of the energy pile comprises five steps in this study: *i*) Initial step: Predefining initial geostatic stress and temperature, applying displacement boundary conditions; *ii*) Geostatic step: Applying gravity loading to bring the model into geostatic equilibrium; *iii*) Static step: Applying an axial load of 500 kN to the pile head; *iv*) Transient coupled temperature-displacement step: heating the pile body to 36°C over 12 days; and *v*) Dynamic step: Applying the 1995 Kobe earthquake acceleration history to the base of the finite element domain.

The entire model, including the pile, initially had a temperature of 15°C. During the heating phase, pile temperature was increased from 15°C to 36°C and heated for 12 days (Laloui et al., 2006). After this heating period, the response of the pile under the earthquake motion was analyzed. The analysis of a regular pile followed the same steps, excluding the heating step. Thus, the temperature does not affect the response of the regular pile.

## 3. RESULTS

Temperature distribution on the model at the end of the heating is shown in Figure 3. The increase in temperature due to heating extended in all directions to a radial distance of nearly 4.5 m from the pile center, which shows a clear temperature distribution from the pile surface to the soil domain. Similarly, it reached nearly 3.5 m vertically from the pile toe. The observed temperature distribution is similar to that of Laloui et al. (2006), with minor differences caused by different temperature boundary conditions on the ground surface.

Accelerations induced by the earthquake motion on the pile head are plotted in Figure 4 for the energy pile and regular pile. The difference in the responses of the piles is minor. The maximum lateral accelerations were 0.11g for the regular pile and 0.12g for the energy pile.

Figure 5 compares the lateral top displacement in the direction of the motion. Figure 5 also illustrates that the heated energy pile undergoes slightly larger lateral displacements than the regular pile under the specified earthquake loading. The maximum lateral displacement of the energy pile was approximately 86.7 mm, whereas the maximum lateral displacement of the regular pile was 85.9 mm. As anticipated, the heating operation causes, although slight, an increase in lateral displacement under earthquake motion due to reduced elastic modulus.

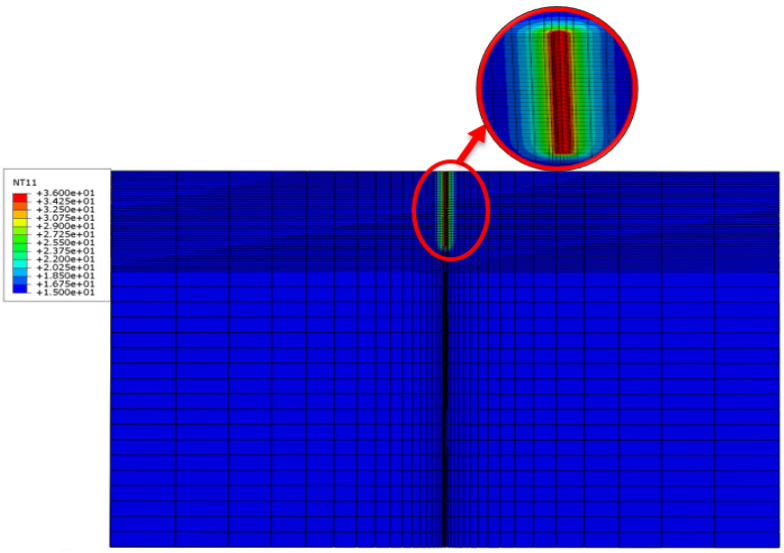



Figure 3. Temperature distribution on the model at the end of heating

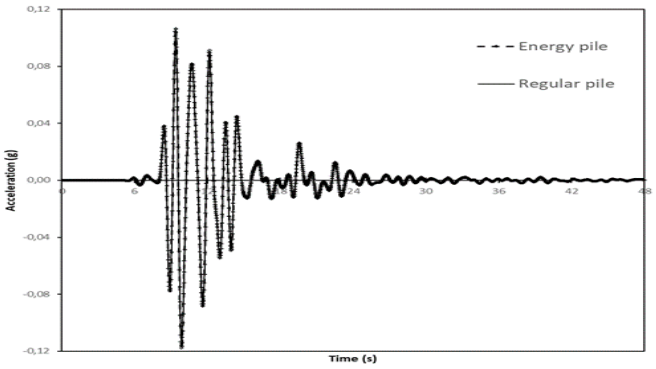



Figure 4- Comparison of earthquake-induced accelerations at the pile head

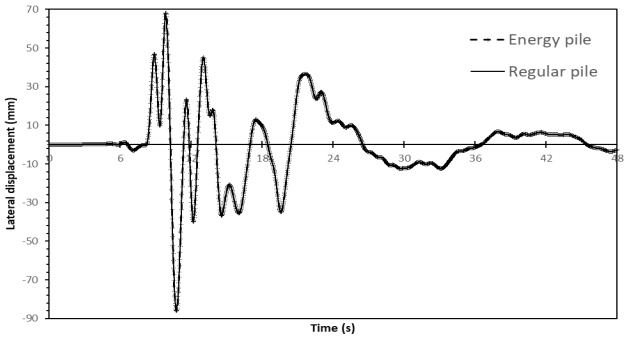



Figure 5- Comparison of lateral displacements on x-direction at the pile head

A comparison of the vertical displacements on the pile head during earthquake motion is shown in Figure 6. In the case of the regular pile, the initial vertical pile displacement observed at the pile head is 5.7 mm due to vertical loading without heating, reaching a final settlement of approximately 7 mm by the end of the earthquake motion. On the other hand, the energy pile undergoes larger settlements, reaching around 15.5 mm at the end of heating and reaching a final vertical displacement of 22.8 mm by the end of the earthquake motion, primarily due to the temperature-induced modulus reduction. The differences in the total vertical displacements of the piles were found to be substantial for the model used in this study.

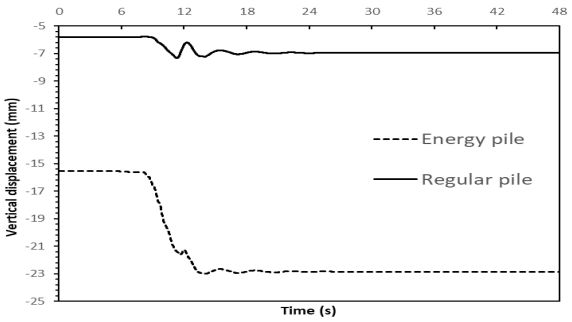



Figure 6- Vertical displacements at the pile head after the earthquake loading

## 4. CONCLUSION

The results demonstrate the impact of the heating process, causing a slightly larger lateral displacement and acceleration on the pile head during the earthquake loading. Since no lateral load is applied to the pile, close lateral displacements for both cases are reasonable. The substantial vertical displacement differences in the results under the vertical constant load indicate that the heating process can cause larger displacement for energy piles under vertical loads combined with earthquake motion due to the reduced elasticity modulus.

The model can be applied to various scenarios to generate maximum displacement relative to pile length-to-pile diameter ratios for different temperature variations and durations. In summary, these results indicate the significant effect of the heating operation and the necessity of considering such effects on the earthquake response of energy pile foundations in seismically active regions.

## REFERENCES

ABAQUS/CAE User's Manual (2012), version 6.14

Abuel-Naga, H., Raouf, M. I. N., Raouf, A. M., & Nasser, A. G. (2015), "Energy piles: current state of knowledge and design challenges", Environmental Geotechnics, 2(4), 195-210.

Akrouch, G.A., Sánchez, M., & Briaud, J. (2014), "Thermo-mechanical behavior of energy piles in high plasticity clays", Acta Geotechnica, 9, 399-412.

Amis, A., & Loveridge, F. A. (2014), "Energy piles and other thermal foundations for GSHP–Developments in UK practice and research", Rehva journal, 2014(1): 32-35.

Arzanfudi M.M, Al-Khoury R, Sluys L.J, Schreppers G.M.A. (2020), "A thermo-hydro-mechanical model for energy piles under cyclic thermal loading", Comput. Geotech.,125, 103560

Bourne-Webb PJ, Amatya B, Soga K, Amis T, Davidson C, Payne P (2009), "Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles", Geotechnique 59(3):237–248

Brandl H (2006) "Energy foundations and other thermo-active ground structures", Geotechnique 56(2): 81-122.

Heidari B, Garakani A A, Jozani S M, Tari P H. (2022), "Energy piles under lateral loading: Analytical and numerical investigations", Renewable Energy, Volume 182, p. 172-191.

Hussein, R. S., & Albusoda, B. S. (2021). "Experimental and numerical analysis of laterally loaded pile subjected to earthquake loading", In Modern Applications of Geotechnical Engineering and Construction: Geotechnical Engineering and Construction (pp. 291-303). Springer Singapore.

KJMA Station of Japan Meteorological Agency, https:// www.strongmotioncenter.org/

Laloui L, Nuth M, Vulliet L (2006), "Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile", Int J Numer Anal Meth Geomech 30:763–781.

Saggu, R, Chakraborty, T. (2015) "Cyclic Thermo-Mechanical Analysis of Energy Piles in Sand", Geotech Geol Eng 33, 321–342.

Yavari, N., Tang, A. M., Pereira, J.-M., & Hassen, G. (2016). "Effect of temperature on the shear strength of soils and the soil–structure interface", Canadian Geotechnical Journal, 53(7), 1186–1194.

# KAYAÇLARIN DAYANIM PARAMETRELERİ ARASINDAKİ KORELASYONLARIN BELİRLENMESİ

## DETERMINING THE CORRELATIONS BETWEEN THE STRENGTH PARAMETERS OF ROCKS

**Abdulkadir ÇİNTESUN[1], Berna UNUTMAZ[2]**

## ÖZET

Nokta yükü dayanım indeksi, tek eksenli basınç dayanımı ve elastisite modülü kayaçların dayanımlarına göre sınıflandırılmasında ve geoteknik hesaplamalarda kullanılan yaygın parametrelerdir. Kayaya soketli kazıklar, kaya stabilite analizleri, tünel analizleri gibi pek çok önemli geoteknik hesaplama için kaya dayanım parametreleri gerekmektedir. Sondajlardan elde edilen numuneler üzerinde yapılan testler ile bu parametrelerin belirlenmesi mümkündür. Ancak yeterli numune olmaması, kaya yapısının durumu, kullanılan makine-ekipman kalitesi vb. nedenlerle bu parametrelerin direkt elde edilmesinin mümkün olmadığı durumlarda, birtakım korelasyonların kullanılması ve parametreler arası dönüşümlerin yapılması gerekmektedir. Kullanılan korelasyon katsayılarının gerçeğe yakınlığı tüm tasarımı doğrudan etkileyeceğinden seçimi oldukça önemlidir. Literatürde korelasyon katsayıları geniş bir aralıkta değişkenlik göstermektedir. Korelasyon katsayılarının değişkenliğine ilişkin bir örnek bu çalışma kapsamında sunulmaktadır. Bu çalışma kapsamında çok sayıda deney sonucu içeren veri havuzu değerlendirilerek bağıntılar elde edilmeye çalışılmıştır. Kireçtaşı numunelerinde yapılan nokta yükü dayanım, tek eksenli basınç dayanımı ve elastisite modülü deneyleri irdelenmiş ve dayanım parametrelerinin birbirleri ile ilişkilerini belirlemek üzere korelasyon katsayıları geliştirilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Nokta yükü dayanım indeksi, tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü, modül oranı, istatiksel analiz, kireçtaşı.

## ABSTRACT

Point load strength index, uniaxial compressive strength and modulus of elasticity are common parameters used in the classification of rock strength and geotechnical calculations. These rock strength parameters are required for various important geotechnical calculations such as rock-socketed piles, rock stability analyses, and tunnel analyses. These parameters can be determined by conducting tests on samples obtained from boreholes. However, in cases where there is an insufficient number of samples, the condition of the rock structure, the quality of the machinery and equipment used, etc., direct determination of these parameters may not be possible. In such cases, the use of correlations and parameter conversions becomes necessary. Selection of correlation coefficients is crucial as their accuracy directly impacts the entire design process. The literature shows that correlation coefficients vary within a wide range. An example of the variability of correlation coefficients is presented in this study. In this study, a large database containing numerous experimental results was evaluated to establish relationships. Point load strength, uniaxial compressive strength and modulus of elasticity tests conducted on limestone samples were examined, and correlation coefficients were developed to determine the relationships between the strength parameters.

**Keywords:** Point load strength index, uniaxial compressive strength, modulus of elasticity, modulus ratio, statistical analysis, limestone.

[1] İnş. Yük. Müh., Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., abdulkadircintesun@proyapi.com (Sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr., Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, berna.unutmaz@hacettepe.edu.tr

# 1. GİRİŞ

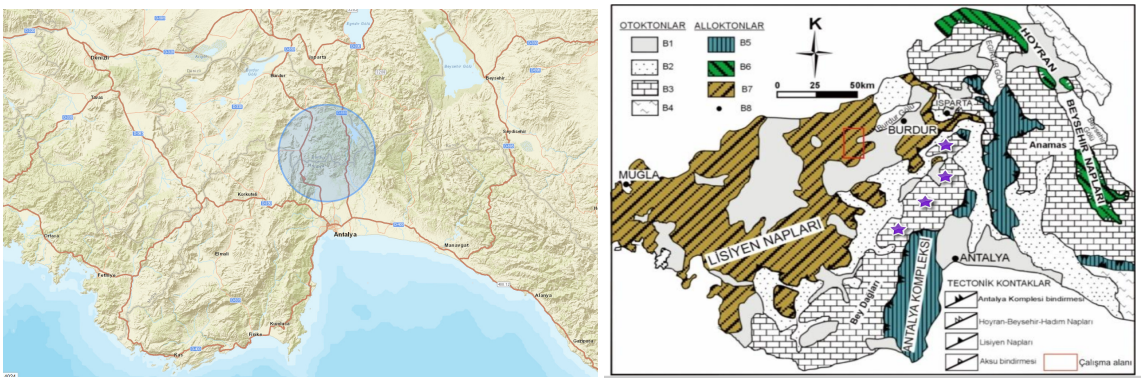
Farklı kayaç türlerinin rijitliklerinin doğru olarak belirlenmesi, geoteknik tasarımlarda önemli bir yer kaplamaktadır. Bu değerlerin hatalı olması durumunda, tasarım sırasında yapılacak hatalar önlenemez sonuçlara/yıkımlara sebep olabilmektedir. Bu çalışma kapsamında, belirli bir alanda ve formasyonda yer alan kayaç türü için korelasyon katsayılarının tespit edilmesi amaçlanmıştır. Arazi çalışmaları ve laboratuvar deneyleri kullanılarak, çeşitli kaya rijitlik parametreleri arasındaki ilişkiler belirlenmeye çalışılmıştır. Bu kapsamda, Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik tarafından tamamlanan Burdur-Antalya YHT projesindeki zemin araştırma çalışmalarının sonuçları kaynak olarak kullanılmıştır.

# 2. ZEMİN ARAŞTIRMA ÇALIŞMALARI ve HESAPLAMALAR

Bu çalışmaya kaynak olarak Beydağları formasyonunda yer alan kireçtaşları kullanılmıştır. Tünel, güzergâh ve sanat yapıları için yapılan zemin araştırma çalışmalarının sonuçları karma olarak değerlendirilmiştir.

## 2.1. Proje Lokasyonu

Çalışma dataları Antalya - Isparta illeri arasındaki alan içerisinde yapılan sondajlardan alınmıştır. Bölgenin yer bulduru ve jeolojik yapısına ait görseller Şekil 1'de sunulmaktadır**.**




Şekil 1. Proje Lokasyonu ve Bölgesel Jeolojik Harita (Alpan vd.,1964)

## 2.2. Jeolojik Çalışmalar Hakkında

Sondajlardan elde edilen numunelere ait bazı karot sandık resimleri Şekil 2'de sunulmaktadır. Genel olarak tüm sandıklardaki numunelerin görünümleri benzer durumdadır. Sandıkların en belirgin farklılıkları ayrışma dereceleri ve verimli karot yüzdeleridir. Ayrışma derecesinin değişkenliği yapılabilecek deney sayısını ve deney yöntemini doğrudan etkilemektedir. Bu çalışma kapsamında 836 adet tek eksenli basınç, 886 adet nokta yükleme deneyi ve 392 adet elastisite modülü deney sonuçlarına sahip kireçtaşı numuneleri kullanılmıştır.



Şekil 2. Karot Sandık Resimleri (Kireçtaşları)

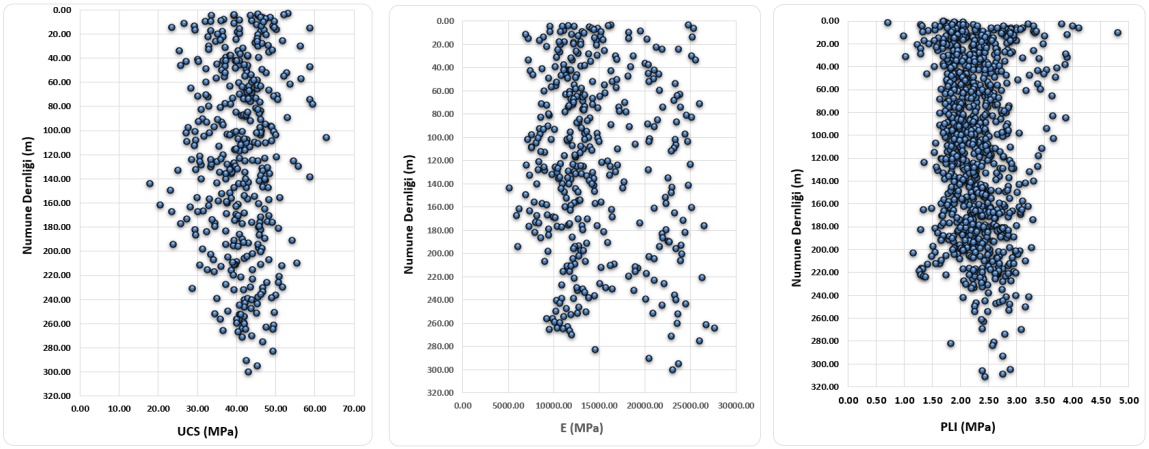
## 2.3. Numunelerin Dayanım Bakımından Değerlendirilmesi

Tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü ve nokta yük dayanım indeks değerlerine ait sonuçlar çalışmalar için sınıflandırılmıştır. Mevcut literatüre göre (Hoek ve Marinos, 2001) örneklerin çoğunluğu "dayanımlı- orta dayanımlı" kireçtaşları olarak kabul edilmektedir.

Tek eksenli basınç değerleri 17.90 MPa - 66.50 MPa, elastisite modülü değerleri 5.070 MPa - 27.667 MPa ve nokta yükleme dayanım indeksi değerleri 0.70 MPa - 4.80 MPa arasında değişmektedir. Bu değer aralıkları kayacın dayanım bakımından çok büyük farklılıklar içermediğinin anlaşılması için önemlidir.

## 2.4. Numunelerin Derinlik Bakımından Değerlendirilmesi

Şekil 3'te numunelerin ait olduğu derinlik ve bu derinlikteki dayanım değerleri yer almaktadır. Korelasyon değerlerinin derinlik ile olan ilişkisi bu çalışma kapsamında değerlendirilmiştir. Maksimum 311 metre derinlikten numune alınmıştır. Korelasyon katsayının derinlikle olan değişimi kademeli ve detaylı olarak incelenmiştir.




Şekil 3. Dayanım Değerlerinin Derinlikle Değişimi

## 2.5. Korelasyonların Belirlenmesi

Bu çalışma kapsamında elastisite modülü (E) - tek eksenli basınç (UCS) ve tek eksenli basınç (UCS) - nokta yük dayanımı (PLI) arasındaki korelasyonun belirlenmesi amaçlanmıştır. Korelasyon çalışması değerlerin aritmetik ve geometrik ortalamalarının oranları ile istatiksel çalışmaları kapsamaktadır.

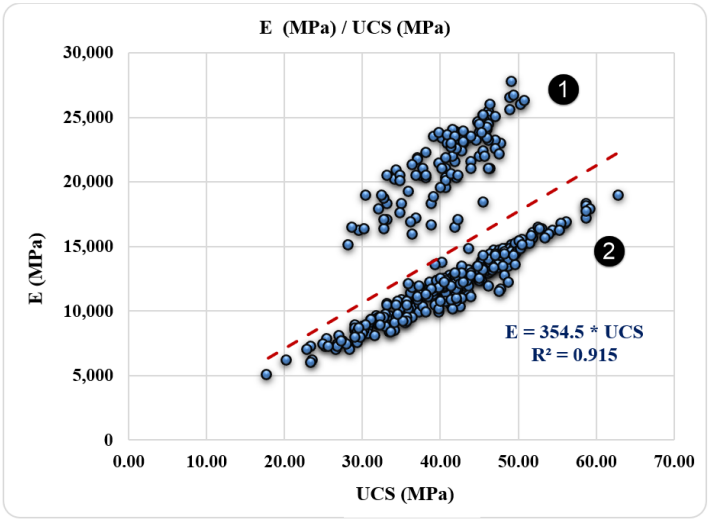
### a) Elastisite Modülü – Tek Eksenli Basınç İlişkisi

Bu değerler arasındaki korelasyon katsayısı, aritmetik ortalama, geometrik ortalama ve regresyon analizi olmak üzere 3 farklı hesaplama yöntemi ile elde edilmiş ve sırası ile 354.95, 340.05 ve 354.50 olarak hesaplanmıştır. Bu konuda daha detaylı çalışmaya Çintesun (2023)'den ulaşılabilir.

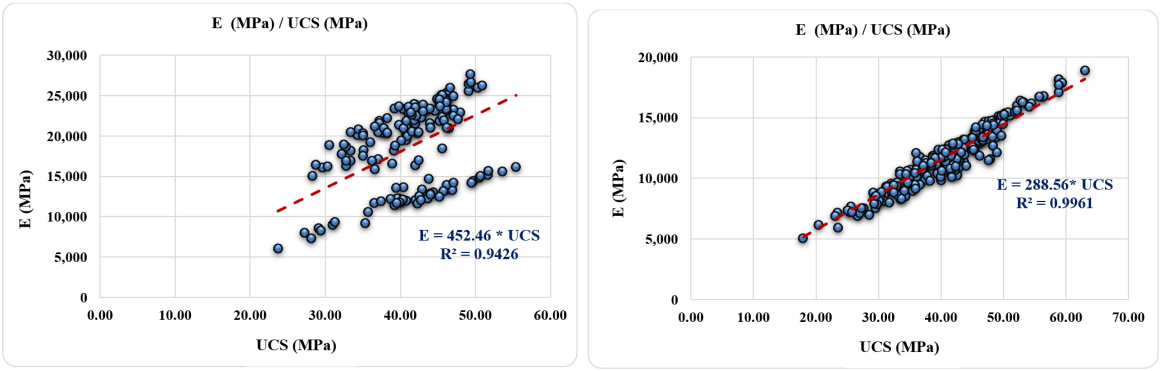
Çalışmanın giriş kısmında da bahsedildiği üzere, korelasyon katsayısının tespit edilmesi veya literatürden alınarak kullanılmasında dikkat edilmesi gereken hususlar bulunmaktadır. Aşağıdaki grafik korelasyon katsayılarının geniş bir aralıkta değişkenlik gösterebileceği ve tasarımcıların bu durumu dikkate alarak çalışması gerektiğine iyi bir örnek teşkil etmektedir.

Bu çalışma kapsamında numuneler üzerinde deneyler yapılarak belirlenen E - UCS değerleri Şekil 4'te sunulmaktadır. Bu grafikten de görüleceği üzere, aynı hat üzerinde bulunan numunelerde bile iki farklı eğilim söz konusudur. Bu iki farklı eğilim detaylı olarak incelendiğinde, aralarında ayırt edici bir özelliğe

rastlanmamıştır. Bu durum, literatürde yer alan ortalama değerlerin kullanımı konusundaki soru işaretlerini artırmaktadır. Daha tutarlı bir değerlendirme yapabilmek amacı ile değerler şekilde 1 ve 2 olarak gösterilen gruplar için ayrılmış ve bu iki farklı grup Şekil 5'te sunulmuştur. Şekil 5'te görüleceği üzere modül oranı (korelasyon katsayısı) değerinin 452.46 ile 288.56 arasında değişkenlik gösterdiği anlaşılmaktadır. Numunelerin çoğunluğu 288.56 değerinin olduğu gruplandırmada yer almaktadır.




Şekil 4. Elastisite Modülü – Tek Eksenli Basınç Dayanımı Korelasyonu




Şekil 5. Elastisite Modülü – Tek Eksenli Basınç Dayanımı Korelasyonu (2 farklı grup için)

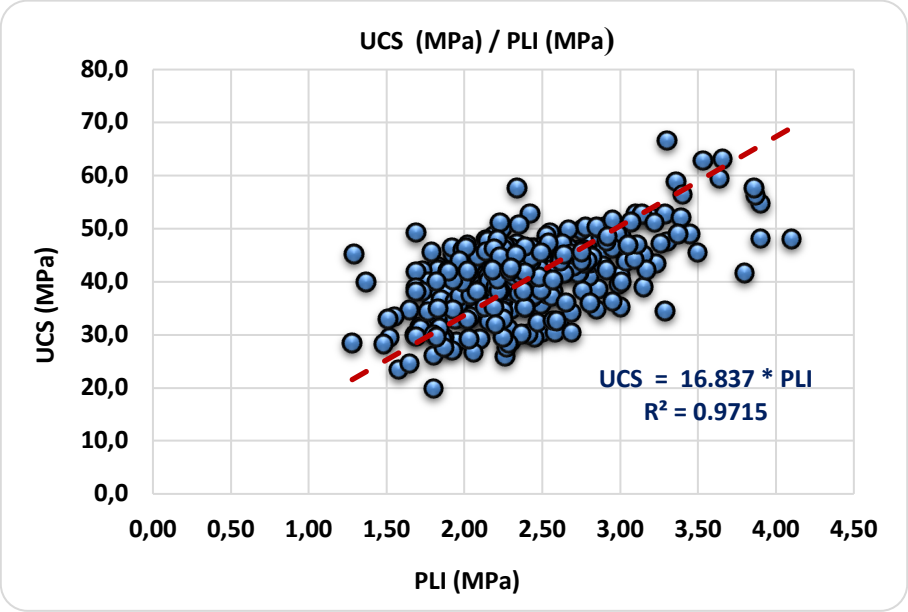
Analiz ve hesaplamalar sonucunda modül oranı 340-355 aralığında önerilmekte ve bu değer aralığının Hoek - Diederichs tarafından 400-600 olarak verilen ve günümüzde yaygın olarak kullanılan aralığa yakın olduğu değerlendirilmektedir. Konuyla ilgili literatürde pek çok farklı öneri ve yaklaşım bulunmaktadır.

Numunelerin farklı derinlikteki modül oranı (korelasyon katsayısı UCS - E) değerleri benzer hesaplama yöntemleri ile incelenmiştir. Numune derinliğindeki değişimle birlikte doğal koşullarda sıcaklığa bağlı olarak kayacın mineralojik yapısında, kaya kütle özelliklerinde ve fiziksel koşullarında önemli değişimler olmaktadır. Ancak sadece korelasyon katsayılarının sayısal değerleri dikkate alındığında anlamlı bir değişimin olmadığı görülmektedir.

**b) Tek Eksenli Basınç – Nokta Yük Dayanım İndeksi İlişkisi**

Bu çalışma kapsamında kullanılan UCS (tek eksenli basınç dayanımı)- PLI (nokta yük dayanım indeksi) değerleri Şekil 6'da sunulmaktadır. Bu grafikte, benzer derinliklerde elde edilen nokta yük ve tek eksenli basınç deney sonuçları kullanılmıştır. Bu nedenle, veri havuzundaki tüm sonuçlar istatiksel analiz için kullanılamamıştır.

Tek eksenli basınç ve nokta yük dayanım indeksi arasındaki korelasyon katsayısı, aritmetik ortalama, geometrik ortalama ve regresyon analizi olmak üzere üç farklı hesaplama yöntemiyle elde edilmiş ve sırasıyla 18.01, 18.15 ve 16.84 olarak hesaplanmıştır.




Şekil 6. Tek Eksenli Basınç Dayanımı – Nokta Yük Dayanım İndeksi Korelasyonu

Elde edilen regresyon katsayısı, literatürdeki benzer çalışmalar (ISRM, 1985; Brautigam vd., 1998; Rusnak ve Mark, 1999; Sabatakakis, 2008 vb.) ile karşılaştırıldığında, kireçtaşları için korelasyon katsayısı "C" değerinin genel olarak 20-25 aralığında değiştiği ve yukarıda belirtilen korelasyon önerisine yakın olduğu görülmektedir. Literatürün daha geniş bir özeti için Çintesun (2023)'a başvurulabilir. Bununla birlikte, benzer kaya veya genel bir tanımlama için literatürde verilen öneri katsayılarının büyük farklılıklar gösterdiği de tespit edilmiştir. Korelasyon katsayıları kullanılırken bu gerçeğin akılda tutulması önemlidir. Hatayı en aza indirmek için birden fazla korelasyon kullanılarak değerlendirmeler yapılması önerilmektedir.

ASTM, nokta yük dayanım değerinin “C” katsayısı ile çarpılması ile tek eksenli basınç değerinin hesaplanabileceği belirtmektedir. “C” katsayısının karot çapı ile değişkenlik gösterdiği verilen tablolardan ve grafiklerden anlaşılmaktadır. Çalışmalarda bu kıstasında dikkate alınması önem arz etmektedir.

Suarez - Burgoa (2012), korelasyon katsayısının geniş bir aralıkta değişmesinden kaynaklanan belirsizlikler olduğunu ve noktasal yük dayanım indeksi testinde bulunan sonuç kullanılarak dolaylı olarak tek eksenli basınç dayanımına geçilmesinden kaçınılması gerektiğini belirtmektedir. Nokta yük testi ile belirlenen dayanım indeksi değerlerinin kendi aralarında ve herhangi bir korelasyon kullanılmadan sınıflandırılması gerektiğini belirtmektedir.

UCS - E korelasyonuna benzer şekilde, numunelerin farklı derinlikteki korelasyon katsayısı UCS - PLI değerleri benzer hesaplama yöntemleri ile incelenmiştir. Bu ilişkide de numune derinliğindeki değişimle birlikte doğal koşullarda sıcaklığa bağlı olarak kayacın mineralojik yapısında, kaya kütle özelliklerinde ve fiziksel koşullarında önemli değişimler olmaktadır. Ancak sadece korelasyon katsayılarının sayısal değerleri dikkate alındığında anlamlı bir değişimin olmadığı görülmektedir.

## 3. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamındaki korelasyon katsayıları, geniş bir veri havuzundan elde edilen veriler ile önerilmektedir. Doğrudan test sonuçlarıyla korelasyon değerleri bir dereceye kadar doğrulanmalıdır. Korelasyonlar arasında önemli farklılıklar ortaya çıktığı için, geoteknik mühendislerinin korelasyon katsayılarını kullanırken dikkatli olmaları gerekmektedir. Hatayı en aza indirmek ve daha gerçekçi hesaplamalar elde etmek için;

- Kayanın doğal durum özelliklerini değerlendirilmelidir. (Doygunluk derecesi, mineral yapısı vb.)
- Birden fazla korelasyon ile değerlendirme yapılmalıdır.
- Örnek sayısı fazla olan literatür çalışmalarının seçilmesine özen gösterilmelidir.

Çok sayıda test sonucu kullanılmış olmasına rağmen, verilerin hala sınırlı olduğu unutulmamalıdır. Belirli bir kaya türü için genel bir korelasyon kullanmak yerine bölgesel korelasyonların belirlenmesi gerektiği ve korelasyonun en yakın sonuçları vermesi için çok sayıda numunenin önemli olduğu anlaşılmaktadır. Bu makale, özellikle mühendislik tasarımının belirli ön aşamalarında, malzemelerin mekanik özelliklerini tahmin etmeye yönelik gerçek ihtiyacın testin yerine geçmediğini, bunun yerine bu tahminlerin bazı özel verilerin genişletilmesi ve doğrulanması olarak hizmet ettiğini açıklamaktadır.

Matematiksel ve lineer regresyon analizleri ile oluşturulan ampirik formüllerin tahmin gücünün gelecekte çeşitli laboratuvar test bulgularının bu veri tabanlarına eklenmesiyle artacağı öngörülmektedir. Ayrıca, toplanan sonuçların gelecekte bölgesel istatistiksel veri tabanına entegre edilmesinin faydalı olacağı öngörülmektedir.

## TEŞEKKÜR

*Çalışmaya katkılarından ve desteklerinden dolayı Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş.'nin Yönetim Kurulu Başkanı'na ve değerli yönetim kurulu üyelerine teşekkürlerimizi sunarız.*

## KAYNAKLAR

ASTM, "American Society for Testing and Materials, D 5731 – 95, Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock".

Hoek E, Diedrichs M.S., (2006), "Empirical Estimation of Rock Mass Modulus, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences", 43 203–215

Marinos, P., Hoek, E., (2001), "Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock Masses Such as Flysch, Bulletin of Engineering Geology and the Environment", 60, pp. 85-92.

Brautigam, T., Knochel, A., and Lehne, M., (1998), "Prognosis of Uni-Axial Compressive Strength and Stiffness of Rocks Based on Point Load And Ultrasonic Tests", Otto-Graf Journal 9: 61-79.

Rusnak, J. A., Mark, C., (1999), "Using the Point Load Test to Determine the Uniaxial Compressive Strength of Coal Measure Rock", Proceedings of 19th International Conference on Ground Control in Mining, 362-371.

Suarez-Burgoa, L. O. (2012). On the Reliability of the Uniaxial Compressive Strength Obtained from the Point Load Index. In Qihu Qian and Yingxin Zhou (Eds.), Proceedings of the 12th International Congress on Rock Mechanics: Harmonizing Rock Engineering and the Environment (pp. 837-839).

Sabatakakis, N., Koukis, G., Tsiambaos, G., & Papanakli, S. (2008)," Index Properties and Strength Variation Controlled by Microstructure for Sedimentary Rocks", Engineering Geology, 97(1–2), 80–90.

Çintesun, A., (2023) "Determining the Correlation Between Uniaxial Compressive Strength, Modulus of Elasticity and Point Load Strength Index of Rocks." Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi.

# SIVILAŞABİLİR ZEMİNDE ENJEKSİYONLA İYİLEŞTİRME ÖNCESİ ve SONRASI DİNAMİK DAVRANIŞIN KARŞILAŞTIRMASI ÜZERİNE

# COMPARISON OF THE DYNAMIC BEHAVIOR OF UNTREATED AND CEMENT INJECTED LIQUEFIABLE SOILS

**Güldem KORKMAZ[1], Sinan SARĞIN[2], Gökhan ŞENOĞLU[3], Sadık ÖZTOPRAK[4]**

## ÖZET

İri daneli zeminlerin sismik etkiler altındaki dinamik davranışı efektif gerilmenin boşluk suyu basıncı ile ters orantılı azalması, yani sıvılaşma ile açıklanmaktadır. Sıvılaşma kaynaklı yapılarda meydana gelen oturma ve dönmelerin sayısal ve analitik yöntemler ile günümüzde tahmin edilebilmesi ve bu hasarın çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri ile azaltılması mümkün olabilmektedir. Bu doğrultuda, bu çalışma kapsamında ilk olarak ince dane oranı yüksek kum zeminin sıvılaşma potansiyeli laboratuvar ortamında tanımlama ve tekrarlı dinamik basit kesme deneyleri ile belirlenmiştir. Ayrıca, düşük bütçeli bir bender eleman deney sistemi ile bu zeminin başlangıç rijitliği farklı çevre basıncı koşullarında ölçülmüştür. Laboratuvarda dinamik davranışı incelenen zeminin alındığı sahada yapılan arazi deneyleri değerlendirilerek; geoteknik karakterizasyon yapılmış ve zemin profili belirlenmiştir. İdealize edilen bu zemin profili üzerinde, literatürde kabul görmüş ve sıvılaşmayı belirleyen analitik yaklaşımlar kullanılarak her tabaka için sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. Daha sonra belirlenen zemin profili bir sonlu elemanlar metodu yazılımı olan Plaxis 2D ile modellenmiş ve zaman-tanım alanında, yerel zemin sınıfına uygun ölçeklenmiş kayıt kullanılarak konsolidasyonlu ve konsolidasyonsuz dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Sıvılaşma durumunda iyileştirme yönteminin performansını değerlendirmek üzere, programda hazır olarak bulunan sıvılaşma bünye modelleri hem tekrarlı basit kesme hem de arazi CPT verileri göz önünde bulundurularak kalibre edilmiştir. Enjeksiyonla yapılan iyileştirme sonrası durum için bünye modeli kalibrasyonu ve zemin özellikleri güncellenmiş; dinamik analizler tekrarlanmıştır. Yapılan sayısal analizler sonucunda, enjeksiyonla iyileştirme yönteminin kumlu zeminlerde sıvılaşma kaynaklı oturmaları oldukça sınırlamıştır. Buna ilaveten, İyileştirme öncesi ve sonrası durumda zemin ortamında deprem etkisinde oluşan ilave boşluk suyu basıncı değerleri karşılaştırılmış ve iyileştirme sonrası durumu temsil eden analizde boşluk suyu basıncı oluşumunun engellendiği ortaya konmuştur.
***Anahtar Kelimeler:*** Bender Eleman, Dinamik Basit Kesme, Enjeksiyon, Kum, Sıvılaşma, Sayısal Analiz

## ABSTRACT

The dynamic behavior of coarse-grained soils under seismic effects is explained by the decrease in effective stress, which is inversely proportional to the pore water pressure, called liquefaction. The amount of settlement and tilting that occur in structures due to liquefaction in such soils can be estimated by using numerical and analytical tools, and this damage can be reduced by various soil improvement techniques. In this study, first, the liquefaction potential of sandy soils with high fine content is defined in the laboratory environment through cyclic dynamic simple shear tests. Additionally, the initial stiffness of this soil was measured under different confining pressure conditions using a low-cost bender element test system. The geotechnical characterization is determined by evaluating field tests conducted on the soil whose dynamic

[1] Araş. Gör., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, gkorkmaz@iuc.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Araş.Gör. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, ssargin@iuc.edu.tr
[3] İnş.Yük.Müh., Arçelik, Gokhan.Senoglu@arcelik.com
[4] Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, oztoprak@iuc.edu.tr

behaviour is examined in the laboratory. The probability of manifestation of the liquefaction for each soil layer is predicted by using analytical approaches accepted in the literature and used to idealize this soil profile. After the soil profile determined according to the results of analytical methods is modelled using the finite element method software Plaxis 2D, and consolidated and unconsolidated dynamic analyses were performed in the time-domain using scaled records depending on local soil conditions. In order to evaluate the performance of the improvement method in case of liquefaction, the available liquefaction constitutive models (PM4Sand, UBC3D-PLM) in the program are calibrated by considering both cyclic simple shear and field CPT/SPT data. The soil model calibration and soil properties are updated after the improvement through injection, and dynamic analyses are re-run. According to findings from the numerical analyses, it can be concluded that the injection method is an effective method in mitigating liquefaction-induced settlement and tilting in sandy soils. In addition to this, the excess pore water pressure values induced by earthquake excitations in the soil environment are compared before and after improvement, and it is revealed that pore water pressure generation is considerably prevented in the dynamic analysis representing the post-improvement condition.
***Keywords:*** *Bender Element, Dynamic Simple Shear, Injection, Sand, Liquefaction, Numerical Analysis*

## 1. GİRİŞ

Son yaşanan Kahramanmaraş merkezli depremlerde özellikle İskenderun-Hatay ve Gölbaşı-Adıyaman'da sismik etkiler neticesinde zeminde meydana gelen sıvılaşma kaynaklı yapısal hasarlar yoğun olarak gözlemlenmiştir (Öser vd., 2023). Sıvılaşma potansiyeli ve sıvılaşma kaynaklı serbest saha ve bina temel altı oturmaları literatürde Seed ve Idriss (1971), Tokimatsu ve Seed (1987), Ishihara ve Yoshimine (1992), Zhang vd., (2002), Boulanger ve Idriss (2014), Bray ve Macedo (2017) birçok araştırmacı tarafından önerilen ampirik formüller ile tahmin edilebilmektedir. Oturma hesapları ve zemin-yapı etkileşiminin tüm deprem süresi boyunca sıvılaşma durumu da dikkate alınarak sonlu elemanlar metodu yardımı ile modellenebilmesi mümkündür. Ancak bunun için literatürde kabul görmüş sıvılaşma bünye modelleri (UBCSand, PM4Sand, PM4Silt) arazi ya da laboratuvar deneylerine göre kalibre edilerek gerçeğe uygun bir şekilde zemin-yapı etkileşim sayısal analizlerine (sonlu elemanlar, sonlu farklar) dahil edilmelidir. İlk olarak Boulanger (2010) tarafından geliştirilen PM4Sand bünye modeli, sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerin sismik etkiler altındaki davranışını ve zemin ortamında dinamik yüklemeye bağlı ilave boşluk suyu basıncı değerlerini simüle edebilmektedir. Bu bünye modeli beş versiyondan oluşmakta ve araştırmacılar tarafından geliştirilmesi devam etmektedir (Boulanger ve Ziotopoulou, 2012;2015; 2017 ve 2022).

Sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde, uygulamada kullanılan geleneksel iyileştirme yöntemleri ile sıvılaşma direnci arttırılarak depremlerin tetiklediği sıvılaşma kaynaklı oturmalar, yapı temelindeki dönmeler sınırlandırılabilir (Chiang, ve Chae, 1972; Gopal Madabhushi, 2007; Huang vd., 2008; Pantazopoulos ve Atmatzidis, 2012; You-xue vd., 2019; Nagula vd., 2021). Ayrıca son on yılda bilim ve teknolojideki ilerlemelerle birlikte yeni sıvılaşma direncini arttırmaya yönelik iyileştirme yöntemleri geliştirilmiştir (Hamderi, ve Gallagher, 2015; Huang ve Wang, 2016; Xiao vd., 2018).

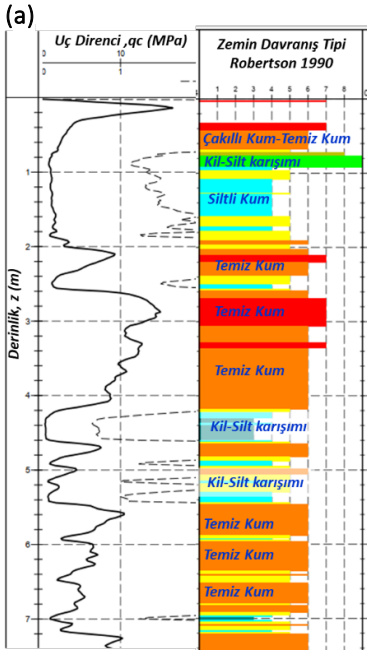
Bu çalışma kapsamında, öncelikle arazi deneyleri ile karakterizasyonu yapılan sahadan alınan sıvılaşma potansiyeli yüksek kum ve çimento enjeksiyonu ile iyileştirilmiş kum numunesi üzerinde laboratuvarda bender eleman ve CDSS deneyleri yapılarak her iki durum için de dinamik davranış belirlenmiştir. İki boyutlu zemin-yapı etkileşimini dikkate alan sonlu elemanlar analizlerinde kullanmak üzere PM4Sand sıvılaşma bünye modeli bahsi geçen CDSS deneyleri ile kalibre edilmiştir. Sahaya uygun seçilen deprem kayıtları ile gerçekleştirilen analiz sonuçları yapı oturmaları ve temel altı spektrumları açısından doğal zemin ve iyileştirme sonrası durum için karşılaştırılmıştır.

## 2. GEOTEKNİK ARAZİ KARAKTERİZASYONU

Bu çalışmaya esas teşkil edecek vaka analizlerinin yapıldığı inceleme sahası ve üzerinde bulunan sanayi yapısı İstanbul İli, Tuzla ilçesi sınırları içerisinde yer almaktadır. Bu nedenle, sismik açıdan bir hayli aktif ve yıkıcı olabilen Kuzey Anadolu Fayı'na yakın bir konumda (R ≈12 km.) bulunmaktadır. Sağa yana atımlı (Barka, 1996; Şengör vd., 2005) bu fay sisteminde meydana gelme olasılığı yüksek olan şiddetli depremlerin inceleme sahasındaki yapıya farklı seviyelerde hasar vermesi beklenmektedir. Deprem etkisinde zeminde meydana gelen sıvılaşma durumu da sahanın yüzeye yakın üst tabakalarında gevşek orta sıkı kumlu zeminlerin

bulunması ve yeraltı suyu seviyesinin yüzeye yakın olması sebebiyle önemli bir hasar etkeni olarak belirlenmiştir. Enjeksiyonla iyileştirme durumundan önce, yapılan arazi çalışmaları neticesinde derinlik boyunca CPT uç direnci (Şekil 1'a) ve sismik ölçümlerle elde edilen kayma dalgası hızları (Şekil 1b) elde edilmiştir. Ayrıca sahadan alınan sıvılaşma potansiyeli yüksek kum ve çimento enjeksiyonu ile iyileştirilmiş numuneler üzerinde laboratuvarda bender eleman (Şekil 1c) ve CDSS deneyleri (Şekil 1d) yapılmış ve dinamik davranış belirlenmiştir. İndeks özelliklerinin deneyleri sonuçlarına göre ise üniformluk katsayısı, $C_u$=36, derecelenme katsayısı $C_c$=5.3 ve ince dane oranı FC=%23 olan zemin birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre SC olarak sınıflandırılmıştır.

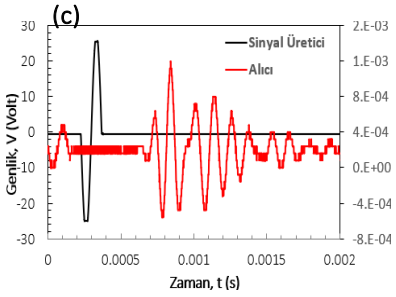
(a)



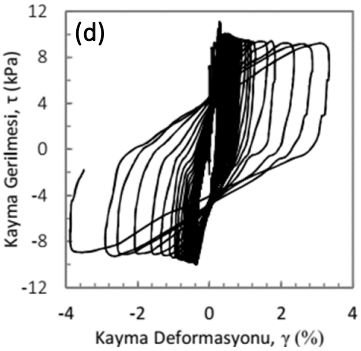

(b)

| Derinlik (m) | Vs1 SK1-2 arası (m/s) | Vs1 SK3-4 arası (m/s) |
|---|---|---|
| 1.0 | 99 | 123 |
| 2.0 | 114 | 126 |
| 3.0 | 123 | 146 |
| 4.0 | 144 | 151 |
| 5.0 | 160 | 141 |
| 6.0 | 159 | 124 |
| 7.0 | 145 | 134 |
| 8.0 | 213 | 165 |
| 9.0 | 185 | 190 |
| 10.0 | 210 | 236 |
| 11.0 | 314 | 274 |
| 12.0 | 299 | 266 |
| 13.0 | 305 | 257 |
| 14.0 | 362 | 255 |

(c)




(d)




Şekil 1. (a) CPT uç direnci ve zemin davranış tipi (b) Sondajlar arasında yapılan sismik ölçümler (c) Laboratuvar bender deneyi (d) Laboratuvar tekrarlı dinamik basit kesme deneyi (CDSS)

Laboratuvarda çimento enjeksiyonu ile iyileştirilmiş zeminin deprem yükleri altında davranışını belirleyebilmek için relatif sıkılığı $D_R$= %45 olan kuru kuma ağırlıkça %3, %5 ve %7 oranında su/çimento=1.0 olan enjeksiyon yapılarak; sahada iyileştirme sonrası gerçekleştirilen jeofizik ölçümler sonucu elde edilen kayma dalgası hızına en yakın katkı oranı olan %7 seçilmiştir. Şekil 2'de laboratuvarda oluşturulan %7 çimento katkılı numuneler gösterilmektedir. Katkılı numuneler, bender eleman ve tekrarlı dinamik kesme cihazında test edilmeden önce 7 gün kürde bekletilmiştir.

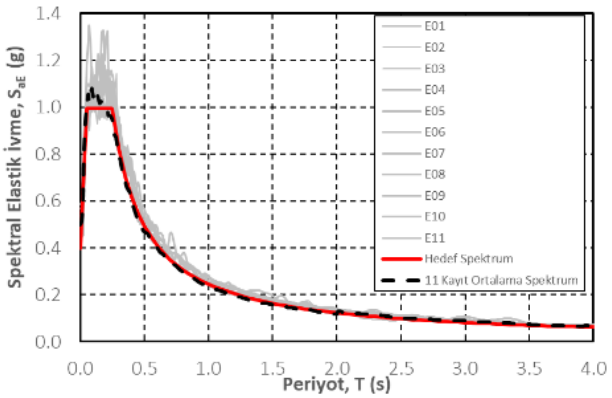



Şekil 2. (a)-(b): %7 çimento katkılı kum numuneleri, (c) numunenin tekrarlı dinamik kesme cihazına yerleştirilmesi

## 3. KUVVETLİ YER HAREKETLERİNİN SEÇİMİ VE ÖLÇEKLENDİRİLMESİ

Çalışma kapsamında kullanılan deprem kayıtları PEER veri tabanından (https://ngawest2.berkeley.edu), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY – 2018)'inde tanımlanan esaslara uygun olarak seçilmiştir (Tablo 1). Kayıtların seçiminde TBDY-2018'de tanımlanan tasarıma esas yer hareketi düzeyi spektrumu ile tam uyumlu

olacak 11 adet kayıt seçilmiştir. Bölgenin depremselliği dikkate alındığında moment büyüklüğü, $M_W$ 6.5 ila 7.5 arasında olan; 9 yana atımlı ve 2 normal fay depremi seçilmiştir. Sayısal analizlerde deprem kayıtlarının sisteme girdi olarak tanımlandığı derinlikte kayma dalgası hızı ZC yerel zemin sınıfına ait olduğundan 360 m/s>$V_s$>760 m/s aralığı olarak tanımlanmıştır. Deprem kayıtlarının basit ölçeklendirme kriterlerine göre seçildiği PEER veri tabanına başlangıç ölçeklendirme faktörü kriteri olarak da 0.5-4.0 aralığı arama kriteri olarak girilmiştir (Tablo 1). Seçilen kayıtların tasarım spektrumuna tam uyumlu hale getirilmesi için SeismoMatch (2022) yazılımı kullanılırken; hem 0.1 s-4.0 s arasında 11 kayıt ortalamasının tasarım spektrumu ile tam uyumu aranmış hem de ilgili kayıtların hız-zaman ve deplasman-zaman grafiklerinin kayıt sonunda 0'a yakın değerler almasına dikkat edilmiştir. Tam uyuşum algoritması olarak yazılımda Hancock vd., (2006) tarafından önerilen yöntem seçilmiştir (Şekil 3).




Şekil 3. DD-2 Deprem seviyesine ve ZB tipi zemin sınıfına göre ölçeklendirilmiş kayıtların spektrumları ve hedef spektrumun birlikte gösterimi

Tablo 1. Seçilen Deprem Kayıtlarının ve Ölçüm Yapılan İstasyonların Bilgileri

| # | RSN | Deprem / İstasyon İsmi | Yıl | $M_w$ | Fay Tipi | Rjb (km) | Rrup (km) | $V_s$ (m/s) | Kullanılabilir En düşük Frekans (Hz) | Ölçek Oranı |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E01 | 285 | Irpinia / Bagnoli Irpinio | 1980 | 6.9 | N | 8.14 | 8.18 | 649.67 | 0.1125 | 1.74 |
| E02 | 587 | New Zealand/Matahina Dam | 1987 | 6.6 | N | 16.09 | 16.09 | 551.30 | 0.25 | 1.08 |
| E03 | 1102 | Kobe/Chihaya | 1995 | 6.9 | SS | 49.91 | 49.91 | 609.00 | 0.10 | 3.51 |
| E04 | 1618 | Duzce/ Lamont 531 | 1999 | 7.14 | SS | 8.03 | 8.03 | 638.39 | 0.075 | 1.87 |
| E05 | 1626 | Sitka, Alaska/ Sitka Observatory | 1972 | 7.68 | SS | 34.61 | 34.61 | 649.67 | 0.08 | 3.57 |
| E06 | 1633 | Manjil,Iran/ Abbar | 1990 | 7.37 | SS | 12.55 | 12.55 | 723.95 | 0.13 | 0.48 |
| E07 | 3926 | Tottori / OKYH08 | 2000 | 6.61 | SS | 24.84 | 24.84 | 694.21 | 0.0375 | 2.26 |
| E08 | 3932 | Tottori / OKYH04 | 2000 | 6.61 | SS | 26.51 | 26.51 | 709.86 | 0.125 | 1.45 |
| E09 | 6891 | Darfield/CSHS | 2010 | 7.0 | SS | 43.6 | 43.6 | 638.39 | 0.0375 | 2.49 |
| E10 | 6928 | Darfield/LPCC | 2010 | 7.0 | SS | 25.67 | 25.67 | 649.67 | 0.125 | 1.11 |
| E11 | 8164 | Duzce/IRIGM 487 | 1999 | 7.14 | SS | 2.65 | 2.65 | 690.00 | 0 | 0.91 |

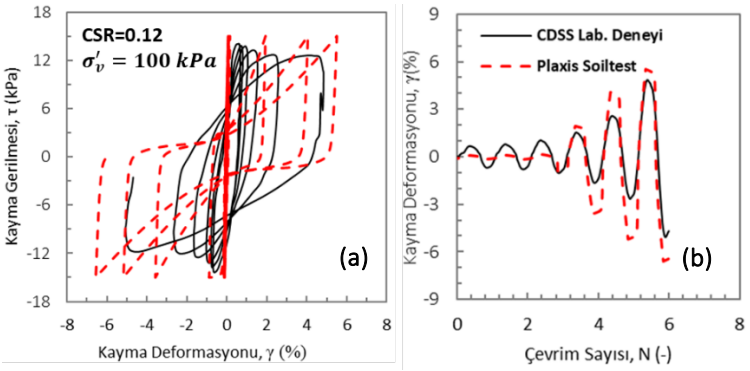
## 4. ANALİTİK VE SAYISAL HESAPLAMALAR

Bu çalışmada, zeminlerin sıvılaşma potansiyelini bildiren göstergeler (LSN,LPI) Tonkin ve Taylor (2013), Sonmez (2003) ve Iwasaki vd., (1978) tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmıştır. Zemin profilinin ilk 10 m'si dikkate alındığında iyileştirme yapılmadan önce ve yapıldıktan sonra sıvılaşma kaynaklı yapıda oluşması beklenen oturmalar ve hasar seviyeleri Tablo 2'de verilmiştir.

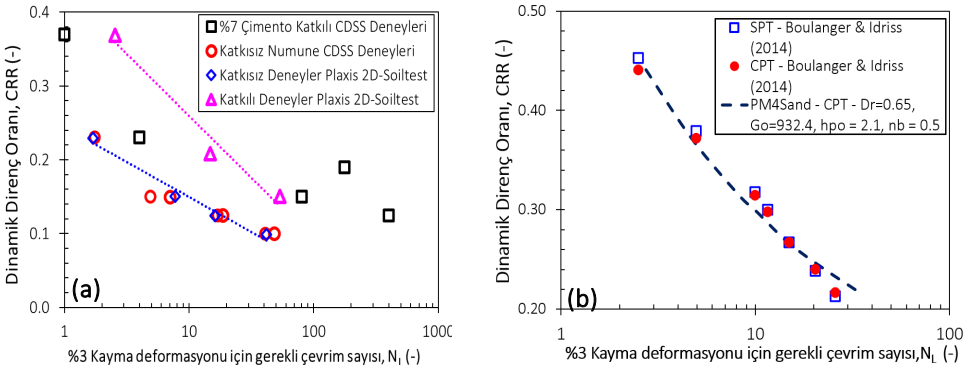
Tablo 2. Saha için sıvılaşma hesaplarından elde edilen oturma miktarı ve hasar seviyeleri

| Sıvılaşmada dikkate alınan en alt derinlik | Hacimsel def. ile elde edilen oturmalar | Bina da dikkate alındığında oluşacak toplam oturma | LSN ve sıvılaşma hasar seviyesi | LPI ve sıvılaşma hasar seviyesi |
|---|---|---|---|---|
| 10m (iyileştirme öncesi) | **14.3** | **22.4** | **30.7** *Orta hasar* | **17.9** *Yüksek hasar* |
| 10m(iyileştirme sonrası) | **8.7 cm** | - | **8.1** *Hasar yok* | **2.2** *Az Hasar* |

Sayısal analizlerde zemin-yapı etkileşimini dikkate alan sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis programı kullanılmıştır. Sıvılaşma potansiyelini ve buna bağlı oturmaları tahmin etmek için Plaxis yazılımında kullanıcı tanımlı olarak bulunan PM4Sand model ve parametreleri ,yüzeyde (z=3.0-7.0 m) bulunan kum tabakasından alınan numuneler üzerinde doğal ve katkılı olarak gerçekleştirilen CDSS deney sonuçları aynı yazılımın Soiltest modülü ile tutturularak elde edilmiştir(Şekil 4 (a)-(b)). Farklı dinamik gerilme oranları (CSR) ile yapılan deneylerden bulunan sıvılaşma direnim eğrisi (LRC) ile yazılımda simulasyonla elde edilen eğri katkısız ve katkılı numuneler için Şekil 5 (a)'da verilmiştir. Şekil 5(b)'de derinliği 7.0-12.0 m arasında olan siltli kuma ait CRR-çevrim sayısı ilişkisi Boulanger ve Idriss (2008,2014) tarafından önerilen CPT-SPT deneylerine bağlı olarak bulunmuş; Plaxis yazılımından elde edilen simülasyon sonuçları ile karşılaştırılmıştır.




Şekil 4. Laboratuvarda yapılan tekrarlı dinamik kesme deneyi ve Plaxis Soiltest modülünden elde edilen deneysel eğrilerin karşılaştırılması: (a) Gerilme- deformasyon, (b) Çevrim sayısı-deformasyon ilişkisi

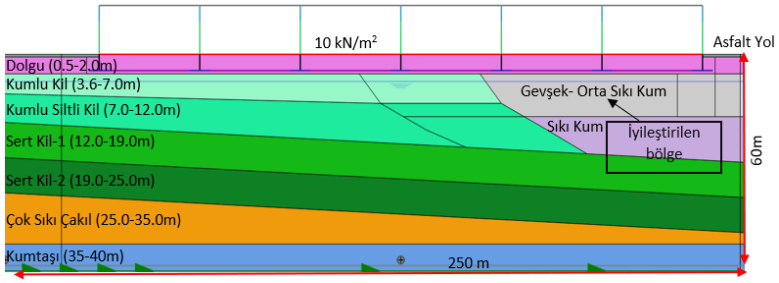



Şekil 5. (a)Laboratuvarda yapılan tekrarlı dinamik kesme deneyi ve Plaxis Soiltest modülünden elde edilen deneysel sıvılaşma direnç eğrilerinin karşılaştırılması: DR: %45 olan katkısız-katkılı numuneler, (b) Arazi deneylerinden elde edilen CRR-N ilişkileri ve Plaxis Soil Test kalibrasyonu (siyah kesik çizgi) DR: %65 olan 7.0-12.0 m arası tabaka

Bu çalışmadaki sonlu elemanlar analizi için oluşturulan zemin profili Şekil 6'da verilmiştir. Sıvılaşan zeminler için PM4Sand sıvılaşma bünye modeli (Tablo 3); sıvılaşmayan zeminler için ise küçük deformasyonu dikkate alan pekleşen zemin modeli, HSSmall (pekleşen zemin bünye modeli) kullanılmıştır (Tablo 4). PM4Sand modelde saha ve laboratuvar deneyleri ile belirlenemeyen tüm parametreler, modeli öneren araştırmacıların aynı tutulmasını önerdiği varsayılan parametreler olarak bırakılmıştır. Üst yapı için programda gömülü plate elemanlar lineer elastik model ile tanımlanmıştır. Fabrika içi hareketli yük taşıyıcı araç yükleri için 10 kPa olarak tanımlanmıştır.

Tablo 3. PM4Sand bünye modeli parametreleri (iyileştirme öncesi-iyileştirme sonrası)

| Parametre | Gevşek-Orta Sıkı Kum | İyileştirilmiş Gevşek-Orta Sıkı Kum | Sıkı Kum |
|---|---|---|---|
| $D_{R0}$ | 0.45 | 0.85 | 0.65 |
| $G_0$ | 595.2 | 1163.0 | 932.4 |
| $h_{P0}$ | 0.395 | 0.58 | 2.1 |



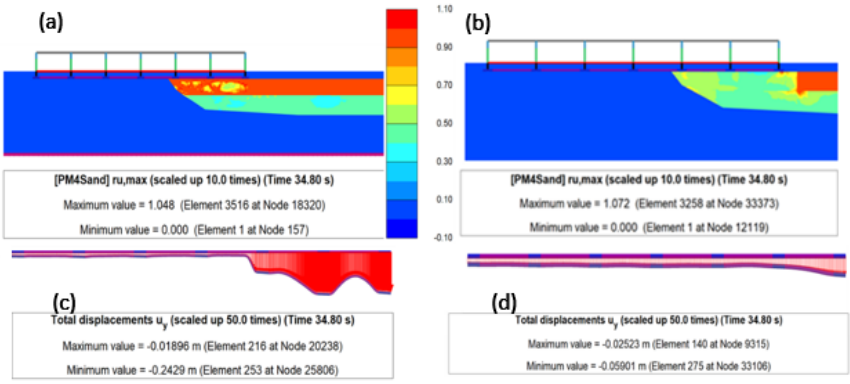

Şekil 6. Sonlu elemanlar modeli ve boyutları

Tablo 4. Sıvılaşmayan zeminlerde kullanılan (HSSmall ve Lineer elastik model) parametreler

| Parametre | Dolgu | Kumlu Kil | Kumlu Siltli Kil | Sert Kil-1 | Sert Kil-2 | Çok Sıkı Çakıl | Gevşek-Orta Sıkı Kum | Sıkı Kum | Kumtaşı |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Malzeme Tipi | Und-A | Und-B | Und-B | Und-B | Und-B | Und-A | Und-A | Und-A | Drenajlı |
| $\gamma_{unsat}$ kN/m³ | 19.0 | 18.0 | 18.5 | 18.5 | 19.0 | 20.0 | 17.0 | 17.5 | 24.0 |
| $\gamma_{sat}$ (kN/m³ | 20.0 | 19.0 | 19.5 | 19.5 | 20.0 | 21.0 | 18.0 | 18.5 | 24.0 |
| $e_{ini}$ | 0.5 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.5 | 0.861 | 0.726 | 0.3 |
| k (m/gün) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.009 | 0.8 | 0.09 | 0.08 | - |
| $E_{50}^{ref}$ (MPa) | 40.0 | 48.3 | 81.3 | 111.0 | 206.0 | 338.0 | 6.5 | 16.0 | - |
| $E_{oed}^{ref}$ (MPa) | 40.0 | 48.3 | 81.3 | 111.0 | 206.0 | 338.0 | 6.5 | 16.0 | - |
| $E_{ur}^{ref}$ (MPa) | 120.0 | 144.8 | 243.0 | 333.0 | 619.0 | 1016.0 | 19.4 | 50.0 | - |
| $E'$(MPa) | - | - | - | - | - | - | - | - | 2826.0 |
| $\gamma_{0.7}$ | 0.93E-3 | 0.56E-3 | 0.63E-3 | 0.39E-3 | 0.344E-3 | 0.024E-3 | 0.36E-3 | 0. 17E-3 | - |
| $G_{maks}$ (MPa) | 72.0 | 159.8 | 212.0 | 252.7 | 387.0 | 635.0 | 40.5 | 89.5 | - |
| m | 0.5 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | - |
| $\nu_{ur}$ | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | - |
| $c'$ (kPa) | 20.0 | 200.0 | 250.0 | 300.0 | 300.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | - |
| $\phi'$(°) | 30.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 40.0 | 32.0 | 36.0 | - |
| $\psi'$(°) | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 10.0 | 2.0 | 6.0 | - |

## 5. BULGULAR

Yapılan hesaplar ve zemin davranış analizleri sonrasında enjeksiyon ile zemin iyileştirmesi öncesi durumda sıvılaşma olacağı tespit edilmiştir. Yapının dikkate alınmasıyla sıvılaşma kaynaklı oturmaların artacağı da görülmüştür. Analizler sonucunda 11 deprem kaydı için iyileştirme yapılmadan ve yapıldıktan sonra elde edilen temel altı sıvılaşabilir zeminlerdeki boşluk suyu basıncı katsayısı $r_u$ konturları, temeldeki düşey deplasmanlar ve temele yakın bölgedeki zeminde boşluk suyu basıncının değişimi hesaplanmıştır (Şekil 7). Sonuçlara bakıldığında iyileştirme yapıldıktan sonra sıvılaşmanın çoğu kayıtta minimuma indiği tespit edilmiştir. Zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı durumda zemin iyileştirmesi neticesinde ise sıvılaşmanın minimuma indiği ve temel altındaki oturmaların azaldığı gözlemlenmiştir (Tablo 5).

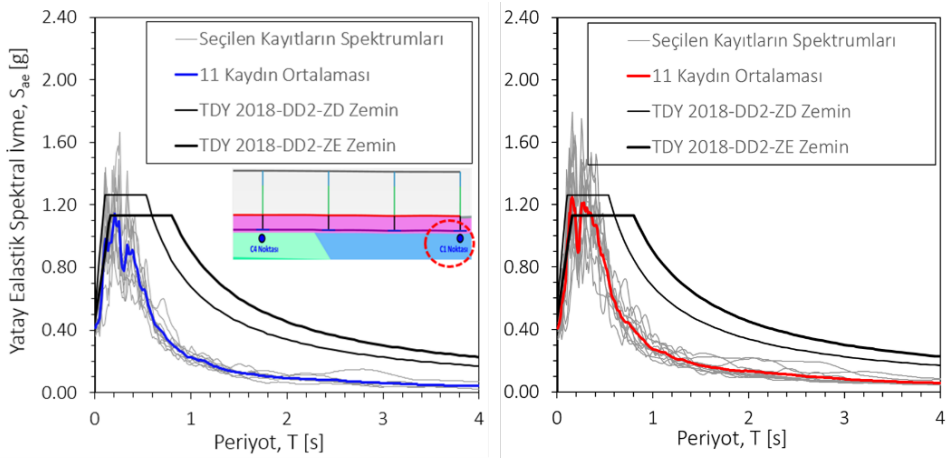



Şekil 7. E01 depremi ile yapılan analizi sonuçları (a)ve (c) iyileştirme öncesi (b) ve (d) iyileştirme sonrası

Tablo 5. 11 deprem kaydı ile gerçekleştirilen dinamik analizlerden elde edilen temel deplasmanları

| Deprem No | İyileştirmeden Önceki Temel Oturmaları (cm) | | | İyileştirmeden Sonraki Temel Oturmaları (cm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Solu | Sağı | Farklı Oturma | Solu | Sağı | Farklı Oturma |
| E01 | 1.9 | 24.3 | 22.4 | 2.5 | 5.9 | 3.4 |
| E02 | 2.3 | 0.1 | 2.2 | 2.5 | 4.4 | 1.9 |
| E03 | 2.3 | 31.5 | 29.2 | 3.0 | 6.6 | 3.6 |
| E04 | 0.5 | 6.0 | 5.5 | 2.2 | 6.9 | 4.7 |
| E05 | 2.2 | 43.4 | 41.2 | 3.2 | 9.3 | 6.1 |
| E06 | 2.6 | 28.4 | 25.8 | 3.0 | 7.6 | 4.6 |
| E07 | 2.4 | 17.6 | 15.2 | 3.3 | 6.2 | 2.9 |
| E08 | 2.6 | 9.7 | 7.0 | 3.5 | 4.9 | 1.4 |
| E09 | 1.9 | 47.3 | 45.4 | 2.4 | 10.2 | 7.8 |
| E10 | 2.6 | 26.5 | 23.9 | 2.8 | 5.8 | 3.0 |
| E11 | 2.3 | 37.3 | 34.9 | 3.0 | 9.5 | 6.5 |
| Ortalama | 2.2 | 24.7 | 23.0 | 2.9 | 7.0 | 4.2 |

İyileştirme öncesi ve sonrası durumunda, 11 kayıtla yapılan analizlerin ortalama spektrumu TBDY 2018'de inceleme sahası için tasarım depremi spektrumları ile birlikte incelenmiştir (Şekil-8). Buna göre, sıvılaşmanın da etkisi ile iyileştirme öncesi durumda analiz sonuçları ZE yerel zemin spektrumu ile uyumlu iken; enjeksiyonla iyileştirme durumunda sıvılaşabilir sığ kum zeminde boşluk suyu basıncının oluşmaması ve rijitliğin azalmaması nedeniyle spektral ivme değerleri yükselmiş ve ZD zemin spektrumu ile uyumlu olduğu görülmüştür.




Şekil 8. Zemin davranış analizi ile bulunan 11 deprem kaydının temel altı ortalama yatay ivme spektrumu ile TBDY-2018 ZD ile ZE zemin sınıflarının ivme spektrumlarının karşılaştırılması (DD-2 deprem düzeyi için) a)iyileştirme öncesi b) iyileştirme sonrası

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, sahada yapılan arazi çalışmaları değerlendirilerek idealize edilmiş bir zemin profili için literatürde kabul görmüş ve sıvılaşmayı belirleyen analitik yaklaşımlar kullanılarak sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. Analitik yöntemlerin sonuçlarına göre belirlenen zemin profili Plaxis 2D ile modellenerek ve zaman-tanım alanında, yerel zemin sınıfına uygun ölçeklenmiş 11 adet kayıt kullanılarak dinamik efektif gerilme analizleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan hesaplamalar sonucunda, enjeksiyonla iyileştirme yönteminin kumlu zeminlerde sıvılaşma kaynaklı oturmaların ve dönmelerin azaltılmasında etkili bir yöntem olduğu tespit edilmiştir. Buna ilaveten, İyileştirme öncesi ve sonrası durumda zemin ortamında deprem etkisinde oluşan ilave boşluk suyu basıncı değerleri karşılaştırılmış ve iyileştirme sonrası durumu temsil eden analizde boşluk suyu basıncı oluşumunun engellendiği ortaya konmuştur. Efektif gerilme analizleri sonuçları üst yapıya etkiyecek spektral ivmeler bakımından karşılaştırıldığında; iyileştirme sonrasında sıvılaşabilir kumda deprem kaynaklı ilave boşluk suyu basınçları oluşmaması ve buna bağlı ortam rijitliğinin azalmaması nedeniyle spektral değerler artmıştır. Böylece, deprem yönetmeliğinde önerilen yerel zemin sınıflarına ait yatay tepki spektrumları ile birlikte incelendiğinde temel altı ortalama yatay spektrumun iyileştirme sonrasında ZE zemin sınıfından ZD sınıfına girdiği görülmüştür.

## KAYNAKLAR


Barka, A. (1996). "Slip Distribution along The North Anatolian Fault Associated with The Large Earthquakes of The Period 1939 To 1967". Bulletin of the Seismological Society of America, 86(5), 1238-1254.

Boulanger, R. W. (2010). "A sand plasticity model for earthquake engineering applications." Report No. UCD/CGM-10/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 77 pp.

Boulanger, R. W., and Ziotopoulou, K. (2012). "PM4Sand (version 2): A sand plasticity model for earthquake engineering applications." Report No. UCD/CGM-12/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, May, 100 pp.

Boulanger, R. W., and Ziotopoulou, K. (2015). "PM4Sand (version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications." Report No. UCD/CGM-15/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, March, 112 pp.

Boulanger, R. W., and Ziotopoulou, K. (2017). "PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications." Report No. UCD/CGM-17/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, March, 112 pp.

Boulanger, R. W., and Ziotopoulou, K. (2022). "PM4Sand (Version 3.2): A sand plasticity model for earthquake engineering applications." Report No. UCD/CGM-22/02, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, March, 112 pp.

Chiang, Y. C., ve Chae, Y. S. (1972). "Dynamic Properties of Cement Treated Soils". Highway Research Record, 379, 39-51.

Gopal Madabhushi, S. P. (2007). "Ground Improvement Methods for Liquefaction Remediation". Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 11(4), 195-206.

Hancock ve diğ., (2006). "An Improved Method of Matchıng Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motıon Using Wavelets". Journal of Earthquake Engineering, 10(spec01),67-89

Hamderi, M., ve Gallagher, P. M. (2015). "Pilot-Scale Modeling of Colloidal Silica Delivery to Liquefiable Sands". Soils and Foundations, 55(1), 143-153.

Huang, Y., ve Wang, L. (2016). "Laboratory Investigation of Liquefaction Mitigation in Silty Sand Using Nanoparticles". Engineering geology, 204, 23-32.

Huang, Y., Zhang, F., Yashima, A., ve Ye, W. (2008). "Numerical Simulation of Mitigation for Liquefaction-İnduced Soil Deformations in A Sandy Ground İmproved By Cement Grouting". Environmental Geology, 55, 1247-1252.

Iwasaki,T., Tatsuoka, F., Tokida, K., ve Yasuda, S. (1978). "A practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan". 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, 885-896

Nagula, S. S., Hwang, Y. W., Dashti, S., ve Grabe, J. (2021). "Numerical Investigation of Liquefaction Mitigation Potential with Vibroflotation". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 146, 106736.

Öser, C., Sargın, S., Korkmaz, G., Altınok, E. (2023). "06 Şubat 2023 Kahramanmaraş Pazarcık Mw:7.7, Elbistan Mw:7.6 Depremlerinde oluşan Geoteknik ve Yapısal Hasarlara Ait Bulgular" Tübitak Deprem Araştırmaları Sanal Konferansı.

Pantazopoulos, I. A., ve Atmatzidis, D. K. (2012). "Dynamic Properties of Microfine Cement Grouted Sands". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 42, 17-31.

SeismoSoft (2022). "SeismoMatch-Earthquake Software for Response Spectrum Matching"(çevrimiçi) İndirilen web sitesi: https://seismosoft.com/products/seismomatch/

Sonmez, H., (2023). "Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area(Inegol, Turkey)".Environmental Geology, 44, 862-871, https://doi.org/10.1007/s00254-003-0831-0

Şengör, A. M. C., Tüysüz, O., Imren, C., Sakınç, M., Eyidoğan, H., Görür, N., ... ve Rangin, C. (2005). "The North Anatolian Fault": A new look. Annu. Rev. Earth Planet. Sci., 33, 37-112.

Tonkin & Taylor, Ltd. (2013). "Liquefaction Vulnerability Study, Report to Earthquake Commission". TandTref 52020.0200/v1.0

TBDY. (2018). "Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği". T. C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

Xiao, P., Liu, H., Xiao, Y., Stuedlein, A. W., ve Evans, T. M. (2018). "Liquefaction Resistance of Bio-Cemented Calcareous Sand". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 107, 9-19.

You-xue, Z. O. U., Rui, W. A. N. G., ve Jian-min, Z. H. A. N. G. (2019). "Numerical Investigation on Liquefaction Mitigation of Liquefiable Soil Improved by Stone Columns". 工程力学, 36(10), 152-163.

# ENERJİ KAZIKLARININ SAYISAL MODELLENMESİNE DAİR VAKA ANALİZİ

## CASE STUDY ON THE NUMERICAL MODELLING OF ENERGY PILES

**Semra POLAT[1], Mert GÜNER[2], Uğur Can ERGİNAĞ[3], Melis SÜTMAN[4], Özer ÇİNİCİOĞLU[5]**

## ÖZET

Sürekli artan dünya nüfusunun enerji ihtiyacının karşılanması için sürdürülebilir enerji kaynaklarına ihtiyaç vardır. Bu hususta Dünya'da güneş enerjisinden sonra en çok bulunan ve kesintisiz bir enerji kaynağı olan jeotermal enerji en iyi alternatiflerden biridir. Bu enerjiyi yapılarda kullanmak için jeotermal enerji yapılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Sığ jeotermal enerjinin kullanılması amacıyla, yatırım ve işletim maliyetleri açısından en ekonomik ve etkin çözüm, termo-aktif kazıklardır. Enerji kazıkları olarak adlandırılan termo-aktif kazıklar konvansiyonel kazıklardan farklı olarak zemin ile kazık arasında ısı transferine olanak vermektedir. Enerji kazıkları ile yapının iklimlendirme ve sıcak su ihtiyacı karşılanabilmektedir. Enerji kazıklarının tasarımı termal-hidro-mekanik etkilerin bağlaşık tanımlanmasını ve çözümlenmesini gerektirmektedir. Bu amaçla bu çalışmada, Houston, Texas'ta gerçekleştirilmiş saha ölçekli bir enerji kazığı deneyinin sayısal modeli oluşturulmuş ve deneyde elde edilen gerilme ve sıcaklık ölçümleri kullanılarak sayısal model doğrulanmıştır.

***Anahtar Kelimeler:*** *Enerji Kazığı, saha deneyi, sayısal model, termal davranış*

## ABSTRACT

The world's growing population is increasing the demand for energy. Geothermal energy, a plentiful and continuous energy source, is a top alternative after solar energy. Geothermal energy structures, such as energy piles, are widely used to harness this energy for building climate control and hot water needs. The design of energy piles requires the cohesive definition and analysis of thermal, hydraulic, and mechanical effects. For this purpose, in this study, a numerical model of a field-scale energy pile experiment conducted in Houston, Texas was created, and a numerical model was validated using stress and temperature measurements obtained from the experiment.

***Keywords:*** *Energy pile, field test, numerical modelling, thermal behavior*

## 1. GİRİŞ

Dünya nüfusu her geçen gün hızla artmaktadır. Güncel haliyle yaklaşık 8 milyar olan nüfusun 2050'ye kadar 9,8 milyar olması beklenmektedir (United Nations, 2019). Bu durum dünyanın enerjiye olan ihtiyacını arttırmaktadır. Günümüzde enerji ihtiyacının yaklaşık %60'ı fosil yakıtlardan elde edilmektedir (International Energy Agency, 2016). Enerji üretiminde fosil yakıtların kullanımının iki büyük dezavantajı vardır. Bunlardan ilki artan sera gazlarının doğaya verdiği zarar, diğeri ise bu enerji kaynaklarının tükenebilir niteliğidir. Fosil yakıtlara alternatif olarak jeotermal enerji, yer kabuğunda biriken ısı enerjisidir. Dünya'da güneş enerjisinden

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi, semra.polat@boun.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Araştırma Görevlisi, Boğaziçi Üniversitesi, mert.guner@boun.edu.tr
[3] Araştırma Görevlisi, Boğaziçi Üniversitesi, ugurcan.erginag@boun.edu.tr
[4] Doktor Öğretim Görevlisi., Heriot-Watt Üniversitesi, M.Sutman@hw.ac.uk
[5] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

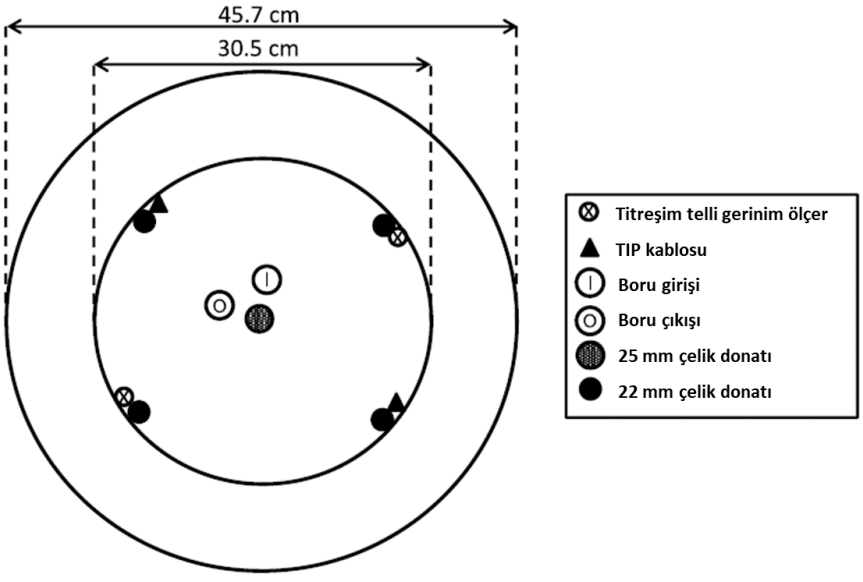
sonra en çok bulunan yenilenebilir enerji kaynağı jeotermal enerjidir. Jeotermal enerji hava şartlarından bağımsız olarak Dünya'nın her yerinde devamlı bir şekilde ulaşılabilir haldedir (Lee v.d. 2007). Temiz bir enerji kaynağı olan jeotermal enerjinin kullanımı ulaşılabilirlik ve sürdürülebilirlik açısından sağladığı avantajlar nedeniyle artan bir ilgi görmektedir. Jeotermal enerjiden faydalanmak için sığ jeotermal sistemlerden olan ve enerji kazıkları olarak adlandırılan termoaktif kazıklar sıklıkla kullanılmaktadır (Brandl 2006; Hamada v.d. 2007). Enerji kazıkları konvansiyonel kazıklardan farklı olarak zemin ile kazık arasında ısı transferine olanak vermektedir. Enerji kazıklarının içerisinde donatı haricinde borular bulunmaktadır. Boruların içerisinde bulunan sıvının sıcaklığı ısı pompası ile ayarlanabilmekte ve istenilen sıcaklığa erişmiş sıvı yapı boyunca devinim yaparak yapının iklimlendirme ve sıcak su ihtiyacını karşılamaktadır.

Enerji kazıklarının termal yükler altındaki davranışı üzerine birçok çalışma yapılmaktadır. Enerji kazıklarının davranışı termal davranışı saha deneyleri ile tespit edilebilmektedir (Bourne-Webb v.d., 2009, Laloui v.d., 2006, Sutman v.d., 2019, Laloui ve Sutman, 2021) ve sayısal modeller ile de doğrulanmaktadır (Gao v.d. 2008a., Moradshahi v.d., 2021). Bu çalışmada, Houston, Texas'ta gerçekleştirilmiş saha ölçekli bir enerji kazığı deneyinin sayısal modeli oluşturulmuş ve deneyde elde edilen gerilme ve sıcaklık ölçümleri kullanılarak sayısal bir model ile doğrulanmıştır.

## 2. SAHA DENEYİ

### 2.1. Enerji kazığının özellikleri

Texas-Houston'da enerji kazığı testi yapılmıştır (Sutman, 2016). Kazık çapı 45,7 cm iken kazık boyu 15,24 m olup ''Augered Cast-In Place'' (ACIP) tekniğiyle imal edilmiştir. Kazık enstrümantasyonu olarak titreşim telli gerinim ölçerler donatı kafesine kazık boyunca 5 farklı derinlikte yerleştirilmiştir (bkz. Şekil 1). Kazığın içerisinde yer alan ısı transferine olanak sağlayan borular HDPE olup 25,4 mm çapındadır ve boru et kalınlığı 3,2 mm'dir. Boru şekli kazık merkezinde tekli U borudur. Boru içerisinde kullanılan sıvı %80 oranında su ve %20 oranında antifrizden oluşmaktadır. Boru içerisindeki sıvı akış hızı deney boyunca 0,88 m/s'dir. Borunun termal iletkenlik katsayısı 0,42 W/m/°C'dir. Enerji kazığının elastisite modülü 36 GPa, lineer termal genleşme katsayısı 1,29 × $10^{-5}$ με/°C'dir. Enstrümantasyon derinlikleri sırasıyla -2,7 m, -5,7 m, -8,7 m, -11,6 m ve -14,5 m'dir.




Şekil 1. Enerji kazık enstrümantasyonu

### 2.2. Zemin özellikleri

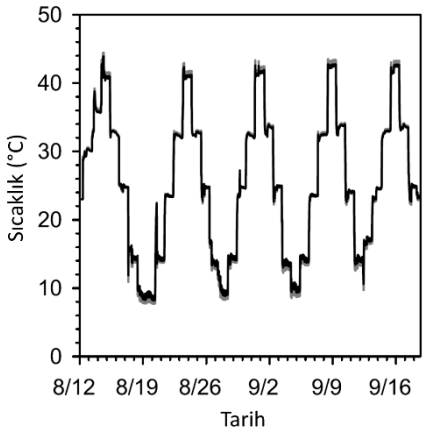
Yapılan zemin araştırmalarına göre saha ilk 9,8m'de kil ve devamında kum zemindir. Yeraltı su seviyesi yüzeyden 3,7m derindedir. Sayısal analizde kullanılan zemin geoteknik parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Zemin geoteknik parametreleri

| Zemin katmanı | Elastisite Modülü (MPa) | Poisson's oranı | Kohezyon (kPa) | İçsel sürtünme açısı (°) |
|---|---|---|---|---|
| Kil | 45 | 0.495 | 114 | 0 |
| Kum | 75 | 0.3 | 5 | 43 |

### 2.3. Deney planı

Bu çalışma kapsamında incelenen enerji kazığı sahada statik olarak yüklenmiştir ve kazığın düşey yük kapasitesi 2558 kN olarak belirlenmiştir. Sonrasında statik yük kaldırılıp döngüsel termal yükleme yapılmıştır. Döngüsel termal yükleme 5 termal döngüden oluşup 6 hafta sürmüştür. Kazık içerisindeki borularda dolaştırılan sıvının sıcaklığı Şekil 2'de verilmiştir.

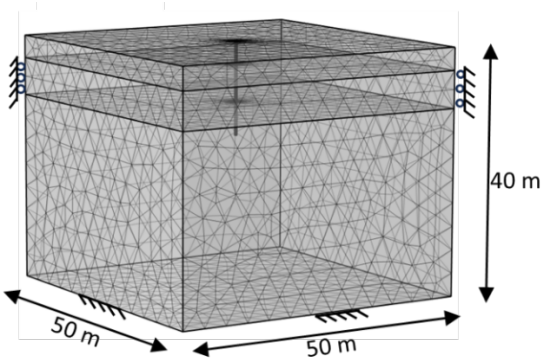



Şekil 2. Termal yükleme döngüleri

## 3. SAYISAL MODEL

### 3.1. Sonlu elemanlar sayısal modeli

Comsol Multiphysics yazılımı kullanılarak enerji kazığının 3 boyutlu sayısal modeli oluşturulmuştur (bkz. Şekil 3). Oluşturulan sayısal modelin boyutları 50mx50mx40 m'dir. Model sınır koşulları model kenarlarında düşey doğrultu için kayar mesnetli iken model tabanında ankastredir. Model sınırları üst yüzeyi hariç termal olarak izole edilerek termal sınır koşulları oluşturulmuştur. Kazık ve zeminin başlangıç sıcaklığı saha ölçümleri ile uygun olarak 21,6°C olarak modellenmiştir. Kil ve kum zeminler için Mohr-Coulomb bünye modeli kullanılırken termal kazık için doğrusal elastik bünye modeli kullanılmıştır. Sayısal modelde termal yükleme için Şekil 2'de gösterilen 5 döngüden birincisi uygulanmıştır. Başlangıç gerilmeleri geostatik durumu temsil etmektedir.

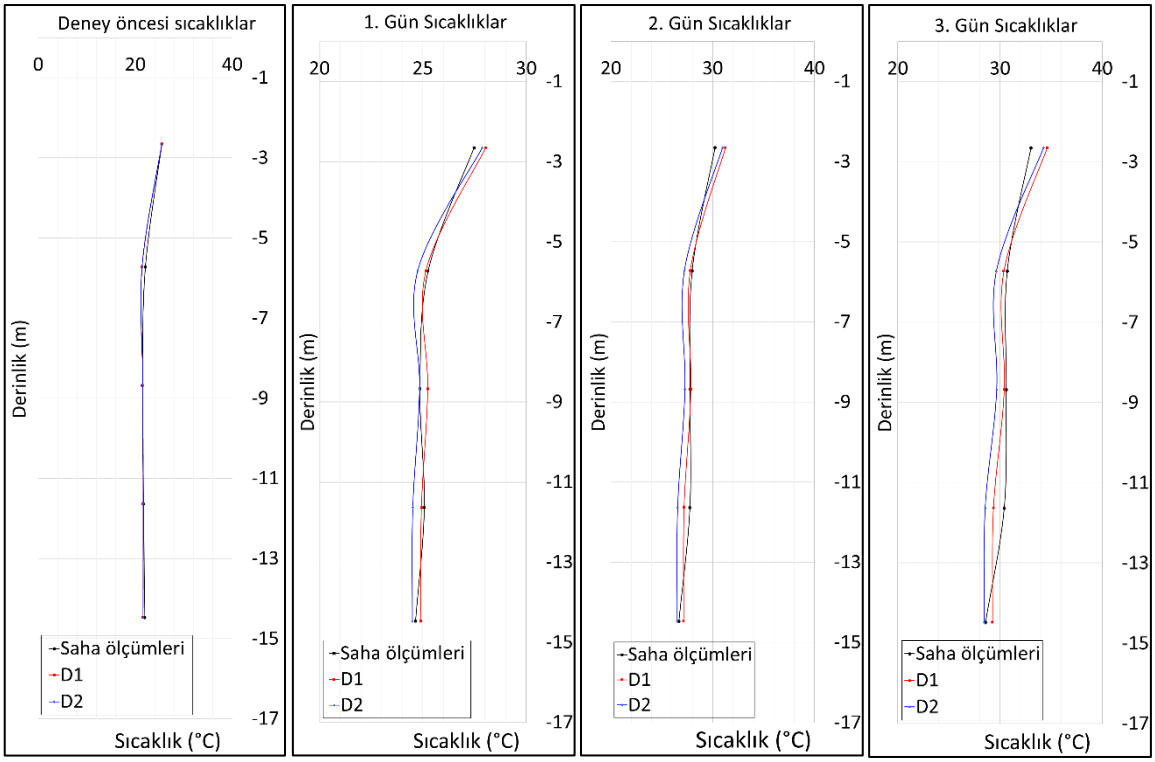



Şekil 3. Sayısal model ve sınır koşulları

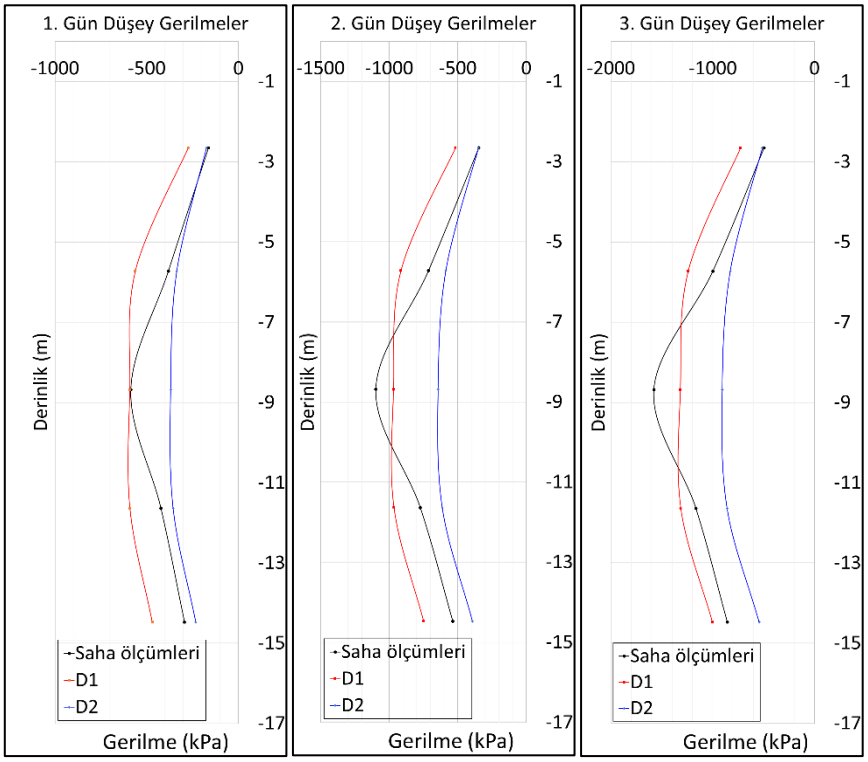
## 4. SAHA DENEYİNİN VE SAYISAL MODELİN SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Yapılan saha deneyinde kazık boyunca ölçülen sıcaklıklar ve sayısal model ile hesaplan değerler Şekil 4'te ilk üç gün için takdim edilmiştir. Kazık boyunca sıcaklık ve gerinim ölçümleri Şekil 1'de gösterilen titreşim telli gerinim ölçer sensörleri ile yapılmıştır. Grafiklerde sunulan tüm değerler bu iki sensörden elde edilen değerlerin ortalamasıdır. Sahada boru ve sensör yerleşimlerinde imalattan kaynaklı konumsal farklılıklar vardır. Sensörlerin merkezden uzaklığı 11,7 cm-12,9 cm aralığında değişmektedir.Bu nedenle sayısal model sonuçları bu aralık için verilmiştir. Şekil 4'te yer alan D1 ve D2 değerleri sırası ile kazık merkezinden kazık çeperine doğru 11,7 cm ve 12,9 cm uzaklıktaki analiz sonuçlarını temsil etmektedir. Şekil 4'te görülebileceği gibi saha ölçümleri ile sonlu elemanlar sayısal modeli ile hesaplanan sıcaklık değerleri birbirleri ile uyumludur.

Termal yükleme kaynaklı oluşan gerilmeler Şekil 5'te sunulmuştur. Yaklaşık 8,7 m derinlikte bulunan sensörden elde edilen gerilim değeri sayısal modelden elde edilen değerden yüksektir. Bahsi geçen durum haricinde sahada ölçülen gerilmeler ile sayısal modelden hesaplanan değerler birbiri ile uyumludur.




Şekil 4. Termal yükleme öncesi ve termal yükleme boyunca kazık boyunca ölçülen ve hesaplanan sıcaklıklar




Şekil 5. Termal yükleme boyunca kazık boyunca ölçülen ve hesaplanan sıcaklıklar

## 5. SONUÇLAR

Yapılan sayısal analizler neticesinde kazığın termal etkiler altındaki termomekanik davranışı incelenmiştir. Sahada kazık boyunca ölçülen sıcaklıklar ve gerilmeler sayısal model ile karşılaştırılmıştır. Kazığın içerisinde borulardan geçirilen termal sıvı kazıkta sıcaklık artışına sebep olmuştur. Kazıkta sahada ölçülen sıcaklık artış miktarları ile sonlu elemanlar sayısal modeli ile hesaplanan değerler birbirleri ile uyumludur. Kazıktaki sıcaklık artışı kazıkta termal uzamalara neden olmaktadır. Bahsi geçen uzama kazık sınır koşullarına bağlı olarak kazık boyunca ilave eksenel gerilmelere sebep olmaktadır. Termal uzamadan kaynaklı sahada ölçülen ve sayısal modelden elde edilen gerilme artışları 8,7 m derinlikte bulunan sensör haricinde birbirleri ile uyumludur. Bu derinlikte gerilme değerinin sayısal modelden elde edilen değerden farklı olması sahada imalat esansında sensör konumun değişmesi olarak açıklanabilir.

Enerji kazıkların sayısal modellenmesinde dikkat edilmesi gereken birtakım hususlar mevcuttur. Bu hususlardan ilki termal sınır koşulları ve buna bağlı olarak kazık ve zemin yüzey sıcaklarının saha deneyinde elde edilen verilerle uyumlu olmasıdır. İkinci bir husus ise saha deneyi yapılan kazıkta sensör yerleşimi ve konumlandırılması önemlidir. Sensörlerin konumu dış etkilerden ve imalat sürecinden etkilenmeyecek şekilde donatıya yerleştirilmelidir. Üçüncü dikkat edilmesi gereken husus ise özellikle suya doygun zeminlerde suyun termal özelliklerinin de göz önüne alınması gerekliliğidir.

## KAYNAKLAR

Bourne-Webb, P.J., Amatya, B., Soga, K., Amis, T., Davidson, C., Payne, P. (2009), “Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles”, Géotechnique, 59(3),237–248.

Brandl, H. (2006). “Energy foundations and other thermo-active ground structures”, Geotechnique, 56(2),81-122.

Gao, J., Zhang, X., Liu, J., Li, K., Yang, J. (2008a), “Numerical and experimental assessment of thermal performance of vertical energy piles: An application”, Appl. Energy, 85, 901–910.

Hamada, Y., Saitoh, H., Nakamura, M., Kubota, H., Ochifuji, K.( 2007), “Field performance of an energy pile system for space heating”, Energy Build., 39,517–524.

International Energy Agency, I. E. A. (2016), “Key World Energy Statistics”, International Energy Agency, Paris.

Laloui, L., Nuth, M., Vulliet, L. (2006), “Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile”, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 30(8),763–781.

Lee, S., Speight, J.G., Loyalka, S.K., (2007), “Handbook of Alternative Fuel Technologies”, CRC Press.

Moradshahi, A., Faizal, M., Bouazza, A., McCartney, J.S.(2021), “Cross-sectional thermo-mechanical responses of energy piles”, Computers and Geotechnics, 138(4),104320.

Sutman, M. (2016). Thermo-mechanical behavior of energy piles: Full-scale field testing and numerical modeling. Doctoral thesis, Virginia Tech.

Sutman, M., Brettman, T., Olgun, C.G. (2019), “Full-scale in-situ tests on energy piles: Head and base-restraining effects on the structural behaviour of three energy piles”, Geomechanics for Energy and the Environment, 2352-3808, 56-68.

Sutman, M., Olgun, C.G., Laloui, L. (2019a), “Cyclic load–transfer approach for the analysis of energy piles”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 145(1),04018101.

United Nations, U. N. (2019), “World Population Prospects: The 2019 Revision”, Department of Economic and Social Affairs, P. D., United Nations, New Yor

# DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ (DSM) İÇİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİ-MODÜL KORELASYONLARI

## UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH-MODULUS CORRELATIONS FOR DEEP MIXING METHOD (DSM)

**Fatma Tuğçe ÇINAR ÖZKAN[1], Güldem KORKMAZ[2], İlknur BOZBEY[3]**

## ÖZET

Derin karıştırma yöntemi (DSM), doğal zeminin çeşitli bağlayıcılar ile karıştırılarak yerinde iyileştirilmesi işlemidir. Derin karıştırma ile iyileştirilmiş zeminlerin performanslarını belirleyen en önemli faktörlerden birisi de gerilme-şekil değiştirme davranışlarıdır. Bu nedenle DSM kolonlarının modül değerlerinin doğru olarak tayin edilmesi büyük önem taşır. Derin karıştırma ile iyileştirme yapılan tasarımlarda, kalite kontrol deneylerinde genellikle serbest basınç mukavemet değerleri ölçülmekte ve deformasyonların tayini için gereken modül değerlerine korelasyonlar ile geçilmektedir. Bu bakımdan zemin türü, katkı tipi gibi önemli parametreleri dikkate alan korelasyonların kullanılması modül değerinin doğru tahmin edilebilmesi bakımından önemlidir. Ülkemizde mevcut olan DSM uygulamalarında katkı türü olarak sadece çimento kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında literatürde mevcut olan ve katkı türü olarak sadece çimento kullanılarak derin karıştırma ile elde edilen iyileştirilmiş zeminlerin mukavemet-modül değerleri incelenerek bir veri tabanına oluşturulmuştur. Oluşturulan veri tabanı zemin türü, katkı tipi ve miktarı, serbest basınç mukavemeti, elastisite modülü ve karıştırma yöntemi bilgilerini içermektedir. Veri tabanı kullanılarak bağlayıcı malzemesi sadece çimento olan farklı zemin türleri için yeni korelasyonlar sunulmuştur. Elde edilen korelasyonların ülkemizde son yıllarda çok yoğun kullanım alanı bulmakta olan derin karıştırma yöntemi için faydalı olacağı düşünülmektedir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Derin karıştırma yöntemi, zemin iyileştirmesi, serbest basınç mukavemeti, elastisite modülü*

## ABSTRACT

Deep mixing method (DSM) is the process of in-situ improvement of natural soil by mixing it with various binders. One of the most important factors determining the performance of soils improved by deep mixing is their stress-strain behavior. Therefore, it is very important to determine the modulus values of DSM columns correctly. In deep mixing designs, unconfined compressive strength values are usually measured in quality control tests and the modulus values required for the determination of deformations are obtained by correlations. In this respect, it is important to use correlations that take into account important parameters such as soil type and admixture type in order to correctly estimate the modulus value. In the existing DSM applications in our country, only cement is used as an additive type. Within the scope of this study, a database was created by examining the strength-modulus values of the improved soils, which are available in the literature and obtained by deep mixing using only cement as an additive type. The created database includes information on soil type, type and amount of admixture, unconfined compressive strength, modulus of elasticity and mixing method. Using the database, new correlations are presented for different soil types whose binding material is only cement. It is thought that the obtained correlations will be useful for the deep

[1] Arş. Gör., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, fatmatugce.cinar@iuc.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Arş. Gör., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, gkorkmaz@iuc.edu.tr
[3] Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, ibozbey@iuc.edu.tr

mixing method, which has been widely used in our country in recent years.
***Keywords:*** *Deep mixing method, soil improvement, unconfined compressive strength, modulus of elasticity*

## 1. GİRİŞ

Derin karıştırma yöntemi, çeşitli bağlayıcılar kullanılarak zeminin yerinde iyileştirilmesi işlemidir. Bu yöntem son yıllarda ülkemizde de yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır. Derin karıştırma yönteminde kullanılan bağlayıcılar genellikle çimento ve kireçtir. Bunların yanı sıra uçucu kül, öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu vb. gibi bağlayıcılar da kullanılmaktadır. Ülkemizde mevcut olan DSM uygulamalarında bağlayıcı olarak sadece çimento kullanılmaktadır. Kuru ve ıslak karıştırma olmak üzere iki çeşidi bulunan derin karıştırma yönteminin, kara ve deniz yapılarında birçok uygulama alanı mevcuttur. Bu yöntemde amaç zeminlerin sıkışabilirliğini azaltmak ve mukavemetini artırmaktır. Derin karıştırma yöntemi ile elde edilen iyileştirilmiş zeminin mukavemet, elastisite modülü, poisson oranı, permeabilite ve birim ağırlığı gibi mühendislik özellikleri değişmektedir. Bu zemin özellikleri, tabii zeminin ve bağlayıcının özelliklerine, kür süresine ve yükleme durumuna bağlıdır (Bruce vd., 2013).

Derin karıştırma ile iyileştirilmiş zeminlerin performanslarını belirleyen en önemli faktörlerden birisi de gerilme-şekil değiştirme davranışlarıdır. Bu nedenle DSM kolonlarının modül değerlerinin doğru olarak tayin edilmesi büyük önem taşır. Derin karıştırma ile iyileştirme yapılan tasarımlarda, kalite kontrol deneylerinde genellikle serbest basınç mukavemet değerleri ölçülmekte ve deformasyonların tayini için gereken modül değerlerine korelasyonlar ile geçilmektedir. Bu bakımdan zemin türü, katkı tipi gibi önemli parametreleri dikkate alan korelasyonların kullanılması modül değerinin doğru tahmin edilebilmesi bakımından önemlidir. Bu çalışma kapsamında literatürde mevcut olan ve katkı türü olarak sadece çimento kullanılarak derin karıştırma ile elde edilen iyileştirilmiş zeminlerin mukavemet-modül değerleri incelenerek bir veri tabanına oluşturulmuştur. Oluşturulan veri tabanı zemin türü, katkı tipi ve miktarı, serbest basınç mukavemeti, elastisite modülü ve karıştırma yöntemi bilgilerini içermektedir. Veri tabanı kullanılarak bağlayıcı malzemesi sadece çimento olan farklı zemin türleri için yeni korelasyonlar sunulmuştur. Elde edilen korelasyonların ülkemizde son yıllarda çok yoğun kullanım alanı bulmakta olan derin karıştırma yöntemi için faydalı olacağı düşünülmektedir.

## 2. LİTERATÜRE GENEL BAKIŞ

GeoTesting Express (1996) tarafından Boston blue killeri CEM II çimento türü kullanılarak laboratuvarda derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmiştir. Eriksson vd. (2005) tarafından arazide kuru karıştırma yöntemi ile iyileştirilen yumuşak kil zeminin iyileşme performansını değerlendirmek amacıyla DSM kolonlarından karot numuneler alınmıştır. DSM kolanlarının imalatında bağlayıcı olarak çimento kullanılmıştır (CEM II/A-L). Arazide alınan karot numuneleri ile laboratuvarda deneyler yapılmıştır. Van Impe vd., (2005) laboratuvarda yaptıkları çalışmada kil zemini çimento (Portland çimentosu ve yüksek fırın çimentosu) kullanarak ıslak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirmiştir. Lorenzo ve Bergado (2006) bir kil zemini laboratuvarda ıslak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirmiştir. Bağlayıcı olarak CEM I Portland çimentosu kullanılmıştır. Puppala ve diğ, (2008) iki farklı sahadan alınan kil zeminleri laboratuvarda ıslak derin karıştırma yöntemi kullanarak çimento ile iyileştirmiştir. Farklı su/çimento oranlarında hazırlanan numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Jamsawang vd. (2011) tarafından yapılan çalışmada yumuşak Bangkok kilini iyileştirmek amacıyla arazide DSM kolonları imal edilmiştir. DSM kolonlarında bağlayıcı olarak çimento kullanılmış ve ıslak karıştırma yöntemine göre iyileştirme yapılmıştır. Araştırmacılar, DSM kolonlarından aldıkları karot numuneleri ile laboratuvarda mukavemet deneyleri yapmıştır. Şengör (2011) çalışmasında laboratuvarda ıslak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilen kil zemini ele almıştır. Bağlayıcı olarak çimento kullanılmış ve deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Farouk ve Shahien (2013) laboratuvarda yaptıkları çalışma kapsamında derin karıştırma yöntemi ile siltli kum zemini iyileştirmiştir. Farklı çimento dozajları ve su/çimento oranlarında numuneler hazırlamış ve deneylerini yapmıştır. Szymkiewic vd. (2015) tarafından yapılan çalışma, farklı zemin türlerinde derin karıştırma yönteminin etkisini incelemek amacıyla yürütülen kapsamlı bir laboratuvar deney programı sunmaktadır. Numuneler ıslak karıştırma yöntemi ile hazırlanmış ve bağlayıcı olarak çimento kullanılmıştır. Alipour vd. (2017) tarafından yapılan çalışmada bir kil zemini derin karıştırma yöntemi kullanılarak iyileştirilmiştir. Bağlayıcı olarak çimento kullanılmış ve ıslak yöntem ile iyileştirme yapılmıştır. Farklı çimento dozajları ve farklı su muhtevalarının iyileştirme üzerinde etkisi incelenmiştir. Kanty vd. (2017) iki farklı turba zemini ıslak derin karıştırma yöntemi kullanarak çimento ile iyileştirmiştir. Laboratuvarda

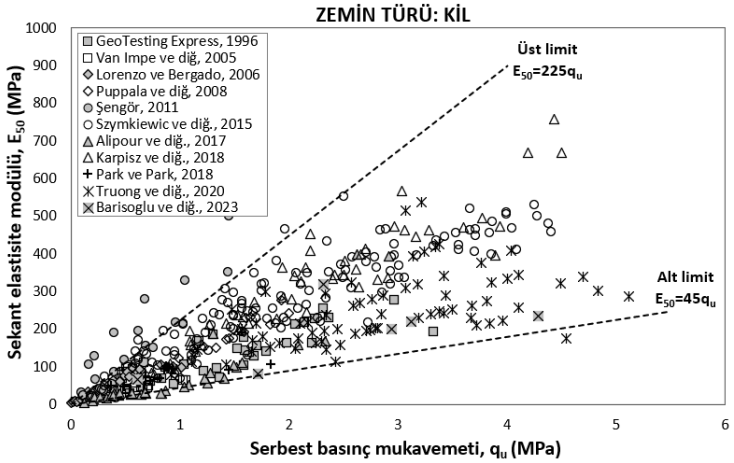
gerçekleştirdikleri çalışmada bağlayıcı olarak iki tür çimento kullanılmıştır (CEM II B-S 32.5 R - NA ve CEM IIIA 32.5 N/LH/HSR/NA). Karpisz vd. (2018) yaptıkları çalışmada organik içerikli kil zemini iki farklı çimento türü (CEM I 42.5R ve CEM II/B-S 32.5R-NA) kullanarak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirmiştir. Numuneler laboratuvarda farklı çimento dozajları kullanılarak ıslak karıştırma yöntemine göre hazırlanmıştır. Kiecana vd. (2018) yaptıkları laboratuvar çalışması kapsamında bir turba zemini kuru derin karıştırma yöntemi ile iyileştirmiştir. Turba zeminin iyileştirilmesinde bağlayıcı olarak çimento kullanılmıştır. Park ve Park (2018) tarafından laboratuvarda farklı zemin türlerinde derin karıştırma yöntemi ile iyileştirme yapılmıştır. Bağlayıcı olarak çimento kullanılmıştır. Akçakal vd. (2019) çalışmalarında arazide yumuşak kil zemin iyileştirmesinde kullanılan derin karıştırma kolonlarından alınan karot numuneleri üzerinde laboratuvarda mukavemet deneyleri yapmıştır. Truong vd. (2020) kil zeminde farklı çimento dozajları kullanarak laboratuvarda ıslak derin karıştırma yöntemi ile numuneler hazırlamış ve farklı kür günlerinde mukavemet deneyleri yapmıştır. Do vd. (2021) tarafından yapılan çalışmada ıslak derin karıştırma yöntemi kullanılarak çimento ile kum zemin iyileştirilmiştir. Laboratuvarda yapılan deneysel çalışma ile farklı çimento dozajlarının kum zeminin iyileşmesi üzerindeki performansı araştırılmıştır. Barisoglu vd. (2023) çalışmaları kapsamında turba ve kil zemini derin karıştırma yöntemi ile iyileştirmiştir. Her iki zemin türünde bağlayıcı olarak çimento kullanılmıştır. Bu araştırmacılar tarafından, elastisite modülünün serbest basınç mukavemetine bağlı korelasyon formülleri önerilmiştir. Bu çalışmada tüm bu korelasyonlar biraraya getirilmiş ve değerlendirmeler yapılmıştır.

## 3. SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİ-MODÜL KORELASYONLARI

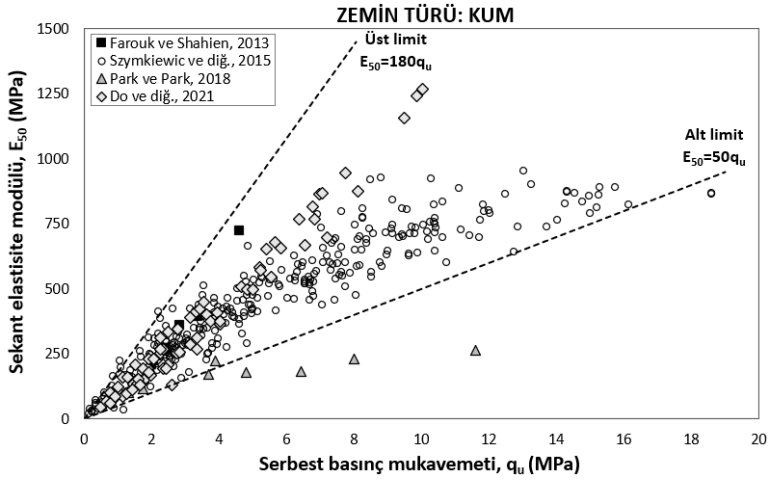
Çalışma kapsamında yapılan literatür taraması sonrasında derin karıştırma yöntemi ile çimento kullanılarak laboratuvarda iyileştirilen zeminler, kil, kum ve turba zemin olmak üzere üç sınıfa ayrılmıştır. Aynı zemin türünün çimentoyla iyileştirilmesi ile farklı değerler elde edilebilmekte ve sonuçlar büyük bir aralıkta dağılım gösterebilmektedir. Bu nedenle her bir zemin sınıfında elastisite modülü-serbest basınç mukavemeti korelasyonu için verilerin büyük çoğunluğunu içerisine alan alt ve üst limitler oluşturulmuştur. Ortalamayı temsil eden değerler de verilmiştir. Aynı zamanda arazide yapılan kalite kontrol çalışmaları da ayrıca değerlendirilmiştir.

### 3.1. Zemin Türüne Göre Elastisite Modülü-Serbest Basınç Mukavemeti Korelasyonu

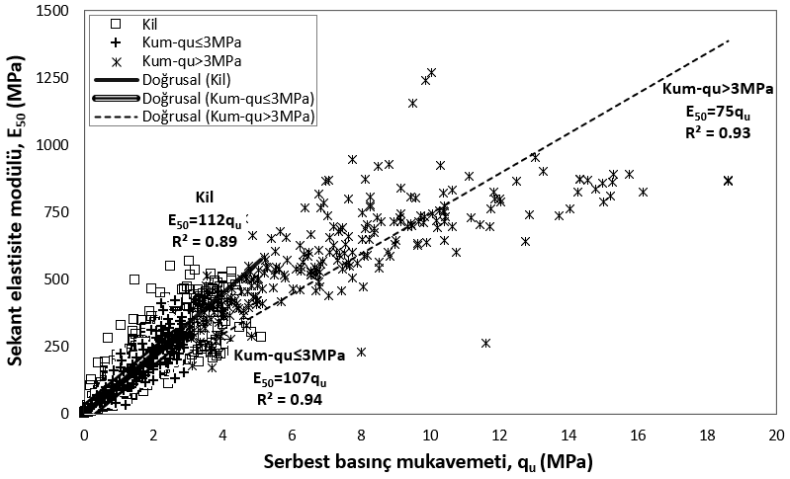
Kil zeminin çimento ile laboratuvarda iyileştirilmesi sonucu farklı çalışmalardan elde edilen sekant elastisite modülü ve serbest basınç mukavemetine ait veriler Şekil 1'de gösterilmektedir. Bu veriler değerlendirildiğinde kil zeminlerin $E_{50}$ değerlerinin, $q_u$ değerinin 45 ila 225 katı arasında değişiklik gösterdiği görülmektedir. Laboratuvarda yapılan çalışmalardan elde edilen kum zeminlere ait veriler ise Şekil 2'de gösterilmektedir. Kum zeminlerin $E_{50}$ değerleri ise, $q_u$ değerinin 50 ila 180 katı arasında değişiklik göstermektedir. Şekil 3'te ise kum ve kil zeminler için tüm verilerin ortalama ve regresyon, $R^2$ değerleri verilmektedir. Kil zeminler için ortalama $E_{50}$ değerlerinin, $q_u$ değerinin 112 katı olduğu görülmektedir. Kum zeminler için ise $q_u$ değerinin 3.0 MPa altında olması durumunda ortalama $E_{50}$ değerlerinin, $q_u$ değerinin 107 katı; $q_u$ değerinin 3.0 MPa üstünde olması durumunda da ortalama $E_{50}$ değerlerinin, $q_u$ değerinin 75 katı olduğu görülmektedir.




Şekil 1. Kil zeminlerin elastisite modülünün serbest basınç mukavemetine bağlı değişimi

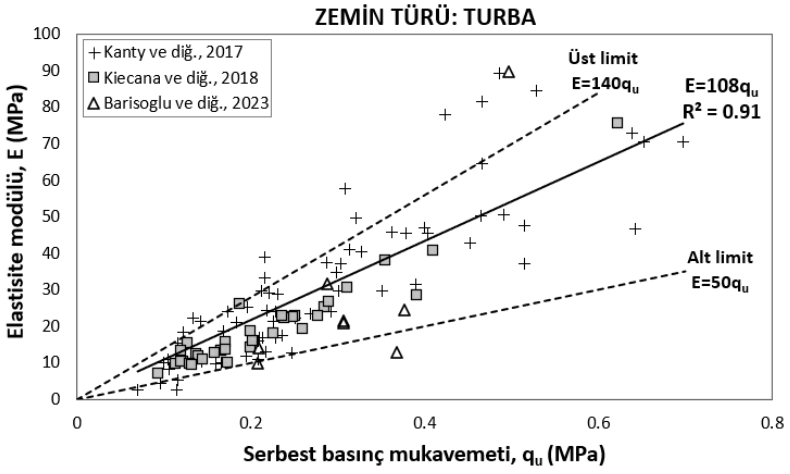



Şekil 2. Kum zeminlerin elastisite modülünün serbest basınç mukavemetine bağlı değişimi




Şekil 3. Kil ve kum zeminlerin ortalama $E_{50}$-$q_u$ değerleri

Turba zeminin çimento ile laboratuvarda iyileştirilmesi sonucu farklı çalışmalardan elde edilen elastisite modülü ve serbest basınç mukavemetine ait veriler Şekil 4'te gösterilmektedir. Bu veriler değerlendirildiğinde turba zeminin E değerlerinin, $q_u$ değerinin 50 ila 140 katı arasında değişiklik gösterdiği görülmektedir. Ortalama E değerlerinin ise, $q_u$ değerinin 108 katı olduğu görülmektedir.




Şekil 4. Turba zeminin elastisite modülünün serbest basınç mukavemetine bağlı değişimi

Laboratuvarda yapılan çalışmalardan oluşan ve zemin türüne göre elde edilen E-$q_u$ korelasyonları Tablo 1'de verilmektedir. Verilen değerler, kum ve kil zeminler için sekant elastisite modülünü ($E_{50}$), turba zeminler için ise elastisite modülünü (E) temsil etmektedir. Turba zeminlerde gerek mukavemet gerekse modül değerlerinin diğer zeminlere göre çok daha düşük olduğu görülmektedir. Turba zeminler için elde edilen modül değerleri maksimum 90 kPa seviyelerinde, mukavemet değerleri ise maksimum 700 kPa seviyelerindedir. Bu nedenle turba zeminlerin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesi için yapılan tasarımlarda bu durumun dikkate alınması gerekmektedir.

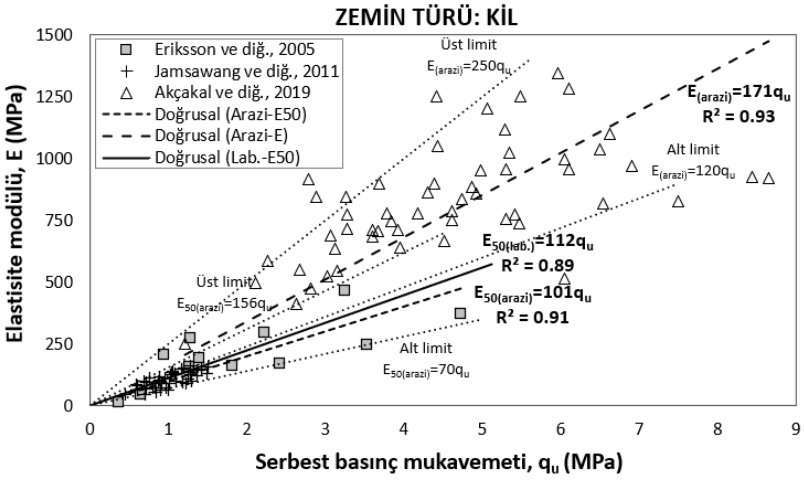
Tablo 1. Zemin türüne göre E-$q_u$ korelasyonları

| Zemin türü | Alt limit | Üst limit | Ortalama değer | Veri sayısı | $R^2$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Kil | 45 | 225 | 112 | 427 | 0.89 |
| *Kum | 50 | 180 | 107 | 137 | 0.94 |
| **Kum | 50 | 180 | 75 | 260 | 0.93 |
| ***Turba | 50 | 140 | 108 | 110 | 0.91 |

*$q_u$ değerinin 3.0 MPa ve altı olması durumu için geçerlidir.
**$q_u$ değerinin 3.0 MPa üstü olması durumu için geçerlidir.
***$q_u$ değerinin 1.0 MPa ve altı olması durumu için geçerlidir.

### 3.2. Arazide Yapılan Çalışmalar

Bazı araştırmacılar, kil zemini iyileştirmek amacıyla arazide imal edilen DSM kolonlarından karot numuneleri alarak laboratuvarda bu numuneler üzerinde mukavemet deneyleri yapmıştır (Eriksson vd., 2005; Jamsawang vd., 2011; Akçakal vd., 2019). Bu çalışmalardan elde edilen elastisite modülü ve serbest basınç mukavemetine ait veriler Şekil 5'te gösterilmektedir. Bu veriler değerlendirildiğinde sekant elastisite modülünün daha düşük korelasyona sahip olduğu, ancak laboratuvarda kil zeminler ile elde edilen $E_{50}$-qu korelasyonuna yakın değerlerde olduğu görülmektedir. Arazi verilerinden elde edilen E-$q_u$ korelasyonları Tablo 2'de verilmektedir.




Şekil 5. Karot numunelerinin E-$q_u$ ilişkisi ve laboratuvar verileri ile karşılaştırılması

Tablo 2. Arazi verilerine göre E-$q_u$ korelasyonları

| Elastisite modülü | Alt limit | Üst limit | Ortalama değer | Veri sayısı | $R^2$ |
|---|---|---|---|---|---|
| E-Arazi numuneleri | 120 | 250 | 171 | 55 | 0.93 |
| $E_{50}$-Arazi numuneleri | 70 | 156 | 112 | 52 | 0.91 |

## 4. SONUÇLAR

Derin karıştırma yöntemi ile iyileştirme yapılan tasarımlarda arazide oluşacak oturmaların doğru tahmin edilmesi için DSM ile iyileştirilmiş zeminlerin modül değerlerinin doğru olarak tayin edilmesi büyük önem taşımaktadır. Bu çalışma kapsamında literatürde mevcut olan ve çimento kullanılarak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilen zeminlerin mukavemet-modül korelasyonlarına dair bir veri tabanı oluşturulmuştur.

Bu veri tabanı çimento kullanılarak DSM ile iyileştirme yapılacak tasarımlarda uygun modül değerinin serbest basınç mukavemetine bağlı olarak seçilmesi için bir referans olarak kullanılabilir. Literatürde mevcut olan ve çimento ile iyileştirilmiş zeminler kil, kum ve turba olmak üzere üç sınıfa ayrılmıştır. Her bir zemin sınıfında elastisite modülü-serbest basınç mukavemeti korelasyonu için alt ve üst limitler oluşturulmuştur. Ayrıca ortalamayı temsil eden değerler de verilmiştir. Kum ve kil zeminlerde belirli mukavemet değerlerinde benzer korelasyonlar elde edilmiştir. Turba zeminlerde ise gerek mukavemet gerekse modül değerlerinin diğer zeminlere göre çok daha düşük olduğu görülmüştür. Turba zeminler için elde edilen modül değerleri maksimum 90 kPa ve altında kalmaktadır. Bu nedenle turba zeminlerin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesi için yapılan tasarımlarda bu durumun dikkate alınması gerekmektedir. Arazide kil zeminin iyileştirilmesi ile yapılan çalışmalar değerlendirildiğinde modül değerlerinin E veya $E_{50}$ olması farklı korelasyonlar verebilmektedir. Sunulan korelasyonlar sadece bu çalışmada kullanılmış olan verilere bağlı olarak oluşturulmuştur.

## KAYNAKLAR


Akçakal, Ö., Koçak, B., Velioğlu, N., Kulaç, H.F. ve Durgunoğlu, H. T. (2019). "Deep Soil Mixing Design under Seismic Conditions-A Case Study", In *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*, 1034-1041, CRC Press.

Alipour, R., Khazaei, J., Pakbaz, M.S. ve Ghalandarzadeh, A. (2017). "Settlement Control by Deep and Mass Soil Mixing in Clayey Soil", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, *170*(1), 27-37.

Barisoglu, E.N., Meeusen, J., Snoeck, D., Verástegui-Flores, R.D. ve Di Emidio, G. (2023). "Feasibility of Using Recycled Construction and Demolition Materials for Deep Soil Mixing", *Sustainability*, *15*(6), 5223.

Bruce, M.E.C., Berg, R.R., Collin, J.G., Filz, G.M., Terashi, M. ve Yang, D.S. (2013), "Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support", (No. FHWA-HRT-13-046).

Do, H.D., Pham, V.N., Pham, A.D., Huynh, P.N. ve Oh, E. (2021). "An Investigation of the Elastic Modulus of Cement-Stabilised Soil by Wet Mixing Method for Sand Ground", Geotechnical Engineering (00465828), 52(1).

Eriksson, H., Gunther, J. ve Ruin, M. (2005). "MDM Combines the Advantages of Dry and Wet Mixing", In Proc. of the International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advance (Vol. 1, pp. 509-520).

GeoTesting Express (1996). "Geotechnical Tests on Soil Cement Mix for Central Artery/Tunnel Project", GeoTesting Express, final report to Bechtel/Parsons Brinckerhoff.

Farouk, A. Ve Shahien, M.M. (2013). "Ground Improvement using Soil–Cement Columns: Experimental Investigation", Alexandria Engineering Journal, 52(4), 733-740.

Jamsawang, P., Bergado, D.T. ve Voottipruex, P. (2011). "Field Behaviour of Stiffened Deep Cement Mixing Piles", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 164(1), 33-49.

Kanty, P., Rybak, J. ve Stefaniuk, D. (2017). Some Remarks on Practical Aspects of Laboratory Testing of Deep Soil Mixing Composites Achieved in Organic Soils", In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 245, No. 2, p. 022018). IOP Publishing.

Karpisz, I., Pyda, J., Cichy, L. ve Sobala, D. (2018). "Study of the Effect of Cement Amount on the Soil-Cement Sample Strength", In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 365, No. 4, p. 042061). IOP Publishing.

Kiecana, M., Kanty, P. ve Łużyńska, K. (2018). "Optimal Control Time Evaluation for "Dry DSM" Soil-Cement Composites", In MATEC Web of Conferences (Vol. 251, p. 01023). EDP Sciences.

Lorenzo, G.A. ve Bergado, D.T. (2006). "Fundamental Characteristics of Cement-Admixed Clay in Deep Mixing", Journal of Materials in Civil Engineering, 18(2), 161-174.

Park, C.S. ve Park, H.K. (2018). "An Experimental Study on the Elastic Modulus of Deep Mixing Ground Specimen", Journal of the Korean Geotechnical Society, 34(10), 39-49.

Puppala, A.J., Madhyannapu, R.S., Nazarian, S., Yuan, D. Ve Hoyos, L.R. (2008). "Deep Soil Mixing Technology for Mitigation of Pavement Roughness", (No. FHWA/TX-08/0-5179-1).

Szymkiewicz, F., Barrett, A.G., Marino, J.P., Le Kouby, A. ve Reiffsteck, P. (2015). "Assessment of Strength and other Mechanical Properties of the Deep Mixing Material", In DFI Deep Mixing Conference 2015 (pp. 10-p).

Şengör, M.Y. (2011). "The Deformation Characteristics of Deep Mixed Columns in Soft Clayey Soils: A Model Study", Doctor of Philosophy in Civil Engineering Department, Middle East Technical University.

Truong, Q.T., Nguyen, N.L. ve Nguyen, T.Q.N. (2020). "Mechanical Behavior of Vinh Long Soil Mixed With Cement", In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 869, No. 7, p. 072004). IOP Publishing.

Van Impe, W.F., Verástegui Flores, R.D., Mengé, P. ve Van den Broeck, M. (2005). "Considerations on laboratory test results of cement stabilised sludge", In Proc. of the International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advance (Vol. 1, pp. 163-168).

# NATM TÜNEL KAZILARINDA YÜK AZALTMA YÖNTEMİ KATSAYISI DEĞİŞİMİNİN DEFORMASYONLARA ETKİSİ

# EFFECT OF CHANGE IN CONVERGENCE-CONFINEMENT METHOD COEFFICIENT ON DEFORMATIONS IN NATM TUNNEL EXCAVATIONS

**Yusuf KAYA**[1]

## ÖZET

Günümüzde farklı ulaşım seçeneklerine olan talep artışı tünel inşaatlarının da geçmişe kıyasla artmasına neden olmuştur. Tünel kazıları zemin yapısı, jeolojik formasyon ve maliyet gibi etkenlere bağlı olarak çeşitli yöntemler kullanılarak gerçekleştirilmektedir. Tünel kazı ve kazı destekleme sistemlerinin tasarımında sayısal yöntemlerin kullanılması kazı ve çevre yapıların güvenliğinin sağlanması açısından oldukça önemlidir. Sayısal analizlerde tünel kazısı kaynaklı deformasyon ve gerilmelerin incelenmesi için üç boyutlu sayısal modellerin kullanılması daha gerçekçi sonuçlar vermektedir. Ancak üç boyutlu modeller için fazla sayıda parametre gerekmesi zaman ve maliyet bakımından daha kullanışlı olan iki boyutlu analizlere yönelim oluşturmuştur. Bu kapsamda iki boyutlu analizlerin hesap doğruluğunun arttırılması için üç boyut etkisini hesaba katacak çalışmalar literatürde geliştirilmiştir. Bu çalışma kapsamında bahsedilen yöntemlerden biri olan yük azaltma yöntemi (Convergence-Confinement Method, Konverjans Sınırlama yöntemi veya β metodu) kullanılarak Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) ile açılan bir tünel kazısı sayısal olarak iki boyutlu modellenmiştir. Yapılan modellemelerde farklı (1- β) parametresi için %20, %30, %40, %50, %60 ve %70 değerleri kullanılarak farklı yük azaltma katsayılarının tünel kazısı kaynaklı yüzey deformasyonlarına olan etkisi karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar ışığında optimum bir yük azaltma katsayısı elde edilmeye çalışılarak yönetmeliklerde tasarım için önerilen değer aralıklarıyla fark ve benzerlikleri ortaya konulmuştur. Ek olarak tünel kazısının yapıldığı tünel yüzeyinde sürşarj yükleri olması durumları da ayrıca irdelenmiştir. Buna göre zemin yüzeyinde 10, 15 ve 20 kPa değerlerinde kalıcı yükler olması halinde (1- β) parametresi değerinin 10, 30, 60 ve 80 olması durumlarında oluşan yüzey düşey deformasyonları kendi içerisinde karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Tünel, Deformasyon, NATM, Sayısal analiz,* β *metodu*

## ABSTRACT

Nowadays, the increase in demand for different transportation options has led to an increase in tunnel construction compared to the past. Tunnel excavations are carried out using various methods depending on factors such as soil structure, geological formation and cost. The use of numerical methods in the design of tunnel excavation and excavation support systems is very important in terms of ensuring the safety of excavation and surrounding structures. The use of three-dimensional numerical models to examine the deformation and stresses caused by tunnel excavation in numerical analysis gives more realistic results. However, the need for a large number of parameters for three-dimensional models has led to two-dimensional analyzes, which are more useful in terms of time and cost. In this context, studies to take into account the three-dimensional effect have been developed in the literature in order to increase the accuracy of two-dimensional analyzes. A tunnel excavation dug with the New Austrian Tunneling Method (NATM) was numerically modeled in two dimensions by using the load reduction method (Convergence-Confinement Method, Convergence Limitation method or β method), which is one of the methods mentioned in this study. In the modeling, the effects of different load reduction coefficients on the surface deformation caused by

[1] Araştırma Görevlisi, İstanbul Beykent Üniversitesi, yusufkyya@gmail.com

tunnel excavation were examined comparatively by using the values of 20%, 30%, 40%, 50%, 60% and 70% for the different (1-β) parameters. With the results obtained, an optimum load reduction coefficient was tried to be obtained, and the differences and similarities with the value ranges recommended for the design in the regulations were revealed. In addition, the situations of surcharge loads on the tunnel surface where the tunnel excavation is carried out were also examined. Accordingly, in case of permanent loads of 10, 15 and 20 kPa on the ground surface, the surface vertical deformations that occurred when the (1- β) parameter value was 10, 30, 60 and 80 were evaluated comparatively.
***Keywords:*** *Tunnel, Deformation, NATM, Numerical analysis,* β method

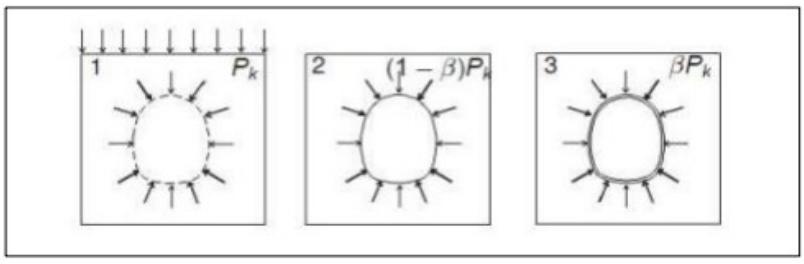
## 1. GİRİŞ

Artan nüfus yoğunluğu yer üstünün olduğu gibi yer altının da etkili olarak kullanılması gerekliliğini ortaya çıkarmıştır. Bu kapsamda çeşitli amaçlarla inşa edilen tünellere yönelim artmıştır. Günümüzde tüneller karayolu, demiryolu gibi ulaştırma alanlarında, su getirme elemanı olarak hidrolik yapılarda, gerektiğinde ise barınma veya depolama gibi farklı faaliyet alanlarında kullanılmak üzere imal edilmektedirler. Yer altı mühendislik yapısı olan tüneller zemin yapısı, jeolojik formasyon ve ekonomik etkenlere bağlı olarak farklı yöntemler kullanılarak kazılabilmektedir. Bu yöntemlerden bir tanesi günümüzde sıklıkla başvurulan Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) adlı yöntemdir. Yeni Avusturya Tünel Açma Yönetimi'nde temel prensip tünelin açıldığı kaya ortamına kendi kendini taşıtma ilkesidir (Vardar, 1979). Bu sistem gerekli tahkimat elemanları ile desteklenerek oluşması muhtemel ikincil gerilmelere karşı ortam stabilitesi sağlanılmaya çalışılır.

Tünel inşaatlarının gerçekleştirilmesinden önce saha çalışmaları ve sayısal analizlerin yapılması mevcut yapı ve çevre yapıların güvenliği için büyük önem arz etmektedir. Tünel kazısı kaynaklı oluşabilecek deformasyonların önceden hesaplanması için yaygın olarak kullanılan sayısal analizlerde üç boyutlu modeller kurulması daha gerçekçi sonuçlar vermektedir. Ancak üç boyutlu modellemeler için çok fazla sayıda parametre gerekmesi zaman ve maliyet bakımından daha avantajlı olan iki boyutlu modellere yönelim oluşturmuştur. İki boyutlu modellemelerin hesap doğruluğunun arttırılması için üç boyut etkisini analizlere katacak yöntemlerin kullanılması gereklidir. Bu yöntemlerden bir tanesi olan yük azaltma yöntemi (Convergence-Confinement Method, Konverjans Sınırlama Yöntemi, β Metot) yaygın olarak günümüzde kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında bahsedilen yöntemin deformasyonlara etkisi irdelenmiştir.

## 2. YÜK AZALTMA YÖNTEMİ (CONVERGENCE-CONFINEMENT METHOD)

Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi kullanılarak açılacak tünellerin iki boyutlu olarak modellenmesi sonucu deformasyonların tahmin edilmesine yönelik Panet ve Guenot (1982) tarafından yük azaltma yöntemi önerilmiştir. Bu yöntem β olarak temsil edilen tek bir parametreye bağlı olduğu için diğer yöntemlere nazaran daha sık kullanılmaktadır. Bahsedilen β parametresi tünel kazısı kaynaklı gerilme değerlerinin tünel kazısı ile kaplama tahkimatı arasında geçen sürede gevşeme yüzdesini ifade etmektedir. Uygulamada NATM kullanılırken kazıdan sonra kayanın gevşeyip gerilmelerin dağılması için bir süre beklenilmektedir. Böylelikle kazı çevresinde uygulanacak tahkimat elemanına gelecek yük azaltılmış olmaktadır. Yöntemin çalışma prensibi Şekil 1'de gösterilmiştir. Tasarımda β parametresinin seçilmesi uygulama tecrübesine ve desteksiz kazılan tünel uzunluğuna bağlı olsa da FHWA (Federal Karayolları İdaresi) tarafından %30-%60 aralığında alınması tasarımcılara önerilmektedir.




Şekil 1. β yöntemi uygulanma prensibi (Brinkgreve vd., 2018)

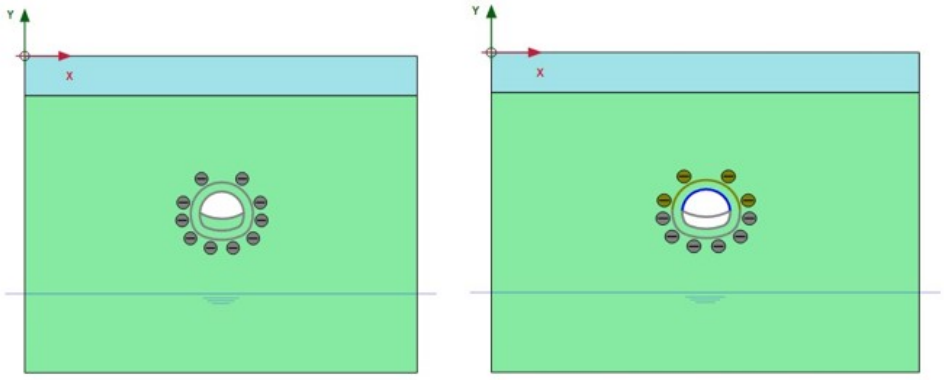
## 3. SAYISAL ANALİZLER

Bu çalışma kapsamında Yeni Avusturya Tünel Açma (NATM) yöntemi kullanılarak kazısı yapılan bir tünel inşaatı sonlu elemanlar hesap yöntemi esaslı PLAXIS 2D paket yazılımında modellenmiştir. Modellemede kullanılan zemin ve kaya parametreleri malzeme modellerine göre Tablo 1'de verilmiştir. Zemin profili 10 metre siltli kumlu kilden devamında ise kum taşı formasyonundan oluşmaktadır.

Tablo 1. Malzeme parametreleri (Khabbaz vd., 2019)

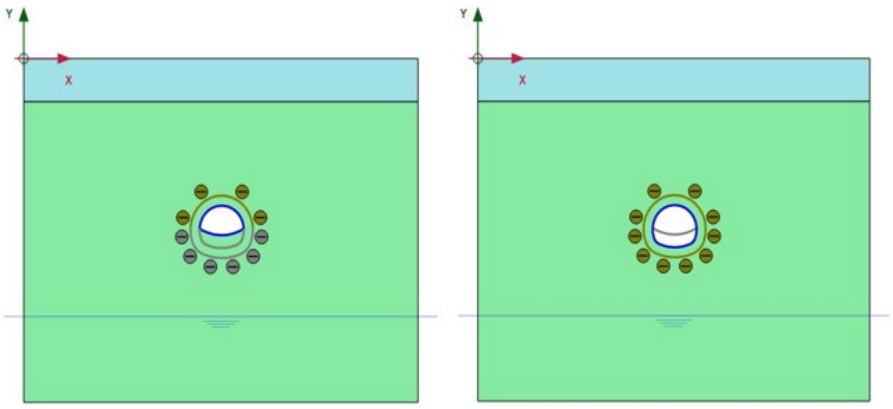
| Parametre | Birim | Mohr-Columb | Hoek-Brown |
|---|---|---|---|
| Birim Hacim Ağırlık | $kN/m^3$ | 20 | 24 |
| Elastisite Modülü | $kN/m^2$ | $3x10^3$ | $3x10^5$ |
| Poisson Oranı | - | 0,3 | 0,2 |
| Kohezyon | $kN/m^2$ | 20 | - |
| İçsel Sürtünme Açısı | ° | 30 | - |
| Tek Eksenli Basınç Mukavemeti | $kN/m^2$ | - | $25x10^3$ |
| Som (intact) Kaya Katsayısı | - | - | 17 |
| Jeolojik Dayanım İndeksi | - | - | 50 |
| Örselenme Faktörü | - | - | 0 |

Tünel kazısı başlangıç aşaması dışında 4 fazdan oluşan kademeli inşaat olarak modellenmiştir. Yük azaltma katsayısının uygulandığı kazı inşa aşamaları Şekil 2'de verilmiştir.



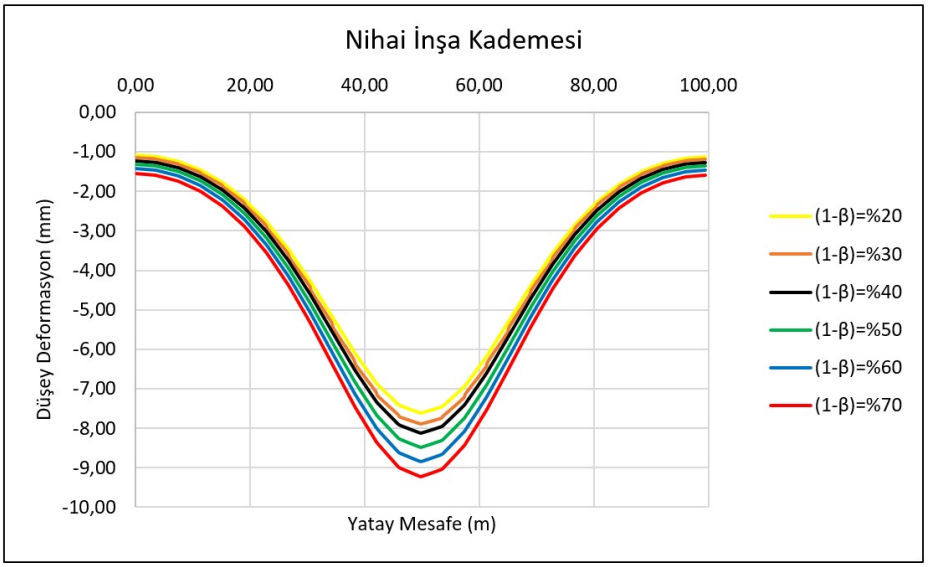
Şekil 2. Üst ve alt yarı kazı aşamaları

Tünel kazılarına takiben uygulanan üst ve alt tahkimat adımları Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Üst ve alt yarı tünel tahkimat aşamaları

Yapılan modellemede tünel üst ve alt yarı kazılarının gerçekleştirildiği 1. ve 3. kademe inşaat aşamalarında yük azaltma katsayısı (1-β) değerleri %20, %30, %40, %50, %60, %70 olarak farklı değerlerde girilmiştir. Tünel üst ve alt kaplama yerleştirme işlemlerinin yapıldığı 2. ve 4. kademe inşaat aşamalarında ise yük azaltma katsayısı (1-β) değerleri %100'e tamamlanmıştır. Yapılan analizler sonucunda nihai inşaat kademeleri için farklı yük azaltma katsayılarında oluşan yüzey deformasyonları Şekil 4'de verilmiştir.



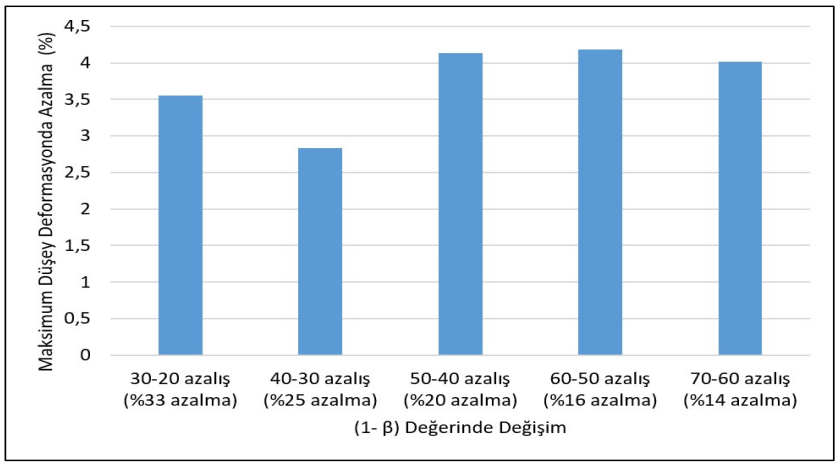

Şekil 4. Birincil inşa kademesi düşey deformasyonlar

Farklı yük azaltma katsayıları ile yapılan analizler neticesinde oluşan maksimum yüzey deformasyonu değerleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Maksimum düşey deformasyon değerleri

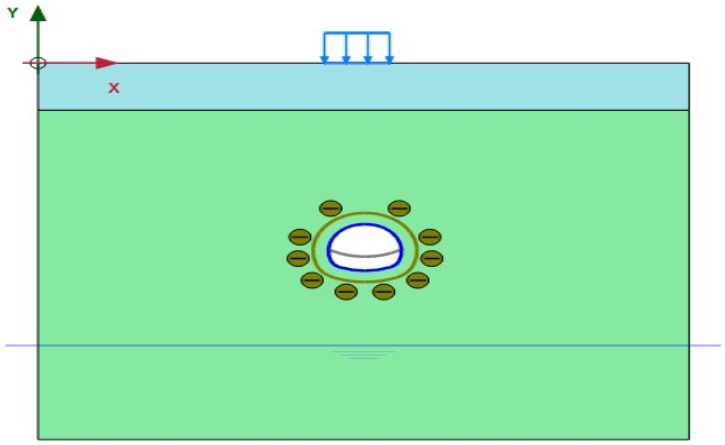
| (1- β) Değeri | Maksimum Düşey Deformasyon (mm) |
|---|---|
| %20 | -7,61 |
| %30 | 7,89 |
| %40 | -8,12 |
| %50 | -8,47 |
| %60 | -8,84 |
| %70 | -9,21 |

Elde edilen maksimum yüzey düşey deformasyonlarındaki yüzdesel azalma miktarları (1-β) parametresindeki değişimlere göre Şekil 5'te verilmiştir.



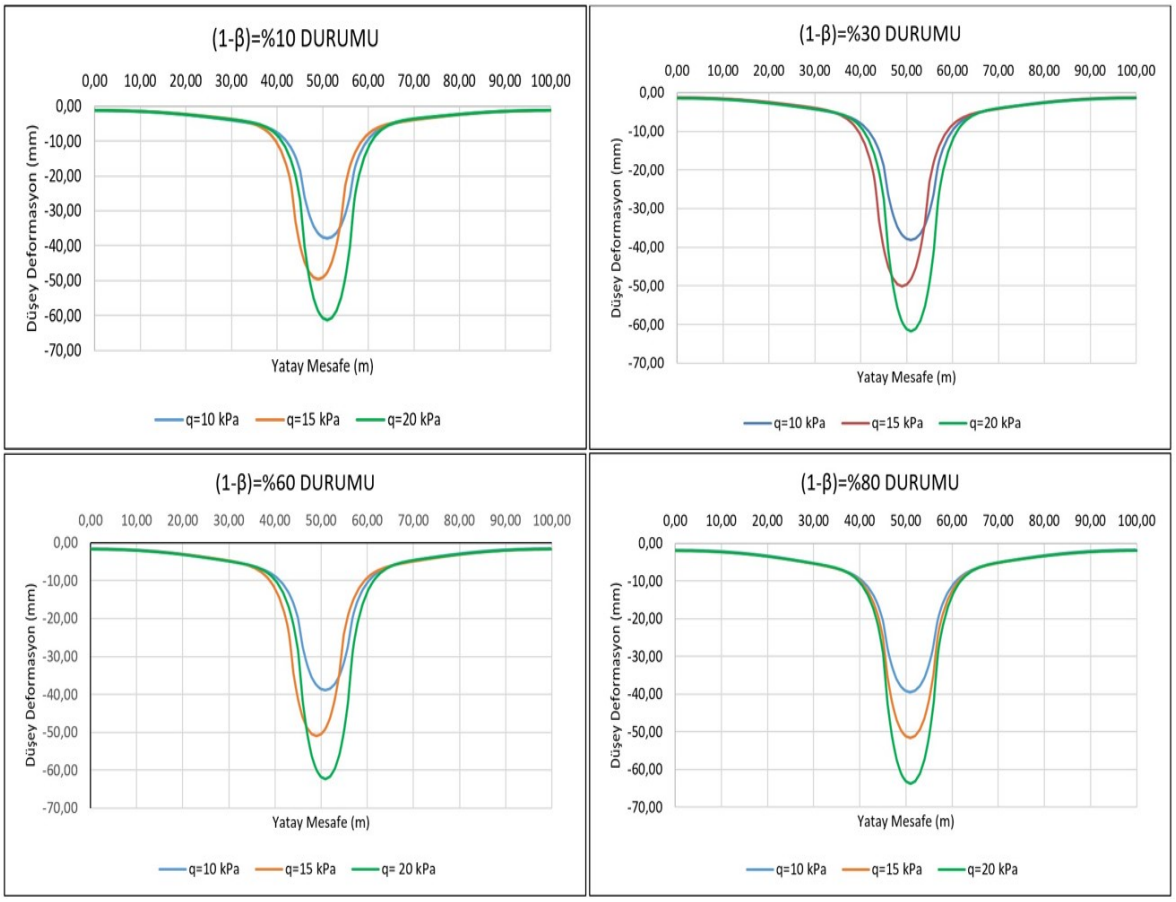

Şekil 5. Maksimum düşey deformasyonlarda yüzdesel azalış değerleri

Tünel kazısı yapılan güzergahta zemin yüzeyinde kalıcı sürşarj yüklerinin olması durumunda farklı (1-β) katsayısı için sayısal analizler yapılmıştır. Buna göre yüzeyde 10, 15 ve 20 kPa değerinde sürşarj olması durumunda (1-β) katsayısının %10, %30, %60 ve %80 değerleri için yüzeyde oluşan düşey deformasyon sonuçları elde edilmiştir. Yüzeyde 10 m boyunca sürşarj yüklemesinin uygulandığı konum görseli Şekil 6'da verilmiştir.




Şekil 6. Yüzeyde sürşarj yükleme olması durumu

(1-β) değerinin %10, %30, %60 ve %80 olması halinde farklı sürşarj yükleri için oluşan düşey deformasyonlar Şekil 7'de verilmiştir.




Şekil 7. Farklı sürşarj yüklemeleri için düşey deformasyonlar

## 4. SONUÇLAR

Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) kullanılarak kazısı gerçekleştirilecek tünellerin iki boyutlu modellenmesi esnasında üç boyut etkisinin hesaba katılması için analizler esnasında yaygın olarak Yük Azaltma Katsayısı metodu (β metodu, Convergence-Confinement Method) kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında farklı yük azaltma katsayısı değerleri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler neticesinde yüzeyde oluşan düşey deformasyon değerleri incelenmiştir. Bu kapsamda artan (1-β) değerleri yüzeyde oluşan düşey deformasyon değerlerinde artışa neden olmuştur. Düşük (1-β) değerlerinde daha az deformasyon çıkmasının nedeni tünel açılan ortamın gevşemesine daha az müsaade edilmesidir. Örneğin %20 (1-β) değeri için kazı kaynaklı oluşan ikincil gerilmelerin %20 oranında azalması kalan %80'lik gerilme değerinin ise tünel tahkimatı tarafından karşılanacağı varsayılmaktadır.

Kazı neticesinde oluşması muhtemel düşey deformasyonlar maksimum değerlerine tünel ekseninde ulaşırken tünel ekseninden yatayda uzaklaştıkça deformasyon değerleri azalarak sıfırlanmaktadır. Elde edilen maksimum oturma değerleri ile (1-β) katsayılarının ilişkisi ayrıca incelenmiştir. Bu kapsamda en düşük (1-β) değerinde oluşan maksimum düşey deformasyon 7,61 mm olurken en yüksek (1-β) değerinde ise 9,21 mm olmuştur. (1-β) parametre değeri %71,42 azalırken düşey deformasyon değeri ise %17 oranında azalmaktadır. Yük azaltma katsayısının %20 olduğu durumunda kaya ortamın rahatlamasına daha az izin verildiği için maksimum oturma diğer durumlara göre düşük çıkarken tünel kaplamasında oluşan maksimum pozitif moment değeri ise 7,68 kN.m değeri ile en yüksektir. Yük azaltma katsayısının %70 olduğu durumda ise kaya ortamının daha fazla gevşemesine izin verildiği için daha yüksek maksimum oturma değeri çıkarken kaplamada oluşan maksimum pozitif moment değeri ise 1,33 kN.m değeri ile en düşüktür.

Yük azaltma katsayısının seçiminde deneyim ve desteksiz kazılan tünel uzunluğu etkili parametreler olsa dahi FWHA tarafından tasarımda %30-%60 değerleri arasında kalınması önerilmektedir. Yapılan bu çalışmada elde edilen değerler neticesinde optimal yük azaltma katsayının FWHA tarafından önerilen aralıkta kaldığı görülmüştür. Bunun yanında tünel güzergahının yapılaşmaya uzak kesimlerinde ve yüzey deformasyonlarında izin verilebilir miktarların yüksek olması durumunda yük azaltma katsayısının yüksek seçilmesi tünel tahkimat maliyetlerini düşürecektir.

Ek olarak tünelin açılmış olduğu zeminin yüzeyinde 10 metre genişliğinde kalıcı sürşarj uygulanması durumunda farklı yük azaltma katsayıları için farklı sürşarj yüklerinde sayısal analizler yapılmıştır. Yapılan analizler neticesinde yük azaltma katsayısının %10, %30, %60 ve %80 olması durumlarının her birinde en yüksek düşey yer değiştirmeler sürşarj yükünün en fazla olduğu değerde olmuştur. Buna göre sürşarj yüklemesinin artışı düşey deformasyonları da arttırmıştır. (1-β) parametresinin sırasıyla %10, %30, %60 ve %80 olduğu durumlar için sürşarj yüklemesi %100 artarsa düşey deformasyonlar sırasıyla %62.5, %62.3, %60.2 ve %61.5 artmaktadır. Düşey deformasyon artış yüzdelerinin yakın olması farklı yük azaltma katsayılarında olsa dahi sürşarj etkisinin oransal olarak sonuçları benzer etkilediğini göstermektedir. Ayrıca ortam gevşemesine en çok imkân verilen (1-β) değerinin %80 olduğu durumda ve sürşarj değerinin en yüksek olduğu 20 kPa durumda en yüksek maksimum düşey deformasyon değeri olan 63,66 mm değerine ulaşılmıştır. Ortamın en az gevşemesine müsaade edilen (1-β) değerinin %10 olduğu ve sürşarj değerinin en düşük olduğu 10 kPa durumunda en düşük maksimum düşey deformasyon değeri olan 37,75 mm değerine erişilmiştir.

## KAYNAKLAR

Brinkgreve, R.B., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., Zampich, L. ve Ragi, M. (2018), "Plaxis 2D Reference Manual", Hollanda, Plaxis BV, 303-304.

FHWA, (2009), Technical Manual For Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements, National Highway Instıtute.

Khabbaz, H., Gibson, R., & Fatahi, B. (2019), "Effect of Constructing Twin Tunnels Under a Building Supported by Pile Foundations in the Sdney Central Business District", Underground Space, 261-276.

Panet, M., & Guenot, A. (1982), "Analysis of Convergence Behind The Face of a Tunnel", The 3rd International Symposium, London, Institute of Mining and Metallurgy, 197-204.

Vardar, M. (1979), "Mühendislik Jeolojisi-Yer Altı Kaya Mekaniği İlişkisi", DSİ 6. mühendislik Jeolojisi Sempozyumu, Ankara.

# M3 METRO HATTI KİRAZLI İSTASYONU CİVARINDA ZAYIF ZEMİN KOŞULLARINDA ÖZEL BİR ÇÖZÜM YÖNTEMİ: TBM'LERİN KAFESE ALINMASI

# A SPECIAL SOLUTION METHOD FOR WEAK SOIL CONDITIONS AROUND KİRAZLI STATION OF M3 METRO LINE: CAGING THE TBM'S

**Yalçın EYİGÜN**[1]

## ÖZET

8,4 km uzunluğundaki İstanbul Bakırköy- Bahçelievler- Kirazlı Metro Hattı Projesinde (M3) ana hat tünel kesimleri 6,57 m kazı çapına sahip 2 adet TBM ile açılmaktadır. Proje Bakırköy- Bağcılar-Kirazlı güzergâhını takip eder. Kirazlı hattının son 620 metresinde örtü tabakası kalınlığının 7 metreye kadar düşmesi, jeolojik ortamın yumuşak zemin karakterinde ve yer yer su barındıran kum mercekleri içermesi, kayıt dışı su kuyularının ve TBM'lerin riskli binaların altından geçerek şafta varacak olması önlemlerin arttırılmasını gerektirmiştir. Varış noktasında birbirine teğet TBM kazıları sebebiyle zemin kaybı yaşanmaması ve TBM basıncı ile yüzeydeki riskli yapılarda yapısal hasara yol açmamak için çelik kafesler çözümü geliştirilmiştir. Bu "kafesler" şaft içinden uygulanan, yaklaşık 35 metre uzunluğunda, TBM'lerin içinden geçerek kazısını tamamlayacağı, çelik borulardan oluşan dikdörtgenel zarflardır. Bunun için şafttan, riskli binaların temellerini planda 5 metre derinlikten geçecek şekilde yatay ve düşey doğrultuda ışınsal olarak 4 inç çaplı çelik borular uygulanmıştır. Böylece TBM'leri ilerlemelerinin son kısmında adeta kafese hapsederek izole eden özel bir çözüm üretilmiştir. Birinci TBM şafta yaklaştığında üç tarafı çelik borulardan ibaret bir zemin prizmasına girmiştir. İkinci TBM yine kendisi için hazırlanmış komşu kafese girmiş ve deformasyon gelişmemiştir. Bu uygulama sonucunda TBM kazıları, ölçülen maksimum yüzey ve tünel deformasyonu 1 santimetreyi geçmeden, emniyetle tamamlanmıştır.

***Anahtar Kelimeler:*** *TBM, Metro Kazısı, Çelik Kafes Yapısı*

## ABSTRACT

In the 8.4 km Bakırköy- Bahcelievler- Kirazlı Metro Line Project (M3) in Istanbul, the main line tunnel sections following the Bakırköy-Bağcılar-Kirazlı route are excavated with 2 TBMs with a diameter of 6.57 m. In the last 620 meters of the Kirazlı line, the cover layer thickness decreases to 7 meters with a weak soil character and contains sand lenses with water in places, and unregistered water wells. TBMs pass under risky buildings and reach the shaft. A steel cage solution has been developed to prevent ground loss due to tangent TBM excavations and structural damage to risky structures on the surface. These "cages" are rectangular envelopes consisting of steel pipes applied inside the shaft, approximately 35 meters long. 4-inch diameter steel pipes were applied radially from the shaft in horizontal and vertical directions, passing the foundations of risky buildings at a depth of 5 meters. This special solution isolated TBMs by caging them in the last part of their progress. The first TBM entered a ground prism consisting of steel pipes on three sides. The second machine entered the neighboring cage. As a result, TBM excavations were completed safely, without the measured maximum surface and tunnel deformation exceeding 1 centimeter.

***Keywords:*** *TBM, Metro Excavation, Steel Cage Structure*

[1]Dr. Öğretim Üyesi, İstanbul Ticaret Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, yeyigün@ticaret.edu.tr

## 1. GİRİŞ

8,4 km uzunluğundaki İstanbul Bakırköy- Bahçelievler- Kirazlı Metro Hattı Projesi'nde (M3) ana hat tünel kesimleri 6,57 m kazı çapına sahip 2 adet TBM ile açılmaktadır. Proje Bakırköy ucundan başlayıp Bağcılar-Kirazlı'ya varması için planlanmıştır (Şekil 1a). Kirazlı istasyonu daha önce inşa edilen Kirazlı-Başakşehir metro hattının başlangıç istasyonudur. TBM'lerin bu noktada mevcut istasyonun hemen gerisinde birbirine teğet açılan ikiz şafta vararak görevlerini tamamlaması öngörülmüştür. Makinaların Kirazlı ucuna yaklaştıkları son 620 metrede (Km:0+020 ile 0+620 arası) örtü tabakası kalınlığının azalması (15 metreden 7 metreye kadar), zeminin yumuşak zemin karakterinde (Güngören kili ve Çukurçeşme kumu) olması, içeriğinde yer yer su bulunduran kum mercekleri ve en önemlisi bölgede oturan insanların ya da ilgili idarelerin bilmediği kayıt dışı su kuyuları gibi problemler ile karşılaşılmıştır. Tünelde bu son kesime gelmeden hemen geride 2 noktada bilinmeyen kuyuların yumuşattığı zeminin yüzeyle birleştiği kesimde zemin boşalması yaşanması bu son 620 metrede hassasiyetin arttırılmasını ve özel tedbirlerin alınmasını gerektirmiştir. Riskin en fazla olabileceği kesim ise, TBM'lerin varış şaftına en çok yaklaştığı son 50 metre olarak görünmüştür. Örtü tabakasının şaftın hemen gerisindeki son metrelerde 7 metreye kadar düşmesi ve tünel aksının tam üzerinde çok katlı 6 adet eski binanın olması, en riskli kesimin şaft çevresi olduğunu da göstermiştir. Diğer bir problem, TBM ile tünel açmada kaçınılmaz olarak karşılaşılan varış şaftı sorunudur. Makinalar şaft boşluğuna varırken hemen gerisinde kalkan boyu kadar uzunlukta segmentler robotik sistemle dizilememekte ve bu da en zayıf noktadaki riski daha da arttırmaktadır. Her ne kadar EPB-TBM makinaları verilen zemin koşullarına göre tasarlanmış olsa da bilinmeyen kuyular ve örtü kalınlığının 7 metreye kadar indiği lokasyonda üstte 4-5 katlı eski yapıların varlığı, bu noktada "hesapla sağlanan güvenliğin" dışında ek tedbir almayı zorunlu kılmıştır. Ek tedbir alınmadan ilerlenmesi durumunda yaşanabilecek bir zemin boşalması büyük can ve mal kayıplarına yol açabilecektir. Nitekim bu bölgeye giren TBM'lerden ilki, 600 metre geride öngörülmeyen bir zemin boşluğu ile meydana gelen basınç anomalisi sebebiyle yüzeye kadar ulaşan bir zemin boşalması vakası yaşamıştır (Şekil 1b). Son kesimde yapılan çalışma ile kayıtlı olmayan ve rapor edilmeyen kuyulardan bulunabilenler için tedbirler alınmış ancak yoğun yapıların altında kalmış olabilecek kuyular ve zemin boşluklarının varlığı en kritik kesit olan varış şaftı için özel önlem almanın zorunlu olduğunu göstermiştir (Şekil 2).




Şekil 1. (a) Bakırköy- Bahçelievler- Kirazlı Metro Hattı (M3) haritası. (b) Kirazlı istasyonu 600 m güneyinde yüzeye kadar ulaşan bir zemin boşalması

TBM ile problemli sığ zeminlerde tünel açma ve destek sistemleri ile ilgili pek çok çalışma bulunmaktadır. Arıoğlu vd. (2002) İzmir Metrosu Ümmühan Ana Tüneli'nde zemin basıncı dengeleme tünel metodu (EPBM) uygulamasını sunmaktadırlar. Kovari ve Ramoni (2006) zayıf zeminlerde TBM modern tünelciliğin uygulama özel alanını kentsel çevresel unsurları, yer altı suyunun belirleyici rolü olan tipik zemin koşulları ve ön destek teknolojisi temel özellikleri faktörlerini göz önünde bulundurarak birleştirici bir şekilde ele almaktadırlar. Ocak (2007) Kadıköy-Kartal Metrosu kazılarında zor zemin şartlarında şaft inşası uygulamalarını değerlendirmiştir. Aygar ve Gökçeoğlu (2020) zayıf zeminlerde açılan büyük çaplı Trabzon Çukurçayır-2 Tüneli destek sistemi tasarımını irdelemişlerdir.

Bu çalışmada, örtü kalınlığı az ve geoteknik açıdan sorunlu zemin ortamlarında açılan Metro tünellerinde yüzeydeki yapıların güvenliğini arttırmak için geliştirilen özel bir yöntem anlatılmıştır. TBM'lerin zemin içinde çelik kafese alınması yöntemi olarak adlandırılan bu yöntemin, Metro tünellerinin açıldığı Kirazlı istasyonu civarında yüzeydeki yapı güvenliğini sağlamak amacıyla yapılan uygulama yöntem ve aşamaları tanımlanmıştır. Bu uygulama yöntemiyle, zemin ve bina deformasyonları kontrol altına alınmış, TBM'lerin bu kesimde sorunsuz bir şekilde kazılarını tamamlanması sağlanmıştır.




Şekil 2. Metro Hattı (M3) Molla Gürani-Kirazlı istasyonları arası 3B görüntüsü ve Kirazlı şaftı ve civarında yer alan binaların görünümü

## 2. MATERYAL VE METOD

Metro tüneli güzergâhı boyunca TBM'lerin kazacağı kaya/zemin ortamının jeolojik, fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi kazı ve üst yapı güvenliği açısından gerekmektedir. Metro projesi uygulama bölgesinde genel jeoloji, Tersiyer zamana ait sedimanlar ile örtülü, yer yer andezit ve diyabaz sokulumlarının bulunduğu Paleozoyik ve Mesozoyik yaşlı ana kayalardan oluşmaktadır. Mevcut jeolojik araştırma çalışmaları esas alınarak hazırlanmış geoteknik ana hat raporları ve jeolojik boy kesitlere göre, proje kapsamında değerlendirilen tünellerin ise zemin ortamda (Güngören kili ve Çukurçeşme kumu) kazılması beklenmektedir. İncelenen ilk hat kesiminde, Kirazlı İstasyonu'ndan itibaren ilk 600 metrede (Km:0+020-0+600) üstte alüvyona ait birimlerin altta ise Çukurçeşme kumu ve Güngören kili birimlerin kazılması beklenmektedir. TBM kazısı gerçekleşeceği zeminlerin geoteknik parametreleri Tablo 1'de verilmektedir. Kazılan tünelin hem sığ tünel olması hem de zayıf/çok zayıf niteliklere sahip, kumlu, killi birimlerde açılacak olması nedeniyle, olası bir zemin kaybı yaşanması durumunda, deplasmanların yüzeye yansıması kaçınılmazdır.

Tablo 1. TBM ile kazılan zeminlerin geoteknik parametreleri (Prota Mühendislik, 2020)

| Jeolojik Birim | $\gamma$ (kN/m$^3$) | c (kPa) | $\phi$ (°) | Em (MPa) | $\nu$ (-) |
|---|---|---|---|---|---|
| Çukurçeşme kumu | 18 | 5 | 35 | 40 | 0.30 |
| Güngören kili | 18 | 150 | 0 | 40 | 0.50 |

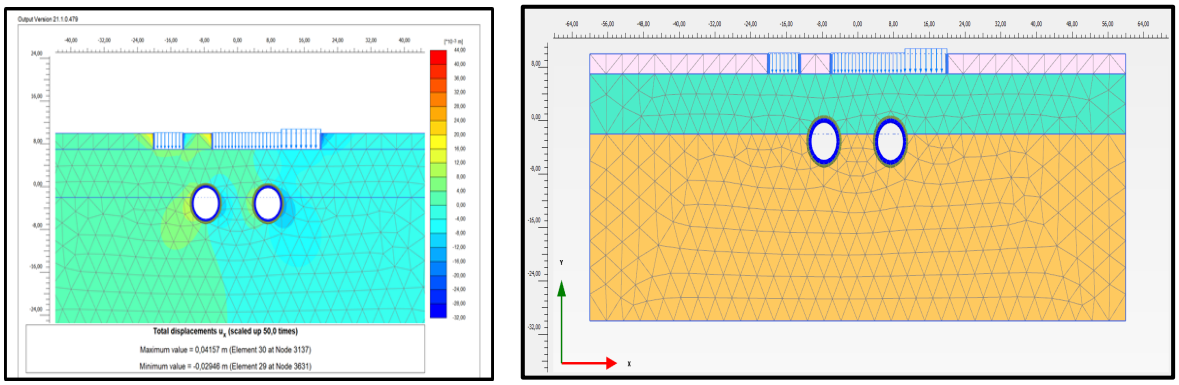
Bu çalışma kapsamında izlenen yöntem öncelikle PLAXIS 2D yazılımı vasıtasıyla ilgili hesap kesitinde tünel kazılarının neden olduğu zemin hareketlerinin nümerik analizleri Tablo 1'deki zemin geoteknik parametreleri kullanılarak 2D sonlu elemanlar modeli ile yapılmıştır (Prota Mühendislik, 2021). Sonrasında zeminde %2 hacim kaybının gerçekleşmesi durumu için oluşturulan 2D sonlu elemanlar modelinde, yapılarda meydana gelen düşey oturmalar için hesaplanan değerin 42 mm'ye (Şekil 3) ulaşması nedeniyle bu kesim için ek bir destek sistemi geliştirilmiştir. TBM'lerin geçeceği kötü zemin koşulları, iki noktada yaşanan göçük olayları ve yüzeyde binalarda yaşanan oturmaların belirlenmesi sonrası ortaya çıkan olumsuz koşulları giderebilmek için hızlı ve güvenli bir ek destek sistemi tasarımı geliştirilerek uygulanmıştır. Uygulanan ek destek sisteminin ekonomik ve mühendislik açısından uygulanabilir olması temel yaklaşımı ile hareket edilmiştir. Kirazlı kesimi metro şaftı yaklaşım tünelinde mümkün olduğunca deformasyona izin vermeyecek şekilde ek destek sistemi yapılması hedeflenmiştir. Bu çalışma kapsamında farklı hassasiyet indeksleri dikkate alınarak yapılan analiz sonucunda, zeminde tünel kazısı kaynaklı % 2 hacim kaybı gerçekleşmesi durumunda yapılarda ön görülen

maksimum hasar sınıfının 4-5 (fonksiyonel, ağır-çok ağır hasar) olduğu görülmüştür. Binaların yapısal hasar durumlarındaki farklılıkların dikkate alınması sonucunda ise yapı stabilitesini etkileyebilecek problemlerin oluşması muhtemel görülmektedir. Tüm bu veriler TBM tünel kazılarının ek tedbir alınmadan yapılamayacağını göstermiştir.

### 2.1. Sayısal Analiz

Hacim kaybı ve oturmanın kontrolüne yönelik Projenin Teknik Şartnamesinde (AYGM, 2015) verilen esaslara göre; örtü kalınlığının tünel çapının iki katından daha az olduğu kesimlerde hacim kaybı %1'den az iken örtü kalınlığının tünel çapının iki katından daha büyük olduğu kesimlerde hacim kaybı %1,5'tan büyük olmayacaktır. Bundan dolayı öncelikle hacim kaybının %1,5 olarak gerçekleşmesi hali için analiz yapılmış, verili koşullar altında oluşan kritik sonuçlara bakılarak ve 600 metre geride yaşanan istenmeyen durum da dikkate alınarak hacim kaybı %2 alınarak hesap tekrarlanmış, hesap modelleri ve analiz sonuçları aşağıda verilmiştir.

Yüzey yüklemeleri, etki alanında kalan yapılar soldan sağa doğru sırasıyla KIR-14, KIR-13, KIR-12 ve KIR-11 nolu binaları tarifleyecek şekilde (kat yükseklikleri dikkate alınarak) sırasıyla 50 kPa, 50 kPa, 50 kPa ve 60 kPa olarak modele eklenmiştir (Şekil 3). Hesap modelinde kullanılan geoteknik parametreler ise Tablo 1'de verilmiştir. Hazırlanan sayısal (nümerik) modelde hesaplamalar aşağıdaki adımlar tanımlanarak gerçekleştirilmiştir. Buna göre; öncelikle idealize zemin profilinde yer alan tabakalar için tanımlanmış geoteknik tasarım parametreleri esas alınarak başlangıç gerilmeleri (in-situ gerilmeler, $P_0$) tanımlanarak, yapı/bina, temel tabanı seviyesinde kat başına 10 kPa'lık değere sahip bir sürşarj yükü olarak modellenmiştir. Sonrasında ilk tünelin kazısı, kazı sınırı içerisinde kalan zemin elemanların inaktif hale getirilmesi ve aynı aşamada ön görülen hacim kayıplarının tariflenmesi ve ring montajının benzeştirilmesi için, ilk tünelin kaplama elemanları aktif hale getirilmiştir. İkinci tünelin kazısı da birinci tünel kazısında uygulan aynı prosedür tekrar izlenerek tamamlanmıştır. 30 cm kalınlığında, C40/50 beton sınıfı ile ön üretimli olarak imal edilecek tünel segmentlerden oluşan kaplamanın elastisite modülünün (E) 35 GPa olduğu kabul edilmiştir. Zeminin jeolojik özelliklerine bakıldığında, 1-2 çap seviyelerdeki örtü kalınlığının ve çift tüp tünellerin birbirine olan etkisi de düşünüldüğünde, TBM kazısından kaynaklı meydana gelmesi muhtemel 1,00%, 1,50% ve 2,00% hacim kayıpları durumu alternatifleri değerlendirilmiştir.

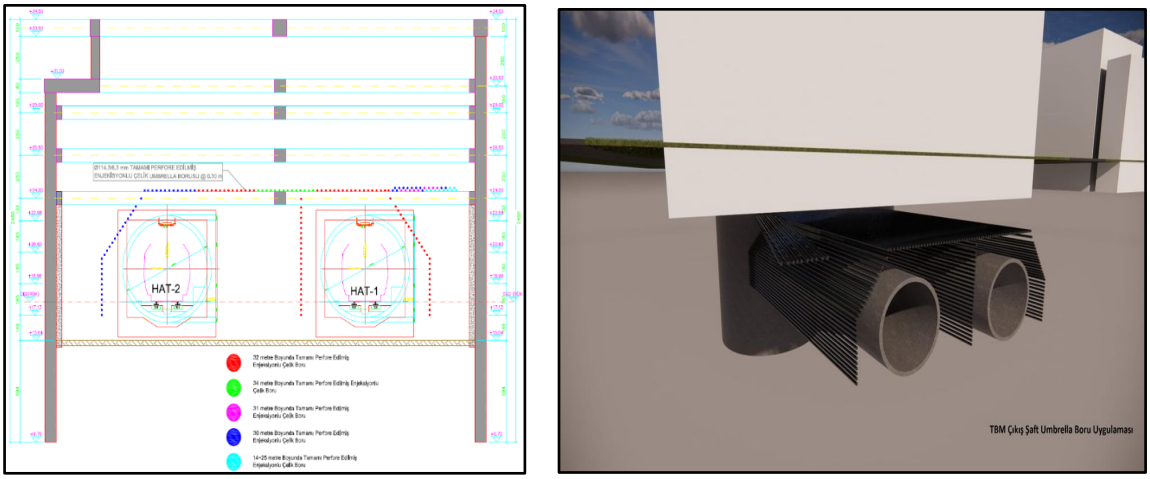



Şekil 3. Seçilen kritik kesitte %2 hacim kaybının gerçekleşmesi durumunda yüzey yapıları için hesaplanan çift tüp tünel kazısı sonrası düşey oturma değerleri ve tasarlanan 2D sonlu elemanlar hesap modeli (Prota Mühendislik, 2021)

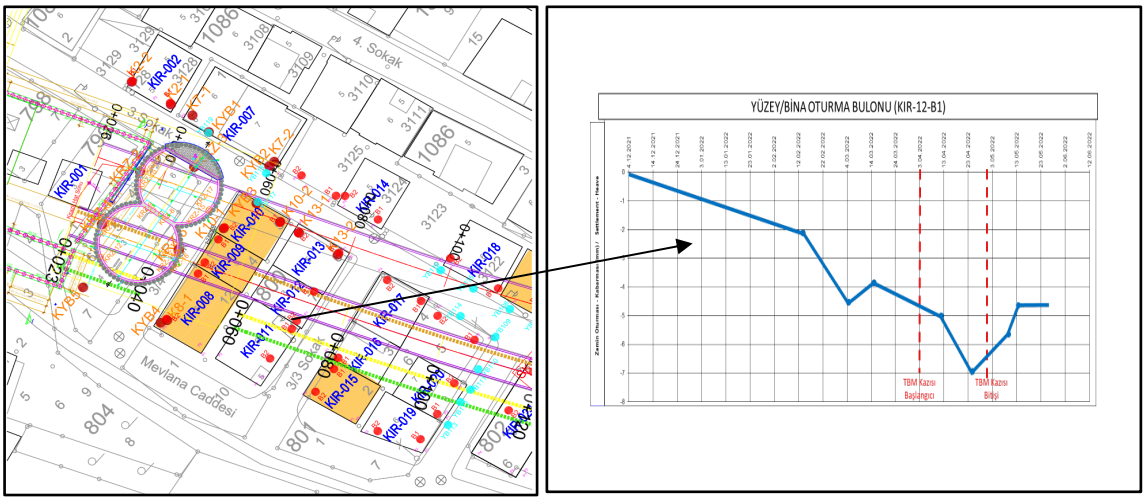
## 3. EK DESTEK ÇÖZÜM YÖNTEMİNİN UYGULANMASI

Zemin kaybı yaşanmaması ve yüzeydeki riskli yapılarda yapısal bir hasara yol açmamak için TBM tahliye şaftı içerisinden yaklaşık 30-35 metre geriye doğru, üstteki tüm binaların altında yatay ve düşey uygulanan ışınsal çelik borularla zemin altında adeta dikdörtgen kesitli kafesler oluşturarak, TBM kazıları sırasında meydana gelebilecek deplasmanların sınırlandırılması hedeflenmiştir. Uygulanacak olan enjeksiyonlu borular, söz konusu riskli binaların temellerini planda yaklaşık olarak 5 metre mesafede geçecek şekilde projelendirilmiştir. TBM makinesinin kırıcı kafası şaft kazıklarına dayandığında arkasındaki 9-10 metrelik bölümünde segment montajı yapılamayacağından aynada ve TBM üzerinde hacim kayıpları yaşanması muhtemeldir. Bunun önüne

geçmek ve segmentsiz bölgede çelik boruların altını da desteklemek için şaft aynasından yaklaşık 15 metre uzunluğunda basınçlı enjeksiyon ile zemin stabilitesinin arttırılması da hedeflenmiştir. Şekil 4, Hat-1 ve Hat-2 metro tünelleri için uygulanan destek sistemlerinin kesit üzerinde göstermektedir. TBM makinalarının uyguladığı basıncın zeminde kabarmaya yol açmaması ve ilk varan makinanın itki kuvvetinin sonraki için gevşemiş zemin ortamı oluşturmaması için varış noktasında birbirine bir çaptan daha fazla yaklaşan iki TBM arasına ve TBM'lerin tüm çevresine, onları adeta kafese hapseden çelik borular uygulanmıştır. Böylece birinci TBM şafta yaklaştığında üç tarafı çelik borulardan ibaret olan, sınırlanmış bir zemin prizmasına girmiştir (Şekil 4). Etrafına uyguladığı basınç kabarmaya veya zemin kaybına yol açmadan soğurulmuştur. Bu amaçla ek destek imalatı öncesinde, imalat aşamasında ve sonrasında tünelde ve yukarıdaki binalarda gerekli olan deformasyon ölçümleri yapılarak uygulanan çözümün etkili olup olmadığı tespit edilmiştir (Şekil 5).




Şekil 4. Hat-1 ve Hat-2 metro tünelleri için uygulanan destek sistemlerinin kesit üzerinde ve çelik borulardan oluşan kafes sisteminin 3B görüntüsü gösterilmesi




Şekil 5. Kirazlı şaftı yakınında KIR-012 nolu binada ek destek çözümü uygulaması sonrası oturma-zaman grafiği

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışma düşük örtü kalınlığı, suya doygun zemin ve yüzeyde eski binaların olduğu koşullar altında Bakırköy-Kirazlı metro tünel hattının Kirazlı kesiminde TBM'lerin varış şaftına yaklaştığı son bölümde, kazının emniyetli şekilde tamamlanabilmesi için geliştirilmiş ve uygulanmış özel bir geoteknik çözüm yöntemini açıklamaktadır. Bu kesimde karşılaşılan bu problem için geliştirilen çözüm yöntemi, öncelikle tünel hattı üstündeki binalarda

yaşayan insanların can güvenliğini sağlamış, metro projesinin de öngörülen zamanda tamamlanmasını ve maliyetlerin; riskli binalar için kamulaştırma gereği oluşturmadan, verili koşullar altında "ekonomik" düzeyde olmasını sağlamıştır. Bu durum her açıdan kamu yararına fayda sağlayan bir uygulama sonucunu doğurmaktadır. TBM'lerin çelik borularla kafese alınması bir tür zemin destek ve iyileştirme önlemi niteliğindedir. Bu durum karşısında zeminde tespit edilemeyen ve öngörülmeyen anomalilere karşı kazı sırasında zeminin stabil kalmasını sağlamak suretiyle güvenli kazı sağlarken optimize edilmiş bir özel destek sistemi ortaya çıkmıştır. Zemin içinde oluşturulan çelik kafes prizma ile kazı sırasında zemin kaybının ve olası yüzey oturmalarının azaltılması, tünel deformasyonlarının en aza indirilmesi ve aynı zamanda yeraltı suyunun boşalması veya olası boşluklardan meydana gelebilecek ani oturmaların kontrol altına alınması sağlanmıştır. Oturmanın potansiyel olarak meydana gelebileceği zemin ortamında çelik borularla TBM'leri kafese alma, bu problemin üstesinden gelmek için uygulanmış özel ek bir geoteknik önlem olmuştur. Tünel açmanın örtü kalınlığının az olduğu bu kesimde yüzeyde neden olabileceği yapısal hasarların oluşmasının önüne de bu yaklaşım ile geçilmiştir. Diğer yandan metro tünel çalışmalarında enstrümantasyon ve izleme, yer hareketini tespit etmek ve destekleyici önlemleri uygulamak proje güvenliği için kritik öneme sahiptir. Bu tür projelerde aynı koşullarla karşılaşılması halinde bu özel metodun uygulanması; can ve mal emniyetinin korunması açısından ekonomik bir uygulama tekniği anlamına gelmektedir. Sonuç olarak örtü tabakası kalınlığının yetersiz ve üzerinde binalar olan yumuşak zemin ortamında TBM ile açılan şehir içi tünellerinin varış şaftında alınan özel önlemler sayesinde; benzer durumlar için emsal olacak özel ve hızlı bir çözüm geliştirilmiştir.

## TEŞEKKÜR

*Yazar, verilerin kullanımından dolayı Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü'ne şükranlarını sunar. Yazar ayrıca bazı eleştirel yorumlarla makalenin gelişimine katkıda bulunan Doç. Dr. Ahmet KARAKAŞ ve Doç. Dr. Özkan CORUK'a teşekkür eder.*

## KAYNAKLAR

Arıoğlu, B., Yüksel, A., Arıoğlu, E., (2002), "İzmir Metrosu Ümmühan Ana Tüneli'nde Zemin Basıncı Dengeleme Tünel Metodu (EPBM) Uygulaması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi 21-22 Ekim 2002, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir

Aygar, E. B. ve Gökçeoğlu, C. (2020), "Zayıf Zeminlerde Açılan Büyük Çaplı Bir Tünelin Destek Sistemi Tasarımı (Çukurçayır-2 Tüneli, Trabzon)", MT Bilimsel, (18), 97-118.

Kovari, K., Ramoni, M., (2006), "Urban tunneling in soft ground using TBM's", Int Conf. & Exhibition on Tunneling and Trenchless Technology, Subang Jave-Selangor Darul Ehsan.

Ocak, İ., (2007), "Metro kazılarında zor zemin şartlarında şaft inşası; Kadıköy-Kartal metrosu örneği", İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yerbilimleri Dergisi, 20(2), 71 - 79.

Prota Mühendislik (2020), "Kirazlı - İncirli Arası Kesim İçin (Km:0+020-4+660) Oturma Analizi Ve Bina Hasar Değerlendirme Raporu", 596 s.

Prota Mühendislik (2021), "Kirazlı – Molla Gürani Kesimi İçin (Km:0+020 – 0+620) Risk Değerlendirme Raporu", 54 s.

AYGM (Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü) (2015), Bakırköy – Bahçelievler – Kirazlı (Bakırköy İdo-Kirazlı) Metrosu İnşaat Ve Elektromekanik Sistemleri Temin, Montaj ve İşletmeye Alma İşleri Cilt:3 Teknik Şartname. Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı

# KİNEMATİK ETKİLEŞİM ANALİZİNE AİT BİR VAKA ÖRNEĞİ

## ANALYSIS OF KINEMATIC INTERACTION: A CASE STUDY

**Olcay POLAT**[1]

## ÖZET

Bu çalışma, İzmir İli, Menderes İlçesi sınırları içerisinde, tek açıklıklı yenisi yapılacak 14.00 m uzunluğundaki bir dere köprü projesi için hazırlanan geoteknik rapor verilerinden derlenmiştir. Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Tasarımı için Esaslar Yönetmeliği, Ekim 2020 tarihi itibari yürürlüğe girmiştir. Yönetmelik gereği, kazıklı temel sistemi için sahaya özel zemin davranış analizi ve kinematik etkileşim analizi yapılmıştır. Bu çalışmada, zemin-zayıf kaya birim geçişi için kinematik etkiler üzerindeki yatay yer değiştirme ve tesir kuvvetleri araştırılmıştır. Analiz sonuçlarına göre, farklı kayma dalgası hızına sahip geçişlerde, kazığın zorlandığı belirlenmiştir.

*Anahtar Kelimeler: sahaya özel yer tepki analizi, p-y eğrisi, zemin-kazık etkileşim analizi.*

## ABSTRACT

This study was derived from the geotechnical report data prepared for a 14.00 m long stream bridge project with one spans to be constructed within the border of Menderes District, İzmir Province. The Code on Principles for the Design of Highway and Railway Bridges and Viaducts under the Impact of Earthquake entered into force as of October 2020. As stated in the code, site-specific ground response soil behavior analysis and kinematic interaction analysis are performed. In this study, effect of the kinematic interaction phenomena on the soil-weak rock formation, the change of lateral displacament and internal forces were investigated. According to analysis results, it was determined that the pile element was forced in the various shear velocity transition regions.

*Keywords: site-specific ground response analysis, p-y curve, soil-pile interaction analysis.*

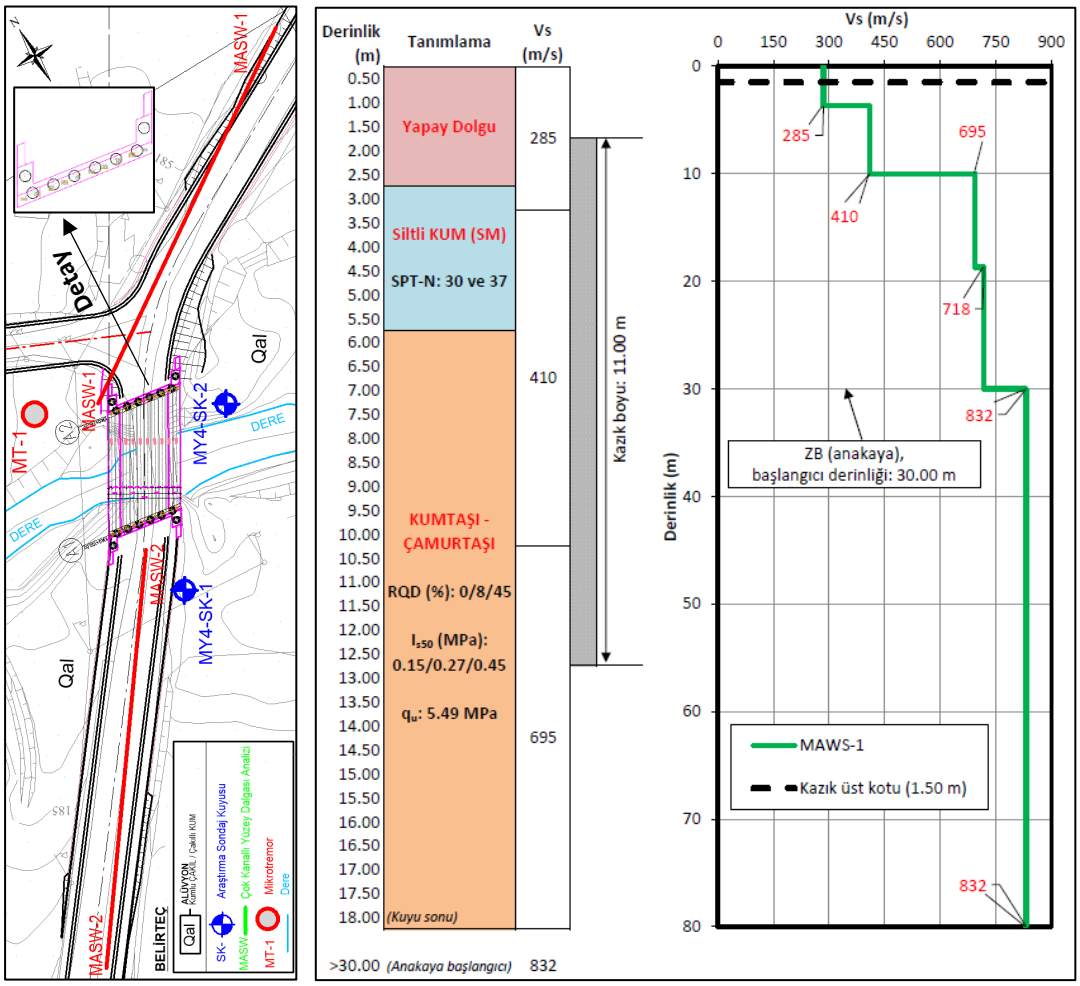
[1] İnşaat Y. Müh., LİMİT Tek. Arş. Prj. Uyg. Müş. San. ve Tic. A. Ş., olcaypolat@yahoo.com.tr

## 1. GİRİŞ

Deprem kuşağında yer alan ülkemizde, yapıların geoteknik tasarımında, deprem unsuru büyük önem arz etmektedir. Bilhassa, zemin ve kaya birimlerin birlikte yer aldığı profillerdeki kazıklı temellerin deprem yüklemesi durumundaki davranışı, kullanılagelen doğrusal yatak katsayısı yaklaşımından çok farklı sonuçlar ortaya çıkarmakta ve statik tasarımında belirleyici olabilmektedir. Bu çalışmada, değişken profile sahip bir örnek üzerinden, sahaya özel zemin davranış analizi ve kinematik analiz yapılacaktır. Yinelenmesi planlanan dere köprüsü, İzmir İli, Menderes İlçesi sınırları, Yeniköy mevkiinde yer almaktadır.

## 2. TEMSİLİ ZEMİN PROFİLİN BELİRLENMESİ

Proje kapsamında, zemin araştırma çalışmaları; iki adet sondaj kuyusu, iki adet MASW ve bir adet MT çalışmasından oluşmaktadır. Kayma dalgası hızı ve SPT-$N_{1.60}$ değerlerinin derinlik ile değişimi aşağıda gösterilmiştir (Şekil 1.). 14.00 m uzunluğunda, tek açıklıklı ve iki ayaklı olarak yapımı planlanan köprü için açılan sondaj kuyularında tespit edilen birimler, kendi içinde benzerlik göstermektedir. Çalışma kapsamında, yalnızca köprü çıkış kenar (A2) ayağında açılan MY4-SK-2 no'lu sondaj kuyusu, MASW 1 ve MT-1 verileri için değerlendirme yapılmıştır. Statik proje unsurları ve dere köprüsü olması itibari ile oyulma endişesi de dikkate alınarak, temel sistemin, sıra kazıklı olarak tasarımı yapılmıştır. Kazık çapı 1.00 m, kazıkların merkezleri arasındaki mesafe 2.00 m olarak planlanmıştır.



Şekil 1. Köprü ile zemin araştırma çalışmalarının planı ve zemin-kaya özelliklerinin derinlikle değişimi.

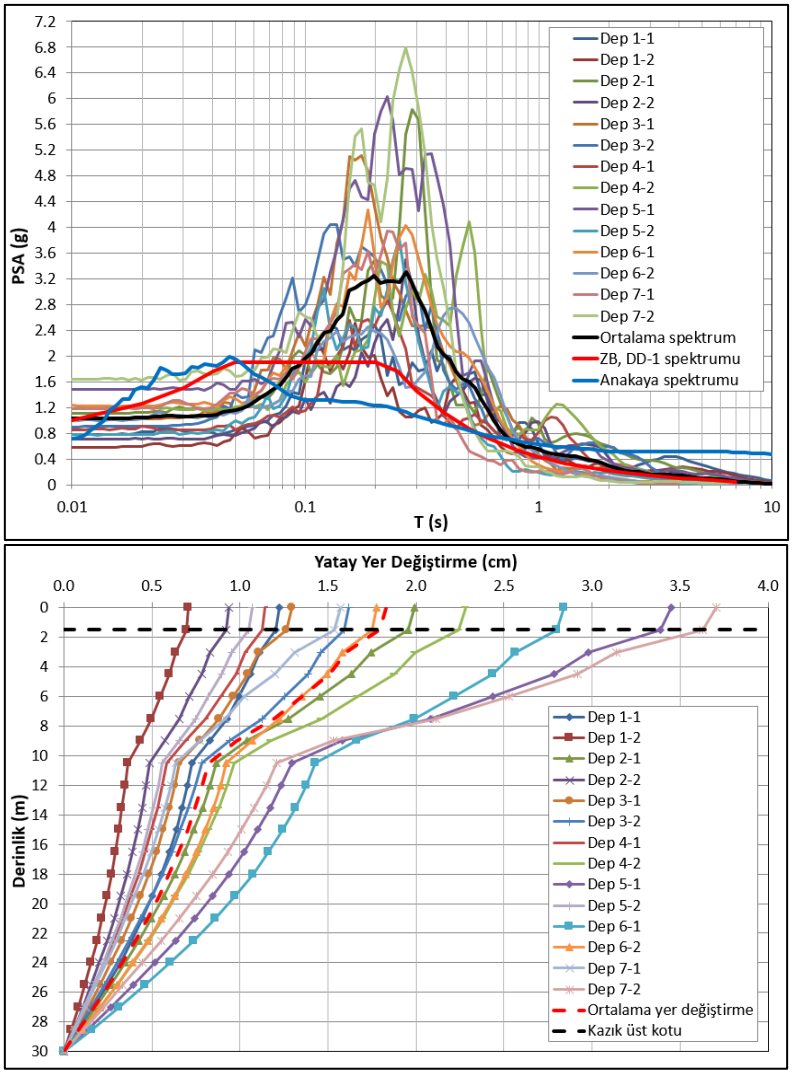
Sondaj kuyusunda SPT ve karotiyer ile ilerleme yapılmış ve 18.00 m'de sonlandırılmıştır. Yeraltı suyuna Temmuz 2021 tarihinde, 3.60 m seviyesinde rastlanılmış olup, yüzeyde alınmıştır. Kazık başı üst kotu (1.50 m) ile alt kotu (12.50 m) arasında Vs hızları 285 m/s ile 695 m/s arasında değişmektedir. TKDY 2020, Tablo 6.1.'e göre, kazığın geçtiği uzunluk boyunca, zemin sınıfı ZD ile ZC özelliklerine sahip olduğu anlaşılmaktadır. Jeofizik deneydeki Vs hızına, 30.00 m'den sonra 832 m/s'ye ulaşmış, zemin sınıfı ZB'ye işaret ettiğinden, bu derinlik (30.00 m) anakaya başlangıcı olarak kabul edilmiştir.

## 3. DEPREM ETKİSİNDE SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞ ANALİZİ

Köprünün hakim doğal titreşim periyodu ($T_p$), yaklaşık 1 s olarak alınmış ve 0.2 $T_p$ (0.2 s) ile 1.5 $T_p$ (1.5 s) periyot aralığındaki, uygun 7 farklı deprem kaydı çifti, PEER veri tabanından indirilmiştir (TKDY, 2.5.1.). TKDY 2020, Bölüm 2.5.2.'de belirtildiği üzere, deprem kayıtları, basit ölçeklendirme yöntemi kullanılarak, tasarım spektrumuna uyuşum sağlayacak biçimde ölçeklendirilmiştir. Anakaya (ZB zemin sınıfı) seviyesinden deprem yer hareketi uygulanmış olup, DEEPSOIL V 7.0 programı kullanılarak, bir boyutlu zemin davranış analizi yapılmıştır (Hashash ve diğ, 2017). Programda, frekans içeriği ve SPT-N geçişleri dikkate alınarak, zemin modeli 1.50 m kalınlığında, 20 tabakaya bölünmüştür.

Tablo 2. Bir boyutlu analizlerde kullanılan deprem kayıtları ve özellikleri.

| PEER RSN kodu | Deprem adı | Yıl | $M_w$ | Fay tipi | $R_{rup}$ (km) | $(Vs)_{30}$ (m/s) | Ölçek faktörü | Yön-1 | Yön-2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1161 | Kocaeli, Türkiye | 1999 | 7.51 | SS | 10.92 | 792 | 2.83 | Dep 1-1 | Dep 1-2 |
| 1165 | Kocaeli, Türkiye | 1999 | 7.51 | SS | 7.21 | 811 | 3.05 | Dep 2-1 | Dep 2-2 |
| 1633 | Manjil, İran | 1990 | 7.37 | SS | 12.55 | 724 | 1.35 | Dep 3-1 | Dep 3-2 |
| 1787 | Hector Mine, ABD | 1999 | 7.13 | SS | 11.66 | 726 | 2.26 | Dep 4-1 | Dep 4-2 |
| 3954 | Tottori, Japonya | 2000 | 6.61 | SS | 15.59 | 967 | 3.59 | Dep 5-1 | Dep 5-2 |
| 4083 | Parkfield, ABD | 2004 | 6.0 | SS | 5.29 | 907 | 4.32 | Dep 6-1 | Dep 6-2 |
| 8165 | Düzce, Türkiye | 1999 | 7.14 | SS | 4.23 | 760 | 0.87 | Dep 7-1 | Dep 7-2 |




Şekil 2. Spektral ivme ve yatay yer değiştirmenin değişimi.

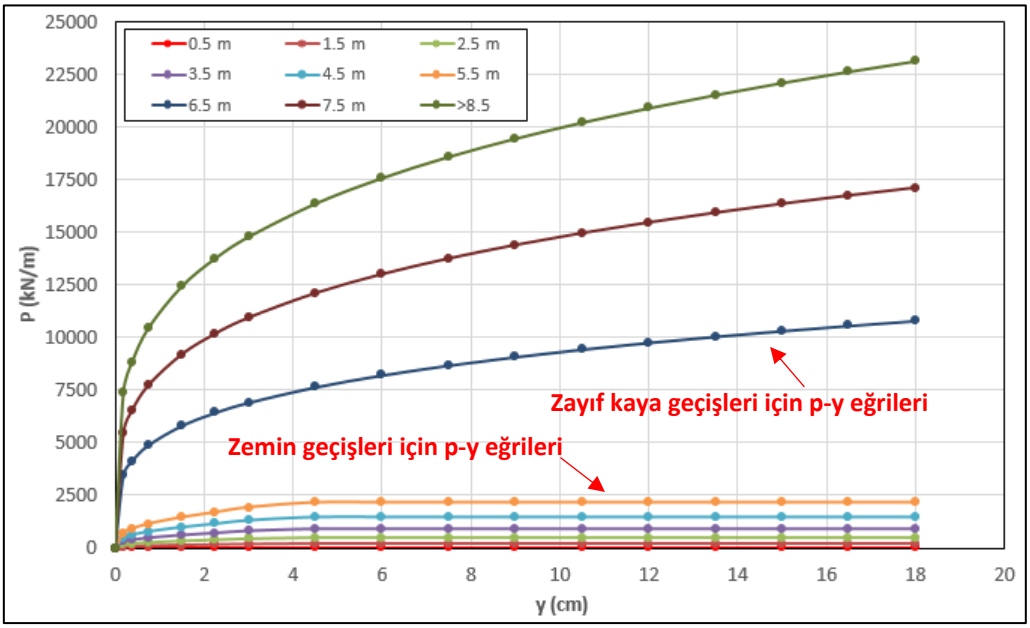
Analizlerde, üst seviyelerde zeminin doğrusal olmayan davranışını tahmin edebilmek için zaman tanım alanında-doğrusal olmayan (NL) zemin davranışı modellenerek, sonuçları irdelenmiştir. Kum geçişleri için SPT-$N_{1.60,tk}$>30 olduğundan, sıvılaşma potansiyeli mevcut değildir. Analizde, kuadratik/hiperbolik (GQ/H) modeli kullanılmıştır. Kayma modülü, sönüm oranı ve kayma şekil değiştirmesi ilişkisi, saha ve laboratuvarda yapılan mevcut çalışmalar ile belirlen(e)mediğinden, Darendeli (2001) tarafından önerilen kayma modülü azalım referans bağıntılarından yararlanılmıştır. Kazık üst kotu (1.50 m) seviyesini gösteren Şekil 2.'de, pik spektral ivmeler, 0.15 sn ile 0.3 sn aralığında belirlenmiş olup, periyot uzaması görülmüş ve anakaya kaydına göre, %66 oranında büyümüştür. Benzer bulgular, İyisan R. ve Haşal M. E. (2011), tarafından da görülmüştür. Kazık üst kotunda (1.50 m) yatay yer değiştirme miktarı, ortalama 1.8 cm olarak belirlenmiştir.

## 4. KİNEMATİK ETKİLEŞİM ANALİZİ

Geçmişten günümüze yapı-kazık-zemin etkileşiminde yaygın olarak iki yöntem ile çözüm mümkün olmaktadır. Bu yöntemler, "Doğrudan Yöntem" ve "Altsistem Yöntemi" olarak adlandırılmaktadır (Aydınoğlu, 2011). Altsistem yöntemi, kendi içinde ikiye ayrılmakta olup, bu alt bölümde, yalnızca, ilk aşaması olan kinematik analiz konu edinilmiştir. Kuvvetli yer hareketinin, özellikle zayıf zemin koşullarında yapılan kazıklı temel sistemlerini önemli ölçüde etkilediği, son dönemde meydana gelen depremlerde gözlenmiştir.

Genelde, kazıklı temellerin çevrelediği, farklı rijitliğe sahip zemin tabakaları, göreceli yanal yer değiştirmelere sebep olmakta ve görece büyük tesir kuvvetleri ortaya çıkarmaktadır. Bu unsur, kazıklarda, kesme ve eğilme çatlakları ile plastik mafsallar ile sonuçlanabilmektedir (Aydınoğlu, 2011; Mizuno, 1987; Basu ve Salgado, 2007). Kazıkların zeminle olan ilişkisinde, zeminin doğrusal olmayan davranışını dikkate almak için kum geçişleri ve zayıf kayanın plastik davranışını temsil edecek olan p-y eğrileri literatürdeki yaklaşımlar dikkate alınarak hesaplanmıştır (Reese L.C. vd, 1974; Reese L. C. ve Nyman K. J., 1978).

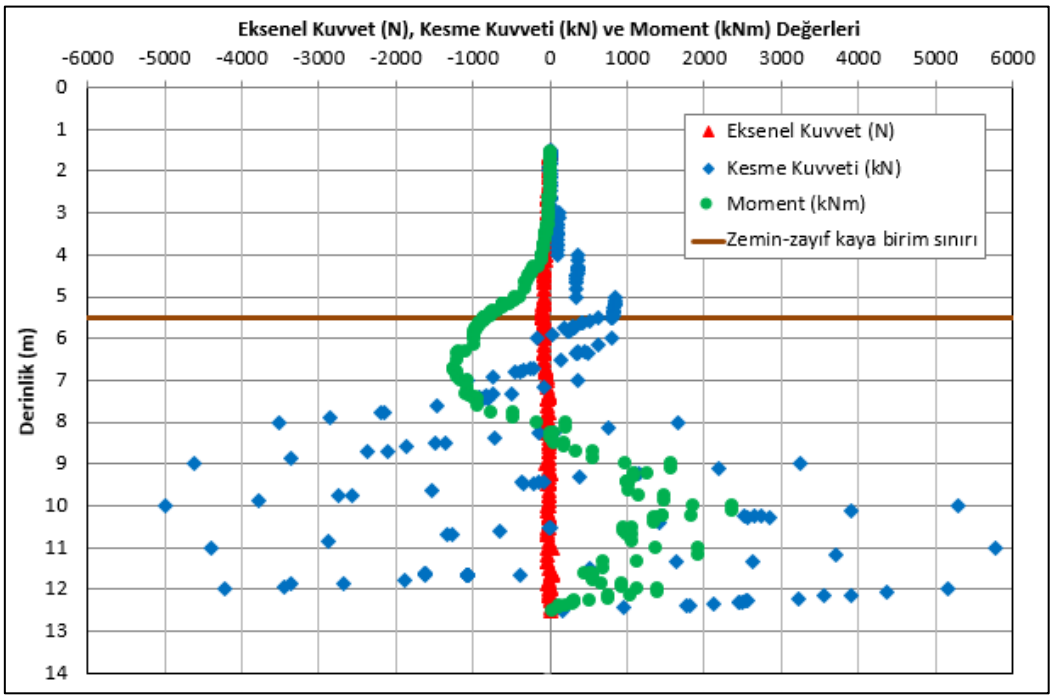
P-y eğrilerinin oluşturulmasında, SPT-N değerleri dikkate alınarak, grup etkisi dikkate alınmamıştır (AASHTO, 10.7.3.9). Zemin-kazık etkileşiminde, göreli kuvvet-yer değiştirme ilişkisi, doğrusal olmayan p-y ve t-z yayları ile kazık ucu için ise Q-z yaylarının kullanılması önerilmektedir. P-y yöntemi, zeminin plastik özelliklerinin dikkate alınarak, şekil değiştirmelerin tanımlandığı bir yöntem olup, her 1.00 m derinlik için oluşturulmuş ve aşağıda gösterilmiştir.




Şekil 3. Zemin ve zayıf kaya için p-y eğrilerinin değişimi.

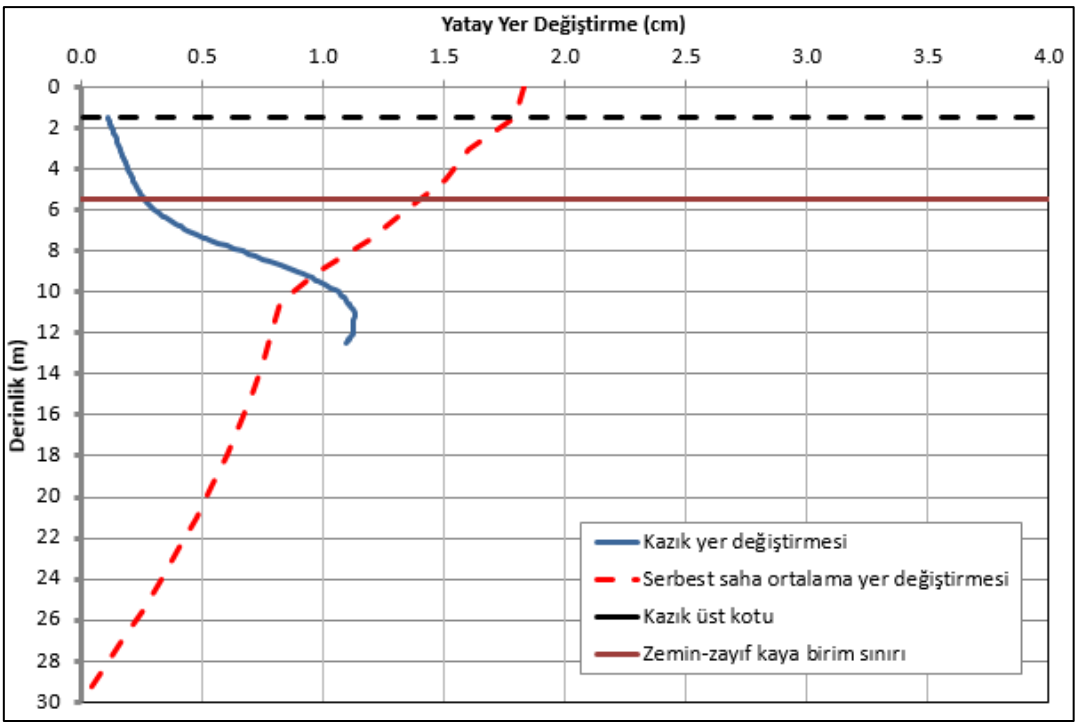
Serbest sahadaki, kazığın ilgili derinliğe karşılık gelen yatay yer değiştirme için p değerleri belirlenmiş ve sonlu elemanlar yöntemine dayanan 3 boyutlu ticari bir yazılım kullanılarak kazığa uygulanmıştır. Zemin geçişleri için HS Model, zayıf kaya için ise Lineer Elastik Model seçilmiştir. Kazık için kuvvet-yer değiştirme ilişkileri (t-z ve Q-z), TKDY-2020 esas alınarak, AASHTO, Bölüm 10'da tanımlanmış bağıntılara uygun olarak hesaplanmıştır. Kazık için beton sınıfı, C30/37 olarak alınmıştır.

Şekil 4.'de kinematik etkileşim analizi neticesinde, kazıktaki eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve moment değerleri gösterilmiştir. Bu veriler incelendiğinde, üst seviyelerde yer alan zemin geçişlerinin kendi arasında, kazık, oluşan zorlamaya karşı, kayda değer bir tepki göstermemiştir. Kazıktaki yatay yer değiştirmeye benzer olarak, en büyük tesirler, kazık uç bölgesinde beklenmektedir. Kayma dalgası hızına göre, zemin sınıfı ZC içerisinde değişmesine rağmen, hız değişiminin 695 m/s değerinden, 410 m/s değerine düştüğü bu seviyede (≈10.00 m), kazıklar yer değiştirmeye karşı zorlanarak, görece büyük tesir kuvvetleri oluştuğu ve çarpıcı düzeyde etkileşim meydana geldiği belirlenmiştir.




Şekil 4. Kazıkta beklenen tesir kuvvetlerinin derinlikle değişimi.

Şekil 5.'de serbest saha ile kinematik etkileşim analizi ile ortaya çıkan kazıktaki yatay yer değiştirme miktarı, karşılaştırılmalı olarak verilmiştir. Kazık alt kot seviyesinde, görece büyük zemin direncine bağlı olarak, en büyük yatay yer değiştirme, kazık uç bölgesinde, 1.2 cm mertebesinde ortaya çıkmaktadır.




Şekil 5. Serbest saha ve kazıkta beklenen yatay yer değiştirmenin derinlikle değişimi.

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, köprü temeline ait tekil bir kazık için sahaya özel zemin davranış analizi ve kinematik etkileşim analizi yapılmıştır. Sahaya özel zemin davranış analizinde, pik spektral ivmede, periyot uzaması görülmüş ve anakaya kaydına göre, %66 oranında büyümüştür. Serbest saha koşulları için kazık üst kotu (1.50 m) seviyesinde, yatay yer değiştirme miktarı, yaklaşık 1.8 cm olarak belirlenmiştir. Kazıktaki yatay yer değiştirmeye benzer olarak, en büyük tesirler, kazık uç bölgesinde beklenmektedir. Kayma dalgası hızına göre, zemin sınıfı ZC içerisinde değişmesine rağmen, kayma dalgası hız değişiminin 695 m/s değerinden, 410 m/s değerine düştüğü seviyede (≈10.00 m), kazık yer değiştirmeye karşı zorlanarak, görece büyük tesir kuvvetleri oluştuğu ve çarpıcı düzeyde etkileşim meydana geldiği belirlenmiştir. Bu etkileşim farkı, zayıf kayaya nazaran, oldukça yüksek elastisite modülüne sahip olan kazığın, yatay yer değiştirmeye uyum sağlayamadığından ileri gelmektedir. Bu unsur, görece zayıf kaya geçişinin, kazığa bir nevi "yaslanarak-abanarak" kazığı yatay yer değiştirmeye zorlanması ve büyük tesirler ortaya çıkarması ile açıklanabilmektedir. Bilindik uygulamalarda, depremli durum koşullarında, kazıkların geoteknik tasarımı, statik proje müellifine verilen doğrusal zemin yayları ve bu doğrultuda hesaplanan yalnızca düşey yüklere göre analiz edilmektedir. Çalışma kapsamındaki, analiz sonuçları irdelendiğinde, dinamik analiz neticesinde, kinematik etkileşim ile belirlenen yatay yer değiştirme ve tesir kuvvet verilerinin, büyük öneme sahip olduğu ve dikkate alınması gerektiği anlaşılmaktadır. Bu çalışma ile ülkemizde uygulanmaya başlayan, sahaya özel zemin davranış ve kinematik etkileşim analizi için örnek bir vaka üzerinden, sonraki çalışmalara katkı sağlanması hedeflenmiştir.

## KAYNAKLAR

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Bölüm 10, Foundation, 2017.

Aydınoğlu, M.N. (2011), "Zayıf Zeminlerde Yapılan Binalarda Dinamik Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi İçin Uygulamaya Yönelik Bir Hesap Yöntemi", Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Rapor No. 2011/1, İstanbul.

Basu D. ve Salgado R. (2007), "Method of Initial Parameters for Laterally Loaded Piles Embedded in Layered Soils", Geomechanics and Geoengineering, 2(4), 281-294.

Darendeli MB. (2001) "Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves", Department of Civil, Architectural and Environmental Engneering, Texas, ABD.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., ve Park, D., DEEPSOIL 7.0, User Manual, 2017.

İyisan R ve Haşal M. E. (2011), "Zemin Büyütmesi ve Yerel Koşulların Spektral İvmeye Etkisi", itüdergisi, Cilt 10, Sayı:4, 47-56.

Mizuno, H. (1987), "Pile Damage During Earthquakes in Japan 1923-1983. Response of Pile Foundations during Earthquakes, Atlantic City Spring Convention, ASCE, 53-78.

PEER "Pacific Earthquake Engineering Research Center", https://ngawest2.berkeley.edu/

Reese, L.C., Cox, W.R. ve Koop, F.D. (1974). "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand" Proc. 6th Offshore Technology Conference, Paper 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.

Reese, L.C. ve K.J. Nyman. (1978). "Field Load Test of Instrumented Drilled Shafts at Islamorada, Florida. A report to Girdler Foundation and Exploration Corporation (unpublished)", Clearwater, Florida.

TKDY, Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği, Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı, 2020.

## SEMBOL LİSTESİ

| Sembol | Açıklama |
|---|---|
| MASW | Multi-Channel Surface Wave Analysis Method (Çok kanallı yüzey dalgası analiz yöntemi) |
| NL | Non Lineer (Doğrusal olmayan) |
| PGA | Peak Ground Acceleration (En büyük yer ivmesi değeri) |
| PSA | Pseudo Spectral Acceleration (Sözde-yalancı ivme değeri) |
| SK | Sondaj kuyusu |
| $SPT\text{-}N_{1.60,tk}$ | Temiz kum düzeltmesi yapılmış düzeltilmiş Standart Penetrasyon Deneyi darbe sayısı |
| Vs | Shear Velocity (Kayma dalgası hızı (m/s)) |
| SS | Strike Slipe (Doğrultu atımlı fay) |
| HS | Hardening soil (Pekleşen zemin) |
| Qal | Alüvyon |

# SAHAYA ÖZEL 1B ZEMİN BÜYÜTME ANALİZLERİNDE EŞDEĞER DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

## COMPARISON OF EQUIVALENT LINEAR AND NONLINEAR ANALYZES IN SITE-SPECIFIC 1D SOIL AMPLIFICATION ANALYSIS

**Ersin GÜLER[1], Kamil Bekir AFACAN[2]**

## ÖZET

Zeminlerin deprem bölgelerinde maruz kaldığı dinamik yükler sebebiyle göstereceği davranış yapıları etkilemektedir. Deprem anında ana kayadan yüzeye doğru hareket eden dalgalar bulundukları zemin koşullarından etkilenerek değişim göstermektedir. Deprem dalgalarının anakayadan yüzeye doğru hareketinde frekans ve genliklerinde değişimler meydana gelmekte ve bu da zemin büyütme etksine neden olmaktadır. Güvenli yapıların tasarımında deprem anında maruz kalabileceği ivmelerin belirlenmesi ve tasarımda kullanılması önemli rol oynamaktadır. Sahaya özel analizlerde depremin büyüklüğü, faylanma tipi, çalışma alanının faya olan mesafesi, yırtılma yönü, yerel zemin koşulları ve kaydın spektral içeriği ivme kayıtları seçiminde önemli etkenlerdendir. Bu çalışma, ülkemizin aktif bir deprem bölgelerinden biri olan Sakarya ilinde yapılmıştır. Bölgede yapılan sondaj çalışması sonrasında zeminlerin dinamik parametreleri belirlenmiş ardından bölgenin depremsellik özelliklerine göre 11 adet deprem ivme kaydı ile 1 boyutlu hem eşdeğer doğrusal hem de doğrusal olmayan zemin büyütme analizler yapılmıştır. Zemin büyütme etkisi incelendiğinde seçilen analiz yönteminin elde edilen yüzey tepkilerinde farklılıklar olduğu belirlenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Sahaya Özel, Zemin büyütmesi, Deprem.*

## ABSTRACT

The behavior of the soils due to the dynamic loads they are exposed to in earthquake zones affects the structures. The waves moving from the bedrock to the surface at the time of the earthquake change by being affected by the soil conditions they are in. In the movement of earthquake waves from the bedrock to the surface, changes in frequency and amplitude occur and this causes the soil amplification effect. In the design of safe structures, determining the accelerations that they can be exposed to during an earthquake and using them in the design play an important role. In site-specific analyses, the magnitude of the earthquake, faulting type, distance of the study area to the fault, rupture direction, local soil conditions and spectral content of the recording are important factors in the selection of acceleration records. This study was carried out in Sakarya province, which is one of the active earthquake zones of our country. After the drilling work in the region, the dynamic parameters of the soils were determined, then 11 earthquake acceleration records and 1-B both equivalent linear and non-linear soil amplification analyzes were made according to the seismic characteristics of the region. When the soil amplification effect was examined, it was determined that there were differences in the surface responses of the selected analysis method.

***Keywords:*** *Site specific, Soil amplification, Earthquake.*

[1] Dr. Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, eguler@ogu.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Doç.Dr. Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, kafacan@ogu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışları incelendiğinde, anakayadan yüzeye doğru hareket eden deprem ivme kaydının zemin tabakalarında değişime uğradığı ve yüzeyde bulunan yapıya geldiğinde farklılıklar olduğu bilinmektedir. Deprem ivme kayıtlarının genliklerinde meydana gelen bu değişim sonucunda yüzeyde zemin büyütmesi dediğimiz kavram gerçekleşmektedir. Bu nedenle sahaya özel yapılacak olan analizler sonucunda zemin profilinin deprem anında göstereceği davranış daha gerçekçi olacaktır.

Tezcan vd. (2002) yılında Kuzey Anadolu Fay Hattı'nda etkilenecek bir diğer merkez olan İstanbul Avcılar'da farklı dalga büyüklükleri ile yapmış oldukları çalışmada hakim periyotlar belirlenmiş ve zemin büyütmesi etkisi ile yüksek periyotlarda binalarda hasarların oluştuğu görülmüştür. Ulusay ve Aydan (2005) yılında yaptıkları çalışmada 2003 yılında meydana gelen Bingöl (M:6.4) depreminde bölgenin zemin karakteristikleri belirlenmiş ve zemin büyütme etkisi ile yapılarda büyük hasarların meydana geldiği belirlenmiştir. Beliceli (2006) yılında yerel zemin koşullarının Eskişehir yerleşim yerinde değişiminin incelenerek hasar etkisinin belirlenmesi amacıyla jeolojik gözlemlerin, jeofizik ölçümlerin ve jeoteknik deneylerin değerlendirilmesi yapılarak bölgedeki zemin büyütme değişimi araştırmıştır.

Bu çalışma kapsamında belirlenen iki adet sondaj noktasından elde edilen veriler ile zemin büyütme analizleri yapılmıştır. Analizlerde bölgenin depremsellik özelliklerini yansıtan 11 adet deprem ivme kaydı frekans tanım alanında ölçeklendirilmiştir. Hem eşdeğer doğrusal hem de doğrusal olmayan analizler yapılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

## 2. MATERYAL VE YÖNTEM

Çalışma kapsamında Türkiye'nin önemli fay hatlarından biri olan Kuzey Anadolu Fay Hattı üzerinde yer alan Sakarya ilinde sondaj çalışmaları yapılmıştır. Ardından 30m derinliğe kadar örselenmemiş numuneler elde edilmiştir (Şekil 1).

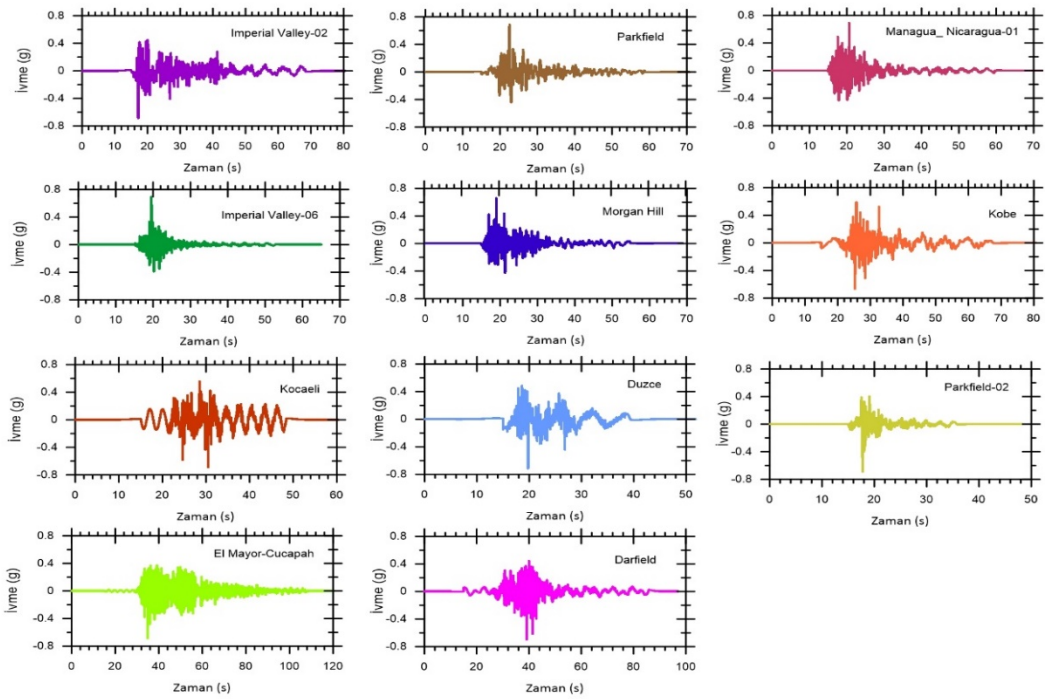


Şekil 1. Belirlenen noktalarda sondaj çalışmaları

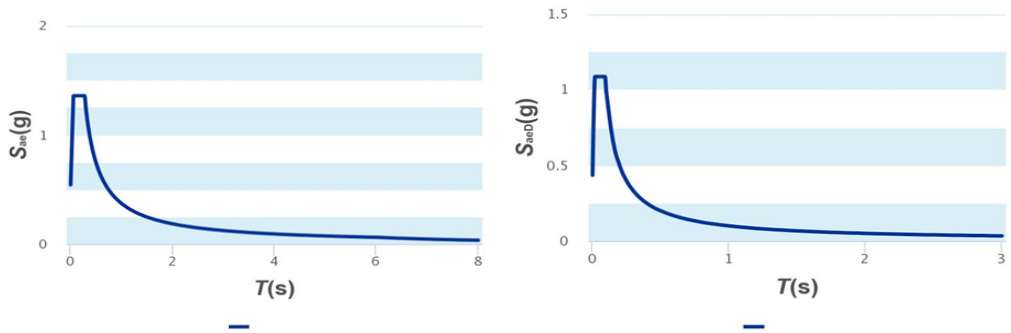
Sakarya ilinin geçmişte büyük depremlere maruz kalması ve can, mal kayıplarının yüksek olması burada araştırmacıların incelemelerini yoğunlaştırmıştır. Sakarya ilinin alüvyon olarak 200m derinliklere kadar ulaşan bölgelerinin olduğu bilinmektedir. Şehrin önemli akarsularından olan Sakarya nehrinin geçmişte taşıdığı alüvyonlar yüzyıllar boyunca birikmiş ve şu an alüvyon üzerinde kent merkezi bulunmaktadır (Bol,2003; Güler, 2021).

Çalışmada belirlenen noktalarda yapılan sondaj çalışmalarından elde edilen numuneler UD tüpleri ile Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Geoteknik laboratuvarında değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Burada tanımlanan ve dinamik parametreleri elde edilen numunelerin sahaya özel zemin büyütme analizleri için verileri elde edilmiştir.

Bölgenin aktif deprem hatlarından biri üzerinde olması sebebiyle geçmişte meydana gelen bölgenin depremsellik özelliklerini yansıtan deprem ivme kayıtları incelenmiş ve 11 adet ivme kaydı elde edilmiştir. Deprem ivme kayıtlarının aynı zamanda anakaya ivmesi olacak şekilde ölçeklendirilmesi gerekmektedir. Burada farklı yöntemler bulunmaktadır. Bu çalışma kapsamında frekans tanım alanında ölçeklendirme yöntemi kullanılmıştır. Bölgenin PGA değeri 0.689 olarak AFAD tarafından ilan edilmiştir ve aynı zamanda bölgeye ait spektral tasarım spektrumları elde edilmiştir. Ölçeklendirilen deprem ivme kayıtları Şekil 2, bölgenin spektral tasarım spektrumları Şekil 3'de gösterilmiştir.




Şekil 2. Ölçeklendirilen deprem ivme kayıtları




Şekil 3.Yatay Elastik Tasarım Spektrumu ve Düşey Elastik Tasarım Spektrumu (Afad, 2023).

Elde edilen veriler ile Hashash vd. tarafından geliştirilen DeepSoil 7.0 programı kullanılarak sahaya özel 1B zemin büyütme analizleri yapılmıştır. Bu yazılım ile hem eşdeğer doğrusal (frekans tanım alanında) hem de doğrusal olmayan analizler (zaman tanım alanında) analizler yapılmaktadır. Yapılan deneyler sonucunda Tablo 1'de gösterilen bilgiler DeepSoil programına tanımlanmış ve ardından 11 adet ölçeklenmiş deprem ivme kaydı ile zemin büyütme analizleri yapılmıştır.

Tablo 1. Analizlerde kullanılan zemin profili

| Tabaka No | Tabaka | Tabaka K.(m) | Birim Ağ.(kN/m$^3$) | Zemin Sınıfı | $V_s$ (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Layer-1 | 1.5 | 15.27 | CH | 193.08 |
| 2 | Layer-2 | 1.5 | 15.27 | CH | 193.08 |
| 3 | Layer-3 | 2.0 | 15.27 | CH | 193.08 |
| 4 | Layer-4 | 2.0 | 15.41 | CH | 242.80 |
| 5 | Layer-5 | 1.5 | 15.41 | CH | 242.80 |
| 6 | Layer-6 | 1.5 | 15.41 | CH | 242.80 |
| 7 | Layer-7 | 2.5 | 18.06 | CH | 262.88 |
| 8 | Layer-8 | 2.5 | 18.06 | CH | 262.88 |
| 9 | Layer-9 | 2.5 | 19.02 | CH | 263.00 |
| 10 | Layer-10 | 2.5 | 19.02 | CH | 263.00 |

## 3. BULGULAR

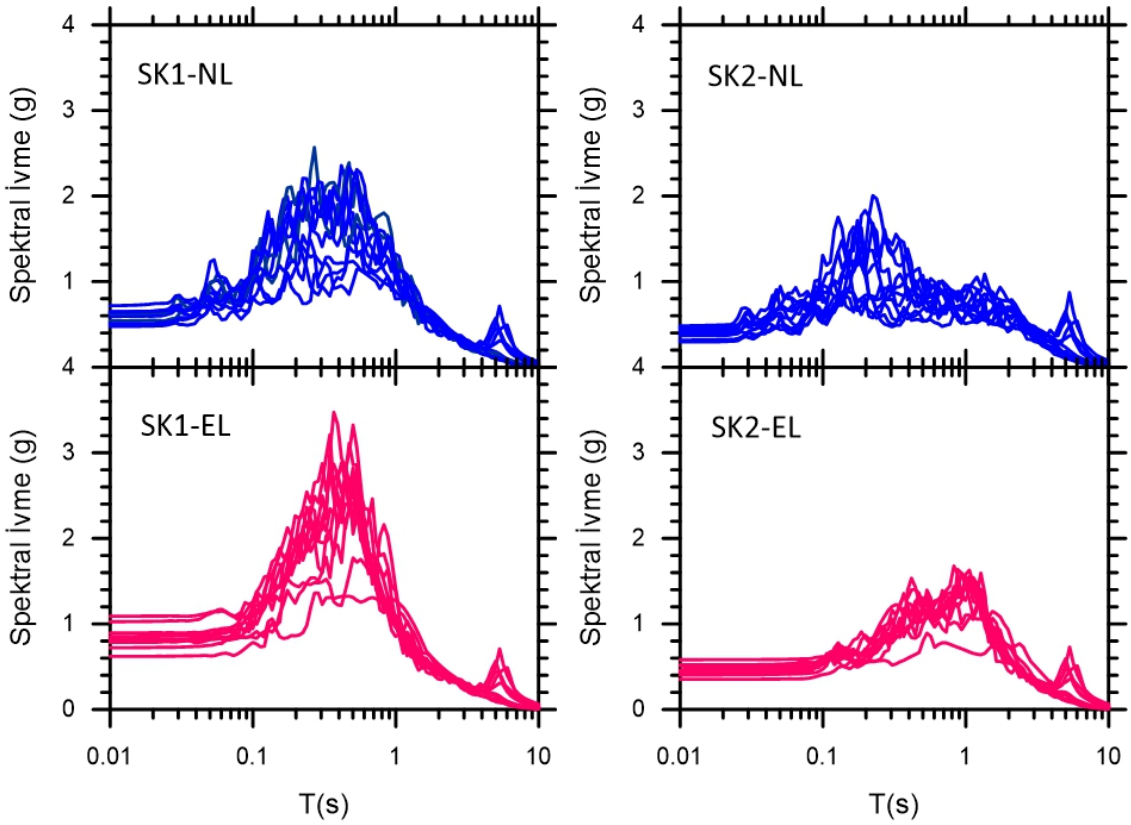
Yapılan analizler sonucunda iki adet sondaj noktasında veriler elde edilmiştir. Sahaya özel elde edilen veriler ile tanımlanan noktalar ardından frekans tanım alanında ölçeklendirme yöntemi kullanılarak 11 adet deprem ivme kaydının ölçeklendirmesi sonucunda zemin büyütme analizleri elde edilmiştir. Analizlerde 1B eşdeğer doğrusal (EL) ve doğrusal olmayan (NL) analizler yapılmıştır. Zeminin dinamik özellikleri Güler ve Afacan (2023) de belirtilen yaklaşımla elde edilmiş olup tamamen örselenmemiş numune üzerinde yapılan dinamik deneylere bağlıdır.

Toplam 44 adet analiz yapılmıştır. 2 sondaj kuyusunda da yüzeyde elde edilen spektral ivme-periyot değerleri EL ve NL olarak Şekil 4'te gösterilmiştir.

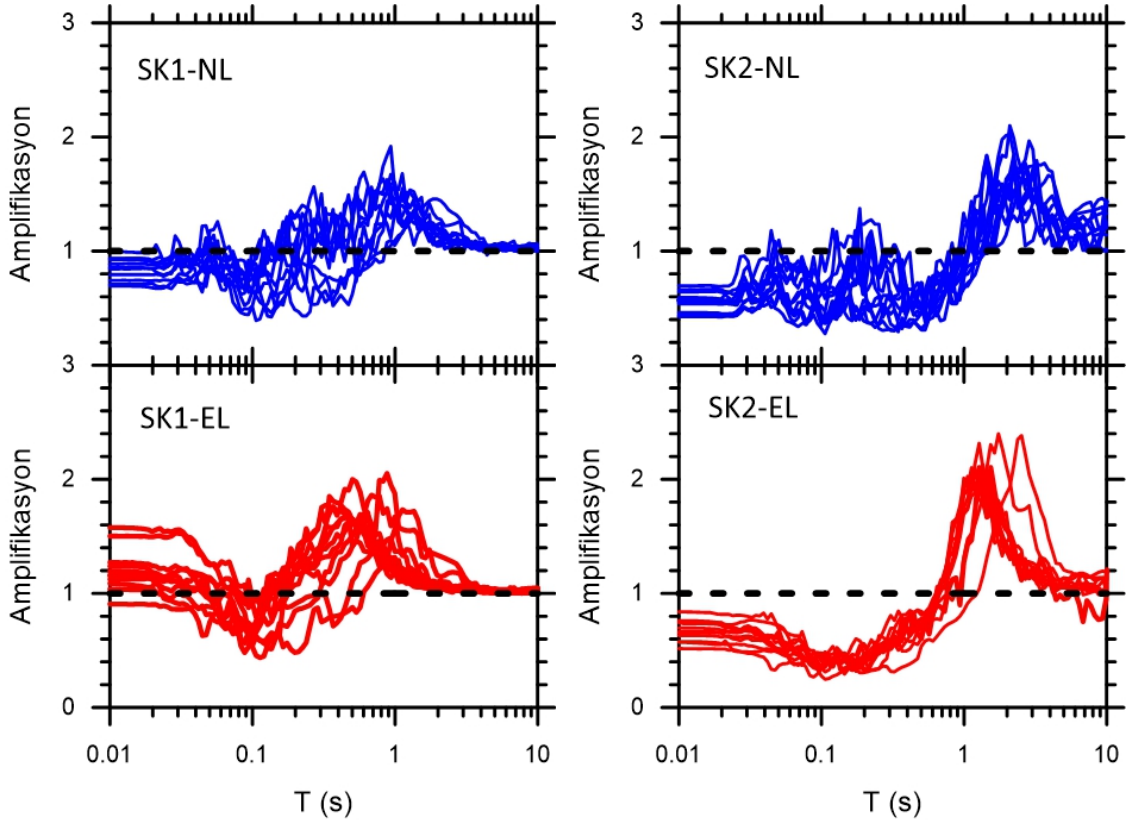
Sk-1 sondajında yapılan analizlerde, NL analiz yönteminde pik ivmeler 0.25 sn'lerde 3.2 g olarak belirlenirken, EL analizlerde 0.3 sn'de 4.0 g'ye yakın değerlerin olduğu görülmüştür.

Sk-2 sondaj logunda yapılan analizlerde, NL analiz yönteminde pik ivmeler 0.25 sn'lerde 2.0 g olarak belirlenirken, EL analizlerde 1.0 sn'de 1.6g'ye yakın değerlerin olduğu görülmüştür.

Zemin büyütme analizleri incelendiğinde, Sk-1 sondajında yapılan analizler sonucu zemin büyütme faktörü Şekil 5'te gösterilmiştir. Burada faktörün 1.0'den büyük olduğu periyot değerlerinde zemin büyütmesi meydana gelmektedir. Sk-1 sondaj noktasında NL analizde 11 adet depremin etkisi incelendiğinde, genel olarak 0.1-1.0 sn aralığında 1.8'e varan büyütme oranı olduğu ayrıca T:1.0 sn'de 2.0 olduğu görülmüştür. EL analizde ise genel trendin 0.3-2.0 sn'de yoğunlaştığı ve 2.0 oranına ulaştığı belirlenmiştir. Sk-2 sondaj noktasında NL analizde T=2.0 sn'de 2.0 oranına, EL analizlerde ise T=2.0 sn'de 2.4 oranına ulaştığı belirlenmiştir.




Şekil 4. Sk-1 ve Sk-2 sondajlarında yapılan EL ve NL spektral ivme-periyot değerleri




Şekil 5. Sk 1 ve 2 sondajlarında yapılan EL ve NL zemin büyütme (amplifikasyon) faktörü değerleri

## 4. SONUÇLAR

Bölgenin depremsellik özelliklerini yansıtan 11 adet deprem ivme kaydı seçilerek ölçeklendirilmiştir. Analiz yöntemi olarak ise hem eşdeğer doğrusal hem de doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Yapılan çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar şu şekilde özetlenebilir;

- Tüm veriler DeepSoil programına tanımlanmış ve ardından eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan toplam 44 adet analizler yapılmıştır.
- Frekans tanım alanında deprem ivme kayıtları ölçeklendirilmiştir.
- Çalışma yapılan EL ve NL analizler sonucunda yüzeyde oluşan spektral ivme-periyot değerleri elde edilmiştir.
- EL ve NL analizler ile zemin büyütme faktörü değerleri elde edilmiştir.

Yapılan analizler sonucunda;

- Aynı sondaj noktasında EL ve NL analizler arasında büyük farklılıkların olduğu belirlenmiştir.
- Analizlerde EL analiz sonuçlarında yüzey pik ivme değerlerinin NL analizlere göre daha yüksek değerlere ulaştığı görülmektedir.
- Sahaya özel analizlerde bu yöntemlerin kullanılarak farklılıkların görülmesi ve değerlendirilmesi gerekmektedir.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından 201915A211 nolu proje kapsamında desteklenmiştir.*

## KAYNAKLAR

Beliceli, A., (2006), "Eskişehir Yerleşim Yeri Zemin Büyütme Etkisinin Makaslama Dalga Hızına (Vs) Bağlı Olarak Belirlenmesi". Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü. Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı. Yüksek Lisans Tezi.

Bol, E., (2003), "Adapazarı Zeminlerinin Dinamik Özellikleri", Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü. Doktora Tezi.

Güler, E., (2021), "Zeminlerin Dinamik Özelliklerinin Deneysel Olarak Belirlenmesi ve Zemin Büyütme Analizlerinin Yapılması", Eskişehir Osmangazi Üniversitesi. Fen Bilimleri Enstitüsü. Doktora Tezi.

Güler, E., Afacan, K.B. (2023) "Combined resonant column and cyclic triaxial tests to estimate the dynamic behavior of undisturbed saturated clayey soils of Adapazarı, Turkey" Geomechanic and Eng. 33-3. 243-259.

Tezcan, S.S., Kaya, E., Bal, E., Özdemir, Z., (2002), "Seismic amplification at Avcılar, Istanbul", Engineering Structures, 24, 661-667.

Ulusay, R., Aydan, Ö., (2005), "Characteristics and Geo-Engineering aspects of the 2003 Bingöl (Turkey) Earthquake", Journal of Geodynamics, 40, 334-346.

# ORGANİK ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLMİŞ BİR DOLGUNUN ZAMANA BAĞLI DAVRANIŞI

## TIME DEPENDENT BEHAVIOR OF AN EMBANKMENT BUILT ON ORGANIC SOIL

**Resul SALMAN[1], Abdulazim YILDIZ[2]**

## ÖZET

Geleneksel konsolidasyon teorisi, konsolidasyon oturmalarının aşırı boşluk suyu basınçlarının sönümlenme sürecinden dolayı efektif gerilmedeki artış devam ederken meydana geldiği varsayımına dayanmaktadır. Zeminin sabit bir efektif gerilme değerine ulaştıktan sonra gerçekleşen deformasyonlar çoğu zaman ihmal edilebilmektedir. İkincil konsolidasyon oturmaları veya krip olarak isimlendirilen bu deformasyonlar organik zeminlerde, inorganik zeminlere oranla ciddi oranlarda büyümektedir. Bu sebeple organik zeminlerin krip deformasyonlarının ileri seviye zemin modelleri ile dikkate alınması önemlidir. Bu çalışma kapsamında, organik zemin üzerine inşa edilmiş Sackville dolgusu Modifiye Cam Kili (MCC) modelinin yanı sıra ileri seviye zemin modeli olan CREEP-SCLAY1S ile de analiz edilmiştir. CREEP-SCLAY1S modeli, MCC modelinin dikkate alamadığı anizotropiyi, yapısal bozulmayı ve viskoz davranışı da dikkate alabilmektedir. İlgili zemin modellerinin dolgudan kaynaklanan deformasyonları ve aşırı boşluk suyu basınçlarını ne ölçüde doğru yansıttığını belirleyebilmek maksadıyla çalışma sonunda sayısal analizler, deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Organik zemin, dolgu, zamana bağlı davranış, krip.*

## ABSTRACT

Traditional consolidation theory is based on the assumption that consolidation settlements occur when the increase in effective stress continues due to the process of dissipation of excess pore pressures. The deformations that occur after the soil reaches a constant effective stress value are often negligible. These deformations, which are called secondary consolidation settlements or creep, grow at a significant rate in organic soils compared to inorganic soils. For this reason, it is important to consider the creep deformations of organic soils with advanced soil models. In this study, the Sackville embankment constructed on organic soil was analyzed with Modified Cam Clay (MCC) model as well as the advanced soil model CREEP-SCLAY1S. The CREEP-SCLAY1S model can also take into account anisotropy, structural deterioration, and viscous behavior that the MCC model cannot take into account. At the end of the study, numerical analyses were compared with the experimental results to determine how accurately the relevant soil models reflect the deformations caused by the embankment.
***Keywords:*** *Organic soil, embankment, time-dependent behavior, creep.*

## 1. GİRİŞ

İnce daneli zeminlerin, kaba daneli zeminlere oranla üzerlerine inşa edilen yapılardan dolayı daha uzun süreli deformasyonlar gösterdikleri bilinmektedir (Terzaghi, 1923; Taylor, 1942). Literatürde krip deformasyonları (ikincil konsolidasyon, zamana bağlı şekil değiştirmeler) olarak nitelenen bu deformasyonlar, gerilme izi ve yükleme hızı gibi başka parametrelerin de etkili olmasından dolayı görece düşük zaman aralıklarında da geçerli

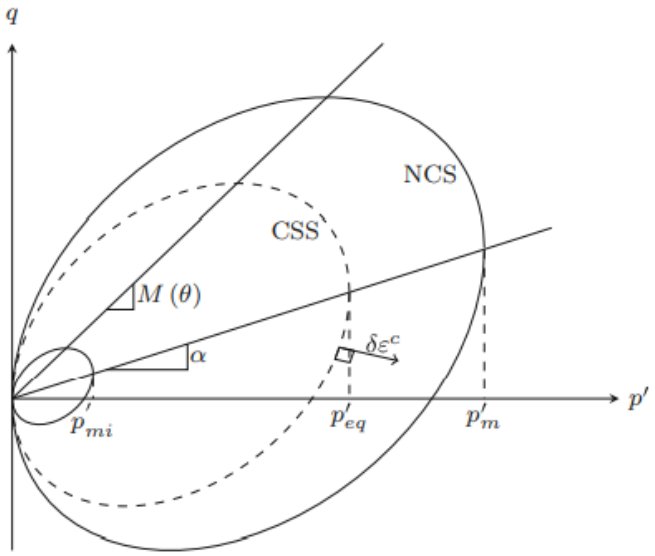
[1] MSc, Çukurova Üniversitesi, salmannresul@gmail.com (sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr., Çukurova Üniversitesi, azim@cukurova.edu.tr

olabilmekte ve zeminin göçmesine sebebiyet verebilmektedir (Yin vd., 2010). Krip deformasyonlarının etki derecesini etkileyen en önemli hususlardan biri şüphesiz zeminin bünyesinde barındırdığı organik maddenin miktarıdır. Organik madde miktarının toplam deformasyon miktarını ve süresini etkilediği literatürde sıklıkla bahsedilmiş olup, organik madde miktarı arttıkça, ikincil konsolidasyon katsayısının, birincil konsolidasyon katsayısına oranı da dikkate değer oranda artış göstermektedir (Feng ve Wang, 2021; Mesri, 1973).

Bu çalışmada Rowe vd. (1995) tarafından göçme anına kadar hızlı bir şekilde yüklenen Sackville dolgusunun numerik analizi yapılmıştır. Rowe vd. (1995) tarafından da ifade edildiği üzere dolgu yüksek miktarda organik madde içeren bir zemin üzerine inşa edilmiş, dolgu krip (zamana bağlı) etkisinde göçmüştür. Zamana bağlı şekil değiştirmeleri dikkate alan zemin modellerinin çoğu ilgili deformasyonların sadece plastik şekil değiştirmeler üzerinde etkili olduğu - viskoplastik zemin modelleri - varsayımına dayanmakta olduğundan Sackville dolgusunun zamana bağlı davranışını viskoplastik bir zemin modeli ile dikkate alınması gerekmektedir. Bu çalışmada dolgunun modellenmesi için sıklıkla kullanılan elasto-plastik zemin modeli olan Modifiye Cam Kili'nin (MCC) yanı sıra elasto-viskoplastik zemin modeli olan Creep-SCLAY1S modeli de kullanılarak gerçek deplasman sonuçları ile karşılaştırılacaktır.

## 2. CREEP-SCLAY1S ZEMİN MODELİ

Gelişmiş zemin modellerinden biri olan Creep-SCLAY1S anizotropiyi, yapısal bozulmayı ve krip davranışı dikkate alabilen bir zemin modeli olup kritik durum teorisini kullanan MCC zemin modeli üzerine inşa edilmiştir (Yin ve Karstunen, 2008; Yin vd., 2010; Sivasithamparam vd, 2015). MCC'nin dikkate alamadığı bu zemin davranışlarını dikkate alabilmek maksadıyla modele birçok parametre eklenmiştir.




Şekil 1. Creep-SCLAY1S modeli için Akma Yüzeyleri (Gras vd., 2018)

Elasto-viskoplastik zemin modeli olan Creep-SCLAY1S'de toplam şekil değiştirmeler, hacimsel $(\varepsilon_v)$ ve kayma $(\varepsilon_q)$ şekil değiştirmeler üzerinden incelenir. Her iki bileşen kendi içerisinde elastik ve krip şekil değiştirmeler olmak üzere alt iki bileşene ayrılmaktadır.

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^c$$
$$d\varepsilon_q = d\varepsilon_q^e + d\varepsilon_q^c$$

Creep-SCLAY1S zemin modelinde toplam 3 adet akma yüzeyi bulunmaktadır (Şekil 1). İlgili zemin modelinde, anizotropinin dikkate alınabilmesi amacıyla akma yüzeyleri kesmeye uğramış elips şeklindedir. CSS akma yüzeyi şu an zeminin üzerinde geçerli olan gerilmeyi dikkate almakta iken, NCS akma yüzeyi ise normal konsolidasyon yüzeyini belirtmektedir. Bu iki akma yüzeyinin üst üste gelmesi durumunda şu an geçerli olan gerilme durumunun normal konsolidasyon yüzeyinde yer aldığı söylenebilir. CSS ve NCS olarak nitelenen

akma yüzeyleri aşağıda yer alan bağıntı vasıtasıyla dikkate alınır.

$$p'_m = p' + \frac{(q - \alpha p')^2}{(M(\theta_\alpha)^2 - \alpha^2)p'}$$

İlgili bağıntıdaki $p'_m$ terimi akma yüzeyinin boyutunu tarif etmektedir. Akma yüzeyinin boyutunu gösteren bu terim CSS akma yüzeyinin boyutu için $p'_{eq}$ ile gösterilirken, NCS akma yüzeyinin boyutunu tarif etmek için ise $p'_{eq}$ terimi kullanılmaktadır. $M(\theta_\alpha)$ terimi kritik durumdaki gerilme oranını ifade etmektedir. α terimi ise akma yüzeylerinin eğimini göstermekte olup, bu terim ile zeminin anizotropisi modelde dikkate alınabilmektedir.

İçsel akma yüzeyi tüm yapısal bağ kuvvetlerinin kopmuş olduğu zemini temsil etmektedir. İçsel akma yüzeyi olarak nitelenen akma yüzeyinin, statik akma yüzeyi ile arasındaki tek fark daha küçük bir boyuta sahip olmasıdır (Şekil 1). Akma yüzeylerinin boyutları arasında aşağıdaki gibi bir bağıntı bulunmaktadır.

$$p'_m = (1 + \chi)p'_{mi}$$

İlgili bağıntıda yer alan $\chi$ parametresi başlangıç yapısal bağ durumunu tarif etmekte olup killer üzerinde yapılan hassaslık deneyleri ile tespit edilebilmektedir. $p'_m$ terimi CSS akma yüzeyinin başlangıç anındaki boyutunu ifade ederken $p'_{mi}$ terimi ise içsel akma yüzeyinin başlangıç boyutunu ifade etmektedir.

Model, krip davranışını Perzyna (1963, 1966) tarafından geliştirilen aşırı gerilme teorisi üzerine inşa edilmiştir. Modelin en önemli özelliklerinden biri sadece elastik şekil değiştirmelerin geçerli olduğu bir bölgenin olmamasıdır. Çok küçük gerilmeler altında bile zeminde akma gerçekleşebilmektedir. Modelin bir diğer kayda değer önemli özelliği ise kripten kaynaklanan şekil değiştirmeleri sabit almamaktadır.

$$d\varepsilon_v^c = d\Lambda \frac{\partial p'_{eq}}{\partial p'}$$
$$d\varepsilon_q^c = d\Lambda \frac{\partial p'_{eq}}{\partial q}$$

Üstteki ifadelerde yer alan $d\Lambda$ terimi viskoplastik çarpan olup, ilgili çarpan aşağıdaki ifade aracılığıyla dikkate alınmaktadır.

$$d\Lambda = \frac{\mu^*}{\tau}\left(\frac{p'_{eq}}{p'_p}\right)^\beta \left(\frac{M(\theta_\alpha)^2 - \alpha_{K_0^{NC}}^2}{M(\theta_\alpha)^2 - \eta_{K_0^{NC}}^2}\right)$$

OCR=1 olması durumunda; $p'_{eq} = p'_p$ olmaktadır. Bu durumda CSS akma yüzeyi boyunca viksoplastik çarpan sabit bir değere sahip olmaktadır. Denklemde yer alan $\mu^*$ terimi modifiye krip indeksi, $\tau$ referans süre (konsolidasyon deneyleri için 1 gün), β krip kuvveti, $\alpha_{K_0^{NC}}^2$ normal konsolidasyon bölgesinde akma yüzeylerinin eğimi, $\eta_{K_0^{NC}}^2$ ise $K_0^{NC}$ yüklemesi altındaki gerilme oranıdır.

Modifiye krip indeksi sekonder konsolidasyon oranına bağlı olarak şu şekilde hesaplanabilir.

$$\mu_i^* = \frac{C_{\alpha i}}{\ln 10\ (1 + e_0)}$$

Krip kendi arasında birincil, ikincil ve üçüncül krip olmak üzere üçe ayrılmaktadır. Birincil krip anında krip etki zamana bağlı olarak azalır, ikincil krip anında sabit bir değere ulaşır ve üçüncül krip anında tekrar bir artış göstermeye başlar ve zemin göçer. Üçüncül krip olarak adlandırılan ve zeminin zamanla göçmesine sebebiyet veren durum Creep-SCLAY1S modeli ile modellenebilmektedir (Karlsson vd., 2019)

## 3. SACKVILLE DENEME DOLGUSU

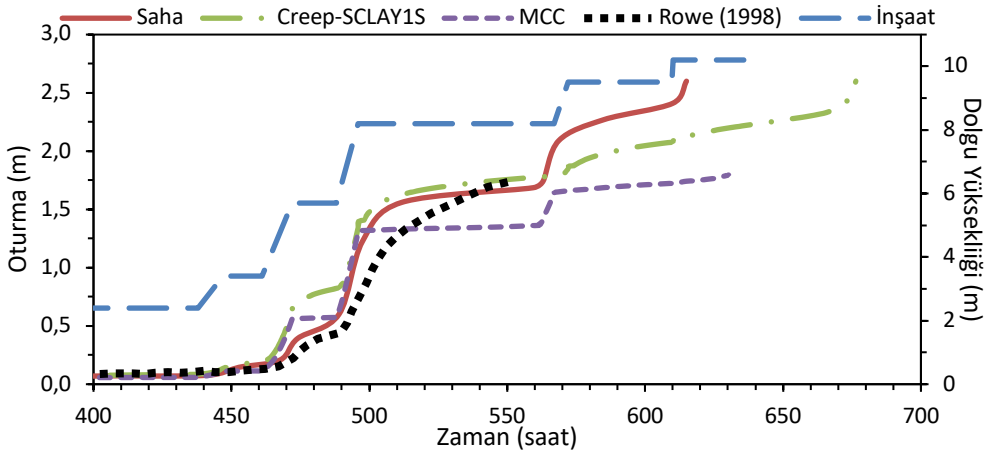
1995 yılında, Kanada'da organik madde miktar yüzde onları bulan bir yumuşak zemin üzerine göçme gerçekleşene kadar inşa edilmiştir. Sackville deneme dolguları biri geotekstil ile güçlendirilmiş diğeri ise herhangi bir güçlendirme işlemi görmemiş iki farklı dolgudan oluşmaktadır. Geotekstil ile güçlendirilmiş dolgunun inşa edildiği alan, güçlendirilme işlemi görmemiş dolguya istinaden daha fazla organik madde içermekte ve daha zayıf bir zeminden oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi zeminden itibaren 0,4 m derinlikte yer almaktadır. Zemin normal konsolide ve az aşırı konsolide killerden oluşmakta olup zeminin üst tabakasının işlem görmesinden dolayı normal konsolide kil olduğu varsayımı yapılmaktadır. Zeminin anizotropik özelliğinin düşük olduğu genellikle izotropik olduğu varsayımı yapılmaktadır. Zeminin sahip olduğu yapısal bağ kuvvetleri ile ilgili bir deney gerçekleştirilmemiştir. Dolgunun göçme anına kadar göstermiş olduğu davranış inklinometre, oturma plakaları ve piyezometreler ile kayıt altına alınmıştır. Araştırmacılara göre dolgu yükleme hızına bağlı olarak krip etkisi altında ile göçmektedir (Rowe, 1995).

## 4. ZEMİN PARAMETRELERİ

Geotekstil ile güçlendirilmiş stabilize dolgu Mohr-Coulomb zemin modeli ile dikkate alınmıştır. Dolgu, güçlendirilmiş tabaka (ilk 0.7 m yüksekliğe sahip dolgu) ve güçlendirilmemiş tabaka (geri kalan dolgu) olmak üzere iki tabaka olarak modellenmiştir. Geotekstil eleman ise elastoplastik olarak modellenmiştir. Dolgu altındaki zemin için biri MCC diğeri Creep-SCLAY1S olan iki farklı zemin modeli kullanılmıştır. Anizotropinin düşük olduğu ve yapısal bağın olmadığı kabulü yapılmıştır. Bu duruma istinaden model, CREEP-MCC olarak da kabul edilebilmektedir. Mesri (1973) tarafından yapılan deneysel araştırmalarda; Cα/Cc değerinin organik madde miktarı yüksek zeminlerde 0,04±0,01 aralığında kaldığı gösterilmiştir. İlgili ilişkinin bu dolgu için geçerli olduğu kabul edilerek μ*/λ*=0,05 olarak analizlere dahil edilmiştir. İlgili modeller için kullanılan parametreler Rowe vd. (1998) tarafından varsayıldığı gibidir.

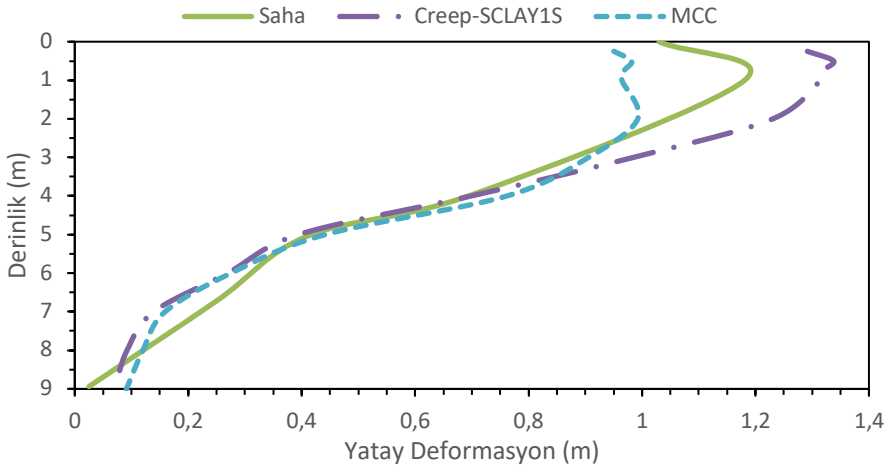
## 5. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

Bu bölümde, organik zemin üzerine inşa edilen geotekstil ile güçlendirilmiş Sackville deneme dolgusunun Plaxis 2D Connect Edition V22 (Plaxis, 2022) ile gerçekleştirilen analiz sonuçları verilmiştir. Analizlerde, MCC ve Creep-SCLAY1S yapısal zemin modelleri kullanılmış ve nümerik analiz sonuçları ile arazi ölçüm değerleri karşılaştırılmıştır. Ayriyeten Rowe (1998) vd. tarafından gerçekleştirilen hıza bağımlı farklı bir modelin analiz sonuçları da gösterilmiştir. Yeraltı su seviyesi zeminden itibaren 0,4 m derinliktedir. Dolgu en kesitinin simetrik olmamasından dolayı dolgunun tümü düzlem şekil değiştirme koşullarda 6 düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak analiz edilmiştir. Dolgu ve yumuşak kil zemin tabakaları, 1755 elemandan oluşan sonlu elemanlar ağı ile modellenmiştir. Sonlu elemanlar modelinde, yanal sınırlar sadece yatay yönde, alt sınır ise her iki yönde tutuludur. Sadece zemin yüzeyinin drenaja açık olduğu kabul edilmiştir.



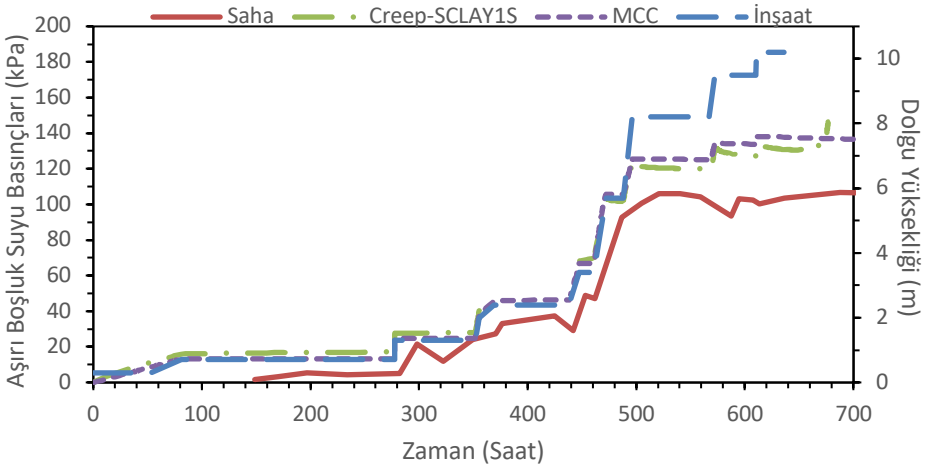

Şekil 2. 7S Plakası Oturma Sonuçlarının Farklı Zemin Modelleri ile Karşılaştırılması

Şekil 2'de 7S olarak isimlendirilmiş plaka tarafından ölçülmüş konsolidasyon oturmaları ve farklı modeller ile hesaplanan konsolidasyon oturmaları karşılaştırılmıştır. Sonuçların karşılaştırılması amacıyla literatürde yer alan hıza bağımlı farklı bir modelin de sayısal sonuçları gösterilmiştir (Rowe, 1998). Ancak Rowe vd. (1998) modelin sadece 400-550 saatleri arasındaki davranışını dikkate almışlardır. Bu sebeple grafikte 550 saatten sonraki süreç gösterilememiştir. İzotropik model MCC, ölçülmüş oturma değerlerinden oldukça küçük oturma değerleri hesaplamış olup dolguda göçme anı saha sonuçlarına yakındır. Rowe vd. (1998) tarafından geliştirilen model ise MCC'den daha doğru davranış göstermiştir. Ancak arazi ölçüm değerleri ile en uyumlu değerleri, Creep-SCLAY1S modeli göstermiştir. Fakat, Creep-SCLAY1S modeli ile hesaplanan göçme anı, gerçek göçme anından bir süre sonra gerçekleşmiştir. Creep-SCLAY1S ile yapılan analizlerde göçmenin üçüncül krip etkisinde olduğu gözlemlenmişken, MCC zemin modelinde üçüncül krip etkisi gözlemlenememiştir.




Şekil 3. 5 Metre Dolgu Altında 23I İnklinometresi Yatay Deformasyon Sonuçlarının Farklı Zemin Modelleri Ile Karşılaştırılması

Dolgunun inşaatı boyunca gerçekleşecek yatay deformasyonları ölçmek için birçok inklinometre yerleştirilmiştir. Şekil 3'de 5 metre dolgu altında 23I inklinometresi tarafından ölçülen gerçek saha sonuçları, MCC ve Creep-SCLAY1S zemin modelleri kullanılarak gerçekleştirilen sayısal analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. MCC zemin modeli inşa sonrası süreçte yatay deformasyonlarda büyük bir değişiklik tespit edememiş olmamasına rağmen, Creep-SCLAY1S tarafından hesaplanan yatay deformasyonlarda büyüme devam etmiştir. Bu duruma istinaden her iki zemin modeli de saha davranışını belli ölçülerde doğru yansıtırken, ilerleyen süreçlerde MCC zemin modelinin yatay deformasyon sonuçlarını yansıtmak açısından zayıf kalacağı söylenebilir.




Şekil 4. 28 Nolu Piyezometrenin Aşırı Boşluk Suyu Basınç Sonuçlarının Farklı Zemin Modelleri Ile Karşılaştırılması

İnşaat süreci boyunca aşırı boşluk suyu basınçlarındaki değişimi ölçebilmek amacıyla zemin boyunca farklı derinliklerde piyezometreler yerleştirilmiştir. Dolgu merkezinden 4 m derinliğe yerleştirilen 28 nolu piyezometre tarafından ölçülen aşırı boşluk suyu basınçlarının, MCC ve Creep-SCLAY1S zemin modelleri kullanılarak sayısal analizi gerçekleştirilmiştir. Şekil 4'de bu modeller tarafından tahmin edilen davranış, gerçek saha davranışı ile karşılaştırılmıştır. Her iki zemin modeli de aşırı boşluk suyu basınçlarını gerçek saha davranışından daha yüksek hesaplamıştır. Creep-SCLAY1S zemin modeli tarafından yapılan analizlerde aşırı boşluk suyu basınçlarının göçme süreci boyunca yükseldiği görülmektedir.

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, organik yumuşak bir zemin üzerine inşa edilmiş bir dolgunun krip davranışı dikkate almayan MCC ve krip davranışı dikkate alan Creep-SCLAY1S modelleri tarafından numerik analizleri yapılmıştır. Creep-SCLAY1S modeli yapısal bağların kopmasından kaynaklanan şekil değiştirmeleri ve anizotropiyi de dikkate alabilmesine rağmen Sackville deneme dolgusunun zemininin anizotropi derecesinin düşük olduğu ve zeminin hassaslığının az olduğu kabulleri yapılarak bu davranışlar dikkate alınmamış sadece krip davranış dikkate alınmıştır. Yapılan analizler sonucunda Creep-SCLAY1S modelinin, MCC modeline göre inşaat sürecinde gerçekleşen deformasyonları daha doğru şekilde tespit edebildiği belirlenmiştir. Creep-SCLAY1S zemin modeli, MCC zemin modeline göre zamana bağlı deformasyonları daha doğru tespit edebilmesine rağmen göçme anı bir süre gecikmiştir. Yapılan çalışma sonucunda dolguların inşaat sürecinde göstermiş oldukları deformasyonları daha doğru tespit eden Creep-SCLAY1S modelinin inşa edilecek dolgularda kullanılmasının daha uygun olduğu öngörülmektedir.

## KAYNAKLAR


Feng, R., Wang, L., Wei, K., & Zhao, J. (2021). Consolidation settlement of soil foundations containing organic matters subjected to embankment load. Geomechanics and Engineering, 24(1), 43-55

Gras, J. P., Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Dijkstra, J. (2018). Permissible range of model parameters for natural fine-grained materials. Acta Geotechnica, 13, 387-398.

Karlsson, M., Yannie, J., & Dijkstra, J. (2019). Modeling aging of displacement piles in natural soft clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 145(10), 04019070.

Mesri, G. (1973). Coefficient of secondary compression. J Soil Mech Found Div, ASCE 99, 123–137.

Perzyna, P. (1963). The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials. Proc. Vibration Problems, Warsaw 3, 281–290

Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. Advd Appl. Mech. 9, No. 3, 244–377.

Plaxis bv, Bentley Systems Inc. 2022 PLAXIS 2D Manuals Connect Edition V22.02

Rowe, R.K., Gnanendran, C.T., Landva, A.O., and Valsangkar, A.J. 1995. Construction and performance of a full-scale geotextile reinforced test embankment, Sackville, New Brunswick. Canadian Geotechnical Journal, 32: 512–534; Erratum 33: 208, 1996

Rowe, R. K., & Hinchberger, S. D. (1998). The significance of rate effects in modelling the Sackville test embankment. Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 500-516.

Sivasithamparam, N., M. Karstunen, and P. Bonnier. 2015. "Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils." *Comput. Geotech.* 69 (Sep): 46–57.

Taylor, D. W. (1942). Research on Consolidation of Clays. Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts

Terzaghi, K. (1923). Die berechnung der durchlassigkeitzifer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen, Mathematish-naturwissenschaftliche, Klasse. Akademie der Wissenschaften, Vienna, 125-138.

Yin, Z. Y., & Karstunen, M. (2008, October). Influence of anisotropy, destructuration and viscosity on the behavior of an embankment on soft clay. In proceedings of the 12th international conference of international association for computer methods and advances in geomechanics (IACMAG), Goa, India (pp. 1-6).

Yin, Z. Y., Chang, C. S., Karstunen, M., & Hicher, P. Y. (2010). An anisotropic elastic–viscoplastic model for soft clays. International Journal of Solids and Structures, 47(5), 665-677.

# GÖMÜLÜ ESNEK ÇELİK YAPILARA GENEL BAKIŞ VE TÜRKİYE'DEKİ UYGULAMALARI ÜZERİNE ÖRNEK İNCELEMELER

## OVERVIEW OF BURIED FLEXIBLE STEEL STRUCTURES AND CASE STUDIES ON THEIR APPLICATIONS IN TÜRKİYE

**Baturalp ŞENTÜRK[1], H. Onur YONCA[2], Onur BAŞAR[3]**

## ÖZET

Bu çalışma kapsamında, konvensiyonel menfez, alt geçit, üst geçit, tünel ve köprü yapılarına bir alternatif olarak sunulabilen, koruge çelik malzemenin teknik özellikleri açıklanmıştır. Bu bilgiler doğrultusunda uygulaması gerçekleştirilen örnek vaka analizleri sunulmuştur. AASHTO, Swedish Design Method (SDM) ve Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) standartları tarafından oluşturulmuş koşullar ile yapılan koruge çelik uygulaması inşaat yapıları arasında en çok kullanılan sanat yapılarının bir alternatifidir. Kalınlığı 3-12mm arasında olan çelik saca verilen ondülasyon ile üretilen plakalara daha sonra galvaniz uygulaması yapılmasıyla bahsi geçen yapılar montajlanarak sahada oluşturulmaktadır. Üretilen bu yapılar, ilgili projelerin gerekliliklerine göre daha spesifik saha uygulamalarda da kullanılabilmektedir. Bu uygulamalara örnek olarak çığ koruması, kaya düşmesi, ekolojik köprü, sıvı tankları, hangarlar ve maden sahaları verilebilir. Sonuç olarak, bu çözümün en büyük getirisinin betonarme yapı elemanlarına göre çok hızlı bir şekilde sahada imal edilebilmesi, maliyet yönünden betonarmeye göre genellikle daha uygun olması, sürdürülebilir bir malzeme olması, esnekliği ve servis ömrünün uzun olması olarak özetlenmektedir.
***Anahtar Kelimeler:*** *koruge çelik, maliyet, sanat yapısı, hidrolik, köprü*

## ABSTRACT

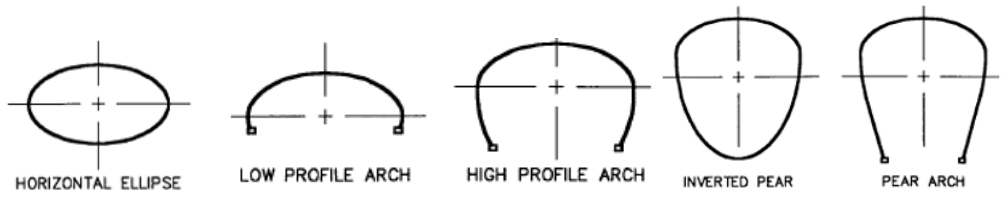
Within the scope of this study, the technical characteristics of corrugated steel material, which can be offered as an alternative to conventional culverts, underpasses, overpasses, tunnels, and bridge structures, are explained. The case studies of applied projects are presented. Applying corrugated steel with the conditions established by AASHTO, Swedish Design Method (SDM), and Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) standards is an alternative to the most widely used engineering structures among the construction structures. The plates produced with the corrugation given to the steel sheet with a thickness between 3-12mm are then galvanized in the factory and the structures mentioned above are assembled and formed on-site. These structures can be used also more specific field applications according to the requirements of the relevant projects. Examples of these applications include avalanche protection, rockfall, ecological bridges, liquid tanks, hangars, and mine sites. As a result, it is summarized that the greatest benefits of this solution are that it can be applied on site very quickly compared to reinforced concrete structural elements, it is generally more cost-effective than reinforced concrete, steel is a sustainable material, it is flexible and has a long service life.
***Keywords:*** *corrugated steel, cost, engineering structure, hydraulic, bridge*

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, ViaCon, baturalp.senturk@viacon.com.tr
[2] İnşaat Yüksek Mühendisi, ViaCon, onur.yonca@viacon.com.tr (Sorumlu yazar) {Yazışma yapılacak yazar}
[3] İnşaat Yüksek Mühendisi, ViaCon, onur.basar@viacon.com.tr

## 1. GİRİŞ

Geleneksel betonarme yöntemler inşaat sektöründe hayli geniş yer kaplamakta ve yeni teknolojilerin sektöre dahil olmasıyla birlikte ya gelişmekte ya da değişmektedir. Betonarmenin de bir bileşeni olan çelik ise, kendi endüstrisini bağımsız bir şekilde de sürdüren, doğaya betona göre çok daha saygılı, sürdürülebilir bir yapı malzemesi olmasının yanında kimi alanlarda betonun, betonarmenin, taşın veya ahşabın yerini çoktan almış ve hatta sektördeki gelişimini her geçen gün geliştirmektedir. Koruge çelik ise geoteknik uygulamalarında, levha çeliğin rijitlik parametrelerini arttırmak amaçlı olarak çelik saca verilen ondülasyonla belirli bir genlik ve derinlik değerleri belirlenerek üretilmektedir. Koruge çeliğin üretim ve sahada uygulanma detaylarını içeren metotlar başta ABD, Kanada ve İsveç ülkeleri tarafından geliştirilen şartnamelerle resmileştirilmiş ve bir kurallar sistemine bağlanmıştır.

Proje özelinde üretilen koruge çelik plakalar, sahada cıvatalarla monte edilerek tasarımda belirlenen şekli hazırlanmakta ve uygulama sahasına yerleştirilmektedir. Bu yöntem ile birlikte, hidrolik konuların geçerli olduğu veya sadece geçiş amaçlı kullanılacak olan ve istenilen açıklığa veya hidrolik debiye sahip çelik menfezler veya köprüler tasarlanabilmekte; otoyollarda veya demir yollarında, bisiklet geçişleri, üstgeçitler, alt geçitler, tüneller, depo alanları, hangarlar vb. ihtiyaç alanına göre birçok konu özelinde koruge çelikten kesitler oluşturulmaktadır. Yapılan çalışmalar göstermiştir ki çeliğin esnekliği yanında mukavemet özelliklerini koruyabilmesi için yapı açıklığının ve yapı üstündeki yükleme veya dolgu miktarının yapıya uygun ayarlanması, yapının en iyi şekilde çalışması için kritik bir öneme sahiptir (AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2020). Bu noktada, analitik yöntemlerle kontrolü gerçekleştirilen yapının, detaylı çalışmaları sırasında PLAXIS 2D sonlu elemanlar programından faydalanılmaktadır. Şekil 1'de tipik enkesitler sunulmaktadır.




Şekil 1. Koruge çelik yapılara ait tipik enkesitler (AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2020)

## 2. KORUGE ÇELİK YAPILARIN ÇÖZÜMLERİNE AİT DETAYLAR

Koruge çelik yapısı projelendirmesi öncesinde, sahanın geoteknik değerlendirilmesinin yapılabilmesi adına zemin araştırmalarına ait veriler derlenir ve geoteknik çalışmalar gerçekleştirilir. Bu aşamada, yapı altında yapı, dolgu ve hareketli yükler sebebiyle oluşacak olan ilave gerilme artışından kaynaklı bir taşıma gücü veya oturma probleminin olup olmadığı kontrol edilir. Yapının servis performansını etkileyecek olumsuz bir durum oluşması durumunda zemin iyileştirmesi veya yapısal çözümler önerilir. Tamamen kapalı (rounded) veya açık yapılar olarak teşkil edilebilen çok plakalı koruge çelik yapılarda, yapının açık olarak tercih edilmesi durumunda temelleri yüzeysel veya derin temel olabilir. Derin temel seçimi, yukarıda açıklandığı gibi zeminde meydana gelen taşıma kapasitesi veya oturma problemlerinde tercih edilebilir. Koruge çelik yapılar teknik yeterlilikleri sağlamak adına farklı uygulamalara tabi olabilmektedirler. Bunlardan en temel olanı sac kalınlığıdır. Genellikle 3-12mm arasındaki kalınlıkta tercih edilen sac çelik kalınlıkları gerektiği zaman çift kat koruge çelik sacın üst üste montelenmesi ile kalınlaştırılabilir.

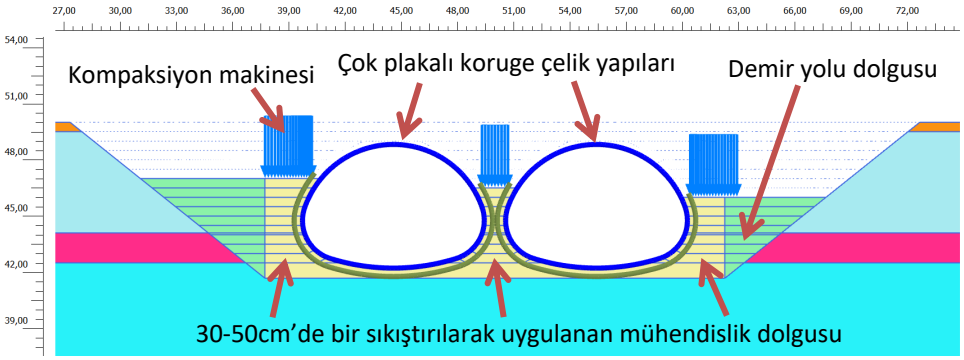
Koruge çelik yapısı oldukça ince bir kalınlığa ve kalınlığına oranla büyük boyutlara sahip olduğu için oldukça hassas davranmakta ve kolay bükülme davranışı göstermektedir. Bu narin ve esnek davranış, plakaların sahada montajlanması ve yapı çevresinin mühendislik dolgusuyla kaplanması durumunda uygulama zorluğu oluşturmaktadır. Bu durumlarda azami özen gösterilmelidir. Mühendislik dolgusu, yapının kenarlarından itibaren tepe noktasını belirli bir seviyede geçecek kadar uygulanır. Burada önemli olan noktalar, mühendislik dolgusunun şartnamelerde belirtilen zemin parametrelerine sahip olması, korugasyon derinliğine göre dane boyutlandırmasının doğru seçilmesi, 30-50cm kalınlıkta tabakalar halinde dökülüp bu tabakaların $I_s$=%85-100 oranında sıkışmasını sağlamaktır (AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2020). Şekil 2'de, yapının inşa aşamasındaki plakaların bağlanma işlemi ve mühendislik dolgusu uygulaması sunulmaktadır.




Şekil 2. a) Plakaların bağlanması aşaması b) Mühendislik dolgusu uygulanması aşaması

## 3. ÖRNEK VAKA İNCELEMESİ-1

Bu bölümde, ilk iki bölümde açıklanan koruge çelik yönteminin uygulandığı proje örneği olarak Malatya-Diyarbakır Hattı KM:263+530 arasında yer alan Hasırcı demir yolu alt geçidi çalışmaları hakkında detaylar sunulmaktadır. Hasırcı alt geçidi, üstünden demir yolu geçecek ve tünellerin içinden araç geçişi yapılacak şekilde tasarlanmıştır. Bu proje kapsamında beklenen azami gabari yüksekliği ve yol genişliği değerlendirme altına alınmış ve kapalı bir kesit ile ilgili yeterlilikler sağlanmıştır. Yapının analizlerinde sonlu elemanlar programı olan PLAXIS 2D'den yararlanılmıştır. Analizler kademeli şekilde gerçekleştirilmiştir. Başlangıçta arazinin geçici kazısı yapılmış, daha sonra sırasıyla koruge çelik yapının imalatı, mühendislik dolgularının ve demir yolunun imalatı, hareketli yük uygulaması ve pseudo-statik deprem analizleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 3'te yapının çevresindeki mühendislik dolgusu yapıldığı sıradaki görüntüye ait enkesit sunulmaktadır.




Şekil 3. Hasırcı alt geçidine ait dolgu çalışması (PLAXIS 2D)

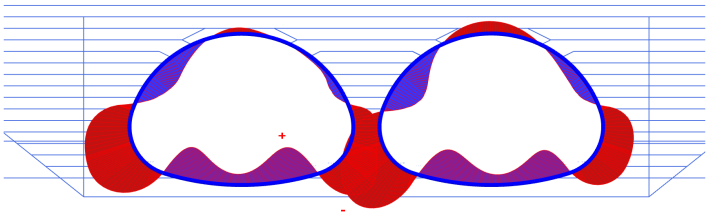
Projelendirmedeki yapı detayları aşağıda sunulmaktadır:

- Projede kullanılan koruge çelik 7mm sac kalınlığına sahiptir. Bu kalınlığın yapı içinden 1mm kalınlıktaki kısmı, yapı servis ömrü boyunca uğrayacağı korozyon nedeniyle çalışma yetisini kaybedeceğinden rezerv pay olarak bırakılmış, boya uygulaması yapılmış ve yapılan analizlerde yapının servis ömrü olan 100 yıl sonra bile yapının kalan 6mm kalınlığındaki çelikle çalışmaya devam edeceği gösterilmiştir. Yapı kestane şekilli kesit olup açıklığı 9.56m, yüksekliği 6.46m, taban boyu 21.41m, tavan boyu 14.07m olarak belirlenmiştir. Çelik plakaların korugasyon boyutları 381x140mm olarak verilmektedir. Demir yolu dolgusunun yol kenarına 1H:1V eğimle dökülüyor olmasından dolayı, tüplerin giriş ve çıkış kısımları aynı eğimle bitirilmiştir. Yapı üstünden itibaren 0.92m kalınlığında bir mühendislik dolgusuyla balast alt kotuna kadar dolgu yapılması, yapının stabilitesi açısından yeterli görülmüştür. Yapı içerisinden araç geçişi için tasarlanan temiz açıklık 4.65x7m olarak planlanmıştır. Yapı altında bulunan Az Siltli Kumlu Çakıl biriminin yüksek mukavemetinden dolayı zeminde iyileştirmeye gerek duyulmamıştır. Zemine ait parametreler saha verileri doğrultusunda E'=33 MPa, c'=1 kPa, Ø'=40° olarak tespit edilmiştir.

- Analiz sonuçlarına göre kimi kritik durumlar, yapının iç stabilite sağlaması için değerlendirilmiştir. Yapının statik olarak en zorlandığı *"peaking"* (dolgunun yapı üst kotunu geçmediği son dolgu aşaması), demir yolunun tamamlandığı maksimum ölü yük ve hareketli yük durumlarından trenin etkisinin en çok hissedildiği durumlarda (hareketli yük sınıfı olarak LM71 yükleme modeli kullanılmış

ve yük kombinasyonları AASHTO'da belirtildiği şekilde uygulanmıştır), FEM analizinden elde edilen yükler ve kuvvetler çeliğin kendi dayanım kriterleriyle karşılanmıştır. Her iki tüp için de elde edilen sonuçlara göre, yapıların çalışma kapasitesi en kritik yükleme durumunda %66 olarak elde edilmiştir. Yapının deplasman değerleri de FEM sonuçlarında tespit edilmiş olup 4.13cm değerindeki deplasmanın, 0.02xD (yapı açıklığı) (CHBDC 7.6.5.2, 2019) değerinin ve demir yolu dolgularında izin verilebilen maksimum 5.00cm deplasman sınırının içinde kaldığı görülmüştür (TCDD, 2021).

- İç kuvvet kontrollerinde, yapının burkulma mukavemeti, plaka çeper dayanım mukavemeti, plaka bağlantısında kullanılan cıvatalara gelen kuvvetler ve yapının eğilme mukavemetine bakılmıştır. Şekil 4'te yapılara etkiyen 50kNm/m moment değerine karşılık 520kN/m değerinde eksenel kuvvet değeri, en kritik durumda (hareketli yükün iki yapı arasında konumlandığı anda) oluşmakta ve yapıda eğilme davranışı meydana getirdiği gösterilmiştir.



Şekil 4. Yapıların maksimum moment anında eğilme davranışı

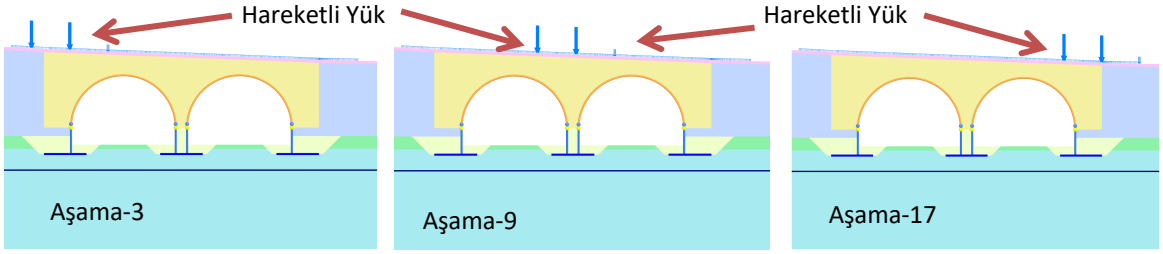
Şekil 5'te Hasırcı alt geçidinin uygulama öncesi ve sonrasında çekilmiş fotoğrafları sunulmaktadır.




Şekil 5. Hasırcı alt geçidinin önceki ve mevcut hali

## 4. ÖRNEK VAKA İNCELEMESİ-2

Bu bölümde, koruge çelik yönteminin uygulandığı ikinci bir proje örneği olarak Viranşehir çevre yolu projesi KM:2+000.834'te yer alan Viranşehir köprüsü çalışmaları hakkında detaylar sunulmaktadır. Viranşehir köprüsü üstünden karayolu geçecek şekilde Çırçır (Dubali) Deresi üzerinde tasarlanmıştır. Bu proje kapsamında nehirdeki taşkın debisi dikkate alınarak yeterli alanı sağlayacak genişlikte bir kesit seçilmiş ve açık bir kesit (üç adet betonarme temelli) ile ilgili yeterlilikler sağlanmıştır. Yapının analizlerinde sonlu elemanlar programı olan PLAXIS 2D'den yararlanılmıştır. Analizler kademeli şekilde gerçekleştirilmiştir. Başlangıçta betonarme temeller imal edilmiş, daha sonra sırasıyla koruge çelik yapının imalatı, mühendislik dolgularının ve karayolunun imalatı ve hareketli yük uygulaması analizleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 6'da yapının üzerinden hareketli yük geçişi sırasındaki aşamaya ait enkesit sunulmaktadır.




Şekil 6. Viranşehir köprüsüne ait sıralı hareketli yük uygulaması (PLAXIS 2D)

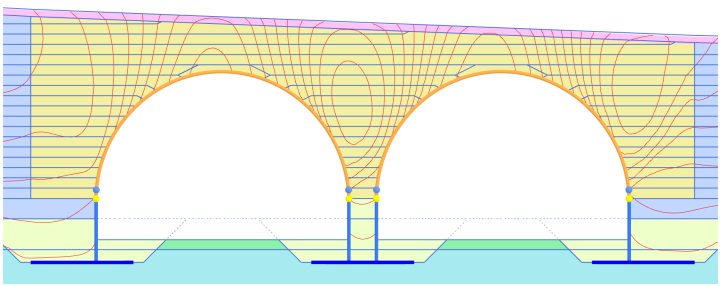
Projelendirmedeki yapı detayları aşağıda sunulmaktadır:

- Projede kullanılan koruge çelik, 7mm sac kalınlığına sahiptir. Bu kalınlığın yapı içinden 1mm kalınlıktaki kısmı, yapı servis ömrü boyunca uğrayacağı korozyon nedeniyle çalışma yetisini kaybedeceğinden rezerv pay olarak bırakılmış ve yapılan analizlerde yapının servis ömrü olan 100 yıl sonra bile yapının kalan 6mm kalınlığındaki çelikle çalışmaya devam edeceği gösterilmiştir. Betonarme temellere monte edilen açık kesit koruge çelik yapıların açıklığı 12.45m, yüksekliği 7.96m, taban ve tavan boyu 47.84m olarak belirlenmiştir. Çelik plakaların korugasyon boyutları 381mm x 140mm olarak verilmektedir. Yapıların girişi ve çıkışı 90° olarak tasarlanmıştır. Köprü üstündeki yolun eğiminden dolayı analizler minimum ve maksimum dolgu yüksekliklerine göre yapılmıştır. Bu yükseklikler sırasıyla 1.30m ve 2.70m olarak belirlenmiştir. Yapı altından akan derenin debisine göre (Veriler DSİ GAP 15. Bölge Müdürlüğü'nden alınmıştır) yapı ıslak alanı belirlenmiş ve A=81.55m² yeterli görülmüştür. Yapının üstüne serilen ve yapı bölgesini kaplayan HDPE geomembran ve çift kat geotekstil ile yukarıdan gelen sular dışarıdaki drenaj borularına aktarılmakta ve mühendislik dolgusunun içine yerleştirilen drenaj borularıyla da ekstra drenaj önlemleri alınmaktadır. Gerekli görülmesi halinde, plakaların birleşim yerlerinin uygun yapı kimyasalları ile kaplanmasıyla sızdırmazlık sağlanabilmektedir.

- Yapı altında bulunan Ayrışmış Bazalt biriminin yüksek mukavemetinden dolayı zeminde iyileştirmeye gerek duyulmamıştır. Zemine ait parametreler saha verileri doğrultusunda E'=385 MPa, c'=120 kPa, Ø'=20° olarak tespit edilmiştir.

- Örnek Vaka-1'de bahsedilen kritik durumlar bu projede de değerlendirilmiştir. Hareketli yük sınıfı olarak H30-S24 kamyon yükleme modeli kullanılmış ve yük kombinasyonları AASHTO'da belirtildiği şekilde uygulanmıştır. FEM analizinden elde edilen yükler ve kuvvetler çeliğin kendi dayanım kriterleriyle karşılanmıştır. Her iki yapı için de elde edilen sonuçlara göre, yapıların çalışma kapasitesi en kritik yükleme durumunda %87 olarak elde edilmiştir. Yapının deplasman değerleri de FEM sonuçlarında tespit edilmiş olup 1.43cm değerindeki deplasmanın, 0.02xD (yapı açıklığı) (CHBDC 7.6.5.2, 2019) değerinin ve karayolu dolgularında izin verilebilen maksimum 76mm deplasman sınırının içinde kaldığı görülmüştür (Farnsworth vd., 2008). FEM sonuçlarında temel oturmaları da dikkate alınmakta olup, zeminin oturma davranışı için gerekli çalışmalar yapılmakta ve elde edilen oturma değerlerinin yapıya ve duruma göre yapı üstündeki yola etkisi de değerlendirilmektedir. Nihai durumda yapının rölatif oturma değerlerine bakarak yukarıda bahsedilen deplasman kriterleri göz önünde bulundurulmaktadır.

- İç kuvvet kontrollerinde, yapının burkulma mukavemeti, plaka çeper dayanım mukavemeti, plaka bağlantısında kullanılan cıvatalara gelen kuvvetler ve yapının eğilme mukavemetine bakılmıştır. Açık yapılarda yapı-zemin arasında oluşan pozitif kemerlenmenin etkisiyle ölü ve hareketli yüklerin doğrudan tabana aktarıldığı ortaya çıkmaktadır. İlgili görsel Şekil 7'de sunulmaktadır. Yapıların temel tabanında oluşan en büyük gerilme 396kPa değerinde olup, bu değer en kritik durumda (hareketli yükün iki yapı arasında konumlandığı anda) oluşmaktadır. Yapılan geoteknik değerlendirme sonucunda zeminin taşıma kapasitesi 745kPa olarak belirlenmiştir. Zeminde taşıma gücü ve oturma problemleri beklenmemektedir.



Şekil 7. Yapılarda oluşan pozitif kemerlenme durumu

Şekil 8'de Viranşehir köprüsünün uygulama sonrasında çekilmiş fotoğrafları sunulmaktadır.



Şekil 8. Viranşehir köprüsünün mevcut hali

## 5. SONUÇLAR

Çok plakalı koruge çelik yapılar inşaat sektöründe son zamanlarda küçük ve büyük sanat yapılarının yerine kullanılmaya başlanmaktadır. Geleneksel betonarme yapılara göre çoğu zaman maliyet ve zaman avantajıyla koruge çeliklerin sektörde yayılımı son derece hızlı şekilde ilerlemektedir. Bu bildiri kapsamında koruge edilmiş çeliğin teknik detayları açıklanmış; uygulamaya dayalı olarak ise iki adet örnek vaka analizleri sunulmuştur. Bu vaka analizlerinde görüldüğü üzere koruge çelik yapılarda doğru yapı kalınlıkları, açıklıklar, yükseklikleri, gerekli ise ıslak alanları, yapı üstünden yeterli dolgu kalınlığı seçilmesi durumunda statik bir problem gözlemlenmemiştir. Yine yapılar gerekliliğe veya tasarımcının tercihine göre açık kesit olup betonarme/çelik temellere monte edilebilir veya kapalı kesit tercih edilip temel ihtiyacı ortadan kaldırılabilir. Koruge çelik yöntemiyle, geleneksel betonarme sanat yapılarına göre, özellikle büyük yapılarda, %30-40 seviyelerinde daha az maliyetli yapılar imal edilebileceği, sahada imkanı varsa demir yolu veya karayolu trafiği hiç kesilmeden imalatların yapılabileceği, prefabrikasyon avantajı sayesinde sahada çok hızlı imalat yapılabileceği, 32m açıklıklara kadar yapıların imal edilebileceği genel çalışmalarla ortaya koyulmuştur. Bunun yanı sıra sistemin dezavantajları arasında 25 m açıklıktan fazla açıklıklarda uygulanmasının zorluğu, etrafında Bölüm-2'de ifade edilen özelliklerde nitelikli bir dolguyu zorunlu kılması, proje kısıtlarının büyük genişlikli ve düşük yükseklikli yapı gerektirdiği durumlarda kemerlenme davranışının sağlanamaması gibi tasarım zorlukları sayılabilir. Bu durumda, yapım kolaylığı ve hızı gibi genel giderlere olumlu ekonomik getiri sağlayacak konular göz önünde bulundurulmadığı takdirde, sistem konvansiyonel sistemlere kıyasla daha yüksek maliyetli olmaktadır.

## TEŞEKKÜR

*Bu bildiride aktarılan projelerin içerik sahibi ve tüm veri hakları kendinde saklı olan ViaCon Group şirketine, tasarımda emeği geçen M.Sefa Apaydın, H.Arda Sarıgöl, Selcan Alan, Gözde Gerçek ve Şeyma Nur Keçebaş'a, pazarlamada, üretimde ve uygulamada emeği geçen diğer tüm ViaCon Türkiye çalışanlarına teşekkürü borç biliriz.*

## KAYNAKLAR

Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2020), "LRFD Bridge Design Specifications", 9th Edition, ISBN: 978-1-56051-738-2.

Canadian Standards Association CSA Group (2019), "Canadian Highway Bridge Design Code CHBDC", Edition of CSA S6:19, ISBN: 978-1-4883-1414-8.

Farnsworth, C. B., Bartlett, S. F., Negussey, D., Stuedlein, A. W. (2008), "Rapid Construction and Settlement Behavior of Embankment Systems on Soft Foundation Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134:3(289).

Pettersson, L., Sundquist, H. (2014), "Design of Soil Steel Composite Bridges", KTH Royal Institute of Technology, 5th Edition, ISSN: 1103-4289.

Türkiye Cumhuriyeti Devlet Demir Yolları TCDD (2021), "Jeolojik-Jeoteknik, Geoteknik Proje, Rapor ve Paftalarda Dikkat Edilecek Hususlar", TCDD Genel Müdürlüğü Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı, Ankara.

# ADAPAZARI-KARASU DEVLET YOLU GÜZERGAHINDAKİ ZEMİNLERİN DİNAMİK ETKİLERİNİN ARAZİ DENEYLERİ VE SAYISAL YÖNTEMLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ

# ASSESMENT OF DYNAMIC EFFECTS OF SOILS WITH IN-SITU TESTS AND NUMERICAL METHODS ON ADAPAZARI-KARASU STATE ROAD

**Furkan Can YAŞAR[1], Mustafa Kerem KOÇKAR[2]**

## ÖZET

Depremler engellenemeyen büyük doğa olaylarıdır, alınan geoteknik önemlerle yaşanan can ve mal kayıpları azaltılabilir. Çalışma alanının tamamı Sakarya Nehrinin taşkın alüvyon ovası içerisinde yer alan akarsu ve göl çökelleri üzerine gelişmiş çakıl, kum ve kil birimlerden meydana gelmektedir. Genel olarak, silt, kil ve kumlu karakter içeren bu birimler organik madde içeriği açısından da zengindir. Ova Sakarya Nehrinin su seviyesine çok yakın olup yılın önemli bir bölümünde yeraltı suyu seviyesinin yüzeyde olduğu görülmektedir. Bu çalışmasında Sakarya ilinde Adapazarı-Karasu Devlet Yolu Sinanoğlu-Limandere geçişinde bulunan ve yukarıda bahsedilen oturma ve sıvılaşma potansiyeli olduğu düşünülen zayıf zeminlerin statik ve dinamik koşullarda etkileri araştırılacaktır. İlgili bölgedeki konsolidasyon oturması ve sıvılaşma sonrası oturmalara önlem olarak yol geçkisinde farklı alternatifler düşünülmüştür. Ekonomik olan çözüm olarak öngörülen köprü alternatifi üzerinde çalışılmıştır. Köprü alternatifi çalışılırken dinamik etkilerin incellenmesi için sahaya özel deprem kayıtları seçilmiş ve bir boyutlu olarak serbest saha analizleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra ilgili köprü alternatifi üç boyutlu olarak sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiştir. Elde edilen serbest saha deplasmanları üç boyutlu sonlu elemanlar programında kullanılarak dinamik deplasmanlar altında köprü kazıklarındaki etkisi araştırılmıştır. Yapılan tüm bu geoteknik değerlendirmeler sonucunda yapılan çalışmalar ilişkin olarak uygun önlem ölçümleri önerilmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Geoteknik Arazi Deneyleri, Kuzey Anadolu Fay Hattı, Sıvılaşma, Sahaya Özgü Sismik Tehlike Analizi, Serbest Saha Analizi, Üç Boyutlu Sonlu Eleman Modeli*

## ABSTRACT

Earthquakes are natural events that cannot be prevented; however, with the required geotechnical measures taken, the loss of life and property in earthquakes can be reduced. The entire study area consists of gravel, sand, and clay deposits in flat-lying areas that have been developed in older depressions in streams and lake beds located in the flooded alluvial plain of the Sakarya River. In general, these units containing silt, clay, and sandy character are also rich in organic matter content. The flat plain elevation is very close to the water level of the Sakarya River, and it is seen that the groundwater level is at the surface for a significant part of the year. In the study, the soils that are thought to have liquefaction and settlement potential and which are located at the Adapazarı-Karasu State Road Sinanoğlu-Limandere transition will be investigated in static and dynamic conditions. Alternatives to the road crossing have been considered to prevent settlements and liquefaction that would occur. The bridge alternative, which is seen as the most economical solution, has been studied. While studying the bridge alternative, earthquake records specific to the region were selected. One-dimensional free-field analyses were carried out. Then, finite element modeling has been used to model the related bridge alternative in three dimensions. Bridge piles under dynamic displacements have been investigated based on the free field displacements obtained. As a result of all these geotechnical evaluations, appropriate remedial measures have been proposed for the studies carried out.

***Keywords:*** *Geotechnical Field Test, North Anatolian Fault Zone, Liquefaction, Site Specific Seismic Hazard Analysis, Free Field Analysis, Three-Dimensional Finite Element Model*

[1] M. Sc. Geotechnical Engineer, Hacettepe University, furkancanyasar@gmail.com
[2] Assoc. Prof. Dr., Hacettepe University, mkockar@gmail.com

## 1. INTRODUCTION

The purpose of the study is to assess the effects of seismic events on problematic soils located in the flooded alluvial plain on the Sakarya province Adapazarı-Karasu State Road, Sinanoğlu-Limandere route. This area is one of the most dangerous areas in terms of earthquakes. 1999 Kocaeli and Düzce Earthquakes confirm this situation. The entire study area consists of gravel, sand, and silt deposits in flat-lying areas that have been developed in older depressions in stream beds located in the flooded alluvial plain of the Sakarya River. It consists of floodplain sediments that have not undergone little or no consolidation. In general, these units containing silt, clay, and sandy character are also rich in organic matter content. The ground elevation is very close to the water level of the Sakarya River, and it is seen that the groundwater level is at the surface for a significant part of the year. The soil sediments that are thought to have the liquefaction potential mentioned above and located at the Sinanoğlu-Limandere crossing of the Adapazarı-Karasu State Highway in Sakarya province have been investigated. Regarding these alluvial sediments located along the highway route, soil characterizations have been performed with the aid of analyzes developed depending on the geological environment by evaluating the geotechnical data obtained from in-situ boring studies and geotechnical laboratory experiments from the study area. In-situ field test results (SPT, CPT, etc.) have been used to analyze soil characteristics and behavior in sedimentary environments. By using the data obtained from the geotechnical field tests, empirical liquefaction analyses and then post-liquefaction deformation analyses have been performed by using the new code regulation of Turkey (TBEC, 2018). Within the scope of this research, A total of 7 boreholes were drilled along the highway route in the study area, four of them on the left and three of them on the right of the route. The total depth of the boreholes is about 243 m.
Geotechnical characterization of the study area was carried out using field experiments and laboratory test results. In addition to this, shear wave velocity was obtained by using correlations of SPT and CPT data obtained from field experiments. In this way, data were obtained to assess the dynamic sediment characteristics of problematic soft lake deposits. After examining the study area as a highway route, alternative solutions have been discussed for the problematic soil ground. As a solution appraisal, the relevant study evaluated whether it is appropriate to construct a bridge along the highway crossing in the problematic area. In recent years, soil-structure interaction (SSI) has been increasingly studied concerning the responses of active control structures. The effects of (SSI) on the responses of structures to earthquake excitations are widely acknowledged (Luco, 1998). To properly analyze structures situated in seismically active areas, it is crucial to consider SSI effects. The dynamic characteristics of the structural reaction can be greatly changed. The dynamic study of structures in the soil medium must therefore take into account how these impacts interact (Kim & Yun, 2000). In Turkey, after the TBEC (2018) legislation, research studies on this subject have increased rapidly. In this study, according to the Turkish Building Earthquake Code specifications (2018), the dynamic analyses of the soil condition have been assessed considering this issue in detail along the highway route in Sakarya province near the Adapazarı Region.

### 1.1. Purpose and Scope

The study area, located on the highway route within the borders of the Sakarya – Adapazarı district, is located in an area where seismic activity is high and which has the depositional setting of many fluvial lake sediments. The North Anatolian Fault Zone (NAFZ) is one of the largest currently active strike-slip faults in Turkey and constitutes the most prominent part of the deformation belt formed by a medium-sized strike-slip fault. The Hendek Fault, which extends between Sapanca Lake-Hendek-Cumayeri in the west of the Düzce basin, extends from the Northeast to the Southwest.
In the study area, geotechnical in-situ testing and laboratory experiments have been performed to characterize soil sediments. These data were collected to define soil parameters and determine the nonlinear behavior of the local site conditions. And also, empirical correlations have been used to characterize the shear wave velocities of the soil ground.
The study area with loose soil deposits and loose sediment transitions in fluvial activity has been primarily considered as a highway road. First of all, the problems that are thought to arise depending on the existing soil properties were analyzed if this transition was designed as a highway road. It has been assessed in terms of settlement and liquefaction concerning those mentioned in the route. Consolidation settlement and liquefaction problems were observed along the road crossing, and large deformations were calculated. Different remediation methods have been considered in the study area. Jet grout, deep mixing, wick drain, stone column, and bridge alternatives were briefly considered. According to the results of the analysis

obtained, the problems that may occur in the road route have been evaluated, and then a bridge crossing was designed in the environment where the mentioned loose sediment transitions were present. By designing the piled bridge, settlement and liquefaction problems expected to occur in the road design were tried to be solved. Rock socketed piles were designed for the weathered rock located under the 10-15 m deep alluvial sediment so that the weathered rock was reached by crossing with the alluvial sedimentary piles, which are expected to have settlement and liquefaction problems. The dynamic analyses of the rock socket bridge, for which static calculations were performed, were also carried out within the scope of the study. While designing the pile, site-specific earthquake records were selected, and free-field soil behaviors were calculated. Using the distance of the study area to the NAFZ and the shear wave velocity profiles of the study area, 17 site-specific earthquake records were selected. Of the 17 selected earthquake records, the 7 earthquake records most suitable for the average spectrum were determined to be used in the analyses. Free field displacements were obtained for all 7 different earthquake records selected. Average free field displacements were obtained.

There are different methods for performing dynamic analysis of the bridge. By creating the p-y curves in the literature for the soil and rock units, the spring is given along the pile by using the p values corresponding to the displacements obtained in the free field displacements in the structural software. After the spring is given along the pile, push-over analysis is performed to obtain the shear force, bending moment, and axial loads that occurred in the dynamic condition of the piles.

Another method is by modeling the three-dimensional soil ground. The bridge substructure is modeled separately from the superstructure. A three-dimensional model is established so that the free field displacements affect the piles. The shear force, moment, and axial force values that occurred in the piles are obtained. In this study, dynamic soil analyses were made with a three-dimensional numerical model. The pile behavior under the displacements obtained from the results of the free field analyses was investigated by creating a three-dimensional numerical model. Pile designs were made according to dynamic effects.

The pile reinforcements were calculated by using the shear force and bending moments obtained as a result of the analysis. In this way, a solution was obtained for the weak ground transition, and it was seen that the bridge solution was sufficient for the problematic soil transition (**Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.**).

### 1.2. Methodology

The methodology used in this study can be divided into six stages:

1. Collection of comprehensive data, including geological field characterization, deep engineering geological and geotechnical borings, standard penetration tests, cone penetration tests, and geotechnical laboratory tests.
2. Evaluating the engineering geology, geotechnical, and geophysical characteristics of the study area and determining the lateral and vertical variations in the soil conditions of the region.
3. Evaluation of road alternatives of the route, settlement analysis under road embankment, and performing empirical liquefaction analysis.
4. Analyzing 1D soil responses and determining the locations of site response considering the period and spectral amplitudes.
5. Evaluation of bridge alternative and 3D dynamic analysis of bridge pile.
6. Comparison of the design of the relevant route as a road and a bridge.

### 1.2. Site Characterization

The geological profile from engineering boring studies reveals the following layers:

Alluvium deposits, up to 33.0m thick:

The upper 11.0m layer is MH-OH soil with low consolidation (SPT(Nave) < 5) and organic matter. Below, near the depression basin, sand and gravel accumulations are consolidated as SM-SC-GM soil (SPT(Nave) > 25). Further down, clay silt sedimentation is observed, consolidated as MH soil (SPT(Nave) > 20). At the base of the alluvium layer, conglomerate units (GC-GM-GW) composed of clay-sand grain size binder, gravel, and block fragments are found. The basement rock is flysch-type succession rock

## 2. NUMERICAL MODELLING

The bridge alternative, which is assumed to have optimum cost and is quite effective for the relevant segment, has been evaluated. In the following chapters, the behavior of the bridge foundation under static and dynamic loading conditions has been examined.

### 2.1. Dynamic Analysis

Soil profile in the field was created in the DEEPSOIL software by using shear wave velocities and soil and rock parameters obtained from geotechnical field experiments correlations. After the idealized site profile was created in the software, the site-specific earthquake record selection was performed. While selecting site-specific earthquake records, features such as surrounding faults and distance to the fault were taken into account. . A total of seventeen earthquakes were scaled (**Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.**), and seven of them were used to create suits using the criteria outlined above. Scaling was performed on the h1 components of each record.

| ID | Record | Earthquake Name | Year | Station Name | Mw | Mechanism | Rrup (km) | Vs30 (m/sec) | Scale Factor |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | RSN180 | "Imperial Valley-06" | 1979 | "El Centro Array #5" | 6.53 | SS | 3.95 | 205.63 | 0.9242 |
| 2 | RSN723 | "Superstition Hills-02" | 1987 | "Parachute Test Site" | 6.54 | SS | 0.95 | 348.69 | 0.7503 |
| 3 | RSN821 | "Erzican_ Turkey" | 1992 | "Erzincan" | 6.69 | SS | 4.38 | 352.05 | 0.9811 |
| 4 | RSN1106 | "Kobe_ Japan" | 1995 | "KJMA" | 6.9 | SS | 0.96 | 312.0 | 0.7671 |
| 5 | RSN1119 | "Kobe_ Japan" | 1995 | "Takarazuka" | 6.9 | SS | 0.27 | 312.0 | 0.8459 |
| 6 | RSN1120 | "Kobe_ Japan" | 1995 | "Takatori" | 6.9 | SS | 1.47 | 256.0 | 0.6241 |
| 7 | RSN1602 | "Duzce_ Turkey" | 1999 | "Bolu" | 7.14 | SS | 12.04 | 293.57 | 0.8606 |
| 8 | RSN1605 | "Duzce_ Turkey" | 1999 | "Duzce" | 7.14 | SS | 6.58 | 281.86 | 0.859 |
| 9 | RSN3968 | "Tottori_ Japan" | 2000 | "TTRH02" | 6.61 | SS | 0.97 | 310.21 | 0.6049 |
| 10 | RSN4040 | "Bam_ Iran" | 2003 | "Bam" | 6.6 | SS | 1.7 | 487.4 | 0.692 |
| 11 | RSN4116 | "Parkfield-02_ CA" | 2004 | "Parkfield - Fault Zone 14" | 6.0 | SS | 8.81 | 246.07 | 0.807 |
| 12 | RSN5827 | "El Mayor-Cucapah_ Mexico" | 2010 | "MICHOACAN DE OCAMPO" | 7.2 | SS | 15.91 | 242.05 | 0.8848 |
| 13 | RSN5992 | "El Mayor-Cucapah_ Mexico" | 2010 | "El Centro Array #11" | 7.2 | SS | 16.21 | 196.25 | 0.9282 |
| 14 | RSN6906 | "Darfield_ New Zealand" | 2010 | "GDLC" | 7.0 | SS | 1.22 | 344.02 | 0.5741 |
| 15 | RSN6911 | "Darfield_ New Zealand" | 2010 | "HORC" | 7.0 | SS | 7.29 | 326.01 | 0.7103 |
| 16 | RSN6927 | "Darfield_ New Zealand" | 2010 | "LINC" | 7.0 | SS | 7.11 | 263.2 | 0.8894 |
| 17 | RSN6962 | "Darfield_ New Zealand" | 2010 | "ROLC" | 7.0 | SS | 1.54 | 295.74 | 0.8932 |

Figure 1 A summary of the pulse-like ground motion records that were chosen (PEER Ground Motion Database, NGA- WEST 2)

After the earthquake records suitable for the site were obtained, the relevant earthquake records were entered into the software. By using DEEPSOIL software, free field displacements were obtained for each selected earthquake record. Average free field displacements were obtained.

In the dynamic analysis, a three-dimensional soil model has been developed to define horizontal deformations by using the displacements obtained from the free field. In this study, shear force, bending moment, and axial force values that occurred in piles in dynamic conditions were obtained by making 3D modeling.

## 3. RESULTS

For the dynamic analysis of the bridge, seventeen earthquake records were selected first, and then the most suitable seven earthquake records were chosen for the analyses. The average target spectrum was determined and given in Figure 2. Seven previously selected earthquake records were defined in the DEEPSOIL program. Using the idealized soil profile, free field displacements were calculated separately for each of the seven records. Dynamic pile analyses were performed using the mean of the calculated displacements as prescribed displacements (Figure 3). As a result of the free field analysis, large displacements were observed after 15 m depth. In particular, the horizontal displacements in the areas where liquefaction is expected suddenly increased between 15 and 18 m representing the transition between the liquefiable layer and clayey soil (Yaşar, 2023).

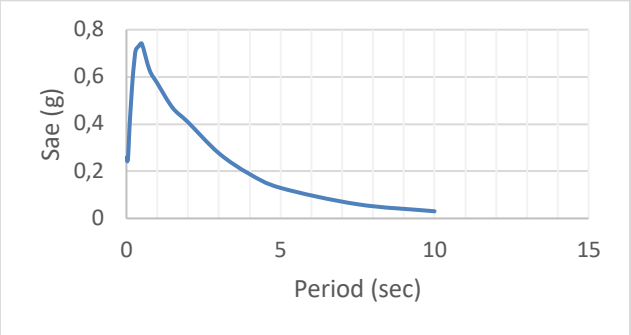



Figure 2 The mean match spectrum developed by averaging the spectra of the seven earthquakes (target spectrum).

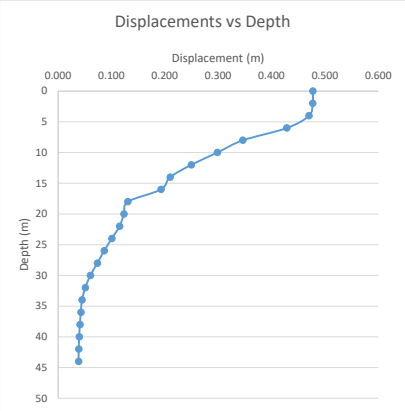



Figure 3 Free field displacements vs. depth

Using Midas GTS NX software, the bridge foundation, piles, and soil profile were modeled in three dimensions. Bridge construction stages were defined separately in the three-dimensional model. The mean free field displacements obtained from the selected earthquake records were factored into the model. Therefore, the determined prescribed displacement was given in scale from the model edges to obtain them in the middle of the relevant model (Figure 4). In this way, the damping property of the ground was also considered. As a result, the effects of the free field prescribed displacements on the piles have been analyzed in the three-dimensional model (Figure 5).

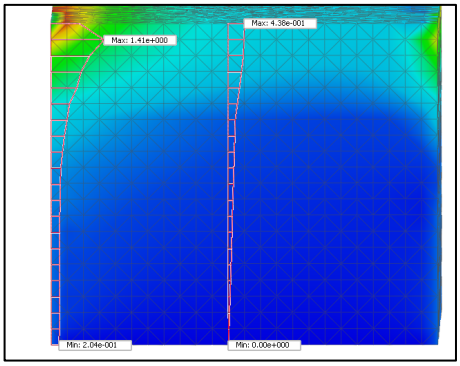



Figure 4 Free field displacements

With the implementation of piled bridge remediation, the previously observed horizontal displacements of around 50 cm in the free field have been reduced to approximately 30 cm. This remediation technique has effectively mitigated the displacements, resulting in improved stability. Furthermore, the displacements that occurred in a pile have created shear and moments. Shear and axial force results, as well as bending moment results, have been obtained. By using the obtained shear and moment, the pile reinforcements were determined. The maximum shear force obtained is in the region where the unit passes from the stiff to the

liquefied sediments. Therefore, the frequency of stirrups reinforcement is due to the horizontal deformation of the piles during liquefaction. The shear and bending moment that occurred during liquefaction was covered by the pile reinforcements capacity. It has been seen that the obtained results for the designed pile bridge were also sufficient in terms of dynamics and static conditions (Yaşar, 2023).

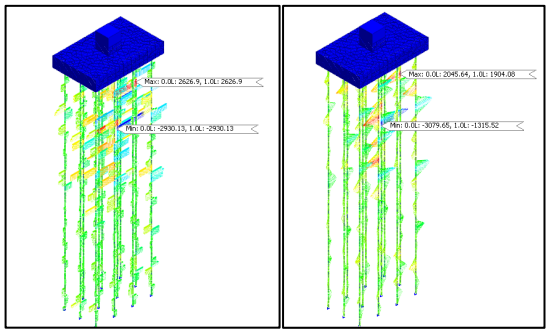


Figure 5 Shear force results / Bending moment results

## 4. CONCLUSION

Geotechnical investigations have been conducted to assess the problematic soil conditions along the highway on the Sakarya province Adapazarı-Karasu State Road, utilizing both static and dynamic analysis methods. The study has also involved the use of analytical and numerical approaches. Along the designated road route, significant consolidation settlements were identified under a 2.5-meter layer of road fill. Liquefaction analyses conducted in the study area indicated a high liquefaction potential as well, leading to substantial deformations following such an event. To address the identified issues, various solutions have been proposed, including jet grouting, deep mixing, wick drains, stone columns, and bridge alternatives. Among these options, particular focus was given to the bridge alternative, which was deemed the most optimal. Static loading analyses were performed to evaluate the pile foundation, leading to the determination of appropriate pile lengths. Then, dynamic analyses were then carried out for the bridge, complementing the former analyses. A 3D numerical model was utilized to simulate the free field displacements, which were scaled from the model boundaries. Furthermore, the free field displacements in the central region of the model were calculated. Subsequently, the numerical model was subjected to the construction stages of the bridge. Through dynamic conditions, the resulting shear forces and bending moments within the piles were determined. These findings informed the reinforcement measures implemented for the piles, ensuring their structural integrity and stability.

## REFERENCES

Arslan Kelam, A., Karimzadeh, S., Yousefibavil, K., Akgün, H., Askan, A., Erberik, M. A., Koçkar, M. K., Pekcan, O., & Ciftci, H. (2022). An evaluation of seismic hazard and potential damage in Gaziantep, Turkey using site-specific models for sources, velocity structure, and building stock. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 154(December 2021), 107129. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107129

Aydan, Ö., Ulusay, R., & Atak, V. O. (2008). Evaluation of ground deformations induced by the 1999 Kocaeli earthquake (Turkey) at selected sites on shorelines. Environmental Geology, 54(1), 165–182. https://doi.org/10.1007/s00254-007-0803-x

Yaşar, F. (2023) Assesment of dynamic effects of soils with in-situ tests and numerical methods on Adapazari-Karasu State Road, Master Thesis, Hacettepe University, Civil Engineering Department, 197p.

Kim, D. K., & Yun, C. B. (2000). Time-domain soil - Structure interaction analysis in a two-dimensional medium based on analytical frequency-dependent infinite elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 47(7), 1241–1261. https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(20000310)47:7<1241::AID-NME807>3.0.CO;2-9

Luco, J. E. (1998). A simple model for structural control including soil-structure interaction effects. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27(3), 225–242. https://doi.org/10.1002/(sici)1096-9845(199803)27:3<225::aid-eqe713>3.0.co;2-s

# İZMİR İLİ BUCA-ONAT TÜNELİ VE PROTAL YAPILARI VAKA ANALİZİ

## BUCA-ONAT TUNNEL AND TUNNEL PORTAL ANALYZE IN IZMIR CITY

**Görkem Gedik [1], Serbay Tatar[2], Özgür Öngen[3]**
**Furkan Can Yaşar[4]**

## ÖZET

Ulaştırma amaçlı tünelcilik sektörü, büyük şehirlerin artan nüfusu ile birlikte teknolojideki son gelişmelerle giderek önem kazanmıştır. Ülkemizde de son yıllarda ivmeli bir şekilde hızlanan tünelcilik sektörü, dünya standartlarını yakalamış ve birçok konuda sektöre yön verir hale gelmiştir. İzmir'de giderek artan şehir nüfusu, yapılaşmanın yoğunluğu, coğrafi koşullar kamulaştırma maliyet ve süreleri dikkate alındığında Bornova ve Buca ilçelerinin birbirlerine karayolu tünelleriyle bağlanmasını en uygun çözüm haline getirmiştir. Türkiye'deki en uzun karayolu tünellerinden biri olma özelliğine sahip, çift tüp toplamda 5051 metre uzunluğunda İzmir Buca-Onat Tüneli ve Portal yapıları için projelendirme yapılırken, 20. Yüzyılın ikinci yarısında şekillenip ve geliştirilmeye devam eden; tünelin, içinde açıldığı kaya ortamına kendi kendini taşıma temel prensibine sahip, değişken zemin/kaya koşullarına hızlı ve ekonomik bir şekilde adapte olabilen Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) tercih edilmiştir. (NATM) yöntemi esasları gözetilerek inşa edilecek bu tünellerden farklı kesitler alınarak 2 ve 3 boyutlu sonlu elemanlar modelleri oluşturulmuştur. Analizler neticesinde tünel boyunca B3, C2, C3 ve tünel portal bölgesinde C3 modifiye destek sistemleri belirlenmiştir. Tünel güzergâhı şehir içinde ve yapılaşmanın yoğun olduğu bir bölgede olmasından dolayı; ileriki yıllarda da yapılması olası tünel üstü yapılarla tünel etkileşimi farklı senaryolar oluşturularak 3 boyutlu çalışmalar ile ortaya koyulmuştur. Bu çalışmalarla imar planlarına altlık oluşturulması hedeflenmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *NATM, 3D Tünel Modelleme, Tünel Destek Sistemleri*

## ABSTRACT

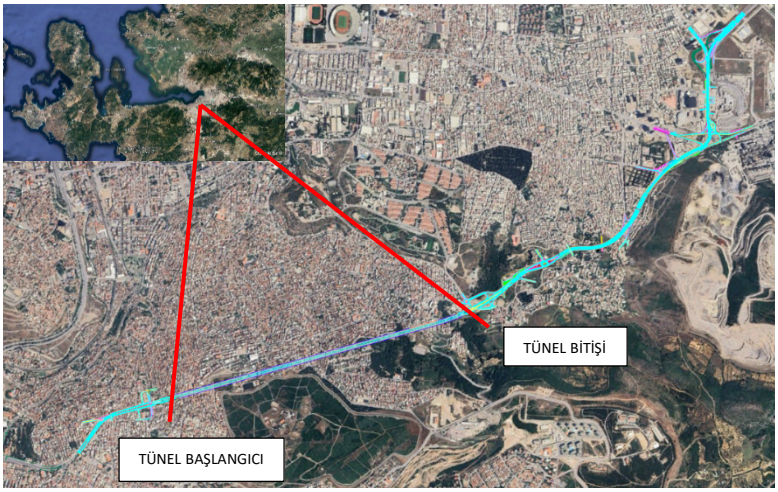
The transportation tunneling sector has become increasingly significant due to technological advancements and the growing populations in large cities. In our country, the tunneling sector has made remarkable progress in recent years, aligning with international standards and emerging as a key focus area. In light of the expanding urban population, construction density, geographical factors, expropriation costs, and timeframes in İzmir, the establishment of road tunnels connecting the Bornova and Buca districts has emerged as the most suitable solution. The design of the İzmir Buca-Onat Tunnel and Portal structures, spanning a total length of 5051 meters, represents one of Turkey's longest highway tunnels and has undergone continuous development since the latter half of the 20th century. To address the variable soil/rock conditions and achieve rapid and cost-effective adaptability during excavation, the New Austrian Tunneling Method (NATM) has been selected. Two and three-dimensional finite element models were created, incorporating various cross-sections of the tunnels to be constructed using the NATM method. The analysis led to the identification of modified support systems (B3, C2, and C3) along the tunnel, and specifically C3 in the tunnel portal region. Given the urban and densely populated nature of the tunnel route, it was crucial to examine the interaction between the tunnel and potential future structures in the surrounding area. Through

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, Prowin Mühendislik, gorkem.gedik@prowinmuhendislik.com (Sorumlu yazar)
[2] İnşaat Yüksek Mühendisi, İzmir Büyükşehir Belediyesi, serbaytatar@gmail.com
[3] Maden Yüksek Mühendisi, Geoteknik Yüksek Lisans, İzmir Büyükşehir Belediyesi, ozgur.ongen@deu.edu.tr
[4] İnşaat Yüksek Mühendisi, Prowin Mühendislik, furkancan.yasar@prowinmuhendislik.com

comprehensive 3D studies encompassing different scenarios, this research aims to establish a foundation for future zoning plans.
***Keywords:*** *NATM, 3D Tunnel Modelling, Tunnel Support Systems*

## 1. GİRİŞ

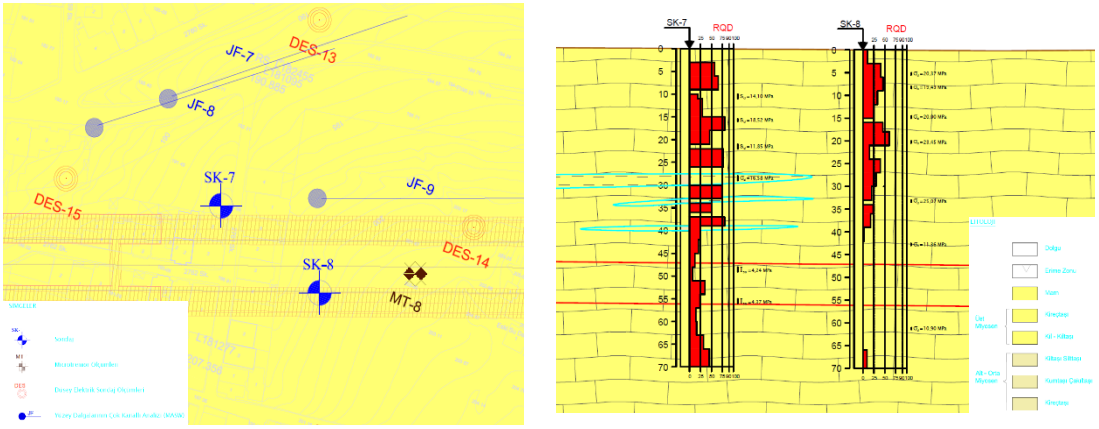
Ulaştırma amaçlı tünelcilik sektörü, büyük şehirlerin artan nüfusu ile birlikte teknolojideki son gelişmeler sayesinde giderek önem kazanmıştır. Ülkemizde de son yıllarda ivmeli bir şekilde hızlanan tünelcilik sektörü, dünya standartlarını yakalamış ve birçok konuda sektöre yön verir hale gelmiştir. Şehirlerde giderek artan nüfus, yoğun yapılaşma, zorlu coğrafi koşullarda, kamulaştırma maliyetlerinin yüksekliği ve uzun hukuki süreçler dikkate alındığında; günümüz koşullarında ulaşım problemlerinin tünel projeleri ile çözüme kavuşturulması daha fizibil hale gelmiştir. Bu nedenlerle İzmir Büyükşehir Belediyesi tünelciliğe önem vermekte ve ulaşım projeleri ekibi ile kesintisiz trafik akışını sağlayacak çeşitli proje çalıştırmaları yürütmektedir. Buca Onat Caddesi ile Şehirlerarası Otobüs Terminali ve Çevre Yolu arası kesintisiz trafik akışını sağlayacak projemiz bu çalışmalarımızdan biridir. Bu çalışmamızda çeşitli alternatifler incelenmiş, proje çalışmaları yapılmış, Buca Onat Caddesi ile Şehirlerarası Otobüs Terminali ve Çevre Yolu Arası Bağlantı Yolu ile Onat Caddesi'nden Otogar ve Çevre Yolu'na kadar devam etmesini sağlayacak bağlantıyla Buca, Gürçeşme, Eşrefpaşa, Yeşilyurt, Bozyaka, Eskiizmir, Karabağlar, Yeşildere ve buradaki semtlerden İzmir Otogarı'na ulaşımı kolaylaştıracak "Buca Onat Caddesi İle Şehirlerarası Otobüs Terminali Ve Çevre Yolu Arası Bağlantı Yolu Uygulama Projeleri" tamamlanmıştır. Söz konusu 7.1 km uzunluğundaki proje ile kesintisiz trafik akışını sağlamak amacı ile bu yolda araç alt-üst geçitleri, tünel (2 gidiş-geliş 2x2,5km) ile yaya geçitleri düzenlenmiştir.




Şekil 1. Yer Bulduru Haritası

## 2. SAHA ARAŞTIRMLARI VE ZEMİN/KAYA ÖZELLİKLERİ

Genel zemin/kaya yapısı itibariyle proje sahasında göl ortamı çökeli Miyosen yaşlı kireçtaşı birim yüzeylenmekte, bu birimin altında ise kiltaşı ve kumtaşı silttaşı birimler yer almaktadır. Marn ve kiltaşı ara seviyeleri içeren kireçtaşı birim içerisinde süreksizlik zonlarına bağlı olarak erime boşlukları gelişmiştir (Koçyiğit, 1984). Çıkış portali civarında ise yüzeyde kiltaşı-silttaşı ardalanması mostra vermektedir. Yer yer çakıltaşı ve kumtaşı seviyeleri içeren bu birim pekleşmemiş/ayrışmış olup yumuşak kayaç niteliğindedir. Zemin araştırmaları kapsamında proje sahasında uygun lokasyonlarda derinlikleri 30m ile 85m arasında değişen 27 adet sondaj kuyusu açılarak toplam 1580 metre uzunlukta karotlu sondaj yapılmıştır. Çıkış portalı civarında yapılan sondajlarda yeraltı suyuna rastlanmış olmakla birlikte, bunun esasen bölgede yer alan geçirimsiz katmanlar üzerinde biriken tünek su olduğu düşünülmektedir. Sondajlar sırasında alınan kayaç numuneleri üzerinde çok sayıda nokta yükleme, tek eksenli ve üç eksenli yükleme testleri; zemin numuneleri üzerinde ise sınıflandırma, su içeriği ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Sahada ayrıca, jeofizik testler kapsamında resistivite, mikrotremor deneyleri yapılmış ve MASW yöntemiyle dalga hızları ölçülmüştür. Elde edilen kayma dalgası hızları 370m/s – 1020m/s aralığında değişmekte olup bu hızlar sondaj loglarında tanımlanan litolojik yapı ile uyumludur.

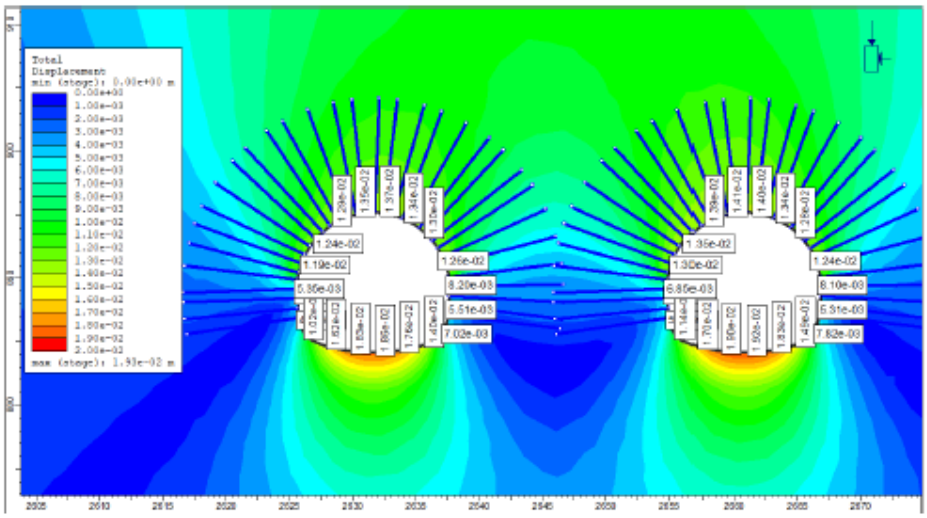



Şekil 2. Etüt Çalışmaları Örnek Plan ve Sondaj Kesiti

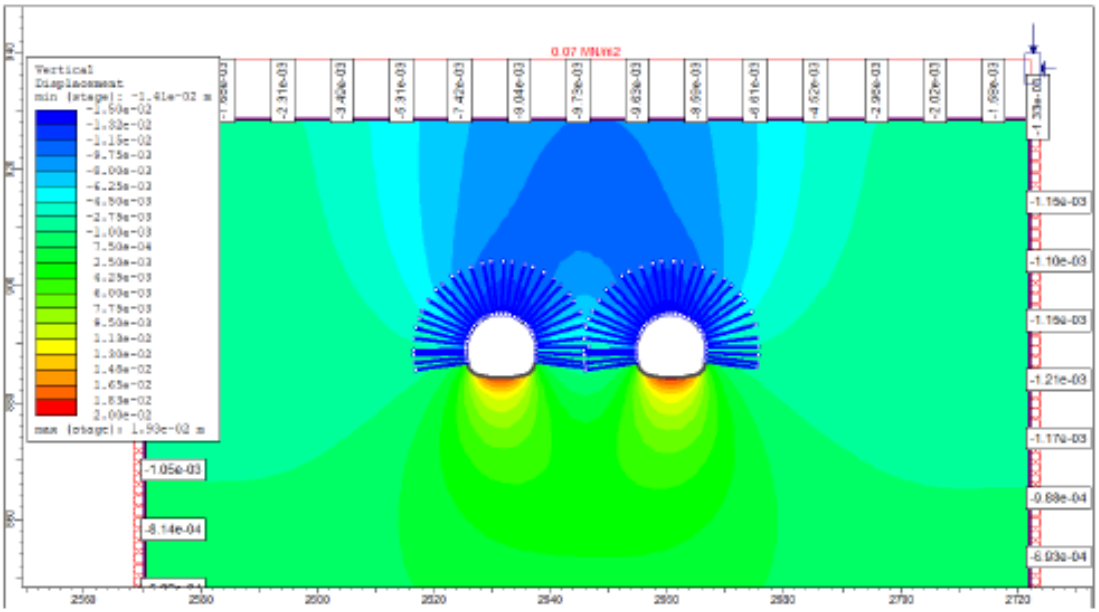
## 3. KAYA KÜTLE PARAMETRELERİ VE NATM DESTEK SİSTEMİNİN BELİRLENMESİ

NATM yöntemi tünel inşası sırasında kazı çevresinde oluşan gerilmelerin mümkün olduğunca zemine taşıtılması prensibine dayanması nedeniyle emniyetli ve ekonomik uygulamalara imkân vermektedir. Onat tünelinin NATM yöntemi kullanılarak inşa edilmesi öngörülmüştür. Tünel güzergahında yapılacak analizler için gerekli olan kaya kütle davranışını temsil eden parametreler ve NATM destek sistemi sınıflamaları, elverişli masif numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde elde edilen sonuçlar ve kaya kütle sınıflandırma yöntemleri birlikte kullanılarak ampirik yaklaşımlarla elde edilmiştir. (Öngen ve Güzel, 2015). Bu amaçla kullanılan girdi parametreleri özetle Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı, Jeolojik Dayanım İndeksi, Hoek & Brown Sabiti, Örselenme Faktörü, Masif kayaç elastisite modülüdür. Tünel ekseni boyunca geoteknik koşullar itibariyle beş farklı bölüm tanımlanmıştır (Terzaghi, 1991 & Sönmez ve Ulusay, 2002). Bölümlerin her biri için pik (örselenmemiş) ve rezidüel (örselenmiş) kaya kütle parametreleri ile NATM destek sistemleri belirlenmiştir. Hesaplamalarda RocData ve RocLab yazılımlarından yararlanılmıştır. Çıkış portali civarı dışında kalan kesimlerde Karayolları Teknik Şartnamesi, 2013 uyarınca B3 ve C3 NATM destek sistemleri, çıkış portalına yakın kesimde ise birimin kaya – zemin geçişi niteliğinde olması; ayrıca, bu kesimde örtü yükünün oldukça düşük olması nedeniyle C3/özel destek sistemi tasarlanmıştır.

Nümerik modellemeler yapılarak ampirik yaklaşımlarla belirlenmiş olan kesitler sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiş olup, analizler sonucunda gerek tünel çevresinde gerekse zemin yüzeyinde hesaplanan deplasmanlar ve plastik bölge oluşumları ile destek elemanları üzerine etkiyen kesit tesirleri (moment, kesme kuvveti ve basınçlar) incelenmiştir. Örnek olarak, 3+300km kesimde örtü kalınlığı yaklaşık 30 m civarında, çok zayıf dayanımlı, çok ayrışmış nitelikte kiltaşı-silttaşı ardalanması içerisinde açılacak olan tünelin NATM kazı klasının C3 olacağı değerlendirilerek hesaplamalara ait bazı sonuçlar aşağıda verilmiştir.



Şekil 3. Sağ ve Sol Tüp Alt Yarı Kazı ve C3 Destekleme Sonrası Deplasman



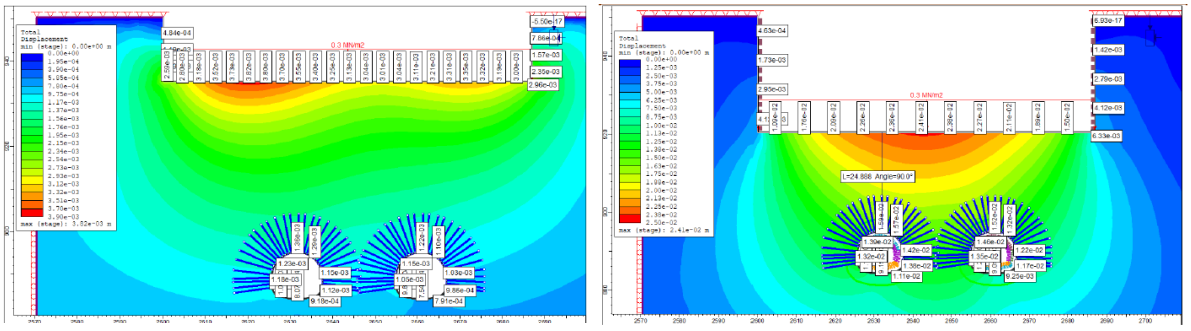

Şekil 4. Tam Kazı Sonrası Yüzey Deplasmanı

## 4. TÜNEL ETKİ ALANI

Tünel güzergâhı üzerinde; ileriki yıllarda da yapılacak tünel üstü yapılarla tünel etkileşimine yönelik farklı senaryolarla (3 boyutlu modelleme çalışmaları) projeler hazırlanmıştır. Etki alanı doğrultusunda 1/1000 ölçekli imar planları oluşturulmuştur. Tünel imalatının tamamlanmasının ardından yapılması olası kazı ve tünel üstü yapılarına göre farklı senaryolar oluşturulmuş ve numerik analizler ile tünele etkileri irdelenmiştir. Buna göre iki senaryo örneklendirilmiştir.

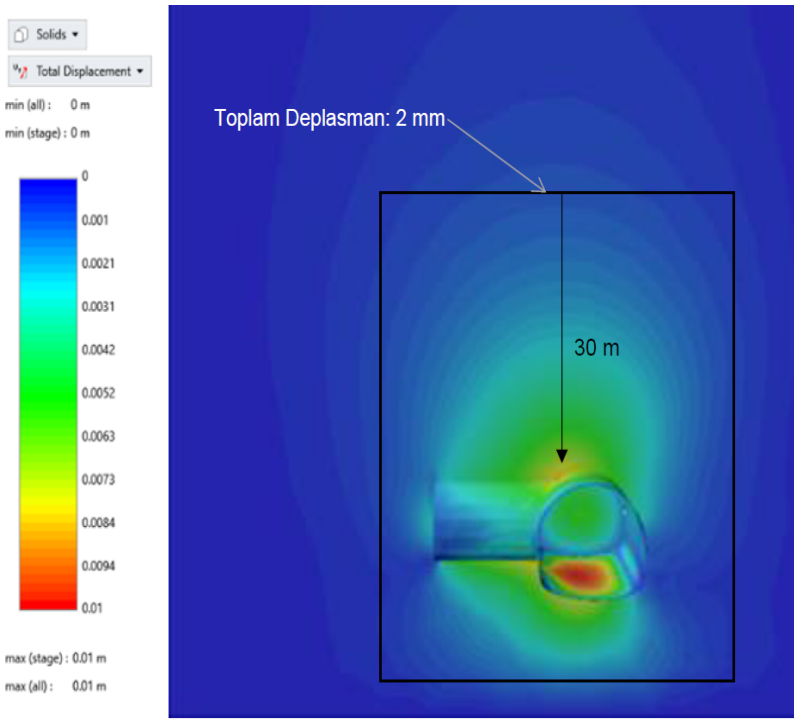
**Seneryo 1:** 15 metrelik bir kazı gerçekleştirilmesi ve üzerine 20 katlı bir bina inşa edilmesi ile kazı ve bina yapımı sonrası tünel çevresinde yaklaşık 2mm, yüzeyde yaklaşık 4 mm deplasman oluşumu beklenmektedir.

**Senaryo 2:** 30 metrelik bir kazı gerçekleştirilmesi ve üzerine 20 katlı bir bina inşa edilmesidir. Kazı ve bina yapımı sonrası tünel çevresinde yaklaşık 1.6 cm, yüzeyde yaklaşık 2.4 cm deplasman oluşumu beklenmektedir.



Şekil 5. Senaryo 1 ve 2 için kazı sonrası deplasmanlar

Etki alanının daha yüksek olacağı tünel bağlantı bölgeleri 3 boyutlu numerik modeller ile analiz edilerek tünel üzeri ile yüzey arasında deformasyonların ihmal edilebilir seviyelere geldiği katmanlar belirlenmiştir. Bağlantı tünelli kesitte tünel tavanından 30 metre yukarıda deformasyonların 2 mm mertebelerine gerilediği gözlemlenmiş, (Şekil 5) bu katman ötesinde yüzeye etki edecek bir deformasyon olmayacağı yaklaşımı yapılmıştır.




Şekil 5. Bağlantı Tüneli 3 Boyutlu Analizi ve Etki Alanı

## 5. SONUÇLAR

Söz konusu çalışma tünel bölgesinde gerçekleştirilen etüt (sondajlar, laboratuvar deneyleri ve gözlemsel incelemeler) çalışmaları esas alınarak tünel gövdesinin duraylılığını irdelemek ve tünel etki alanını belirlemek amacıyla yürütülmüştür. Buca-Onat tüneli; kazı çevresinde oluşan gerilmelerin mümkün olduğunca zemine taşıtılması prensibine dayanması nedeniyle, emniyetli ve ekonomik uygulamalara imkân veren NATM yöntemi kullanılarak Karayolları Teknik Şartnamesi 2006 ve 2013 doğrultusunda inşa edilmesi öngörülmüştür. Tasarımda, tüneller civarında daha sonra oluşabilecek yapılaşma veya kazıların tünel üzerindeki olası etkileri değerlendirilerek etki alanı tanımlanması yapılmaktadır. Buca Onat Tüneli için bu amaçla yapılan analizler sonucunda, teknik literatürde tünel civarında genellikle önerilen 2 çap kadar bir mesafenin yeterli olmayabileceği belirlenmiş, modelleme yapılarak etki alanı detaylandırılmıştır. Projede verilen etki alanı sınırları içerisinde planlanan her projenin ayrıntılı olarak proje özelinde analiz edilmesi ve hesaplamalarının yapılması gerekmektedir. Tünelin açılması sırasında gerekli destek elemanlarının doğru zamanda uygulanabilmesi amacıyla deplasmanların sürekli izlenmesi ve değerlendirilmesi önem arz etmektedir. Yapım çalışmaları sırasında jeolojik koşulların izlenmesi, belirlenen jeolojik modelden daha farklı bir durumla karşılaşılması halinde; tasarımın revize edilmesi uygun olacaktır.

## TEŞEKKÜR

*Yazarlar bildirinin sunulmasında maddi ve manevi katkıları için İzmir Büyükşehir Belediyesi Başkanlığı'na teşekkür eder.*

## KAYNAKLAR

KGM (Karayolları Genel Müdürlüğü) (2006 ve 2013), Ankara.

Koçyiğit, A. (1984), Güneybatı Türkiye ve yakın dolayında levha içi yeni tektonik gelişim. Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni, 27(1), 1-15.

Öngen, Ö., Güzel, A., (2015), Farklı Kaya Sınıfları İçin Yapılan Sayısal Modelleme Çalışmalarının Karşılaştırılması-Örnek Uygulama. CBÜ Fen Bil. Dergi., 11(2), 253-264.

Sönmez, H., ve Ulusay, R. (2002), Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri, Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, No :60, ss: 243, Ankara.

Terzaghi (1991), Rock Mass Properties and Classifications T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007, Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası.

# ÖZEL MÜHENDİSLİK YAPILARINDA TEMEL SİSTEMİNİN SEÇİMİNE AİT VAKA ANALİZİ

## CASE ANALYSIS OF THE SELECTION OF THE FOUNDATION SYSTEM IN SPECIAL ENGINEERING STRUCTURES

**Abdulkadir ÇİNTESUN[1], Akif AYGEN[2], Volkan TOPALOĞLU[3]**

## ÖZET

Viyadükler, ulaştırma projelerindeki önemli mühendislik yapılarından olup, projenin yapım süresi ve maliyetine etkisi oldukça yüksektir. Güzergâh çalışmalarında arazinin topografik durumuna ve proje tasarım kriterlerine göre büyük ve yüksek maliyetli viyadüklerin ortaya çıkması söz konusu olabilmektedir. Depremsellik ve yapının inşaat tekniği temel tasarımının önemini ve kritikliğini artırmaktadır. Ahmetbeyli – Fuzuli – Şuşa Otoyolu yapım işleri kapsamında itme – sürme yöntemi ile inşa edilen 3 adet viyadük, bu çalışmanın kapsamını oluşturmaktadır. Özel yapı statüsünde değerlendirilen bu viyadüklerde temel tasarımı üzerinde alternatif değerlendirmeler yapılmıştır. İtme – sürme viyadük tekniği, yapım sırasında temellerde büyük çekme gerilmeleri oluşturmaktadır. Ayrıca, orta ayak sayısının standart prekast kirişli bir viyadüğe kıyasla az olması ve açıklıkların geniş olması da statik ve depremli durumlardaki temel gerilmelerini ciddi seviyede artırmaktadır. Bu viyadükler için yapılan araştırma sondajlarına göre, zemin koşullarının fore kazık uygulaması için oldukça zorlayıcı olduğu kanaatine varılmıştır. Bu sebeple viyadüklerin temel sistemlerinde mini kazık tekniği seçilmiş ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Viyadükler planlanan yapım bütçesinde ve iş programına uygun inşa edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Kazıklı temeller, mini kazık, itme – sürme viyadük metodu

## ABSTRACT

Viaducts are one of the important engineering structures in transportation projects and have a high impact on the construction time and cost of the project. Depending on the topographic condition of the land and the project design criteria, large and high-cost viaducts may emerge during the alignment studies. Seismicity and the construction technique of the structure increase the importance and criticality of the foundation design. The scope of this study includes 3 viaducts that were built using the incremental launching method within the scope of the construction works for Ahmedbeyli – Fuzuli – Şuşa Motorway. Alternative evaluations were made on the foundation design of these viaducts, which were evaluated as special structures. The push-slide viaduct technique creates large tensile stresses on the foundations during construction. In addition, the fact that the number of piers is less compared to a viaduct with standard precast beams and the wide spans increase the foundation stresses in static and earthquake situations significantly. According to the soil investigation boreholes for these viaducts, it was concluded that the soil conditions are quite challenging for the bored pile implementation. For this reason, the mini pile technique was chosen in the foundation systems of the viaducts and successful results were obtained. The viaducts were built within the planned construction budget and in accordance with the work schedule.

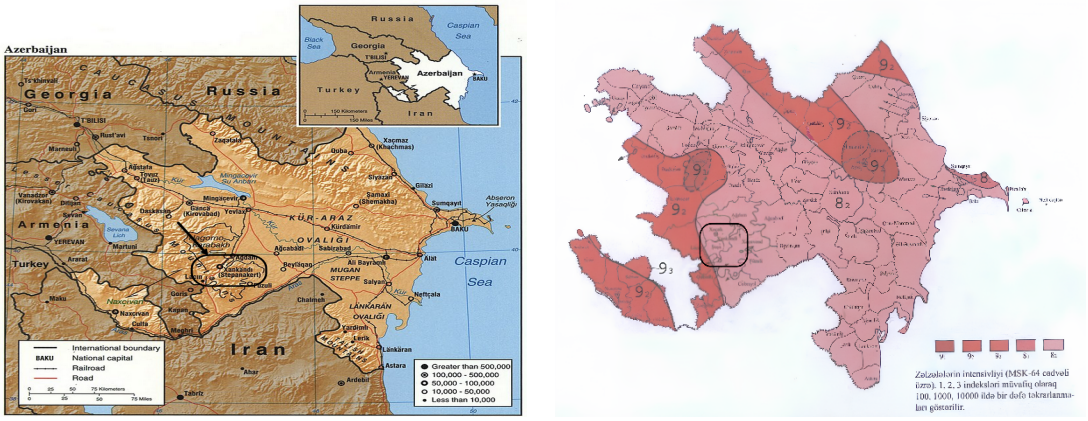
**Keywords:** Pile foundation, mini pile, incremental launching viaduct method

[1] İnş. Yük. Müh., Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., abdulkadircintesun@proyapi.com (Sorumlu yazar)
[2] Azerbaycan Ülke Müdürü, Yön. Kur. Baş. Yrd., Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş., akifaygen@proyapi.com
[3] Azerbaycan Projeler Koordinatörü, Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş.,volkantopaloglu@proyapi.com

## 1. GİRİŞ

Azerbaycan Karabağ bölgesinde "Ahmedbeyli – Fuzuli – Şuşa" otoyol projesi kapsamında 3 adet viyadük için çalışmalar yapılmıştır. Viyadüklerin standart prekast kirişli inşa edilmesinin yapım maliyetinin yanı sıra yapım süresine de negatif etkisi olacağı değerlendirilmiştir. Bu sebeple, bu viyadüklerin itme – sürme (incremental launching method) tekniği ile inşa edilmesine karar verilmiştir. Viyadüklerin uzunlukları sırasıyla 295 metre, 185 metre ve 405 metre olarak planlanmıştır. Viyadüklerin maksimum ayak yüksekliği 45 metre dolaylarındadır. Viyadükler sağ ve sol hat olmak üzere 6 adet olarak inşa edilmiştir.

Proje sahasının konumu Şekil 1'deki görsellerde yer almaktadır.




Şekil 1. Projenin Coğrafi ve Deprem Haritalarındaki Konumu (Azerbaycan – Şuşa Şehri)

## 2. ZEMİN ARAŞTIRMA ÇALIŞMALARI ve BÖLGE JEOLOJİSİ

Viyadük temellerinde yerel ve uluslararası standartların önerdiği zemin araştırma çalışmaları yapılmıştır. Her ayak altına ve jeolojinin tanımlanması için gerekli olan tüm noktalarda sondajlar açılmıştır. Viyadük bölgesinin jeolojisini genel olarak tanımlamak gerekirse; üst kesimlerde değişken kalınlıkta çok ayrışmış kaya, çakıl blok vb. birimler ve alt kesimlerde orta-yüksek dayanımlı, çok - orta - az ayrışmış andezitler bulunmaktadır. Andezit tabakaları genel olarak arazinin kotunun 2-3 metre aşağısında başlamaktadır. Şekil 2'de verilen karot sandık resimlerinde kayaçların durumu görülmektedir. Sandıklardaki en belirgin farklılık kayaçların ayrışma dereceleridir.



Şekil 2. Karot Sandık Resimleri

Sondajlardan elde edilen numuneler üzerinde tek eksenli basınç dayanımı ve nokta yük dayanım testleri uygulanmıştır. Tablo 1'de laboratuvar deney sonuçlarının bir kısmı verilmiştir. Görüleceği üzere kayaçların dayanımları oldukça yüksektir. Dayanımı >100 MPa olan pek çok örnek tespit edilmiştir. Bu durum kazıklı temel sisteminde kazık çapının belirlenmesi için en büyük etken olmuştur. Yüzeye yakın derinliklerde tek eksenli basınç dayanımları için de 50-60 MPa değerleri yaygın bir şekilde gözlenmiştir. Nokta yükleme deneyi sonuçları da korelasyonlar kullanılarak kontrol edilmiştir. Kayacın genel orta- yüksek dayanımlı olarak adlandırılması uygun görülmüştür. Kayaçların tek eksenli basınç dayanımlarının yüksek ve ayrışma derecelerinin düşük olması kayaya soketli kazık hesaplamalarında avantaj sağlamaktadır. Uluslararası pek çok şartname (başlıca FHWA, AASHTO gibi) kazıkların birim çevre sürtünmesi hesaplamalarında bu iki kıstası etken olarak değerlendirmektedir.

Tablo 1. Laboratuvar Deney Sonuçları

| Örnek No | Derinlik, (m) | Birim Hacim Ağırlık, ρ(q/cm³) | Uzunluk & Çap (cm) | Alan (cm²) | Maksimum Yük (KN) | Tek Eksenli Basınç Dayanımı MPa (N/mm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.50 - 6.00 | 2.56 | 12.30 / 6.30 | 31.17 | 117.00 | **36.81** |
| 2 | 6.00 - 7.00 | 2.72 | 12.30 / 6.30 | 31.17 | 227.00 | **71.41** |
| 3 | 10.00 - 11.00 | 2.74 | 12.30 / 6.30 | 31.17 | 127.00 | **39.95** |
| 4 | 11.00 - 12.00 | 2.74 | 12.30 / 6.30 | 31.17 | 167.50 | **52.69** |
| 5 | 17.00 - 18.00 | 2.72 | 12.30 / 6.30 | 31.17 | 339.50 | **106.80** |
| 6 | 19.00 - 20.00 | 2.69 | 12.00 / 6.00 | 28.27 | 112.00 | **38.85** |

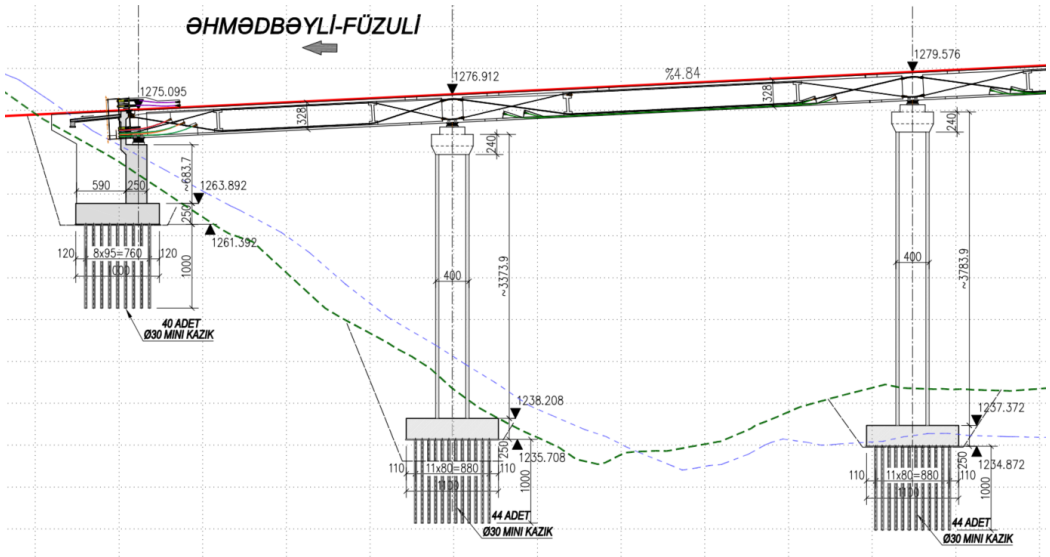
## 3. VİYADÜKLERİN ÖZELLİKLERİ VE TEMEL SİSTEMİNİN SEÇİMİ

Viyadüklerin tasarım özelliklerine ait özet bilgi Tablo 2'de verilmiştir. Viyadüklerin açıklıkları ve tasarım teknikleri benzer, ayak yükseklikleri değişkendir.

Tablo 2. Viyadüklere Ait Özet Bilgi Tablosu

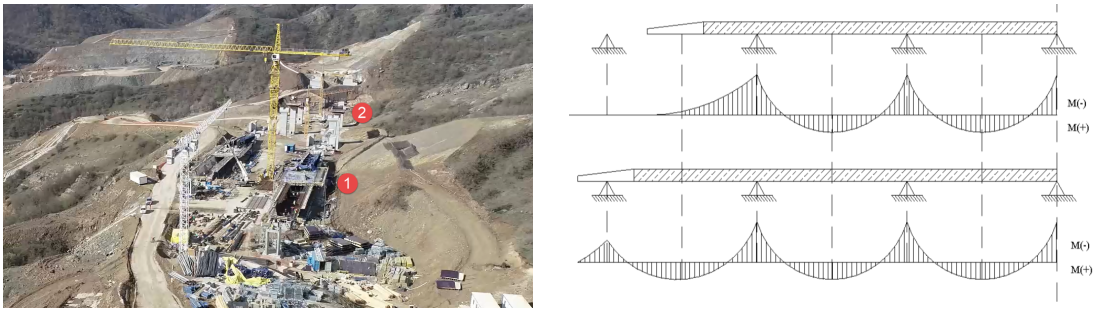
| Viyadüklerin Özellikleri | V6 Viyadük | | V7 Viyadük | | V8 Viyadük | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sol Köprü | Sağ Köprü | Sol Köprü | Sağ Köprü | Sol Köprü | Sağ Köprü |
| Uzunluk | 295m | 295m | 130m | 185m | 405m | 350m |
| Eğim | 4.29% | 4.37% | 4.71% | 4.66% | 4.71% | 4.84% |
| Eğrilik Yarıçapı | 5.5km | 5.5km | 233m | 266m | - | - |
| Yan Açıklık | 37.5m | 37.5m | 37.5m | 37.5m | 37.5m | 37.5m |
| Orta Açıklık | 55m | 55m | 55m | 55m | 55m | 55m |

Şekil 3'den görüleceği üzere ayaklar arası açıklık 55 metre olarak tasarımlar yapılmıştır. Ulaştırma projelerinde standart viyadüklerde açıklıklar 30 metre dolaylarındadır. Bu viyadük sistemi daha az orta ayak yapımı gerektirdiğinden yapım süresini azaltmaktadır. Ancak açıklığın artması temellere aktarılan yüklerin de artmasına sebep olmaktadır.




Şekil 3. Kenar ve Orta Ayak Boy Profili (V8 Viyadüğü)

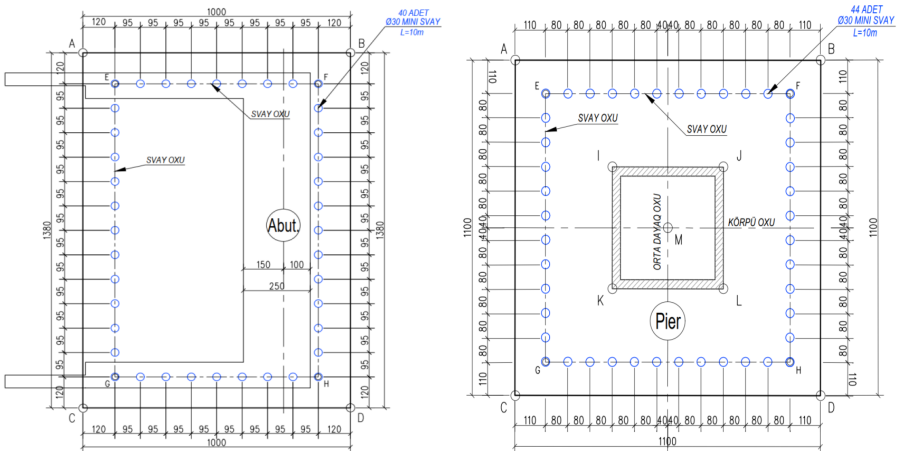
Şekil 4'de görülen segmentler viyadüklerin giriş veya çıkış bölümünde inşa edilmektedir. 1 numaralı alan prekast sahasını, 2 numaralı alan ise tamamlanmış viyadük ayaklarını göstermektedir. Ayakların imalat tamamlandıktan sonra dışarıda hazırlanan segmentler özel sistemler ile ayaklar üzerine sürülmektedir. Şekil 4'de işlem sırasında ortaya çıkan ilave yüklerin şematik görüntüsü yer almaktadır. Bu ilave yük değişimleri gerek ayakların gerekse de temellerin tasarımında dikkate alınmaktadır.




Şekil 4. Segmentlerin Prekast Sahasında İmalatı & Yapım Süresince Moment Değişimleri

Zemin araştırma çalışmaları tamamlandıktan sonra yapının statik hesaplamaları için gerekli veriler oluşturulmuştur. Viyadük temellerinin tamamının yüksek dayanımlı andezit birimlere oturduğu ve taşıma gücü probleminin beklenmediği görülmüştür. Zamana bağlı oturma ve sıvılaşma gibi geoteknik mühendisliği sorunları da beklenilmediği için yüzeysel temel yapılmasının uygun olacağı kanaatine varılmıştır. Ancak giriş kısmında belirtildiği gibi inşaat süresince ortaya çıkan ilave çekme gerilmeleri, ayak yüksekliğinin fazla olması, deprem durumundaki yükler kazıklı temel sistemine mecburi bir yönelim doğurmuştur. Aksi durumda geniş bir alanda oturan yüzeysel temel ile çözüm yapılması gerekmektedir. Yüzeysel tasarlanması durumunda; temel alanının 2.5 – 3.0 katına çıkabileceği ön analizlerde belirlenmiştir.

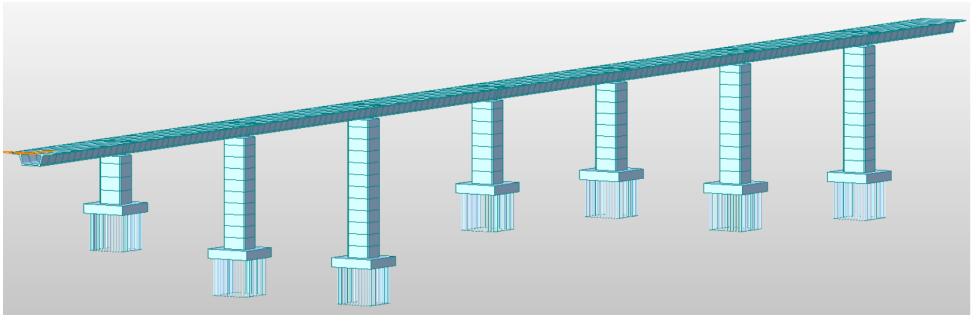
Kazıklı temel sisteminde detayların belirlenmesi için işveren, yapımcı ve proje grupları arasında görüşmeler yapılmıştır. Büyük çaplı standart fore kazık uygulamasının yapım açısından getireceği ek maliyetler, uygulama süresinin uzun olması vb. olumsuzluklar detaylı olarak değerlendirilmiştir. Bütün değerlendirmeler sonucunda mini kazıklı bir temel sisteminin uygulanabilirliğinin en yüksek olduğu kanaatine varılmıştır. İksa sistemlerinde, madencilik işlerinde ve patlatma mühendisliğinde bu teknik sıklıkla tercih edilmektedir.




Şekil 5. Kenar ve Orta Ayakların Kazık Yerleşim Planı

Kazıklar temellerin maksimum çekme aldığı bölgelerine yerleştirilmiştir. Temel altındaki zeminin taşıma gücü problemi olmadığı için düşey kuvvetlerin karşılanması için temelin orta bölgesinde kazığa ihtiyaç duyulmamıştır. Mini kazıkların maksimum yükler altındaki yapısal kapasiteleri ilgili standartlara göre kontrol edilmiştir. Kazık sayısının fore kazıklı bir sisteme kıyasla fazla olması, kazık başına gelen yükü önemli ölçüde azaltmıştır. V8 viyadüğüne ait 3D yapısal model Şekil 6'da verilmiştir. Viyadükler 3D analiz programları ile analiz edilmiştir. Viyadüklerin performans ve betonarme çözümleri AASHTO LRFD şartnamesi kullanılarak yapılmıştır. Sismik datalar, ülkenin yerel şartnamesi olan AzDTN 2.3-1'den alınmıştır. Kazıkların taşıma

kapasiteleri AASHTO ve FHWA kullanılarak hesaplanmıştır. Kazıkların yapısal kapasiteleri de yine AASHTO LRFD şartnamesi kullanılarak kontrol edilmiştir.



Şekil 6. Viyadük 3D Yapısal Modeli (V8 Viyadüğü)

## 4. MALİYET VE İMALAT SÜRESİ KIYASLAMASI

Mini kazıklı temel sisteminde birim metredeki beton ve donatı sarfiyatının düşük olması, maliyetlerin azalmasında başlıca etmenlerdir. Orta ayaklarda 44 adet 30 cm çaplı mini kazığa alternatif olarak, 8 adet 120 cm çapında fore kazık gerektiği hesaplamalarda belirlenmiştir. Her iki kazık alternatifi için de 10 metre boy kriteri geçerlidir.

Delgi işçiliği ve malzeme giderleri toplam olarak ele alındığında; mini kazıklı sistemin yaklaşık %20-25 daha ekonomik olduğu hesaplanmıştır. 3x2 viyadük sisteminde 12 kenar ayak ve 28 orta ayak var olduğu dikkate alındığında, bu oran proje bütçesine hatrı sayılır bir ekonomiklik sağlamıştır.

Fore kazıklı sistemde 8 adet kazık için yaklaşık 8-10 gün uygulama süresi olacağı öngörülmüştür. Kayacın dayanımının fazla olması sebebiyle, fore kazık imalatı için yüksek kapasiteli makine gereksinimi de dezavantaj yaratmıştır. Mini kazıklı sistemde ise 44 adet kazığın günlük ortalama 6-7 delgi ile 7-8 günde tamamlanması sağlanmıştır. Pek çok ayakta aynı anda delgi yapılabilmesi ve kolay makine - ekipman temini toplam imalat sürenin azalmasına katkı sağlamıştır.

## 5. MİNİ KAZIK İMALATINDA KULLANILAN EKİPMANLAR

Viyadük temellerinde 30 cm çapında ve 10 metre boyunda mini kazıkların imalatı hidrolik delgi makineleri ile yapılmıştır. Makinelerin delici uçları kayacı tamamen parçaladıktan sonra foraj artıklarının hava basıncı ile dışarı atarak foraj çukuru oluşturmuştur. DTH (down the hole) hızlı çekiç hareketi ile sert kayayı küçük kesiklere ve toza ayırmaktadır DTH sistemleri, su kuyusu sondajı ve inşaat işleri gibi diğer uygulamalarda da kullanılmaktadır.

Şekil 7'de viyadük temellerindeki kazıkların imalat aşaması görülmektedir. 1 numara ile belirtilen hidrolik delgi makinesi ile parçalanan kayaçlar, 2 numaralı ile belirtilen kompresörün hava basıncı yardımıyla dışarı atılmıştır. Temel altı kazıkların hızlı bir şekilde imalatlarının yapılması sağlanmıştır.




Şekil 7. Mini Kazıkların İmalatı (Viyadük Temellerinde)

Şekil 8'de viyadüklerin tamamlanmış son durumları görülmektedir. 3 viyadük yoğun bir iş programı ile yaklaşık 8,5 aylık bir sürede tamamlanmıştır. Projenin belirlenen programda bitmesinde tercih edilen temel altı kazık sistemi önemli rol oynamıştır.



Şekil 8. Viyadüklerin Tamamlanmış Görselleri

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında özel mühendislik yapılarının temel seçimindeki kriterlerden bahsedilmiştir. Jeolojik koşulların projelerin uygulama sürelerini uzatması ve yapım bütçesini artırması, yaygın bir problem olarak inşaat sektöründe görülmektedir.

Geoteknik uygulamalarda yapım kolaylığı ve düşük maliyetler için;

- Detaylı jeolojik araştırmalar yapılmalı ve jeolojik formasyon gerçeğe en yakın şekilde belirlenmelidir.
- Standart çözümlerin maliyetleri ve yapım süreleri hesaplanmalı, projeye uygunluğu kontrol edilmelidir.
- Özel mühendislik yapılarında yapım sırasında meydana gelen ilave yükleme koşulları da proje tasarımlarında dikkate alınmalıdır.
- Geoteknik tasarımların uygulanabilirliğinin değerlendirilmesi için uzmanlardan görüş alınmalıdır. Pek çok geoteknik çözüm önerisi uygulama zorluğu nedeniyle yapım sırasında revize edilmekte veya yüksek yapım maliyetleri doğurmaktadır.

Bu çalışma kapsamında aktarılan tasarım örneğinin, gelecekte benzer problemlerle karşılaşılacak pek çok yapı için çözüm önerisi olabileceği düşünülmektedir.

## TEŞEKKÜR

*Bizlere bu projede çalışma şansı veren Azerbaycan Avtomobil Yolları Devlet Agentliyi'nin İdare Heyetinin Sedri Sn. Saleh Memmedov'a ve değerli bürokratlarına, çalışmaya katkılarından ve desteklerinden dolayı Proyapı Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş.'nin Yönetim Kurulu Başkanı Sn. Murat Koru'ya, değerli yönetim kurulu üyelerine, proje danışmanımız Sn. Dr. Mahmut Şengör'e, Proje Müdürü Sn. Hikmet Taştan'a, viyadüğün tasarım ekibinden Sn. Sinan Aygen ve Sn. Mustafa Gedik'e, jeolojik araştırma çalışmalarını yapan Sn. İhsan Cankurtaran'a, emeği geçen tüm çalışma arkadaşlarımıza ve proje paydaşlarımıza teşekkürlerimizi sunarız.*

# AN IN-EXPENSIVE AND TABLETOP MEASUREMENT APPARATUS FOR SOIL ELECTRICAL RESISTIVITY

## ZEMİNLERİN ELEKTRİKSEL DİRENCİNİ ÖLÇEN UCUZ VE MASAÜSTÜ BİR APARAT

**Ali Sevki Burak[1], Okan Onal[2]**

## ABSTRACT

Compaction quality test methods are essential to determine the quality of fills, compression ratio and dry unit weight of fill materials. These methods are separated into destructive and non-destructive. Destructive methods are time-consuming and generally provide point-by-point information, while non-destructive methods are time-saving, inexpensive and give large-scale results. In the present study, an apparatus was constructed to specify the compaction state of soils by determining the electrical resistance. For that purpose, a mixture consists of 20% bentonite and 80% sand was prepared to test the apparatus. Electrical resistivity (ER) was measured in two ways; while water content increases at constant compactive effort and while compactive effort increases at the optimum water content. As a result, these measurements indicate that the electrical resistance decreases while the water content increases at constant compactive effort. Likewise, the electrical resistance decreases while the compactive effort increases at optimum water content.

***Keywords:*** *Compactive Effort, Compaction Quality, Electrical Resistivity, Water Content.*

## ÖZET

Kompaksiyon kalitesini kontrol etme deneyleri, dolguların kalitesini, sıkıştırma oranını ve kuru birim hacim ağırlıklarını belirlemede önemli rol oynar. Bu deneyler tahribatlı ve tahribatsız olacak şekilde ikiye ayrılır. Tahribatlı deneyler, zaman alıcı ve genellikle noktasal olarak bilgi sağlarken tahribatsız deneyler pahalı değildir, zaman tasarrufu ve geniş alanlar için bilgi sağlarlar. Bu çalışmada, zeminlerin sıkılığını belirlemek için elektriksel direnç ölçen basit bir aparat yapılmıştır. Aparatı test etmek için %20 oranında bentonit ve %80 oranında kumdan oluşan bir karışım hazırlanmıştır. Elektriksel direnç iki farklı şekilde ölçülmüştür; sabit sıkıştırma enerjisi altında su içeriği yükseltilerek ve en uygun su içeriğinde sıkıştırma enerjisi artırılarak. Sabit sıkıştırma enerjisi altında su içeriği artarken elektriksel direncin düştüğü gözlemlenmiştir. Benzer biçimde en uygun su içeriğinde kompaksiyon enerjisi artırıldıkça elektriksel direncin belirli seviyelere kadar düştüğü bulunmuştur.

***Anahtar Kelimeler:*** Elektriksel Direnç, Kompaksiyon Kalitesi, Sıkıştırma Enerjisi, Su İçeriği.

## 1. INTRODUCTION

Non-destructive tests in geotechnical engineering have become increasingly common because they are fast, time-saving, and cheaper. The electrical resistance method, one of the non-destructive tests, helps to determine some of the soil's physical properties, such as water content and initial degree of saturation (Rooposhti et al.,

[1]Msc. student, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Dokuz Eylül University, alisevkiburak@gmail.com
[2]Prof. Dr., Dokuz Eylül University, Engineering Faculty, Department of Civil Engineering, okan.onal@deu.edu.tr

2019). Abu-Hassanein et al. (1996) identified distinct relationships between electrical resistivity and soil properties for compacted clays.

Minor changes in soil components can widely affect the electrical resistivity of the soil. (Swileam and Shahin, 2019). For example, Seladji et al. (2010) found that electrical resistivity is over-sensitive to density changes for specific water content values. The electrical resistance decreases exponential as the temperature increase at temperatures above 0 degrees. However, the temperature reaches the freezing point (0°C), electrical resistivity drops abruptly due to pore fluid changes into the solid state. (Keller and Frischknecht, 1966; Abu-Hassanein et al., 1996).

Conventionally, four-electrodes are used to determine the resistivity, which current and potential difference are separated. Nevertheless, depending on the purpose two probe is also used which current and potential difference readings are taken same electrodes (Zhou et al., 2015). In this paper, an apparatus is constructed to determine soil resistivity. The apparatus components are easily purchased from the internet and relatively cheap compared to equipment purchased from commercial vendors. It has been observed that how the water content and compaction effort changes affect the electrical resistivity by using the apparatus.

## *2.* MATERIALS AND METHODS

### 2.1. Materials

*Soil*

The soil, evaluated in this study, consists of 20% bentonite and 80% sand. Bentonite and sand were chosen for their known electrical resistivity values. The index properties of the bentonite-sand mixture are summarized in Table 1. A wet sieve analysis test was carried out on the sand bentonite mixture, the size grain distribution of the mixture is shown in Fig. 1a. According to standard proctor results, the compaction properties of the soil are shown in Fig. 1b.

Table 1. Index Properties of the Mixture

| Soil | Liquid Limit | Plastic Limit | Plasticity Index | Activity | Sand (%) | Clay (%) | USCS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bentonite-Sand | 65.6 | 22.2 | 43.4 | 2.11 | 79.4 | 20.6 | SC |

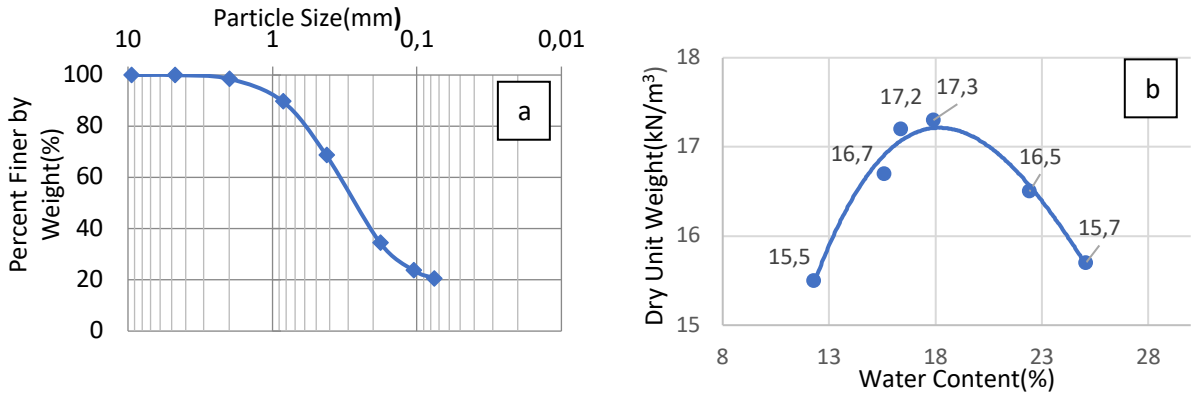



Figure 1. (a) Grain Distribution of the Mixture; (b) Compaction Curve of the Mixture.

*Apparatus*

The components of the apparatus can be purchased from any electronic store and easily constructed with basic physics knowledge. The battery, which is the source of the apparatus, generates 12V direct current (DC). 12V DC convert to 220 alternative current (AC) by power inverter due to DC can change the soil propeties such as water content (Hamed et al., 1990; Abu-Hassanein et al., 1996). The reason why we use batteries instead of wall plugs as electrical source is the mobility of the apparatus and safety concerns. A multimeter which connected to the source was used to measure the current between the electrodes. Another multimeter separate from the source measures the potential difference between the electrodes. All probes are made of copper and covered with PVC for safety. The ends of the probes is sharpened for better penetration into the soil. The illustration of the general configuration of the apparatus and the components of the apparatus are shown in Fig. 2 and Fig. 3 respectively.

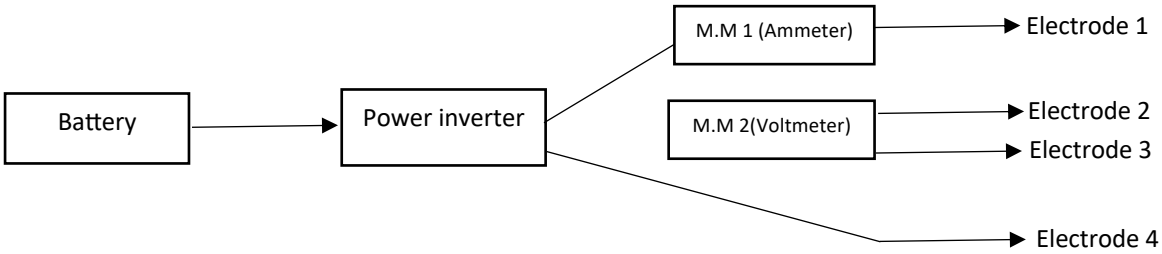



Figure 2. General Configuration of Setup of The Apparatus

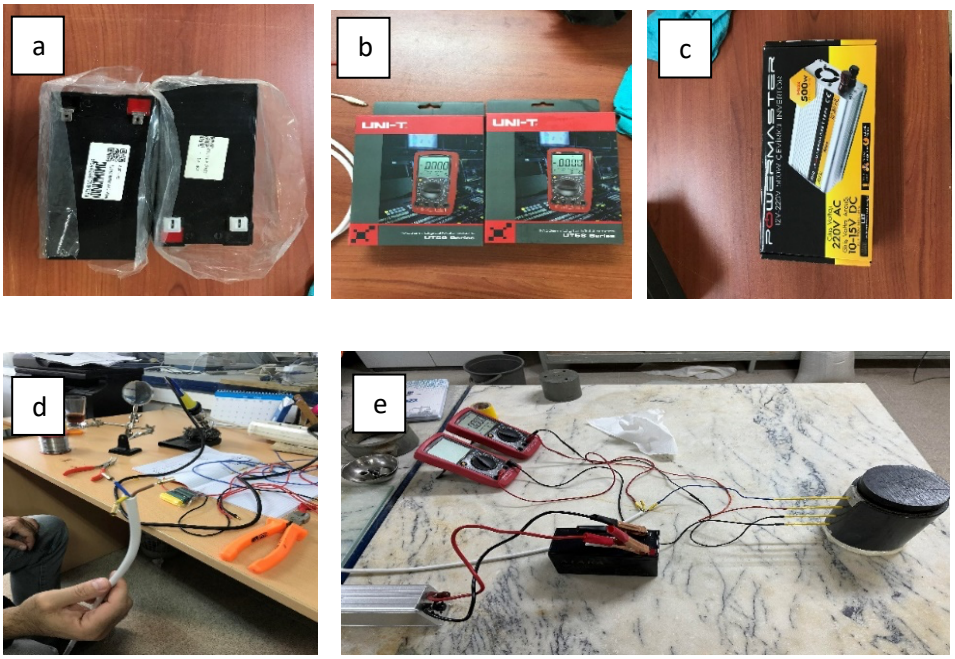



Figure 3. The components of the apparatus: (a) 12V Dry Accumulators; (b) Digital Multimeters; (c) Power Invertor (12V DC to 220V AC); (d) Copper Connection Wires; (e) The Apparatus After Completing Setup

### 2.2. Method

*Electrode Configuration*

There are several different configurations for measuring the electrical resistivity of soils such as Wenner, Schlumberger, Dipole-Dipole. In this study, Wenner Configuration was used which the equal distance between each electrode. Current flow and equipotential lines are easier to understand in the Wenner configuration and it gives the results for midpoint of the configuration (Herman, 2001). These two main reasons led us to use the Wenner configuration.

*Sample Preparation and Compaction*

The samples were adjusted for certain water content, in this case the optimum water content. To prevent the high electrical conductivity of tap water, distilled water was used instead. The soil mixtures were kept in a sealed bag for 24 hours in order to disperse the water in the soil thoroughly.

The specimens were compacted in two different ways. Firstly, the compactions applied with increasing water contents at constant compactive effort in standard proctor compaction mold. Afterwards, the specimen is removed from the mold by lifting jack and covered with foil which is an electrical insulator. This part of the test helps us to understand that correlation between electrical resistivity and water content. The second part of the tests was carried out in a specially designed PVC mold. Four holes were drilled reciprocally in the mold so that electrodes could pass through easily. The compactions are made for different compactive effort at optimum water content of the specimen. The compaction tests were performed according to ASTM D-698 (2012) standard.

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1. Electrical Resistivity-Water Content

Due to high conductivity of water, there is a negative correlation between electrical resistivity and water content in Figure 4. Moreover, it was observed that as the water content increased at the same rate, the change in electrical resistance slowed down. Measurements could not be taken at high water contents due to increased current, which resulted as heat and alter the water content of the specimens.

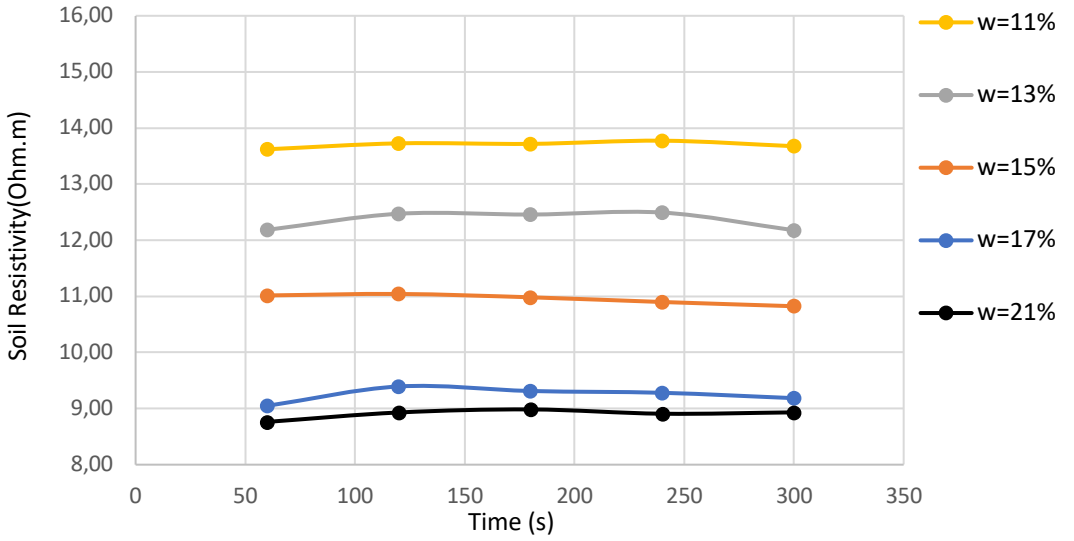



Figure 4. Electrical Resistivity Readings for Different Water Contents

### 3.2. Electrical Resistivity-Compactive Effort

A distinct relationship exists between compactive effort and soil resistivity, as shown in Table 2. And Fig 5. respectively. The electrical resistivity decreases with increasing compactive effort until the soil reaches the maximum dry unit weight. After a certain compactive effort, there was minimal changes in electrical resistivity since the soil could not be compressed anymore.

Table 2. Relationship Between Number of Blows, Avg. Mean Resistivity and Dry Unit Weight

| Number of Blows (N) | Avg. Mean Resistivity (ohm.m) | Dry Unit Weight(t/m$^3$) |
|---|---|---|
| 5 | 15.89 | 1.36 |
| 10 | 12.15 | 1.52 |
| 15 | 11.22 | 1.61 |
| 20 | 10 | 1.69 |
| 25 | 9.82 | 1.72 |
| 30 | 9.99 | 1.72 |
| 35 | 9.68 | 1.73 |

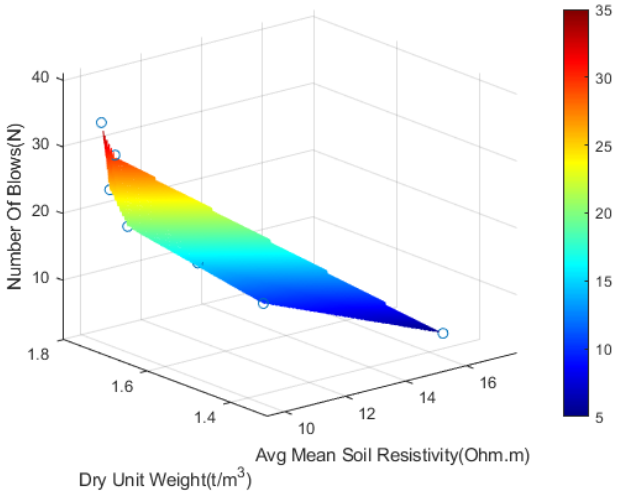



Figure 5. Relationship Between Number of Blows, Avg. Mean Resistivity and Dry Unit Weight

## 4. CONCLUSIONS

In the present study, an apparatus was established for the electrical measurements of soils and the relationships between electrical resistivity, water content and compaction energy were investigated using this apparatus. It has been observed that minor changes in the soil can easily affect the electrical resistance. The following results were drawn from the study:

- The electrical resistivity of the mixture decreases as the water content increases.
- The electrical resistivity of the mixture decreases as the compactive effort increases. However, the reduction in electrical resistivity almost stops once the mixture reaches maximum compression.

The study is still in progress with different type of soils to investigate the relationship between electrical resistivity, water content and compactive effort.

## REFERENCES

ASTM D698.: Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12400 ftlbf/ft $^3$ * 600 kN/m $^3$). ASTM International, West Conshohocken (2012).

Abu-Hassanein, Z. S., Benson, C. H., & Blotz, L. R. (1996). Electrical resistivity of compacted clays. *Journal of geotechnical engineering*, *122*(5), 397-406.

Hamed, J., Acar, Y. B., & Gale, R. J. (1991). Pb (II) removal from kaolinite by electrokinetics. *Journal of geotechnical engineering*, *117*(2), 241-271.

Herman, R. (2001). An introduction to electrical resistivity in geophysics. *American Journal of Physics*, *69*(9), 943-952.

Keller, G. V., & Frank, C. (1966). Electrical methods in geophysical prospecting.

Roodposhti, H. R., Hafizi, M. K., Kermani, M. R. S., & Nik, M. R. G. (2019). Electrical resistivity method for water content and compaction evaluation, a laboratory test on construction material. *Journal of Applied Geophysics*, *168*, 49-58.

Seladji, S. A. M. I. R., Cosenza, P., Tabbagh, A., Ranger, J., & Richard, G. (2010). The effect of compaction on soil electrical resistivity: a laboratory investigation. *European journal of soil science*, *61*(6), 1043-1055.

Swileam, G. S., & Shahin, R. R. (2019). Spatial variability assessment of Nile alluvial soils using electrical resistivity technique. *Eurasian Journal of Soil Science*, *8*(2), 110-117.

Zhou, M., Wang, J., Cai, L., Fan, Y., & Zheng, Z. (2015). Laboratory investigations on factors affecting soil electrical resistivity and the measurement. *IEEE Transactions on Industry Applications*, *51*(6), 5358-5365.

# TEMİZ KUMLARDA DİNAMİK YÜKLEME SONUCU AŞIRI BOŞLUK SUYU BASINCI ORANI DEĞİŞİMİNİN LSTM SİNİR AĞI İLE TAHMİN EDİLMESİ

## PREDICTING EXCESS PORE WATER PRESSURE RATIO VARIATION IN CLEAN SANDS CAUSED BY DYNAMIC LOADING WITH LSTM NEURAL NETWORK

**Ömer Tuğşad BİRİNCİ[1], Mehmet Barış Can ÜLKER[2], Gülşen TAŞKIN[3]**

## ÖZET

1964 Niigata depreminden sonra zemin dinamiği üzerine olan araştırmaların yoğunlaştığı zemin sıvılaşması için oldukça fazla miktarda teorik bünye modelleri geliştirilmiştir. Ancak bu modeller genellikle ya karmaşık teorik altyapıya sahiptirler ya da her zemin türü ya da yükleme koşulu için geçerli değildirler. Bu bildirinin konusu, sıvılaşma davranışının modellenebilmesi için gerçek deney verileri kullanarak makine öğrenmesi tabanlı yeni bir bünye modeli geliştirmeye yönelik ilgili altyapıyı oluşturmaktır. Laboratuvarda zemini tekrarlı yüklemeye maruz bırakarak boşluk suyu basıncı değişimi ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ölçülür. Böylece, zeminin sıvılaşmaya giden tekrarlı gerilme çevrimlerindeki davranışı ve hangi çevrimde sıvılaşacağı belirlenir. Çalışmada dört farklı kaynaktan toplamda 158 adet Dinamik Basit Kesme Deneyi (DBKD) verisi toplanmıştır. Zeminle ilgili başlangıç göreli sıkılığı ($D_r$), yükleme çevrimi sayısı (N), çevrimsel gerilme oranı (CSR) ve düşey basınç ($\sigma_v$) değerleri girdi; boşluk suyu basıncı artışı oranı ($r_u$) ise çıktı olarak alınarak, bir yapay sinir ağı modeli oluşturulmuştur. Uzun-kısa süreli bellek (LSTM) adlı yinelemeli sinir ağı kullanan ve deney verilerinin Pencereleme (Windowing) yöntemi ile ifade edildiği bu modelin boşluk suyu basıncı artışını tahmin konusunda kayda değer başarıya ulaştığı görülmüştür. Modelin yazılacak bir sonlu elemanlar programında denenmesi, çalışmanın bir sonraki aşaması olacaktır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Sıvılaşma, Makine Öğrenmesi, LSTM, Zemin Dinamiği.*

## ABSTRACT

After the 1964 Niigata Earthquake, a considerable number of theoretical constitutive models have been developed for soil liquefaction, which became the focal point of research in soil dynamics. However, they either have a complicated theoretical background, or they are not valid for all soil types and loading conditions. The subject of this paper is to create a foundation for developing a new constitutive model based on machine learning and utilizing real experimental data to model liquefaction behavior. By subjecting the soil to cyclic loading in the laboratory, changes in pore water pressure and stress-strain behavior are measured. Thus, the behavior of the soil in stress cycles leading to liquefaction and the liquefaction cycle are determined. A total of 158 Dynamic Simple Shear Test (DSST) data were collected from four different sources. An artificial neural network model was created, taking initial relative density (Dr), loading cycle number (N), cyclic stress ratio (CSR), and vertical pressure (σv) as inputs, and predicting excess pore water pressure ratio (ru). The model employs Long Short-Term Memory (LSTM) with windowed data and achieves notable success. Testing the model in a finite element program will be the next stage of this study.
***Keywords:*** *Liquefaction, Machine Learning, LSTM, Soil Dynamics.*

[1] Yüksek lisans öğrencisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, birinci17@itu.edu.tr (Sorumlu Yazar)
[2] Doçent Doktor, İstanbul Teknik Üniversitesi, mbulker@itu.edu.tr
[3] Doçent Doktor, İstanbul Teknik Üniversitesi, tasking@itu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

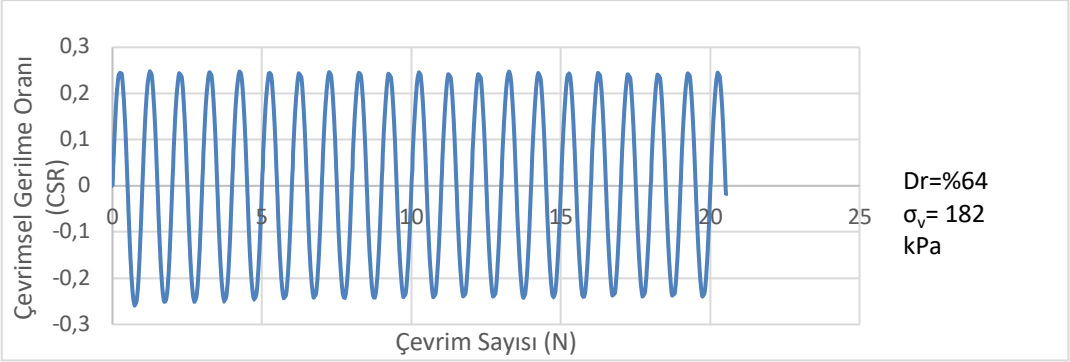
Sıvılaşma, suya doygun gevşek granüler zeminlerin tekrarlı yükleme sonucunda efektif gerilmesini ve sonucunda dayanımını kaybederek sıvı gibi davranması durumudur. Bunun sonucunda, üst yapıdan bağımsız olarak binalarda önemli hasarlar ve hatta göçmeler meydana geldiği bilinmektedir. Özellikle depremler sırasında yıkıcı etkisi daha belirgin görülen sıvılaşmanın tahmin edilebilmesi ve dolayısıyla önlem alınabilmesi amacıyla başta Dinamik Basit Kesme Deneyi (DBKD) ve Dinamik Üç Eksenli Deney (DÜED) olmak üzere çeşitli laboratuvar dinamik deneyleri yapılmaktadır. Deney sonuçları, zemin davranışını tahmin etmek için kullanılacak teorik modeller için temel oluşturmaktadır. Literatürde Plastisite Teorisi tabanlı birçok zemin modeli bulunmaktadır. Bunlara örnek olarak Genelleştirilmiş Plastisite Modeli, Pekleşen Zemin Modeli, Hipoplastisite Modelleri, Genişletilmiş Mohr Coulomb modelleri verilebilir. Ancak bu modeller oldukça fazla parametre, ön kabul ve kullanılabilirlik için de deneyim ve teorik bilgi gerektirmektedir. Tüm bunlar, teorik tabanlı bu modellerin uygulamada kullanımını zorlaştırmaktadır. Teorik modellere alternatif olarak doğrudan deney verilerinin kullanıldığı makine öğrenmesi modelleri geliştirilmiştir. Yapılan çalışmalar incelendiğinde, zeminlerin statik ve dinamik davranışlarının parametre bazında tahmini üzerine makine öğrenmesi ve derin öğrenme tabanlı hatırı sayılır miktarda çalışmanın yapıldığı görülmüştür. Çalışmaların büyük kısmında teorik tabanlı modellerden üretilen suni deney verilerinin kullanıldığı gözlenmiştir. Yapılan çalışmalara örnek olarak; Sidarta ve Ghaboussi (1998) sonlu elemanlar yöntemi ile suni üç eksenli deney verileri oluşturup bu verilerle makine öğrenmesi modeli oluşturmuştur. Model tahminleri gerçek üç eksenli deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Drakos (2008), zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışını modellemek amacıyla hem statik hem dinamik yükleme durumları için Pekleşen Zemin Modeli ile suni veriler oluşturmuştur. Bu verileri kullanarak kurduğu modelin ara tahmin (interpolasyon) başarısının ileri tahmin (ekstrapolasyon) başarısından daha iyi olduğu sonucuna varılmıştır. Zhang vd. (2020), granüler zeminlerin dinamik yükleme sonucunda davranışını modellemek için LSTM tabanlı yapay sinir ağı modeli geliştirmiştir. Hem drenajlı hem drenajsız durum için, teorik modelleri kullanarak gerilme ve şekil değiştirme kontrollü suni veriler oluşturulmuştur. Bu verilerle eğitilen model deney verileri ile sınanmıştır. Zhang vd. (2021) kumların monotonik üç eksenli deney sonucunda davranışını modellemek için suni veriler kullanan bir model oluşturmuştur. Chen vd. (2021) Karlsruhe kumu üzerinde yapılmış gerçek üç eksenli deney verileri kullanarak yapay sinir ağı modeli oluşturup kumların monotonik ve dinamik yükleme davranışını modellemiştir. Qu vd. (2021) Ayrık Elemanlar Yöntemi (AEY) ile 220 üç eksenli deney verisi oluşturmuştur. Yinelemeli sinir ağları olan LSTM ve Geçitli Tekrarlayan Birim (GRU) bazlı modeller ile gerilme davranışı tahmin edilmiştir. Wu vd. (2022), AEY yardımıyla statik üç eksenli deney verileri oluşturup bunları çok katmanlı algılayıcı (MLP) ve LSTM bazlı modellerde kullanmıştır. Bünyesel davranışın tahmini için sadece ilk boşluk oranını kullanan bu çalışma gerçek deney verileriyle sınanmıştır. Choi ve Kumar (2022), artık boşluk suyu basıncı artış oranını, uygulanan kesme kuvveti ve zeminin göreli sıkılığını kullanarak modellemeye çalışmıştır. 12 gerçek deney verisinin eğitim için, 3 gerçek deney verisinin test için kullanıldığı çalışma, bu çalışmayla benzer özellikler taşımaktadır. Ancak veri sayısının azlığı ve tek kaynaktan alınmış olması ile çalışmamızdan farklılık göstermektedir. Guan ve Yang (2022), kumların monotonik ve dinamik yükleme sonucu davranışını tahmin etmek üzere hem gerçek hem suni verileri kullanan yapay sinir ağı modelleri kurmuştur. Modeller geçici evrişimli sinir ağları (TCN) kullanan, LSTM kullanan ve bu iki modelin birleştirilmesiyle oluşan bir hibrit model olmak üzere üç tanedir. Hibrit modelin diğer iki modelden başarılı olduğu sonucuna varılmıştır.

Bahsedilen çalışmaların dışında, zeminin sıvılaşıp sıvılaşmadığını ikili sınıflandırma problemine çeviren, zeminle ilgili belli bir parametreyi diğer parametreleri kullanarak bulmaya dayanan tekil tahmin problemleri gibi oldukça geniş kapsamda akademik çalışma vardır. Ancak, bizim problemimiz aslında bir dizi (sequence) problemidir ve zaman serisi tahminlerinde sıkça kullanılan yinelemeli sinir ağlarıyla, özellikle de LSTM yapay sinir ağıyla oluşturulmuş modeller çalışmamızın odak noktasıdır. Yapılan çalışmaların önemli kısmında suni verilerin kullanıldığı gözlemlenmiştir. Ek olarak, çalışmaların çoğunda bir zaman adımında tahmin edilmek istenen değerin önceki zaman adımlarında ne olduğunun eğitim setinde kullanıldığı gözlemlenmiştir. Bu çalışmanın kapsamı ise sadece çevrim sayısı (N), çevrimsel gerilme oranı değişimi (CSR), rölatif sıkılık ($D_r$) ve düşey basınç ($\sigma_v$) değerlerinin girdi olarak verilip; boşluk suyu basıncı artış oranı ($r_u$) değerinin ise çıktı olarak tahmin edildiği bir problemdir. Yani, $r_u$ ile ilgili değerler eğitim setinde kullanılmamaktadır. Bunun sebebi, deneyin yapılmadan zaten bu değerin bilinememesidir. Amacımız ise, zeminle ilgili sadece bahsettiğimiz girdi değerleri ile DBKD deneyinin bir sonucu olan $r_u$ değerini tahmin etmektir. Bunu gerçekleştirmek amacıyla Wu (2002), Deniz (2021), Boulanger (1990) ve Miescke'nin (2020) yayınladığı dört farklı kaynaktan toplamda 158 DBKD verisi toplanmıştır. Veriler toplanırken doğrudan yayınlardan faydalanılırken, bu yayınlardaki

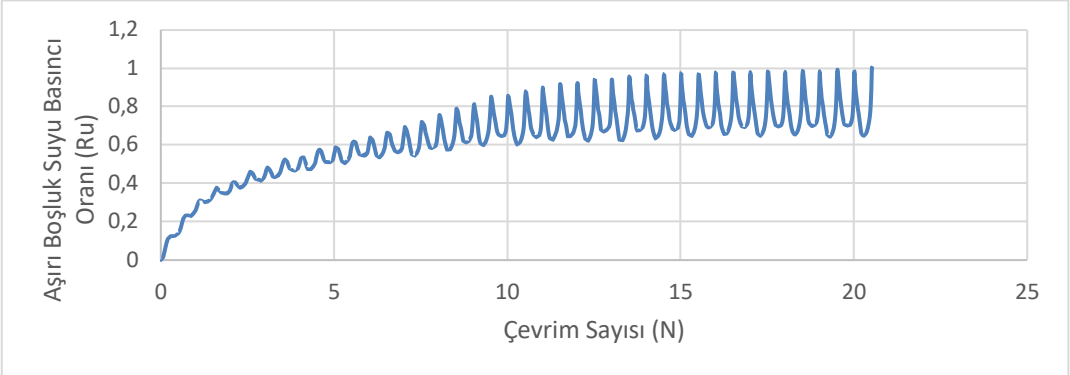
görsellerden dijitize etme yolu ile sayısallaştırma aracılığıyla elde edilmiştir. Verilerin 126 tane olmak üzere %80'i eğitim seti, 32 tane olmak üzere %20'si test setine dahil edilmiştir. Eğitim setinin %20'si doğrulama için ayrılmıştır. Model eğitilirken, pencereleme (windowing) yöntemi ile deney verileri belli uzunlukta parçalara ayrılmıştır. Zaman serisi problemlerinde sık kullanılan bu yöntemle uzun zaman serileri modelin verileri daha kolay işleyip öğreneceği hale getirilerek model performansı artırılmaktadır. Giriş katmanı, iki adet gizli katman ve çıkış katmanından oluşan modelin test seti üzerinde oldukça başarılı olduğu gözlenmiştir. İlerisi için, nitelikli veri toplayıp modelin tahmin başarısının artırılması hedeflenmektedir.

## 2. VERİ TOPLAMA

Makine öğrenmesi modellerinin başarılı ve verimli çalışması için en önemli unsurlardan birisi modelde kullanılan verinin niteliğidir. Çözülmesi hedeflenen problem ile ilgili çok az sayıda verinin bulunması modelin öğrenememesine, çok düzensiz ve hatalı verilerin kullanılması modelin yanlış tahminler yapmasına neden olmaktadır. Bu sebeple problem tanımlanıp mümkün olduğunca fazla miktarda nitelikli, problemi kapsayıcı veri elde edilmelidir. İlgilenilen problem sıvılaşabilen tam doygun zeminlerin gerilme-kontrollü dinamik basit kesme deneyi ile değişen boşluk suyu basıncı artışı oranlarının tahmin edilmesidir. Sıvılaşabilen zeminlere belli oranda ince daneli zemin içeren granüler malzemeler dahil olsa da, bu çalışmada sadece temiz kumlar kullanılmıştır. Wu, (2002)'nin Monterey kumu üzerinde yaptığı, $D_r$ değeri %31 ile %87 arasında, $\sigma_v$ değeri 32-182 kPa arasında, N değeri 4-177 arasında değişen deneylerden 75 adet; Deniz, (2021)'in Şile kumu üzerinde yaptığı, $D_r$ değeri %31 ile %54 arasında değişen, $\sigma_v$ değeri 100 kPa, N değeri 4-167 arasında değişen deneylerden 24 adet; Boulanger, (1990)'ın Sacramento Nehiri kumu üzerinde yaptığı, $D_r$ değeri %34 ile %56 arasında değişen, $\sigma_v$ değeri 207 kPa, N değeri 5-63 arasında değişen deneylerden 33 adet; Miescke, (2020)'nin Monterey kumu ve Ottawa kumu üzerinde yaptığı, $D_r$ değeri %39 ile %41 arasında, $\sigma_v$ değeri 100-300 kPa arasında, N değeri 2-156 arasında değişen deneylerden 26 adet toplanmıştır. Farklı tipte kum örneklerinin kullanılması ve yapılan deneylerdeki CSR oranı, rölatif sıkılık ve düşey basınç değerlerinin oldukça geniş bir aralıkta olması sebebiyle makine öğrenmesi için uygun veriye ulaşıldığı söylenebilir. Veriler toplanırken grafikler dijital ortamda çeşitli yazılımlarla sayısallaştırılmıştır. Şekil 1'de gerilme kontrollü DBKD deneyinin tipik bir girdisi, Şekil 2'de ise deneyin tipik bir çıktısı görülmektedir.




Şekil 1. Çevrim Sayısı-Çevrimsel Gerilme Oranı (CSR) Değişimi

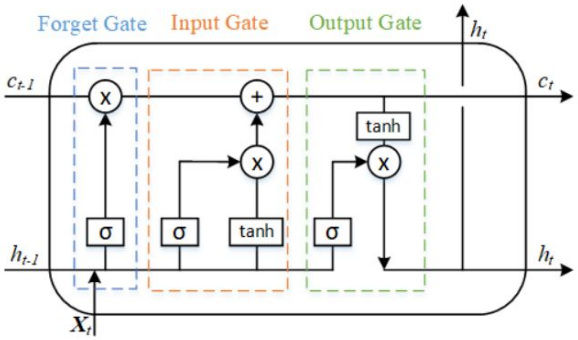



Şekil 2. Çevrim Sayısı-Aşırı Boşluk Suyu Basıncı ($r_u$) Değişimi

# 3. YAPAY SİNİR AĞI MODELİ

### 3.1. Uzun Kısa Süreli Bellek (LSTM)

Dinamik basit kesme deneyi ile zemin numunesinde meydana gelen boşluk suyu basıncı artışının tahmin edilmesi problemi, zaman serisi tahmin problemidir. Böyle problemlerde geçmiş zaman adımları gelecek zaman adımını etkiler. Her ne kadar zaman serisi problemleri uygun şekilde ifade edildiğinde klasik makine öğrenmesi algoritmaları ile tahmin edilebilse de veri içerisindeki zamansal etkiyi yetirince ifade edemediklerinden, düşük performansta tahmin yapabilmektedirler. Bu nedenle, içerisinde zamansal etkiyi modellemeyi hedefleyen yinelemeli sinir ağları (RNN) modelleri bu problem tipinde özellikle daha başarılıdır. Bu tip sinir ağları özellikle uzun zaman serilerinde önceki adımlar arasındaki ilişkiyi hafızaları sayesinde tutar ve önceki bu adımların sonraki adımları etkilemesi ilkesiyle çalışmaktadır. Klasik RNN, GRU ve LSTM, en yaygın yinelemeli sinir ağlarıdır. Bu sinir ağlarından, LSTM, uzun zaman serilerinin hatırlanmasında oldukça etkili olan ve ilk ortaya çıktığı 1997 yılından beri başarısı kanıtlanmış yöntemlerden biridir. Bu çalışmada, LSTM modelinin işleyeceği verileri, (numune sayısı, zaman adımı sayısı, girdi öznitelikleri) olmak üzere 3 boyutlu matris şeklinde ifade edilmektedir. Şekil 3'de, LSTM sinir ağı mimarisi görülmektedir. LSTM mimarisi ile ilgili daha detaylı bilgiye Hochreiter ve Schmidhuber, (1997) çalışmalarından erişilebilir.




Şekil 3. LSTM Sinir Ağı Mimarisi (Mittendorf vd., 2022)

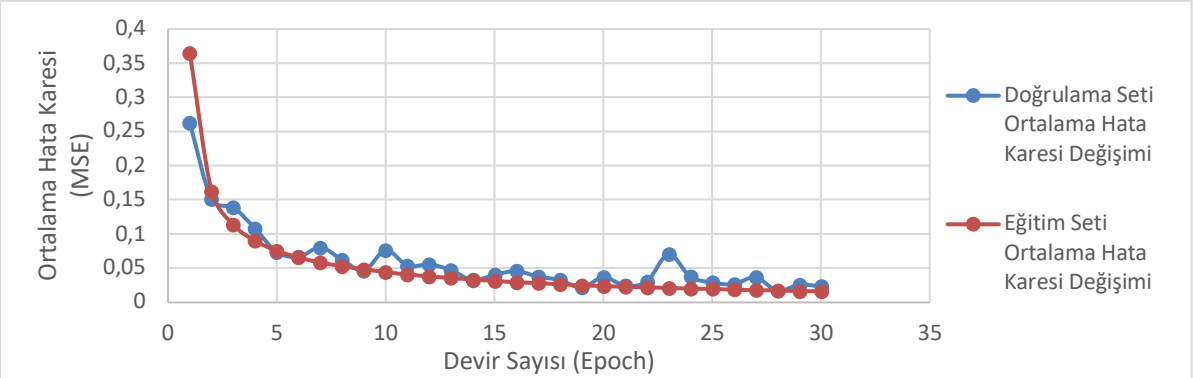
### 3.2. Pencereleme Yöntemi

Zaman serileri genellikle LSTM tabanlı yapay sinir ağlarına bir bütün halinde verilmez. Bunun sebebi, serinin uzunluğu arttıkça örüntülerin hatırlanması ve anlaşılmasının zorluğudur. Bu çalışmada, bunu aşmak için, pencereleme (windowing) yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemin temel prensibi, bir zaman serisinin eşit uzunlukta daha küçük parçalara ayrılması ve modelin eğitiminde bu parçaların kullanılmasıdır. Örneğin bir adet 100 adım ve 4 öznitelik içeren bir zaman serisi, (1x100x4) matrisi ile ifade edilmektedir. Pencereleme yönteminin uygulanmasının ardından, 5 adımlı bir zaman serisi, 1 zaman adımı ilerletildiğinde yeni matrisin boyutu (96x5x4) biçiminde olmaktadır. Bu sayede ilgili zaman serisi daha küçük uzunlukta parçalara ayrıştırılabilir ve modelin global ve lokal değişimleri daha iyi saptaması sağlanabilir.

### 3.3. Model Mimarisi

Bu çalışmada, model, *Python* yazılım dilinde, *Keras* kütüphanesi kullanılarak oluşturulmuştur. Giriş katmanından sonra, ard arda iki LSTM katmanı sonrası çıkış katmanı tanımlanmıştır. Her bir girdi verisi 25 adımlık parçalara ayrılmıştır. Pencereleme işlemi yapılırken, her parça deney verisi üzerinde bir adım ilerleyerek oluşturulmuştur. Çıktı verisi ise, 25 adımlık girdi verisinin etkilediği bir sonraki zaman adımı için seçilmiş, tek bir değerdir. Dört adet öznitelik ve 25 adımdan oluşan girdi verileri, 64 birimlik, diziyi aynı sayıda zaman adımı ile geri döndüren ilk LSTM katmanından geçer. Modelin kayıp fonksiyonu olarak karesel ortalama hata (mean squared error-MSE) kullanılmıştır. Şekil 4'de, eğitim sürecinde kayıp fonksiyonunun eğitim setindeki ve doğrulama setindeki performans değerleri görülmektedir. Eğitim başarısı ile doğrulama başarısının arasındaki fark, modelin yaptığı ezber (overfitting) miktarını göstermektedir. Buna göre, eğitim başarısı ile doğrulama başarısı aynı oranda artıyorsa model hedeflendiği gibi öğrenme işlemi doğru bir biçimde yapılıyor demektir. Genellikle, eğitim ve doğrulama başarısının birbirine en yakın olduğu, kayıp fonksiyonunun

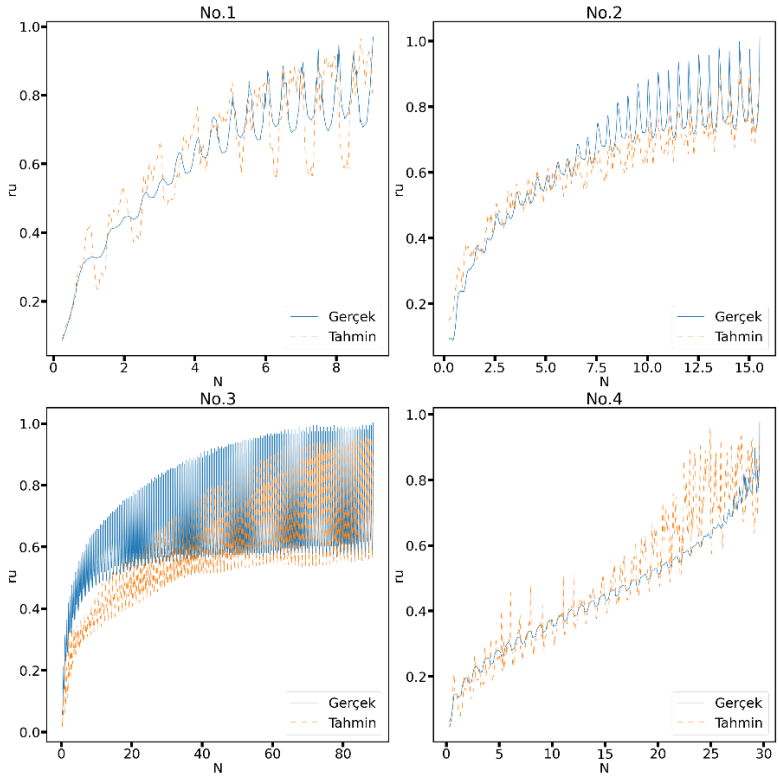
değişmediği devir sayısında model durdurulur ve modelin performansı test veri seti ile sınanır. Modelin kayıp fonksiyonları incelendiğinde, öğrenme ve genelleme başarısında başarılı olduğu görülmektedir. Şekil 5'te test veri seti içindeki 4 deneyin tahmin sonuçları görsel üzerinde incelenebilir. Bu deneylerdeki başarı oranı ve zemin özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Farklı girdi değerlerine sahip zeminler üzerinde başarılı tahmin yapıldığı görülmektedir.




Şekil 4. Modelin Kayıp Fonksiyonu Değişimi

Tablo 1. Test Seti Örnek Başarı Oranları ve Zemin Özellikleri

| Test Verisi No. | Rölatif Sıkılık (Dr, %) | Düşey Basınç ($\sigma_v$, kPa) | Çevrimsel Gerilme Oranı (CSR) | Karesel Ortalama Hata (MSE) | Ortalama Mutlak Hata (MAE) | R-kare |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 53.4 | 206.84 | 0.18 | 0.008 | 0.072 | 0.784 |
| 2 | 54.0 | 180 | 0.20 | 0.004 | 0.050 | 0.882 |
| 3 | 74.0 | 40 | 0.38 | 0.010 | 0.077 | 0.356 |
| 4 | 35.0 | 206.84 | 0.12 | 0.006 | 0.055 | 0.786 |




Şekil 5. Test Seti Örnek Sonuçlar

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, temiz kumlar üzerinde yapılan Dinamik Basit Kesme Deneyi (DBKD) sonucunda oluşan artık boşluk suyu basıncı artışı oranının LSTM yapay sinir ağı modeli ile tahmin edilmesi hedeflenmiştir. Literatürdeki çoğunluğu suni veriler üzerinde yapılan makine öğrenmesi modellerinden ve teorik modellerden farklı olarak bu çalışmada gerçek deney verileri kullanılmıştır. Çevrim sayısı (N), çevrimsel gerilme oranı değişimi (CSR), rölatif sıkılık ($D_r$) ve düşey basınç ($\sigma_v$) değerleri girdi olarak kullanılıp, boşluk suyu basıncı oranının ($r_u$) zamanla değişimi tahmin edilmiştir. Eğitilen modelin farklı zemin parametrelerine sahip örnekler üzerindeki başarısı test edilmiş, kayda değer başarı elde edilmiştir. Nitelikli yeni veriler ve modelde kullanılan hiperparametrelerin optimizasyonu ile model performansının artırılması hedeflenmektedir.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma TÜBİTAK 1001 "Deprem" çağrısı kapsamında 121M736 nolu proje ile desteklenmiştir. Yazarlar TÜBİTAK'a teşekkürü bir borç bilir.*

## KAYNAKLAR

Boulanger R. W. (1990), "Liquefaction Behavior Of Saturated Cohesionless Soils Subjected To Uni-Directional And Bi-Directional Static And Cyclic Simple Shear Stresses", Doktora Tezi, Kaliforniya Üniversitesi (Berkeley).

Chen, W., Peña Olarte, A. A. ve Cudmani, R. (2021), "Modelling The Monotonic And Cyclic Behaviour Of Sands Using Artificial Neural Networks", EPJ Web of Conferences, Vol 249, 11015. https://doi.org/10.1051/epjconf/202124911015

Choi, Y. ve Kumar, K. (2022), "A Machine Learning Approach To Predicting Pore Pressure Response In Liquefiable Sands Under Cyclic Loading", doi:10.48550/arXiv.2206.07780.

Deniz, O. (2021), "Development Of Liquefaction Resistance Curves Of Partially Saturated Sands", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Drakos, S. (2008), "Applications Of Artificial Intelligence In Constitutive Modelling Of Soils", Yüksek Lisans Tezi, Swansea Üniversitesi.

Guan,Q.,Z. ve Yang, Z.,X. (2022), "Hybrid Deep Learning Model For Prediction Of Monotonic And Cyclic Responses Of Sand", Acta Geotechnica, doi:10.1007/s11440-022-01656-9.

Hochreiter, S., Schmidhuber, J. (1997), "Long Short-Term Memory", Neural Computation, Vol *9*(8), 1735–80.

Miescke, F.M. (2020), "Quality Control Measures For Cyclic Simple Shear Tests On Sand", Yüksek Lisans Tezi, Rhode Island Üniversitesi.

Mittendorf, M., Nielsen, U. Ve Bingham, H. (2022), "The Prediction of Sea State Parameters by Deep Learning Techniques using Ship Motion Data", 7th World Maritime Technology Conference (WMTC'22), Kopenhag.

Qu, T., Di, S., Feng, Y., Wang, M., Zhao, T. ve Wang, M. (2021), "Deep Learning Predicts Stress–Strain Relations of Granular Materials Based on Triaxial Testing Data", Computer Modeling in Engineering and Sciences, Vol 128, 129-144.

Sidarta, D. E., Ghaboussi, J. (1998), "Constitutive Modeling Of Geomaterials From Non-Uniform Material Tests", Computers and Geotechnics, Vol 22(1), 53-71.

Wu, J. (2002), "Liquefaction Triggering And Post -Liquefaction Deformation Of Monterey 0/30 Sand Under Unidirectional Cyclic Simple Shear Loading", Doktora Tezi, Kaliforniya Üniversitesi (Berkeley), ProQuest Dissertations and Theses Global.

Wu, M., Xia, Z. ve Wang, J. (2022), "Constitutive Modelling Of Idealised Granular Materials Using Machine Learning Method", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, doi:10.1016/j.jrmge.2022.08.002.

Zhang, P., Yin, Z., Jin, Y. ve Liu, X. (2021), "Modelling The Mechanical Behaviour Of Soils Using Machine Learning Algorithms With Explicit Formulations", Acta Geotechnica, Vol 17(4), 1403-1422, https://doi.org/10.1007/s11440-021-01170-4

Zhang, P., Yin, Z., Jin, Y. ve Ye, G. (2020), "An AI-Based Model For Describing Cyclic Characteristics Of Granular Materials", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, doi:10.1002/nag.3063

# ÇEŞİTLİ KATKILAR VARLIĞINDA BENTONİTİN ZEMİN-SU KARAKTERİSTİK EĞRİLERİNİN ARAŞTIRILMASI

## AN INVESTIGATION OF THE SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVES OF BENTONITE WITH DIFFERENT ADDITIVES

**Yusuf BATUGE[1], Şükran Gizem ALPAYDIN[2], Yeliz YÜKSELEN-AKSOY[3]**

### ÖZET

Zeminlerin su-zemin karakteristiği mühendislik özelliklerini etkileyen en önemli özelliklerden birisidir. Bu çalışmada yüksek oranda sıkıştırılmış bentonit kilinin çeşitli katkılar varlığında su emme basıncı (suction) buhar denge yöntemi (VET) ile belirlenmiştir. VET yöntemi uygulanırken deney süresini kısaltmak amacıyla deney sisteminde bir modifikasyon yapılmıştır. Ayrıca bentonitin su emme kapasitesi altı farklı katkı malzemesiyle hazırlanan numuneler ile belirlenmiştir. Kullanılan katkı malzemeleri sırasıyla bakır cürufu, cam elyaf, Etibor-48, ferrokrom, kolemanit ve üleksit'tir. Tüm katkılar bentonitin emme basıncı değerini azaltarak negatif bir etki göstermiştir. Fakat Etibor-48, ferrokrom ve kolemanit katkıları katkısız bentonitin emme basıncı değerine yakın bir değer vermiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Bentonit, Buhar Denge Yöntemi (VET), Su Tutma Kapasitesi.*

### ABSTRACT

In the present study, the water retention capacity (suction) of highly compacted bentonite clay was determined by the vapor equilibrium method (VET). While applying the VET method, a modification was made to the experimental system in order to shorten the experimental period. In addition, in order to improve the water retention capacity of bentonite, the samples were prepared with six different additives. The additives used are copper slag, glass fiber, Etibor-48, ferro chromium, colemanite and ulexite, respectively. All additives showed a negative effect by reducing the suction pressure of bentonite. However, additives of Etibor-48, ferrochrome and colemanite gave a value close to the suction pressure value of additive-free bentonite.
***Keywords:*** *Bentonite, Vapor Equilibrium Technique (VET), Water Retention Capacity.*

## 1. GİRİŞ

Zeminlerin su emme kapasitesinin (suction) çeşitli koşullar altında belirlenmesi gün geçtikçe daha çok önem kazanmaya başlamıştır. Özellikle doygun olmayan zeminlerin davranışını anlamak için su emme kapasitesi geoteknik mühendisliği açısından oldukça önemli bir konu haline gelmiştir. Zeminlerde su emme kapasitesi zemindeki negatif boşluk suyu basıncını ölçmek için zeminin yer çekimi kuvvetine karşı su tutma potansiyelini ifade eden bir kavramdır. Genellikle "ψ", "u" veya "s" ile gösterilir ve birimi gerilme cinsinden verilmektedir. Zeminlerde emme basıncı kavramı suya doygun olmayan zeminler için geçerlidir. Suya doygun bir zeminde bütün boşluklar su ile dolduğu için herhangi bir negatif boşluk suyu basıncından bahsedilemez. Emme basıncı için üç bileşen bulunmaktadır. Bunlar sırasıyla kapilarite (matrik suction), mineral yüzeyindeki su adsorpsiyonu ve ozmotik basınçlardır (Richards, 1974). Zeminlerin emme basıncını belirlerken sadece matrik ve ozmotik

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, batugee.yusuf@gmail.com (Sorumlu yazar)
[2] Doktora Öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, gizem.alpaydin@gmail.com
[3] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, yeliz.yukselen@deu.edu.tr

bileşenler dikkate alınmaktadır. Matrik emme basıncı non-plastik zeminlerde önemli iken, ozmotik emme basıncı yüksek plastisiteli killerde önemlidir (Blatz vd., 2009). Bir zeminin toplam emme basıncı değeri (ψ) bağıl neme bağlıdır ve değeri aşağıdaki Denklem 1 ile belirlenmektedir (Fredlund ve Rahardjo, 1993).

$$\psi = \frac{-R\,T}{Mw(\frac{1}{\rho w})} * ln\,(RH) \quad (1)$$

Denklemde R evrensel gaz sabitini (8.31432 J/molK), T kelvin cinsinden mutlak ölçülen sıcaklığı, $M_w$ suyun moleküler ağırlığını (18.016 kg/kmol), $\rho_w$ suyun yoğunluğunu ve RH ise ölçülen bağıl nemi ifade etmektedir (Blatz vd., 2009). Bağıl nemi ve bu sayede zemin numunelerinin emme basıncı değerlerini ölçmek için literatürde yaygın olarak iki yöntem kullanılmaktadır. Bunlar sırasıyla buhar denge yöntemi (VET) ve sıvı faz denge yöntemleridir. VET tekniği basitçe sabit kütleli kapalı bir sistemdeki bağıl nem buhar dengesi ile sağlanır. Sistemde bağıl nemi ölçülebilen doygun veya kısmen doygun tuz veya asit çözeltileri zemin numunesiyle birlikte kapalı sistem içindedir. Sıvı ve gaz fazındaki net su değişimi sistemin üst boşluğunda bağıl nem dengeye gelene kadar devam eder. Zeminin su tutma özelliği sayesinde bu su değişimi sırasında numune hidrate olur ve su içeriği artar ve bir süre sonra zemin ile çözelti arasındaki su değişimi sonlanır. Bahsedilen olaylar doygun durumda farklı tuz veya asit çözeltileriyle (veya aynı tuzun faklı konsantrasyonda hazırlanmış çözeltileriyle) tekrarlanarak su içeriği ve emme basıncı arasındaki ilişki bulunmuş olmaktadır. Fakat bu yöntem oldukça yavaştır ve sistemin bir çözeltide dengeye gelmesi killi bir zemin için üç haftadan uzun sürebilmektedir (Romero, 2001).

Bentonit kili düşük hidrolik iletkenliği ve yüksek şişme kapasitesiyle atık depolama alanlarında kontaminasyonu önlemek için tampon malzeme olarak kullanılmaktadır (Komine ve Ogata, 1999). Atık depolama alanlarından biri olan nükleer atık depolama alanları nükleer atıkların zeminin 500-1000 metre altında uzun yıllar boyunca saklanmasını amaçlamaktadır. Tampon bölgede yüksek kuru yoğunlukta sıkıştırılmış şekilde kullanılan bentonit bariyerleri hem nükleer atıkların yaydığı sıcaklıktan etkilenmektedir hem de yer altı suyu ile kendi bünyesine su çekme eğilimindedir. Bentonitin emme basıncı değeri genel olarak kullanılan bentonitin montmorollonit oranı, dane boyutu, iyon kapasitesi gibi özelliklerine göre farklılık gösterir. Ayrıca deneylerde kullanılan kuru yoğunluk değeri, boşluk oranı, başlangıç su içeriği ve deneysel farklılıklar nedeniyle literatürde yapılan çalışmalarda bentonitin maksimum emme basıncı değerleri çok geniş bir aralıkta değişmektedir. Sıkıştırılmış bentonitin hem oda sıcaklığında hem de yüksek sıcaklıklarda emme basıncı özellikleri birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Delage vd., 1998; Villar ve Lloret, 2004; Tang ve Cui, 2005; Ye vd., 2010; Lee vd., 2011). Literatürde genel olarak sıcaklık arttıkça bentonitin emme basıncı değerlerinde azalma ve kuru yoğunluk arttıkça emme basıncı değerinde bir artış gözlemlenmiştir. Literatürde bentonitin su tutma davranışı hakkında birçok araştırma bulunmasına rağmen bentonitin katkı malzemeleriyle su tutma kapasitesinin ve böylece hidrolik iletkenliğinin iyileştirilmesi hakkında daha çok çalışmaya ihtiyaç vardır.

Bakır cürufu bakır üretimi sırasında meydana gelen bir atık malzemedir. İçerdiği yüksek silis, alumina ve demir oksit mineralleri sayesinde yüksek puzolanik özellik gösterir. Mineralojik ve fiziksel özelliklerinden dolayı inşaat uygulamalarında zemin iyileştirme ve çimento üretimi gibi alanlarda sıklıkla kullanılmaktadır. Cam elyaf, camın ince lifler veya iplikçikler halindeki formuna verilen bir isimdir. Yüksek mukavemetiyle, hafif oluşuyla ve ayrıca yüksek korozyon direnci sayesinde güçlendirme çalışmalarında sıklıkla kullanılmaktadır. Ferrokrom malzemesi, krom ve demir elementlerini içeren yüksek fırınlarda ve elektrik ark ocaklarında üretilen bir alaşımdır. Yüksek korozyon direnci ve mukavemeti, ayrıca düşük termal genleşme katsayısı endüstride yaygın olarak kullanımını sağlamaktadır. Bor doğal bir bileşiktir ve farklı oranlarda bor oksit içerir (Özkan vd., 1997). Kolemanit, üleksit, tinkal ve Etibor-48 endüstride yaygın olarak kullanılan bor mineralleridir. Bor mineralleri, sıcaklığa karşı direnci ve düşük termal genleşme özellikleri nedeniyle katkı malzemesi olarak kullanılabilirler. Bu çalışma kapsamında, sıkıştırılmış bentonitin VET yöntemiyle su tutma davranışı araştırılmıştır. Ayrıca bentonitin emme basıncı değerinin iyileştirilmesi amacıyla bakır cürufu, cam elyaf, Etibor-48, ferrokrom, kolemanit ve üleksit gibi farklı katkı malzemeleri kullanılmıştır.

## 2. Materyaller ve Yöntem

### 2.1. Materyal

Çalışmada kullanılan malzemeler kalsiyum bentonit, bakır cürufu, ferrokrom, cam elyaf, kolemanit, Etibor-48 ve üleksittir. Cam elyaf hariç diğer malzemeler bentonitin kuru ağırlığınca %20 oranında, cam elyaf ise %1 oranında eklenmiştir. Cam elyaf hariç kullanılan diğer katkı malzemeleri toz formunda kullanılmıştır. Cam elyafın uzunluğu 3 mm çapı ise 13 µm'dur. Kullanılan malzemelerin fiziksel özellikleri Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Çalışmada kullanılan malzemelerin fiziksel özellikleri

| | Ca-Bentonit | Bakır Cürufu | Cam Elyaf | Etibor-48 | Ferrokrom | Kolemanit | Üleksit |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Özgül Ağırlık | 2.6 | 3.4 | 2.6 | 1.82 | 7.5 | 2.44 | 1.98 |
| Likit Limit (%) | 270 | - | - | - | - | 37 | 33 |
| Plastik Limit (%) | 63 | - | - | - | - | 26 | 25 |
| pH | 9.13 | - | 6.8 | 9.25 | 7.3 | 9.26 | 9.13 |
| -No.200 (%) | 100 | 100 | - | 39.6 | - | 100 | 100 |
| Doğal Su içeriği (%) | 7.5 | 1.0 | - | 10.0 | - | 1.0 | 7.0 |

### 2.2. Yöntem

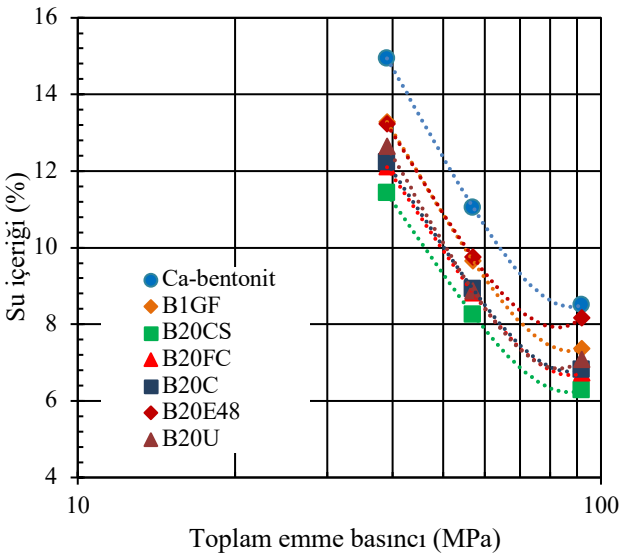
Karışımlar İngilizce isimlerinin baş harfleri ve kullanıldıkları oranlarla isimlendirilmiştir. Örneğin %20 üleksit katkılı bentonitin isimlendirmesi B20U olmaktadır. Numune hazırlama işlemi toz halindeki bentonitin diğer katkılarla belirlenen oranlarda homojen olarak karıştırılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Hazırlanan numuneler yaklaşık 1.4 $Mg/m^3$ kuru yoğunlukta olacak şekilde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işlemi 3 cm çapında 1 cm yüksekliğindeki krom bir halka ve halkanın üstünde aynı çapta ve 3 cm yüksekliğinde bir krom yakanın içinde yapılmıştır. Numune daha sonra halkanın içerisinden çıkartılmıştır.

Zemin-su karakteristik eğrilerinin belirlenebilmesi için VET yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde gerekli bağıl nemi sağlamak amacıyla doygun tuz çözeltileri tercih edilmiştir. Deneylerde yaygın olarak kullanılmakta olan desikatörün hacminin büyük olması ve bir desikatör içine birden fazla numune koyulması nedeniyle numune ve doygun tuz çözeltisi arasındaki denge süresi uzamaktadır. Bu süreyi kısaltmak için deney yönteminde bir modifikasyon yapılarak desikatör olarak 7.8 cm yüksekliğinde ve 5.2 cm çapında küçük cam kavanozlar kullanılmıştır. Kavanozdan herhangi bir hava girişi veya çıkışına izin verilmeyerek sabit nem değerinde kapalı bir sistem oluşturulmuştur. Böylece deney süresi önemli ölçüde azaltılmıştır. Doygun tuz çözeltilerinin bağıl nem ve buna bağlı emme basıncı değerleri sıcaklığa bağlı olarak değişmektedir (Romero, 2001; Tang ve Cui, 2005). Bu düzensizliği ortadan kaldırmak için kavanozlar sabit sıcaklık (25 °C) ve bağıl nemde (%70) çalışan inkübatöre yerleştirilmiştir. Çalışmada numunenin hidrate olmasını (nemlenmesini) sağlamak amacıyla kullanılacak tuz çözeltileri düşükten yüksek bağıl nem değerine göre sırasıyla $CaNO_3$, $NaNO_2$ ve NaCl olarak belirlenmiştir. Kapalı sistemdeki tuz çözeltisi ve numune arasında bağıl nem farkından kaynaklı buhar transferi gerçekleşmektedir. Bu transfer neticesinde numune hidrate olmakta, numunenin ve doygun tuz çözeltisinin bağıl nemleri eşitlenene kadar devam etmektedir. Ardından emme basıncı değeri daha düşük, bağıl nemi daha yüksek tuz çözeltisine geçilerek deney prosedürü devam ettirilmiştir. Bir çözeltideki dengenin sağlandığı periyodik olarak numunenin tartılarak 0.01 g'lık bir ağırlık değişiminden küçük bir değişim gözlendiğinde anlaşılmaktadır (Gao, 2017).

## 3. Bulgular ve Tartışma

Sıkıştırılmış bentonitin ve çeşitli katkılar (%1 cam elyaf, %20 bakır cürufu, %20 ferrokrom, %20 kolemanit, %20 Etibor-48 ve %20 üleksit) ilave edilerek oluşturulmuş bentonit karışımlarının zemin-su karakteristik eğrileri buhar denge tekniği kullanılarak belirlenmiştir. Farklı emme basıncı değerlerinde dengeye gelen bentonit karışımlarının zemin-su karakteristik eğrileri Şekil 1' de sunulmaktadır. Ayrıca, numunelerin başlangıç kuru yoğunluk değerleri, başlangıç su içerikleri ve tuzlu çözeltiler içerisinde dengeye ulaştıkları su içerikleri Tablo

2'de verilmiştir. Buna göre ilk olarak %51 bağıl nem değeri ile 92 MPa emme basıncına karşılık gelen $CaNO_3$ tuz çözeltisinde dengede olan numuneler incelendiğinde katkısız bentonit numunesinin su içeriği değeri %8.5 olarak belirlenmiştir. Bu değer, aynı tuz çözeltisi içerisindeki diğer karışımların denge su içeriklerine göre daha fazla olarak belirlenmiştir. Bu durum, en çok hidrate olan bentonit numunesinin başlangıçta en yüksek emme basıncı değerinin olduğunu göstermektedir. Çünkü bir numune için su içeriği değeri düştükçe emme basıncı değeri artar ve bunun tersi de geçerlidir. Bentonitteki su içeriğindeki değişiklik, esas olarak daneler arası ve dane içi gözeneklerdeki su hacminin değişimi ile ilgilidir.




Şekil 1. Bentonitin çeşitli katkılar varlığında zemin-su karakteristik eğrileri

Aynı su içeriği değerinde karışımların emme basıncı değerleri incelendiğinde, tüm katkıların bentonitin emme basıncı değerini düşürdüğü görülmüştür (Şekil 1). Bentonitin su tutma kapasitesini en çok azaltan katkı malzemesi bakır cürufu olarak belirlenmiştir. Örneğin %10 su içeriğinde bentonit numunesinin emme basıncı değeri 67 MPa iken, B20CS karışımının 46 MPa olarak elde edilmiştir. Aynı su içeriğindeki emme basıncı değerleri dikkate alındığında emme basıncı parametresini en az etkileyen katkı malzemesi ise Etibor-48 olarak belirlenmiştir (Şekil 1). Ayrıca, $CaNO_3$ tuzundaki başlangıç su içeriğindeki hafif bir azalma, numunelerin ilk emme basıncı değerinin 92 MPa'dan daha küçük bir değer olduğunu gösterir. İlk tuz çözeltisi içerisinde B1GF, B20CS ve B20U karışımlarının başlangıç su içeriği değerleri azalmış, yani numuneler kurumuştur (Tablo 2). Bu durum, kuruyan karışımların başlangıçtaki suction değerlerinin 92 MPa değerinden daha küçük olduğunu gösterir.

Tablo 2. Karışımların başlangıç koşulları ve tuz çözeltisi içerisindeki denge su içeriği değerleri

| Numune | Kuru yoğunluk, $\rho_d$ (Mg/m$^3$) | Başlangıç su içeriği, $w_i$ (%) | $w_{CaNO3}$ (%) | $w_{NaNO2}$ (%) | $w_{NaCl}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| Ca-Bentonit | 1.41 | 7.5 | 8.5 | 11.0 | 14.9 |
| B1GF | 1.41 | 7.5 | 7.4 | 9.7 | 13.3 |
| B20CS | 1.39 | 6.4 | 6.3 | 8.3 | 11.4 |
| B20FC | 1.40 | 6.4 | 6.7 | 8.8 | 12.1 |
| B20C | 1.40 | 6.4 | 6.8 | 8.9 | 12.2 |
| B20E-48 | 1.41 | 8.0 | 8.2 | 9.8 | 13.2 |
| B20U | 1.41 | 7.4 | 7.1 | 8.9 | 12.6 |

$NaNO_2$ tuz çözeltisi ise %66 bağıl nem ve 57 MPa suction değerine sahiptir. Bentonit numunesinin $NaNO_2$ tuz çözeltisi içerisinde denge su içeriği %11'e artmıştır. Katkılı karışımların su içeriği değerleri birbirine yakın olmasına rağmen, su içeriğindeki çok küçük bir değişiklik emme basıncı değerini MPa mertebesinde değiştirebilmektedir ve bu nedenle çok önemlidir. NaCl tuz çözeltisi, %75 bağıl nem ile 39 MPa değerinde bir emme basıncına karşılık gelir. Genel olarak, NaCl tuz çözeltisi içindeki karışımların su içeriği değerleri %3-4 aralığında artmıştır. Şekil 1'den de görülebileceği gibi, tüm karışımlar aynı emme basıncı değerlerinde neredeyse paralel eğriler halinde ilerlemektedir. Katkılı karışımların eğrileri her zaman katkısız karışımın altında kalmıştır.

Zeminlerin su emme kapasitesini etkileyen en önemli özellik yüzey gerilimidir. Bentonit mineralleri yüzeylerinde elektrik yüklerine sahiptir. Karışımdaki bentonit içeriği arttıkça, bentonitin özgül yüzey alanının yüksek olması nedeniyle parçacıkların yüzey elektrik yükü de artmaktadır. Daha yüksek bentonit içeriği içeren bir karışımın, aynı su içeriğinde daha büyük ozmotik ve emme kuvvetlerine sahip olması beklenir (Durukan vd, 2014). Katkı malzemelerinin ilave edilmesiyle birlikte aynı hacimde bentonit miktarı azaldığı için su tutma kapasitesi azalmıştır.

## 4. Sonuçlar

Bu çalışma kapsamında, sıklıkla bariyer malzemesi olarak tercih edilen bentonitin doygun olmayan durumda davranışını anlamak amacıyla bentonitin zemin-su karakteristik eğrisi incelenmiştir. Ayrıca bentonite katkı malzemeleri ilave edilerek, katkı malzemelerinin emme basıncı davranışına etkisi araştırılmıştır. Buhar denge yöntemi ile gerçekleştirilen deney sonuçlarına göre, bentonitin doğal su içeriğinde emme basıncı değeri 92 MPa'dan fazla olarak belirlenmiştir. Ayrıca katkı malzemelerinin hepsi emme basıncı değerini azaltıcı yönde etki etmiştir. Bundan sonraki çalışmalarda bu katkılar varlığında kurutmanın da uygulanması ve deneylerin yüksek sıcaklıklarda da gerçekleştirilmeleri nükleer atık depo sahalarında kullanılan bentonit tampon malzemesinin davranışı açısından büyük önem arz etmektedir.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından desteklenmiştir (Proje no: 120M470). Yazarlar bu destek için minnettardır.*

## KAYNAKLAR

Blatz, J. A., Cui, Y. J., Oldecop, L. (2009). "Vapour equilibrium and osmotic technique for suction control", Laboratory and field testing of unsaturated soils, 49-61.

Delage, P., Howat, M. D., Cui, Y. J. (1998). ''The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay'', Engineering Geology, 50(1-2), 31-48.

Durukan, S., Pulat, H.F., Yukselen-Aksoy, Y. (2014). "Suction characteristics of compacted zeolite-bentonite and sand bentonite mixtures", Waste Management and Research, 32, 149–56.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). ''Soil mechanics for unsaturated soils'', John Wiley & Sons, New York.

Gao, Y. (2017). ''Soil-water retention behavior of compacted soil with different densities over a wide suction range and its prediction'', Computers and Geotechnics, 91, 17-26.

Komine, H., Ogata, N. (1999). ''Experimental study on swelling characteristics of sand-bentonite mixture for nuclear waste disposal'', Soils and Foundations, 39(2), 83-97.

Lee, J. O., Cho, W. J., Kwon, S. (2011). ''Suction and water uptake in unsaturated compacted bentonite'', Annals of Nuclear Energy, 38(2-3), 520-526.

Özkan Ş.G., Çebi, H., Delice, M.D. (1997) Bor minerallerinin özellikleri ve madenciliği. 2 Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu, İzmir, Türkiye, 224-228.

Richards, B.G. (1974). “Behaviour of unsaturated soils” , In: Lee IK (ed), Soil mechanics—new horizons. American Elsevier, New York, 112–157.

Romero, E. (2001). ‘‘Controlled suction techniques’’ , 4º Simpósio Brasileiro de Solos Nâo Saturados. WYY Gehling & F. Schnaid (eds.), 535-542.

Tang, A. M., Cui, Y. J. (2005). ‘‘Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay’’, Canadian Geotechnical Journal, 42(1), 287-296.

Villar, M. V., Lloret, A. J. A. C. S. (2004). ‘‘Influence of temperature on the hydro-mechanical behaviour of a compacted bentonite’’, Applied Clay Science, 26(1-4), 337-350.

Ye, W. M., Chen, Y. G., Chen, B., Wang, Q., Wang, J. (2010). ‘‘Advances on the knowledge of the buffer/backfill properties of heavily-compacted GMZ bentonite’’, Engineering Geology, 116(1-2), 12-20.

# ÇOK BLOKLU YAPI SİSTEMLERİNDE KİNEMATİK ANALİZLERİN İRDELENMESİ

## ÇOK BLOKLU YAPI SİSTEMLERİNDE KİNEMATİK ANALİZLERİN İRDELENMESİ

**Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU**[1]

## ÖZET

Bu çalışmanın amacı farklı kazık boylarına sahip çok bloklu yapı sistemlerinin birlikte ve ayrı ayrı TBDY (2018)'de bulunan Yöntem I ile yapı-kazık-zemin etkileşim analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak irdelemektir. Nihai karşılaştırmalar zemin yüzeyindeki 1-Boyutlu ve 3-boyutlu tepki spektrumlarının karşılaştırılmasıyla kalibre edilmiş modeller üzerinde yapılmıştır. Çalışma üç aşamadan teşekkül etmektedir. Birinci aşamada 3-boyutlu doğrusal zemin davranış analizlerinin kalibrasyonu, ikinci aşamada 3-boyutlu doğrusal olmayan zemin davranış analizlerinin kalibrasyonu ve üçüncü aşamada ise kazık-zemin kinematik analizleri gerçekleştirilmiştir. Zemin malzeme modeli parametrelerinin kalibrasyonu literatürde sıkça kullanılan çalışmalar üzerinden yapılmıştır. Zemin sisteminin yanal sınırlarında ve tabanında geçirgen sınırlar kullanılarak zemin sınırlarına gelen dalgaların yansıması önlenmiştir. Zemin boyutlarına karar verirken parametrik çalışma gerçekleştirilmiş ve karar verilen modelde Ramberg-Osgood malzeme modeli kullanılmıştır. Kazıkların üst ucunda plastik mafsal tanımlanarak kazığın doğrusal olmayan davranışı da hesaba dahil edilmiştir. Modelleme ve kalibrasyonlar sonucunda oluşturulan çok bloklu sistemin ve tek bloklu yapıların analiz sonuçları karşılaştırılarak değerlendirilmektedir. Sonuç olarak farklı boyda ve aynı proje içerisinde birbirinde belirli mesafelerde projelendirilen kazıklı temel etkileşimlerinin blokların bağımsız değerlendirilmesi durumunda gerek kazık-kazık etkileşimleri gerekse kazık boylarındaki değişimlerden kaynaklı olarak kesit tesirlerinde önemli değişiklikler oluşabileceği görülmüştür. Blokların tekil olarak değerlendirmesine örnek olarak dikkate alınan model için, bu çalışmada tekil değerlendirmenin oldukça konservatif kalabileceği görülmektedir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Kazık, Zemin, Kazık-zemin etkileşimi, 3B modelleme, Ramberg-Osgood*

## ABSTRACT

The purpose of this study is to comparatively examine the results of structure-pile-soil interaction analyses for multi-block building systems with different pile lengths, both together and separately, using Method I from TBSC (2018). The comparisons were made on calibrated models by comparing the 1-dimensional and 3-dimensional response spectra on the ground surface. The study consists of three stages. In the first stage, calibration of 3-dimensional linear site response analyses was conducted. In the second stage, calibration of 3-dimensional nonlinear site response analyses was performed, and in the third stage, pile-soil kinematic analyses were conducted. The calibration of soil material model parameters was carried out based on frequently used studies in the literature. The reflection of waves coming to the boundaries of the soil system was prevented by using non-reflective boundaries at the lateral boundaries and base of the soil. A parametric study was conducted to decide on the soil dimensions, and the Ramberg-Osgood material model was used in the selected model. Nonlinear behavior of the pile was also considered by defining a plastic hinge at the top of the pile. The analysis results of the multi-block system and single-block structures were compared and evaluated after modeling and calibrations. As a result, it was observed that in the evaluation of interactions between pile foundations, which were designed at certain distances from each other with different lengths within the same project, significant changes in internal forces could occur due to both pile-pile interactions and variations in pile lengths, when the blocks were evaluated independently. For the model considered as an example in the single evaluation of blocks, it is seen that this study may be highly conservative.

[1] Dr, Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU Danışmanlık, omertao@gmail.com

***Keywords:*** *Pile, Soil, Pile-soil Interaction, 3D modeling, Ramberg-Osgood*

## 1. GİRİŞ

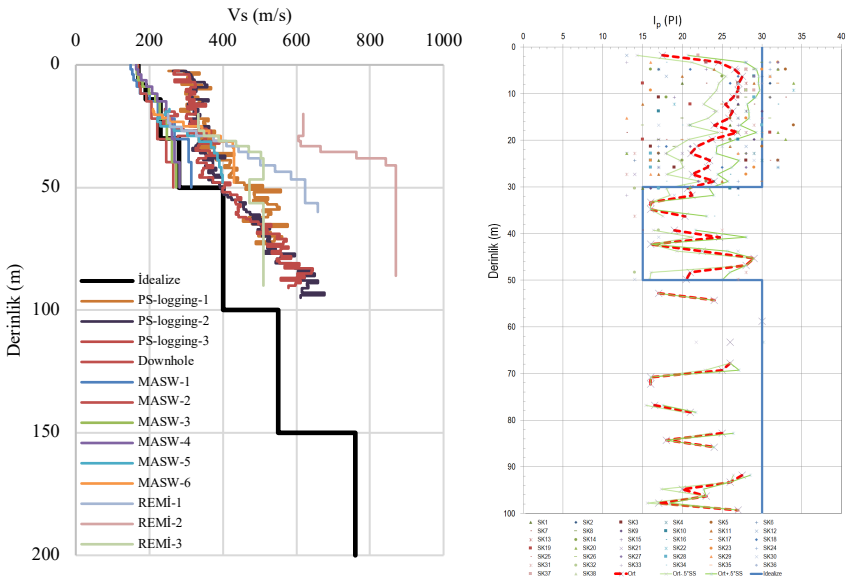
Zemin davranış analizleri (ZDA) dinamik yapı zemin etkileşim analizinin ilk adımı/aşaması olarak ifade edilmektedir (Wolf 1985). Ana kayaya uygulanan deprem hareketleri altında yerel saha koşullarının tepkisini değerlendirmek için ZDA gerçekleştirilir. Böylesi bir analizde, üst yapı yüklerinin yokluğunda gerilme dalgalarının ana kayadan zeminin üst yüzeyine yayılması araştırılır ve zeminin ana kayanın üzerinde herhangi bir derinlikte tepkisi belirlenebilir. Sismik dalgaların herhangi bir derinlikte genlik (gerilme, şekil değiştirme, ivme vb.), süre ve frekans içeriği cinsinden değişimi ZDA ile değerlendirilebilir.

Yukarıda izah edildiği üzere yapı-kazık-zemin etkileşiminin irdelenebilmesi için öncelikle zeminin yapının yokluğunda deprem yükleri altındaki davranışının araştırılması gerekmektedir. Bu araştırmalar ZDA olarak bilinmektedir. Bu analizler doğrultusunda gerçekçi analizler gerçekleştirilebilmek için zemin modeline ait yanal boyutları belirlenmektedir. Hemen ardından kazıklı sistem arayüz parametreleri de dikkate alınarak oluşturulan doğrusal olmayan yapı-kazık-zemin kinematik analizleri gerçekleştirilmektedir. Ancak üzerinde çok blok bulunan kazıklı temellerin kinematik analizlerinin yapılabilmesi için güçlü bilgisayarlara ihtiyaç duyulmakta ve analizler ciddi zaman almaktadır. Bu sebeple çok bloklu yapı sistemlerinin analizleri uygulamada genellikle yapılar ayrı ayrı analiz edilmek suretiyle gerçekleştirilmektedir.

Bu çalışma kapsamında TBDY (2018)'de bulunan Yöntem I'e göre örnek çok bloklu yapı sisteminin kinematik analizlerinin birlikte ve ayrı ayrı çözülmesi sonucu elde edilen sonuçlar değerlendirilmektedir. Öncelikle 1B ve 3B doğrusal ZDA gerçekleştirilerek zeminin tabanından yüzeye gelen dalgaların tepkileri karşılaştırılmış ve bu sayede oluşturulan 3B modelin kalibrasyonu sağlanmıştır. Hemen ardından Ramberg-Osgood malzeme modeli parametrelerinin kalibrasyonu yapılarak doğrusal olmaya 1B ve 3B tepkiler karşılaştırılmıştır. Son olarak 3B çok bloklu yapı sistemi birlikte ve her bir yapı ayrı ayrı olmak üzere doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizleri gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçları kazıklardaki moment, kesme kuvveti ve belirli noktalardaki tepki spektrumu üzerinden değerlendirilmektedir.

## 2. İDEALİZE ZEMİN PROFİLİ VE MALZEME PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

İnceleme alanında zemin profilinin kayma dalgası hızını belirlemek için yapılan jeofizik çalışmalarda Masw (yüzey dalgalarının çok yönlü analizi), Remi, Downhole ve PS-Logging testleri gerçekleştirilmiştir. Bu testlerin sonucunda 7-10m sonrasındaki derinliklerde birimlerin çok sert, taşlaşmış kum-kil-çakıl seviyelerin, kumtaşı-kiltaşı ardalanımlı, yer yer parçalı kırıklı seviyelerinin hakim olduğu ortaya çıkmıştır. Bu veriler ışığında kayma dalgası hızının derinlik ile değişimi idealize edilerek Şekil 1'de verilmektedir.



Şekil 1. $V_s$-derinlik değişimi ve idealize zemin profili

Zemin ve temel etüdü veri raporundan elde edilen verilerde farklı derinliklerde ve farklı zaman aralıklarında 38 sondaj kuyusu açılmıştır. Bu sondaj kuyularının her birine göre geçilen genellikle az çakıllı kumlu siltli kil ve az killi çakıllı siltli kum birimleri olarak tarif edilmektedir. Zeminin plastisite indisi (*Ip*) değerinin derinlik ile değişimi ve idealize edilmiş hali Şekil 1'de verilmektedir. Şekil 1'deki birimler az çakıllı kumlu siltli kil birimine girmektedir. Idealize plastisite indisi ise test sonuçlarından elde edilen ortalama veriler dikkate alınarak belirlenmiştir.

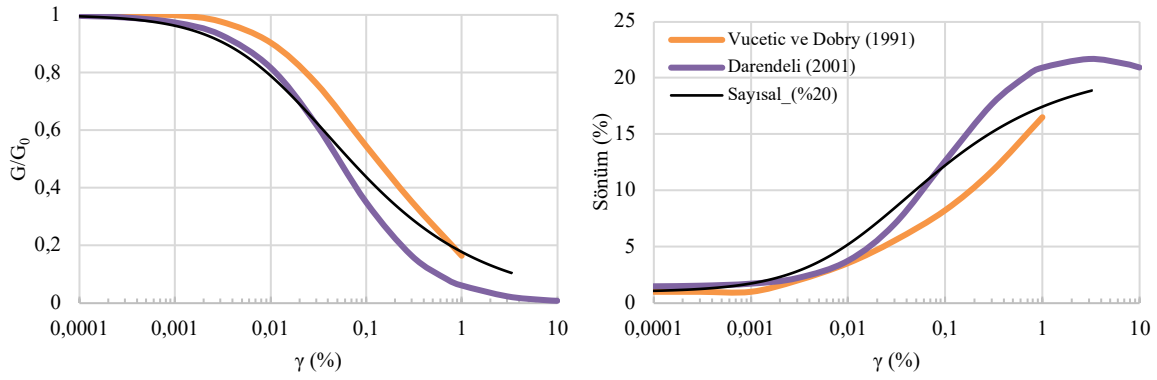
Bu çalışmada zeminin doğrusal olmayan malzeme özelliklerini temsil eden ve literatürde sıklıkla kullanılan Ramberg-Osgood (1943) malzeme modeli kullanılmıştır. Bu model ilk olarak alüminyum gibi net bir akma gerilmesi olmayan metaller için geliştirilmiştir. Model daha sonra ilk kez Faccioli ve ark. (1973) tarafından kumların kayma modülü azalım eğrilerini tahmin etmek için zeminin modellenmesinde kullanılmıştır. Model Midas GTS NX (2023) paket programında mevcuttur. Bu modelde zeminin davranışını tanımlamak için üç parametreye ihtiyaç duyulmaktadır: Başlangıç kayma modülü ($G_0$), referans şekil değiştirme ($\gamma_r$) ve maksimum sönüm değeri ($h_{max}$) dikkatte alınarak bu modelin akma kriteri aşağıdaki eşitlikler yardımıyla ifade edilmektedir.

$$G_0\gamma = \tau\left(1 + \alpha|\tau|^{\beta}\right) \quad (1)$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_r G_0}\right)^{\beta} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2-\pi h_{max}} \quad (3)$$

Kalibrasyon aşmasında her bir tabakanın kayma direnci ($\tau_f$), kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerine bağlı olarak referans şekil değiştirme değeri her bir tabaka için ayrı ayrı elde edilmiştir. Öte yandan maksimum sönüm değeri Şekil 2'de literatürde bulunan Darendeli (2001) ve Vucetic ve Dobry (1991) sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak elde edilmiştir. Bu çalışmada maksimum sönüm değeri %20 olarak belirlenmiştir. Ayrıca, sayısal modelde küçük şekil değiştirmelerdeki sönümü temsil edebilmesi için %1 ek sönüm Rayleigh sönümü olarak uygulanmıştır.

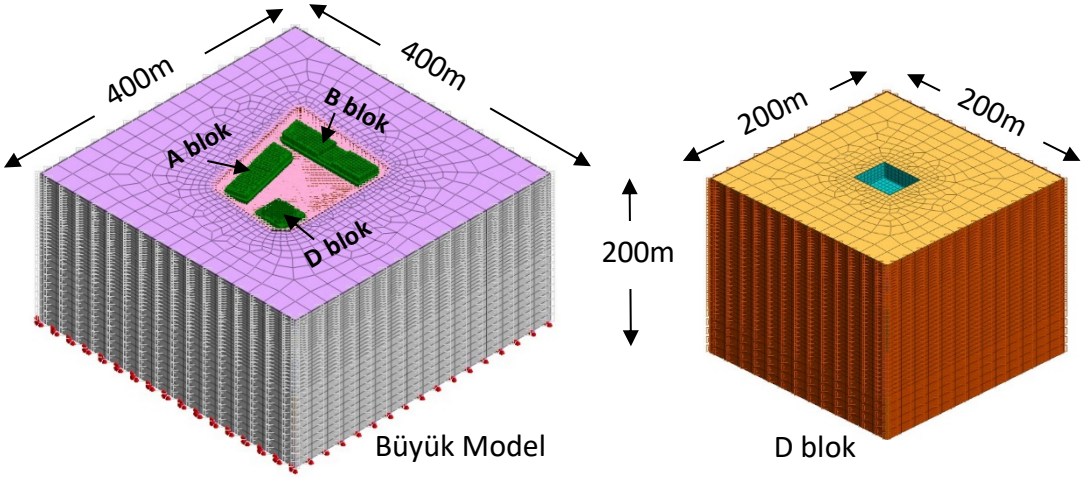



Şekil 2. Kayma modülü ve sönümün kayma birim şekil değiştirme ilişkisi

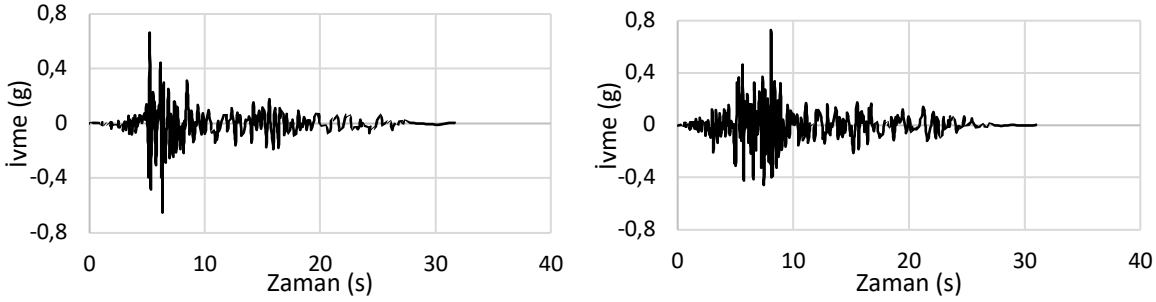
## 3. 3B MODELİN KALİBRASYONU VE SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Projede A, B ve D olmak üzere yükseklikleri 90-120 m arasında değişen üç blok kazıklı temel sistemine sahip bulunmaktadır. Bu blokların yerleşimi ve oluşturulan 3B model Şekil 3'te görülmektedir. Projede 1m çapında 49 adet 24m, 49 adet 26m, 289 adet 28m ve 99 adet 32m uzunluğunda kazık kullanılmıştır. Modelin yanal sınırlarında yansımayı önemek amacıyla "free-field" elemanlar kullanılarak yansıma etkileri minimize edilmiştir. Bu elemanlarda Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen sonsuz eleman modelini kullanılmaktadır. Tabandaki yansımaları engellemek için ise yine benzer bir mantıkla Compliant Base kullanılmıştır. Çubuk eleman olarak modellenen kazıkların kritik olan üst uçlarına plastik mafsal tanımlanmış

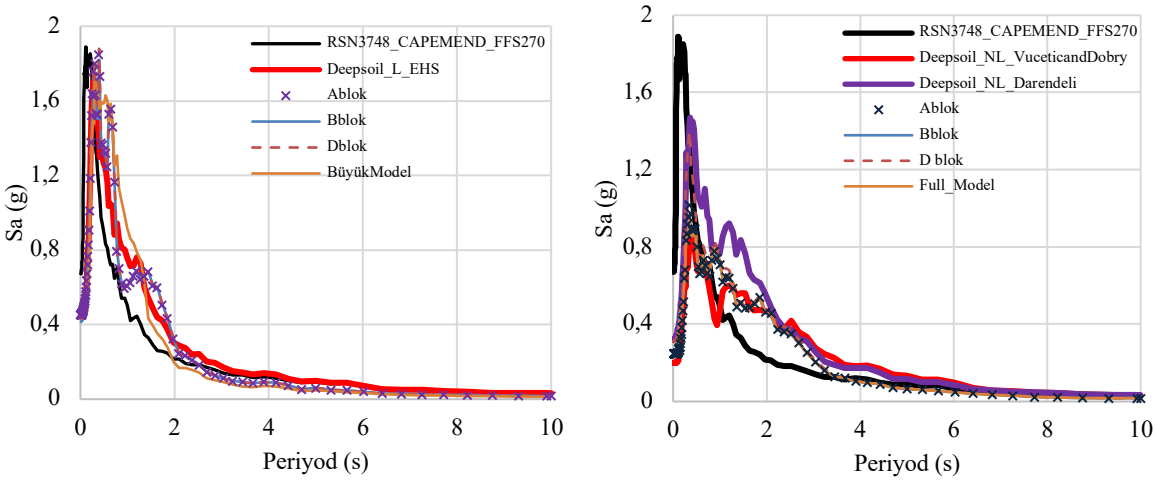
ve kazıkların eksenleri etrafındaki dönmeler kısıtlanmıştır. Kazıkların çevresel sürtünmesi (şaft direnci) davranışını temsil edecek parametreleri belirlemek için Beta metodu (Das ve Sivakugan 2018), kazık uç direncini hesaplamak için ise O'Neill ve Reese (1999) tarafından önerilen eşitlik kullanılmıştır. 1B analizler için kullanılan Deepsoil (Hashash ve ark. 2020) programının tabanında yansımayı önlemek için elastik yarı-uzay (elastic half-space) seçeneği kullanılmıştır. 1-boyutlu kalibrasyon analizlerinde RSN_CAPEMEND_FFS270 kaydı, kinematik analizlerde ise her iki doğrultudaki kayıtlar kullanılmıştır. Bu depremin her iki doğrultudaki kayıtları Şekil 4'te verilmektedir.




Şekil 3. Oluşturulan 3B modellerin görünümü



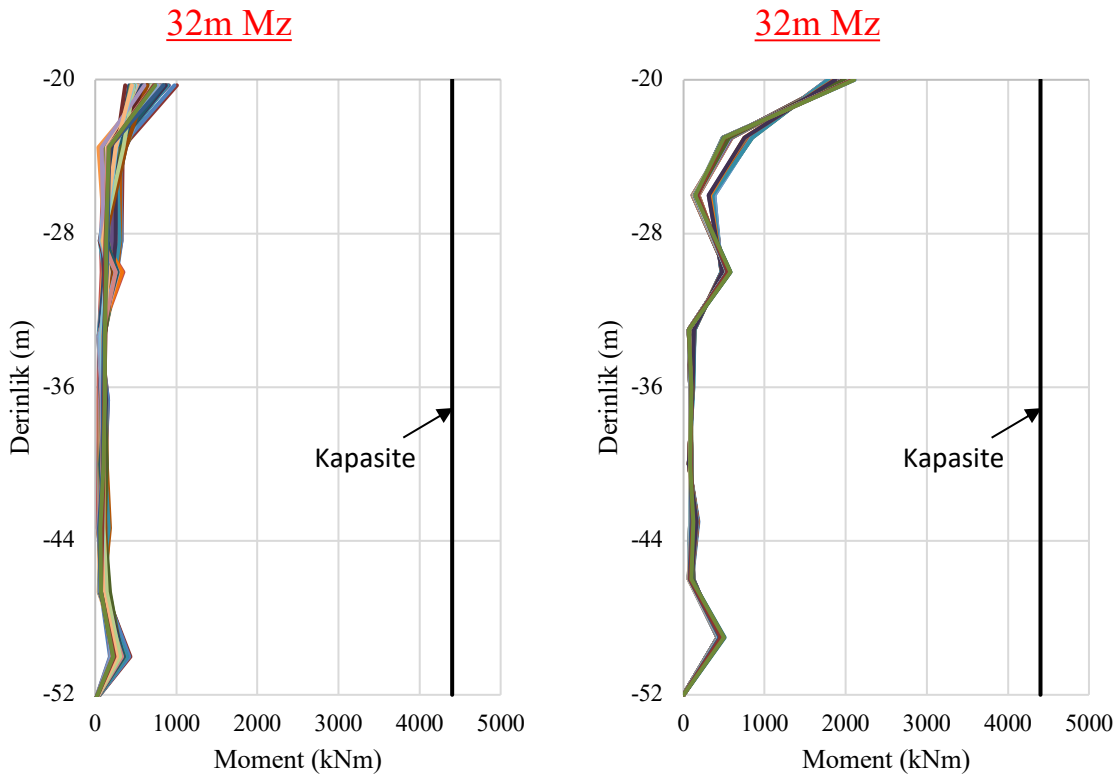

Şekil 4. RSN3748_CAPEMEND_FFS270 ve RSN3748_CAPEMEND_FFS360 kayıtları



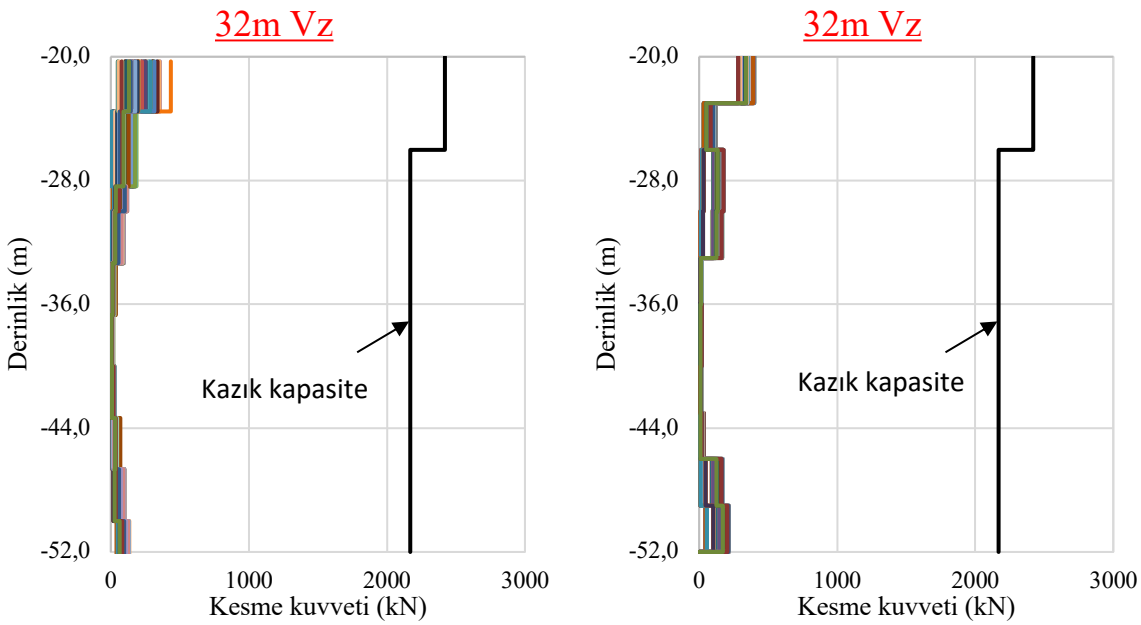

Şekil 5. Doğrusal (sol) ve doğrusal olmayan (sağ) ZDA tepki spektrumlarının karşılaştırılması

Kalibrasyon işlemi üç aşamadan ibarettir. Birinci aşama doğrusal ZDA, ikinci aşama doğrusal olmayan ZDA ve üçüncü aşama ise kinematik etkileşimden oluşmaktadır. Bu aşamalarda elde edilen büyük model ve küçük model sonuçları karşılaştırmalı olarak verilecektir. İlk aşamada %10 sönüm için 1-doğrultuda doğrusal ZDA gerçekleştirilerek zemin üst yüzündeki tepki spektrumları Şekil 5'te karşılaştırılmaktadır. Şekil incelendiğinde hem büyük modelin hem de blok bazlı model sonuçlarının Deepsoil ile uyumlu sonuçlar verdiği görülmektedir. İkinci aşamada ise Şekil 2'de kalibrasyonu yapılan zemin parametreleri ile doğrusal olmayan ZDA analizleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen tepki spektrumları Şekil 6'da verilmiştir. Doğrusal sonuçlara benzer şekilde doğrusal olmayan ZDA sonuçları da Deepsoil ile uyumludur.

Üçüncü aşamada ise sisteme kazıkların eklenmesiyle kinematik etkileşim analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada ilk başta sistem kendi yüklerine, sonrasında yapılarda gelen yüke ve son olarak iki doğrultuda deprem yükü olmak üzere aşamalı analiz edilmiştir. Yukarıdaki kalibrasyon sürecinden sonra büyük model ve ayrı ayrı yapılan D blok kinematik analizlerinde kazıklarda 22 (11x2) analiz sonucunda meydana gelen ortalama eğilme momentleri Şekil 6'da verilmektedir. Bu sonuçlara göre büyük modelde kazık başlığında sadece D blok sonuçlarının yarısı kadar moment oluşmaktadır. Böylece ayrı ayrı çözülen modelin büyük modele göre tasarımcı açısından dezavantaj olduğu söylenebilir. Tabaka değişim seviyeleri olan -30m ve -49m'de moment değerinde artış görünürken -30m'de bu artış oranı daha az olmaktadır. Bunun sebebi ise -30m seviyesinde başka uzunluktaki kazıkların gelen tepkileri karşıladığı ancak -49m'de sadece 32m kazık bulunduğundan daha büyük tepkilerin oluştuğu yönündedir. Öte yandan bu çalışma için kritik olmasa da sıklıkla tercih edilen belirli seviyelerde kazık eğilme donatısının azaltılması uygulamasının bazı durumlarda kritik olabileceği ifade edilmelidir. Bu yüzden böylesi uygulamanın kullanımında tabaka değişimlerinin dikkate alınması gerekmektedir. Benzer sonuçlara ortalama kesme kuvveti derinlik değişimi üzerinden de varılmaktadır (Şekil 7).




Şekil 6. Kinematik etkileşim sonucu 32m kazıklarda ortalama moment-derinlik ilişkisi: Büyük model (sol), D blok (Sağ)




Şekil 7. Kinematik etkileşim sonucu 32m kazıklarda ortalama kesme kuvveti-derinlik ilişkisi: Büyük model (sol), D blok (Sağ)

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada TBDY (2018)'de önerilen Yöntem I'e göre tasarımı yapılan örnek çok bloklu yapı sisteminin birlikte ve ayrı ayrı kinematik analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak değerlendirilmektedir. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda doğru bir kalibrasyon sürecinden sonra çok bloklu yapı sistemlerin direkt kinematik analizlerinin ayrı ayrı analizlere göre daha düşük kesit tesirleri elde edilmiştir. Ancak özellikle tabaka değişimlerinin olduğu bölgelerde kesit tesirlerinin önemli değişime uğrayabileceği ortaya çıkmıştır. Her ne kadar bu örnek için elde edilen sonuçlar ayrı ayrı çözülen bloklar için daha konservatif tepkilerin oluştuğunu gösterse de farklı zemin koşulları ve farklı blok yerleşimleri için daha fazla araştırmaların gerçekleştirilmesi gerektiğini ifade etmek uygun olacaktır.

## KAYNAKLAR

Das, B. M. ve Sivakugan, N., (2018), "Principles of foundation engineering", Cengage learning.

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.

Faccioli, E., Santayo, V., Leone, J. L., (1973), "Microzonation criteria and seismic response studies for the city of Managua", In Proc. of the Earthquake Engineering Research Distribution Conf. on the Managua.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2020) "DEEPSOIL 7.0, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.

Lysmer, J. ve Kuhlemayer, R. L., (1969) "Finite dynamic model for infinite media", Journal of the Engineering Mechnanics Division, Proc. ASCE, Vol. 95, No. EM4, pp. 859-876.

Midas GTS NX (2023), "Online Manual", MIDAS Information Technology Co.

O'neill, M.W. ve Reese, L.C., (1999), "Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods", FHWA Report No. IF-99-025

Ramberg, W. ve Osgood, W. R., (1943), "Description of stress strain curves by three parameters", National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note, No. 902. p. 28.

TBDY (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. Ankara: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.

Vucetic, M. ve Dobry, R., (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response". Journal of geotechnical engineering, 117(1), 89-107.

Wolf, J. P., (1985), "Dynamic soil-structure interaction", Prentice Hall.

# KUM ZEMİNDE P-Y EĞRİLERİ İÇİN YENİ BİR YÖNTEM

# NEW APPROACH FOR P-Y CURVES IN SAND

**Murat HAMDERİ**[1]

## ÖZET

P-y eğrileri yatay kuvvetlere maruz kazıkların zeminin verdiği tepkiyi hesaplamak için kullanılırlar. Birçok p-y eğrisi 1970 yıllarında, petrol şirketlerinin okyanuslar üzerine kurduğu platformları destekleyen kazıkların yanal kapasitelerini hesaplamak için geliştirilmiştir. Bu eğriler kaba veya ince daneli zeminlerde yapılan yanal kazık yükleme deneylerinden elde edilen verilere dayanır. Deneysel verileri barındırması sebebiyle güvenilir ancak çok az sayıda deneye dayandıklarından kaba bir yaklaşıma sahiptirler. Öte yandan günümüzde 3 boyutlu yapı zemin etkileşimini modelleyen yazılımların yaygınlaşması ile yanal kazık kapasitesi ile ilgili bilgisayar ortamında değişik parametreleri içeren sayısız deney yapılabilmektedir. Bu çalışmada, bilgisayar ortamında yapılan kazık yükleme deneyleri sonucunda elde edilen kum zeminler için p-y eğrisi formülü tanıtılacaktır.

**Anahtar Kelimeler:** p-y eğrisi, kazık, zemin-yapı etkileşimi, deprem

## ABSTRACT

P-y curves are used to calculate the response of the ground to piles subjected to horizontal forces. Many p-y curves were developed in the 1970s to predict the lateral capacity of piles supporting ocean petrol platforms installed by oil companies. These curves are based on the data obtained from lateral pile loading experiments in coarse or fine-grained soils. They are reliable since they are based on experimental data, although the number of experiments is quite a few. On the other hand, nowadays, with the advance in use of software that models the 3D structure-soil interaction, numerous experiments including different parameters on lateral pile capacity can be performed in computer environment. In this study, the p-y curve formula for sand soils obtained from computerized pile loading experiments will be introduced.

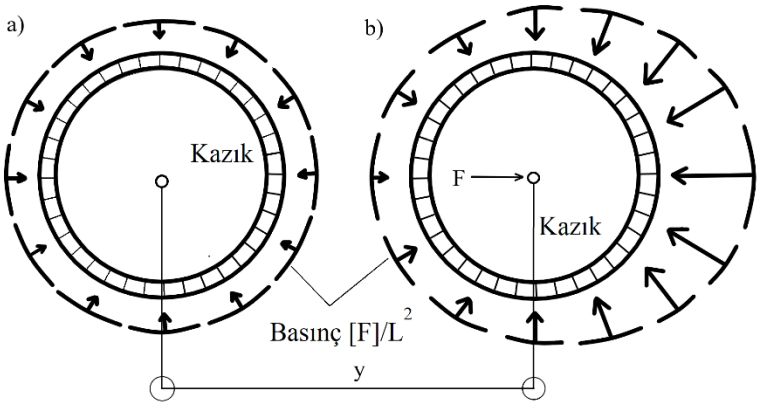
**Keywords:** p-y curve, pile, soil-structure interaction, earthquake, regression

## 1. GİRİŞ

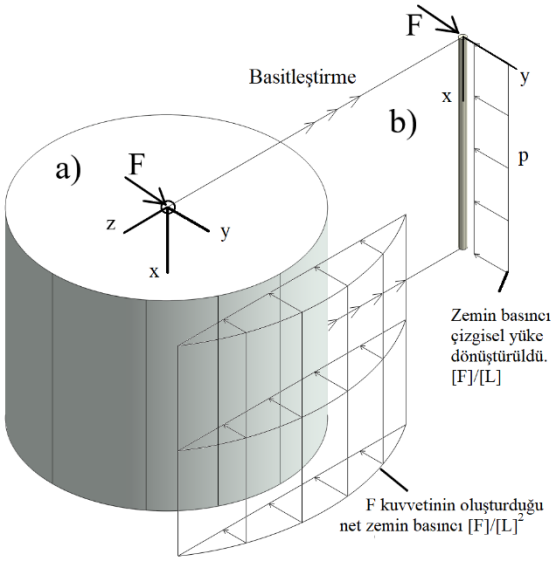
Kazıkların ana görevi ağır yapıların altlarında oluşan gerilmeleri daha alt katmanlara taşıyarak üst katmanların göçmesini engellemek ve oturmalarını azaltmaktır. Kazıkların temele bağlı olduğu hallerde yanal deprem kuvvetleri kazıklar vasıtasıyla üst yapıya iletilir. İletilen bu kuvvetin miktarını belirlemek için kazığın etrafındaki zeminden ne kadar tepki aldığı bulunmalıdır. Reese ve Sullivan, 1980 sükûnetteki durumda kazık çevresindeki basınç dağılımını Şekil 1a'daki gibi eksenel simetrik

[1] Doç. Dr., Türk-Alman Üniversitesi, hamderi@tau.edu.tr (Sorumlu yazar)

olarak vermektedir. Kazığa yanal bir kuvvet uygulandığında ise kuvvetin uygulandığı yöne doğru gerilme artarak eksenel simetri bozulmaktadır (Şekil 1b.). Kazığın yanal F kuvvet altında y kadar ilerlemesi sonucunda oluşan net zemin basıncı Şekil 2a'da $[F]/[L]^2$ cinsinden gösterilmiştir. Bu basınç ile kazıkta oluşan moment ve kesme kuvvetini temel mekaniğin yöntemleri ile hesaplamak zordur. Bu yüzden basınç cinsinde ($[F]/[L]^2$) hesaplanan net zemin itkisi, çizgisel yüke ([F]/[L]) dönüştürülür ve "p" harfi ile anılır. Kazık boyunca elde edilen p-y eğrilerinden -kiriş teorisi yardımıyla- moment, kesme kuvveti gibi değerler elde edilir. 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde kazık zemin yapı etkileşimini Yöntem 2'ye göre modellemesinde kazıklara belli aralıklarla düğüm noktası atanarak yaylar tanımlanmaktadır. Bu yaylara (p-y) eğrileri atanmaktadır.




Şekil 1. Kazık etrafındaki gerilme dağılımı (Reese ve Sullivan, 1980) a) Sükûnette, b) Yatay bir kuvvet altında.




Şekil 2. Kazığın çevresindeki basıncı dağılımının basitleştirilerek çizgisel yüke dönüştürülmesi a) Gerçek basınç dağılımı, b) Basitleştirilmiş çizgisel yük dağılımı

## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

P-y eğrilerindeki "p", zeminin birim kazık boyu üzerine uyguladığı kuvvettir ve yer değiştirmeye bağlıdır. Bu bakımdan "p" ile pasif toprak basınç itkisi arasında bir analoji kurulabilir (Clough ve Duncan, 1991; Hamderi, 2021). Pasif toprak basıncı konusunda olduğu gibi birçok araştırmacı "p"

değerinin en büyük değerini veren formüller geliştirmiştir. Brinch Hansen, 1961 geliştirdiği bir toprak basınç katsayısını, derinlik, zemin birim hacim ağırlığı ve kazık çapı ile çarparak "p" nin en büyük değerini hesaplamıştır. Broms, 1964 ise aynı formüldeki katsayıyı Rankine'nin pasif toprak itkisinin 3 katı olarak almıştır. Fleming ve diğ., 1992 ise bu katsayıyı Rankine'nin pasif toprak itkisinin karesi olarak almıştır. Reese ve diğ., 1984 ise bu katsayıyı zeminin içsel sürtünme açısını, Rankine'nin aktif ve sükûnetteki toprak basınç katsayılarını kullanarak hesaplamıştır.

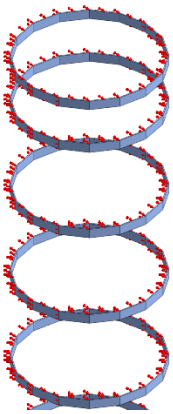
## 3. ÇALIŞMANIN AMACI VE KAPSAMI

Literatür çalışmasında verilen p-y eğrilerin en büyük değeri büyük ölçüde kaba daneli zeminin içsel sürtünme açısına bağlı olarak verilmiştir. p-y eğrilerinin zeminin elastisite modülü ise sadece gevşek, orta ve sıkı kum için hesaplanmaktadır (Reese ve diğ., 1984). Halbuki günümüzde sonlu elemanlar hesap yöntemleri ile bir kazığın p-y eğrisi, zemin modülünün fonksiyonu olarak hesaplanabilir. Hamderi, 2023, 34 değişik zemin-kazık modeli kullanarak kumlu zeminler için zeminin içsel sürtünme açısına, kazık çapına, zeminin birim ağırlığına, zemin modülüne, derinliğine bağlı olan bir p-y formülü türetmiştir. Bu bildiride bu formül tanıtılacaktır.

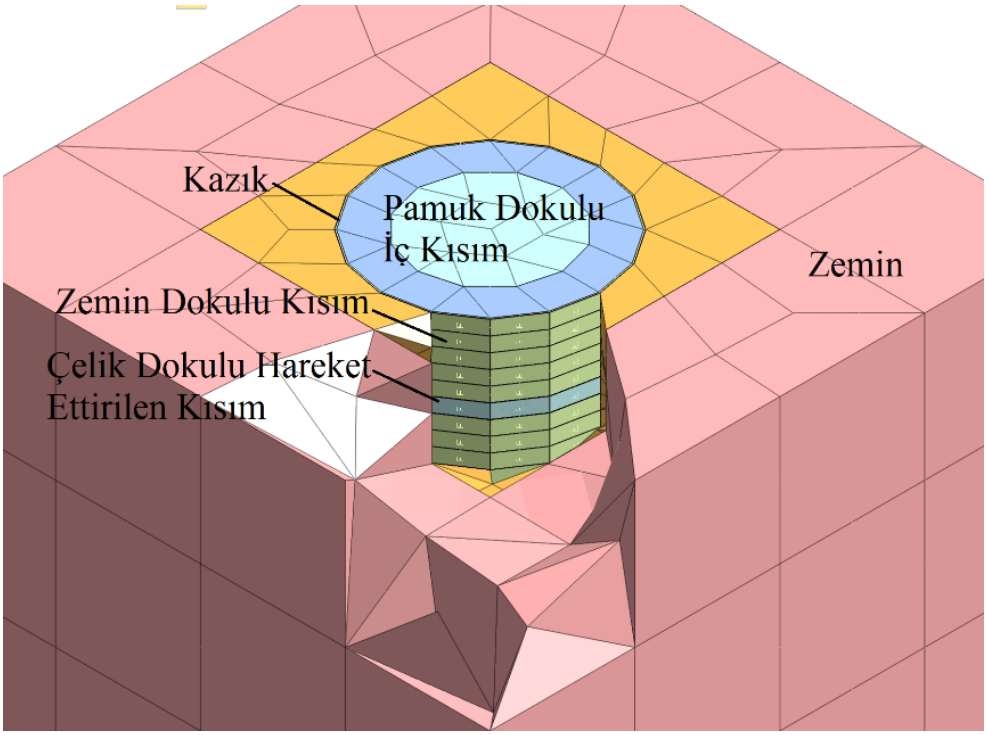
## 4. FORMÜLÜN OLUŞTURULMASI

Hamderi, 2023, Midas GTS NX sonlu elemanlar programında 34 adet farklı kazık-zemin kombinasyonu oluşturarak p-y formülünü türetmiştir. Formül kombinasyonları, 10 MPa ile 100 MPa arasında değişen değerlerde zemin modülünü, $26^o$ ile $42^o$ arasında değişen içsel sürtünme açısını, 0.25 m ile 1.5 m arasında değişen kazık çapını, 14 kN/$m^3$ ile 22 kN/$m^3$ arasında değişen birim zemin ağırlığını içermektedir. Ayrıca formüle zemin birim hacim ağırlığından suyun ağırlığını çıkararak yer altı su tablası tanımlanabilmektedir.

Literatürdeki yatay kazık yükleme deneylerinde kuvvet kazığın baş kısmından uygulanmaktadır. Kazığın baş kısmından kuvvet uygulandığından kazığın en çok hareket eden kısmı en üstteki birkaç metrelik kısımdır. Daha alt kısımlarındaki hareket miktarı kısıtlıdır. Eğer alt kısımlara ait p-y eğrileri elde edilmek isteniyorsa kazık başının oldukça büyük bir deplasman yapması gerekmektedir. Söz konusu deplasmana gelindiğinde kazık çoktan yanal taşıma kapasitesini kaybetmiş ve izin verilen yatay deplasman sınırı aşılmış olmaktadır. Bu yüzden Hamderi, 2023 sonlu elemanlar deneyinde kazığın başına kuvvet uygulayıp alt kısımlarındaki deplasmanları ve zemin direnci ölçmek yerine kazık boyunca çelik halkalar tanımlamış ve halkaları hareket ettirmiştir. Şekil 3'de verilen halkalar bir modelde aynı oranda hareket ettirilmekte ve çevresinde oluşan net zemin direnci kaydedilmektedir. Bu suretle kazık boyunca 1 m aralıklarla p-y eğrileri oluşturulmaktadır. Bu halkaların sonlu elemanlar modelindeki yerleşimi Şekil 4'deki gibidir. Halkaların üstünde, altında ve çevresinde zemin bulunmaktadır. Halkaların içinde ise elastisite modülü çok düşük olan pamuk gibi bir doku mevcuttur. Pamuk dokusunun birim ağırlığı, çevredeki zeminin birim ağırlığına eşit olup bu pamuk dokusu sonlu elemanlar programında jeolojik gerilmelerin düzenli oluşmasını sağlar. Kazık dokusunun çevresinde 2 boyutlu arayüz tanımlanmıştır. Bu arayüz kazık çevresinde oluşan zemin tepkilerinin bulunmasında önemli rol oynamaktadır.



Şekil 3. Kazığın hareket ettirilen çelik parçaları




Şekil 4. P-y formülünün çıkarılmasında kullanılan sonlu elemanları modeli

## 5. FORMÜL

Hamderi, 2023 tarafından kum zeminlerdeki kazıklar için önerilen formül aşağıda verilmiştir:

$$p = \frac{x^a * y^b}{(c + d * x^e * y^f)} * D^{(g+1)} * \left(\frac{E_n}{10^5}\right)^h * \left(\frac{\phi_n}{34}\right)^i * \left(\frac{\gamma}{16}\right)^j \quad (1)$$

Burada a, b, c, d, e, f, g, h, i ve j denklem katsayıları (Tablo 1), x (m) kazık derinliği, y (m) kazığın belli bir derinlikteki yanal deformasyonu, $E_n$ (kN/m$^2$) zemin modülü, n tabaka numarası, $\phi_n$ n no'lu tabakaya ait kumun içsel sürtünme açısı, $\gamma$ (kN/m$^3$) zeminin birim hacim ağırlığıdır. Eğer zemin su altında ise, efektif birim hacim ağırlığı kullanılmalıdır.

## 6. FORMÜLÜN LİTERATÜRDEKİ DİĞER FORMÜLLER İLE KARŞILAŞTIRILMASI

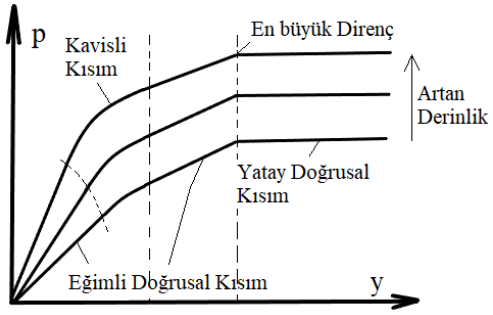
Literatürde kaba daneli zeminler için Reese ve diğ., 1984 tarafından önerilen p-y eğrileri Şekil 5'de verilmektedir. Bu eğrilerin her biri değişik bir derinliğe karşılık gelmektedir. Artan derinlik ile kaydedilen en büyük p değeri de artmaktadır. Eğrilerin, eğimli, kavisli ve doğrusal olan kısımları mevcuttur. Eğriler belli bir y değerinden sonra en büyük değere ulaşmakta ve plato yapmaktadırlar. Bu y değeri bütün derinlikler için sabittir. Şekil 6'da ise Hamderi, 2023 tarafından verilen p-y eğrileri verilmektedir. Bu eğrilerin en büyük değeri artan kazık derinliğine göre artmakla beraber artış hızı derinlik ile azalmaktadır. Küçük derinlikler için eğriler belli bir y değerinde plato yapmaktadır. Daha büyük derinliklerde eğrilerin plato bölgesine geçişi ötelenmektedir. Bir başka deyişle en büyük değere ulaşmak için küçük derinliklerde küçük y değerlerine, büyük derinliklerde daha büyük y değerlerine ihtiyaç vardır. Derinlik arttıkça doğrusal olmayan davranış azalmaktadır.

Tablo 1. p-y formülünün denklem katsayıları (Hamderi, 2023)

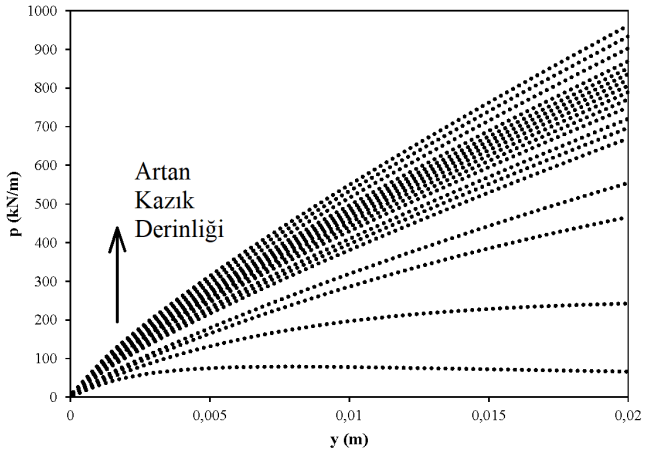
| n | x'in aralığı | a | b | c | d | e |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0001≤x<3 | 0.174376 | 0.846639 | 0.000038 | 0.009134 | -2.376373 |
| 2 | 3≤x<6 | 0.205362 | 0.807185 | 0.000036 | 0.005577 | -5.268525 |
| 3 | 6≤x<9 | 0.202343 | 0.807301 | 0.000034 | 0.005577 | -5.268525 |
| 4 | 9≤x≤20 | 0.253022 | 0.810901 | 0.000038 | 0.005577 | -5.268525 |
| n | x'in aralığı | f | g | h | i | j |
| 1 | 0.0001≤x<3 | 1.382370 | -0.424825 | 0.464454 | 1.088613 | 0.514760 |
| 2 | 3≤x<6 | 5.903368 | -0.279820 | 0.600173 | 1.132096 | 0.256712 |
| 3 | 6≤x<9 | 5.903368 | -0.211116 | 0.580252 | 0.977143 | 0.140122 |
| 4 | 9≤x≤20 | 5.903368 | -0.193878 | 0.579500 | 0.825870 | 0.146984 |

Şekil 7'de D=0.5 m, $\phi$=35$^{o}$, $\gamma$=18 kN/m$^{3}$, E= 50 MPa, ve 3 değişik y değeri için Hamderi, 2023'ün formülü ile hesaplanan p değerlerine yer verilmiştir. Şekil 7'de ayrıca Broms, 1964, Fleming ve diğ., 1982, Brinch Hansen, 1964 tarafından önerilen en büyük p değerleri de bulunmaktadır. Hamderi, 2023 'ün formülüne göre hesaplanan en büyük değerler %1, %2 ve %6 uzamaları içindir (y/D). Temel

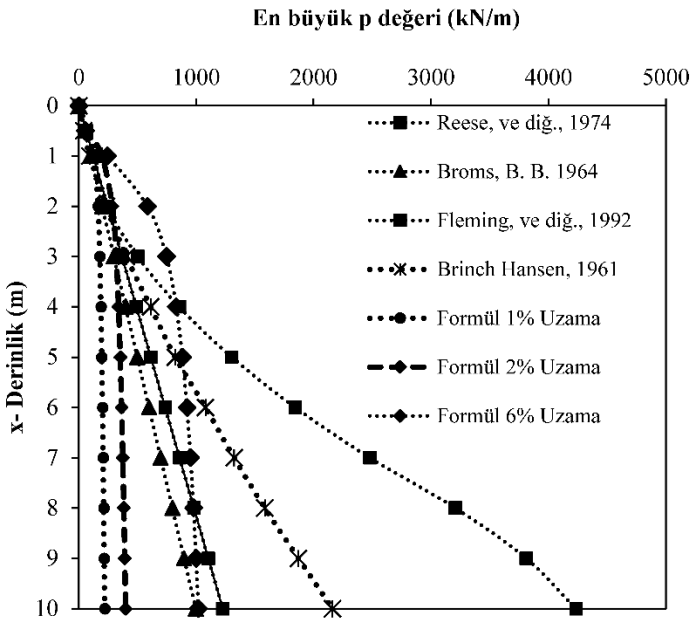
olarak sonlu elemanlar tabanlı formül, ilk 3 metre için diğer formüller ile aşağı yukarı aynı değerleri verse de daha büyük derinlikler için Hamderi'nin p değerlerinde sabitlenme, diğerlerinde ise artış görülmektedir. Hamderi formülünü 1 metre derinliğinde kazık yükleme deneyi ile doğrulamıştır (Meyerhof ve Sastry, 1985). Öte yandan daha büyük derinliklerde kazık direncinin ne olacağını deneysel olarak bulmak pek mümkün değildir. Çünkü tam ölçekli kazık deneylerinde kazığın ilk birkaç metresi esasen yük almaktadır. Daha çok yük verildiğinde kazığın üst kısımları göçme bölgesine geldiğinden, alt kısımların davranışı incelenemeden deney sonladırılır. Her ne kadar tam ölçekli deneyle kanıtlamak mümkün olmasa da sonlu elemanlar ile elde edilen p-y dağılımının daha gerçekci olduğu düşünülmektedir.




Şekil 5. Reese ve diğ., 1984 tarafından verilen p-y eğrilerinin karakteristik görünümü




Şekil 6. Hamderi, 2023 tarafından verilen p-y eğrilerinin karakteristik görünümü




Şekil 7. Hamderi, 2023 tarafından verilen p-y eğrilerinin en büyük değerinin diğer kaynaklarda verilen değerler ile karşılaştırılması

## 7. SONUÇ

Bu bildiri kapsamında kazıklara ait p-y eğrilerinin bulunmasında kullanılacak sonlu elemanlar yöntemi tabanlı bir formül tanıtılmıştır. Formül içerisinde zemin modülünü doğrudan içermesinden dolayı sınırlı deneylere göre türetilmiş mevcut formüllere göre daha hassastır. Ayrıca mevcut formüllerde kazık derinliğindeki artış ile p değerlerinde daimi bir artış görülmektedir. Halbuki önerilen formülde bu artış belli bir derinlikten sonra sınırlanmaktadır. Mevcut formüllerde kazığın en büyük p değerine değişik derinliklerde hep aynı yatay deplasmanda ulaşılmaktadır. Önerilen formülde ise en büyük deplasmanın oluştuğu deplasman derinlik ile artmaktadır.

## KAYNAKLAR

Brinch Hansen, J. (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", Bulletin No. 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 5–9

Broms, B.B. (1964), "Lateral resistance of piles in cohesive soils" J. Soil Mech. Found. Div. Vol 90(2), 27–64.

Clough, G. W. ve Duncan, J. M. (1991), "Earth pressures. In: Foundation engineering handbook", edited by H. Y. Fang, 223–235, 2nd ed. New York: Chapman and Hall

Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. ve Elson, W.K., (1992), "Piling engineering", Surrey University Press, London

Hamderi, M. (2021), "Finite element-based coefficient of lateral earth pressure for cohesionless soil" Int. J. Geomech., Vol 21(5), 04021045.

Hamderi, M. (2023), "Finite Element-Based p-y Curves", Arabian Journal for Science and Engineering", https://doi.org/10.1007/s13369-023-08121-z

Meyerhof, G.G. ve Sastry, V.V.R.N. (1985), "Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads" Can. Geotech. J. Vol 22, 267–276.

Reese, L. C. ve Sullivan, W.R. (1980), "A Documentation of Computer Program COM624, Parts I and II, Analysis of Stresses and Deflections for Laterally Loaded Piles Including Generation of p-y Curves", Geotechnical Engineering Software GS80–1, Geotechnical Engineering Center, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin

Reese, L. C., Cox, W. R. ve Koop, F. D. (1984), "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc., 6th Offshore Technology Conf., Vol 2, Houston, 473–483

# KİLLİ ZEMİNLERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDE FİBERLERİN ETKİSİ

## INFLUENCE OF ADDING FIBERS ON ENGINEERING PROPERTIES OF CLAYEY SOILS

**Ehsan Etminan[1], Kaveh Dehghanian[2], Beste Seyla Göçkün[3], Beste Koçak Dinç[4]**

## ABSTRACT

Recently, research into alternative materials and methods has been ongoing with the goal of creating cutting-edge solutions for building earth structures. In circumstances when other alternative materials are employed, improving the soft soils used for these structures, such as the subgrades of highway embankments, might be essential for implementing sustainable and cost-effective applications. In order to examine the utilization of Polypropylene (PP), Copolymer (CP), and Virgin Homopolymer Polypropylene (VHP) fibers to stabilize two separate high and low-plasticity clay soils, comprehensive laboratory studies have been conducted. To estimate how these mixes would behave during earthquakes, a variety of soils and the aforementioned fibers were created in the lab. The engineering features of these combinations were then studied. Investigations were conducted into the engineering behaviors of the samples as well as the results of the compaction, unconfined compression, CBR, and cyclic triaxial testing. The results of the laboratory study are presented in this work, with a focus on the usage of alternative materials that produce stronger soils during earthquakes, which has positive economic and environmental effects.
***Keywords:*** *Fibers, Dynamic and Static Mechanical Properties, Clayey Soils, Soil Improvement Methods*

## 1. INTRODUCTION

Due to the lack of natural resources, there is a necessity to shift from extraction to regeneration by converting our economy from linear to circular. There is a need to implement techniques that let nature regenerate soils, boost biodiversity, and replenish the soil with biological resources. The majority of the construction resources are lost after usage or pollute the environment. Besides, the economical cost of using synthetic materials increases the cost of the project too. Therefore, there must be a turn point to start resembling natural systems if we switch to a regenerative paradigm. In nature, there is no waste. Natural systems have self-regenerated over billions of years. As population increasing day-by-day and human demands changing as well, transportation plays a role of critical importance. With respect to the fact that highways are the most common and the most advanced means of transport compared to other transportation systems in most countries, great attention should be paid in the design and construction process.

Materials for the pavement, base, subbase, and embankment are obtained from borrow pits. The biggest contributors to overall cost during construction are excavation, material loading, and transportation expenses. The soft soil is removed and replaced with a gravel or crushed rock fill layer in the traditional method of construction. It has recently been discovered that using existing soil is the most cost-effective method, thus it is essential to stabilize and enhance the soil's engineering features in order to meet the requirements for highway projects (Şenol et al., 2003).

It should be highlighted that several studies have been conducted in an effort to provide various stabilization techniques for in-situ soft soils for embankments. The use of chemical additives for stability, prewetting, compaction management, moisture control, soil reinforcement using geosynthetics, surcharge loading, and

[1] Assistant Professor, Işık University, ehsan.etminan@isikun.edu.tr (Corresponding author)
[2] Assistant Professor, İstanbul Aydın University, kavehdehghanian@aydin.edu.tr
[3] Research Assistant, Işık University, beste.gockun@isikun.edu.tr
[4] PhD candidate, İstanbul Aydın University, bestekocak@aydin.edu.tr

thermal treatments are a few of these treatment techniques (Sridharan and Gurtug, 2004). All methods mentioned above have disadvantages such as being expensive and also not being effective all the time. Therefore, new methods are still being investigated aiming at improving the engineering properties of embankments' soft soils (Puppala and Musenda, 1998).

In recent years, vast experimental investigations carried out with the scope of finding the possible effects of natural and synthetic discrete fibers on problematic soft soils (Viswanadham et al., 2008). According to previous researchers' investigations, it has been found that shear strength of fiber-reinforced soils mostly affected by amount of fibers and also friction between fiber and soft soil. Ziegler et al. (1998) claimed that tensile strength of soft soils increases by adding fiber to the plain soil. Besides, it can be seen that the effects of using different types of randomly oriented natural and synthetic discrete fiber materials on the improvement of soft soils have not studied thoroughly yet (Ziegler et al., 1998). The purpose of this short paper is to study the investigation of the efficiency of using three different type of fiber on compaction and cyclic behavior of soft soils during earthquakes.

## 2. ENGINEERING PROPERTIES OF SOILS AND FIBERS TESTED

### 2.1 Index Properties Of Soils

The Atterberg tests' findings indicate that Soil-I has more plasticity than Soil-II does. Moreover, wet sieve tests reveal a negligible quantity of coarse dirt in both soil samples, and hydrometer analysis reveals that Soil-I has a larger clay content than Soil-II. Then, compared to Soil-II, compaction tests on Soil-I provide higher dry unit weight and optimum water content. Table 1 contains a list of all test results. According to the Unified Soil Classification System (ASTM D2487), Soil-I and Soil-II are categorized as CH and CL soil types, respectively.

Table 1. Engineering properties of soil samples

| Properties of soils | Soil I | Soil II |
|---|---|---|
| LL (%) | 78 | 41 |
| PL (%) | 28 | 23 |
| PI (%) | 50 | 18 |
| Gravel (%) | 0 | 0 |
| Sand (%) | 3 | 2 |
| Silt (%) | 27 | 53 |
| Clay (%) | 70 | 45 |
| USCS class | CH | CL |

### 2.2 Physical Properties Of The Fibers

Poly fibers used in engineering are manufactured from virgin homopolymer polypropylene (VHP), polypropylene (PP), and copolymer (CP) fibers. Actually, they are structural materials that were investigated through test outcomes of engineering investigations conducted in the USA in the 1960s. The most popular synthetic materials used primarily for concrete reinforcement are the fibers already mentioned. All of the aforementioned fibers, as depicted in Figure 1, are used in concrete applications in accordance with ASTM C-1116 "Standard Specification for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete" in order to prevent concrete cracking brought on by plastic and settlement shrinkage that takes place prior to initial set. All fibers are made up of twisted network fibers that fibrillate, producing high-performance systems for reinforcing concrete. The greatest level of long-term durability, structural improvements, and efficient secondary/temperature crack management are all provided by these extra-sturdy fibers. The physical characteristics of the fibers employed in this study are listed in Table 2.

## 3. EXPERIMENTAL PROGRAM AND TESTING PROCEDURE

Experimental program was performed at the Soil Mechanics Laboratories of Işık and Istanbul Technical Universities. First of all, three different fibers used in the experimental program were cut to the same length

(6 cm). Then, both clayey soils mixed with 0%, 0.25%, 0.5% and 0.75% of fiber contents by weight. Totally twenty-eight mixtures consisted of two different soils and three alternative materials were then prepared



(a) (b) (c)

Figure 1. (a) Polypropylene, (b) Copolymer, and (c) Virgin Homopolymer Polypropylene fibers.

using standard compaction effort (ASTM D698) and maximum dry unit weight and optimum water content of each mixture were obtained.

Table 2. Physical properties of fibers used in the experimental program

| Properties of materials | VHP & PP | CP |
|---|---|---|
| Color | White | Gray |
| Form | Fibrillated Fiber | Monofilament Fiber |
| Acid/Alkali | Excellent | Excellent |
| Resistance Specific | 0.91 | 0.91 |
| Gravity Tensile | 570 | 758 |
| Strength (Mpa) | 6.19 | 6.19 |
| Length (cm) | 70 | 45 |

The ASTM D2166 method to unconfined compressive strength is used to determine the ideal mix design for the soil mixes. From each initial combination of compacted soil-alternative material, at least five cylindrical samples with varying water contents are immediately put through an unconfined compression test. The next stage is to generate soil samples with the maximum dry unit weight and optimum water content based on the results of the compaction tests. The CBR test is used to assess the shear strength of the compacted materials at the maximum dry density and the ideal water content (ASTM D1883). For the aforementioned combination employing the high and low plasticity clays, the results of the compaction, unconfined compression, and CBR testing are presented in Tables 3 and 4, respectively.

Table 3. Results of compaction, unconfined compression and CBR tests for CH type soil

| No | Description | $\omega_{opt}$ (%) | $\gamma_{d\text{-}max}$ (kN/m$^3$) | $q_u$ (kN/m$^2$) | CBR (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Plain Soil (CH) | 27 | 15.04 | 171 | 11.06 |
| 2 | 99.75% CH+0.25% PP | 26 | 14.60 | 255 | 15.71 |
| 3 | 99.5% CH+0.5% PP | 25 | 14.50 | 275 | 16.92 |
| 4 | 99.25% CH+0.75% PP | 25 | 14.50 | 317 | 19.03 |
| 5 | 99.75% CH+0.25% CP | 26 | 15.20 | 236 | 16.92 |
| 6 | 99.5% CH+0.5% CP | 26 | 15.00 | 320 | 19.57 |
| 7 | 99.25% CH+0.75% CP | 26 | 14.80 | 331 | 20.59 |
| 8 | 99.75% CH+0.25% VHP | 16 | 16.80 | 335 | 20.07 |
| 9 | 99.5% CH+0.5% VHP | 18 | 16.10 | 306 | 17.14 |
| 10 | 99.25% CH+0.75% VHP | 23 | 15.60 | 279 | 16.21 |

Table 4. Results of compaction, unconfined compression and CBR tests for CL type

| No | Description | $\omega_{opt}$ (%) | $\gamma_{d\text{-}max}$ (kN/m$^3$) | $q_u$ (kN/m$^2$) | CBR (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Plain Soil (CL) | 26 | 15.32 | 177 | 12.06 |
| 2 | 99.75% CH+0.25% PP | 26 | 14.70 | 257 | 15.71 |
| 3 | 99.5% CH+0.5% PP | 25 | 14.50 | 276 | 16.93 |
| 4 | 99.25% CH+0.75% PP | 25 | 14.50 | 317 | 19.02 |
| 5 | 99.75% CH+0.25% CP | 20 | 15.10 | 265 | 14.15 |
| 6 | 99.5% CH+0.5% CP | 23 | 15.34 | 281 | 16.59 |
| 7 | 99.25% CH+0.75% CP | 18 | 15.41 | 377 | 19.57 |
| 8 | 99.75% CH+0.25% VHP | 23 | 16.10 | 288 | 16.79 |
| 9 | 99.5% CH+0.5% VHP | 23 | 15.10 | 215 | 15.20 |
| 10 | 99.25% CH+0.75% VHP | 24 | 15.00 | 209 | 14.34 |

As another step of experiments, soil samples are prepared in accordance with their maximum dry unit weight and optimum water content. Once all samples were prepared, they were put on a cyclic triaxial apparatus (ASTM D5311M). Then, de-aired water was percolated from the bottom through the top of the specimens for at least three sample volumes. A back pressure of 100 kPa was applied prior to the B-value check to ensure saturation. Specimens were then isotropically consolidated to an effective confining stress ($\sigma'_{3c}$) of 30 kPa. Once the consolidation stage ended, cyclic loading was applied with a constant frequency of 1.0 Hz and cyclic stress ratio (CSR) equal to 0.2, where CSR=$q_{cyclic}$/(2. $\sigma'_{3c}$). Continuous records of axial strain, axial stress and excess pore pressure were obtained during the cyclic phase. All experiments continued at least until the pore water pressure became equal to the initial confining pressure of the sample (i.e. 30kPa), which is considered as initial liquefaction. It should be noted that clays can experience some softening, but they do not reach zero effective stress. In fact, there is the term cyclic softening that tries to capture the response of clay-like soils to cyclic loadings. Figures 2 and 3 illustrate the results of cyclic triaxial tests for all soil mixtures.

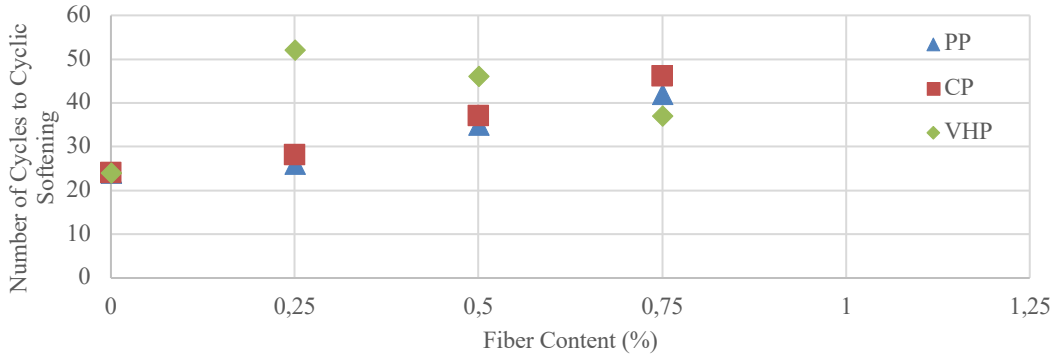



Figure 2. Number of cycles to initial liquefaction versus fiber content for CH type soil.

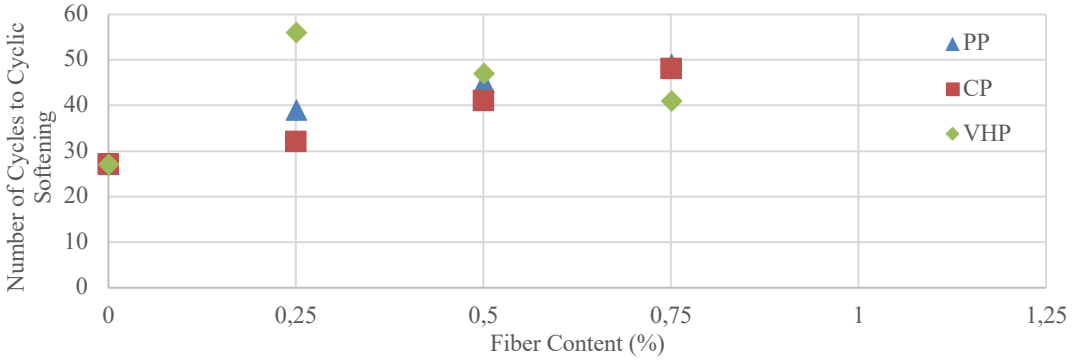



Figure 3. Number of cycles to initial liquefaction versus fiber content for CL type soil.

## 4. CONCLUSIONS

This study examined the effects of virgin homopolymer polypropylene (VHP), polypropylene (PP), and copolymer (CP) fibers with fiber concentrations of 0%, 0.25%, 0.50%, and 0.75% on the treatment of low and high plasticity clays. The use of subpar on-site materials may become feasible as a consequence of the research's findings, which might also result in cheaper building costs. The results of this experimental investigation lead to the following conclusions.

The addition of all three types of fibers to both CL and CH soils leads in an increase in strength and California Bearing Ratio (CBR) values, as shown by the results of the unconfined compression and the CBR tests on all combinations. It should be mentioned that the observed behavior of the rise in fiber content of utilized fibers displays two separate phases. In other words, strength increases for both clayey soils when the amount of PP and CP fibers in the blended soil is 0.25 percent. Then, as the amount of mixtures of clayey soils with both the abovementioned fibers rise, this enhancement gets even better. On the other hand, addition of VHP fiber increases the strength of both CH and CL types of soils with the largest increase at 0.25% and this improvement in strength and CBR decreases with higher VHP ratios.

According to the results of cyclic triaxial tests and from clays' cyclic softening aspect, it can be found that adding VHP fiber causes higher number of cycles to liquefaction for both CH and CL types of soils compared to the other fibers and therefore, result in strengthening the plain soils for liquefaction (cyclic softening) phenomena. With respect to the results of cyclic triaxial tests, it is found that adding all three types of fibers to both clayey soils lead to increasing the number of cycles to liquefaction. It should be noted that as the amount of CP and PP fibers increase from 0.25% to 0.75%, both mentioned fibers' resistance to liquefaction shows increasing trend, while the addition of VHP fiber from 0.25% to 0.75% result in decreasing resistance to liquefaction. In fact, the compression between the outcomes of both clayey soils exhibit a very little effect on the type of soil, passing from CH to CL type of soil. This can be explained by the fact that both plain soils (without any fiber content) showed approximately the same behavior and therefore, both clay soils' mixtures also exhibited more or less the same behaviors.

With respect to the results of all tests conducted on high and low plasticity soils, it can be inferred that the highest strength of the clayey soils was obtained when adding 0.25% of VHP type of fiber for CH and 0.75% of CP for CL types of clayey soils. In next investigations, it is predicted that clayey soils can be combined with VHP fiber and other alternative elements like fly ash and lime to create stronger soil combinations.

## REFERENCES

ASTM D2487. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).

ASTM C-1116. Standard Specification for fiber reinforced concrete and shotcrete.

ASTM D698. Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf/ft$^3$ 600kN-m/m$^3$).

ASTM D2166. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.

ASTM D1883. Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of laboratory-compacted soils.

ASTM D5311 / D5311M-13, Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.

Puppala, A.J. & Musenda, C. (1998), "Investigation of geofiber reinforcement method on strength, swell, and shrinkage characteristic of soils", Presented at Fifth International Conference on Composites Engineering, Las Vegas.

Şenol, A., Bin-Shafique, M.S., Edil, T.B., Benson C.H. (2003), "Use of Class C Fly Ash for the Stabilization of Soft Subgrade", *ARI The Bulletin of the Istanbul Technical University*, 53, Istanbul, Turkey: 89-95.

Sridharan, A. & Gurtug, Y. (2004), "Swelling behavior of compacted fine-grained soils", *Engineering Geology*,72, 9-18.

Viswanadham, B.V.S., Phanikumar, B.R. & Mukherjee, R.V. (2008), "Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil", Geotextiles and Geomembranes 27,73-76.

Ziegler, S., Leshchinsky, D., Ling, H.I. & Perry, E.B. (1998), "Effect of short polymeric fibers on crack development in clays", Soils and Foundations 38 (1), 247-253.

# SOIL LIQUEFACTION MANIFESTATIONS AT HATAY AIRPORT AFTER THE FEBRUARY 6 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKE SEQUENCE

## HATAY HAVALİMANI'NDA 6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİ SONRASINDA GÖZLEMLENEN ZEMİN SIVILAŞMASI BELİRTİLERİ

**Elife Cakir[1], Kemal Onder Cetin[2], Yalçın Eyigün[3], and Candan Gokceoglu[4]**

## ABSTRACT

The performance of the Hatay Airport is investigated from seismic soil liquefaction engineering perspective. The Airport was shaken by the M7.8 and M7.6 Pazarcık and Ekinözü-Elbistan Kahramanmaraş earthquake sequence. This paper presents i) the seismic response of the Hatay Airport, more specifically, the surface manifestation of seismic soil liquefaction in the form of soil ejecta, ii) the results of site investigation studies, performed prior to the events, and iii) the assessments of soil liquefaction triggering. The case history performance documented herein, and the assessment results are believed to be useful in the development of case history-based predictive models for the assessment of liquefaction triggering and post-liquefaction ground deformations.
***Keywords:*** *Ejecta, High plasticity clay, Kahramanmaraş earthquake, Liquefaction*

## ÖZET

6 Şubat 2023'te Kahramanmaraş Pazarcık ve Kahramanmaraş Ekinözü-Elbistan'da moment büyüklükleri 7.8 ve 7.6 olan iki deprem meydana gelmiştir. Bu depremler sırasında Hatay Havalimanı'nda gözlenen sismik zemin sıvılaşması irdelenmiştir. Bildiri kapsamında, i) havalimanında görülen sismik zemin fışkırmaları, ii) zemin araştırma sondaj çalışmaları ve iii) zemin sıvılaşması tetiklenme analizleri tartışılmıştır. Bildiride sunulan vaka analizi ve değerlendirme sonuçlarının, sıvılaşma tetiklenmesi ve deformasyonlarının belirlenmesine yönelik tahmin modellerinin geliştirilmesine yardımcı olacağı düşünülmektedir.
***Anahtar kelimeler:*** *Kahramanmaraş depremleri, Sıvılaşma, Yüksek plastisiteli kil, Zemin fışkırması*

## 1. INTRODUCTION

On February 6, 2023, two earthquakes, with moment magnitudes of M7.8 and M7.6, occurred in Kahramanmaraş-Türkiye on the East Anatolian Fault zone. The first event occurred at 04:17 local time, followed by a second earthquake at 13:24 local time. After the mainshocks, more than ten thousand earthquakes were recorded from February 6 to March 1, within 200 km radii from the event epicenters. Among these aftershocks, more than 400 of them had magnitudes equal to or greater than 5.0. Figure 1 shows the spatial distribution of the mainshocks and aftershocks, along with their induced fault rupture patterns along with strong ground motion stations (SGMS). The epicenter of the first event, which has a focal depth of 8.6 km, is located at 37.288°N and 37.043°E (AFAD, the national disaster and emergency

[1]Graduate Student, Middle East Technical University, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, cakire@metu.edu.tr (corresponding author)
[2] Prof. Dr., Middle East Technical University, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, ocetin@metu.edu.tr
[3] Dr., İstanbul Ticaret University, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, yeyigun@ticaret.edu.tr
[4] Prof. Dr., Hacettepe University, Faculty of Engineering, Department of Geological Engineering, cgokce@hacettepe.edu.tr

management agency), close to Kahramanmaraş-Pazarcık. The second event has a focal depth of 7.0 km, and its epicenter is located in Kahramanmaraş-Elbistan-Ekinözü, at 38.089°N, 37.239°E (AFAD).

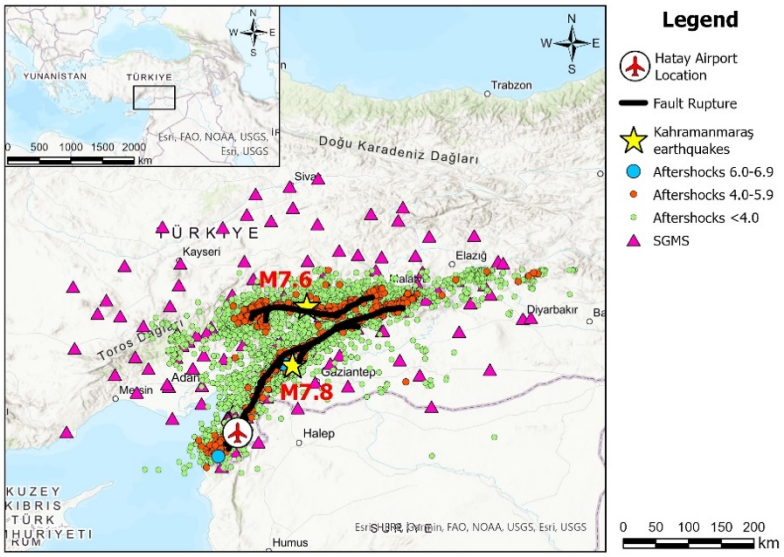



Figure 1. The spatial distribution of mainshocks and aftershocks (as of March 1, 2023) along with the induced fault rupture due to the Türkiye-Kahramanmaraş-Pazarcık and -Ekinözü-Elbistan earthquake sequence

This paper presents a preliminary study on the observed liquefaction surface manifestations at the Hatay Airport located in Antakya, Hatay. The study presents the results of site investigations and laboratory tests. These site investigations and laboratory test results serve as the basis for evaluating the soil liquefaction susceptibility and triggering.

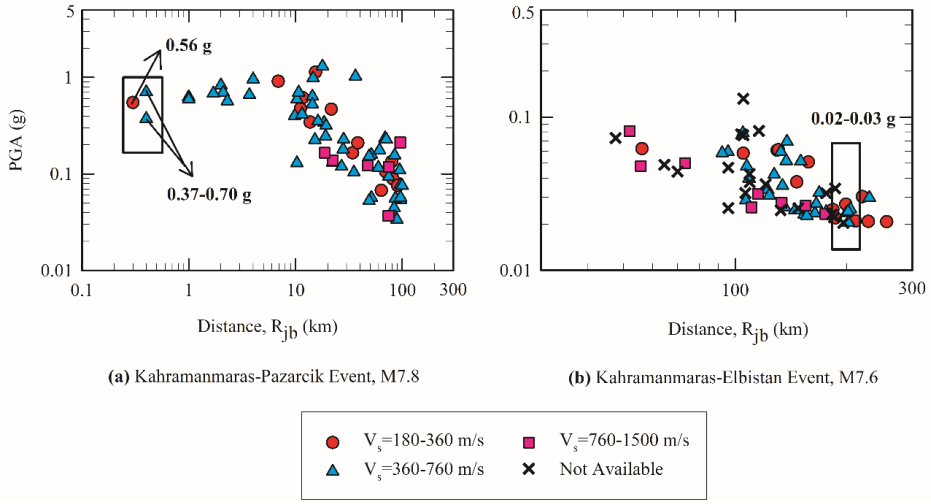
## 2. SITE DESCRIPTION AND SEISMOTECTONIC SETTINGS

Hatay Airport, which has been in service since 2007, is located in the city of Hatay. It is approximately 20 km north of the Antakya district and 25 km south-east of the İskenderun. The Airport was built on former Lake Amik. Starting in the 1940's, Lake Amik gradually transformed into a plain after draining the lake to the Asi (Orontes) river to increase agriculture production capacity (Kilic et al., 2006). In addition to its agricultural potential, the basin is also unique for its tectonic features. It is located within the triple junction of the Arabian, and African plates and the Anatolian Block. Three regional scale tectonic structures, namely, the North trending Dead Sea Fault (DSF), North-East trending East Anatolian Fault (EAF), and North-East trending Cyprus Arc (CA) (Mahmoud et al., 2013; Yuce et al., 2014) cross the region.

## 3. STRONG GROUND MOTIONS RECORDED DURING THE 2023 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKE SEQUENCE

AFAD operates 1548 strong ground motion stations nationwide. 379 and 244 of these stations were triggered during the Pazarcık M7.8 and Ekinözü-Elbistan earthquakes, respectively. These stations are shown by pink triangles in Figure 1. Figure 2 presents the attenuation of the recorded PGA intensities with Joyner and Boore distance, $R_{jb}$, during both events. The Hatay Airport is located approximately 300 m away from the fault rupture of the Pazarcık event and 200 km away from the fault rupture of the Ekinözü-Elbistan event. The PGA values corresponding to the $R_{jb}$ distances at soil sites (i.e.: $V_{S30}$=180-360 m/s) are estimated as 0.56 g and in the range of 0.02 to 0.03 g for the Pazarcık and Ekinözü-Elbistan events, respectively. Consistently, it was concluded that the Ekinözü-Elbistan event did not produce significant shaking levels at the site. Therefore, the assessments of liquefaction triggering are performed for the Pazarcık event. $PGA_{rock}$ value at the site location with a $V_{S30}$ 760-1500 m/s (i.e.: a rock site) is estimated to vary in the range of 0.37 and 0.70 g, as illustrated in Figure 2. On the basis of Seed et al. (2001) site classification scheme, the site is categorized as a

class E site. The same study suggests a PGA value of 0.39 and 0.50 g, respectively, for a class E site. Consistently, the site and event-specific PGA level at the Hatay Airport site is estimated as 0.55 g.




**(a)** Kahramanmaras-Pazarcik Event, M7.8 **(b)** Kahramanmaras-Elbistan Event, M7.6

Figure 2. Joyner and Boore distance attenuation of PGA's recorded during a) Pazarcık and b) Ekinözü-Elbistan event

## 4. SITE INVESTIGATIONS AND OBSERVED SOIL LIQUEFACTION MANIFESTATIONS

A series of site investigation studies in the form of borings, disturbed and undisturbed sampling, in-situ (pressuremeter and standard penetration test, SPT), and laboratory (soil classification, triaxial tests, etc.) tests were performed during the engineering design stage of the Airport. The lithological unit in the study area is Quaternary alluvium, which consists of sandy and silty clayey soils. The field Standard Penetration Test blow counts (SPT-N) were reported in the range of 2-18. The site was accessed three days after the earthquake sequence, on February 9, 2023. The surface manifestations of soil liquefaction in the form of soil ejecta were observed. Figure 3 presents sample pictures illustrating soil ejecta and their locations. The terminal building was designed and constructed to be on piled foundations. Hence, it did not suffer from liquefaction triggering and induced bearing capacity problems, and/or displacements and deformations. Liquefaction manifestation was observed mostly in the free field away from the structures where ground improvement or reinforcement was not performed.




Figure 3. Locations of the soil ejecta and sample pictures

## 5. SEISMIC SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING ASSESSMENTS

As part of soil liquefaction engineering evaluations, the analyses for susceptibility and triggering were performed. The assessments focused on the region, where liquefaction surface manifestations were mapped. The boreholes S5, S8, and S11 which were drilled during the planning stage, were used for the purpose.

### 6.1. Liquefaction Susceptibility Assessments

The liquefaction ejecta samples were retrieved at five locations, shown in yellow font in Figure 3. These samples were tested in conformance with ASTM D7928-17 and ASTM D6913/ D6319M-17 standards to assess their grain size characteristics and ASTM D4318-10e1 standard to assess their consistency limits. In Figure 4, their grain size distribution curves are comparatively presented with the grain size range of liquefaction susceptible soils, recommended by Tsuchida (1970). The ejecta sample grain size distribution curves fall in the range of liquefaction-susceptible soils. The grain size distribution characteristics are summarized in Table 1. Based on the Unified Soil Classification System (USCS) (ASTM D2487-17e1), the soil ejecta samples are classified as clayey sand (SC), silty sand (SM), low plasticity clay (CL), and unexpectedly, high plasticity clay (CH).

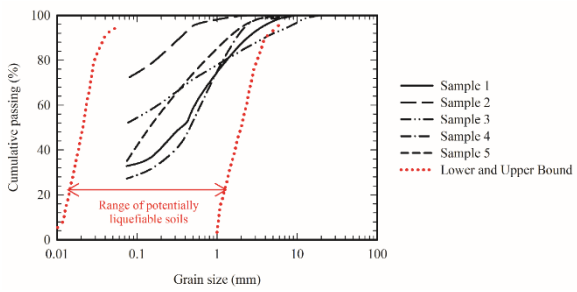



Figure 4. Grain size distribution of the soil ejecta

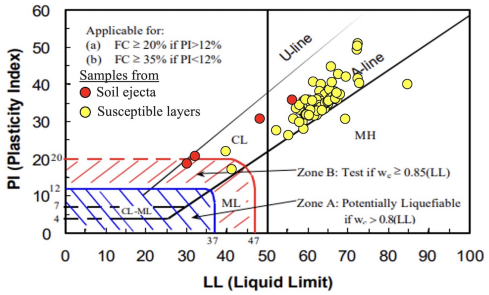



Figure 5. Liquid limit and plasticity index values of fine-grained soil samples on Seed et al. (2003) liquefaction susceptibility chart

Additionally, Figure 5 presents the consistency limits of soil ejecta samples along with the ones of the samples retrieved from the susceptible soil layers. The site investigation studies show that the site is composed of low to high plasticity clays, with minor silty and sandy lenses. Samples 2 and 3 confirm the presence of low to high plasticity ejecta; hence even though it is not in conformance with the current state of knowledge, they are assumed to be susceptible to liquefaction, and triggering assessments will be performed for these CL and CH type soils.

Table 1. Grain size distribution, consistency limits, and soil classification of ejecta

| Sample ID | Gravel (%) | Sand (%) | Fines (%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) | Soil type |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sample 1 | 3.0 | 64.2 | 32.8 | 32 | 11 | 21 | SC |
| Sample 2 | 0.0 | 28.4 | 71.6 | 56 | 20 | 36 | CH |
| Sample 3 | 8.5 | 39.7 | 51.8 | 48 | 17 | 31 | CL |
| Sample 4 | 1.5 | 71.3 | 27.2 | 30 | 11 | 19 | SC |
| Sample 5 | 0.7 | 64.4 | 34.9 | - | - | - | SC-SM |

### 6.2. Likelihood of Liquefaction Triggering

Seismic soil liquefaction triggering evaluations were performed for boreholes S5, S8, and S11. During the assessments, the earthquake-induced cyclic stress ratios (CSR) were evaluated closely following the simplified

procedures (Seed and Idris, 1971). Due to the low to high plasticity and clayey nature of the ejecta soil, currently available liquefaction-triggering predictive methodologies, developed for mostly non-plastic soils, could not be directly used. Hence, the results are only shown in the CSR vs. $N_{1,60}$ domain along with the boundary curves of non-plastic soils, for only comparison purposes. As discussed earlier in Section 3, the site-specific PGA value is adopted as 0.50 g. Figure 6 presents the soil type, including overburden, equipment, and procedure-corrected SPT $N_{1,60}$ values along with cyclic stress ratio values. The CSR values were estimated at each SPT depth by using simplified procedures along with Cetin and Seed's (2004) shear mass participation factors ($r_d$). In estimating $r_d$, the shear wave velocity value representing the upper 12 m (i.e.: $V_{S12}$) is adopted as 120 m/s. In Figure 6, pink-shaded soil layers are identified as the suspect liquefied layers, selected to have similar characteristics to the surface ejecta. The soil ejecta, entitled "Sample 1, 2 and 4" is located nearby borehole S8. Hence, consistent with the analysis results, the soft CH layer present in the soil profile at S8 is concluded as the suspect liquefied layer. The location of "Sample 3" and "Sample 5" are located nearby the boreholes S5 and S7, respectively. Again, the CH layer was identified as the origin of the ejecta and the suspect liquefied layer.

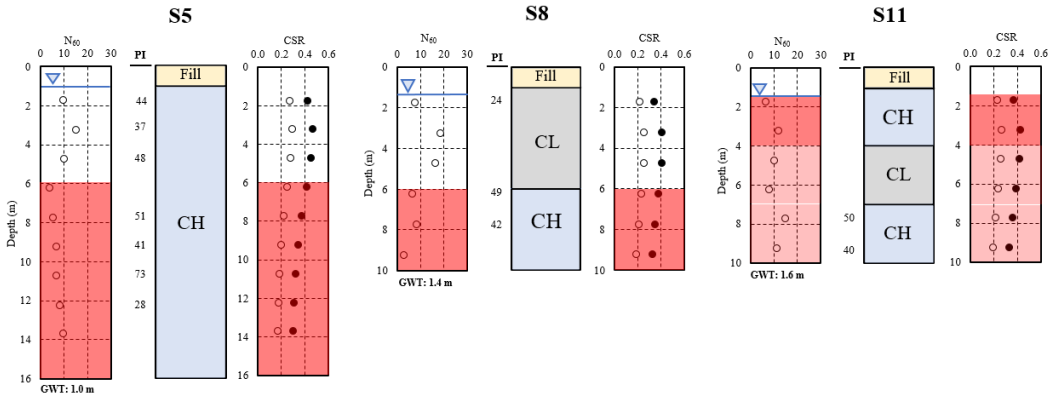



Figure 6. Assessed borelogs from the site where liquefaction surface manifestations were observed

The analysis results are shown in the normalized cyclic stress ratio CSR vs. SPT N domain along with the Cetin et al. (2018) liquefaction triggering boundary curves. In this figure, red balls represent the liquefied suspect CH and CL layers. The predicted liquefaction trigger performances by Cetin et al. (2018) methodology are only presented to provide a visual comparison. It is noted that currently, available liquefaction triggering boundary curves are not suitable to assess the liquefaction response of low to high plasticity clays at the site.

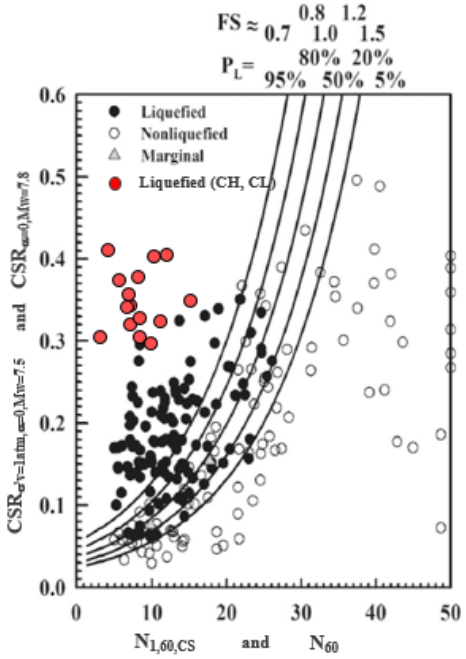



Figure 7. Liquefaction triggering assessment results as compared with the database and boundary curves of Cetin et al. (2018)

## 6. SUMMARY AND CONCLUSIONS

On February 6, 2023, Pazarcık and Ekinözü-Elbistan earthquakes with M7.8 and M7.6 occurred in Kahramanmaraş-Türkiye. After the mainshocks, more than ten thousand earthquakes were recorded from February 6 to March 1, within a 200 km radius of the event epicenters. More than ten cities, Kahramanmaraş, Adıyaman, Hatay, Osmaniye, Gaziantep, Kilis, Şanlıurfa, Diyarbakır, Malatya, Adana, and Elazığ have been affected greatly by this earthquake sequence. This paper presents a preliminary study on the observed liquefaction surface manifestations at the Hatay Airport located in Antakya-Hatay. The study involves the presentation of site investigations and laboratory test results. They serve as the basis for evaluating the soil liquefaction triggering. A series of site investigation studies in the form of borings, disturbed and undisturbed sampling, in-situ (pressuremeter and standard penetration test, SPT), and laboratory (soil classification, triaxial tests, etc.) tests were performed during the engineering design stage of the Airport. The lithological unit in the study area is Quaternary alluvium, which consists of sandy and silty clayey soils. The analyses for liquefaction susceptibility and triggering were performed based on the site investigation data. Rather unexpectedly with available literature and consistent with surface ejecta, CH layers are concluded to be the suspect liquefied layer. It is hoped that the data and results presented herein will contribute to the further development and refinement/calibration of increasingly accurate and reliable empirical and/or analytical methods for assessing hazards due to the triggering of liquefaction and consequent liquefaction-induced ground deformations and displacements.

## REFERENCES

ASTM D2487-17e1. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System), West Conshohocken, PA 2017.

ASTM D4318-10e1 (2010) Standard test methods for liquid limit, plastic imit, and plasticity index of soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D6913/D6319M-17. Standard test method for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. West Conshohocken, PA 2017.

ASTM D7928-17. Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soil using the sedimentation (hydrometer) analysis. West Conshohocken, PA 2016.

Cetin KO and Seed RB. Nonlinear shear mass participation factor, $r_d$ for cyclic shear stress ratio evaluation. Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2004;24(2):103-113.

Cetin KO, Seed R, Kayen R, Moss R, Bilge H, Ilgac M, Chowdhury K. SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction triggering hazard. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2018;115:698-709. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.012

Kilic, S., Evrendilek, F., Berberoglu, S. & Demirkesen, A. C. (2006). Environmental monitoring of land-use and land-cover changes in Amik Plain, Turkey. Environmental Monitoring and Assessment 2006;114:157-168. https://doi.org/10.1007/s10661-006-2525-z

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., and Faris, A. Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework. Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar 2003, Long Beach, CA.

Seed HB and Idriss IM. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction. Journal of Soil Mechanics and Founddation Division 1971;97(9):1249–1273. https:// doi. org/ 10. 1061/ JSFEAQ. 00016 62.

Tsuchida H. Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute 1970 (in Japanese).

Yuce, G., D'Alessandro, W., Yalcin, T., Yasin, D., Gulbay, A., Ozyurt, N., Rojay, B., Karabacak, V., Bellomo, S., Brusca, L., Yang, T., Fu, C., Lai, C., Özacar, A. & Walia, V. Origin and interactions of fluids circulating over the Amik Basin (Hatay, Turkey) and relationships with the hydrologic, geologic and tectonic settings. Chemical Geology 2014;388:23-39. https://doi.org/10.1016/j.chemgeo.2014.09.006.

# THE EFFECTS OF JET-GROUT COLUMN SOCKET LENGTH AND UNIAXIAL COMPRESSION STRENGTH ON LIQUEFACTION

**Barış Kaymaz[1] and Gürkan Özden[2]**

[1] Natural and Applied Sciences Institute, Dokuz Eylul University, Izmir, Turkey
[2] Department of Civil Engineering, Dokuz Eylul University, Izmir, Turkey
bariskaymaz16@gmail.com

## ABSTRACT

Soil liquefaction is one of the seismic events causing significant damage in our country and around the world. To mitigate potential loss of life and property during earthquakes, ground improvement should be conducted in areas with problematic soils. In recent years, jet grouting technique is frequently used both in our country and worldwide to mitigate soil liquefaction. The fundamental principle of this technique is to enhance the shear strength parameters of the soil and to restrict deformations within the soil. In this study, the influence of jet-grout column socket length and uniaxial compressive strength of the column on preventing liquefaction was investigated using finite element software. A series of dynamic analyses were performed for different socket lengths. The effect of socket length on shear deformations within the columns and the surrounding soil was studied. In the analyses, soil exhibiting liquefaction behavior was represented using the effective stress based UBC3D model. Additionally, jet-grout columns were placed beneath an impermeable foundation that was surrounded by diaphragm walls on both sides.While examining the excess pore water pressure ratio ($R_u$), which is one of the key parameters for liquefaction, it was observed that the $R_u$ parameter decreased with an increase in socket length. The numerical analysis results show that the socket length plays a significant role in mitigating liquefaction; jet-grout columns should be designed not to move along with the soil and to restrict soil movement. In addition to these analyses, the impact of uniaxial compressive strength was examined for two different strength parameters. The results indicate that uniaxial compressive strength is effective in controlling liquefaction. It has been concluded that the uniaxial compressive strength should be elevated as much as possible to counteract shear stresses during earthquakes.

**Keywords:** Jet-grout, numerical analyses. Liquefaction, mitigation.

## ÖZET

Zemin sıvılaşması ülkemizde ve dünyada önemli hasarlara neden olan deprem olaylarından biridir. Olası depremlerde meydana gelecek can ve mal kayıplarının önüne geçilmesi amacıyla bu tür sorunlu zeminlerde iyileştirme yapılmalıdır. Son yıllarda ülkemizde ve dünyada sıvılaşmayı önleme amacıyla sıklıkla jet grout tekniği kullanılmaktadır. Bu tekniğin temel prensibi uygulandığı zeminin dayanım parametrelerini iyileştirmesi ve zemin içinde oluşan deformasyonların kısıtlanmasıdır. Bu çalışma kapsamında jet grout tekniği ile yapılan zemin iyileştirme çalışmalarında sıvılaşmanın önlenmesi için jet grout kolonlarının soket boyunun etkisi ve jet-grout kolonu tek eksenli basınç dayanımının etkisi sonlu elemanlar yazılımı ile irdelenmiştir. Farklı soket boyları için bir dizi dinamik analiz yapılmıştır. Soket boyunun, kolonlar ve zemin içerisindeki kayma deformasyonlarına etkisi incelenmiştir. Analizlerde, sıvılaşma davranışı gösteren zemin efektif gerilme tabanlı UBC3D modeli kullanılarak temsil edilmiştir. Ayrıca jet grout kolonlar her iki tarafında diyafram duvar ile çevrili geçirimsiz bir temelin altında bulunmaktadır. Farklı soket boylarına sahip yedi farklı nümerik model kurulmuştur. Yapılan nümerik analizler soncunda soket boyunun artmasıyla zemindeki ve kolonlardaki kayma deformasyonlarının azaldığı fakat kayma gerilmesinde değişim olmadığı görülmüştür. Sıvılaşma için anahtar parametrelerden biri olan aşırı boşluk suyu basıncı oranı ($R_u$) incelendiğinde soket boyunun artmasıyla birlikte $R_u$ parametresinin azaldığı görülmüştür. Analiz sonuçları soket boyunun, sıvılaşma üzerinde önemli bir rol oynadığını göstermektedir. Bu analizlere ek olarak tek eksenli serbest basınç dayanımının etkisi iki farklı dayanım parametresi için incelenmiştir. Analizler sonucunda tek eksenli basınç dayanımı parametresinin sıvılaşma üzerinde etkili olduğu anlaşılmıştır. Deprem sırasındaki makaslama gerilmelerine karşı koyması açısından tek eksenli basınç dayanımının mümkün olduğu kadar yükseltilmesi gerektiği ortayaçıkmıştır

**Anahtar kelimeler:** Jet-grout, sayısal analiz, sıvılaşma, zemin ıslahı.

## 1. INTRODUCTION

Soil liquefaction is one of the events causing significant damage in regions with high seismic risk. This phenomenon generally occurs in loose saturated sands, silty sands or silts resulting in shear strength loss. It can lead to large ground deformations causing loss of property and sometimes life. In recent large-scale earthquakes including the February 6, 2023, Earthquakes, damages attributable to liquefaction were noted in structures and lifelines (Hamada et al. 1996; Mollamahmutoglu et al. 2003). Various methods have been developed to mitigate liquefaction potential of a soil profile. Considering ease of application and its relatively low cost, jet grouting has become one of the most preferred solutions in recent years.

The objective of this method is to generate soilcrete columns, which are commonly called as high modulus or jet-grout columns in construction industry. The jet grouting method allows for the improvement of soils of varying characteristics such as clay or sand-gravel mixtures. The method involves injecting a mortar mixture into the soil under high pressure. As a result of cement-water mixture injection into the soil under high pressure shear strength and elastic modulus of the soil-cement mixture increase (Martin et al., 2004). Upon application, columns with significantly higher rigidity compared to the soil are formed within the soil profile.

Previous studies have shown that the behavior of jet-grout columns is more complex than initially thought and that the behavior of these columns depends on various parameters (Olgun, 2014). This study addresses the role of socket length of the jet-grout column in the underlying non-liquefiable soil layer and uniaxial compressive strength on excess pore water pressure generation. A series of dynamic finite element analyses were conducted for this purpose.

## 2. MATERIALS AND METHODS

The characteristics of the liquefiable soil layer within the analyses model were based on the soil parameters of the Wildlife Liquefaction Array, WLA, (Holzer and Youd, 2007) research site, located at the southern end of the San Andreas Fault in Imperial Valley and devoted for acquisition of excess pore water pressure data to calibrate the UBC-3D PLM constitutive soil model (Petalas and Galavi, 2013). Instrumentation of this research site was first carried out by USGS in 1982. Subsequently, in 2001, a significant upgrade was performed by NEES, including the addition of next-generation accelerometers and equipment to measure ground motion and pore water pressure, thereby substantially enhancing the research capabilities of the site. WLA has critical importance for understanding events like liquefaction and ground movements.

Numerical analyses were based on finite element method (FEM) utilizing Plaxis 2D software that runs under plain-strain conditions. The FEM effectively handles the complexity of boundary conditions. The analysis model is 80m wide and 36m deep and consists of four consecutive soil layers. From the surface to a depth of 6m, there is soft clay; between 6m and 10m, there is liquefiable sandy soil, whereas between 10m and 20m, there is medium stiff clay. At the bottom most layer of the model, there is stiff clay between 20m and 36m. The model's x-direction boundaries attained "free field" boundary conditions (Figure 1). Jet grout column diameter was set as B=60 cm with a center-to-center spacing of S=3B. Although investigation of the influence of a basement and impermeable foundation that overlies the liquefiable soil layer is out-of-scope of this proceeding, presented results, however, belong to such model where socket length and jet-grout column strength were the only variables. The jet-grouting section of the model is bounded on both sides by impermeable diaphragm walls. In the model jet-grout columns are placed between -6 and -10 elevations.

The free-field boundary condition allows earthquake waves to damp out at the outer boundaries of the soil profile, thereby simulating more realistic soil behavior at its horizontal boundaries without any energy reflection.

An earthquake record from the Hector Mine earthquake was used during the analyses. The Hector Mine Earthquake ($M_w$=7.1) occurred in California in 1999. The earthquake record was passed through a 20 Hz 'Low Pass' filter. This process was applied to cut off high-frequency components that could distort the analysis results, generally referred to as 'noise.' Following this process, the effective duration of the earthquake record was calculated and truncated to optimize computation speed. The input motion was provided to the model as a velocity-time series.

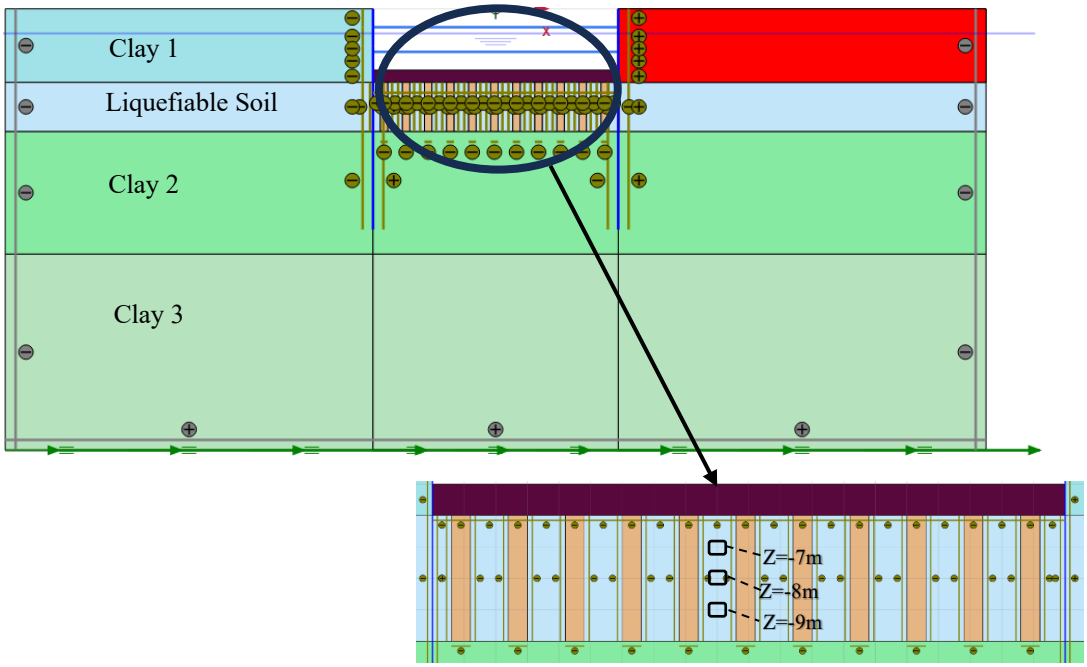



*Figure 1. Plaxis model and cross-sectional view*

## 3. NUMERICAL ANALYSES

In this section, the focus is on the calculations conducted for two main variables being the socket length, $L_{socket}$, and column's uniaxial compressive strength, $q_u$. A total of six runs were made as tagged in Table 1. In the first part, the effect of unconfined compressive strength was examined, followed by the examination of the socket length's effect. These analyses were evaluated based on the parameter of excess pore water pressure ($R_u$), shear stresses and shear deformations in jet-grout columns and surrounding soil. All calculations were made using the soil and jet grout column properties as specified in Table 2 and Table 3.

Table 1. Variables of the study

| Analyses Name | Description |
|---|---|
| A0 | $q_u$ = 2 MPa, $L_{socket}$ =0 |
| A1 | $q_u$ = 2 MPa, $L_{socket}$ =1.67B |
| A3 | $q_u$ = 2 MPa, $L_{socket}$ =5B |
| A6 | $q_u$ = 2 MPa, $L_{socket}$ =10B |
| B0 | $q_u$ = 15 MPa, $L_{socket}$ =0 |
| FF | Free Field |

### 3.1. Influence of Unconfined Compressive Strength

The $R_u$ parameter represents the ratio of excess pore water pressure to initial vertical effective stress. Variation of $R_u$ for two different values of unconfined compressive strength ($q_u$) are presented. Graphs were given for depths of 7m, 8m, and 9m in the liquefiable soil layer. Comparisons are made for these depths. The B0 analysis with a 15 MPa unconfined compressive strength partially reduced initiation of liquefaction but has not significantly diminished it (Figure 2). An increase in unconfined compressive strength substantially reduced shear deformations in the soil (Figure 2).

Table 2. Parameters of the Clay Layers

| Symbol | Value | | | Unit |
|---|---|---|---|---|
| | Clay Layer 1 | Clay Layer 2 | Clay Layer 3 | |
| $Y_{unsat}$ | 18 | 18 | 18 | kN/m$^3$ |
| $Y_{sat}$ | 20 | 20 | 20 | kN/m$^3$ |
| $G_0^{ref}$ | 36000 | 65000 | 122000 | - |
| $Y_{0.7}$ | 2.00E-04 | 4.00E-04 | 4.00E-04 | - |
| $\nu_{ur}$ | 0.2 | 0.2 | 0.2 | kN/m$^2$ |
| $E_{50}^{ref}$ | 1800 | 10000 | 30000 | kN/m$^2$ |
| $E_{oed}^{ref}$ | 1800 | 9000 | 30000 | kN/m$^2$ |
| $E_{ur}^{ref}$ | 8000 | 35000 | 90000 | kN/m$^2$ |
| $p^{ref}$ | 100 | 100 | 100 | kN/m$^2$ |
| m | 0.6 | 0.75 | 0.7 | - |
| c | 10 | 20 | 40 | kN/m$^2$ |
| φ | 24 | 25 | 28 | ◦ |
| ψ | 0 | 0 | 0 | ◦ |
| $R_{inter}$ | 0.67 | 0.67 | 0.67 | - |
| $K_0^{nc}$ | 0.5933 | 0.5774 | 0.5305 | - |

Table 3. Variables of the columns and surrounding liquefiable soil layer

(a) Jet Grout Column Variables

| Symbol | Value | | Unit |
|---|---|---|---|
| | $q_u$=15 Mpa | $q_u$= 2 Mpa | |
| $Y_{unsat}$ | 18 | 18 | kN/m$^3$ |
| $\nu_{nu}$ | 0.3 | 0.3 | - |
| $E_{ref}$ | 3.10E+06 | 5.00E+05 | kN/m$^2$ |
| $G_{ref}$ | 1.19E+06 | 1.92E+05 | kN/m$^2$ |
| $E_{oed}$ | 4.18E+06 | 6.73E+05 | kN/m$^2$ |
| $V_s$ | 807.1 | 323.7 | m/s |
| $V_p$ | 1510 | 605.7 | m/s |
| $c_{ref}$ | 3685 | 342 | kN/m$^2$ |
| φ | 38 | 54 | ◦ |
| ψ | 0 | 0 | ◦ |
| Tensile Strength | 1530 | 160 | kN/m$^2$ |
| $R_{inter}$ | 1 | 1 | - |

(b) SandUBC 3D Variables

| Symbol | Value | Unit |
|---|---|---|
| $\phi_{cv}$ | 22 | ◦ |
| $\phi_p$ | 23 | ◦ |
| c | 0 | kN/m$^2$ |
| $K_G^e$ | 855 | - |
| $K_G^p$ | 250 | - |
| $K_B^e$ | 599 | - |
| $n_e$ | 0.5 | - |
| $n_p$ | 0.5 | - |
| $m_p$ | 0.5 | - |
| $R_f$ | 0.81 | - |
| $P_A$ | 100 | - |
| $\sigma_t$ | 0 | kN/m$^2$ |
| $fac_{hard}$ | 0.2 | - |
| $N_{1.60}$ | 8 | - |
| $fac_{post}$ | 0.02 | - |

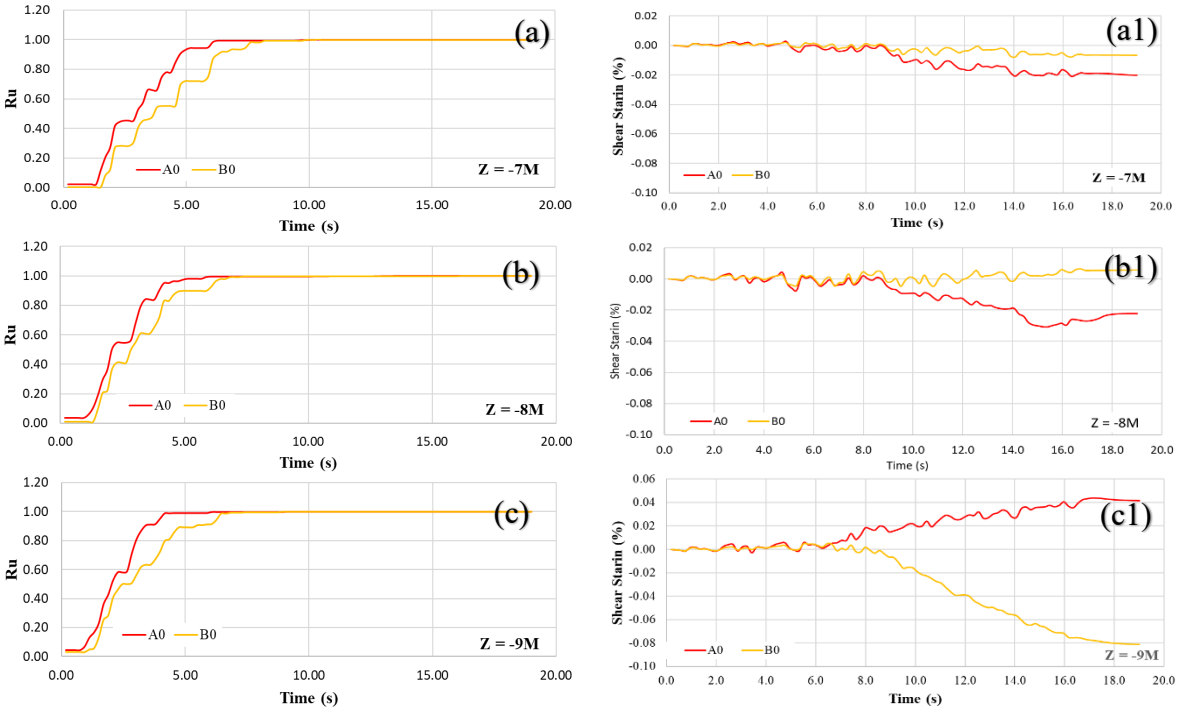



*Figure 2. Variation of $R_u$ and Shear Deformation in A0 and B0 Analyses*

## 3.2. Influence of the Socket Length

In this section, the comparisons of shear deformation and the $R_u$ parameter for various socket lengths are presented. The results show that as the socket length increases, the $R_u$ parameter decreases. Additionally, the effect of shear deformation was examined, and it was observed that shear deformation increases with the increase in socket length. These results are supported by graphs obtained for the depths of 7m, 8m, and 9m (Figure 3). These findings reveal that the socket length of jet grout columns has a significant impact on shear deformation and the $R_u$ parameter in liquefiable soils.

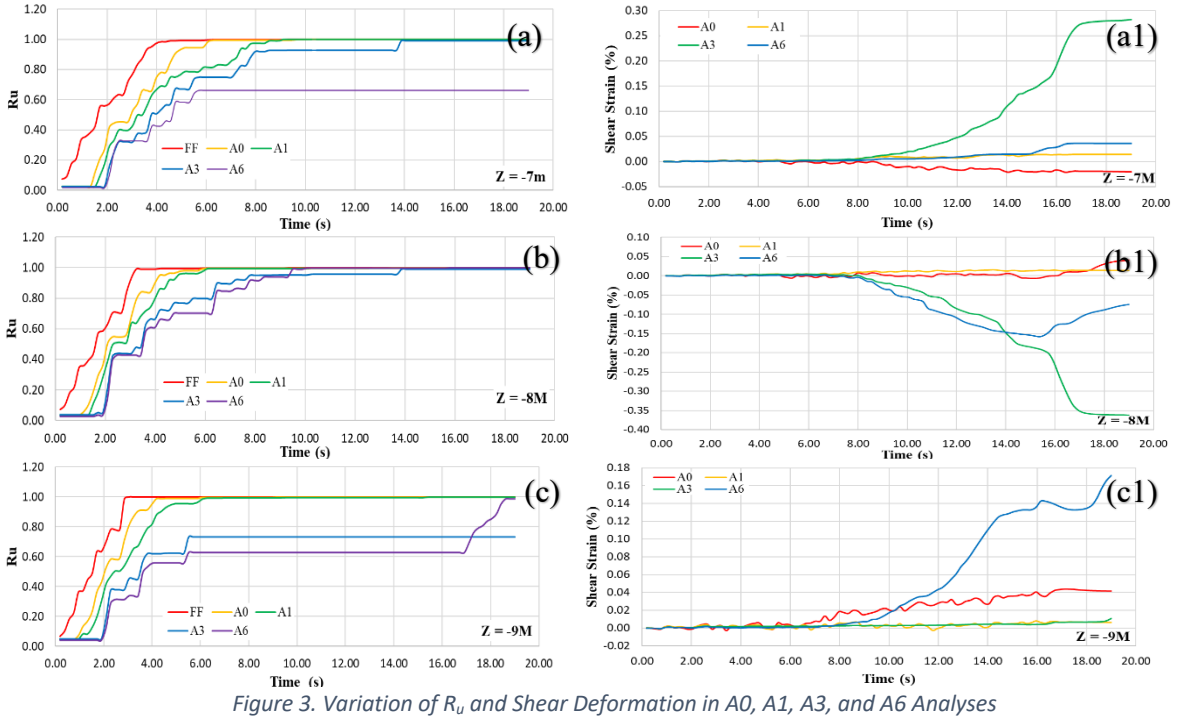



*Figure 3. Variation of $R_u$ and Shear Deformation in A0, A1, A3, and A6 Analyses*

## 4. CONCLUSIONS

This study targeted to study influence of the socket length and uniaxial compressive strength of jet grout columns on the initiation of liquefaction using the finite element analysis method. Liquefiable soil was modeled by means of UBC3D-PLM constitutive model.

The results showed that with the increase in uniaxial compressive strength ($q_u$), a delay in reaching to Ru value of 1 took place, meaning that initiation of the liquefaction was delayed, but liquefaction was not completely prevented. Additionally, it was found that the increase in uniaxial compressive strength led to a decrease in shear deformations occurring in the soil.

It was seen that the increase in socket length would lead to a decrease in the $R_u$ parameter. When the socket length sufficiently increased, initiation of liquefaction was prevented. Also, the increase in socket length led to an increase in shear deformations occurring in the soil.

In this study, it was found that uniaxial compressive strength ($q_u$) and socket length might be considered as significant parameters affecting liquefaction. Although further analyses in 3D and field measurements are still necessary to confirm the findings, it appears that these parameters may be considered in the design and implementation of jet grout columns. Future studies may include the optimization of these parameters and the exploration of alternative jet-grout column dispositions.

## REFERENCES

Hamada,M., Isoyama,R., Wakamatsu, R. (1996), “Liquefaction-Induced Ground Displacement and Its Related Damage to Lifeline Facilities”, Soils and Foundations, Vol. 36 Special Issue, p.p 81-97

Mollamahmutoglu, M., Kayabali, K., Beyaz, T., Kolay, E., (2003), “Liquefaction-related building damage in Adapazari during the Turkey earthquake of August 17, 1999”, Engineering Geology, Vol. 67, No.3-4, pp. 297-307

Olgun, C. G. (2014), "Mechanics of jet grout column installation." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vo. 140. No.9, pp.401-408

Petalas, A. and Galavi, V. (2012), “Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM”, Plaxis Research Report

Holzer, T.L. adn Youd, T.L. (2007), “Liquefaction, Ground Oscillation, and Soil Deformation at the Wildlife Array, California”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vo.97, No.3, pp.961-976

Plaxis2D (2023), " Finite element analysis software for geotechnical engineering." Plaxis BV, Delft, Netherlands

# GERİ DÖNÜŞTÜRÜLMÜŞ İNŞAAT YIKINTI ATIKLARININ (BETON, TUĞLA, CAM) GEOPOLIMER BAĞLAYICI OLARAK KİLLİ ZEMİNLERIN MEKANIK ÖZELLİKLERİNİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE KULLANIMI

## USE OF CONSTRUCTION AND DEMOLITION WASTES AS A GEOPOLYMER IN IMPROVEMENT OF ENGINEERING PROPERTIES OF SOILS

**Adem IŞIK[1], Muhammet KAHRAMAN[2], Ahmet Furkan POLAT[3]**

## ÖZET

İnşaat faaliyetleri sonucunda, doğal olarak kullanım ömrünü bitirmiş yapılardan çıkan atıklar (beton, tuğla, cam vb.) önemli çevre sorunlarını ortaya çıkarmaktadır. Sürdürülebilir bir çevre için hem doğal kaynakların korunması hem de bu tür inşaat yıkıntı atıklarının geri dönüşüm malzemesi olarak yapılarda kullanımı son yıllarda oldukça önem kazanmaktadır. Bu çalışma kapsamında, geri dönüştürülmüş beton, tuğla ve cam tozuna dayalı bir geopolimer bağlayıcı kullanmanın uygulanabilirliğini araştırılmış ve killi zeminlerin fiziksel ve mekanik davranışlar üzerine etkileri incelenmiştir. Yapılan kıvam ve kompaksiyon deneyleri sonucunda, inşaat yıkıntı atığının zeminin plastisitesini düşürdüğü görülmüş ancak kompaksiyon parametreleri üzerinde ise iyileştirme sağladığı belirlenmiştir. Serbest basınç deneyleri yapılarak killi zeminlerin mekanik davranışları iyileştirmeden önce ve sonra incelenmiştir. Geri dönüştürülmüş beton, tuğla ve cam tozuna dayalı bir geopolimer bağlayıcı ile iyileştirilmiş killi zeminlerin serbest basınç mukavemetinin iyileştirilmemiş zemine göre oldukça yüksek olduğu belirlenmiştir.
**Anahtar Kelime:** Geopolimer, İnşaat Yıkıntı Atıkları, Zemin İyileştirme

## ABSTRACT

As a result of construction activities, the wastes (concrete, brick, glass, etc.) that naturally come out of the structures that have ended their useful life cause important environmental problems. For a sustainable environment, both the protection of natural resources and the use of such construction and demolition wastes as recycling materials in structures have become very important in recent years. In this study, the feasibility of using a geopolymer binder based on recycled concrete, brick and glass powder was investigated and its effects on the physical and mechanical behavior of clayey soils were investigated. As a result of the consistency and compaction tests, it was determined that the construction demolition waste reduced the plasticity of the soil, but it also improved the compaction parameters. It has been determined that the unconfined compressive strength of clayey soils improved with a geopolymer binder based on recycled concrete, brick and glass powder is considerably higher than that of unimproved soil.

**Keywords:** Geopolymer, Construction and Demolition Wastes, Soil Improvement

## 1. GİRİŞ

Dünyada ve ülkemizde artan hızlı nüfus sonucu inşaat faaliyetleri (endüstriyel yapılar, konutlar, yollar, barajlar, köprüler vb.) sonucu olarak doğal kaynakların kullanımı her geçen gün artmaktadır. Doğal

[1]Dr. Öğretim Üyesi, Erzincan Binali Yıldırım Üniversitesi, aisik@erzincan.edu.tr
[2]İnşaat Mühendisi, Erzincan Binali Yıldırım Üniversitesi, muhammetkahraman024@gmail.com
[3]İnşaat Mühendisi, Erzincan Binali Yıldırım Üniversitesi, furkanplt24@gmail.com

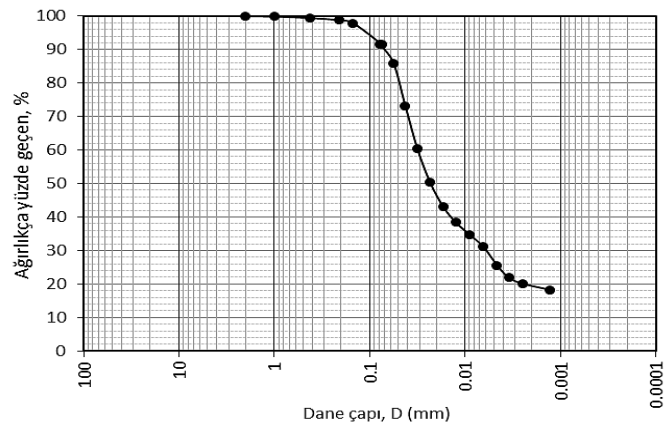
kaynakların kullanımı (beton üretimi için hammadde kullanımı) sera gazı salınımı, çevresel sorunlar ve iklim değişikliği sorunlarına neden olmaktadır. Ayrıca kullanım ömrü sona eren milyonlarca yapılar dönüşürken inşaat yıkıntı atıklarının (beton, tuğla, seramik, cam vb.) bertaraf edilmesi ve çevresel sorunlara neden olmaması için geri dönüşüm malzemesi olarak kullanımı oldukça önemli hale gelmektedir. Tüm dünyada tartışılan konu olarak inşaat yıkıntı atıklarının depolanması, çok büyük alan gerektirmesi ve çok maliyetli olması nedeniyle geri dönüşüm malzemesi olarak kullanılması büyük önem arz etmektedir. Dünya genelinde yıllık inşaat atıkları üretimi, 3 Milyar tonu Çin tarafından (Zheng ve diğerleri, 2017) ve 700 milyon tonu ise Amerika Birleşik Devletleri (ABD) gibi büyük ülkeler tarafından (Wu ve diğerleri, 2019) olmak üzere yaklaşık olarak 10 milyar tondur. Ülkemizde ise başlatılan kentsel dönüşüm projeleri ile yılda 10 milyon ton inşaat yıkıntı atığının 6 milyon tonunun geri dönüştürülmesi hedeflenmektedir (T.C. Bilim, Sanayi ve Teknoloji Bakanlığı Sanayi Genel Müdürlüğü. Ulusal Geri Dönüşüm Strateji Belgesi ve Eylem Planı 2014-2017).

Geopolimerler inorganik polimerlerdir ve farklı Si-Al omurga yapılarına sahip alüminosilikat bazlı malzemelerden oluşur. Geopolimerler, alüminosilikatlar (örneğin uçucu kül, volkanik kül, cüruf, silis dumanı, metakaolin vb.) ile alkalin aktivatörler (örneğin sodyum hidroksit, sodyum silikat ve potasyum hidroksit) arasındaki reaksiyonlar sonucu oluşur (Duxson ve diğ., 2007). Bir zemin iyileştirme yöntemi olarak geopolimer bağlayıcı kullanmak son yıllarda oldukça önemli hale gelmektedir. Özellikle alüminosilikat bazlı atık malzemeler yeniden işlenerek zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılabilmektedir (Zhang ve diğ., 2013; Ghadir ve Ranjbar, 2018; Bilondi ve diğ., 2018). Bu çalışma kapsamında, alüminosilikat bazlı malzemelerden üretilmiş inşaat yapı malzemelerinin atığı olan inşaat yıkıntı atığı (tuğla, beton ve cam tozu) geopolimer bağlayıcı olarak yumuşak zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılmıştır. Bu kapsamda, Erzincan ili sınırları içerisinde temin edilen yumuşak bir kil numunesi ile inşaat yıkıntı atığı geopolimer bağlayıcı olarak belli oranlarda karıştırılmış ve zemin numunesinin fiziksel ve mekanik özellikleri üzerine etkisi incelenmiştir.

## 2. MALZEME VE YÖNTEM

### 2.1. Malzeme

Deneysel çalışma kapsamında, zemin malzemesi Erzincan ilinden doğal olarak temin edilen kil kullanılmıştır. Zemin numunesine ait dane dağılım eğrisi Şekil 1' de verilmiştir. Kil numuneleri üzerinde yapılan kıvam deneyleri (Atterberg deneyleri) sonucunda, zemin numunesinin likit limiti %44, plastik limit %22 ve plastisite indeksi %22 olup birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre CL grubu sınıfına girmektedir. Geopolimer oluşturmak için alümino-slika bazlı inşaat yıkıntı atıklarından tuğla, beton ve cam tozu kullanılmıştır. Tuğla, beton ve cam tozu öğütülerek 200 No' lu (<75 µm) elekten elenmiş geopolimer bağlayıcı olarak elek altında kalan inşaat ayıkıntı atığı tozu kullanılmıştır. Geopolimerleşme için ise aktivatör olarak NaOH kimyasalı çeşitli molaritede çözelti hazırlanarak inşaat yıkıntı atık tozlarına karıştırılmıştır. Aktivatör olarak kullanılan NaOH kimyasalı TEKKİM firmasından temin edilmiş olup %98 saflık derecesine sahiptir.




Şekil 1. Zemin numunesine ait dane dağılım eğrisi

### 2.2. Yöntem

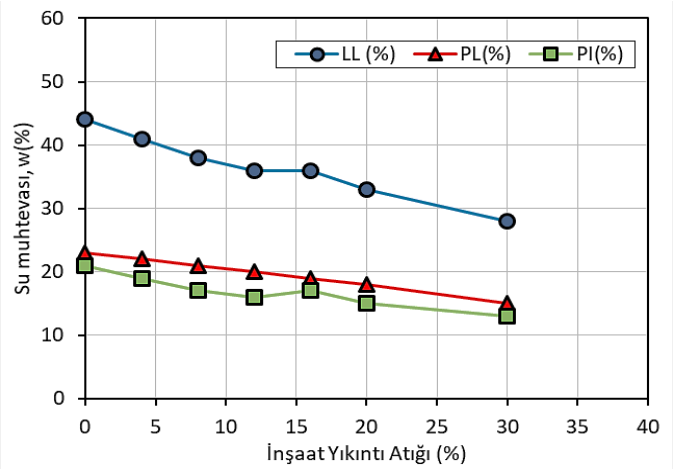
İnşaat yıkıntı atıklarının (tuğla, beton ve cam tozu) geopolimer bağlayıcı olarak killi zeminlerin mühendislik özellikleri üzerine etkisini incelemek amacıyla, Erzincan ili sınırları içerisinde yer alan bölgeden temin edilen killi zemin numunesi kullanılmıştır. İnşaat yıkıntı atıklarının zemin numunesinin kıvamına, sıkışma özelliklerine ve kayma mukavemeti üzerine etkisinin incelenmesi amacıyla Erzincan Binali Yıldırım Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında elek analizi (ASTM C136), kıvam limitleri (ASTM D4318), standart proktor (ASTM D698) ve serbest basınç (TS 1900-2) deneyleri yapılmıştır.

İnşaat yıkıntı atığının geopolimer bağlayıcı olarak yumuşak bir zemin numunesinin kayma mukavemetine etkisinin belirlenmesi amacıyla, kil zemin numuneleri %25 su muhtevasında hazırlanmış olup inşaat yıkıntı atığı geopolimer olarak kuru ağırlıkça %4, %8, %12, %16, %20 ve %30 oranlarında zemine karıştırılmıştır. Geopolimer elde edilmesi için inşaat tıkıntı atığına daha önce hazırlanan NaOH çözeltisi (12 molar) eklenmiştir. Geopolimerleşme için hazırlanan çözeltinin kuru inşaat yıkıntı atığına oranı (çözelti/binder) 0.4 olarak belirlenmiştir. Daha sonra ayrı ayrı hazırlanan zemin numunesi ve geopolimer bağlayıcı olan inşaat yıkıntı atığı biribiriyle karıştırılmış ve sonra deney numuneleri laboratuvar ortamında hazırlanan numune hazırlama deney aleti yardımı ile standart numune boyutlarında (D=38 mm, H=76 mm) olarak hazırlanmıştır. Deney aleti çapı 38 mm olan silindirik numune alıcının modifiye edilip deneysel çalışma amacına yönelik olarak hazırlanmıştır. Zemin numunesi silindirik deney aletine önceden belirlenen su muhtevası ve ağırlıkta manuel olarak çelik çubuk yardımı ile sıkıştırlmıştır. Sıkıştırılan zemin numunesi daha sonra silindirik deney aletinden çıkartılarak yüksekliği 76 mm olacak çekilde traşlanmış ve istenilen kür süresi için streç film ile detaylı bir şekilde sargılanarak desikatöre konulmuştur. Optimum su muhtevalarında hazırlanan ve sıkıştırılan zemin numunelerinin direnajsız kayma dirençlerinin belirlenmesi için serbest basınç deneyleri 1 mm/dk yükleme hızında yapılarak elde edilen sonuçlar referans zemin numunesi ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca inşaat yıkıntı atıkları ile iyileştirilen zemin numuneleri belli bir kür süresi (28 gün) dikkate alınarak atık miktarının iyileştirme üzerine etkisi belirlenmek istenmiştir.

## 3. DENEYSEL ÇALIŞMA VE DENEY SONUÇLARI

### 3.1. Kıvam Limitleri

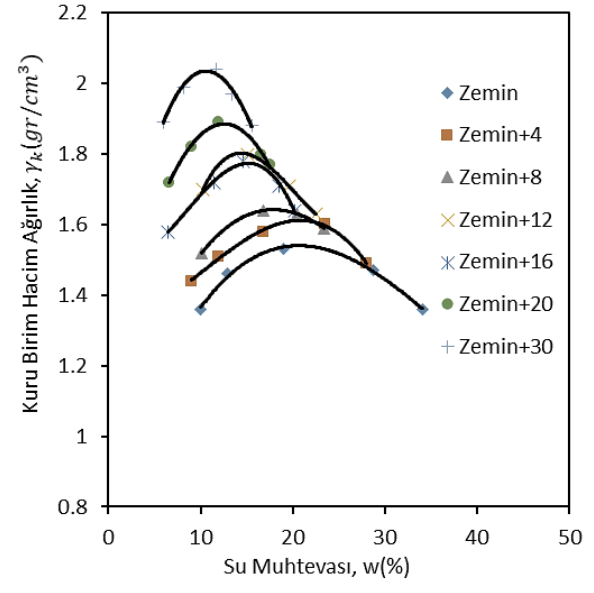
Ağırlıkça yüzde 4, 8, 12, 16, 20 ve 30 oranlarında eklenen inşaat yıkıntı atığı tozu zemin numunesinin kıvam limit değerlerini düşürdüğü gözlenmiştir. Kıvam limit deneylerinde kullanılan inşaat yıkıntı atıkları kimyasal aktivatör kullanılmadan yani geopolimerleşme oluşmadan zemin numunesine eklenmiştir. Elde edilen değerler Şekil 2' de katkı miktarlarına bağlı olarak likit, plastik limit ve plastisite indeksindeki değişimleri verilmiştir.




Şekil 2. İnşaat yıkıntı atıklarının zeminin kıvam limitlerine etkisi

### 3.2. Kompaksiyon Özellikleri

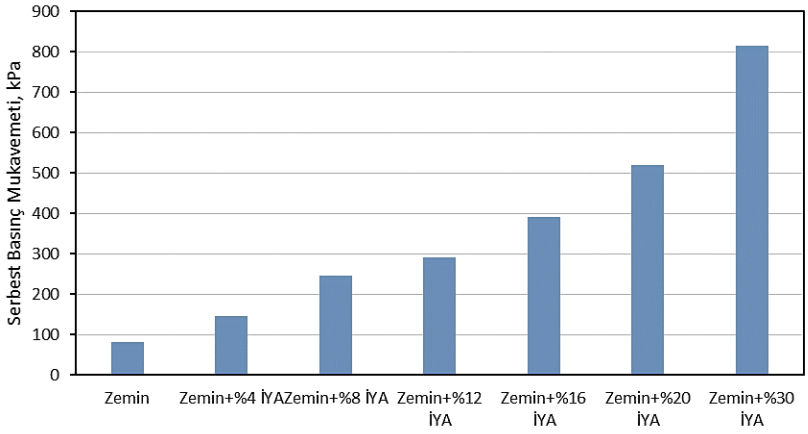
İnşaat sahasından alınan killi zemin numunesinin kompaksiyon özellikleri ve inşaat yıkıntı atıklarının kompoksiyon özelliklerine etkisi yapılan standart proktor deneyleri ile belirlenmiştir. Ağırlıkça artan inşaat yıkıntı atıkları yüzdelerine göre zemin numunesinin kompaksiyon davranışı Şekil 3' te verilmiştir. Artan inşaat yıkıntı atıkları miktarlarına göre zeminin kompaksiyon özelliklerinde iyileşme gözlenmiştir.




Şekil 3. İnşaat yıkıntı atığının zeminin kompaksiyon davranışına etkisi

### 3.3. Kayma Mukavemeti

Yumuşak killi bir zemin numunesinin inşaat yıkıntı atığı ile iyileştirildiği çalışmada bütün numuneler %25 su muhtevasında hazırlanmıştır. Ağırlıkça doğal haldeki kil numunesi üzerine %4, %8, %12, %16, %20 ve %30 oranında ilave edilerek hazırlanan karışımlar belirlenen su muhtevası ve değerlerinde hazırlanarak 28 günlük kür süreleri sonucunda serbest basınç deneylerine tabi tutulmuştur. İnşaat yıkıntı atığının yumuşak killi zemin numuneleri üzerindeki direnajsız kayma direnci etkileri araştırılmıştır. Zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetleri iyileştirmeden önce yaklaşık 80 kPa civarlarında iken, inşaat yıkıntı atığı ile yapılan iyileştirme sonucu 810 kPa mertebelerine ulaştığı gözlenmiştir (Şekil 4). Genel olarak artan inşaat yıkıntı atığı (İYA) ile serbest basınç mukavemetinde gözle görülür şekilde iyileşmenin olduğu belirlenmiştir.




Şekil 4. İYA' nın zeminin serbest basınç mukavemetine etkisi

## 4. SONUÇLAR

Erzincan merkez ilçesinden doğal olarak temin edilen killi zemin numunesine belli oranlarda inşaat yıkıntı atığı katılmış ve killi zemin numunesinin kıvam limitleri, kompaksiyon davranışı ve serbest basınç mukavemetindeki değişimler incelenmiştir. Kıvam limitleri ve kompaksiyon özelliklerine olan etkisi için inşaat yıkıntı atığına herhangi bir aktivatör (NaOH) eklenmemiş sadece inşaat yıkıntı atığı tozunun etkisi incelenmiştir. Ancak serbest basınç mukavemetine olan etkisinin incelenmesi için inşaat yıkıntı atığı belli molaritede hazırlanan NaOH çözeltisi eklenerek geopolimerleşmenin oluşması istenmiştir.

Deneysel çalışma sonucunda elde edilen verilere göre, inşaat yıkıntı atığı ilave edilen zemin numunelerinin kıvam limitlerinde düşüş gözlenmiş, artan inşaat yıkıntı atığı ile zeminin plastisitesinin düştüğü belirlenmiştir. İnşaat yıkıntı atığının zemin numunesinin kompaksiyon özelliklerini oldukça önemli bir şekilde etkilediği görülmüştür. Artan inşaat yıkıntı atığı ile zemin numunesinin optimum su muhtevası azalırken maksimum kuru birim hacim ağırlığının arttığı belirlenmiştir. İnşaat yıkıntı atığı geopolimer bağlayıcı olarak artan yüzdelerde zemine ilave edilmiştir. Artan inşaat yıkıntı atığının zeminin kayma mukavemetini iyileştirdiği belirlenmiştir.

İnşaat yıkıntı atığı tozunun kil zeminin kıvam limitlerine, kompaksiyon özelliklerine ve kayma mukavemetine etkisi geoteknik mühendisliği açısından zeminlerin iyileştirmesinde kullanımı katkı sunacağı düşünülmektedir.

## KAYNAKLAR

ASTM C136, (2006), Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, American Test Methods Standards.

ASTM D2487, (2011), Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), American Test Methods Standards.

ASTM D4318, (2010), Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, American Test Methods Standards.

ASTM D698-07E1, (2009), Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort, American Test Methods Standards.

TS 1900-2, "Methods of testing soils for civil engineering purposes in the laboratory - Part 2: Determination of mechanical properties", TSI, Ankara, [in Turkish], 2006.

Zheng, L.,Wua, H., Zhang, H., Duan, H., Wanga, J., Jiang, W., Dong, B., Liu, G., Zuo, J., Song, Q. "Characterizing the generation and flows of construction and demolition waste in China", Construction and Building Materials, 136 (2017) 405–413.

H. Wu, J. Wang, H. Duan, L. Ouyang, W. Huang, J. Zuo, "An innovative approach to managing demolition waste via GIS (geographic information system): a case study in Shenzhen city, China", J. Clean Prod. 112 (2016) 494–503.

T.C. Bilim, Sanayi ve Teknoloji Bakanlığı Sanayi Genel Müdürlüğü. Ulusal Geri Dönüşüm Strateji Belgesi ve Eylem Planı 2014-2017. https:/ /webdosya .csb.gov.tr /db/ugds/ustmenu/ustmenu615.pdf. Yayın tarihi Aralık 30, 2014. Erişim tarihi Mayıs 10, 2020.

P. Duxson, A. Fernandez-Jimenez, J.L. Provis, G.C. Lukey, A. Palomo, J.S.J.Deventer,"Geopolymer technology: the current state of the art" J. Mater. Sci. 42(2007) 2917–2933.

M. Zhang, H. Guo, T. El-Korchi, G. Zhang, M. Tao," Experimental feasibility study of geopolymer as the next-generation soil stabilizer", Constr. Build. Mater. 47 (2013) 1468–1478.

Ghadir P, Ranjbar N."Clayey soil stabilization using geopolymer and Portland cement". Construction 1532 and Building Materials. 2018;188(361-71).

Bilondi, M.P.; Toufigh, M.M.; Toufigh, V."Experimental investigation of using a recycled glass powder-based geopolymer to improve the mechanical behavior of clay soils" Constr. Build. Mater. 2018, 170, 302–313.

# LIQUEFACTION-INDUCED FAILURE OF DEMİRKÖPRÜ BRIDGE PILE FOUNDATION AND RETAINING SYSTEM FOLLOWING THE FEBRUARY 6, 2023 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKE SEQUENCE

# 6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİ SONRASI DEMİRKÖPRÜ KAZIKLI TEMEL ELEMANLARI VE DAYANMA YAPILARINDA GÖRÜLEN ZEMİN SIVILAŞMASI SEBEPLİ YENİLMELER

**Soner OCAK[1] and Kemal Onder Cetin[2]**

## ABSTRACT

Liquefaction-induced failure of Demirköprü bridge, more specifically the rotational failure of the piled foundations and the retaining system of the eastern abutment, was discussed. The soil liquefaction triggering assessment results suggested that the silty sand layer located at depth range of 8.0 to 24.0 m, liquefied during the Pazarcık event. The grain size characteristics of surface ejecta also confirmed this conclusion. Back analyses of the rotational failure surfaces by limit equilibrium assessments revealed that the undrained residual strength of the liquefied silty sand layer varies in the range of 17 to 29.5 kPa. Similarly, the back-analyzed excess pore water pressure ratio value fall in the range of 0.85 to 0.91. Comparisons by available predictive models revealed that the liquefaction induced rotational failure of piled foundations and retaining system at the east abutment of Demirköprü bridge would be consistently predicted by any of the available residual shear strength or excess pore water pressure models.
***Keywords:*** *Liquefaction, bridge, residual strength, sand volcanoes, failure*

Bu bildiride Demirköprü kazık temel elemanları ile dayanma yapılarında görülen ve zemin sıvılaşması sebebiyle tetiklenen dönme tipi yenilmeler tartışılacaktır. Sıvılaşma tetiklenme analizleri 8.0 ile 24.0 m, derinliklerde yer alan siltli kum birimlerinin Pazarcık depreminde sıvılaştığına işaret etmektedir. Yüzey sıvılaşma fışkırmalarından alınan numuneler üzerindeki dane dağılım deney sonuçları da bu görüşü desteklemektedir. Limit denge analizleri kapsamında gerçekleştirilen dairesel kayma yüzeylerinin geri analizi ile sıvılaşan siltli kum birimleri için artık kayma dayanım değerleri 17 ile 29.5 kPa aralığında hesaplanmıştır. Benzer olarak geri analizle bulunan aşırı boşluk suyu basınç oranı değerleri de 0.85 ile 0.91 aralığındadır. Tahmin denklemleri de bu değerlerle uyumlu sonuçlar ürettiğinden, Demirköprü kazık temel elemanlarında gözlenen zemin sıvılaşması sebepli dönme tipi yenilmelerin tahmin edilebileceği sonucuna varılmıştır.
***Anahtar kelimeler:*** *Sıvılaşma, köprü, residüel mukavemet, kum fışkırması, yenilme*

## 1. INTRODUCTION

On February 6, 2023, two earthquakes, with moment magnitudes M7.8 and M7.6, triggered on the East Anatolian Fault Zone (EAFZ), at local times of 04:17 and 13:24, respectively. As shown in Figure 1, the epicenter of the first event, which has a focal depth of 8.6 km, is in Kahramanmaraş-Pazarcık. Kahramanmaraş-Pazarcık earthquake initiated approximately 20 km southeast of the main strand of the EAFZ along a splay fault, more specifically along Narlı fault, which is oriented in the northeast-southwest direction (Melgar et al., 2023; Okuwaki et al., 2023, Petersen et al., 2023). The second event occurred approximately 9 hours later at a focal depth of 7.0 km in Kahramanmaraş-Elbistan-Ekinözü, 100 km north of the first event's epicenter, on an east-west-striking northern strand of the EAFZ: more specifically on the Sürgü-Misis fault zone (SMFZ). The resulting impact encompassed substantial casualties, injuries, and extensive infrastructure devastation. A total of 7 bridges were reported to be damaged after the earthquake series (Caner, Cetin and Gökceoglu, 2023).
Within the scope of this paper, liquefaction-induced failure of Demirköprü bridge is investigated. The soil liquefaction triggering, and post-liquefaction slope stability assessment results are presented herein. Back analyses of the rotational

[1] TUNGE Proje, ANKARA, socak@tungeproje.com, corresponding author
[2] Prof. Dr., Middle East Technical University, Department of Civil Engineering, ocetin@metu.edu.tr

failure surfaces by limit equilibrium assessments enabled estimating the residual shear strength of liquefied soils. These back-calculated post liquefaction residual shear strength values are then compared with those of the predicted.

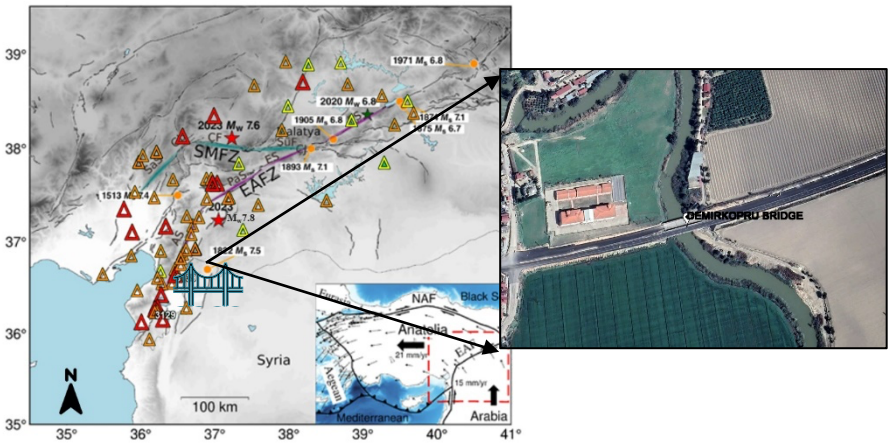



Figure 1: Map of the region showing fault systems (Duman and Emre, 2013) and major historical earthquakes (orange circles; Ambraseys, 1989) along EAFZ. Kahramanmaraş-Pazarcık earthquake ruptured the main segments of the EAFZ

## 2. SITE DESCRIPTION AND SEISMIC PERFORMANCE OF THE BRIDGE

Demirköprü bridge is in Demirköprü village of Antakya-Hatay at 36.246°N. 36.357°E. Figure 1 shows the location of the bridge. It is a three-span, prestressed reinforced concrete bridge, which serves as a passage over Asi River on Hatay – Reyhanlı state highway. Two twin bridges run parallel to each other. Each bridge has four piers, which are on piled foundations. More specifically, the middle piers are founded on 80 cm diameter, 18.5 long reinforced concrete bored piles. The abutment piers are 100 cm diameter, 21.5 long bored piles, designed for resisting loads applied by both the bridge and the approach embankment fill of 5.0 m high. It is observed during the site visits after the events that, the reinforced concrete bored piles in the east abutment tilted 20° towards Asi River, accompanied with settlements reaching as high as 1.0 to 1.5 m at the abutment embankment. Figure *2* shows the induced damage and widespread liquefaction-induced sand volcanoes mapped at the site. Six samples were taken from the ejecta soil and tested at METU Soil Mechanics Laboratory. The retrieved ejecta samples were classified as non-plastic silty sand (SM) with an average 25% fines content.



Figure 2 Induced damage and liquefaction induced ejecta due to Kahramanmaraş earthquake sequence

## 3. INTENSITY OF SHAKING LEVELS AT DEMIRKÖPRÜ BRIDGE SITE

AFAD, the national disaster and emergency management agency, operates 1548 strong ground motion stations nationwide. 280 of these stations were triggered during the Pazarcık M7.8 earthquake. Similarly, 244 SGMS recorded the second event.

Figure 3 presents the attenuation of the recorded PGA intensities with Joyner and Boore distance, Rjb, during both events. The Demirköprü bridge is located approximately 10 km and 200 km away from the fault rupture of the Pazarcık and Ekinözü-Elbistan events, respectively. Engineering assessments of liquefaction triggering and post-liquefaction residual shear strength are performed for the Pazarcık event and a soil PGA value of 0.45 g is adopted for Demirköprü Bridge within the scope of engineering assessments.

## 4. LIQUEFACTION ENGINEERING ASSESSMENTS

### 4.1. Site Investigations and Idealized Soil Profiles

A series of site investigation studies in the form of borings, disturbed and undisturbed sampling, in-situ (standard penetration test, SPT), and laboratory (soil classification, atterberg limit tests, etc.) tests were performed during the engineering design stage of the bridge. Boreholes BH – A and BH – B were conducted during the bridge construction phase only with SPT – N field values are available to be used. After the earthquake, 5 additional drillings (BH – 1 to 5) were made and laboratory test results could be obtained to be used in this study. The subsurface soil conditions along the cross-section exhibit a relatively consistent lateral pattern. At the ground surface of the site, Unit-1, a layer of low to high plasticity clay with occasional clayey sand lenses, is observed. The thickness of this layer varies from 2 to 9 meters. Typical field SPT blow counts, N values in this layer vary in the range of 2 – 5 blows/30 foot. Unit 2 underlies the surficial layer, which is defined as silty sand. The thickness of the layer varies from 20 to 30 meters. Typical field SPT blow counts, N values in silty sand layer vary in the range of 11 – 23 blows/30 foot. Unit 3, a 3 to 5m thick low plasticity clay layer, with field SPT-N values of 17 – 20, penetrated the silty sand layer at Elevations 73 to 78. Unit 4 is the deepest soil layer penetrated by borings, which is defined as low to high plasticity clay with SPT-N values of around 50. Table 1 summarizes available soil classification test results along with the representative SPT N values. In the same table, the representative Mohr-Coulomb shear strength parameters, which are to be used in the limit equilibrium assessments, are summarized.

## 5. LIQUEFACTION ENGINEERING ASSESSMENTS

### 5.1. Site Investigations and Idealized Soil Profiles

A series of site investigation studies in the form of borings, disturbed and undisturbed sampling, in-situ (standard penetration test, SPT), and laboratory (soil classification, atterberg limit tests, etc.) tests were performed during the engineering design stage of the bridge. Boreholes BH – A and BH – B were conducted during the bridge construction phase only with SPT – N field values are available to be used. After the earthquake, 5 additional drillings (BH – 1 to 5) were made and laboratory test results could be obtained to be used in this study. Table 1 summarizes available soil classification test results along with the representative SPT N values. In the same table, the representative Mohr-Coulomb shear strength parameters, which are to be used in the limit equilibrium assessments, are summarized.

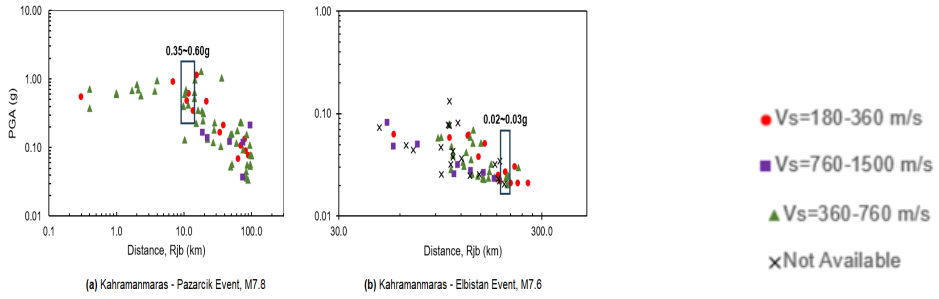



Figure 3 Joyner and Boore distance attenuation of PGAs recorded during the a) Pazarcık and b) Elbistan events

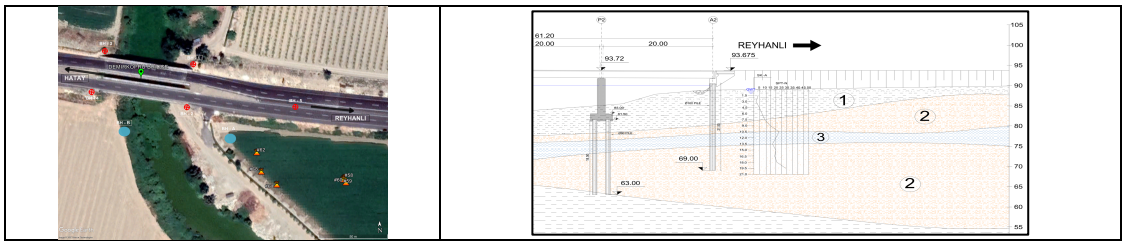


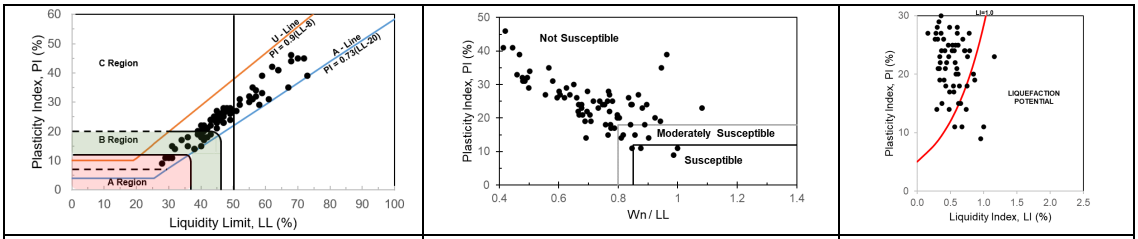

Figure 4 Plan view of the site showing the locations of site investigation studies along with representative subsurface cross sections. (1 - Low to High Plasticity Clay with clayey sand lenses, 2 - Non – Plastic Silty Sand, 3 - High Plasticity Clay)

### 5.2. Liquefaction Susceptibility and Triggering

The grain size characteristics of soil ejecta, and their comparisons with the characteristics of soil layers in the site revealed that the silty sand layer (Unit-2, SM layer) is the primary suspect soil layer of induced liquefaction. However, for the sake of completeness, the liquefaction susceptibility of other fine-grained soils are still assessed by (1) Seed et al. (2003), (2) Bray and Sancio (2006), Bilge and Cetin (2014) methods. Figure 6 clearly show that, except a few data points (less than 5 % of available data points), majority of fine-grained soils are classified as not susceptible, confirming the choice of suspect critical soil layer as silty sand (Unit 2, SM) layer. Seismic soil liquefaction triggering evaluations for non – plastic silty sands were performed for the soil profile that passes through the east abutment. As discussed earlier, the site-specific PGA value is estimated as 0.45g. Figure 6 presents the soil stratigraphy, including overburden, equipment, and procedure corrected SPT N1,60 values along with the values of factor of safety against liquefaction (FSliq). The FSliq values were estimated at each SPT depth by using Cetin et al. (2018) liquefaction triggering relationship. For the plastic layers that are evaluated to be non – liquefiable, a FSliq value of 2.0 is assigned.

### 5.3. Post Liquefaction Stability and Shear Strength

Back analyses are performed to estimate i) the residual undrained shear strength by using an undrained angle of shearing resistance $\phi_u$ value of 0 degrees in total stress analyses, ii) the induced excess pore pressure ratio ($r_u$) by using an angle of shearing resistance $\phi'$ value of 31 degrees in effective stress analyses. (Figure 7) The limit equilibrium-based back analyses, performed using Slide 6.020 software, results suggest a post liquefaction undrained residual shear strength value, varying in the range of 17 to 29.5 kPa, for the silty sand layer. Similarly, effective stress based back analyses results suggest cyclic excess pore pressure ratio ($ru_{liq}$) value, varying in the range of 0.85 to 0.91. These values are compared with the predictions by (1) Seed and Harder (1990), (2) Stark and Mesri (1992), (3) Idriss and Boulanger (2007), (4) Weber et al. (2015) and (5) Kramer, Wang (2015) and (6) Cetin and Bilge (2012) (Figure 8) As revealed by these comparison plots, the liquefaction induced rotational failure of piled foundations and retaining system at the east abutment of Demirköprü bridge would be consistently predicted by all these predictive models.




| (a) Seed et al. (2003) | (b) Bray and Sancio (2006) | (c) Cetin and Bilge (2014) |
|---|---|---|

Figure 5 Liuefaction - susceptibility assessment results for plastic soil particles

Table 1 Soil classification test results and the representative parameters assumed for limit equilibrium assessments.

| Unit # | USCS | $W_c$ (%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) | LI (%) | FC (%) | SPT – $N_{field}$ | γ (kN / m³) | Cu (kPa) | Ø (°) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | SC<br>CL<br>CH | 25.3*<br>**35.5***<br>30.6* | 38.0<br>**61.0**<br>47.7 | 19.0 –<br>30.0 –<br>23.2 | 14.0 –<br>39.0 –<br>24.5 | 0.00 –<br>0.75 –<br>0.35 | 73 –<br>100 –<br>91 | 2 –<br>5 –<br>4 | 15.7 | 15 | - |
| 2 | SM | NP | | | | | 6 –<br>49 –<br>22 | 11 –<br>33 –<br>19 | 18.9 | - | 31 |
| 3 | CH | 22.9 –<br>39.1 –<br>33.0 | 44.0 –<br>70.0 –<br>53.4 | 18.0 –<br>25.0 –<br>21.6 | 24.0 –<br>45.0 –<br>31.9 | -0.05 –<br>0.78 –<br>0.41 | 81 –<br>99 –<br>94 | 17 –<br>20 –<br>19 | 19.0 | 65 | - |
| 4 | CL / CH | 22.1 –<br>37.2 –<br>30.1 | 35.0 –<br>72.0 –<br>47.7 | 18.0 –<br>27.0 –<br>21.0 | 14.0 –<br>46.0 –<br>26.9 | 0.03 –<br>0.72 –<br>0.39 | 65 –<br>100 –<br>88 | 50 | 20.0 | 150 | - |

## 6. SUMMARY AND CONCLUSION

Liquefaction-induced failure of Demirköprü bridge, more specifically the rotational failure of the piled foundations and the retaining system of the eastern abutment, was discussed. The soil liquefaction triggering assessment results suggested that the silty sand layer located at depth range of 8.0 to 24.0 m, liquefied during the Pazarcık event. The grain size characteristics of surface ejecta also confirmed this conclusion. Both the triggering analyses and soil samples from soil ejecta confirm the suspect critical soil layer as silty sand (Unit 2, SM) layer. Back analyses are performed to estimate i) the residual undrained shear strength by using an undrained angle of shearing resistance $\phi_u$ value of 0 degrees in total stress analyses, ii) the induced excess pore pressure ratio ($r_u$). The results are compared with the well – known predictions in literature and it is evaluated that the liquefaction induced rotational failure of piled foundations and retaining system at the east abutment of Demirköprü bridge would be consistently predicted by all these predictive models.

## REFERENCES

Stark, Timothy & Mesri, Gholamreza. (1992). Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis. Journal of Geotechnical Engineering. 118. 10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:11(1727).

K.Onder Cetin, T.Leslie Youd, Raymond B Seed, Jonathan D Bray, Rodolfo Sancio, W Lettis, M.Tolga Yilmaz, H.Turan Durgunoglu, Liquefaction-induced ground deformations at Hotel Sapanca during Kocaeli (Izmit),Turkey earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 22, Issues 9–12, 2002, Pages 1083-1092, ISSN 0267-7261,

K Onder Cetin, Nihat Isik, Berna Unutmaz, (2004) "Seismically induced landslide at Degirmendere Nose, Izmit Bay during Kocaeli (Izmit) – Turkey earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 24, Issue 3, 2004, Pages 189-197, ISSN 0267-7261,

Idriss, I.M., & Boulanger, R.W. (2007). SPT- and CPT-Based Relationships for The Residual Shear Strength of Liquefied Soils.

Cetin, K. O. & Bilge H. T. 2014. Recent advances in soil liquefaction engineering. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology: Volume 1, edited by A. Ansal, Springer.

Cetin, K. O. and Bilge, H. T. (2012). "Cyclic Large Strain and Induced Pore Pressure Models for Saturated Clean Sands" J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000631 138:3(309), 309–323.

GEER (2023a) February 6, 2023 Türkiye Earthquakes: Report on Geoscience and Engineering Impacts. Geotechnical Extreme Event Reconnaissance Association (GEER), the Earthquake Engineering Research Institute, and the Earthquake Engineering Foundation of Türkiye. GEER Association Report 082. https://10.18118/G6PM34

GEER (2023b) February 6, 2023 Türkiye Earthquakes: GEER Phase 3 Team Report on Selected Geotechnical Engineering Effects. Geotechnical Extreme Event Reconnaissance Association, GEER Association Report 082-S1. https://doi.org/10.18118/G6F379

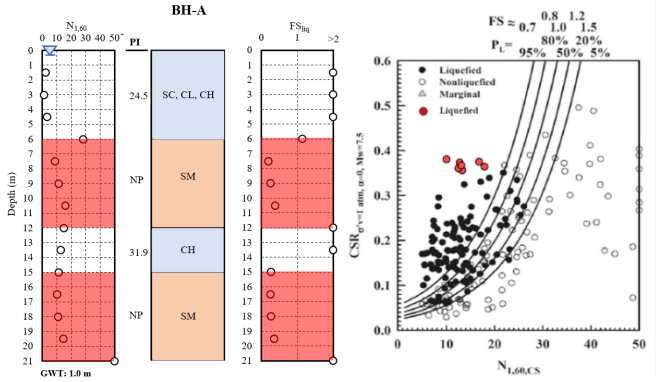



Figure 6 Liquefaction triggering assessment by using Cetin et al. (2018)

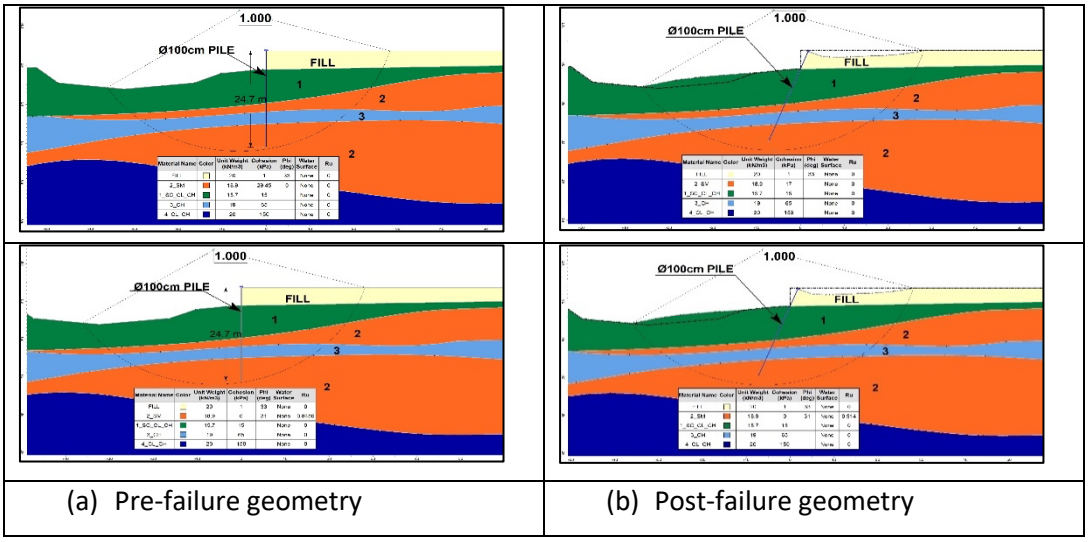



*Figure 7 Limit – equilibrium analyses results for the (a)pre-failure and (b) post-failure*

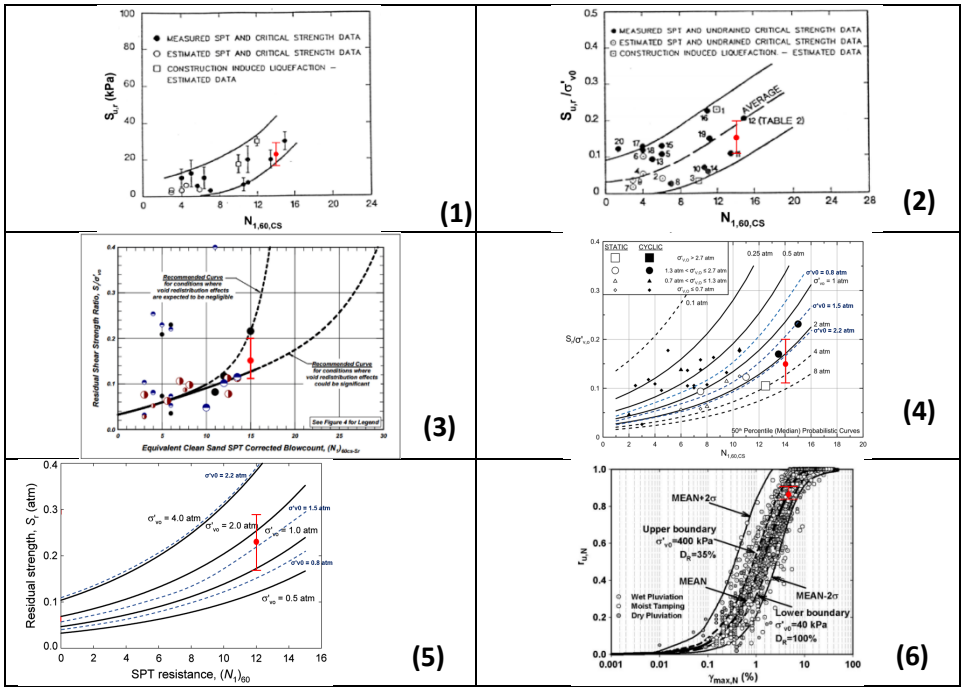



Figure 8 Illustrative comparisons of back-analyzed and predicted post liquefaction shear strength and excess pore water pressure responses.

# DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA KOLONLARININ YOL DOLGUSU ALTINDAKİ DÜŞEY DEPLASMAN DEĞERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİNİN İNCELENMESİ

# INVESTIGATION OF THE EFFECT OF DEEP SOIL MIXING COLUMNS ON THE SETTLEMENT VALUES UNDER A ROAD EMBANKMENT

**Esma ALAN [1], Müge BALKAYA[2]**

## ÖZET

Derin zemin karıştırma (DZK) yönteminde zayıf dayanımlı zeminler bağlayıcı özellik gösteren malzemeler ile mekanik olarak karıştırılarak mühendislik özellikleri (dayanım, geçirgenlik, sıkışabilirlik vs.) iyileştirilir. Bu çalışma kapsamında yumuşak kil zemin üzerine inşa edilecek yol dolgusunun düşey deplasman değeri incelenmiştir. Analizler PLAXIS 3D sonlu elemanlar programı ile yapılmıştır. Başlangıç olarak zeminde herhangi bir iyileştirme yapmadan sistem analiz edilmiş ve yol dolgusu altında oluşan düşey deplasman değeri hesaplanmıştır. İlk aşamada iyileştirme alan oranı belirli değerde sabit tutularak, DZK kolon çapı ve kolonların merkezden merkeze mesafeleri değiştirilerek farklı tasarımlar yapılmıştır. Bu durumda yol dolgusu temel zemini içinde iyileşme derecesi sabit tutularak kolon çapının düşey deplasman değeri üzerindeki etkisi incelenmiştir. İkinci aşamada kolon çapı sabit tutularak kolonların merkezden merkeze mesafeleri değiştirilmiştir. Bu durumda farklı iyileştirme alan oranlarına göre tasarımlar yapılmıştır. Bu tasarımın amacı kolon çapı sabit iken kolon mesafesinin düşey deplasman değeri üzerindeki etkisini incelemektir. Analizi yapılan her bir durum için yol dolgusu tabanının merkezindeki deplasman değeri incelenmiştir. Elde edilen bulgular neticesinde iyileştirme alan oranı sabit iken çap değişiminin yumuşak kil zemindeki iyileşmeyi etkilediği ve genellikle çapın artması ile oturma değerinin azaldığı görülmüştür. Ayrıca kolon çapı sabit iken kolon aralığının değişimine bağlı olarak, iyileştirme alan oranı arttıkça yumuşak kilin iyileşme derecesi artmış ve düşey deplasman değeri azalmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** zemin iyileştirme, yol dolgusu, oturma, derin zemin karıştırma, Plaxis 3D

## ABSTRACT

In deep soil mixing (DSM) method, low strength soils are mechanically mixed with binder materials to improve their engineering properties (strength, permeability, compressibility, etc.). In this study, the vertical displacement of a road embankment to be constructed on soft clay soil was analyzed. The analyses were performed with PLAXIS 3D finite element program. Initially, the system was analyzed without any improvement in the soil and the vertical displacement values under the road embankment was calculated. At first, different designs were made by keeping the improvement area ratio constant at a certain value, and changing the diameter of the DSM columns and the center-to-center distances of the columns. In this case, the effect of the column diameter on the vertical displacement value was analyzed by keeping the degree of improvement in the road embankment foundation soil constant. In the second stage, the column diameter was kept constant and the center-to-center distances of the columns were changed. In this case, designs were made according to different improvement area ratios. The purpose of this design is to examine the effect of column distance on the vertical displacement values while the column diameter is constant. For each case analyzed, the displacement value at the center of the road embankment base was examined. As a result of the findings, it was observed that the change in diameter affected the improvement of the soft clay while the

[1] Yük. Müh., İstanbul Teknik Üniversitesi, esmabayindir12@gmail.com
[2] Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, balkayamu@itu.edu.tr

improvement area ratio was constant, and the settlement value generally decreased with the increase in diameter. In addition, when the column diameter was constant, the degree of improvement of the soft clay increased, and the vertical displacement value decreased as the improvement area ratio increased due to the change in the column spacing.
***Keywords:*** *soil improvement, road embankment, settlement, deep soil mixing, Plaxis 3D*

## 1. GİRİŞ

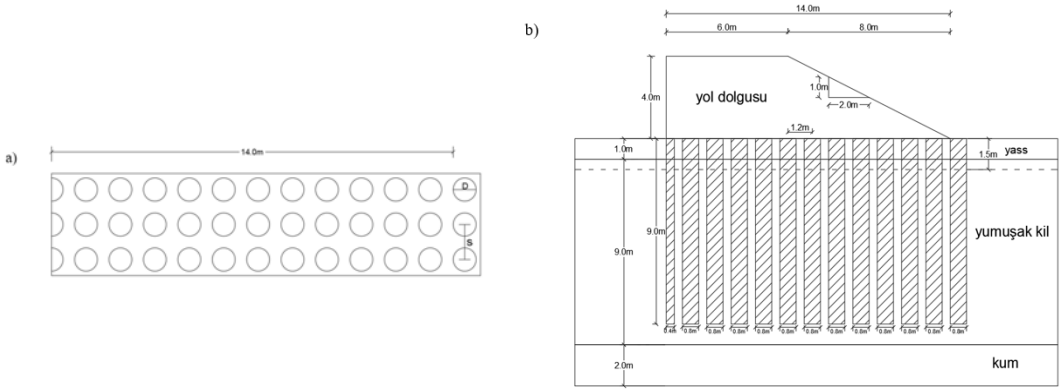
Yapı temel zemininde, belirli saha veya çevresel koşullara göre derin temel sisteminden daha ekonomik bir yöntem olarak, temel zemini içerisindeki birimler iyileştirilebilir (Murty, 2002). Derin zemin karıştırma (DZK) yöntemi, yapı temel zemini olarak kullanılacak doğal zayıf zeminin veya dolgunun çimento ya da çimento gibi bağlayıcı özellik gösteren malzemeler ile harmanlanarak arazide iyileştirilmesidir. DZK yöntemi ile iyileştirilmiş zeminin bazı mühendislik özellikleri (dayanım, geçirgenlik, sıkışabilirlik vs.) doğal zemine kıyasla daha ideal yapıdadır. DZK yöntemi bağlayıcı malzeme türüne (çimento, kireç, uçucu kül gibi) veya karıştırma yöntemine (kuru/ıslak, döner/jet tabanlı, burgu tabanlı veya bıçak tabanlı) göre sınıflandırılır (UNI EN 14679, 2005). Çok sert veya sıkı olmayan ve içinde kaya parçaları gibi engellerin olmadığı her türlü zemine uygulanabilirler (Bruce vd., 2013).
Chai vd. (2015) DZK kolonları ile ıslah edilmiş yumuşak kil üzerine inşa edilen dolgunun davranışını incelemek için sistemi hem 3 boyutlu (3D) hem de iki boyutlu (2D) sonlu elemanlar yöntemi ile modellemiş ve arasındaki farkı kütlenin düşey deformasyonu, yumuşak kil zeminde oluşan aşırı boşluk suyu basıncı, kolonun eğilme momenti ve yanal deplasman değerleri açısından karşılaştırmışlardır. Chai vd. (2017) DZK yöntemi ile oluşturulan kolonların yük altında eğilme mekanizmasını incelemiştir. Dolgu yükü altındaki yumuşak kil zeminde imal edilmiş kolonlar Plaxis 3D sonlu elemanlar programı ile modellenmiştir. Daha sonra dolgu yüksekliği, yumuşak kil birim kalınlığı, iyileştirme alan oranı, kolon çapı, yumuşak kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti ($s_u$) ve rijitlik indeksi ($I_r$) değerleri değiştirilerek dolgu altındaki kolonların eğilme moment değerleri incelenmiştir. Phutthananon vd. (2020) yaptıkları çalışmada dolgu tabakası altındaki yumuşak kil zeminde farklı çap, alan oranı ve kolon boyu kullanarak tasarımlar yapmış ve sistemde oluşan düşey deplasman değerini incelemişlerdir. Jamsawang vd. (2016) otoyol dolgusu altındaki yumuşak kil zeminde DZK kolon çapını, alan oranını ve kolon boyunu değiştirerek analizler yapmış ve oturma değeri üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Çınar vd. (2018) yaptıkları çalışmada dolgu tabakası altındaki yumuşak kil zeminde, 80cm çapındaki kolonlar için farklı alan oranlarına göre tasarladıkları sistem analizlerinde oluşan düşey deplasman ve kolonlara gelen yükler açısından değerlendirme yapmıştır. Bu çalışmanın amacı yol dolgusu altında DZK kolon tasarımlarında düşey deformasyon üzerinde alan oranı sabit tutularak kolon çapının değişimi ve kolon çapı sabit tutularak alan oranının değişiminin etkisini incelemektir.
Bu çalışma kapsamında, DZK kolonları olmadan yumuşak kil zemin üzerine yapılan yol dolgusu altında oluşan düşey deplasman değeri sayısal analizler ile hesaplanmıştır. Daha sonra iyileştirme alan oranı ($a_r$) %40'ta sabit tutulurken D=60cm için s=0.84m, D=80cm için s=1.12m, D=100cm için s=1.40m ve D=120cm için s=1.68m durumlarına göre analizler yapılmış ve düşey deplasman değeri üzerindeki etkileri incelenmiştir. İkinci durumda D=80cm değerinde sabit tutularak $a_r$=%15, $a_r$=%30, $a_r$=%40 $a_r$=%45 ve $a_r$=%78.5 değerleri için analizler yapılmış ve oturma değeri üzerindeki etkisi incelenmiştir.

## 2. METERYAL VE YÖNTEM

PLAXIS dünya çapında geoteknik mühendisliği tasarımlarında kullanılan bir sonlu elemanlar programıdır. Bu çalışma kapsamında tasarlanan DZK kolonlarının birbirleriyle ve kolonlar arasındaki zeminle etkileşimini ve sonuçlar üzerindeki etkisini daha iyi gözlemleyebilmek için 3 boyutlu (3D) PLAXIS Sonlu Elemanlar programı kullanılmıştır. Çalışmada kum tabakası, dolgu tabakası ve DZK kolonları Mohr-Coulomb (MC) malzeme modeli ile modellenmiştir. Mohr-Coulomb (MC) modeli iyi bilinen lineer elastik mükemmel plastik bir modeldir. MC malzeme modeli 5 ana girdi parametresi gerektirir: Young modülü (E), poisson oranı (ν), kohezyon (c), kayma mukavemeti açısı ($\phi$) ve genleşme açısı ($\psi$) (Plaxis, 2021). Yüzey tabakası ve yumuşak kil birim ise Modified Cam Clay (MCC) Malzeme Modeli ile modellenmiştir. MCC model zemini logaritmik sıkışma ile sürtünmeli olarak dikkate alır (Atkinson, 2007). MCC malzeme modelinde 6 temel girdi paremetresi şu şekildedir: CC şişme indeksi ( $\kappa$), CC sıkışma indeksi ($\lambda$), kritik durum çizgisinin eğimi (M), başlangıç boşluk oranı ($e_{init}$), yanal toprak basıncı katsayısını ($K_{0nc}$), Poisson oranı ($\nu_{ur}$).

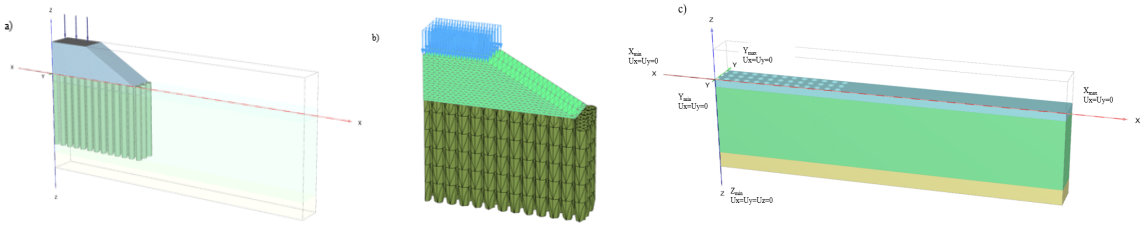
### 2.1. Sayısal analiz modelinin tanıtılması

Zemin üzerine yapılacak yol dolgusunun geometrisi Karayolu Tasarım El Kitabı (KTEK, 2005)'nda verildiği gibi belirlenmiştir. Bu durumda iki şeritli yol için şerit genişliği 3.5m ve banket genişliği 2.5m olarak alındığında toplam yol genişliği 12.0m'dir. Dolgu yüksekliği 4.0m ve şev eğimi 1 Düşey 2 Yatay (1D/2Y) olarak belirlenmiştir. Dolgu tabakasının her bir inşaat kademesi KGM (2013)'de verildiği gibi 20.0cm olarak belirlenmiştir. Sistemin simetrik olmasından dolayı analiz süresini kısaltmak için dolgu tabakasının yarısı modellenmiştir. Çalışmada kullanılan FE modeli Şekil 2'de verilmiştir. Dolgu tabakası ve DZK kolonları MC malzeme modeli ile, yumuşak kil tabakası ise MCC malzeme modeli ile modellenmiş olup malzeme parametreleri Tablo 1'de verilmektedir. Çalışmada yapı kademeleri başlangıç aşaması ($K_0$ prosedürü), DZK kolonlarının yapımı, dolgu tabakasının yapılması ve yol yükünün tanımlanması aşamalarından oluşmaktadır. Zayıf zeminlerde stabiliteyi korumak ve deplasmanı azaltmak için dolgu tabakası kademeli olarak yapılmıştır. Her kademe iki aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamada dolgu inşa edilir. İkinci aşamada ise oluşan aşırı boşluk suyu basınçlarının bir miktar sönümlenmesi beklenir. RDSO (2020) tarafından yumuşak zeminlerde dolgunun aşamalı inşasına ilişkin kılavuz ilkeler uyarınca, her aşamada en az aşırı boşluk suyu basıncının (PWP) %30 dağılımına izin verilmelidir. Bu durumda bekleme süresi bir önceki aşamada oluşan aşırı boşluk suyu basıncının minimum %30 azalmasını sağlayacak şekilde ayarlanmıştır. Dolgu tabakasının inşası tamamlandıktan sonra trafik yükü 12kPa olarak uygulanmıştır. FE modeli daha sonra %90 konsolidasyon elde edilene kadar analiz edilmiştir.




Şekil 1. Sayısal analiz hesap modeli a) DZK kolonları yerleşim planı b) en kesit görünümü.

Oluşturulan 3D Plaxis hesap modeli Şekil 2 a'da, DZK kolonları için sonlu elemanlar ağı Şekil 2 b'de ve sonlu elemanlar analiz modeli sınır koşulları Şekil 2 c'de verilmiştir.




Şekil 2. D=80cm, s=1.2m için Plaxis 3D modeli a) hesap modeli b) DZK kolonları sonlu elemanlar ağı c) analiz sınır koşulları.

Tablo 1. Malzeme özellikleri (Fulambarkar vd., 2021).

| Derinlik (m) | Zemin türü | Model | E (MPa) | ν (-) | κ (-) | λ (-) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-1.0 | Yüzey tabakası | MCC | - | 0.3 | 0.04 | 0.2 |
| 1.0-10.0 | Yumuşak kil | MCC | - | 0.3 | 0.048 | 0.24 |
| 10.0-12.0 | Sıkı kum | MC | 50 | 0.33 | - | - |
| Dolgu tabakası | - | MC | 20 | 0.3 | - | - |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| DZK kolonu | - | MC | 100 | 0.3 | - | - |

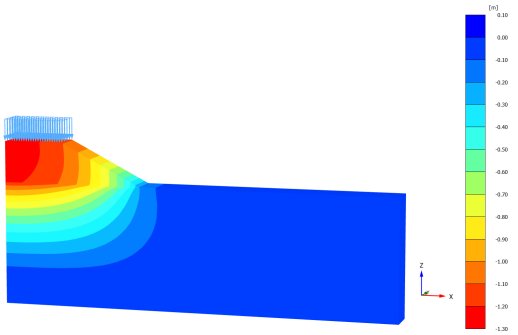
Tablo 1. (Devam) Malzeme özellikleri (Fulambarkar vd., 2021).

| Derinlik (m) | Zemin türü | $\phi$ (°) | c′ (kN/m$^2$) | M (-) | $e_0$ (-) | $\gamma$ (kN/m$^3$) | k (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-1.0 | Yüzey tabakası | 25 | 1 | 0.98 | 1.7 | 17.0 | $10^{-10}$ |
| 1.0-10.0 | Yumuşak kil | 25 | 1 | 0.98 | 2.0 | 15.5 | $10^{-10}$ |
| 10.0-12.0 | Sıkı kum | 35 | 5 | - | 0.7 | 19.0 | $10^{-3}$ |
| Dolgu tabakası | - | 35 | 5 | - | 0.7 | 19.0 | $10^{-3}$ |
| DZK kolonu | - | - | 500 | 0 | 1.5 | 17.0 | $10^{-10}$ |

E=Young modülü; $\nu$=poisson oranı; $\kappa$=CC şişme indeksi; $\lambda$=CC sıkışma indeksi; $\phi$=kayma mukavemeti açısı; c′=efektif kohezyon; M=kritik durum çizgisi eğimi; $e_0$=başlangıç boşluk oranı; $\gamma$=birim hacim ağırlık; k=permeabilite

## 3. BULGULAR

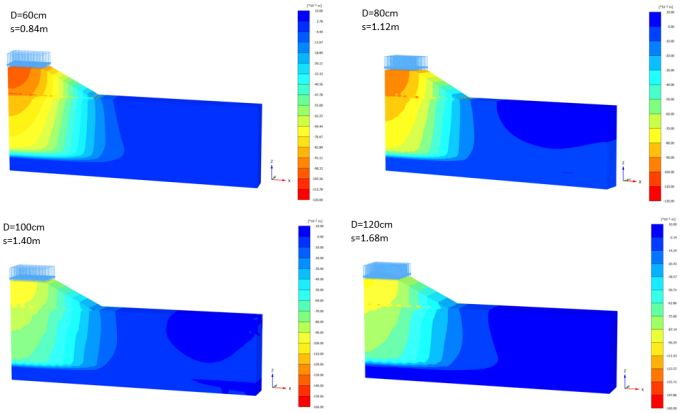
DZK kolonları ile ıslah yapılmadan analizler yapıldığında %90 konsolidasyon sonrası sistemde oluşan düşey deplasman dağılımı Şekil 3'te verilmiştir. Sistemde dolgu tabanının ortasında meydana gelen düşey deplasman değeri yaklaşık 1035mm mertebelerindedir.



Şekil 3. Islahsız durumda meydana gelen düşey deplasman dağılımı

**Kolon çapı etkisi**

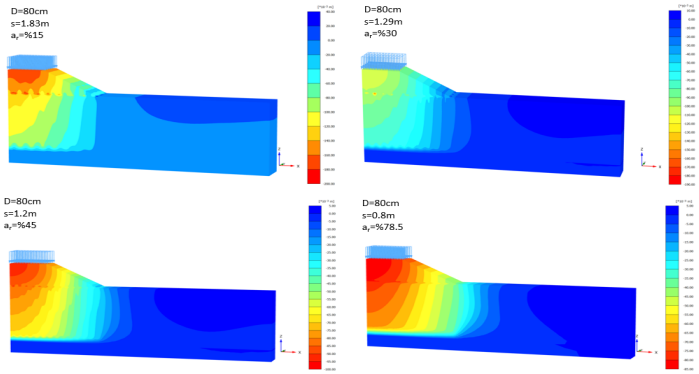
İyileştirme alan oranı %40 değerinde sabit tutularak D=60cm ve s=0.84m, D=80cm ve s=1.12m, D=100cm ve s=1.40m, D=120cm ve s=1.68m aralıklı DZK kolonları ile zemin ıslahı yapıldığında sistemde oluşan düşey deplasman dağılımı Şekil 4'te verilmiştir. Sistemde dolgu tabanının ortasında meydana gelen düşey deplasman değeri sırasıyla yaklaşık 75mm, 73mm, 71mm, 70mm mertebelerindedir.




Şekil 4. Kolon çapına göre sistemde meydana gelen düşey deplasman dağılımı.

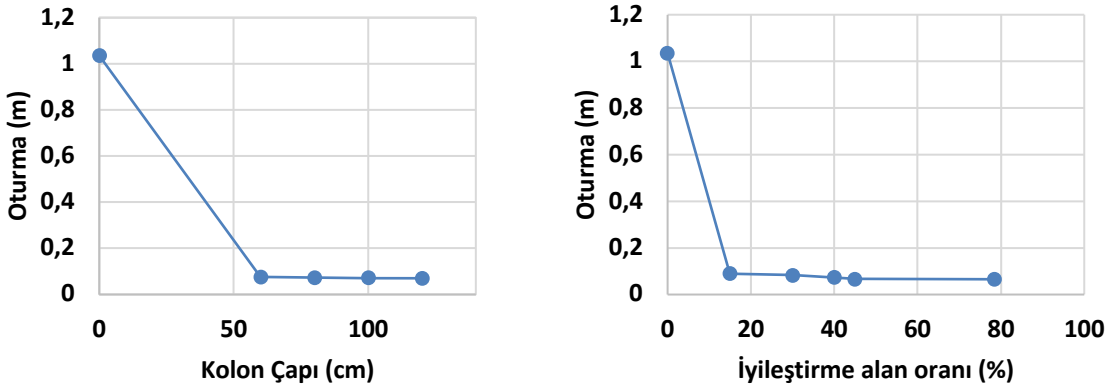
**Alan oranı etkisi**

80cm çapındaki DZK kolonları %15 iyileştirme alan oranına göre s=1.83m, %30 iyileştirme alan oranına göre s=1.29m, %45 iyileştirme alan oranına göre s=1.06m, %78.5 iyileştirme alan oranına göre s=0.8m olacak şekilde tasarlanmıştır. Analiz sonucunda sistemde oluşan düşey deplasman dağılımı Şekil 5'te verilmiştir. Sistemde dolgu tabanının ortasında meydana gelen düşey deplasman değeri sırasıyla yaklaşık 90mm, 83mm, 66mm, 65mm mertebelerindedir.




Şekil 5. Kolon aralığına göre sistemde meydana gelen düşey deplasman dağılımı.

Her iki durum için de yapılan analiz sonuçları toplu olarak Şekil 6 ve Tablo 2'de verilmektedir. İlk durumda DZK kolonları ile iyileştirme yapılmış (D=60cm, 80cm, 100cm, 120cm) durumlara karşılık gelen analiz sonuçları karşılaştırıldığında, oturma değerindeki maksimum iyileşmenin D=120cm ve s=1.68m durumunda elde edildiği görülmektedir. İkinci durumda, DZK kolonları ile iyileştirme yapılmış ($a_r$=%15, %30, %40, %45, %78.5) durumlara karşılık gelen analiz sonuçları karşılaştırıldığında, $a_r$ değeri %15 arttığında oturma değerinin %91.30 azaldığı, $a_r$ değeri %30 arttığında oturma değerinin %91.98 azaldığı, $a_r$ değeri %40 arttığında oturma değeri %92.95 azaldığı, $a_r$ değeri %45 arttığında oturma değeri %93.62 azaldığı ve $a_r$ değeri %78.5 arttığında oturma değeri %93.72 azaldığı görülmüştür.




Şekil 6. Kolon çapı ve iyileştirme alan oranı için oturma değerleri.

Tablo 2. Kolon çapı ve iyileştirme alan oranı için oturma değerleri.

| Kolon çapı (cm) | İyileştirme alan oranı (%) | Oturma (mm) | Oturma değerindeki azalma (%) |
|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 1035 | - |
| 60 | 40 | 75 | 92.75 |
| 80 | 15 | 90 | 91.30 |
| | 30 | 83 | 91.98 |
| | 40 | 73 | 92.95 |
| | 45 | 66 | 93.62 |
| | 78.5 | 65 | 93.72 |
| 100 | 40 | 71 | 93.14 |
| 120 | 40 | 70 | 93.24 |

## 4. SONUÇLAR

Analiz sonuçları incelendiğinde, yumuşak kil zeminde iyileştirme alan oranı ($a_r$) %40'ta sabit tutulurken D=60cm için s=0.84m, D=80cm için s=1.12m, D=100cm için s=1.40m ve D=120cm için s=1.68m durumlarına göre oturma değerindeki azalma değerleri sırasıyla %92.75, %92.95, %93.14 ve %93.24'tür. Görüldüğü üzere kolon çapı artarken düşey deplasman değeri azalmaktadır. Bu çalışmada, maksimum iyileşme düşey deplasman değerindeki azalmanın %93.24 değeri ile D=120cm kolon kullanılması durumunda meydana gelmesine rağmen D=80cm kolon çapından sonra çapın artması düşey deplasman üzerinde kayda değer bir etki göstermemiştir. Phutthananon vd. (2020) ve Jamsawang vd. (2016) de yaptıkları çalışmada kolon çapının artmasıyla oturma değerinin azaldığını belirtmişlerdir. İkinci durumda ise D=80cm'de sabit tutularak $a_r$=%15, $a_r$=%30, $a_r$=%40, $a_r$=%45 ve kolonların birbirine teğet olduğu durumda alan oranı yaklaşık %78.5 değeri için analizler yapılmış, $a_r$ değeri %15 artarken oturma değeri %91.30 azalmış, $a_r$ değeri %30 artarken oturma değeri %91.98 azalmış, $a_r$ değeri %40 artarken oturma değeri %92.95 azalmış, $a_r$ değeri %45 artarken oturma değeri %93.62 azalmış ve $a_r$ değeri %78.5 artarken oturma değeri %93.72 azalmıştır. %40 iyileştirme alan oranından sonra kolonların merkezden merkeze mesafeleri her ne kadar azalsa da oturma değeri üzerinde kayda değer bir etkisi olmadığı gözlemlenmiştir. Fulambarkar vd. (2021) ve Jamsawang vd. (2016) de yaptıkları çalışmada iyileştirme alan oranının değişimine bağlı olarak oturma değerinin azaldığını belirtmişlerdir. Tüm analiz sonuçları göz önüne alındığında iyileştirme alan oranı sabit tutulduğunda kolon çapı artarken düşey deplasman değeri azalmaktadır. Maksimum iyileşme her ne kadar D=120cm çapı için gerçekleşse de D=80cm kolon çapından sonra çapın artması düşey deplasman üzerinde kayda değer bir etki göstermemiştir. İkinci durumda ise kolon çapı sabit iken alan iyileştirme oranı arttıkça oturma değeri azalmıştır. %40 iyileştirme alan oranından sonra kolonların merkezden merkeze mesafeleri her ne kadar azalsa da oturma değeri üzerinde kayda değer bir etkisi olmadığı gözlemlenmiştir. Bu analizler sabit zemin parametreleri ile yapılmıştır. Zemin parametreleri, çalışma alanı koşulları dikkate alındığında yumuşak kil birim için farklı sonuçlar elde edilebileceği unutulmamalıdır.

## KAYNAKLAR


Atkinson, J. (2007). The Mechanics of Soils and Foundations, Second Edition. Abingdon: Taylor&Francis Group.

Bruce, M. C., Berg, R. R., Collin, J. G., Filz, G. M., Terashi, M., & Yang, D. S. (2013). Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support. (No. FHWA-HRT-13-046).

Chai, J. C., Shrestha, S., Hino, T., Ding, W. Q., Kamo, Y., & Carter, J. (2015). 2D and 3D Analyses of an Embankment on Clay Improved by Soil-Cement Columns. Computers and Geotechnics 68, 28-37.

Chai, J.-c., Shrestha, S., Hino, T., & Uchikoshi, T. (2017). Predicting Bending Failure of CDM Columns Under Embankment Loading. Computers and Geotechnics 91, 169-178.

Çınar, F. T., Bozbey, İ., & Keleşoğlu, M. K. (2018). A Numerical Study to Evaluate the Performance of Deep Mixed Columns. XVI Danube - European Conference on Geotechnical Engineering (s. 609-614). Skopje: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.

Fulambarkar, S., Bangari, G., Manna, B., & Shahu, J. T. (2021). Numerical Analysis of Embankment Built on Indian Marine Clay Improved with DM Column. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 7:95.

Jamsawang, P., Yoobanpot, N., Thanasisathit, N., Voottipruex, P., & Jongpradist, P. (2016). Three-Dimensional Numerical Analysis of a DCM Column-Supported Highway Embankment. Computers and Geotechnics 72, 42-56.

KGM. (2013). Karayolları Teknik Şartnamesi. Ankara.

KTEK. (2005). Karayolu Tasarım El Kitabı. Karayolları Genel Müdürlüğü.

Murty, V. N. (2002). Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Taylor & Francis Inc.

Phutthananon, C., Jongpradist, P., Jongpradist, P., Dias, D., & Baroth, J. (2020). Parametric Analysis and Optimization of T-shaped and Conventional Deep Cement Mixing Column-Supported Embankments. Computers and Geotechnics 122.

Plaxis. (2021). Material Models Manual. Bentley.

RDSO. (2020). Comprehensive Guidelines and Specifications for Railway Formation. Indian Railways.

UNI EN 14679. (2005). Execution of Special Geotechnical Works - Deep Mixing. European Standard.

# YUMUŞAK KİL ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLEN YOL DOLGULARINDA EPS GEOFOAM KULLANIMININ DOLGU DEPLASMANLARINA ETKİSİ

## THE EFFECT OF EPS GEOFOAM USAGE ON EMBANKMENT DISPLACEMENTS IN ROAD EMBANKMENTS BUILT ON SOFT CLAYEY SOILS

**Ekin Kendal DUMAN[1], Müge BALKAYA[2]**

### ÖZET

Bu çalışmada, bir otoyol altyapısında dolgu malzemesi olarak EPS geofoam kullanımının otoyolun ömrünü uzatabileceği, oturmayı azaltabileceği ve doğal dolgu malzemesiyle geleneksel inşaat yöntemine kıyasla daha hızlı bir inşaat süreci sağlayabileceği Plaxis 2D sonlu elemanlar programı kullanılarak parametrik bir çalışma ile araştırılmıştır. Düşük taşıma gücüne sahip yumuşak killi bir zemin tabakası üzerine inşa edilen 6 m yüksekliğindeki dolgu için doğal dolgu malzemesi ve EPS geofoam kullanımı olmak üzere iki farklı inşaat seçeneği incelenmiştir. EPS geofoam yoğunluk değişiminin yol kaplaması üzerindeki etkilerini anlamak amacıyla analizlerde 4 farklı yoğunlukta EPS geofoam (EPS-22, EPS-29, EPS-39, EPS-46) kullanılmıştır. Taşıma gücü düşük kil tabakasının ortasındaki efektif gerilmeler, yol dolgusu altında oluşan boşluk suyu basınçları, yol dolgusundaki şevin güvenlik faktörü, inşaat süresi ve birim maliyetler ile ilgili değerlendirmeler yapılmıştır. Bu çalışmanın sonuçları, yol dolgusunda EPS geofoam kullanımının olumlu ve önemli katkılar sağladığını ve doğal dolgu malzemesi kullanımına göre daha avantajlı olabileceğini göstermiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *EPS Geofoam, Plaxis 2D, Karayolu dolguları, Geosentetik malzemeler*

### ABSTRACT

In this study, the use of EPS geofoam as an embankment material in a highway infrastructure, which might extend the life of the highway, reduce settlement and provide a faster construction process compared to the traditional method of construction with natural fill material, has been investigated through a parametric study using Plaxis 2D finite element program. Two different construction options, namely the use of natural fill material and EPS geofoam, have been investigated for a 6m high embankment constructed on a soft clay layer with low bearing capacity. In order to understand the effects of EPS geofoam density variation on the road pavement, EPS geofoams (EPS-22, EPS-29, EPS-39, EPS-46) of 4 different densities were used in the analyses. Evaluations regarding the effective stresses in the middle of the clay layer with low bearing capacity, the pore water pressures formed under the road embankment, the factor of safety of the slope of the road embankment, the construction period and unit costs were made. The results of this study showed that the use of EPS geofoam in road embankment provides positive and important contributions, and may be more advantageous than the use of natural fill materials.
***Keywords:*** *EPS Geofoam, Plaxis 2D, Road embankment, Geosynthetic materials*

## 1. GİRİŞ

Geosentetikler, son yıllarda inşaat sektöründe büyük ilgi gören ve önemi gittikçe artan malzemelerdir. Geotekstiller, geomembranlar, geogridler, geonetler, hücresel dolgu sistemleri (Geocell), geofoam,

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, dumane19@itu.edu.tr
[2] Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, balkayamu@itu.edu.tr (Sorumlu yazar)

geokompozitler ve geosentetik kil kaplamaları içinde barındıran geosentetikler geleneksel malzemelerle birlikte kullanılmaktadır (Koerner, 1999). Geosentetiklerin kullanım alanları, teknolojik gelişmelerle birlikte ortaya çıkan yeni malzemelerle her geçen gün artmaktadır. Günümüzde hızlı bir şekilde değişim ve gelişim gösteren malzemelerin başında gelen geosentetik malzemeler, geoteknik mühendisliği alanında da sıklıkla tercih edilmektedir. Fabrika koşullarında üretilen bu malzemeler, zemin ile birlikte kullanılarak geoteknik projelerin hayata geçirilmesinde önemli bir rol almakta, geleneksel yöntemlerle kıyaslandığında maliyetleri de düşürürek hızlı, kalıcı ve estetik bir çözüm sunmaktadır.

Geosentetik malzemelerin kullanım alanları oldukça fazladır ve bir ya da birden fazla fonksiyona hizmet edebilirler. Geosentetik ürünler üretim şekline göre örgülü-örgüsüz, pürüzlü-pürüzsüz gibi farklılıklar göstermektedir. Geotekstiller, örgülü ve örgüsüz olarak ikiye ayrılırlar. Örgülü geotekstiller; ayırma, donatılı duvar ve zemin iyileştirmesinde kullanılırken, örgüsüz geotekstiller; filtrasyon, ayırma koruma ve drenaj amacıyla kullanılır. Geohücreler, sınırlama, yüzey stabilitesi ve erozyon kontrolü için kullanılır. Geomembranlar, geçirimsizlik için kullanılırken, geomatlar yüzey stabilitesi ve erozyon kontrolü için kullanılır. Geogridler, zemin iyileştirmesinde, asfalt ve beton donatısı olarak ve donatılı duvarlarda kullanır. Geofoam ise zayıf zemin üzerine yol inşasında, köprü-yol yaklaşım dolgularında, gömülü yapılar, menfezler ve boru hatlarında, istinat yapılarında, şev dolgularında kullanılır.

Yol inşaatlarında yol güzergahının belirlenmesi, yolun geometrisi, kullanım amacı, hizmet süresi, kamulaştırma sorunları, artan arazi maliyetleri, güzergahtaki zeminin yapısı gibi birçok faktörden etkilenmektedir. Tasarlanan yol güzergahı üzerindeki problemli zeminler, projenin gerçekleştirilmesinde önemli sorunlara yol açar. Bu sorunlar geleneksel ve pahalı zemin iyileştirme yöntemleri kullanılarak aşılmaya çalışılmaktadır. Geleneksel yöntemlerin aksine, geogridlerin yol inşaatlarında kullanımıyla yolun taşıma gücü arttırılıp, oturma miktarı azaltılırken, geofoam malzemelerin kullanımıyla da zemin üzerine gelen yük azaltılır ve zeminde çok daha düşük oturmalar gözlenir. Sonuç olarak geogridlerin ve geofoam malzemelerin kullanımıyla daha uzun ömürlü ve daha ekonomik bir yol elde edilmesi mümkündür.

Bu çalışmada, karayolarında yolun ömrünü uzatacak, oturmaları azaltacak ve diğer geleneksel yöntemlerle kıyaslandığında daha güvenli ve hızlı inşaat süreci sunabilecek EPS geofoam malzemelerin ve tabii dolgu malzemelerinin karayolu alt yapısında dolgu malzemesi olarak kullanımı incelenmiştir. Plaxis 2D (Plaxis, 2022) sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılan analizlerde, taşıma gücü düşük yumuşak kil zemin tabakası üzerine inşa edilen 2 yönlü ve 3 şeritli, 30 m platform genişliğinde, 3/1 eğimli 6 m dolgu yüksekliğindeki yol geometrisi seçilmiş, yol altyapısında tabii dolgu malzemesi kullanımı ve EPS geofoam kullanımı olmak üzere 2 farklı inşaat seçeneği karşılaştırılmıştır. EPS geofoam yoğunluk değişiminin yol kaplamasında meydana getireceği etkileri anlamak için 4 farklı yoğunlukta EPS geofoam (EPS-22, EPS-29, EPS-39, EPS-46) malzemesi kullanılmıştır. Yol dolgusunda meydana gelen düşey ve yatay yöndeki deformasyonlar, yol dolgusunun üzerine oturduğu taşıma gücü düşük kil zemin tabakası ortasındaki efektif gerilmeler, yol dolgusu altında oluşan boşluk suyu basınçları, yol dolgusundaki şev stabilitesine ait güvenlik sayıları, inşaat süresi ve birim maliyetler konusunda değerlendirmeler yapılmıştır. Yapılan analizler ve değerlendirmeler sonucunda, karayolu dolgularında EPS geofoam kullanımının yol dolgusuna olumlu ve önemli katkılar sağladığı, tabii dolgu malzemesi kullanımına göre daha avantajlı olabileceği anlaşılmıştır. Bu akademik çalışma, kullanılan EPS Geofoam malzemesi özellikleri, yol geometrisi, dolgu yüksekliği, yer altı su seviyesi, kullanılan zemin malzemesi özellikleri ve maliyet analizleri yönünden daha önce yapılan çalışmalardan ayrılmaktadır.

## 2. NÜMERİK ANALİZ

Taşıma gücü düşük, yeraltı su seviyesi yüzeye yakın zemin profili üzerine inşa edilecek karayolu dolgusu, sadece tabii dolgu malzemesi kullanılarak veya EPS geofoam kullanılarak Plaxis 2D programı ile modellenip, analizleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre 2 farklı inşa yönteminden en güvenli ve en ekonomik yöntemin hangisi olduğu araştırılmıştır.

Plaxis 2D programı ile yapılan analizlerde, model tipi düzlem deformasyon ve 15 düğüm noktalı üçgen sonlu eleman ağı seçilmiş, SI birim sistemi değerleri kullanılmıştır. Sistem simetrik olduğu için Plaxis 2D programında modelleme yapılırken sistemin yarısı modellenmiştir.

### 2.1. Zemin, Tabii Dolgu Malzemesi ve EPS Geofoam Özellikleri

Güncel literatür çalışmaları ve yapılan araştırmalar sonucunda bu çalışmada kullanılan malzemelere ait, zemin özellikleri ve değerleri aşağıda Tablo 1'de, EPS Geofoama ait teknik özellikler ve değerler Tablo 2.'de verilmiştir. Üzerine dolgu inşa edilen zemin yumuşak kil tabakası olup, yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 1.5 m aşağıda bulunmaktadır.

Tablo 1. Zemin ve Tabii Dolgu Malzemesi Parametreleri (Karagül, 2007)

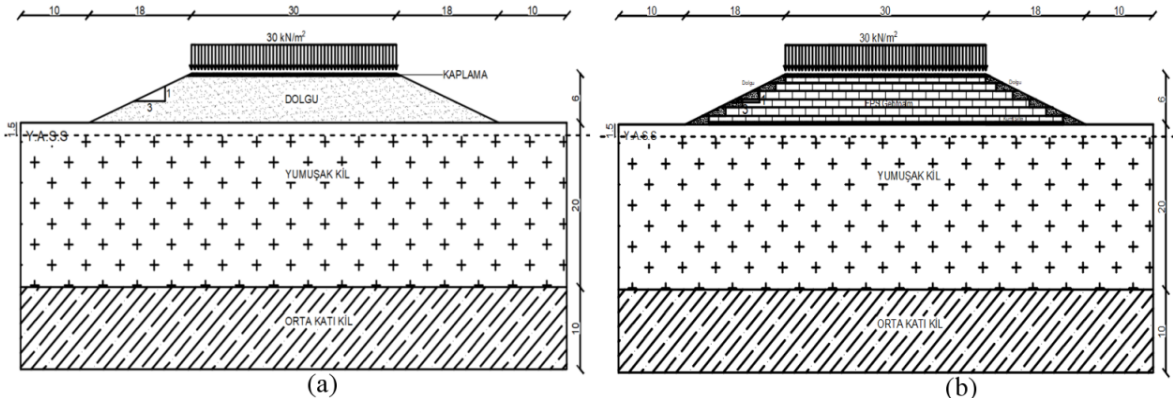
| Parametre | Sembol | Yumuşak Kil | Orta Katı Kil | Alt Temel | Temel | Kum Şilte | Kaplama | Birim |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Malzeme Modeli | Model | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Mohr Coulomb | Lineer Elastik | - |
| Davranış Tipi | Type | Drenajsız | Drenajsız | Drenajlı | Drenajlı | Drenajlı | Non-Porous | - |
| Kuru Birim Hacim Ağırlık | $\gamma_{unsat}$ | 16 | 18,5 | 19 | 20 | 19 | 24 | $kN/m^3$ |
| Islak Birim Hacim Ağırlık | $\gamma_{sat}$ | 18,5 | 20 | 19 | 20 | 20 | - | $kN/m^3$ |
| Permeabilite X Yönü | $k_x$ | $8,63x10^{-6}$ | $8,64x10^{-5}$ | 1 | 1 | 1 | - | m/gün |
| Permeabilite Y Yönü | $k_y$ | $8,63x10^{-6}$ | $8,64x10^{-5}$ | 1 | 1 | 1 | - | m/gün |
| Young Modülü | $E_{50}$ | 5000 | 10000 | 120000 | 150000 | 30000 | $2,7x10^7$ | $kN/m^2$ |
| Poisson Oranı | υ | 0,33 | 0,33 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,12 | - |
| Kohezyon | c | 3 | 10 | 5 | 5 | 1 | - | $kN/m^2$ |
| Kayma mukavemeti Açısı | ϕ | 25 | 28 | 35 | 38 | 30 | - | ° |
| Genleşme Açısı | ψ | - | - | 5 | 8 | 0 | - | ° |

Tablo 1. ASTM D6817-EPS Geofoam Teknik Özellikleri (ASTM, 2021)

| | Birim | EPS-22 | EPS-29 | EPS-39 | EPS-46 |
|---|---|---|---|---|---|
| Yoğunluk | $kg/m^3$ | 21,6 | 28,8 | 38,4 | 45,7 |
| Basınç Dayanımı min.%1 deformasyon | kPa | 50 | 75 | 103 | 128 |
| Basınç Dayanımı min.%5 deformasyon | kPa | 115 | 170 | 241 | 300 |
| Basınç Dayanımı min.%10 deformasyon | kPa | 135 | 200 | 276 | 345 |
| Eğilme Dayanımı, min | kPa | 276 | 345 | 414 | 517 |
| Elastisite Modülü, min | kPa | 5033,17 | 7515,29 | 10342,14 | 12824,25 |
| Poisson Oranı | - | 0,1256 | 0,1648 | 0,2274 | 0,2583 |
| Oksijen İçeriği, min | (hacim) % | 24 | 24 | 24 | 24 |

### 2.2. Karayolu Geometrisi

Analizlerde modellenen karayolu, 2 yönlü, üç gidiş ve gelişli, 3.75 m şerit genişliğine sahip, 6 şeritli bir otoyoldur. Yol genişliği, 6 m banket ve 1.5 m oto korkuluğu da dahil olmak üzere toplam 30m'dir. 6 m dolgu yüksekliğinde tasarlanan modelde, şev eğimi olarak 3/1 değeri alınmıştır. Trafik yükü olarak önerilen 30 kN/m$^2$ değeri kullanılmıştır (Yayla, 2002). Şekil 1a'da tabii dolgu malzemesi kullanılarak modellenen karayoluna ait yol enkesiti, Şekil 1b'de EPS Geofoam kullanılarak modellenen karayoluna ait yol enkesiti verilmiştir.



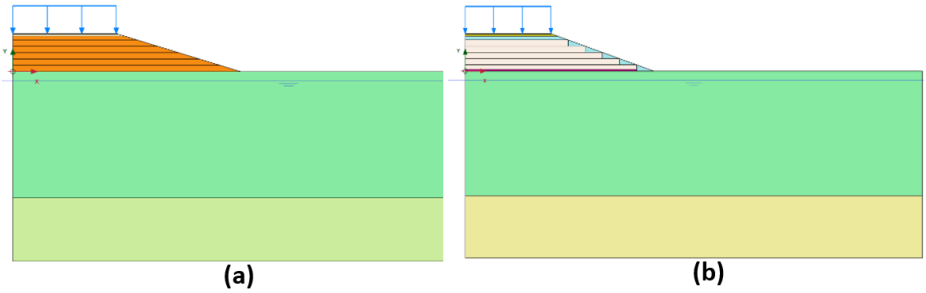

Şekil 1. (a) Tabii Dolgu Malzemesi Kullanarak, (b) EPS Geofoam Kullanılarak Oluşturulan Yol Dolgusu Enkesiti

## 3. ANALİZLER

### 3.1. Tabii Dolgu Malzemesi ile Yapılan Yol Dolgusu

Bu bölümde yumuşak kil tabakası üzerine tabi dolgu malzemesi kullanılarak oluşturulan 6 m yüksekliğine sahip 3/1 eğimli yol dolgusunun 30 kN/m$^2$ trafik yükü altındaki davranışı Plaxis 2D programı ile analiz edilip incelenmiştir. Yol kaplama tabakası kalınlığı 10 cm, temel tabakası kalınlığı, 30 cm, yumuşak kil tabakası kalınlığı 20 m, orta katı kil tabakası kalınlığı 10 m alınmıştır ve yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 1.5 m aşağıdadır. Kullanılan malzemelerin özellikleri Tablo 1.'de verilmiştir. Plaxis 2D programında EPS Geofoam malzeme tanımlaması yapılırken, malzeme doğrusal elastik (linear elastic) ve geçirimsiz (non-porous) olarak modellenmiştir. EPS Geofoam malzemeler üzerinde yapılan laboratuvar ve sıkıştırma dayanım testleri sonucunda, EPS Geofoam malzemelerin Hooke'un izotropik elastisite yasasına dayanan doğrusal elastik zemin modeli özelliklerini sağladığı görülmüştür(Puppala ve Ruttanaporamakul, 2019). Plaxis 2D programında kullanılan malzemelerin tanımlaması yapıldıktan sonra, analiz edilmek istenen model simetrik olduğu için Şekil 2.a'daki gibi sistemin yarısı modellenmiş, malzeme ataması, yeraltı su seviyesi ve trafik yükü tanımlaması yapılmıştır. Trafik yükü, herhangi bir kaza, trafik sıkışıklığı gibi elverişsiz yükleme durumunu en iyi şekilde temsil eden statik yük olarak sisteme etki ettirilmiştir. Analizlerde EPS Geofoam-zemin arayüzü tam sürtünmeli olarak modellenmiştir.

Kaplama ortası, dolgu altı, yumuşak kil tabakası ortası ve topuk uç noktasındaki noktalar detaylı inceleme için seçildikten sonra analiz modelinin kademeli inşaat adımları tanımlanmıştır. Geostatik yüklemenin oluşturulduğu ilk inşaat aşamasından itibaren 0-5 m arasında dolgular 1 m aralıkla yapılıp konsolidasyona bırakılmıştır. 1 m dolgu yapım süresi 2 gün, konsolidasyon süresi 10 gün olarak programa tanımlanmıştır. Temel tabakaları ve kaplama inşaat süresi 1 gün olarak girilmiş ve bu tabakaların konsolidasyonu için ek faz girilmemiştir. Son inşaat adımında ise 10 yıl (3650 gün) süre zarfında 30 kN/m$^2$ trafik yükü altında sistemin davranışı incelenmiştir. Programa girilen kademeli inşaat adımlarına ek olarak her faz için güvenlik analizi yapılmasını sağlayan fazlar eklenmiştir.




Şekil 2. (a) Tabii Dolgu Malzemesi Kullanılarak Oluşturulan Plaxis 2D Modeli, (b) EPS Geofoam Plaxis 2D modeli

### 3.2. EPS Geofoam ile Yapılan Yol Dolgusu

Bu bölümde yumuşak kil zemin tabakası üzerine, 25 cm yüksekliğinde kum şilte tabakası tanımlanmış, ardından kum şilte tabakası üzerine 1 m yüksekliğinde EPS Geofoam bloklar 5m yüksekliğine kadar yerleştirilmiştir. EPS Geofoam bloklar üzerine 60 cm yüksekliğinde alt temel tabakası, 30 cm temel tabakası ve üzerine 10 cm yüksekliğinde kaplama yapılarak 6m yüksekliğinde 3/1 eğimli yol dolgusu modellenmiştir. 30 kN/m$^2$ trafik yükü altında 100 yıllık yol kullanım süresi içerisindeki davranışı Plaxis 2D programı ile analiz edilip araştırılmıştır. Yumuşak kil tabakası kalınlığı 20 m, orta katı kil tabakası kalınlığı 10 m alınmıştır ve yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 1.5 m aşağıdadır. Kullanılan zemin malzemelerin özellikleri Tablo 1'de ve EPS Geofoam özellikleri Tablo 2'de verilmiştir. Analizlerde EPS-22, EPS-29, EPS-39 ve EPS-46 olmak üzere 4 farklı yoğunluğa sahip EPS Geofoam kullanılmıştır. Plaxis 2D programına kullanılan malzemelerin tanımlaması yapıldıktan sonra, analiz edilmek istenen model simetrik olduğu için Şekil 2.b'deki gibi sistemin yarısı modellenmiş, malzeme ataması, yeraltı su seviyesi ve trafik yükü tanımlaması yapıldıktan sonra analiz modelinin sonlu elemanlar ağı oluşturulmuştur.

Kaplama ortası, dolgu altı, yumuşak kil tabakası ortası ve topuk uç noktasındaki noktalar detaylı inceleme için seçildikten sonra analiz modelinin kademeli inşaat adımları tanımlanmıştır. Geostatik yüklemenin oluşturulduğu ilk inşaat aşamasından itibaren 0-5m arasındaki EPS Geofoam dolgular 1 m'lik aralıklarla yapılmıştır. EPS Geofoam bloklar, temel tabakaları ve kaplama tabakası için inşaat süresi 1 gün girilmiş ve konsolidasyon analizi yapılmıştır. Son inşaat adımında ise 100 yıl (36.500 gün) süre zarfında 30 kN/m$^2$ trafik yükü altında sistemin davranışı incelenmiştir. Programa girilen kademeli inşaat adımlarına ek olarak her faz için güvenlik analizi yapılmasını sağlayan fazlar eklenmiştir.

## 4. SONUÇLAR

30m Platform genişliğinde (2x3 şerit), 3/1 eğimde, 6 m dolgu yüksekliğine sahip bir karayolu dolgusunun sadece tabii dolgu malzemesi veya EPS Geofoam kullanılarak oluşturulan, Plaxis 2D programı ile modellenip analizleri yapılan 2 farklı inşa seçeneğinin analiz sonuçları Tablo 3'te verilmiştir. Buradaki amaç 2 farklı karayolu yol dolgusu yapım seçeneğinin hangisinin diğerine göre daha avantajlı olduğunun belirlenmesidir.

Tablo 3. Analiz Sonuçları

| İnşaat Seçeneği | Toplam Deformasyon (m) | | Efektif Gerilme (kPa) | | Boşluk Suyu Basıncı (kPa) | | | Güvenlik Sayısı | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $U_y$ | $U_x$ | $\sigma'_{yy\ 10}$ | $\sigma'_{yy\ 100}$ | $P_{max}$ | $P_{10}$ | $P_{100}$ | $FS_{10}$ | $FS_{100}$ |
| Dolgu | 0,476 | 0,236 | 144,6 | - | 96 | 83,28 | - | 1,57 | - |
| EPS-22 | 0,218 | 0,04 | 110,2 | 139 | 18,076 | | 4,345 | | 3,5 |
| EPS-29 | 0,202 | 0,041 | 109,6 | 138,5 | 18,069 | | 4,384 | | 3,6 |
| EPS-39 | 0,193 | 0,041 | 109,05 | 138,1 | 18,018 | | 4,361 | | 3,68 |
| EPS-46 | 0,188 | 0,042 | 108,89 | 138 | 18,031 | | 4,241 | | 3,73 |

2 farklı inşa yöntemindeki toplam deformasyonlar incelendiğinde, Y eksenindeki ve X eksenindeki deformasyonların en yüksek değerinin sadece tabii dolgu malzemesi kullanılarak yapılan inşaat seçeneğinde

olduğu görülmektedir. EPS Geofoam kullanımı ile birlikte sadece dolgu malzemesi kullanılarak inşa edilmek istenen yol dolgusuna göre Y eksenindeki deformasyonların ($U_y$) %54'ten fazla oranda azaldığı ve X eksenindeki deformasyonların ($U_x$) %83 oranında azaldığı görülmektedir. EPS Geofoam kullanılarak inşa seçeneğinde daha yüksek yoğunlukta EPS Geofoam kullanımıyla birlikte sistemde Y eksenindeki deformasyonların azaldığı ama X eksenindeki deformasyonların hemen hemen aynı değerde kaldığı görülmektedir.

2 farklı inşa yöntemi için efektif gerilmeler incelendiğinde, 10 yıl sonunda yumuşak kil tabakası ortasında (Zemin yüzeyinden 10 m aşağısı) sadece tabii dolgu malzemesi ile inşa seçeneğinde en büyük efektif gerilmelerin oluştuğu, EPS Geofoam kullanımında 10 yıllık süre sonunda yumuşak kil tabakası ortasında oluşan efektif gerilmenin ($\sigma'_{yy\ 10}$) daha düşük olduğu, 100 yıllık kullanım süresine doğru efektif gerilme değerinin ($\sigma'_{yy\ 100}$) sadece tabii dolgu malzemesi kullanımında 10 yıllık süre sonundaki efektif gerilme değerine yaklaştığı görülmektedir. EPS Geofoam kendi içerisinde değerlendirildiğinde, EPS Geofoamdaki yoğunluk artışının yumuşak kil tabakası ortasındaki efektif gerilme değerinde azalmaya yol açtığı görülmektedir.

2 farklı inşa yöntemi için boşluk suyu basıncı değerleri incelendiğinde, en büyük boşluk suyu basıncı ($P_{max}$) değerinin sadece tabii dolgu malzemesi ile inşa seçeneğinde oluştuğu, EPS Geofoam kullanımının boşluk suyu basıncı üzerinde ciddi bir etkisinin olduğu ve diğer inşaat seçeneğine göre daha düşük değerlerde boşluk suyu basıncı oluşumuna yol açtığı gözlenmiştir. EPS Geofoam kullanımında yoğunluk artışı ile birlikte boşluk suyu basıncı ($P_{max}$) değerinde azalma meydana gelmiştir.

2 farklı inşa seçeneği için şev stabilitesi incelendiğinde, güvenlik sayısının (FS) en düşük sadece dolgu malzemesi kullanımında oluştuğu, EPS Geofoam kullanımının, diğer inşa seçeneğine göre şev stabilitesine ciddi oranlarda katkı sağladığı görülmüştür. EPS Geofoamda yoğunluk artışına bağlı olarak şev stabilitesi için güvenlik sayısında bir miktar artış gözlenmiştir.

2 farklı inşa seçeneği inşaat süresi açısından değerlendirildiğinde, EPS Geofoam kullanımının sadece tabii dolgu malzemesi kullanımına göre hedeflenen projenin daha kısa bir sürede tamamlanmasına imkan tanıdığı görülmektedir. EPS Geofoam kullanımı, uygulaması kolay ve diğer inşaat seçeneğinde yapılan dolgu malzemesinin temini, sıkıştırılması, konsolidasyona bırakılması gibi işlem adımlarını içinde bulundurmadığı için yapılması planlanan yol dolgusu için projenin daha kısa sürede bitirilmesine katkıda bulunacaktır.

2 farklı inşa seçeneği maliyet analizleri konusunda değerlendirildiğinde en düşük bedelin sadece tabii dolgu malzemesi (41.373+KDV) kullanımında, EPS Geofoam kullanımında EPS-22 için 187.272,5 TL+KDV, EPS-29 için 203.472,5 TL+KDV, EPS-39 için 209.547,5 TL+KDV, EPS-46 için 225.747,5 TL+KDV, oluştuğu hesaplanmıştır. EPS Geofoamda yoğunluk artışına bağlı olarak maliyetlerde de artış meydana gelmektedir.

## KAYNAKLAR

Koerner, M.R., 1999, Designing with Geosynthetics, Prentice Hall, New Jersey.

Karagül, B.Ç, 2007, Yol Dolgularının Geogrid Kullanılarak İyileştirilmesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İTÜ.

Puppala, A.J., Ruttanaporamakul, P. ve Congress, S.S.C. (2019). Design and construction of lightweight EPS geofoam embedded geomaterial embankment system for control of settlements, Geotextiles and Geomembranes, 47(3), 295–305.

Plaxis 2D Tutorial Manual, CONNECT Edition V22.01, 2022.

Standard Specification for Rigid, Cellular Polystyrene Geofoam, ASTM International, 2021.

Yayla, N., 2002. Yol Mühendisliğinde Geoteknik vev Uygulamaları, Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul.

# ÇÖP DOLGUSU ÜZERİNDE İNŞA EDİLEN ÇOK KATLI YAPININ KAZIKLI TEMELİNDE OTURMA KONTROLÜ VE UYGUN KAZIK MODELİNİN SEÇİLMESİ

## SETTLEMENT CONTROL AND SELECTION OF THE SUITABLE PILE MODEL FOR THE PILE FOUNDATION OF A MULTI-STOREY BUILDING CONSTRUCTED ON A DUMPSITE

**Furkan BAYRAKTAR [1], Müge BALKAYA [2]**

## ÖZET

Büyük şehirlerde arazilerin değerli olması, eski dolgu sahalarının zamanla şehir içerisinde kalması, düzlük alanların sınırlı olduğu, dağlık arazilerin yoğun olduğu şehirlerde zamanla dolgu alanlarının da şehirleşme amaçlı kullanılmak istenmesinden dolayı eski dolgu sahalarında yapılaşma görülmektedir. Bu çalışmada, dört farklı zemin katmanından oluşan ve deniz kenarında konumlanan çöp dolgu sahası olan proje alanında yapılacak yüksek katlı bir yapının temel sistemi Plaxis programı ile modellenmiştir. Analizlerde, alüvyal zemine oturan farklı kazık boyları ile granüller zemin altındaki çöp dolgu üzerine inşa edilen çok katlı yapının oturma miktarları incelenmiştir. İncelenen çöp dolgu sahasında kazık çapı ve kazıklar arası mesafe sabit tutularak farklı boylarda kazıklar modellenmiştir. Bu amaçla, 10 metreden 22 metreye kadar farklı boylara sahip, 0.80 metre çaplı kazıklar 2.5D aralıklar ile modellenmiştir. Kazıkların yanal sürtünme kuvvetleri ve uç dirençleri Excel üzerinde hesaplanıp, Plaxis'e aktarılmış ve oturma değerleri elde edilmiştir. Konsolidasyon analizi yapılan çöp dolguda kazıklı temelsiz oturma değeri yaklaşık 79 cm olarak hesaplanmıştır. Daha sonra aynı zemin ortamında, farklı boylarda kazıklar modellenmiş ve oturma analizi yapılmıştır. Yapılan analizde, kazıklı temel sistemi sayesinde oturma değerlerinin 2-3 cm mertebesine indiği ve oturma değerlerinde önemli ölçüde iyileştirme olduğu gözlenmiştir. Artan kazık boyları ile oturma sınırları içerisinde sonuçlar elde edilmiş ve çöp dolgu alanlarının şehirleşmeye kazandırılabileceği görülmüştür.
***Anahtar Kelimeler:*** *Plaxis 2D, çöp dolgu, kazıklı temeller, zemin iyileştirmesi.*

## ABSTRACT

Due to the fact that the land is valuable in big cities, old dumpsites remain within the city over time, and in cities where flat areas are limited and mountainous lands are dense, construction is seen in old dumpsites due to the desire to use these areas for urbanization purposes. In this study, the foundation system of a high-rise building to be built in the project area, which consists of four different soil layers and is an old dumpsite located by the sea, was modeled with Plaxis 2D program. In the analyses, different pile lengths resting on alluvial soil and the settlement amounts of the high-rise building built on the old dumpsite under granular soil were analyzed. Piles of different lengths were modeled by keeping the pile diameter and the distance between piles constant. For this purpose, 0.80 m diameter piles with different lengths ranging from 10 to 22 m were modeled with 2.5D spacing. Lateral friction forces and end resistances of the piles were calculated on Excel, transferred to Plaxis and settlement values were obtained. The consolidation settlement of the high-rise building without the pile foundation was calculated as approximately 79 cm. Then, piles of different lengths were modeled in the same construction site and settlement analyses were performed. In the analysis, it was observed that the settlement values decreased to 2-3 cm with the construction of the pile foundation system, and a significant improvement was observed in the settlement values. With increasing pile lengths, results were obtained within the settlement limits.

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, frknbayraktar21@gmail.com
[2] Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, balkayamu@itu.edu.tr (Sorumlu yazar)

***Keywords:*** *Plaxis 2D, dumpsite, pile foundations, soil improvement.*

## 1. GİRİŞ

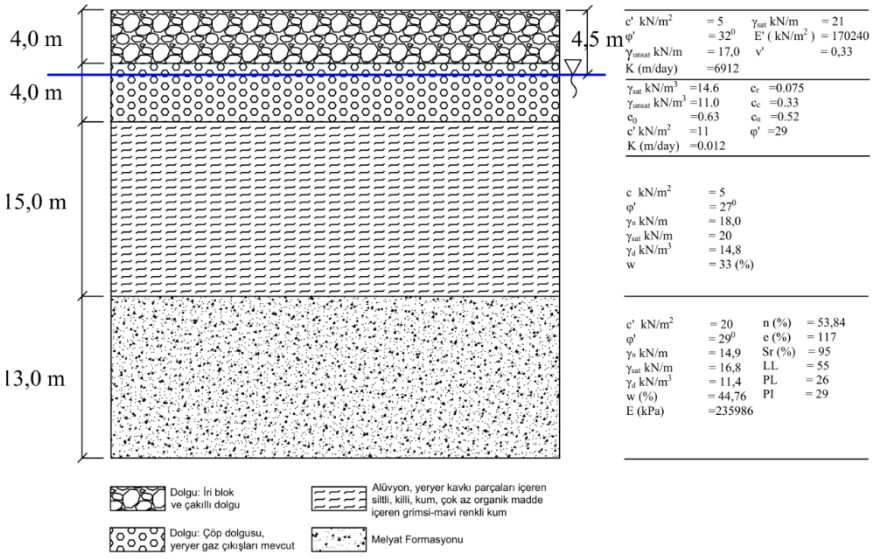
Evsel çöp atıklar geçmişten bu güne çok büyük bir oranda doğa üzerinde belirli alanlarda depolanmışlardır. Bu günlerde ayrıştırma ve geri dönüştürme daha yaygın olsa da, uzun yıllar boyunca oluşan çöp atıklar vahşi depolama ile belirli bölgelerde hali hazırda konumlandırılmıştır. Bu bölgeler genellikle yaşam ve iş alanlarından uzak alanlar olarak seçilse de, zamanla şehirleşmenin hızla ilerlemesi ve bu çöp dolgu alanlarının artık şehirlere yakın bölgeler haline gelmesi durumuyla karşı karşıya kalınmıştır. Farklı coğrafyalarda bu çöp alanlarında ya da bunlara yakın bölgelerde şehirleşme yoğunlaşmıştır. Bu bölgelerde konumlanan yapılar direkt çöp dolgu üzerine inşa edilmiş ya da yakın bölgelerdeki zayıf dolgular üzerine inşa edilmiştir. Bu durumun bir benzeri Karadeniz şehirlerinden olan Rize'de yaşanmıştır. Deniz dolgusu ile şehir genişletilmiş ve bu dolgu içerisinde vahşi depolama yöntemiyle çöp dolgu alanları da oluşturulmuştur. Rize'de denize dolgu yapılarak kazandırılan bu arazide çeşitli sondajlar ve deneyler yapılarak zemin hakkında detaylı veriler elde edilmiştir. Elde edilen bu analizler sonucu zemin katmanları genel olarak deniz seviyesinden aşağıya doğru, karışık irili ufaklı granüler dolgu malzemesi, çöp dolgu, alüvyal zemin ve melyat formasyonu olarak sıralanmaktadır. İnceleme alanında yapılan jeolojik gözlemler ve arazi çalışmaları neticesinde, sahayı oluşturan bölgenin denizel alüvyon çökelleri ile temsil edildiği tespit edilmiştir. Ayrıca kara tarafında alüvyon çökeller üzerinde anroşman dolgular bulunmaktadır. Dolgular yersel olarak değişkenlik gösterse de 14 m'yi geçtiği yerler mevcuttur. Ayrıca bu bölgede eski çöp dolgularının vahşi depolaması da bulunmaktadır. Zamanla denize doğru ilerleyen bu yapılaşma, vahşi çöp dolgu bölgesinin de üzerinde yaşam alanları kurulabileceği düşüncesini güçlendirmiştir. Bu doğrultuda çöp dolgu zeminlerin yapılaşmaya uygun olup olmadığı sorusu sorulmuştur. Yapılan çalışmalar doğrultusunda bu tür zeminlerde oluşan oturmaların çok katlı bir yapı için izin verilen oturma sınırlarının çok üzerinde olduğu tespit edilmiştir.

Çöp dolgu alanlar üzerinde çalışmalar yapan Fatahi (2013)'nin çöp dolguları için kullandığı parametreler referans alınarak araştırma yapılacak arazi geometrisi için kullanılmış ve bölgede inşa edilecek bir yapıda meydana gelecek oturmalar üzerinde analizler yapılmıştır. Plaxis 2D (Plaxis, 2022) programı kullanılarak yapılan oturma analizinde ön görülebileceği üzere çöp dolgu sahasında büyük oturmalar olmuştur. Bunun yanında çok katlı yapılar için oturmaların güvenli sınırlar içerisinde kalmasını sağlamak amacıyla kazık modelleri oluşturulmuştur. Bu şekilde güdülen amaç çöp dolgu üzerinde yapılaşmayı sağlayacak zemin güçlendirme metotlarından olan kazıklı temel sisteminin çöp dolgu alanlar için uygulanabilir ve yapılaşma için yeterli bir metot olup olmadığını tespit etmektir. Yapılan analizler sonucu elde edilen analizler kıyaslanmış ve nihai bir sonuca varılmıştır.

## 2. PROJE ALANI VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Seçilen proje alanı deniz kenarında konumlanan, vahşi çöp depolama alanı olarak kullanılan bir bölgedir. Çöp depolamanın yanında moloz yığınları, iri blok ve çakıl, bitkisel atıklar içeren karışık bir dolgu alanından oluşmaktadır. Fakat çalışma yapılan alan, bu bölge içerisinde çöp dolgunun yoğunlukta olduğu bölge olarak seçilmiştir. Bölgede çöp dolgu yüksekliği değişiklik göstermektedir. Yer yer 10 m'yi bulan çöp dolgu yüksekliği yer yer birkaç metrelere kadar düşmektedir. Bölgeden alınan sondaj verileri ışığında zemin katmanları idealize edilerek bir kesit çıkarılmıştır (Şekil 1).

Yukarıdan aşağı doğru zemin katmanları granüler dolgu, çöp dolgu, alüvyal zemin ve melyat formansyonu olarak sıralanmaktadır. Proje alanı deniz kıyısında konumlandığından alüvyal zemin kalınlığı oldukça fazladır. Bu çalışmada sondaj verilerinden elde edilen verilerin yanında, çöp dolgu parametreleri Fatahi (2013) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır (Tablo 1). Zemin en üst kısmında yer alan granüler zemin, proje alanında her noktada farklılık gösterse de zemin parametreleri bölge yapısını yansıtacak şekilde seçilmiştir.

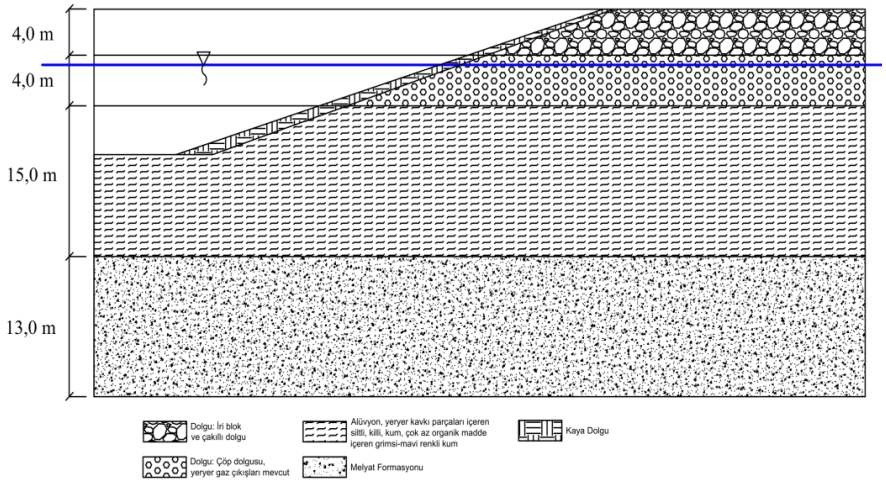



Şekil 1. İdealize edilen sondaj loglarının nihai şekli.

Tablo 1. Proje alanındaki zeminlerin parametleri.

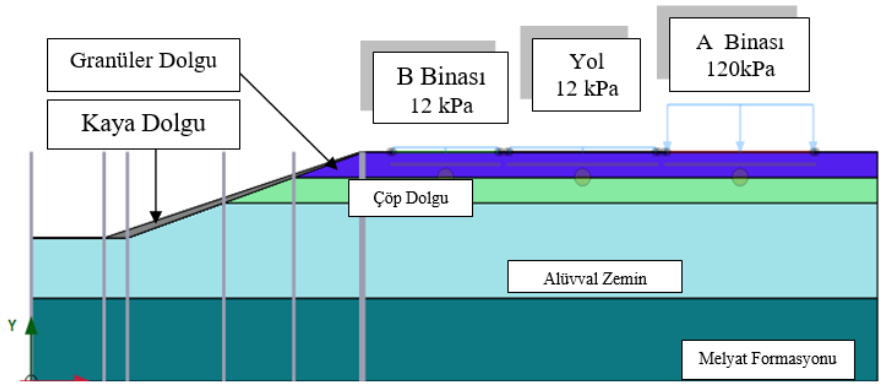
| Parametreler | İsim | Birim | Granüler Dolgu | Çöp Dolgu | Kaya Dolgu | Alüvyal Zemin | Melyat Formasyonu |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Malzeme modeli | Model | - | Mohr-Coulomb | Soft Soil Creep | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Davranış Şekli | Tür | - | Drained | Undrained | Drained | Drained | Drained |
| Kuru Birim Hacim Ağırlık | $\gamma_{unsat}$ | kN/m³ | 17 | 11 | 22 | 18 | 14.9 |
| Doygun Birim Hacim Ağırlk | $\gamma_{sat}$ | kN/m³ | 21 | 14.6 | 23 | 20 | 16.8 |
| Yatay Permeabilite | $k_x$ | m/gün | 6912 | 0,012 | 0,86 | 1 | 1 |
| Dikey Permeabilite | $k_y$ | m/gün | 6912 | 0,012 | 0,86 | 1 | 1 |
| Young Modülü | E’ | kN/m² | 170240 | - | 65000 | 25000 | 235986 |
| Poisson Oranı | υ’ | - | 0.33 | - | 0,28 | 0.30 | 0.3 |
| Kohezyon | c | kN/m² | 5 | 11 | 1 | 5 | 20 |
| Kayma Mukavemeti Açısı | ϕ | ° | 32 | 29 | 41 | 27 | 29 |
| Genleşme Açısı | Ψ | ° | 0 | 0 | 6 | 0 | 0 |
| Yeniden Sıkışma İndisi | $C_r$ | - | - | 0.075 | - | - | - |
| Sıkışma İndisi | $C_c$ | - | - | 0.330 | - | - | - |
| İkincil Sıkışma İndisi | $C_\alpha$ | - | - | 0.052 | - | - | - |
| Boşluk oranı | $e_o$ | - | - | 0. 63 | - | - | - |
| Kaynakça | | | (Yusri ve Chan, 2021) | (Fatahi, 2013) | (Dağlı ve diğ., 2014) | | |

Proje alanı deniz kenarında konumlanmıştır. Yer altı su yüksekliği 4,5m’dedir. Denize kıyısında bulunan şevdeki kaya ufağı dolgu parametreleri için kaya dolgu barajlarda kullanılan parametreler seçilmiştir. Şev eğimi, taş dolgu kıyı korumaları için ortalama değer ve tasarım yaklaşımı olarak iki çeşit denklem önerilmekte olup, dik şevler için 1:2’den yüksek eğim alınırken yatık şevler için 1:2’den küçük eğimler alınır (EurOtop, 2016). Bu doğrultuda şev eğimi, şev güvenliği de dikkate alınarak 1:3 olarak alınmıştır. En üst yüzeydeki granüler dolgu zeminin yüksekliği 4 m, altında bulunan çöp dolgu zemin yüksekliği 4 m alınmıştır (Şekil 2). Dolgu alanı altında kalan alüvyal zeminin yüksekliği 15 m ve en altta kalan melyat formasyonu ise 13 m’ye kadar gösterilmiştir. Şev yüzeyi ince kaya dolguyla örtülmüştür ve tüm detaylar Şekil 2’de gösterilmiştir.




Şekil 2. Proje alanı kesiti.

Autocad 2021 (URL-1) programı üzerinde sondaj loglarından alınan veriler ışığında oluşturulan zemin kesiti, aynı şekilde sonlu elemanlar yönteminin kullanıldığı Plaxis programında zemin aşamasında 7 adet sondaj logu kullanılarak modellenmiştir (Şekil 3). Zemin profilinin tanımlanmasından sonra, zemin içerisinde veya üzerinde konumlandırılacak olan yapıların tanımlanması gerekmektedir. Proje alanında 3 tip yapı bulunmaktadır (Şekil 3). Bunlar sırasıyla: 10 kat yüksekliğe sahip olan A Binası, tek katlı B Binası ve iki bina arasında konumlanan yoldur. Asıl çalışmanın yapılacağı yapı A binasıdır. Fakat bölgeyi daha kapsamlı modellemek ve diğer etmenlerden doğabilecek sonuçları görebilmek ve değerlendirmek amacıyla analizlerde B binası, yol, şev ve şev dolgusu gibi unsurlar da modellenmiştir. A binası 10 katlı bir yapıdır. Temel genişliği 25 m olarak tasarlanmıştır. Her bir kattan temele etki eden yük, kat başına 12 kPa olarak alınmıştır. Toplam binadan temele etki eden yük 120 kPa'dır ve bina temeli 1.0 m yüksekliğindedir. Temeli Plaxis'de modellemek için kullanılan parametreleri Tablo 2' de verilmiştir. Aynı şekilde şeve ve deniz kıyısına yakın bir konumda modellenen B binası tek katlıdır. Temel genişliği 18 m ve temel yüksekliği 0,20 m olarak seçilmiştir (Tablo 2). Bina temeline etki eden yük 12 kPa'dır. Yol, A binası ile B binası arasında yer almaktadır. Genişliği 25 m olarak tasarlanmıştır. Betonarme yollar için tanımlanan yükseklik 25 cm olarak kabul edilmiştir (Yaman ve Ceylan, 2013). Yol yapısından gelen yükü modellemek için yayılı yük 12 kPa olarak alınmıştır (Fulambarkar ve diğ., 2021).




Şekil 3. Plaxis programında oluşturulan modelin sondaj loglarının görünümü.

Tablo 2. Proje alanındaki mevcut yapıların parametreleri.

| | E (kPa) | EA (kN/m) | EI (kN/m) | d (m) | ν | w (kN/m/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A Binası Temeli | $31{,}476 \times 10^6$ | $3{,}15 \times 10^7$ | $2{,}62 \times 10^6$ | 1,00 | 0,15 | 16,500 |
| B Binası Temeli | $31{,}476 \times 10^6$ | $6{,}295 \times 10^6$ | $20{,}98 \times 10^3$ | 0,20 | 0,15 | 3,300 |
| Yol Temeli | $32{,}837 \times 10^6$ | $8{,}209 \times 10^6$ | $42{,}76 \times 10^3$ | 0,25 | 0,15 | 4,125 |

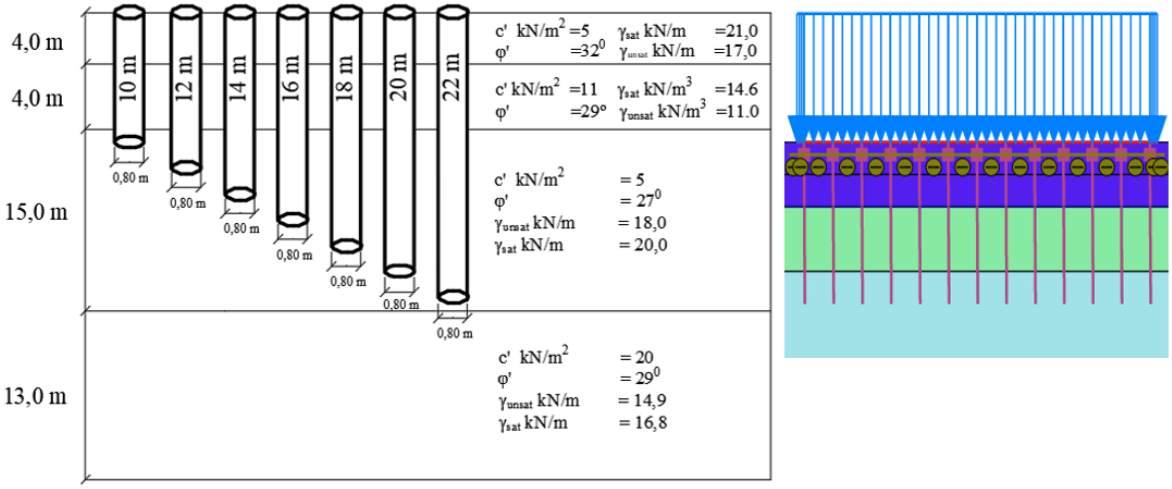
## 3. NÜMERİK ANALİZ

### 3.1. 0,80 m Çaplı Kazıkların Uç Dirençlerinin Hesaplanması ($Q_p$)

Analizlerde 10 m'den 22 m'ye kadar 7 farklı boyda kazıklar modellenmiştir. İncelenen tüm kazık boylarında kazık ucu 3. zemin katmanı olan alüvyal zemine oturmaktadır (Şekil 4.a). Her kazık için uç mukavemeti ($Q_p$) Denklem 1'de verilen formül yardımıyla ayrı ayrı hesaplanmış, elde edilen değerler Denklem 2'de verilen limit değerle ($Q_{p\ limit}$) karşılaştırılmış ve $Q_p \leq Q_{p\ limit}$ şartı sağlanacak şekilde uç direnci değerleri belirlenmiştir.

$$Q_p = \sigma'_0 N_q A_p \quad (1)$$

$$Q_{p\ limit} = 0{,}5 \times P_a \times N_q \times tan\phi \times A_p \quad (2)$$




Şekil 4. (a) Zemin içerisindeki farklı uzunluktaki kazıkların konumu, (b) 0,80 m çaplı ve 2.5D aralıklı 10 m uzunluğundaki kazıkların temel altındaki görünümü.

### 3.2 0,80 m Çaplı Kazıkların Çevre Sürtünme Dirençlerinin Hesaplanması ($Q_s$)

Kazığın uç direncinin yanında yanal sürtünmesinden doğan direncin de Plaxis'te tanımlanması gerekmektedir. Kazıkları modellerken ''Embedded beam row'' modelli kullanılmıştır. Bunun için $Q_P$ değeri modelde direkt değer olarak tanımlanırken yanal sürtünme direnci her kazık boyu için hesaplanarak bir tablo halinde Plaxis programına tanımlanmıştır. Bu sayede 4 zemin katmanından oluşan modelimizin, kazıkların temas ettiği her katmanındaki yanal sürtünme direnci doğruya en yakın şekilde modellenebilmiştir. 10 metre uzunluktaki kazıkların zemin içerisindeki görünümü Şekil 4.b'de gösterilmiştir.

Zemin farklı katmanlardan oluştuğundan ve her bir katman farklı zemin özelliklerine sahip olduğundan yanal sürtünmeler 0,5 m aralıklarla hesaplanmıştır. Bu aralıklara denk gelen zeminlerin kayma mukavemeti açıları, kohezyon değerleri ve birim hacim ağırlıkları tabloya işlenmiş, ilgili derinlikte efektif düşey gerilme değerleri hesaplanmıştır. Kazıklarda oluşan yanal çevre sürtünmeleri Denklem 3 kullanılarak hesaplanmış ve Plaxis'e tanımlanmıştır.

$$Q_S = \sigma'_{ort} \times K \times tan(0{,}9\phi') \times p \times \Delta L \quad (3)$$

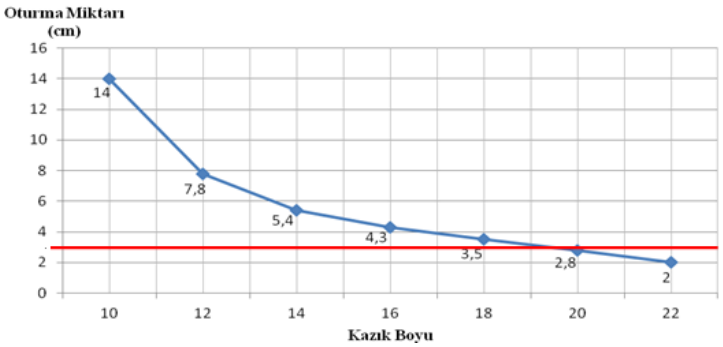
Zemin ile kazık arasındaki sürtünme açısı (δ) beton kazıklar için 0,90ϕ ile 1,0ϕ arasında seçilmelidir (USACE, 1991). Analizlerde güvenli alanda kalarak zemin ile kazık arasındaki sürtünme açısını 0,90 ϕ olarak seçilmiştir. Yanal sürtünme kumlarda derinlikle lineer olarak artmaktadır fakat kritik derinlikten sonra sabit kaldığı kabul edilir. Bu kritik derinlik ise kumun yoğunluğuna göre belirlenir. Orta sıkı kumlar için 15B (B: Kazık çapı) olarak tanımlanır (USACE, 1991). Bu yüzden 0,80 m çapındaki kazıklar için zemin gerilmesi kritik derinlik olan 12 metreden sonra sabit kabul edilmiştir. Proje alanı, 4 farklı zemin türünden oluşmakta olup, bu zeminlerin her birinin kendi içerisinde homojen olduğunu var sayarak, kazık modeli oluştururken yanal

sürtünme direncini tanımlarken ‘‘Multi-linear’’ seçeneğini kullanmanın daha uygun olduğuna karar verilmiştir. Hesaplanan bu değerler Plaxis’te tanımlanmıştır.

## 4. SONUÇLAR

Zemin katmanları arasında bulunan kontrolsüz çöp dolgu nedeniyle yüksek katlı yapıda 79 cm’lik bir oturma elde edilmiştir. Ancak, elde edilen bu oturma değerleri sınır koşul olan 32 mm’nin çok üzerinde olmasından dolayı yapıda kazıklı temel sistemi tasarlanmıştır. Bu amaçla A binası temeline 0,80 m çapa ve 2,5D aralığa sahip çeşitli uzunluklarda kazıklar modellenmiş, bir doğrultudaki kazık adedi 13 olarak hesaplanmıştır. Bu çap ve aralıktaki 10 metreden 22 metreye kadar kazık modellerinin oturma değerleri Plaxis sonlu elemanlar programı kullanılarak hesaplanmıştır. Sırasıyla 10, 12, 14, 16, 18, 20 ve 22m’lik kazıkların modellendiği yapıda elde edilen oturma değerleri 14, 7.8, 5.4, 4.3, 3.5, 2.8 ve 2.0 cm olarak elde edilmiştir

Tabloda görüldüğü üzere, 10 m uzunluğundaki kazık modelinde 14 cm’lik bir oturma elde edilmiştir. Artan kazık boyuna paralel olarak oturma değerlerinde de kademeli olarak düşüş gözlemlenmiştir. Çöp zeminde konumlanan 0,80 m çaplı 2,5D aralıklı kazık modelleri için elde edilen oturma değerleri Şekil 6’da grafik haline verilmiştir. Grafikte kırmızı çizgi ile çizilen sınırın üstünde kalan bölge oturma sınırının aşıldığı bölge olarak gösterilmektedir. Bu sınırın altında kalan alanda 20 ve 22 m kazıklar oturma sorununu çözebilecek kazık modelleri olarak sıralanabilir. Bu kazık boylarında 20 m’lik kazıkta 2,8 cm’lik bir oturma ve 22 m’lik kazıkta ise 2,0 cm’lik bir oturma elde edilmiştir. Bu sonuçlara dayanarak, incelenen çöp dolgu sahasında uygun kesit, boy ve aralıkta kazık modellemesi yaparak yapılaşmayı sağlayacak uygun oturma değerlerinin elde edilebileceği görülmüştür.




Şekil 6. 0,80 m çaplı 2,5D aralıklı kazıklı temel oturma değerleri.

## KAYNAKLAR

Dağlı, E., Sünbül, A. B., & Akçalı, E. Kil çekirdekli Kaya Dolgu Barajın Dinamik Davranışı

EurOtop. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. ve Zanuttigh, B., www.overtopping-manual.com. 2016.

Fatahi, B. (2013). Improving geotechnical properties of closed landfills for redevelopment using fly ash and quicklime (Doctoral dissertation).

Fulambarkar, S., Bangari, G., Manna, B., & Shahu, J. T. (2021). Numerical analysis of embankment built on Indian marine clay improved with DM column. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 7, 1-13.

Plaxis 2D Tutorial Manual, CONNECT Edition V22.01, 2022.

URL-1. < https://help.autodesk.com/view/OARX/2021/ENU/>, erişim tarihi 08.01.2022.

USACE (US Army Corps of Engineers). (1991). Engineering and design: Design of pile foundations. Engineer Manual 1110-2-2906.

Yaman, İ. Ö., & Ceylan, H. (2013). Silindirle sıkıştırılmış beton yollar. THBB Hazır Beton Dergisi, 69, 82.

Yusri, N. H., & Chan, C. M. (2021). Numerical Analysis of Senggarang Embankment Constructed Cement-CSP Stabilised Sandy Gravel. Progress in Engineering Application and Technology, 2(1), 444-452.

# MAGNEZYUM KLORÜRÜN MAGNEZYUM OKSİT İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ KAOLİN KİLİN MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN ARAŞTIRILMASI

## INVESTIGATION OF THE MECHANICAL PROPERTIES OF MAGNESIUM CHLORİDE ON MAGNESİUM OXIDE IMPROVED KAOLİN CLAY

**Ahmet Sinan TEKER, Suat AKBULUT, Abdullah Mevlüt Mutluel**

## ÖZET

Çalışmamızda kaolin tipi düşük plastik kilin kuru ağırlığınca %2, %4, %6 magnezyum oksit (MgO) dozları karıştırılarak örnekler hazırlanmıştır. Her MgO derecesi için zemin ağırlığının sırasıyla %1 ve %2'si oranında magnezyum klorür ($MgCl_2$) kimyasalları eklenmiş, ayrıca tüm numuneler içeriğinde (%16,2) karıştırılmıştır. Tüm bileşenler homojen hale gelene kadar 10 dakika planet mikser ile karıştırılmış, daha sonra karışım dökülerek 5 tabakalı halde 25 vuruş kompaksiyon yapılarak yaklaşık 3 ila 10 gün oda sıcaklığında kürlenmeye bırakılarak Tek Eksenli Serbest Basınç Testi için hazırlanmıştır. **Sonuçlara göre, kimyasal katkı kaolin kilinin mekanik özelliklerini iyileştirmiş, $MgCl_2$ ve MgO yüzdeleri arttıkça numunenin drenajsız kayma mukavemetinin arttığı görülmüştür. MgO ve $MgCl_2$ arasındaki etkileşimin kilin çimentolaşmasına katkıda bulunduğu, Sorel Çimentosunun mukavemet gelişimindeki etkisi baz alınarak kaolin kilinin mekanik güçlendirilmesinde rol aldığı söylenebilir**. **Kür süresinin uzatılması da kaolin kilinin drenajsız kayma mukavemet artışını hızlandırmış olup, elastik modülünü yükselterek numunelerin sertliğini arttırmıştır.** Bu sayede erken gerinimlerde kırılmalar gözlenerek numunelerin kırılganlığı da yükselmiştir. Sonuç olarak, yapı malzemesi olarak kullanılan MgO ve $MgCl_2$ karışımının kaolin kili üstünde pozitif etkileri görülmüş olup, geoteknik mühendisliğinde kullanılan dolgu malzemeleri ve iksa projelerinde problem teşkil eden şişme, büzülme ve düşük mekanik özellikler gibi zayıf yönleri bu çalışma ile giderilmeye çalışılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Magnezyum Oksit, Magnezyum Klorür, Kaolin Kil*

## ABSTRACT

In our study, samples were prepared by mixing 2%, 4%, and 6% MgO doses to the dry weight of kaolin type low plastic clay. In each MgO doses, 1% and 2% of the soil weight, respectively, MgCl2 chemicals were added, and all samples were mixed at the optimum water content ratio (16.2%). All components were mixed with a planetary mixer for 10 minutes until homogeneous, then the mixture was poured to have 25 blows for 5 layers. All samples were cured under room condition for 3 and 10 days to be tested on Unconfined Compression Test. From results, it was observed that the undrained shear strength of the sample increased as the percentages of MgCl2 and MgO raised. It can be said that the interaction between MgO and MgCl2 contributes to the cementation of the clay, and Sorel Cement plays a role in the mechanical strengthening of kaolin clay based on the effect on the strength development. Extending the curing time also developed mechanical properties of kaolin clay, and improved the hardness of the samples by increasing the elastic modulus. In this way, early failures attained at early strains and ductility of the samples increased. Finally, the positive effects of the mixture of MgO and MgCl2 used as construction material on kaolin clay were observed, and the problematic properties such as swelling, shrinkage and low mechanical properties, which are problematic in filling materials used in geotechnical engineering and shoring projects, were tried to be eliminated with this study.
Keywords: Magnesium Oxide, Magnesium Chloride, Kaolinite Clay

## • GİRİŞ

Şehir yaşamının hızla gelişmesinin sonucu insanlar daha iyi koşullarda yaşamak amacıyla otoyollar, köprüler, tüneller, yüksek binalar vb. gibi yapılar inşa etmek durumunda kalmışlardır. Yapı zemininde taşıma gücü, sıvılaşma, oturma gibi sorunlar ortaya çıkmaktadır (Alpyürür ve Şenol, 2018).

Kil, geoteknik mühendisliğindeki çeşitli baraj, yol, köprü, tünel, iksa ve konut projelerinde uzun ve kısa dönemli şartlar altında suya aşırı tepki gösterek şişme ve büzülme eğilimi göstermektedir. Kaolin kili diğer killere göre (smectite ve montmorillite), düşük plasitisiteye, düşük büzülme eğilimine, düşük aktiviteye ve düşük çatlama yoğunluğuna sahiptir. Ancak bu killer, nemli bir ortamda yüksek hacimsel değişimlere maruz kalabilmektedir. Zeminin boşluklarına nüfuz eden suyun daneler ile etkileşimi sonucu, kaolin kilinin partiküler düzeni bozulur, bunun sonucunda lös benzeri çökebilen zemin sınıfına dahil olurlar (Choudhury, 2020).

Zemin iyileştirme sistemleri geçmişten bugüne gelişmektedir. Günümüzde uygulanan zemin iyileştirme sistemlerinde çimento, kireç vb. malzemeler kullanılmaktadır. Ancak küresel ısınma sebebiyle karbon emisyonunu azaltmak amacıyla teknoloji bu yönde alternatif malzeme ve enerji kaynaklarını geliştirme yoluna gitmiştir. Bu tip problematik zeminlerde literatürde çeşitli geleneksel ve modern yöntemlerle iyileştirmeler mevcuttur. Geleneksel olarak, derin karıştırma, vibro flotasyon, donma-çözünme ve dinamik sıkıştırma olmakla birlikte, modern iyileştirmeler olarak koloidal silikat, mikro ince çimento kullanımı ile mikrobiyolojik çözümlerle katılaştırma örnekleri verilebilir (Selçukhan ve Ekinci, 2021). Zemin iyileştirmede kullanılan geleneksel kimyasallara alternatif olarak son dönemlerde literatürde yerini alan magnezyum oksit (MgO), inşaat sektöründen tıp alanına, geri dönüşüm sektöründen gıdaya birçok alanda kullanılmaktadır.

Doğal olarak periklaz halinde bulunan beyaz higroskopik katı bir mineral olan MgO (magnezyum oksit) ile renksiz inorganik bir bileşik olarak suda iyi çözünen tipik iyonik halojenürlerden kristalik susuz katı veya hekzahidrat formlarında bulunan $MgCl_2$ (magnezyum klorür) çeşitli oranlarda karıştırıldığında magnezyum oksisülfat veya Sorel Çimentosu elde edilmektedir (Özer, 1996). Bu çalışmada MgO ve $MgCl_2$ kaolin kilini iyileştirme amacıyla kullanılmıştır.

Sorel çimentosu, magnezyum oksit (MgO) ile karıştırılmış bir $H_2O$, $MgCl_2$ ve MgO oranında magnezyum klorür ($MgCl_2$) tuzlu su çözeltisinin sonucudur ve üretimi için gerekli kimyasal reaksiyon, 5 fazlı hidratlı magnezyum oksiklorür ürünü oluşturan birçok form alabilir, bu Denklem 1'de gösterilmiştir (Caine ve Ellis, 2008).

$$5\ MgO + MgCl_2 + 13\ H_2O) \rightarrow 5\ Mg\ (OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 8\ H_2O \quad (1)$$

Bununla birlikte, magnezyum klorür fazlarının suya uzun süre maruz kaldıktan sonra stabiliteleri düşmektedir. Bağlanma ya da bağ fazlarının bu dengesizliği, magnezyum klorür veya magnezyum hidroksitin süzülmesine yol açmaktadır (Phair 2006). Reaksiyon giren maddelerin oranına göre $MgO–MgCl_2–H_2O$ sistemi içinde dört ana faz tanımlanabilir. Hidrat fazlarından ikisi, $3Mg(OH)_2{\cdot}MgCl_2{\cdot}8H_2O$ (Faz 3, MOC 3-1-8) ve $5Mg(OH)_2{\cdot}MgCl_2{\cdot}8H_2O$ (Faz 5, MOC 5-1-8), ortam koşullarında hazırlanır ve $CO_2$ veya $H_2O$ ile reaksiyona girene kadar stabil kalır. Bu iki faz, Magnezyum oksit çimentosu (MOC)'nun sertliği ve mukavemetinden sorumlu temel ürünlerdir (Matkovic ve Young, 1973). İstenilen mekanik özellikler, hem Faz 3 hem de Faz 5'in iğne benzeri sivri uçlu yapısının bir sonucudur (Li ve Chau, 2007). Yapıdaki iğneler, hızlı büyümede birbirine kenetlenen ve büyüme için boşluk olmadığında sivri uçların iç içe büyümesi nedeniyle daha yoğun hale gelen çok sert bir yapıyla sonuçlanan sarmal-boru telleri olarak tanımlanabilir (Bilinski vd. 1984). Kalan iki faz, $2Mg(OH)_2{\cdot}MgCl_2{\cdot}4H_2O$ (Faz 2, MOC 2-1-4) ve $9Mg(OH)_2{\cdot}MgCl_2{\cdot}5H_2O$ (Faz 9, MOC 9-1-5) hazırlanabilir ve ayrıca yaklaşık 100 °C sıcaklıkta kararlıdır (Li ve Chau, 2007; Urwongse ve Sorrell 1980; Dorrepaal ve Gowen 2018). Sorel çimentosu üretimindeki kompleks reaksiyonlar esnasında, MgO miktarında zamanla kademeli bir düşüş görülürken, Sorel çimentodaki Faz-5 kristal miktarı artmaktadır. Başlangıçtan itibaren 48 saat içinde, Faz 5 kristallerinin'in %89'u oluşurken, 96 saat sonra ise, MgO oluşumunun %5'ten daha az olduğu görülmektedir (Jiříčková vd., 2020).

İnşaat sektöründe, özellikle kaplama işlerinde nano-MgO katkısı bağlayıcı olarak Sorel çimento (magnezyum klorür çimento) ile kullanılmaktadır. Sorel çimentosu Portland çimentosuna göre yüksek yangın dayanımı, düşük ısı iletkenliği ve inorganik ve organik agregalarla olan güçlü bağ oluşturması gibi birçok üstün özelliği için tercih edilmektedir (Phair, 2006). Portland ve Sorel çimentosunun fiziksel, kimyasal ve mekanik özellikleri Tablo 1'de karşılaştırılmıştır. Sorel çimentosunun bileşiminde minimum %87 magnezyum oksit bulunurken Portland çimentosunda maksimum %5 bulunmaktadır. Fiziksel olarak, priz başlama ve bitiş süreleri Portland çimentosu

için sırasıyla minimum 60 dakika ve maksimum 10 saat sürerken, Sorel çimentosunda başlama ve bitiş süreleri sırasıyla 3-6 saat ve 7-15 saat olarak gerçekleşmektedir. Portland Çimentosunda $SO_3$ ve Cl maddeleri eser miktarda bulunurken, Sorel Çimentolarında bu maddelerden genel anlamda bulunmamaktadır. Basınç mukavemeti bakımından, Portland Çimentosu 7 ve 28 günlük basınç dayanımı sırasıyla 21 MPa ila 32.5 MPa olabilirken, Sorel Çimentosunda bu konuda yalnızca 7 ve 28 günlük çekme dayanımları 7 MPa ila 10.5 MPa olarak bilinmektedir. (Tonak, 1995).

Sorel çimentosunun geliştirilmesi ile ilgili çalışmalarda katkı maddeleri ön plana çıkmaktadır. Çimentonun fiziksel ve mekanik özelliklerini değiştirebilen bu katkı maddeleri çimentonun basınç dayanımı ve su geçirmezliği üstünde önemli bir etkiye sahiptir. Örneğin, suya direncini artırmak için fosforik asit ($H_3PO_4$) veya çözünür fosfatlar, alkali metaller, ferrik, alüminyum veya amonyum ($NaH_2PO_4$, $Mg_2(PO_4)_3$, $Na_3PO_4$ veya $NaH_2PO_4$) kullanılarak, betonun suya direnci arttırılmıştır (Zhou vd., 2015; Deng, 2003). Literatüre göre, Sorel çimentosu esaslı betonun su geçirmezliğinin arttırılması için az miktarda fosfor eklenmesi gerekmektedir. Bu katkı maddelerin etkileri, su çözeltisinde Faz 5 kristallerinin kararlılığının arttırılmasına dayanmaktadır. Basınç dayanımını arttırmak amacıyla ise granit parçaları kullanılmaktadır. Granit parçalarının çizilmelere, neme, çatlaklara, dökülmelere ve hem yüksek hem de düşük sıcaklığa karşı yüksek dayanıklılığı ve direnci vardır. Bu nedenle, granit parçalarının eklenmesiyle beton, daha fazla plastisiteye ve mekanik özelliklere sahip olmaktadır. Granit parçalarının eklenmesi bu malzemedeki korozyon süreçlerini de etkilemektedir (Li vd.,2013).

Dolayısıyla, Sorel Çimentosunun ana maddelerinden biri olan Magnezyum Oksit uygun kürleme koşullarında ve doğru şekilde zeminle buluşturulduğunda zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerini önemli ölçüde iyileştirmektedir. Bununla ilgili çalışmalara göre, kil zeminler ile %6 oranında nano magnezyum oksit karıştırıldığında mühendislik özelliklerinde önemli ölçüde artış olurken, %1.0 oranında nano magnezyum oksitin kumlu kil üzerinde kullanıldığı bir diğer çalışmada ise 1 günlük karbonizasyon süresi (MgO hidratasyon ürünlerinin karbondioksite maruz kalması) sonunda zemin basınç dayanımı çimento ile iyileştirilmiş zeminin 28 günlük dayanımına yakın olduğu sonucuna varılmaktadır (Gao vd., 2020; Wang vd., 2021; Unluer ve Al-Tabbaa, 2014). Ek olarak, 2021 yılında 18 milyon ton yıllık üretimi ile Çin, dünyadaki yıllık magnezyum oksit üretimin (ABD üretimi hariç) %62.06'sını karşılamaktadır. Türkiye ise, 2021 yılında 1.9 milyon ton magnezyum madeni üretimi gerçekleştirmiştir (USGS, 2023). Dolayısıyla, ekonomik ve çevresel boyutlarda yüksek değere sahip Magnezyum Oksit, Magnezyum Klorür ile oluşturduğu yüksek basınç dayanımlarına sahip Sorel Çimentosu yapı malzemesinin geoteknik mühendisliğinde problem teşkil etme potansiyeline sahip kaolin kil üzerinde mekanik ve fiziksel iyileştirici özelliği merak konusu olmuş, ve bu çalışmada araştırılmıştır.

## • MALZEME VE METOT

Çalışmamızda ölü-yanmış tip ve saflığı %98 olan magnezyum oksit (MgO) ile renksiz inorganik bir bileşik olan magnezyum klorür ($MgCl_2$)'ün bileşiminden oluşan, bağlayıcılık özelliğine sahip, çimentolaşabilen Sorel çimentosu bazlı kimyasal karışım ile kaolin tipi düşük plastisiteli kil kullanılmış olup, zemine ait genel özellikler Tablo 1'de sunulmaktadır. Kullanılan kimyasallar (MgO-$MgCl_2$) ile ilgili gerekli veriler ise Tablo 2 ve Tablo 3'de verilmektedir.

Tablo 1. Kaolin Kilinin Endeks Özellikleri

| Zemin Özellikleri | Sonuçlar |
|---|---|
| Maksimum Kuru Yoğunluk ($g/cm^3$) | 1.71 |
| Özgül Ağırlık ($G_s$) | 2.63 |
| Optimum Su Muhtevası (%) | 16.2 |
| Likit Limit (%) | 28 |
| Plastik Limit | 21 |
| USCS Zemin Sınıflandırması | CL |

Tablo 2. Magnezyum Oksit'in (MgO) Özellikleri

| Kimyasal ve Fiziksel Özellikler | Sonuçlar |
|---|---|
| MgO (%) | 88.19 |
| $SiO_2$ (%) | 5.28 |
| CaO (%) | 2.61 |
| $Fe_2O_3$ (%) | 0.68 |
| Kızdırma Kaybı (%) | 3.04 |

| | |
|---|---|
| Spesifik Yüzey Alanı ($m^2/g$) | 18.33 |
| Yoğunluk ($g/cm^3$) | 3.58 |
| Renk | Beyaz |
| Ortalama Partiküler Boyut (μ) | 90/100 |
| Erime Noktası (°C) | 2800 |
| Kaynama Noktası (°C) | 3600 |
| Tür | Ölü Yanmış |
| Kalsinasyon Sıcaklık Skalası (°C) | 1000-1500 |

Tablo 3. Magnezyum Klorür'ün ($MgCl_2$) Özellikleri

| Kimyasal ve Fiziksel Özellikler | Sonuçlar |
|---|---|
| Molar Kütle (g/mol) | 95.21 |
| Renk ve Görünüş | Beyaz(renksiz) |
| Kaynama Noktası (°C) | 412 |
| Erime Noktası (°C) | 714 |
| Suda Çözünürlük (g/100ml) | 54.3 |
| Yoğunluk ($g/cm^3$) | 2.32 |
| pH | >7 |

Gerekli indeks deneyleri sonucunda kaolin kilinin düşük plastisiteli kil olduğu ve düşük aktiviteye sahip olduğu belirlenmiştir. Bu tip killerde, ani su muhtevası artışlarında moleküler yapısı itibariyle düşük taşıma gücü, aşırı oturma gibi problemler meydana gelebilmektedir. Dolayısıyla, bu tür zeminlerin mühendislik özellikleri iyileştirildiği takdirde çeşitli inşaat projelerinde yerinde veya dolgu malzemesi olarak kullanılabileceği görülmektedir. Bu anlamda, magnezyum oksit- magnezyum klorür ile su kompleks reaksiyonları sonucu oluşan bağlayıcılığı yüksek kristalik ürünler ile bu tür problematik durumların engellenebileceği ve zeminin daha yüksek taşıma gücüne sahip çimentolaşmış/kayaçlamış forma ulaşabileceği bu çalışmanın ana amaçlarından birisidir. Numune hazırlığı öncesinde kaolin kilinin optimum su muhtevasının belirlenmesi amacıyla ön çalışmalar yapılmıştır. Bu anlamda, herhangi bir katkı eklemeksizin kaolin kili üzerinde Minyatür Harvard Kompaksiyon testi yapılarak, 5 tabaka halinde 25 vuruş halinde çeşitli su muhtevalarında sıkıştırılmış, böylece her bir MgO doz düzeyleri için optimum su muhtevası belirlenmiştir. Sonuç olarak, her bir MgO doz düzeyi için optimum su muhtevası %16.2 olarak bulunmuştur. Akabinde, kaolin tipi düşük plastik kilin kuru ağırlığına %2, %4, %6 MgO dozları karıştırılarak örnekler hazırlanmıştır. Her MgO derecesi için zemin ağırlığının sırasıyla %1 ve %2'si oranında MgCl2 kimyasalları eklenmiş, ve tüm numuneler bu optimum su yüzdesinde (%16,2) hazırlanmıştır. Tüm bileşenler Thermomac mekanik karıştırıcı ile homojen hale gelinceye kadar 10 dakika boyunca karıştırılmıştır. Ardından, karışım 38 mm çap ve 76 mm yüksekliğe sahip kalıpta 25 vuruş/tabaka olmak üzere 5 tabaka halinde sıkıştırılarak Minyatür Harvard teste tabi tutulmuşlardır. Belirli bir süre kalıpta bekletildikten sonra (1-2 saat aralığında) numuneler kalıptan çıkartılmış, su kaybı olmaması amacıyla streç folyo ile sarmalanmıştır. Tüm numuneler 3 ila 10 günlük sürelerde 23 °C sıcaklık ve %41 nem altında küre tabi tutulmuştur. Gerekli fiziksel ölçümler ve kalibrasyonlar yapıldıktan sonra, tüm numuneler Serbest Basınç Deneylerine tabi tutulmuş, çeşitli düzeltmeler ile yük-deformasyon verileri elde edilmiştir.

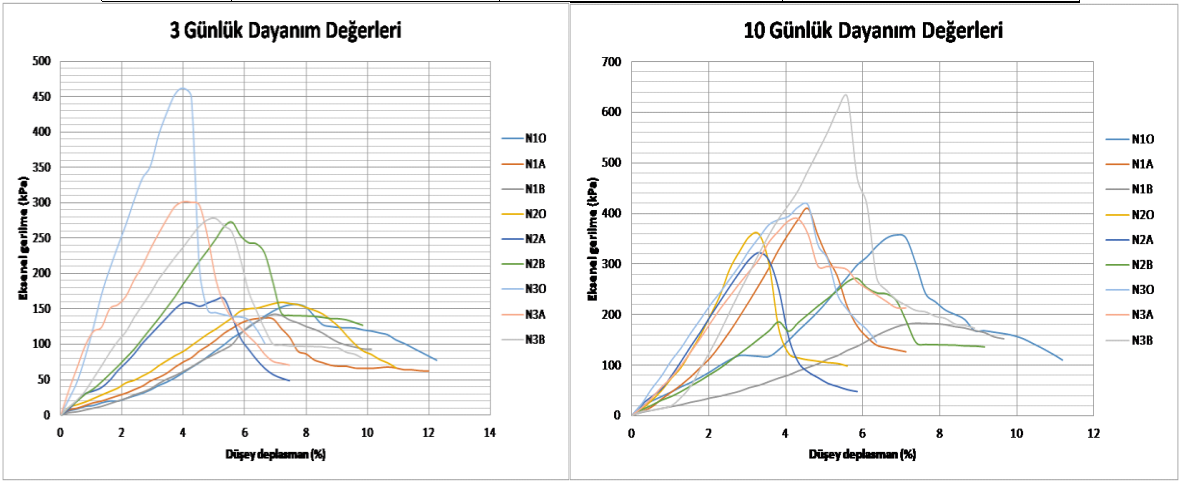
## • TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Çalışmamızda belirtilen yöntemler ve koşullarda hazırlanan numuneler, 3 ve 10 günlük kür süreleri sonunda tek eksenli serbest basınç testine tabii tutulmuşlardır. Bu deney gerinim kontrollü şartlar altında 1.27 mm/dakika hızda gerçekleştirilmiş olup, elde edilen serbest basınç dayanım sonuçları Şekil 1'de gösterilmiştir. Grafiklerde kullanılan numunelere ait kısaltmalar ve bu numuneler içerisindeki kimyasalların yüzdelik olarak dağılımı Tablo 4'de sunulmaktadır.

Tablo 4. Numunelere ait Kısaltmalar ve İçerikleri

| Kısaltma | Doz Oranları (%) | $q_{u,max}$ (kPA) (3 Günlük) | $q_{u,max}$ (kPA) (10 Günlük) |
|---|---|---|---|
| N1O | %2 MgO | 157 | 380 |
| N1A | %2 MgO + %1 $MgCl_2$ | 138 | 410 |
| N1B | %2 MgO + %2 $MgCl_2$ | 142 | 190 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| N2O | %4 MgO | 160 | 380 |
| N2A | %4 MgO + %1 $MgCl_2$ | 165 | 310 |
| N2B | %4 MgO + %2 $MgCl_2$ | 271 | 285 |
| N3O | %6 MgO | 462 | 410 |
| N3A | %6 MgO + %1 $MgCl_2$ | 300 | 395 |
| N3B | %6 MgO + %2 $MgCl_2$ | 280 | 618 |




Şekil 1. 3 ve 10 Günlük Küre Tabi Tutulan Numunelerin Yük-Deformasyon Grafikleri

Kısa kür şartlarında (3 gün), magnezyum klorür miktarının numunelerin mekanik dayanımı üzerinde etkisi sınırlı olmakla birlikte, uzun kür altında (10 gün) bu etki artmaktadır. Sebep olarak, MgO-$MgCl_2$ arası etkileşimin 3 günlük periyotlarda çeşitli hidrat fazlarından Faz-3 ve Faz-5 kristallerinin büyük bir kısmını meydana getirmesine karşın, bu kristallerin iğne benzeri sivri uçlu yapılarının 10 günlük süreçlerde daha da fazla büyüme sağlayarak birbirine kenetlenmesi ve büyüme için boşluk olmadığında bu yapıların içe içe bükülmesi ile çok sert bir yapıya sahip sarmal-boru telleri oluşumunun sağlanması gösterilebilir. N3B'lerin %300'e varan dayanım artışlarının, 3 günlük süreç sonrasında oluşan Faz-9 kristalleri nedeniyle olabileceği düşünülmektedir (Li ve Chau, 2007; Bilinski vd., 1984). Yalnızca MgO ile hazırlanan numunelerde ise kısa kür süresi altında düşük MgO dozundaki numunedeki mekanik artış en yüksek iken, uzun kür süresi altında düşük doz MgO içeren numunelerin mukavemetleri azalmış, yüksek doz MgO içeren numunelerin dayanımları ise yükselmiştir. Yalnızca MgO içeren numunelerin dayanımları 300-400 kPa aralığında bulunmuştur. Buradan yola çıkarak, yalnızca MgO içeren numunelerde kür süresi ve MgO dozunun mukavemet artışındaki pek fazla etkisinin olmaması kullanılan zeminin düşük plastisiteli kaolin kili olmasından kaynaklanabilir. MgO hidratasyonu sonucu elde edilen Magnezyum Hidroksit ürünleri kil daneleri ile yeterince etkileşime giremediği için kompleks Magnezyum Hidrat molekülleri oluşmaması ve dayanımını çok yüksek derecede arttırmaması ihtimal dahilindedir. Bu anlamda, en yüksek dayanım, 10 günlük kür şartları altındaki N3B numunesinde (MgO %2 + $MgCl_2$ %2) elde edilmiştir. Sonuç olarak, uygun oranlarda Sorel çimentosu oluşturabilen MgO-$MgCl_2$ kompleksi kaolin kilinin fiziksel ve mekanik davranışlarını geliştirmiş, doz oranları arttıkça kilin drenajsız kayma mukavemetini arttırdığı görülmüştür. MgO ve $MgCl_2$ arasındaki etkileşim Sorel Çimentosunun oluşumu vasıtasıyla, kilin çimentolaşmasına katkıda bulunmuş, zeminin mekanik güçlendirilmesinde rol almıştır. Kür süresinin uzatılması da kaolin kilinin drenajsız kayma mukavemet artışını hızlandırmış olup, Elastik Modülün yükselmesini sağlayarak, numunelerin kırılganlığına katkıda bulunmuştur. Bu sayede yüksek dayanımlara erişilen erken gerinimlerde çimentolaşmış numunelerde çatlaklar gözlenerek numune kırılganlığı da yükselmiştir. Sonuç olarak, yapı malzemesi olarak kullanılan MgO ve $MgCl_2$ karışımının kaolin kil üstünde pozitif etkileri görülmüş olup, geoteknik mühendisliğinde kullanılan dolgu malzemeleri ve iksa projelerinde problem teşkil eden şişme, büzülme ve düşük mekanik özellikler gibi zayıf yönleri bu çalışma ile giderilmeye çalışılmıştır.

**TEŞEKKÜR :** *Çalışmamızda sağladığı katkılar vesilesiyle Yılmaz Yılmaz ile Safi Nashatsafi ALJALIL'e ve deney şartları için uygun laboratuvar imkanları sunan Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü akademisyenlerine teşekkürlerimizi sunuyoruz.*

## KAYNAKLAR


Alpyürür, M., Şenol, A. (2018), "Yüzeysel Zemin İyileştirmesinde Yeni Bir Malzeme Olarak Atık Gazbeton Kullanımı" , Mehmet Akif Ersoy Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi Vol 9 (2): 168-178.

Bilinski, H., Matković, B., Mažuranić, C., Žunić, T.B. (1984), "The formation of magnesium oxychloride phases in the systems MgO-$MgCl_2$-$H_2O$ and NaOH-$MgCl_2$-$H_2O$", J. Am. Ceram. Soc., Vol 67, 266–269.

Caine, GE., Ellis, CW. (2008), "Magnesium oxychloride cement", PCT/US2007/084085, Google. Patents, https://patents.google.com/patent/WO2008063904A2/en, Erişim Tarihi: 04.08.2023.

Choudhury, T. (2020), "Clay Hybrid Materials", doi:10.5772/intechopen.92529.

Deng, D. (2003), "The mechanism for soluble phosphates to improve the water resistance of magnesium oxychloride cement" Cement and Concrete Research, Vol 33, 1311-1317.

Dorrepaal, R.M, Gowen, A.A. (2018), "Identification of magnesium oxychloride cement biomaterial heterogeneity using raman chemical mapping and NIR hyperspectral chemical imaging", Sci. Rep., Vol 8, 13034.

Gao, L., Luo, Y., Ren, Z., Yu, X., Wu, K. (2020), "Experimental Study on Dynamic Properties of Nano-MgO-Modified Silty Clay" International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, doi:6. 10.1007/s40891-020-00210-5.

Jiříčková, A., Lojka, M., Lauermannová, A., Antončík, F., Sedmidubský, D., Pavlíková, M., Záleská, M., Pavlík, Z. and Jankovský, O. (2020), "Synthesis, Structure, and Thermal Stability of Magnesium Oxychloride $5Mg(OH)_2{\cdot}MgCl_2{\cdot}8H_2O$" Appl. Sci., Vol 10, 1683; https://doi.org/10.3390/app10051683

Li, Y., Yu, H., Zheng, L., Wen, J., Wu, Ch., Tan, Y. (2013), "Compressive strength of fly ash magnesium oxychloride cement containing granite wastes", Construction and building materials, Vol 38, 1- 7.

Li, Z., Chau, C., (2007), "Influence of molar ratios on properties of magnesium oxychloride cement", Cem. Concr. Res., Vol 37, 866–870.

Matkovic B., Young J., (1973), "Microstructure of magnesium oxychloride cements", Nat. Phys. Sci.,Vol 246, 79.

Özer, O., (1996), "Türkiye'de Üretilen Kostik Kalsine Manyezitlerinin İncelenmesi ve Sorel Çimentosu Parametrelerinin Araştırılması", phD., Fen Bilimleri Enstitüsü.

Phair, J. W. (2006), "Green chemistry for sustainable cement production and use", Green chemistry, Vol 8(9), 763-780.

Selçukhan, O., Ekinci, A. (2021), "Zemin İyileştirme Yöntemleri ve Yaygın Kullanımına Bağlı Değerlendirilmesi", European Journal of Science and Technology, doi: 10.31590/ejosat.881603.

Unluer, C., Al-Tabbaa A., (2014), "Enhancing the carbonation of MgO cement porous blocks through improved curing conditions", Cement and Concrete Research, Vol 59, 55-65

Urwongse, L., Sorrell, C.A. (1980), "The System MgO-$MgCl_2$-$H_2O$ at 23 °C", J. Am. Ceram. Soc. Vol 63, 501–504.

USGS, (2023), "Mineral Commodity Summaries", USA.

Tonak, T. (1995), "Çimento Standartları", Çimento Sempozyum ve Sergisi, Ankara, 81-87.

Wang, W., Zhou, H., Li, J., Tao, F., Li, C., Qian, B., Jiang, P. (2021), "Influence of Carbonization Process on the Mechanical Properties of Nano-MgO Modified Cement Soil", Sustainability, Vol 13(6), 3558.

Zhou, Z., Chen, H., Li, Z., Li, H. (2015), "Simulation of the properties of MgO-MgCl2-H2O system by thermodynamic method", Cement and concrete research, Vol 68, 105-111.

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# MUĞLA İLİ KENT MERKEZİ ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN, VERİ VE GEOTEKNİK RAPOR DEĞERLENDİRMELERİNE BAĞLI HARİTALANDIRILMASI

## MAPPING OF MUĞLA CITY CENTER SOIL CHARACTERISTICS BASED ON DATA AND GEOTECHNICAL REPORT EVALUATIONS

**Eda TURAN[1], Süleyman Arda GÜLER[2], Engin NACAROĞLU[3], Mehmet Rıfat KAHYAOĞLU[4]**

## ÖZET

Yeniden yapılacak, değiştirilecek, büyütülecek resmi ve özel tüm bina türü yapıların temellerinin tasarımı için gerekli genel ve özel kuralları belirleyen Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) 2019 yılında yürürlüğe girmiştir. TBDY-2018'de, inşaat alanı zemin koşullarının tanımlanması, yapısal tasarım için gerekli geoteknik parametrelerin belirlenmesi için hazırlanacak Zemin ve Temel Etüd Raporlarının, zemin araştırmaları sonuçlarının sunulacağı Veri Raporu ve tasarıma yönelik olarak hazırlanacak Geoteknik Rapor'dan oluşacağı belirtilmiştir. Bu çalışmada, Muğla ili kent merkezi için hazırlanmış birçok Veri Raporu ve Geoteknik Raporu temin edilmiş, gerekli incelemelerden geçen toplam 130 mevcut rapor düzenlenerek tablo haline getirilmiştir. Arşivlenen geoteknik araştırmaları oluşturan saha ve laboratuvar çalışmaları incelenmiş, bir bütün olarak yorumlanarak Muğla ili kent merkezi zemin özelliklerini içeren geoteknik haritaların oluşturulması amaçlanmıştır. Bununla birlikte bölgede yeni hazırlanacak Geoteknik Raporların sonuç kısımları için ön değerlendirme yapabilme olanağı sağlanmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Muğla, Veri Raporu, Geoteknik Rapor, CBS, Geoteknik Haritalalar.*

## ABSTRACT

The Turkish Building Earthquake Code (TBDY-2018) was put into effect in 2019, establishing general and specific rules for the design of foundations for all types of buildings that will be rebuilt, modified, or expanded, both in the public and private sectors. According to TBDY-2018, the characterization of site soil conditions and the determination of geotechnical parameters necessary for structural design require the preparation of Ground and Foundation Investigation Reports, Data Reports presenting the results of site investigations, and Geotechnical Reports prepared specifically for design purposes.In this study, numerous Data Reports and Geotechnical Reports prepared for the city center of Muğla province were obtained and a total of 130 existing reports that have undergone the necessary reviews were compiled and presented in tabular form. The field and laboratory work comprising the archived geotechnical investigations were examined and interpreted as a whole in order to create geotechnical maps containing the soil properties of Muğla City Center.
***Keywords:*** *Muğla, Data Report, Geotechtical Report, GIS, Geotechnical Maps*

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, Eda Turan Mühendislik, edaturan048@gmail.com
[2] İnşaat Yüksek Mühendisi, Geoport Yazılım Mühendislik San. ve Tic. A.Ş., suleymanardaguler@gmail.com
[3] Dr.Öğr.Üyesi Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü encaroglu@pau.edu.tr
[4] Doç.Dr Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Mühendislik Fak. İnşaat Müh. Bölümü rkahyaoglu@mu.edu.tr (sorumlu yazar)

# GİRİŞ

Yeni yerleşim alanlarının seçimi ya da mevcut yerleşim alanlarının planlanmasında geoteknik çalışmaların önemi büyüktür. Kentsel yerleşimlerde geoteknik parametrelerin tanımlanması, şehir plancılarına ve tasarım mühendislerine mühendislik parametreleri hakkında bilgi sağlamak, doğru imar planları yapmak ve kentsel alanları geliştirmek için gereklidir. Bu çalışmaların kapsamlı ve eksiksiz bir şekilde yürütülmesi önemlidir. Geoteknik bilgiler uygun şekilde saklanmalı ve ileride referans olması için korunmalıdır (Erbil, 2019). Geoteknik zemin parametre haritaları, belirli bir lokasyondaki temel zemin özellikleri ile ilgili verilerin toplanması, korunması ve güncellenmesi ile oluşturulabilir. Bu bağlamda, Coğrafi Bilgi Sistemlerinin (CBS) kullanımı, zemin ile ilgili verilerin verimli bir şekilde uygulanmasında önemli kolaylıklar sunmaktadır (Canbolat, 2019; Akçal 2010; Kaya, 2019).

Bu çalışma, Muğla il merkezi için hazırlanan Geoteknik Raporlardan elde edilen bilgilerin (kayma dalgası hızı, içsel sürtünme değeri, taşıma gücü) kullanılarak Geoteknik Veri Tabanı geliştirilmesini kapsamaktadır. Arşivlenmiş geoteknik raporlar incelenmiş ve Muğla il merkezi zemin özelliklerini içeren geoteknik haritaların bir bütün olarak yorumlanarak oluşturulması hedeflenmiştir. Geoteknik haritaların oluşturulmasında Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) kullanılmıştır. İçsel sürtünme açısı, zemin kayma dalgası hızı ($V_{S,30}$) ve izin verilen taşıma kapasitesi değerleri değerlendirilmiş ve Muğla il merkezi zemin özellikleri haritalanmıştır.

## 1. ÇALIŞMA BASAMAKLARI

### 2.1. ÇALIŞMA ALANININ TANITILMASI

Muğla il merkezi deniz seviyesinden 670 metre yükseklikte yer almaktadır. Yerleşim, Kızıldağ Tepe veya Asar Tepe'nin yamaçlarına yapılan eski Muğla evleri ile başlamış, daha sonra dağlık alana paralel olarak ovaya (güneydoğu) doğru yayılmıştır. Bugün Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi'nin kurulmasıyla birlikte şehir merkezinden uzaklaşan yerleşim, şehrin kuzeybatısındaki Menteşe Kooperatifi alanı, TOKİ yerleşim alanı, Kötekli ve Yeniköy'de genişlemeye devam etmiştir. Karabağlar yaylasında sit alanı olması nedeniyle sınırlı yerleşimler görülmektedir. İl merkezinin güneydoğusundaki Düğerek ve çevresi gibi alüvyal alanlar, tarımsal amaçlı kullanılması ve yeraltı sularının yüksek olması nedeniyle yerleşime açılmamıştır. Bu çalışmada, Muğla il merkezi ve çevresi dâhil yaklaşık 96 $km^2$'lik bir alanın genel jeolojik ve mühendislik jeolojik özellikleri incelenmiştir.

### 1.2. ÇALIŞMADA KULLANILAN MEKANSAL TAHMİN YÖNTEMLERİ

Geoteknik ve jeolojik zemin etüdü raporları kullanılarak geoteknik haritalar oluşturulurken Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ile birlikte IDW yani Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon Yöntemi (Inverse Distance Weighting) ve Kriging Enterpolasyon Yöntemi uygulanmıştır. Ters Mesafe Ağırlıklı Enterporasyon Yöntemi (IDW), jeoistatistik ve mekansal analizde yaygın olarak kullanılan bir enterpolasyon yöntemidir. Çevresel modelleme, arazi haritalama ve yeraltı suyu modelleme gibi uygulamalarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntem sadece komşu noktalardan tahminler ürettiği için lokal bir ara değer kestirim yöntemidir (Yıldırım, 2021; Taylan vd., 2016). Yöntemin uygulanması nispeten kolaydır ve verilerin homojen olduğu durumlarda etkili olabilir. Ancak, verilerin seyrek olduğu durumlarda o kadar etkili olmayabilir (Aydın vd., 2013; Kazancı vd., 2014). Kriging Enterporasyon Yöntemi ise, bilinen komşu noktalardan gelen verileri kullanarak diğer noktalardaki verilerin optimal değerlerini tahmin eden bir enterpolasyon tekniğidir. Kriging yöntemini diğer enterpolasyon yöntemlerinden ayıran en önemli özellik tahmin edilen her nokta veya alan için bir varyans değerinin hesaplanabilmesidir (İnal vd., 2002; Yaprak vd., 2008). Yöntem, sıcaklık, yağış, hava kirliliği ve yeraltı suyu seviyeleri gibi bir dizi çevresel değişkeni tahmin etmek için kullanılabilir.

### 2.3. VERİLERİN ELDE EDİLMESİ, SEÇİLMESİ VE DÜZENLENMESİ

Veri toplamak için, inşaat mühendisi ve jeoloji mühendisleri tarafından daha önce hazırlanmış olan jeoloji veri raporu ve geoteknik raporları toplanmıştır. Toplam 130 rapora ulaşılmıştır. Bunların 117 tanesi Muğla ili Menteşe ilçesi, 10 tanesi Muğla ili Ula ilçesi ve 3 tanesi Muğla ili Yatağan ilçesinde bulunmaktadır. Verilerin

98 adeti geoteknik rapor ve 93 adeti jeoloji veri raporudur. Bazı parsellerin hem jeoloji veri raporu hem de geoteknik raporuna ulaşılırken, bazı parsellerin sadece geoteknik raporu ya da sadece jeoloji raporuna ulaşılmıştır. Aşağıdaki tabloda aynı parseller rapor dağılımları hakkında bilgiler paylaşılmıştır.

Tablo 1. Jeolojik veri raporu ve geoteknik raporların sayısı

| | Sadece geoteknik rapor | Sadece jeoloji veri raporu | Hem geoteknik hem jeolojik veri raporu |
|---|---|---|---|
| Sayı | 27 | 42 | 61 |
| TOPLAM | | 130 | |

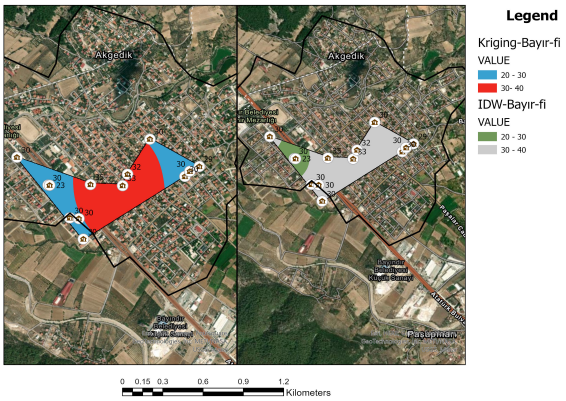
Toplanan jeoloji veri raporu ve geoteknik raporlar verilerin güvenilirliği ve doğruluğunu sağlamak için kontrol edilmiştir. Verilerde bulunan eksikler tamamlanmaya çalışılmış yanlış veriler elimine edilmiştir. Verilerin depolanması ve kullanılması bununla birlikte daha rahat paylaşımı için SQL veri tabanı yerine Excel kullanımı uygun bulunmuştur. Kullanılması planlanan tüm bilgileri içerecek Excel dosyasının içermesi gereken kolon başlıkları belirlenip gerekli tablolar hazırlanmıştır. Veriler, inşaat sahası hakkında bilgiler, yapı hakkında bilgiler, depremsellik, idealize zemin kesiti detayları ve yapı zemin etkileşimi konu başlıklarına göre düzenlenmiştir. Programda analiz olarak kullanılacak olan veri başlıklarına karar verilmiştir. Hazırlanan verilerin görselleştirilmesi ve yukarıda bahsedilen enterpolasyon yöntemlerinin uygulanabilmesi ve gerekli haritaların oluşturulabilmesi için ArcGIS Pro programının kullanımı uygun bulunmuştur.

## 2. DEĞERLENDİRME VE TAVSİYELER

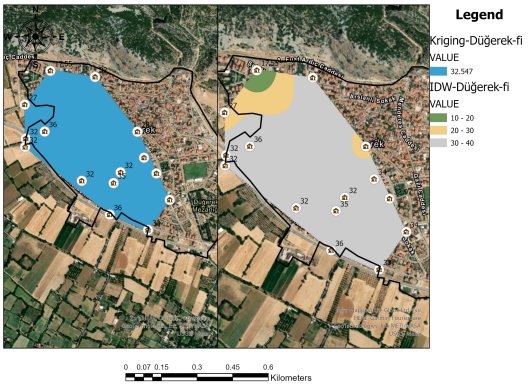
Bu çalışma için hazırlanan Excel tablosundaki daha önce belirlenen başlıklar (içsel sürtünme açısı, zeminlerin kayma dalgası hızı ve taşıma kapasitesi) üzerinden yapılan enterpolasyon hesaplamaları ve kullanılan iki farklı enterpolasyon metodunun verdiği sonuçlar hakkında değerlendirmeler yapılmış ve tavsiyelerde bulunulmuştur.

### 3.1. İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI

Hem Kriging hem de IDW yöntemleri kullanılarak oluşturulan haritalar içsel sürtünme açısı (φ) değerlerine göre değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlar görülmektedir.




Şekil 1. Bayır mahallesi içsel sürtünme açısı haritası

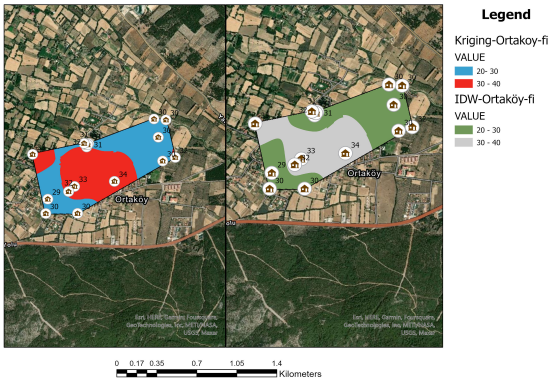



Şekil 2. Düğerek mahallesi içsel sürtünme açısı haritası

Bayır Bölgesi'nde Kriging enterpolasyon yöntemi kullanılarak oluşturulan haritada (Şekil 1), kırmızı ile gösterilen bölgedeki φ değerleri 30° ile 40° arasında, mavi ile gösterilen alanlarda ise 20° ile 30° arasında değiştiği görülmektedir. IDW yönteminde bölgenin φ değerlerinin büyük çoğunluğu 30° ile 40° arasında değişirken, küçük bir alanda bu değerler 20° ile 30° arasına düşmektedir. 13 veri noktasından alının değerler incelendiğinde IDW yönteminin Bayır Bölgesi için daha doğru sonuçlar verdiği görülmektedir. Elbette bölgedeki yeni sondajlardan toplanan numunelerden elde edilen laboratuvar φ değerleri hazırlanan Excel dosyasına eklendikçe oluşturulan haritaların doğruluğu artacaktır. Düğerek Bölgesi'nde Kriging enterpolasyon yöntemi kullanılarak oluşturulan haritada (Şekil 2), enterpolasyon yönteminin tek bir değer (32.547°) olarak hesaplandığı, dolayısıyla yöntemin hesaplama için kullandığı 15 değerin değişimini

yansıtmadığı görülmektedir. IDW yönteminde Bayır Bölgesi'ne benzer şekilde bölgenin büyük bölümünde φ değerleri 30° ile 40° arasında değişmektedir değerler arasındaki değişimi net olarak görebilmekteyiz.

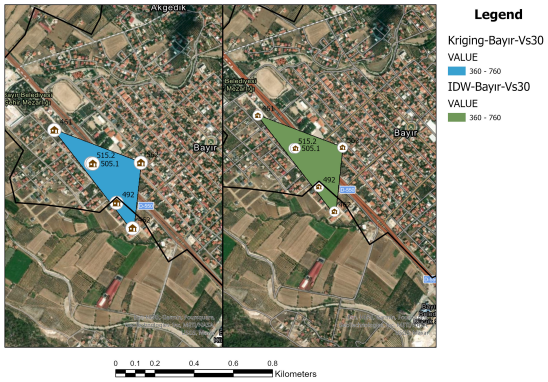
Hem Kriging interpolasyon yönteminde hem de Ortaköy Bölgesi'nde oluşturulan IDW haritalarında (Şekil 3) önemli benzerlikler görülmektedir. Bölgenin ortasında (Kriging haritasında kırmızı, IDW haritasında gri), φ değerleri 30° ile 40° arasında değişirken, diğer alanlarda 20° ile 30° arasında değişmektedir. Ortaköy Bölgesi'ndeki 16 farklı lokasyonun φ değerleri incelendiğinde, değerlerin çoğunun 30°'ye yakın veya 30° civarında olduğu görülmektedir. 20° ile 30° arasındaki alanlarda laboratuvar deneylerinden elde edilen φ değerlerinin 30°'ye yakın ve büyük olacağı tahmin edilmektedir. Bu nedenle veri noktası sayısı arttıkça φ değeri 20° ile 30° arasında olan alan sayısının azalması beklenmektedir.



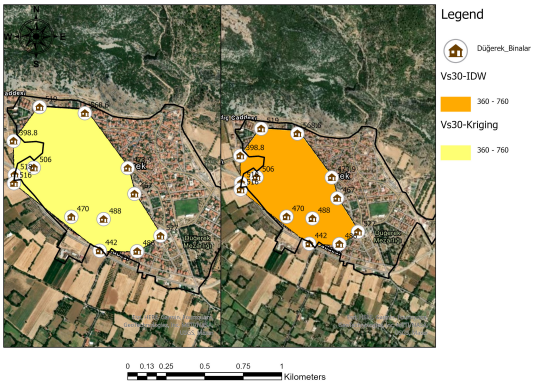

Şekil 3. Ortaköy mahallesi içsel sürtünme açısı haritası

Tüm bölgeler için içsel sürtünme açısı haritaları incelendiğinde genellikle benzer haritalar elde edilmektedir ancak IDW yöntemi daha doğru olduğunu düşündüğümüz sonuçlar vermiştir. İç sürtünme açısı değerlerinin yüksek olduğu aralıklarda daha küçük değer aralıkları sağlanarak daha detaylı haritalar elde etmek mümkün olacaktır.

### 2.2. KAYMA DALGASI HIZI ($V_{s,30}$)HARİTALARI



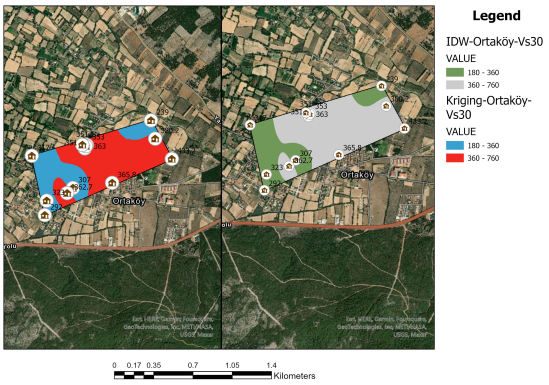

Şekil 4. Bayir mahallesi kayma dalgası hızı haritası




Şekil 5. Düğerek mahallesi kayma dalgası hızı haritası

Kayma hızı dalgası değerleri kullanılarak hesaplanan hem Kriging hem de IDW enterpolasyon methodları sonucu oluşturulan haritalar değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlar öngörülmüş ve buna göre çıkarımlarda ve tavsiyelerde bulunulmuştur.Bayır Bölgesi'nde 6 farklı lokasyondan elde edilen $V_{S,30}$ değerlerine dayalı olarak hem Kriging hem de IDW yöntemleri kullanılarak oluşturulan haritalar arasında önemli benzerlikler bulunmaktadır (Şekil 4). 6 farklı lokasyondan elde edilen $V_{S,30}$ değerleri 461 m/s ile 562 m/s arasında değişmektedir. Bu değerler TBDY 2018'e göre ZC (360-760 m/s) yerel zemin sınıfı olarak sınıflandırılmaktadır. Düğerek Bölgesi'nde elde edilen sonuçlar Bayır Bölgesi'ndeki sonuçlarla benzerlik göstermektedir. Bölgede 13 farklı lokasyondan elde edilen $V_{S,30}$ değerleri kullanılmıştır (Şekil 5). Jeofizik deneylerden elde edilecek $V_{S,30}$ değerlerinin ZC yerel zemin sınıfına karşılık gelmesi beklenmektedir.Ortaköy bölgesinde 13 farklı lokasyondan elde edilen $V_{S,30}$ değerleri kullanılarak hem Kriging hem de IDW

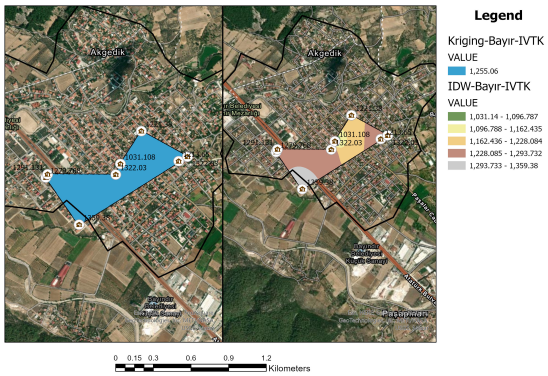
yöntemleriyle oluşturulan haritalarda büyük benzerlikler görülmektedir (Şekil 7). Her iki yöntemde de aynı lokasyonlarda iki farklı yerel zemin sınıfı bölgesi (ZC ve ZD) bulunmaktadır.



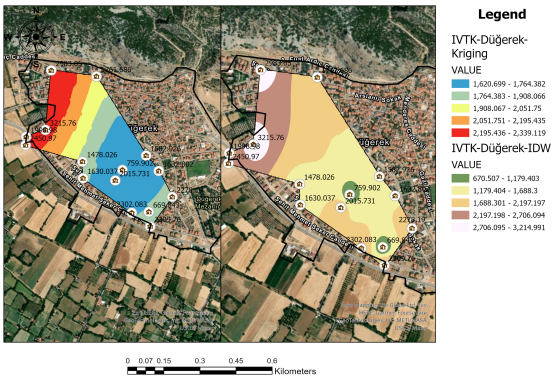

Şekil 6. Ortaköy mahallesi kayma dalgası hızı haritası

Tüm bölgeler için VS30 haritaları incelendiğinde benzer haritaların elde edildiği görülmektedir. Ara bölgelerdeki jeofizik deneylerden elde edilecek $V_{S,30}$ değerlerinin ZC ve/veya ZD yerel zemin sınıfı değerlerine karşılık geleceği tahmin edilmektedir.

### 2.3. TAŞIMA KAPASİTESİ HARİTALARI

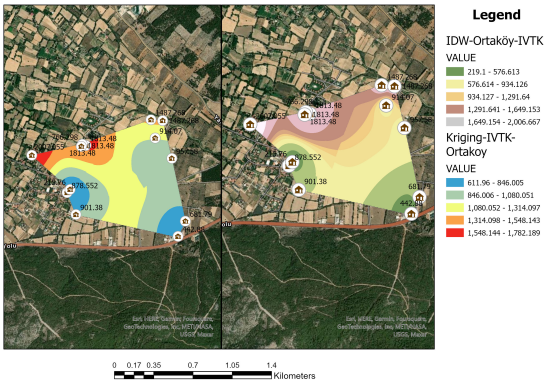



Şekil 7. Bayir mah. İVTG haritası




Şekil 8. Düğerek mah. İVTG haritası

Hem Kriging hem de IDW yöntemleriyle oluşturulan haritalar, geoteknik raporlardan elde edilen izin verilebilir taşıma gücü değerlerine göre değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlar elde edilir.Bayır Bölgesi'nde 8 farklı lokasyondan elde edilen izin verilebilir taşıma gücü değerleri 1213 kPa ile 1359 kPa arasında değişmektedir (Şekil 7). Kriging yöntemi kullanılarak oluşturulan haritada bölgenin izin verilebilir taşıma gücü değeri ortalama 1255 kPa iken, IDW yöntemi kullanılarak oluşturulan haritada daha detaylı izin verilebilir taşıma gücü değeri bölgeleri elde edilmiştir.Düğerek Bölgesi'nde 15 farklı lokasyondan elde edilen izin verilebilir taşıma gücü değerleri 669 kPa ile 3215 kPa arasında değişmektedir (Şekil 8). Kriging ve IDW yöntemleri ile oluşturulan haritalar incelendiğinde bazı bölgelerde IDW yönteminin daha yüksek izin verilenilir taşıma gücü değerleri verdiği, bazı bölgelerde ise Kriging yönteminin daha yüksek değerler verdiği görülmektedir. Bu sonuçlar, bu bölge için izin verilebilir taşıma gücü haritalarının daha detaylı değerlendirilmesinin gerekliliğini göstermektedir.Ortaköy Bölgesi'nde 13 farklı lokasyondan elde edilen izin verilebilir taşıma gücü değerleri 215 kPa ile 2007 kPa arasında değişmektedir (Şekil 9). Kriging ve IDW yöntemleri kullanılarak oluşturulan haritalar incelendiğinde IDW yöntemi ile elde edilen değerlerin daha düşük olduğu görülmüştür.




Şekil 9. Ortaköy mahallesi İVTG haritası

Tüm bölgeler için izin verilen taşıma kapasitesi haritaları incelendiğinde, ek saha-laboratuvar testleri ile elde edilen izin verilen taşıma gücü değerleri hesaplanmalı ve mevcut değerlerle karşılaştırılmalıdır. İzin verilen taşıma gücünün temel geometrisi, temel derinliği gibi özelliklere bağlı olduğundan, taşıma gücü için genel bölgeleme haritalarının dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gerekir.

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışma, jeolojik ve geoteknik verilerin arşivlenmesi ve olası risklere karşı alınabilecek önlemlerin tahmin edilmesinde kullanılmasının gerekliliğini göstermek amacıyla yapılmıştır. Ayrıca bölgede yeni hazırlanacak Geoteknik Raporları için ön değerlendirme imkânı sağlanması amaçlanmıştır. Geoteknik haritalar, jeolojik veri raporları ve geoteknik raporlara dayalı olarak Coğrafi Bilgi Sistemleri (GIS) kullanılarak oluşturulmuştur. Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon Yöntemi (IDW) ve Kriging enterpolasyon yöntemleri kullanılmıştır. Bu iki yöntemle elde edilen haritalar genel olarak benzerlikler gösterse de Kriging ve IDW yöntemleri içsel sürtünme açısı, izin verilebilir taşıma gücü açısından bazı alanlarda farklı sonuçlar vermiştir. Bu sonucun sebebi bu alanlardaki veri eksikliği olmasıdır. Öte yandan, verilerin fazla olduğu ve daha homojen yayıldığı alanlarda haritalar benzerlik göstermektedir.

## KAYNAKLAR

Erbil, M. (2019), "Geotechnical mapping investigation of a developing urban area (Niğde, Turkey)", Yüksek Lisans Tezi, Hasan Kalyoncu Üniversitesi, Gaziantep.

Canbolat, A. (2017), "Use of GIS for evaluating the geotechnical properties in Kahramanmaraş, Turkey", Yüksek Lisans Tezi, Hasan Kalyoncu Üniversitesi, Gaziantep.

Akçal, A.N. (2020), "Antalya ili merkez ilçe zeminlerinin Coğrafi Bilgi Sistemlerinden yararlanılarak geoteknik mikrobölgelendirilmesi", Doktora Tezi, Akdeniz Üniversitesi, Antalya.

Kaya, D. (2019), "Coğrafi Bilgi Sistemleri ile geoteknik verilerin değerlendirilmesi (Kayseri-Oymağaç Mahallesi)", Yüksek LisansTezi, Erciyes Üniversitesi, Erciyes.

Yıldırım, M. (2021), "Türkiye'deki yağışların enterpolasyon yöntemlerle alansal incelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, Kırıkkale Üniversitesi, Kırıkkale.

Taylan, E.D., Damçayırı, D. (2016), "Isparta bölgesi yağış değerlerinin IDW ve Kriging enterporasyon yöntemleri ile tahmini", İMO Teknik Dergisi, Vol 459, 7551-7559.

Aydın, O., Çiçek, İ. (2013), "Ege Bölgesi'nde yağışın mekânsal dağılımı", Coğrafi Bilimler Dergisi, Vol 11(2), 101-120.

Kazancı, Z.S., Kayıkçı, T.E., "Konumsal enterpolasyon yöntemleri uygulamalarında optimum parametre seçimi: Doğu Karadeniz Bölgesi günlük ortalama sıcaklık verileri örneği", 7. Mühendislik Ölçmeleri Sempozyumu, 15-17 Ekim 2014, Çorum.

[16] İnal, C., Turgut, B., Yiğit, C.Ö., "Lokal Alanlarda Jeoit Ondülasyonlarının Belirlenmesinde Kullanılan Enterpolasyon Yöntemlerinin Karşılaştırılması", Selçuk Üniversitesi Jeodezi ve Fotogrametri Mühendisliği Öğretiminde 30. Yıl Sempozyumu, 16-18 Kasım 2002, Konya.

[17] Yaprak, S., Arslan, E. (2008), "Kriging Yöntemi ve Geoit Yüksekliklerinin Enterpolasyonu", Jeodezi ve Jeoinformasyon Dergisi, Vol 98, 36-42.

# DSS-C CİHAZINDA KISMİ DOYGUNA İNDİRGEME YÖNTEMİ (KDİ) İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ KUM NUMUNELERDE GERİLME KONTROLLÜ DİNAMİK DENEYLER

## DYNAMIC STRESS-CONTROLLED TESTS ON SPECIMENS PREPARED BY INDUCED PARTIAL SATURATION (IPS) IN DSS-C DEVİCE

**İsmail Alpaslan CEYLAN[1], E. Ece ESELLER-BAYAT[2]**

## ÖZET

Kısmi Doyguna İndirgeme (KDİ) sıvılaşma problemi bulunan zeminlerde pratik ve ekonomik bir şekilde uygulaması geliştirilmekte olan yeni bir zemin iyileştirme yöntemidir. Sahada uygulandığında, KDİ ile iyileştirilmiş zeminlerin farklı relatif sıkılık, çevrimsel kayma gerilmeleri ve doygunluk dereceleri altında sıvılaşmaya karşı davranışının bilinmesi gerekmektedir. Bu çalışmada suya doygun ve kısmi doygun kum numunelerde Hücre Basınçlı Dinamik Basit Kesme (DSS-C) Cihazında gerilme kontrollü dinamik deneyler gerçekleştirilmiştir. Çalışma sonuçları doygunluk derecesindeki azalmanın aşırı boşluk suyu basınçlarını azalttığını ve sıvılaşma başlangıcını geciktirdiğini göstermiştir. Çevrimsel dayanım eğrileri belirli kısmi doygunluk ve rölatif sıkılık seviyelerinde elde edilmiştir ve sunulmuştur. Bu çalışmanın sonuçları saha uygulamalarında KDİ ile iyileştirilmiş zeminlerde sıvılaşma dayanımını tahmin etmek için yapılacak olan gelecek çalışmalara katkı sağlamaktadır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Kısmi Doyguna İndirgeme (KDİ), laboratuvar deneyleri, sıvılaşma, zemin iyileştirme yöntemleri*

## ABSTRACT

Induced Partial Saturation (IPS) is a new mitigation technique developed to be practically and economically applied in the field where liquefaction is a potential problem. When applied in the field, the behavior of mitigated soils by IPS to liquefaction under different relative densities, cyclic shear stresses, and degrees of saturation needs to be known. In this study, dynamic stress-controlled tests were performed on fully and partially saturated sand specimens in a Dynamic Simple Shear Test Device with Confining Pressure (DSS-C). The results demonstrated that a decrease in the degree of saturation effectively reduced the excess pore water pressures generated and retarded the initial liquefaction. The cyclic resistance curves were obtained and demonstrated for certain partial saturation and relative density levels. The results of the study contribute to future research for estimating the liquefaction resistance of sands mitigated by IPS for practical applications.
***Keywords:*** *Induced Partial Saturation (IPS), laboratory testing, liquefaction, soil mitigation*

## 1. INTRODUCTION

Soil liquefaction due to dynamic loading emerged as a significant concern in geotechnical earthquake engineering following the occurrence of two notable earthquakes: the Alaska earthquake (Mw=9.2) and the Niigata earthquake ($M_w$=7.6) in 1964. The phenomenon of liquefaction has been observed in saturated sands,

[1] Graduate Student, Istanbul Technical University; Research Asistant, Gebze Technical University, ismailceylan@gtu.edu.tr (corresponding author)
[2] Associate Professor, Istanbul Technical University, ebayat@itu.edu.tr

silty sands, and silts during the majority of previous moderate to large earthquakes, including the recent Kahramanmaras EQ sequences: Pazarcık $M_w$ = 7.7 AFAD, 2023 or $M_w$ = 7.8 according to USGS, 2023 and Elbistan $M_w$=7.6 AFAD, 2023 or $M_w$ =7.5 according to USGS, 2023. Over the subsequent years, various methods for mitigating soil liquefaction were developed although many of these methods primarily focused on addressing liquefaction in free field sites. Laboratory experiments and field observations have indicated that the degree of saturation is a significant parameter that affects soil behavior in terms of liquefaction.

Yegian et al. (2007) introduced the Induced Partial Saturation (IPS) method which can be applied to fields with existing structures as a means to remediation of soil liquefaction. This method involves entrapping air bubbles within the soil voids. The implementation of the IPS method results in a reduction in the degree of saturation, consequently leading to an improvement in the liquefaction resistance (Eseller-Bayat et al., 2013; Eseller-Bayat and Gulen, 2020).

In the study, the researchers utilized a dynamic simple shear test device with confining pressure (DSS-C) to examine the liquefaction behavior of sand treated with the IPS method in the laboratory. The objective of the study was to generate liquefaction resistance curves for varying levels of degree of saturation and relative density. Additionally, pore pressure generation curves were presented to compare the generation of excess pore water in terms of the degree of saturation, relative density and cyclic stress ratio (CSR).

## 2. METHOD

In the geotechnical engineering dynamic laboratory at Istanbul Technical University (ITU), stress-controlled undrained dynamic simple shear tests were conducted by a Dynamic Simple Shear Test Device with Confining Pressure (DSS-C). The purpose of these tests was to investigate the effectiveness of liquefaction remediation through the implementation of the induced partial saturation method.

Stress-controlled undrained DSS-C tests were conducted using clean Sile sand (AFS 40-45). Prior to initiating the dynamic testing program, the soil index properties were determined. The soil index properties given in Table 1 were necessary to calculate the initial degree of saturation and relative density. Partially saturated samples were prepared using the induced partial saturation (IPS) method. In this method, the sodium percarbonate chemical is utilized, which reacts with water and generates air bubbles within the sample. This process aids in achieving partial saturation by reducing the degree of saturation and creating air bubbles within the specimen. Gulen and Eseller-Bayat (2017) suggested that the wet pluviation method is the most convenient method for partially saturated samples to be able to obtain uniformly distributed air bubbles in the soil. Therefore, the wet pluviation method was utilized as a sample preparation technique for both fully and partially saturated samples.

Table 1 Soil index properties of Sile sand (AFS 40-45).

| Soil Index | Sile Sand |
|---|---|
| Soil Type | SP |
| $\gamma_s$ (g/cm$^3$) | 2.65 |
| $e_{max}$ | 0.89 |
| $e_{min}$ | 0.57 |

The water supplied to the sample during the saturation step and the water expelled from the sample during the consolidation stage were measured using a hydraulic automatic pressure controller (H-APC). For monitoring changes in the vertical direction, an LVDT attached to a bracket mounted on the vertical arm was utilized. However, it should be noted that directly measuring the change in sample diameter is not possible in this testing setup. To address the challenge of directly measuring the change in sample diameter, Deniz (2021) adopted an alternative approach. High-quality digital photographs were taken from outside the confining cell at various test stages, including during the saturation phase, immediately after the saturation phase, and at the end of the consolidation phase. These photographs were then utilized to determine the reduction in diameter throughout the test. By using the captured photographs and other available resources, the researcher was able to calculate the final degree of saturation and relative density of the tested samples.

Stress-controlled undrained cyclic simple shear tests consist of saturation, consolidation, and liquefaction stages. Each stage is set up and controlled by the clip studio software. The saturation stage, including B check and cell pressure ramp (CPR) phases, is needed to attain the target degree of saturation for fully saturated samples. Before the liquefaction stage, samples were consolidated, and a medium of a certain depth was created. Tests within the scope of this research were performed under isotropic consolidation conditions. Under the vertical effective stress of $\sigma_v'$ = 100 kPa, both fully saturated and partially saturated samples were subjected to the consolidation process. The liquefaction stage is the final stage of DSS-C testing. The DSS-C testing system enables the execution of both strain-controlled and stress-controlled cyclic simple shear tests. For the tests conducted in the context of this research, stress-controlled undrained cyclic loading conditions were used. The cyclic loading was applied using a uniform sinusoidal waveform. In the literature, two criteria are commonly used to identify the initiation of liquefaction: the double amplitude (DA) strain criterion and the excess pore water pressure ratio criterion (where initial liquefaction begins at $r_u$=1). According to ASTM D:8296-19 (Standard Test Method for Consolidated Undrained Cyclic Direct Simple Shear Test under Constant Volume with Load Control or Displacement Control) testing system is required to maintain uniform cycle loading throughout the test until either the sample fails or a double amplitude shear strain of 10% is reached. In general, for stress-controlled tests, a reduction in cyclic load at large strains should not exceed 5% of the initial loads. However, it is important to note that the ASTM D8296-19 standard provides an exception for testing related to liquefaction. In liquefaction testing, higher reductions in cyclic load are considered acceptable. In the tests conducted for this research, the investigation of liquefaction was based on the excess pore water pressure ratio criterion, and the shear strains at $r_u$=1 were noted, see Table 2. A loading frequency of 1Hz suggested by ASTM D:5311/D5311M (Standard Test Methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil) was utilized in the tests.

DSS-C tests were performed on the different degrees of saturation (S) and relative densities ($D_r$) by using a range of cyclic stress ratios (CSR). The used parameters and the results of the tests are listed in Table 2. In the scope of this study, samples with degrees of saturation at a range of 70-80% were tested. The samples with higher degrees of saturation were tested and reported by Deniz (2021).

Table 2. Stress-controlled undrained cyclic simple shear tests on fully and partially saturated sand samples.

| Soil Index | S (%) | $D_r$ (%) | CSR | $N_L$ @ $r_{u,1}$ | $\gamma$ (%) @ $r_{u,1}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| PS-1 | 78 | 47 | 0.35 | 22 | 5.33 |
| PS-2 | 77 | 59 | 0.35 | 34 | 7.29 |
| PS-3 | 72 | 40 | 0.29 | 52 | 5.52 |
| PS-4 | 79 | 40 | 0.25 | 72 | 4.51 |
| PS-5 | 83 | 54 | 0.25 | 109 | 3.79 |
| PS-6 | 77 | 56 | 0.27 | 64 | 5.24 |
| PS-7 | 80 | 19 | 0.28 | 33 | 4.97 |
| PS-8 | 77 | 37 | 0.31 | 21 | 4.91 |
| PS-9 | 72 | 20 | 0.25 | 56 | 3.57 |
| PS-10 | 78 | 41 | 0.23 | 123 | 4.04 |
| PS-11 | 80 | 41 | 0.27 | 38 | 5.53 |
| PS-12 | 77 | 44 | 0.27 | 49 | 3.75 |
| FS-1 | 100 | 52 | 0.18 | 11 | 3.8 |
| FS-2 | 100 | 42 | 0.15 | 35 | 3.23 |

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

CSR, the degree of saturation and relative density were changed for different experiments in order to evaluate the effect of those on the soil. The degree of saturation and relative density couldn't be estimated precisely because the volume of the specimen changed during the experiments. Therefore, the degree of saturation and relative density were calculated after the consolidation. While the estimated saturation degrees at the beginning of the test and the degrees of saturation calculated after the consolidation are close, an increase is observed in the relative densities due to the volume change. It should be noted that all experiments should be performed by the same researcher, as sample preparation and measurement are

highly dependent on the operator. The effect of CSR, degree of saturation, and relative density on liquefaction can be observed in Figure 1. Figure 1 presents the liquefaction resistance curves for samples with different relative density ranges at S=72%-83% and S=100%. It can be revealed that similar to the fully saturated sample tests, the liquefaction resistance curve shifts up as the relative density increases. When fully and partially saturated samples are compared, it is apparent that the degree of saturation affects the initiation of the liquefaction. The number of cycles to reach liquefaction ($N_L$), relative density and CSR values for the samples FS-1 and FS-2 are $N_L$=11, $D_r$=52%, CSR=0.18 and $N_L$=35, $D_r$=42%, CSR=0.15, respectively. The number of cycles to reach liquefaction in the same relative density range for partially saturated samples varies from 21 to 109, depending on the CSR. In light of this information, it is obvious that the degree of saturation plays an essential role in the initiation of liquefaction.

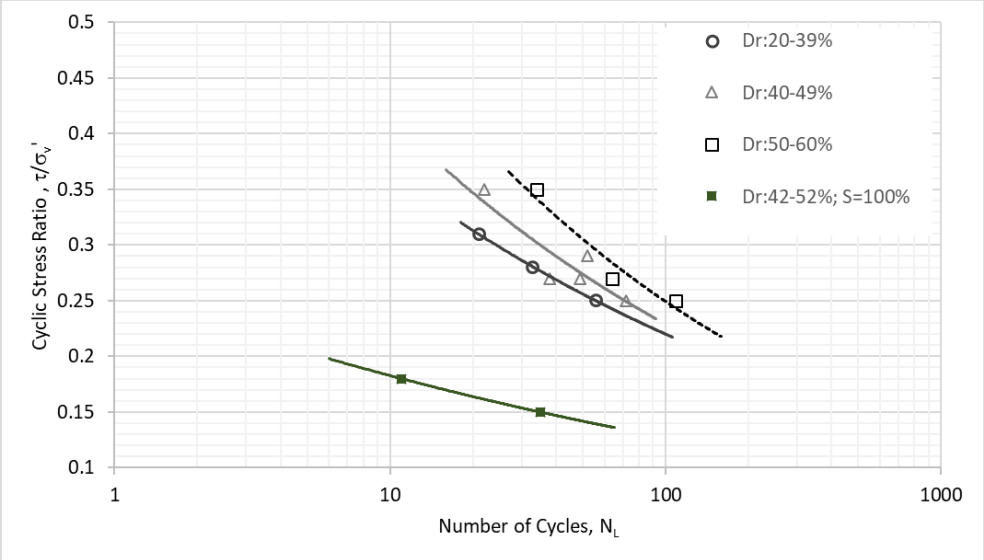



Figure 1. Liquefaction resistance curves for partially saturated (S=75%) $D_r$=30%, $D_r$=45%, $D_r$=55% and fully saturated sand samples Dr=50%

Additionally, it is worth noticing that the shear strain ($\gamma$) at $r_u$=1 increases essentially as CSR increases. To illustrate, for the samples with $D_r$=20-39%, single amplitude shear strains were obtained as 3.79%, 5.24%, and 7.29% at CSR levels of 0.25, 0.27, and 0.35, respectively. It can also be seen that when the CSR value rises, the shear strain rises. Although the liquefaction resistance increases in partially saturated sands, it was observed that the shear strains could go up to a single amplitude of 7.29% at a high CSR value of 0.35. This indicates that the tested samples experienced significant deformation under the applied loading conditions. Therefore, for mitigation purposes, the deformations are also critical parameters to consider besides the liquefaction resistance curves.

In Figure 2, the impact of different CSR levels and relative densities on the generation of excess pore water pressure ratios is presented for fully and partially saturated samples. This figure illustrates the relationship between these variables, providing insights into how the cyclic stress ratio and relative density influence the development of excess pore water pressure ratios. It is apparent that an increase in CSR causes the sample to reach the initial liquefaction state more rapidly. Samples prepared at $D_r$=45% and tested under vertical effective stress of 100 kPa, partially saturated samples reached $r_u$=1 at higher numbers of cycles under higher CSR levels when compared with fully saturated samples. Additionally, it can be seen that the relative density of the sample impacts the occurrence rate of excess pore water pressure. It is explicitly observed that as the relative density of the sample increases and the degree of saturation decreases, the time taken to reach initial liquefaction increases (Figure 2 (b)).

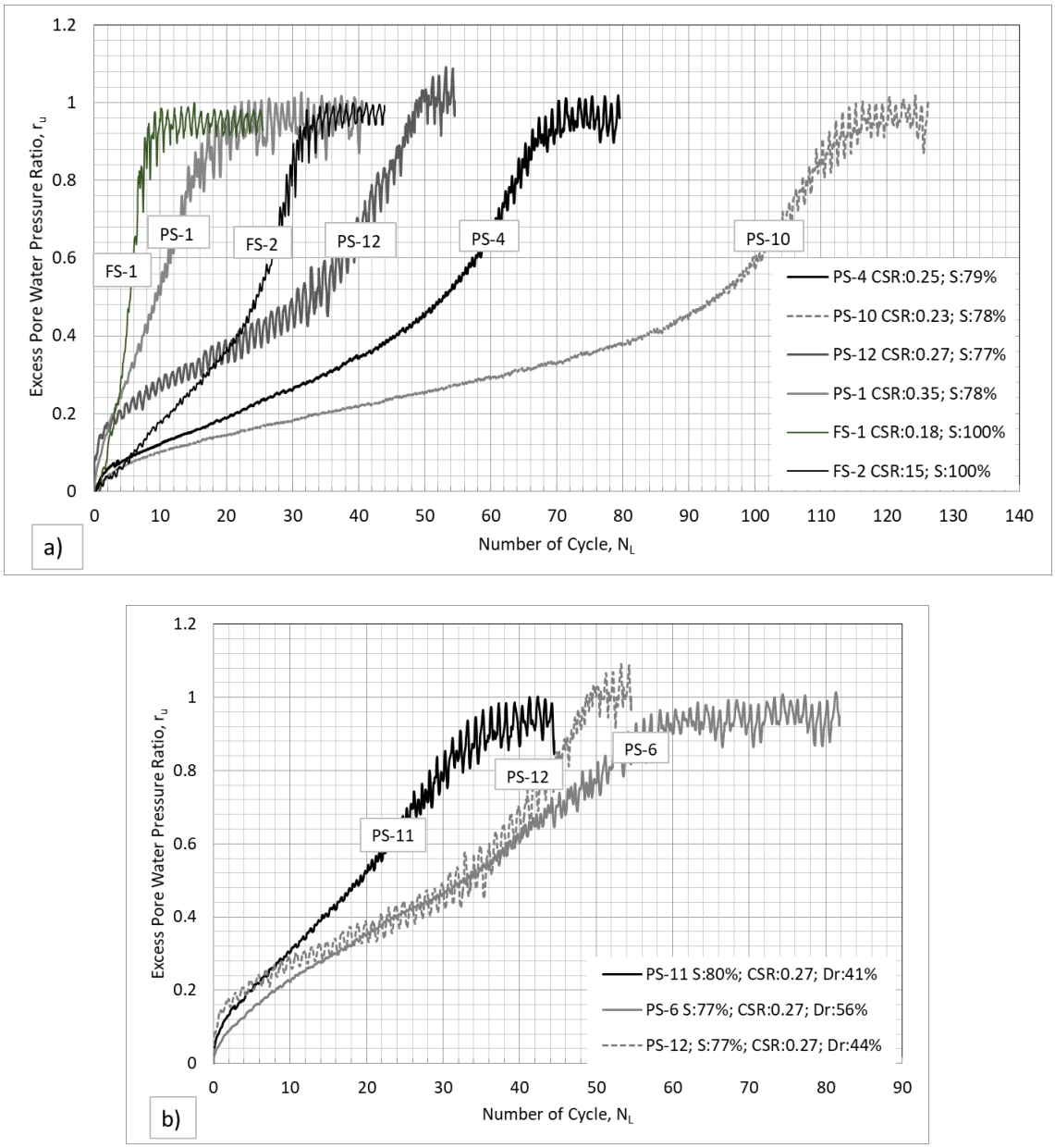



Figure 2. Stress-controlled undrained cyclic simple shear tests on partially saturated (S=78%) and fully saturated samples under $\sigma_v'$=100 kPa vertical effective stress a) effect of CSR at $D_r$=45%, b) effect of $D_r$ at CSR=0.27 on excess pore water pressure ratio generation

## 4. CONCLUSION

This study focused on investigating the impact of partial saturation, specifically through the implementation of the IPS (Induced Partial Saturation) liquefaction mitigation technique, on the liquefaction resistance. The primary objective of the study was to obtain cyclic resistance curves and analyze the generation of pore water pressure according to the relationship between the degree of saturation and the generation of pore water pressure, which is a crucial factor in assessing the potential for liquefaction in soil. Additionally, the study presents the effect of relative density and CSR on the liquefaction response of partially saturated samples.

Sile (AFS 40-45) sand classified as poorly graded sand was used in the experimental study. Fully and partially saturated samples were prepared by the wet pluviation method. Partial saturation was achieved through the implementation of the IPS treatment method. Undrained cyclic simple shear tests were performed on samples consolidated under isotropic consolidation conditions at 100 kPa vertical effective stress. The

experiments were conducted on partially saturated samples consisting of the degree of saturation 72% to 83%, relative density 19% to 59% at cyclic stress ratio values between 0.23 and 0.35. Additionally, the experiments were conducted on fully saturated samples consisting of relative densities of 42% and 52% at cyclic stress ratio values of 0.15 and 0.18. The following conclusions were made by this study.

As the relative density increases, the generation of excess pore water pressure slows down and reaches excess pore water pressure ratio, $r_u$=1, at a further number of cycles. Therefore, as the relative density increases, the liquefaction resistance increases in partially saturated sands.

For samples with the same degree of saturation and relative density, when the cyclic stress ratio (CSR) value rises, the sample reaches liquefaction at a lower number of cycles. High shear strains at $r_u$=1 are observed at higher CSR.

When partially saturated samples (S=75%) and fully saturated samples (S=100%) are compared, it is explicitly observed that decreasing the degree of saturation reduces the amount of generated excess pore water pressure at the same number of cycles. Samples having a higher degree of saturation reach initial liquefaction earlier.

The findings of this study provide valuable insights that can contribute to future research endeavors aimed at estimating the liquefaction resistance of sands treated with IPS for practical applications. By understanding the effects of IPS on liquefaction behavior and obtaining data on the cyclic resistance curves and pore water pressure generation, researchers can better assess the efficacy of IPS as a mitigation technique. This knowledge can inform the development of improved methodologies and guidelines for estimating the liquefaction resistance of sands treated with IPS in real-world scenarios. Such advancements can enhance the reliability and effectiveness of liquefaction mitigation strategies in geotechnical engineering practice.

## REFERENCES

ASTM (2013). “Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil (D5311/D5311M)”. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM (2019). “Standard Test Method for Consolidated Undrained Cyclic Direct Simple Shear Test under Constant Volume with Load Control or Displacement Control (ASTM D8296-19)”. ASTM International, West Conshohocken, PA.

Deniz, O. (2021). “Development of liquefaction resistance curves of partially saturated sands”. Istanbul Technical University, Graduate School, Istanbul.

Eseller-Bayat, E., Yegian, M., Alshawabkeh, A., and Gokyer, S. (2013). “Liquefaction Response of Partially Saturated Sands. I: Experimental Results”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, No.6, pp. 863–871.

Eseller-Bayat, E. E. and Gulen, D. B. (2020). “Undrained Dynamic Response of Partially Saturated Sands Tested in a DSS-C Device”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 146(11), 04020118.

Gulen, D. B. and Eseller-Bayat, E. E. (2017). “Specimen preparation techniques for testing fully and partially saturated sands in dynamic simple shear (DSS) test device with confining pressure. In Advances in Laboratory Testing and Modelling of Soils and Shales”, January, pp. 139-146.

Yegian, M. K., Eseller-Bayat, E., Alshawabkeh, A. S., and Ali, S. (2007), “Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: experimental investigation.”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(4), 372-380

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# ŞUBAT 2023 DEPREMLERİNİN HATAY-ERZİN 904 MW KOMBİNE DOĞALGAZ ÇEVRİM SANTRALİNE ETKİSİ

# THE EFFECT OF FEBRUARY 2023 EARTHQUAKES ON HATAY-ERZİN 904 MW NATURAL GAS COMBINED CYCLE POWER PLANT

**Oğuz ÇALIŞAN[1] Fuat TİNİŞ[2] Murat ERKİLET[3] Volkan OKAN[4] Can GÜLCAN[5]**

## ABSTRACT

Erzin Natural Gas Combined Cycle Power Plant (CCPP) was built at Erzin district of Hatay province in Turkey and started electricity generation in 2014. The power plant, which consists of two gas turbines and one steam turbine unit, has installed a capacity of 904 MWe. The plant in which constuction commenced towards the end of 2011, was built on a challenging ground profile consisting of liquefaction susceptible sand/silty sand overlying silty clay/clay silt and base rock basalt. The facts that the power plant site is very close to Yumurtalık, Karataş-Osmaniye and East Anatolian fault lines and the ground consists of sandy/silty formations susceptible to liquefaction, had led to the necessity of considering liquefaction mitigation during design. During the foundation design of the structures within the power plant, stone columns and bored piles were used either individually or concurrently depending on the allowable displacement limits and importance of the structures. The design spectra determined by the site-specific seismic study commissioned by the Employer were used in the seismic design of the structures and foundations.

In this study, response spectra were created based on the acceleration values recorded at station 3134 (Dörtyol), 17.5 km away from the site, for Kahramanmaraş-Pazarcık (MW= 7.7), Gaziantep-Nurdağı (MW= 6.6) and Kahramanmaraş-Elbistan (MW= 7.6) earthquakes dated 6 February 2023. These response spectra were adopted to the site and compared to the spectra used in design. The foundations and structures at the plant site had no damage during the series of earthquakes and plant started electricity generation just after the end of the gas outage in the region due to earthquakes.

**Key words**: Bored Pile , Liquefaction, Seismic Design, Stone Column

## ÖZET

Erzin Kombine Doğalgaz Çevrim Santralı, Hatay ilinin Erzin ilçesi sınırları içinde inşa edilmiş ve 2014 yılında elektrik üretimine başlamıştır. İki adet gaz türbini ve bir adet buhar türbini ünitesinden oluşan santral, 904 MWe kurulu güce sahiptir. 2011 yılı sonunda inşasına başlanan santral, sıvılaşmaya hassas kum/siltli kum altında yer alan siltli kil/killi silt ve taban kayası bazalttan oluşan bir zemin profili üzerine inşa edilmiştir. Santral sahasının Yumurtalık, Karataş-Osmaniye ve Doğu Anadolu fay hatlarına çok yakın olması ve sahadaki zemin profilinin üstte sıvılaşmaya hassas kumlu/siltli formasyonlardan oluşması tasarım sırasında sıvılaşmaya karşı önlem alınması gereğini doğurmuştur. Santral kapsamındaki yapıların temel tasarımı sırasında, taş kolonlar ve kazıklar, yapıların deplasman toleransı ve önemine göre ayrı ayrı, ya da beraberce kullanılmıştır. Yapı ve temellerin sismik tasarımı sırasında İşveren tarafından yaptırılan sahaya özel sismik çalışma ile belirlenen tasarım spektrumları kullanılmıştır.

Bu çalışmada 6 Şubat 2023 tarihli Kahramanmaraş-Pazarcık (MW= 7,7), Gaziantep-Nurdağı (MW= 6,6) ve Kahramanmaraş-Elbistan (MW= 7,6) depremlerinde sahaya 17,5 km uzaklıktaki 3134 numaralı (Dörtyol) kayıt istasyonunda alınan ivme kayıtları esas alınarak tepki spektrumları oluşturulmuştur. Oluşturulan bu tepki spektrumları santral sahasına taşınmış, tasarımda esas alınan spektrumlarla kıyaslanmıştır. Santral sahasındaki yapılar, yaşanan deprem serisi sırasında hasar almamış, depremler sonrasında bölgede yaşanan gaz kesintisinin bitmesinden hemen sonra santral yeniden üretime başlamıştır.

**Anahtar kelimeler**: Fore Kazık, Sıvılaşma, Sismik Tasarım, Taş Kolon

(1) Dr. İnş.Yük.Müh, EMBA, ÇALIŞAN Geoteknik Ltd. ocalisan@calisangeo.com
(2) Mak.Yük.Müh., ABT Yapı Müh. Ltd., fuat.tinis@abtyapi.com
(3) Mak. Yük.Müh., Proje Yöneticisi, muraterkilet@yahoo.com.tr
(4) İnş.Müh., GAMA Güç Sistemleri, volkan.okan@gama.com.tr
(5) Elk.-Elektr.Yük.Müh., Akenerj Elektrik Üretim A.Ş., can.gulcan@akenerji.com.tr

# 1. GİRİŞ

İki adet gaz türbini ve bir adet buhar türbini ünitesinden oluşan Erzin santralı, sıvılaşmaya hassas kum/siltli kum altında yer alan siltli kil/killi silt ve taban kayası bazalttan oluşan bir zemin profili üzerine inşa edilmiştir. Gerek üzerinde yer aldığı zor zemin koşulları, gerekse Yumurtalık, Karataş-Osmaniye ve Doğu Anadolu fay hatlarına yakınlığı nedeniyle İşveren, Mühendislik, Tedarik ve Kurulum olarak ihale ettiği proje öncesinde, tasarıma esas olmak üzere iki değişik sahaya özgü sismik çalışma yaptırmıştır [1,2]. Bu çalışmalarla belirlenen esaslar doğrultusunda, deprem sırasında zemin koşullarından kaynaklanabilecek olumsuzlukları bertaraf etmek amacıyla, yapıların deplasman toleransı ve önemi dikkate alınarak temel altlarında taş kolonlar ve kazıklar ayrı ayrı, ya da beraberce kullanılmıştır. Enerji Üretim Bloku (power island) içindeki yapılar, zemine ilettikleri ağır yükler ve düşük deplasman toleransları nedeniyle bazalta soketlenen fore kazıklar ve kazıklar arasında sıvılaşmanın önlenmesi amacıyla tasarlanan taş kolonlar üzerinde inşa edilmiştir. Hafif ve deplasmana çok hassas olmayan yapılar ise, sadece taş kolonlar kullanılarak iyileştirilmiş zemin üzerine, sığ temeller yapılarak inşa edilmiştir.
Ülkemizde 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Kahramanmaraş-Pazarcık, Gaziantep-Nurdağı ve Kahramanmaraş-Elbistan depremlerinin temellerde oluşturduğu etkileri analiz etmek için sahaya 17,5 km uzaklıktaki 3134 numaralı (Dörtyol) kayıt istasyonunda ölçülen ivme kayıtları kullanılmıştır.

# 2. SANTRAL SAHASI ZEMİN YAPISI

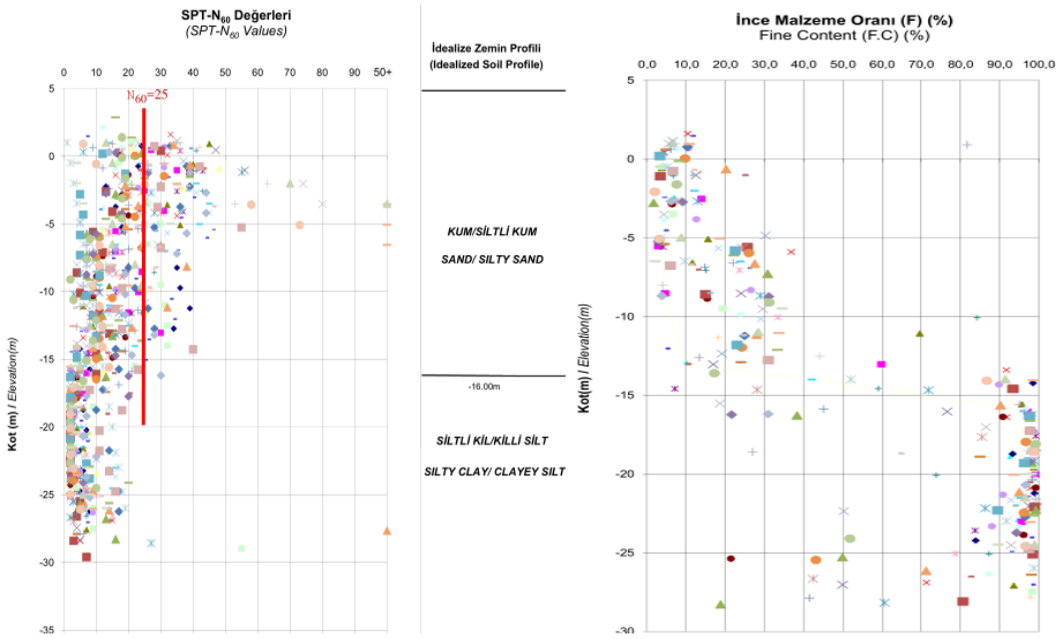
Tasarım öncesinde ve sırasında santral sahasında değişik tarihlerde zemin etütleri yapılmıştır. İlk etüt [3] ihale öncesinde İşveren tarafından yaptırılmış, bu etüt kapsamında 20 adet zemin sondajı, 22 adet koni penetrasyon testi (CPT), 10 adet sismik kırılma, 3 adet mikrotremör, 2 adet özdirenç ve 2 adet kuyu içi sismik (PS logging) ölçümü yapılmıştır. İhale sonrasında, tasarım öncesinde ise Yüklenici, 45 adet zemin sondajı, 8 kuyuda sismik (downhole) ve 20 adet elektrik özdirenç ölçümünden oluşan bir zemin etüdü yaptırmıştır [4].
Yapılan etütlerde karşılaşılan zemin yapısı, sahanın genelinde benzer olmakla beraber tabaka kalınlıkları değişiklik göstermektedir. Zemin yapısı, kum/siltli kum altında yer alan siltli kil/killi silt ve son olarak da taban kayası bazalt olmak üzere 3 değişik tabakadan oluşmaktadır. Formasyonların indeks özellikleri Tablo 1'de özetlenmiştir. Şekil 1'de ise SPT-$N_{60}$ değerleri ile ince oranının saha kotu ile değişimi gösterilmiştir. Tablo 1 ve Şekil 1'den zemin yüzeyinden itibaren 16,0-22,0 m derinliğe kadar yer alan kum/siltli kumun ince oranının genellikle %5-30 arasında olduğu ve tabakanın plastik olmayan (NP) özelliği dikkat çekmektedir. Kum/siltli kum altındaki siltli kil/killi siltin ise SPT-N değerleri genellikle 10'dan küçüktür. Formasyonun ince oranı genellikle %90 ve üzerindedir. Santral alanında yapılan kuyu içi sismik deneyler ile belirlenen kayma dalgası hızlarının derinlikle değişimi Şekil 2-a'da verilmektedir.

**Tablo 1.** Santral Sahasındaki Zemin Tabakaları ve Özellikleri

| Zemin Tabakası | Kum/Siltli Kum | Siltli Kil/Killi Silt |
|---|---|---|
| Bitiş Derinliği (m) | 16,0-22,0 | 25,5-33,0 |
| Grup Sembolü | SM, SP, SP-SM (Yer yer ML, SW) | CL, ML |
| İnce Malzeme Oranı (%) | 1,7- 69,7 (Temsili değer 17,0) | 41,5-99,4 |
| Çakıl Oranı (%) | 0,0-65,3 (Temsili değer 6,0) | 0,0- 2,9 |
| Doğal Su Muhtevası (%) | 10,1-42,8 (Temsili değer 23,0) | 20,4-53,0 |
| Likit Limit LL (%) | - | NP - 62,9 |
| Plastik Limit PL (%) | - | NP - 29,5 |
| Plastisite İndisi PI (%) | NP | 18,0-46,8 |
| Doğal Birim Hacim Ağırlık $\gamma_n$ (kN/m$^3$) | - | 16,65-19,37 |

## 3. DEPREMSELLİK

Bölgenin depremselliği ve problemli zemin koşullarına istinaden İşveren tarafından hazırlatılan sahaya özgü sismik çalışmalar, tasarım için ivme spektrumları önermiştir. [1]'de Yumurtalık, Karataş, Doğu Anadolu faylarından kaynaklanabilecek depremlerin üreteceği etkiler önce olasılıksal yöntemle analiz edilmiş ve 72 yıllık (50 yılda geçilme olasılığı %50), 475 yıllık (50 yılda geçilme olasılığı %10) ve 2475 yıllık (50 yılda geçilme olasılığı %2) yer hareketleri için en büyük yer ivmesi (PGA) değerleri elde edilmiştir. Sonrasında Ölü Deniz fayının Karasu bölümünden kaynaklanan 7,6 büyüklüğündeki deprem, Misis-Yumurtalık fayından kaynaklanan 6,5 büyüklüğündeki deprem ve Karataş fayından kaynaklanan 7,0 büyüklüğündeki deprem senaryoları incelenmiştir. Azalım ilişkilerinden bu senaryolar arasında Misis-Yumurtalık fayından kaynaklanan senaryonun projeyi etkileyeceği kanaatine varılmış, kaya üzerindeki maksimum yer ivmesi ve spektral ivmeler deterministik yöntemle de tayin edilmiştir [1].
[2]'de yapılan sismik tehlike analizi çalışmasında ise [1]'de kaya sınırında verilen ivmeler sahada yer alan zemin koşulları dikkate alınarak yapılan zemin tepki analizleri vasıtasıyla zemin yüzeyine taşınmıştır. Bu amaçla, seçilen ivme kayıtları [1]'de verilen ivmelere göre ölçeklenmiş, kayma dalgası hızına göre oluşturulan zemin profili esas alınarak Shake91 yazılımı ile zemin yüzeyindeki maksimum yer ivmeleri ve tepki spektrumları bulunmuştur. Tasarım spektral ivmelerinin oluşturulmasında o tarihte yürürlükte olan 2007 deprem yönetmeliğinden [5] farklı olarak zemin tepki analizi sonucu belirlenen $A_0$ =0,5 (yönetmelik değeri 0,4) ve $T_B$ = 1,0 (yönetmelik değeri 0,8) değerleri kullanılmıştır. Tasarım, 475 yıllık depremde 'hemen kullanım' ve 2475 yıllık depremde 'can güvenliği' olmak iki değişik performans kriteri esas alınarak yapılmıştır.




**Şekil 1.** SPT $N_{60}$ ve İnce Oranının Zemin Kotu ile Değişimi

## 4.SAHAYA ÖZEL ZEMİN PROBLEMLERİ VE TASARIM

Santral alanında, zemin davranışı ile ilgili olarak iki ana risk tespit edilmiştir. Bunlar yüksek yeraltı su seviyesi ve alüvyonun değişik noktalarda çok farklı sıkılıkta olması sebebiyle zemin yüzeyinden itibaren 16-22m derinliklere kadar yer alan siltli/kumlu birimlerin deprem sırasında sıvılaşma riski ve statik durumda alüvyon ve altında yer alan siltli kil tabakasının üstyapı yükleri altındaki oturma potansiyelidir. [2]'de, Youd (2001) yöntemi ile hesaplanan sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları kullanılarak Iwasaki vd.(1982) tarafından önerilen metot ile, her sondaj kuyusu için ayrı ayrı sıvılaşma potansiyeli indisi, $P_L$ bulunmuştur. 15'in çok üzerindeki $P_L$

değerleri hem 'işletme depremi' (475 yıllık) hem de 'can güvenliği depremi' (2475 yıllık) için sıvılaşmaya yüksek hassasiyeti işaret etmiştir. Bu nedenlerle Erzin Santrali temel tasarımında,

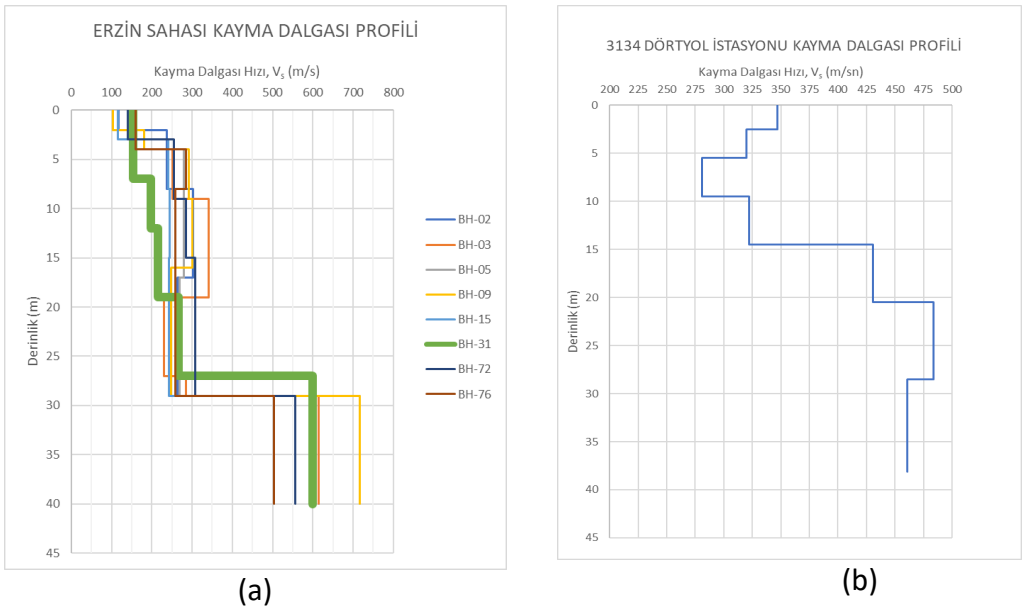
(a) Bütün yapılar altında sıvılaşmaya karşı önlem alınmıştır.

(b) Ağır yapıların temelleri taban kayası bazalta soketlenen fore kazıklar kullanılarak projelendirilmiştir.

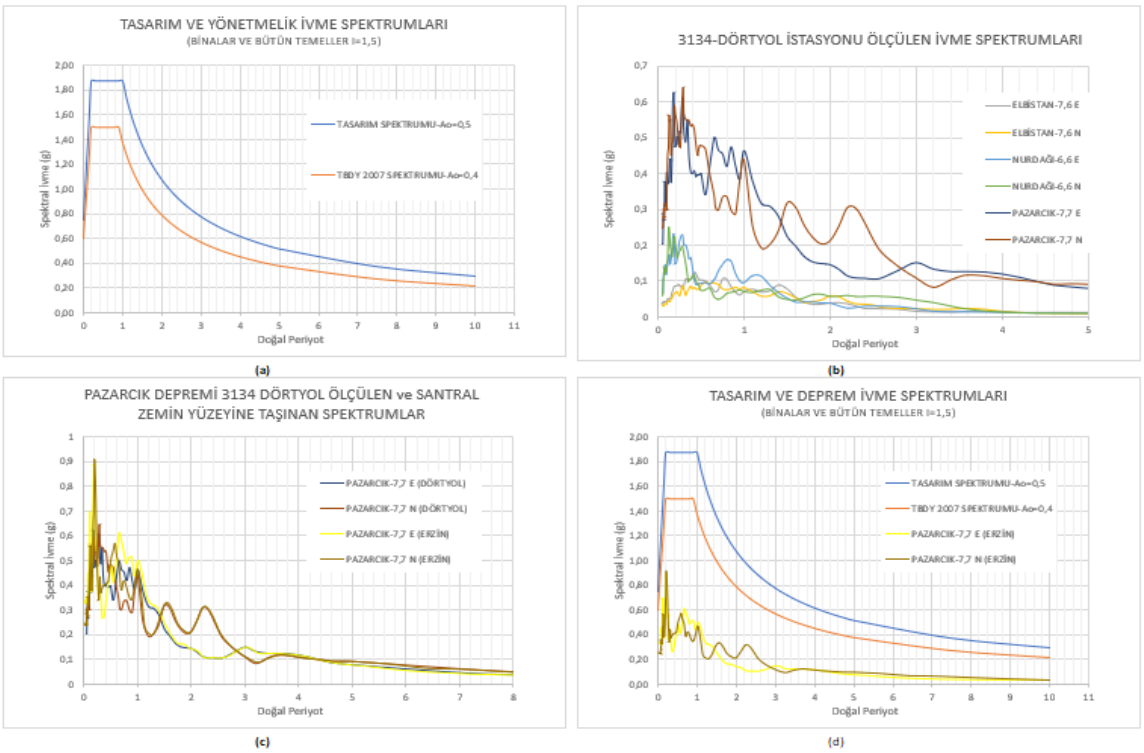
Erzin sahasında sıvılaşmayı engellemek amacıyla dünyada çok sık kullanılan alttan besleme yöntemi ile imal edilen taş kolonlar kullanılmıştır. Bu yöntemin diğer kompaksiyon yöntemlerine tercih edilmesinin esas nedeni, zemin içinde yer alan silt miktarının çoğunlukla %15'lerin üzerinde olmasıdır. Silt miktarı %15-20'nin üzerinde olan granüler zeminlerin titreşimle sıkıştırılması oldukça zordur. Titreşimli yöntemlerle Erzin sahasındaki zeminin sıkılaştırılarak düşük SPT değerlerinin sıvılaşmayı engellemek için $N_{60}$>25-30 mertebelerine çıkarılması mümkün görülmemiştir. Bu nedenle taş kolonlar olası bir depremde boşluk suyu basınçlarını tahliye etmek amacıyla drenajı sağlamak üzere projelendirilmiştir. Proje kapsamındaki bütün ağır ve oturmaya hassas yapıların temelleri anakaya bazalt içine soketlenen fore kazıklar üzerine inşa edilmiştir. Fore kazıkların tasarımı için proje öncesinde yerinde kazık yükleme deneyleri yapılmış, emniyetli kazık yükleri, hesaplara ek olarak gerçek saha verileri kullanılarak belirlenmiştir. Saha ölçümlerinde dolgu yükünden dolayı zeminde çok az bir oturma gözlenmesine rağmen kazık tasarımında, olası bir oturma sonucu oluşabilecek negatif çevre sürtünmesinin etkisi de dikkate alınmıştır. Kazık tasarımında gözetilen diğer bir husus da sıvılaşmanın etkisidir. Sıvılaşan zemin tabakası kalınlığının fazla olduğu sahalarda uygulanan kazıklı temeller deprem sırasında ciddi hasarlar görebilmektedir. Bunun sebebi kazıklar arasındaki zeminin sıvılaşarak mukavemetinin azalması/kaybolması ve kazıkların yanal direncinin azalması/yok olmasıdır. Erzin sahasında, kazıklar arasında meydana gelebilecek sıvılaşmayı engellemek için kazıklar arasında da taş kolonlar projelendirilmiş ve uygulanmıştır [6]. Seçilen taş kolon yöntemi, yapılan ekonomik tasarım ve hızlı uygulama sayesinde projeye zaman ve maliyet açısından ek yük getirmemiştir.

## 5. DEPREMLERİN SANTRAL SAHASINA ETKİSİNİN TAHMİNİ

Depremlerin santrale etkisini tahmin etmek amacıyla, santrala yaklaşık 17,5 km mesafedeki 3134 numaralı Dörtyol istasyonundaki ivme kayıtları kullanılmıştır. Bu amaçla 3134 istasyonunun kayma dalgası profili (Şekil-2b) dikkate alınarak yüzeyde kaydedilen ivmeler 40 m derine taşınmış (deconvolution), 40m derinlikteki bu ivmeler Erzin sahasında taban kayası bazalttan etki ettirilerek zeminin büyütme etkisi ve zemin yüzeyinde oluşan tepki spektrumları bulunmuştur. Büyütme etkisi analizlerinde Erzin sahası için Şekil-2a'da verilen kayma dalgası profillerinden en elverişsiz durumu yansıtan BH-31 profili esas alınmıştır. Analizlerde Deepsoil V7.0 programı ve eşdeğer lineer analiz yöntemi kullanılmıştır. Şekil-3a'da santral sahası için tasarımda kullanılan spektrum ve 2007 Deprem Yönetmeliği ile belirlenen spektrum gösterilmektedir. 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Pazarcık (MW= 7,7), Nurdağı (MW= 6,6) ve Elbistan (MW= 7,6) depremleri sırasında 3134 numaralı istasyonda, zemin yüzeyindeki tepki spektrumları Şekil 3-b'de yer almaktadır. En büyük etkiyi yaratan Pazarcık (MW=7.7) depreminin 3134 istasyonunda zemin yüzeyindeki ve Erzin sahasında zemin yüzeyine taşınan spektrumları Şekil 3-c'de gösterilmiştir. 3134 numaralı istasyon verilerinin Erzin sahasında yarattığı etki (zemin yüzeyindeki spektrum) ve santral tasarımda kullanılan spektrumlar Şekil 3-d'de verilmektedir. Buna göre en yüksek etkiyi yaratması beklenen Pazarcık depremine ait spektrum hem tasarım hem de yönetmelik değerlerinin altında kalmıştır.




**Şekil 2.** Erzin Sahası ve 3134 Dörtyol İstasyonu Kayma Dalgası Hız Profilleri




**Şekil-3** Tasarımda Esas Alınan ve Gerçekleşen Spektrumlar

## 6. SONUÇ

Dörtyol İstasyonu kayıtlarında göre 6 Şubat 2023 depremlerine ait santral sahasında oluşturulan tepki spektrumları Erzin Kombine Doğalgaz Çevrim Santralı tasarım spektrumlarının altında kalmıştır. Santral sahasında yapılan inceleme ve gözlemlerde sıvılaşma izine rastlanmamış ve temellerde herhangi bir hasar tespit edilmemiştir. Yapılardaki birkaç önemsiz çatlak, iki adet türbin binası cephe kaplama paneli ve baca üzerindeki bir-iki aydınlatma armatürü düşmesi dışında herhangi bir yapısal hasar meydana gelmemiştir. Her ne kadar sıvılaşmaya karşı inşa edilen taş kolonlar ve derin temel sistemi hasarı engellemekte önemli bir rol oynamış olsa da hasarsızlığın esas nedeninin tasarım değerinin altında gerçekleşen deprem etkisi olduğu düşünülmektedir.

## KAYNAKLAR

[1] Erdik, M., Demircioğlu, M.B., Şeşetyan K., "Assessment of Earthquake Hazard and Design Basis Ground Motion for the Power Plant (PP) Erzin Region of the Hatay Province in Turkey", Boğaziçi Üniversity, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute Earthquake Engineering Division, August 2009

[2] Ansal, A., "Earthquake Hazard and Design Earthquake Characteristics for the Egemer Power Plant Site in Erzin, Hatay", Boğaziçi Üniversity, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute Earthquake Engineering Division, August 2009

[3] Durgunoğlu, T., Ekşioğlu, İ., Çalışır, A., "Hatay İlçesi Erzin ilçesi Egemer Elektrik Üretim A.Ş. Adına 900MW Erzin Doğalgaz Kombine Çevrim Santralı Projesi Plana Esas Jeolojik-Jeoteknik Raporu", Geoteknik Etüt Müşavirlik ve Müh. A.Ş, Eylül 2009

[4] As, M., Yaman, G., "Hatay Erzin 900MW Erzin Doğalgaz Kombine Çevrim Santralı Jeolojik-Jeoteknik Raporu", Toker Sondaj ve İnşaat Tic.Ltd, Haziran 2011

[5] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007

[6] Çalışan, O., Özkan, M.Y., "Hatay İlçesi Erzin İlçesi 900MW Erzin DGKÇ Santralı Tasarım Çalışmaları ve Depremsellik Hakkında Değerlendirme Raporu", Çalışan Geoteknik Hizmetler İnş. ve Tic. Ltd., Temmuz 2013

# ANKARA GAZİOSMANPAŞA'DA YAPILAN BİR DERİN KAZININ TASARIM VE PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

# AN ASSESSMENT OF THE DESIGN AND PERFORMANCE OF A DEEP EXCAVATION IN GAZİOSMANPAŞA ANKARA

**Oğuz ÇALIŞAN[1]** **Ozan TURHAN [2]**

## ABSTRACT

Deep excavations with depths up to ~17.5m had been made for the construction of foundations and basements of a housing project, consisting of a 43-story residence, 2 low-rise building blocks and underground parking. Shoring was found to be necessary owing to the facts that construction area was surrounded by roads with buildings behind, a 20-story residential building exists at southwest together with the schists dominating the soil profile. The risks associated with the excavations next to the corner near the 20 storey building led to planning two different foundation levels at architetural design stage for limiting the excavation depth near the corner. The upper level excavation height was planned as ~17.5m at the deepest section, the excavation depth for the second level being 9.5m. The horizontal distance (in plan) between two excavation levels is ~14m in the vicinity of 20 storey building and ~57m at the remaining section. Contiguous bored piles with 65cm and 80cm diameter supported by ground anchors were used at both excavation levels. Next to 20 storey building, 80cm diameter piles spaced 120cm center to center were utilized, and 65cm diameter piles spaced 100cm were used at the remaining parts. The most challenging part of the project due to geometry of the site was the corner formed by the two perpendicular excavation sides next to the 20 storey building. This situation necessisated a special design for anchors so that they don't intersect each other and a careful and controlled construction to attain this. The soil profile at the site consists of schists which are very common in Ankara GOP and Yıldız region overlain by 1.0-5.0m thick uncontrolled fill. These gray/black colored schists being very stable and strong in dry condition, loose their strength and lead to serious stability problems and landslides in case they get in contact with water. Another problem with this formation is the abrupt drop in anchor capacities in the presence of water.
In this study, the measured displacements via inklinometer readings are compared to the design values. The effect of unexpected displacements experienced at the second excavation level piled wall on the wall next to 20 storey building are assessed by analysis and measurements.

**Key Words:** bored pile, deep excavation, displacement, finite element, ground anchor, inclinometer

## ÖZET

Ankara'nın Gaziosmanpaşa semtinde 43 katlı bir rezidans, 9'ar katlı iki adet yatay blok ve otoparklardan oluşan bir konut projesinin temel ve bodrumlarının inşası için derinliği 17.5 metreyi bulan kazılar yapılmıştır. Gerek inşaat alanını çevreleyen yollar, yolların arkasındaki yapılar ile alanın güneybatısında yer alan 20 katlı komşu yapı ve gerekse zemin etüdü ile belirlenen zemin yapısı (şist tabakalarının varlığı) nedeniyle temel ve bodrumların inşası için yapılacak kazılar sırasında iksa tedbirlerinin alınması gerekli görülmüştür. 20 katlı binaya komşu 2 cephenin oluşturduğu iç köşe kazısının içerdiği riskler nedeniyle mimari planlama sırasında yapılar kademeli olarak tasarlanmış ve temel kazıları iki ayrı kademede yapılmıştır. İlk kademe kazı en derin yerde ~17.5m, ikinci kademe kazı ise 9.5m derinliğinde planlanmış ve projelendirilmiştir. İki kazı kademesi arasındaki yatay mesafe 20 katlı bina cephesinde ~14m, diğer kesimde ~57 metredir. Her iki kademe kazı için de iksa sistemi, zemin ankrajlarıyla desteklenen 65cm ve 80cm çaplı aralıklı fore kazıklardan

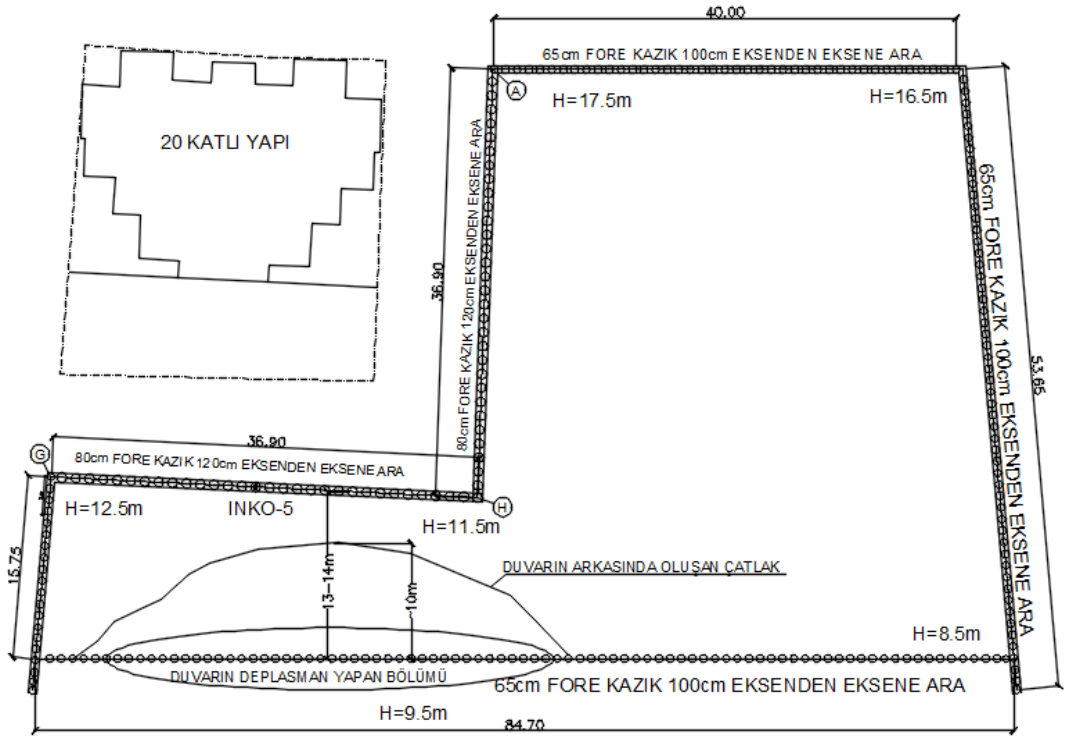
*[1] Dr. İnş.Yük.Müh., ÇALIŞAN Geoteknik Hizmetler Ltd., ocalisan@calisangeo.com
[2] Mimar, MBA, MESA Mesken, oturhan@mesa.com.tr

oluşmaktadır. Binaya komşu cephelerde eksenden eksene 1.2m aralıklı 80cm çaplı fore kazıklar, diğer cephelerde ve ikinci kademe kazıda ise eksenden eksene 1.0m aralıklı 65cm çaplı fore kazıklar kullanılmıştır. Kazı ile ilgili en önemli zorluklardan bir tanesi, parselin geometrisinden dolayı 20 katlı binaya komşu, birbirine dik iki cephenin bir iç köşe oluşturmasıdır. Bu durum söz konusu iki farklı cephedeki ankrajların birbirleriyle çakışmayacak şekilde projelendirilmesini ve imalatın çok dikkatli bir şekilde yapılmasını gerektirmiştir. Arazide mevcut zemin yapısı, kalınlığı 1.0-5.0m arasında değişen dolgu altında, Ankara'nın GOP ve Yıldız semtlerinde oldukça yaygın olarak bulunan şistlerden oluşmaktadır. Bu bölgede yer alan gri siyah renkli şistler kuru durumda oldukça stabil ve mukavim olmalarına karşın suya maruz kalmaları durumunda ciddi stabilite problemlerine ve büyük çaplı heyelanlara sebep olmaktadır. Bu zeminlerle ilgili diğer bir olumsuzluk ise, su ile temasta, ankraj kapasitelerinde ciddi düşüşlere sebep olmalarıdır.
Bu çalışmada, 20 katlı bina cephesinde tasarım sırasında analizlerle belirlenen deplasmanlar, inklinometre ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. 2. kademe kazı sırasında alt duvarda meydana gelen beklenmeyen deplasmanların üst kademe duvara etkileri de sonlu elemanlar analizleri ve yerinde ölçümlerle irdelenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** ankraj, deplasman, derin kazı, fore kazık, inklinometre, sonlu elemanlar

# 1. GİRİŞ

Ankara Gaziosmanpaşa'da bir konut projesi için derinliği ~17.5 metreyi bulan kazıların yapılması gerekmiştir. Bu kazılar sırasında 65cm ve 80cm çaplı, aralıklı fore kazıklar ve zemin ankrajlarından oluşan iksa sistemi kullanılmıştır. Kazı geometrisi ve sisteme ait detaylar ile kazı derinlikleri Şekil 1'de gösterilmektedir. Şekil 2'de ise kazının tamamlanmaya yakın durumundaki görüntüsü verilmektedir. Projenin geneli düşünüldüğünde günümüzde tasarım ve uygulaması rutinleşmiş diğer bölümlerinin aksine 20 katlı bina yanındaki köşe kısmı oldukça risklidir. Köşe ile ilgili en önemli riskler, birbirine dik iki kenarda teşkil edilecek iksa sistemine ait ankrajların birbirleri ile çakışma olasılığı ve iç köşenin şekli nedeniyle fazla deplasman yapma potansiyelidir. İmalat sırasında ankrajların birbirleri ile çakışmalarının engellenmesi için tasarımın kolay uygulanacak şekilde yapılması önem taşımıştır.



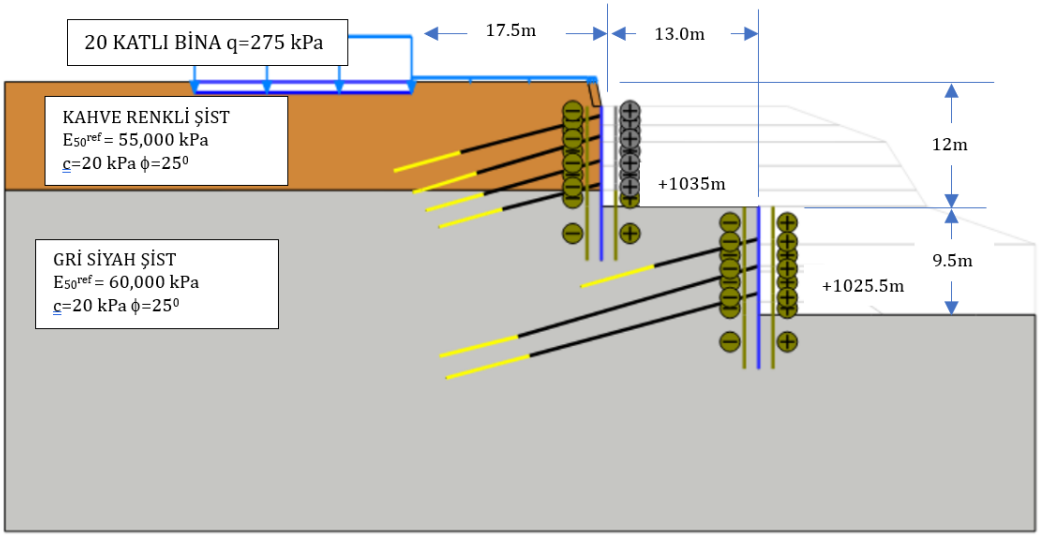

**Şekil 1.** Kazı Geometrisi ve İksa Sistemi Detayları



**Şekil 2.** Kazının Tamamlanmaya Yakın Durumundaki Görünümü

## 2.KÖŞEYE KOMŞU CEPHELERDEKİ ZEMİN YAPISI VE TASARIM

Köşeye komşu iki cephedeki zemin yapısı iksa üst seviyesinden başlayarak kahve renkli çok/tamamen ayrışmış kil dolgulu şist ve altında koyu gri/siyah grafitik şistten meydana gelmektedir. Kahve renkli şist 2.3-16.6m arasında değişen kalınlıklarda rapor edilmiştir. Tamamen-çok ayrışmış olarak tanımlanan formasyonda RQD değerleri %0-19 (genellikle 0-10 arasında), karot yüzdeleri ise %10-36 aralığındadır. Kahverengi Şist altında yer alan koyu gri/siyah şist ince yapraklanmalı ve kil dolgulu olup bünyesinde kalker blokları barındırmaktadır. RQD değerleri %0-19, karot yüzdeleri ise %23-55 aralığındadır. Ankara'nın Gaziosmanpaşa ve Yıldız semtlerinde yer alan grafitik şistler kuru durumda çok mukavim ve stabil olmalarına rağmen suyla temasta hemen dağılmakta ve kayma mukavemetindeki düşüşe bağlı olarak ciddi stabilite problemlerine sebep olmaktadır. Sahadaki su içeren bölümlere istinaden şist tabakalarına ait zemin parametreleri presiyometre deney sonuçlarından elde edilen değerlerin azaltılması ve bölgede şimdiye kadar yapılan kazılardan elde edilen tecrübelere göre belirlenmiştir. Köşe tasarımı için yapılan hesaplarda Şekil 3'te verilen geometri, zemin profili ve parametreleri kullanılmıştır [1,2].

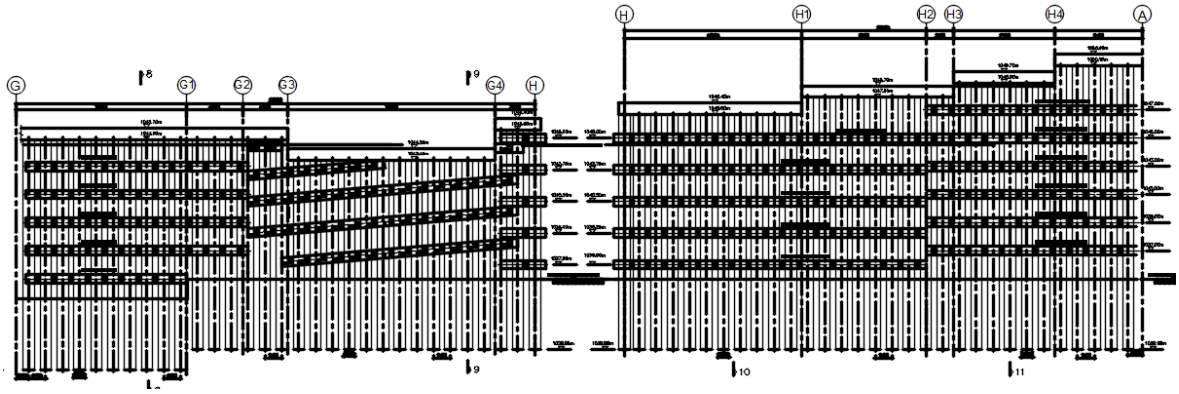



**Şekil 3.** Köşe Bölümün Hesaplarında Kullanılan Zemin Profili ve Parametreleri

Birbirine dik iki cephenin oluşturduğu köşenin tasarımı sırasında değişik altrnatifler değerlendirilmiştir. Alternatiflerden bir tanesi, her iki cephede de ankrajları, planda cephelere 45$^{o}$ açı yapacak şekilde projelendirmek ve imal etmektir. Bu alternatifin ciddi bir dezavantajı, ankraj eksenel yüklerini yüzde 41 artırmasıdır. Bu durumda köşeyi oluşturan cephelerde oluşacak yatay yükleri karşılamak için ankraj sayısı ciddi olarak artacaktır. Değerlendirilen ve uygulanan alternatif, her iki cephedeki ankrajları da planda duvara dik olarak imal etmek, bir cephede aynı sıradaki ankrajları aynı kotta yapmak, diğer cephede ise aynı sıradaki (aynı kuşak kirişi ile bağlanan ankraj sırası) aynı kotta yapmak yerine eğimli tasarlamaktır. Bu tasarımda imalat sırasında ankraj çakışmalarının engellenmesi çok daha kolay olmakta ve ankraj eksenel yüklerinde ek bir artış meydana gelmemektedir. Bu şekilde tasarlanan her iki cephenin karşıdan görünüşü Şekil 4'te verilmektedir.
Sistemin tasarımı, ReWard ve Plaxis programları kullanılarak yapılmış, ankraj yükleri ayrıca Terzaghi-Peck(1967) tarafından sert killer için verilen dağılım kullanılarak bulunmuştur. Analizler sırasında bulunan deplasmanlar ve inlinometre ölçümleri ilerideki bölümlerde irdelenmiştir.

## 3.ALT KADEME DUVARDA MEYDANA GELEN HAREKETLER

Şekil 3'te verilen kesitte alt kademede yer alan duvar, ilk tasarımda tek sıra ankrajlı olarak projelendirilmiştir. İksa perdesinin yüksek katlı bina önündeki yaklaşık 28m'lik bölümünün ankrajlarının tamamlanıp gerdirilmesini takiben 26.11.2014 tarihinde hafriyatı yapılmış, 27.11.2014 tarihi sabah saatlerinde duvar deplasman yapmaya başlamış, duvar arkasında çatlaklar oluşmuştur (Bkz. Şekil 1). Kazıklı ankrajlı duvarda meydana gelen deplasmanların incelenmesinden, çatlakların önce hemen duvar başlık kirişinin arkasında başladığı, daha sonra geriye giderek duvar arkasında 10m genişliğinde bir yay çizdiği görülmüştür. Deplasman yapan bölümün önü kısa sürede doldurulmuştur. Bu hareketler uzun bir süre problemsiz olarak açıkta kalan diğer kesimi de zorlamış, bu bölümde de ankraj köklerinin arkasında ince bir çatlak gelişmiştir. Bu bölümün önü beton pompalarına yer sağlamak gerekçesiyle doldurulmamıştır.




**Şekil 4.** Dik Köşeyi Oluşturan Cephelerin Karşıdan Görünüşü

Duvarın deplasman yapan kısmını takviye etmek ve olası genel stabilite problemlerinin önüne geçmek amacıyla deplasman yapan bölüme iki sıra daha ankraj tasarlanmış ve uygulanmıştır.

## 3.HESAPLANAN VE GERÇEKLEŞEN DEPLASMANLAR

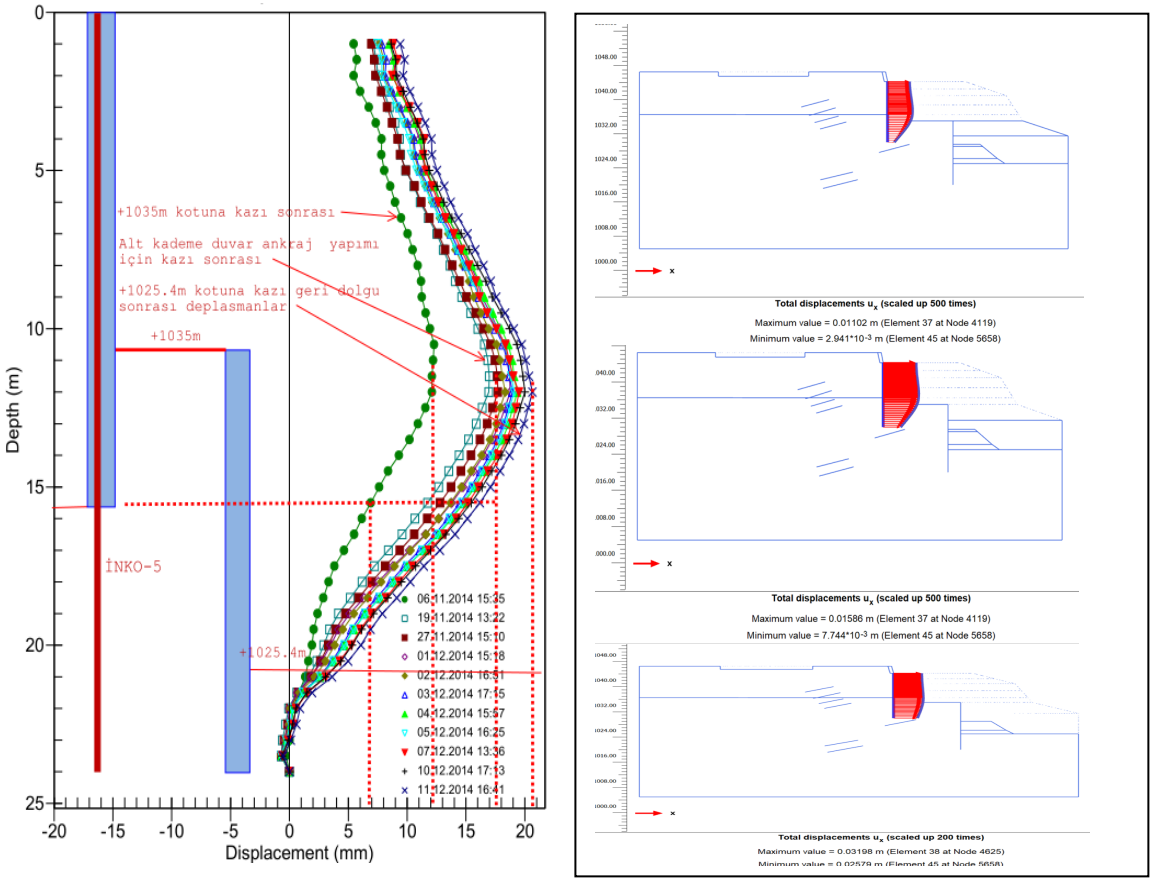
Plaxis ile modellenen köşe kesit projelendirme ve revizyon sırasında her kazı kademesi için ayrı ayrı analiz edilmiştir. Şekil 3'te verilen parametreler kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizlerinde ilk kademe kazı alt kotu olan +1035m kotuna inildiğinde üst duvarda meydana gelen deplasmanlar, alt sıra duvarın ilk kademe ankraj kazısı sonrası üst duvarda meydana gelen hareketler ve ek ankrajlar sonrasında, +1025.4m kotu kazısı sonrası üst duvarda meydana gelen deplasmanlar Tablo 1'de belirtilmiştir. Öte yandan üst duvarda değişik tarihlerde yapılan inklinometre ölçümleri de Tablo 1'de verilmiştir. Yapılan inklinometre ölçümlerine ait sonuçları ve duvar deplasmanlarının görünümü Şekil 5'te sunulmaktadır.

**Tablo 1.** Üst Duvarda Ölçülen ve Hesaplanan Deplasmanlar

| YER | ÜST DUVAR DEPLASMANLARI (mm) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | +1035m KOTUNA KAZI SONRASI | | ALT DUVAR İLK ANKRAJ KADEMESİ İÇİN KAZI SONRASI | | +1025.4m KOTUNA KAZI ve GERİ DOLGU SONRASI | |
| | PLAXIS | ÖLÇÜLEN | PLAXIS | ÖLÇÜLEN | PLAXIS | ÖLÇÜLEN |
| MAKS. | 11 | 12 | 15 | 17.5 | **32** | 21 |
| KAZIK ALTI | 3 | 7 | 8 | 12 | **26** | 16 |

# 4. SONUÇ

Tablo 1 ve Şekil 5'ten hesaplanan ve ölçülen deplasmanların hem dağılım hem de mertebe olarak +1035m kotu kazısı ve alt duvar ilk kademe ankraj kazısı durumlarında uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Bu iki kademede ölçülen ve hesaplanan deplasman değerleri arasında sadece birkaç milimetre fark olmuştur. Öte yandan alt sıra duvar arkasında meydana gelen hareketlerden dolayı iki duvar arasındaki zeminde meydana gelen örselenme ve mukavemet kaybı dikkate alınmadan yapılan hesaplarda, +1025.4m kotuna tam kazı durumu için sonlu elemanlar yöntemi üst duvar deplasmanlarını abartılı bulmuş, ölçülen deplasmanlar hesaplanan değerlerin yüzde 35-38 altında kalmıştır. Öte yandan, alt kademe duvarda meydana gelen hareketler sonrasında üst duvarın 2.5-3.0m önüne kadar gelen zemin örselenmesi de dikkate alınarak (elastisite modülünün %30 azaldığı kabulüyle) yapılan Plaxis hesap sonuçlarına göre üst duvardaki maksimum deplasman 5cm mertebelerine olup gerçekleşen değerin 2.5 katıdır. Plaxis sonuçları ile ölçümler arasındaki diğer önemli bir fark da hareketler öncesi ölçülen değerlerin çok altında olan üst duvar altı deplasmanlarının hareketler sonrasında ölçülen değerlerin %60 fazlası olarak hesaplanmış olmasıdır.




**Şekil 5.** Üst Duvarda Ölçülen ve Hesaplanan Deplasmanlar

Alt kademe duvarda meydana gelen hareketler sonrasında üst duvarın 2.5-3.0m önüne kadar gelen zemin örselenmesi ve çatlaklar üst duvarı minimal düzeyde etkilemiş, kazı ve bodrumlar çevre yapı ve yollarda herhangi bir olumsuzluğa sebep olmadan tamamlanmıştır.

# KAYNAKLAR

[1] Çalışan, O., "Ankara İli Çankaya İlçesi BüyükEsat Mahallesi Konut Projesi Geoteknik Raporu", ÇALIŞAN Geoteknik Hizmetler İnş. Ltd., Mayıs 2014

[2] Çalışan, O., "Ankara İli Çankaya İlçesi BüyükEsat Mahallesinde İnşa Edilecek Konut Projesi Kazısı Geçici İksa Projesi Hesap Raporu", ÇALIŞAN Geoteknik Hizmetler İnş. Ltd., Mayıs 2014

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# METRO TÜNELLERİNDE BİRİNCİ VE İKİNCİ (NİHAİ) KAPLAMANIN FİBER TAKVİYELİ PÜSKÜRTME BETON İLE YAPILMASININ PROJEYE MALİ VE SÜRESEL ETKİSİ

**Mücahit NAMLI [1] , İdris ARAZ [2]**

## ÖZET

Metro projeleri ulaşım sorununu rahatlatmak amacıyla yapılan büyük bütçeli toplu taşıma projeleri olup hedeflenen sürede işletmeye alınabilmesi için yapım sürelerinin kısaltılmasına yönelik araştırma çalışmaları büyük önem arz etmektedir. Metro projelerinin daha kısa sürede yapılabilmesi için metro tünellerinin tünel delme makineleri (TBM) ile yapımı yaygınlaşmıştır. Ancak, metro ana hat tünellerinin tünel delme makineleri ile yapılması her ne kadar tünel yapımını hızlandırmış olsa da metro projesinde ana hat tünellerinden farklı kesitteki istasyon peron tünelleri TBM ile yapılmadığından istasyon tünellerin yapımının hızlandırılması için alternatif yapım tekniklerine halen ihtiyaç duyulmaktadır. Bu amaçla yapımı 2018 yılında tamamlanmış Üsküdar – Ümraniye – Çekmeköy Metro projesinden elde edilmiş tecrübe ve kayıtlar irdelenerek metro yapım süresinin kısaltılmasına yönelik alternatif bir kaplama yöntemi araştırılmıştır.
Sahada yapılan araştırma, gözlem ve ölçümler neticesinde fiber takviyeli püskürtme beton uygulamasında çelik hasır montaj süresi ortadan kalktığından çift sıralı çelik hasır çelik donatı ile desteklenen tünellerde fiber takviyeli püskürtme beton uygulamasının tünelin birinci kaplamasını teşkil eden kazı destek sistemi imalatında %40 lık bir zaman kazanımı sağlayacağı görülmüştür. Çakmak Metro İstasyonun tünel birinci kaplamaları 23 ayda, tünel ikinci kaplamaları 16 ay olmak üzere toplam 39 ayda tamamlanmıştır. Saha tespitlerine dayalı olarak yapılan mukayeseler sonucu, Çakmak istasyonunda tüm tünel birinci ve ikinci kaplamalarında fiber takviyeli püskürtme beton kullanılması durumunda tünel birinci kaplamaların 13,8 ayda, ikinci kaplamalarının 6 ay olmak üzere toplam 19,8 ayda tamamlanabileceği, Çakmak istasyonu tünellerinin klasik kazı destek ve kalıplı beton dökülmesi durumuna göre %47 daha kısa sürede ve %16,6 daha düşük maliyetle tamamlanabileceği tespit edilmiştir.
**Anahtar kelimeler**: Fiber Donatılı Püskürtme Beton, Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM), Püskürtme Beton, Metro

## ABSTRACT

Metro (subway) is an advanced public transport infrastructure system in urban areas with high capacity, which require huge amounts of budgets to be built. Putting these projects into service in targeted time is of great importance. The objective of this study is to minimize total metro construction project time by utilizing fiber reinforcement in tunnel linings. In this research, using fiber reinforcement to construct primary (initial) tunnel linings and secondary (final) tunnel linings of the metro projects are analyzed in terms of project duration. For this purpose, an alternative lining method has been researched to shorten

[1] Doçent Doktor, İnşaat yüksek Mühendisi, *İnşaat Mühendisliği Bölümü, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, İstanbul Medeniyet Üniversitesi,* mucahit.namli@medeniyet.edu.tr (sorumlu yazar )
[2] İnşaat Yüksek Mühendisi, *Dudullu-Bostancı Metro Projesi, Arcadis&Tümaş Ortaklığı,* idris.araz@outlook.com

the metro construction period by examining the experience and records obtained from the Üsküdar-Ümraniye- Çekmeköy Metro project, which was built in 2018.
As a result of the research, observations and measurements made in the field, it has been seen that the application of fiber reinforced shotcrete in tunnels supported by double-row steel mesh steel reinforcement will provide a 40% time saving in the production of the excavation support system, which is the first lining of the tunnel. The actual first lining of the tunnel of the Çakmak Metro Station was completed in 23 months, and the second lining of the tunnel was completed in a total of 39 months, including 16 months. If fiber reinforced shotcrete was used in all tunnel first and second coatings at Çakmak station, the first tunnel lining could be completed in 13.8 months and the second coating in 6 months, a total of 19,8 months, It has been determined that the Çakmak station tunnels could be completed in 47% less time with 16,6 % lower cost.
**Key words:** Fiber reinforced shocrete, shotcrete, Metro Project, Metro station, tunnel lining

# 1 GİRİŞ

Metro Projelerindeki yapım işleri inşaat işleri ve elektromekanik işler olmak üzere iki ana kısma ayrılmaktadır. İnşaat işleri tamamlandıktan sonra elektromekanik işlerin imalatına başlanabildiğinden inşaat işlerinin yapım süresi projenin tamamının bitirilerek işletmeye alınabilmesi için elzemdir. Metro projelerinin planlanan sürelerde tamamlanabilmesi için inşaat işlerinin yapımının önceden doğru şekilde planlanması büyük önem arz etmektedir.
İnşaat işleri ise tünel imalatları ve istasyon imalatları olmak üzere iki ana gruba ayrılabilir. Bir metro projesi, istasyon işlerinin geç kalmasından veya tünel işlerinin uzun sürmesinden dolayı planlanan sürelerde işletmeye alınamaya bilmektedir.
Günümüzde tünel imalatları, tünel delme makinelerinin kullanımının artmasıyla daha kısa sürelerde yapılabilmektedir. Zira klasik tünel açma yöntemleriyle günde ortalama 1 metre tünel imalatı yapılabilirken, tünel delme makineleriyle ortalama 10 metre tünel imalatı yapılabilmektedir. Tünel delme makinelerinin kazı performansının tahmini ile ilgili birçok akademik çalışma yapılmış olup bu çalışmalar sonucunda İstanbul'daki jeolojik formasyonlar için bir kazı ilerleme tahmin modeli de geliştirilmiştir (Namli M. vd. 2013, 2014). (Bilgin N.vd., 2016). Bu model sayesinde karşılaşılacak jeolojik formasyonun tipine göre tünel delme makinesiyle yapılacak tünellerin ne kadar sürede yapılabileceği önceden tahmin edilebilmektedir. (Namli M., Bilgin N. 2017)
Metro istasyonu yapım işlerinin süreleri ise istasyonun konumuna, zemin şartlarına, bulunduğu mevkideki altyapı yoğunluğuna ve kamulaştırma işlemi gerekliliğine göre oldukça değişkenlik arz etmektedir. Metro istasyon inşaatları temel olarak tamamen aç kapa, kısmen aç- kapa kısmen tünel veya tamamen tünel şeklinde yapılabilmektedir. Aç kapa yapılması durumunda ilk inşaat yapım maliyetleri, tünel şeklinde istasyon yapımına göre daha az gözükse de yüzeye yakın altyapı hatlarının deplasesi, metro istasyonu ile çakışan yüzeydeki parsellerinin kamulaştırması gibi endirekt maliyetler ortaya çıkmakta ve istasyonun yapım süresi inşai unsurlar dışında pek de kontrol edilemeyen bürokratik işlem sürelerinin esaretinde kalmaktadır. Zira en ufak bir parselin kamulaştırması bile bir yıldan az sürmemekte, kamulaştırma işlemi tamamlanmadan da aç kapa istasyon inşaat imalatlarına başlanamamaktadır. Dünyadaki raylı sistem metro projeleri incelendiğinde raylı sistem projelerinin yapımının kamulaştırma süreleri hariç, asgari 5 yıl sürdüğü rapor edilmiştir. (Dünya Bankası Raporu,2002).
İstanbul da yapılan metro projelerinin bazılarında, aç-kapa yapılan istasyonların havalandırma fan odaları benzeri teknik hacimlerinin planlanan sürede tamamlanamadığı için, metro ana hat tünel imalatları bir yıl evvelden tamamlanmasına rağmen, aç kapa yöntemiyle yapılan tünel havalandırma fan odalarını, altyapı deplasesi ve kamulaştırma benzeri işler sebebiyle geç tamamlandığından teknik hacimlerdeki elektromekanik işlerin imalatına başlanamamıştır. Bu durum metro projesinin işletmeye alınmasının bir yıl daha geç gerçekleşmesine sebep olmuştur. Diğer yandan bazı metro projelerinde de metro tünel imalatlarını geç tamamlanması sebebiyle istasyon inşaatlarının tamamlanmış olmasına rağmen metro hattının tamamı bir seferde işletmeye alınamayarak, kısmi olarak işletmeye alınma durumu söz konusu olmuştur. Bu bağlamda metro istasyonlarının ve metro hattı tünellerinin yapım tekniğinin projenin başında çok iyi bir şekilde planlanmasının önemi ortaya çıkmaktadır.
Metro projeleri, üstyapı inşaatı projeleri gibi bütün detayların önceden belirli olduğu uygulama projesine dayalı anahtar teslim götürü bedel işler olarak ihale edilemeyen, çalışılacak zemin ve ortamın tam olarak belirli olamaması gibi sebeplerden ötürü kesin projeye dayalı olarak ihale edilen altyapı projelerindendir. İstanbul 'daki metro işlerinin ihaleleri birim teklif alma usulüyle yapılmaktadır. Bu sebeple inşaat işlerinin iş

kalemlerinin bedelleri yüklenicinin teklifine ve imkânlarına bağlı olarak değişmektedir. Örneğin elinde tünel makinesi bulunan bir yüklenici tünel makinesiyle yapılacak tünel imalatları için klasik tünel açma yöntemindeki tünel fiyatlarına göre daha düşük bir fiyat teklifi verebilmektedir. Bu sebeple ihale sonrası en uygun teklifi veren yüklenici ile sözleşme imzalandıktan sonra yapılacak tünel işleri vb. imalatların daha kısa sürede ve daha uygun fiyata tünel makinesiyle yapılıp yapılamayacağı mutlaka irdelenmelidir. Zira, metro projelerin başlangıcında alınacak kararlar gerek işin süresi ve gerekse de maliyeti üzerinde çok büyük etkiler yapmaktadır.

Üsküdar – Ümraniye – Çekmeköy (ÜÜÇ) Metro Hattı, Üsküdar-Çekmeköy istasyonları arasında yer alan yaklaşık 17 km uzunluğundaki ana hat tünelleri çift tüp delme tünel ve aç-kapa tipinde toplam 16 adet istasyonu, yaklaşık 2,8 km'lik depo sahası bağlantı tüneli, depo sahası ve bakım alanı ve binaları bulunan bir raylı toplu taşıma sistemidir. Ana hat, Üsküdar Meydanındaki Üsküdar İstasyonu'ndan başlayarak 17 km'lik güzergâh tünel makinesi (TBM/EPB) ve yeni avusturya tünel açma metodu (NATM) ile yapılan tüneller ile Çekmeköy İstasyonu'na ulaşmaktadır. Ana hat, Üsküdar Meydanındaki Üsküdar İstasyonu'ndan başlayarak 17 km'lik güzergâh tünel makinesi (TBM/EPB) ve konvansiyonel (NATM) yapım tekniğiyle yapılan tüneller ile Çekmeköy İstasyonu'na ulaşmaktadır. Buna ilave olarak ana hattan Dudullu mevkiinde sapılarak, 2,8 km'lik tünel bağlantı hattı ile Depo Sahasına ulaşılmaktadır (Şekil 1). İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından ihale edilmiş olan metro hattının inşaat ve elektromekanik işlerine ait toplam bütçesi metro araçları hariç 563.899.995,32 € dir. Hattın tünellerinin 26.626 metresi TBM ile 10.940 metresi ise NATM ile yapılmıştır.



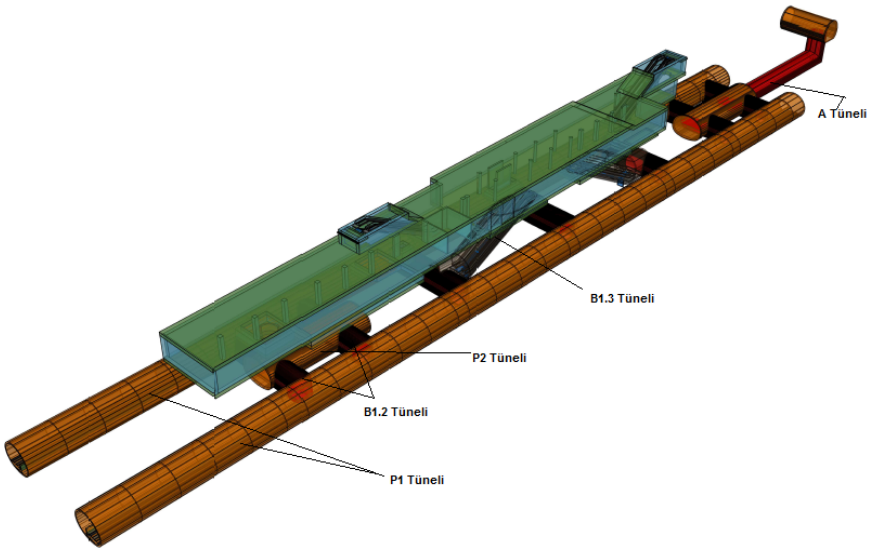

Şekil 1. Üsküdar – Ümraniye – Çekmeköy (ÜÜÇ) Metro Hattı Projesi Güzergâhı

## 2 ÜSKÜDAR ÜMRANİYE ÇEKMEKÖY METRO PROJESİNDE NİHAİ TÜNEL KAPLAMASININ YAPIM YÖNTEMİNİN DEĞİŞTİRİLMESİNİN PROJEYE ETKİSİ

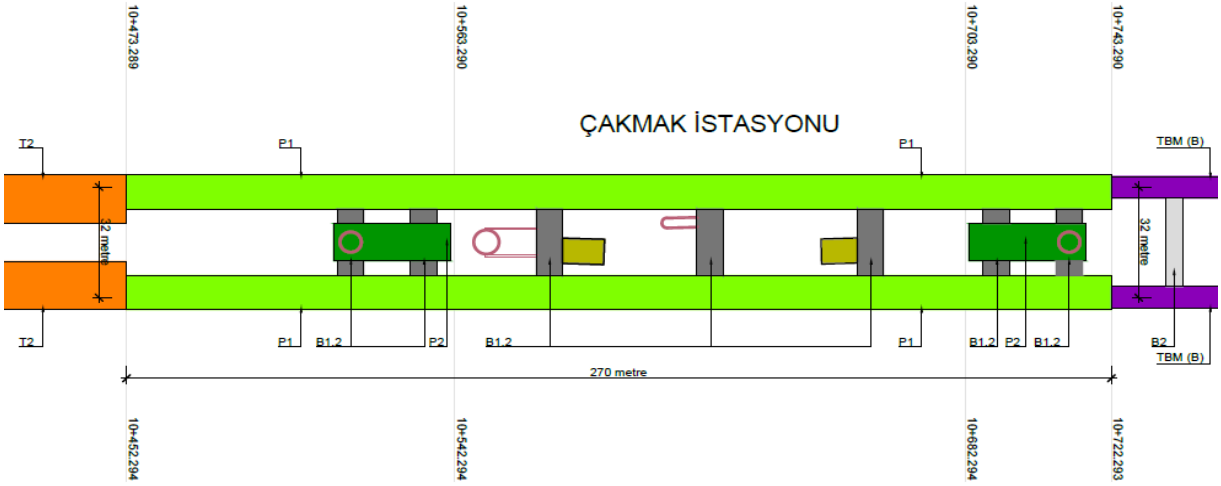
Bu proje kapsamında öngörülmüş olan istasyonlardan arazinin müsait olduğu istasyonlar tamamen aç kapa yöntemiyle yapılırken, arazinin müsait olmadığı istasyonlar ise kısmen aç kapa kısmen tünel delme yöntemiyle yapılmıştır.

Kısmen aç kapa ve kısmen tünel olarak inşa edilmiş olan Çakmak İstasyonuna ait üç boyutlu Şekil 2 de P1 tipi tünel, yolcuların treni beklediği peron tüneli, P2 tipi tünel havalandırma bağlantı tüneli, B3.1 tipi tünel merdiven tüneli, B1.2 tipi tünel bağlantı tüneli A tipi tünel de havalandırma tünelidir.

Çakmak istasyonuna ait P1, P2, B1.2, B3.1 ve A tipi tüneller Şekil 3'teki planda verilmiştir. Çakmak İstasyonu tüm metro hattının ortasında yer almakta olup hattın işletmeye kısmen açılması durumu söz konusu olunca da terminal istasyon olarak kullanılmış olması sebebiyle kritik bir öneme haiz olmuştur. ÜÜÇ metro projesinin işletmeye alınmasında kritik bir öneme haiz olan Çakmak istasyonundaki NATM yöntemi ile yapılan tüneller peron tünelleri, havalandırma tünelleri, merdiven tünelleri ve bağlantı tünellerinin ilk ve nihai kaplamalarının metro hattının işletmeye açılma süresine etkisinin analizi için halihazırda yapılmış olan(Klasik yöntem)birinci kaplamada çelik hasır montajı sonrası püskürtme beton uygulaması ve nihai kaplamada betonarme donatı bağlanması akabinde yürür kalıp ile beton dökülmesi yöntemi (D1) ile hiç kalıp olmadan çelik lif katkılı püskürtme beton kullanılarak ilk ve nihai kaplamaların yapılması (D6) durumları süre ve maliyet açısından mukayese edilmiştir.




**Şekil 2**. Çakmak İstasyonu 3D Görüntüsü (İBB, 2013)




**Şekil 3.** Çakmak İstasyonu Tünel Planı (İBB, 2013)

ÜÜÇ Metro projesinin planlanan iş programına göre 770 (25,5 ay) günde bitirilmesi gereken tünel kazı+destek+betonarme kaplamaları bu sürede tamamlanamamıştır. Çakmak istasyonun sadece tünel imalatları sahada tutulan faaliyet raporlarına göre öngörülemeyen göçüklerin meydana gelmesi ve göçüklerden dolayı zeminin tahkimatı için harcanan süre sebebiyle yaklaşık 23 ay sürmüştür.

Bu durum metro projelerinin hedeflenen sürelerde tamamlanarak işletmeye alınabilmesi için alternatif kazı destek ve kaplama yöntemlerine ihtiyaç duyulduğunu ortaya koymaktadır.

Bu amaçla ilk başta kazı destekte kullanılan hasır çelik ve püskürtme beton yerine hasır çelik montaj süresini ortadan kaldıracak çelik lif takviyeli püskürtme beton ile kazı desteğin yapılması durumu araştırılmıştır. Bunun için Etiyopya'daki Awash-Kombolcha-Haragebeya Demiryolu Hattı Hızlı Tren Projesinde hasırlı püskürtme beton ve çelik lifli püskürtme beton ile tünel kazı-desteği süreleri incelenmiştir. Awash-Kombolcha-Haragebeya Demiryolu Hattı Hızlı Tren Projesindeki aynı tip kesite sahip tünelde kazı-destek sürelerinin tutulduğu faaliyet raporlarından derlenmiştir. 10 günlük faaliyet raporunda çelik lifli püskürtme beton ile birincil kaplama 50 m'lik ilerleme sağlamıştır. Fiber takviyeli püskürtme beton uygulamasında çelik hasır montaj süresi olmayacağı için çelik hasır montajı, firkete delgi ve demirinin montajı sürelerini çıkarıldığında yapım süresinden %20'lik ciddi bir kazanım sağlanmıştır. Söz konusu süre kazanımı sadece tek sıra çelik hasır montajından elde edilen süre kazanımıdır. Çift sıralı çelik hasırla desteklenen tünellerde çelik lif uygulamasının kazandıracağı zaman tasarrufu iki katına çıkacak yani %40 lık bir zaman kazanımı sağlayacaktır (Araz, 2019). ÜÜÇ Metro projesinin planlanan iş programına göre ilk kaplama yapım süresinin

23 ay olarak öngürülmüştür. İlk kaplamada fiber takviyeli püskürtme beton kullanılması durumunda % 40 lık azalma ile ilk kaplama yapım süresinin ( 23* 0,6) 13,6 ayda tamamlanabileceği hesap edilmiştir.
İkinci aşamada ise ikinci kaplamada alternatif uygulamalar Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy metro projesi Çakmak istasyonu üzerinden araştırılmıştır.Bu bildiride ise iki yöntem (D1 ve D6) üzerinde durulup mali ve süre kıyaslamaları yapılmıştır (Şekil 4). D1 tünel kaplama yönteminde tünel kazısı sonrasında birinci kaplamanın çelik hasır montajı akabinde püskürtme betonu ve nihai kaplamada ise betonarme donatı bağlanması akabinde kalıp montajı yapılarak beton dökümü yapılarak tamamlanması durumudur. D6 da ise tünel kazısı sonrasında birinci ve nihai kaplamanın her ikisinin de çelik lifli püskürtme beton ile yapılması durumudur. Fiber takviyeli püskürtme beton ile yapılan tünel nihai kaplamada kullanılan lif miktarı ise 40 kg/m$^{3}$'tür. D1 ve D6 yöntemleri ile yapılan tünel kaplamalarının maliyetleri Tablo 1'de verilmiştir.



**Şekil 4.** D1(sol fotoğraf) ve D6(sağ fotoğraf) Tünel Kaplama Yöntemleri

**Tablo 1.** Çakmak istasyonuna ait tünellerin kaplama yöntemine göre birinci ve ikinci kaplama maliyetleri

| ***Fiber takviyeli püskürtme beton içeren ve içermeyen Tünel Kaplamaları için İstasyon (NATM) Tünel Maliyetleri*** | ***Toplam Maliyet (€)*** |
|---|---|
| D1 Tünel Kaplama Yöntemi | 3.374.757,19 |
| D6 Tünel Kaplama Yöntemi | 2.814.387,30 |
| Fiber Takviyeli Püskürtme Beton kullanımı ile maliyetteki azalma (D1-D6) / D1 | 16,6% |

**Tablo 2.** Çakmak istasyonuna ait tünellerde dökme beton yöntemi ile yapılan ikinci kaplama süreleri

| ***Tünel Tipleri*** | ***Uzunluk (m)*** | ***Sayı*** | ***Zaman (ay)*** |
|---|---|---|---|
| P1 Peron Tüneli | 270 | 2 | 8,5 |
| P2 Havalandırma Bağlantı Tüneli | 32 | 2 | 1,5 |
| B1.2 Bağlantı Tüneli | 20 | 7 | 2,5 |
| B3.1 Merdiven Tüneli | 35 | 2 | 1,5 |
| A Havalandırma Tüneli | 75,86 | 1 | 2 |
| | Toplam Zaman (ay) | | 16 |

**Tablo 3.** Çakmak istasyonuna ait tünellerin kaplamaları çelik lifli püskürtme beton yöntemi ile yapıldığı takdirde ikinci kaplama süreleri

| ***Tünel Tipleri*** | ***Uzunluk (m)*** | ***Sayı*** | ***Zaman (ay)*** |
|---|---|---|---|
| P1 Peron Tüneli | 270 | 2 | 3 |
| P2 Havalandırma Bağlantı Tüneli | 32 | 2 | 0,6 |
| B1.2 Bağlantı Tüneli | 20 | 7 | 1,05 |
| B3.1 Merdiven Tüneli | 35 | 2 | 0,6 |
| A Havalandırma Tüneli | 75,86 | 1 | 0,75 |
| | Toplam Zaman (ay) | | **6** |

**Tablo 4.** D1 ve D6 Tünel kaplama yöntemlerinin ÜÜÇ Metro projesindeki yapım sürelerinin mukayesesi

| *Tünel Kaplama Yapım Yöntemleri* | *Mobilizasyon süresi (ay)* | *Birinci kaplama süresi (ay)* | *İkinci kaplama süresi (ay)* | *Toplam süre (ay)* |
|---|---|---|---|---|
| D1 Tünel Kaplama Yöntemi | 2 | 23 | 16 | 41 |
| D6 Tünel Kaplama Yöntemi | 2 | 13,8 | 6 | 21,8 |

Bu analizler birlikte değerlendirildiğinde gerek yapım maliyeti açısından gerekse de süre kazanımı anlamında birinci ve ikinci kaplamanın çelik lifli püskürtme beton ile yapıldığı durum (D6), birinci kaplamanın çelik hasır montajı akabinde püskürtme beton uygulaması ve tünellerin nihai kaplamasının donatı bağlanması akabinde kalıp kullanılarak dökme beton olması durumundaki nihai kaplama yapımı (D1) durumuna nispetle daha avantajlı olmaktadır. Zira tablolardaki verilere bakıldığında D6 tünel kaplama yöntemi, D1 tünel kaplama yöntemine göre yapım süresi %47 oranında kısalmakta iken bu projedeki tekliflere göre maliyet de %16,6 oranında düşmektedir.

## 3 SONUÇ

I. Yapılan saha tespitleri ve mukayese sonucu, birinci kaplamanın çelik hasır montajı sonrasında püskürtme beton uygulaması ve nihai kaplamada donatı bağlanması akabinde kalıp montajı sonrası beton dökülmesi durumunda tünel kaplamalarının 23+16=39 ayda tamamlanırken(D1); birinci ve ikinci kaplamanın donatılı püskürtme beton ile yapılması durumunda tünel kaplamalarının 13,8 + 6 = 19,8 ayda tamamlandığı ve D6 yöntemi ile %16,6 daha düşük maliyetle tünel kaplamalarının tamamlanabileceği görülmüştür. Bu kıyaslama ile özellikle metro projesinin süresel anlamda daha erken tamamlanması sonucu yapım sabit giderlerinin azalması ve işletme gelirleri göz önüne alındığında donatılı püskürtme betonun daha avantajlı olduğu aşikardır.

II. Onaylı iş programına göre Çakmak istasyonun tünelleri 770 günde (25,6 ay) tamamlanması gerekmektedir. Çakmak istasyonun tünel birinci kaplaması (kazı destek) 23 ayda, tünel ikinci kaplamaları 16 ay olmak üzere toplam 39 ayda tamamlanmıştır. 23 ayda tamamlanan kazı destek sisteminde çelik lifli püskürtme beton kullanılması durumunda sürede %40 azalma beklendiğinden kazı destek süresi 13,8 ay sürmesi beklenmektedir. Çakmak İstasyonda Çelik lifli püskürtme beton ile imalatların yapılmasın durumunda tünellerin nihai kaplama yapım üresi 6 ay kazı destek süresi 13,8 ay ile toplandığında 19,8 ayda Çakmak İstasyonunun tünel imalatlarının tamamı iş programında öngörülen sürede tamamlanabilmektedir.

Netice olarak, uygulanacak yöntemin tercihinde işin süresi ve elde edilecek işletme gelirinin ön planda olduğu metro gibi büyük projelerinde, gerekli işçilik ve imalat kalitesi sağlanması durumunda nihai kaplamanın donatılı püskürtme beton kullanılması ile süre ve toplam maliyet avantajı açısından değerlendirilmesi gereken bir yöntem olarak tebarüz etmektedir.

## KAYNAKLAR

Namli, M., Cakmak, O., Pakis, I.H., Tuysuz, L., Talu, T., Dumlu, M., Balci, C., Copur, H., Bilgin, N. 2013." A methodology of using past experiences in the performance prediction of a TBM in a complex geology and risk analysis". In World Tunnel Congress, Geneva, Switzerland.

Namli, M., Cakmak, O., Pakis, I.H., Tuysuz, L., Talu, T., Dumlu, M., Savk, S., Bilgin, N., Copur, H., Balcı, C. 2014. "The performance prediction of a TBM in a complex geology in Istanbul and the comparisons with actual values". In Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 –, Brazil.

Namli M., Bilgin N. (2017). "A model to predict daily advance rates of EPB-TBMs in a complex geology in Istanbul". Tunneling and Underground Space Technology, 62 (2017), 43-52., Doi:10.1016/j.tust.2016.11.008 (Yayın No: 3004059)

Bilgin N., Namli M., Copur H., Balci,C. Mamaghani A. 2016 , "A model to predict the performance of EPB-TBMs in a complex geology in Istanbul", In World Tunnel Congress, San Francisco,USA

Alan Armstrong-Wright,2002, Dünya Bankası Raporu, WTP52

Araz İ., 2019," Metro Projelerindeki Tünellerde İkinci Kaplama Betonu Olarak Donatılı Püskürtme Beton Kullanımının Proje Maliyetine Ve Süresine Etkilerinin Analizi", Yüksek lisans tezi, İstanbul Medeniyet Üniversitesi,Türkiye

# PERLİT İÇEREN GEOPOLİMER ZEMİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

## GEOTECHNICAL PROPERTIES OF PERLITE CONTAINING GEOPOLYMER SOIL

**Esma RAHAT*[1]** **Tuğba ESKİŞAR TEFÇİ [2]**

## ABSTRACT

In this study, index and mechanical properties of perlite-geopolymer soils were investigated by performing a series of soil mechanics tests. Atterberg limits, compaction parameters and unconfined compressive strength developments of perlite-geopolymer soils were determined. Perlite was added to the samples 0%, 10%, 20%, 30%, 40%, and 50% by the dry weight of the soil. The liquid limit and the plastic limit of perlite added soils decreased as the perlite content increased. The optimum water content and the maximum dry unit weight of the samples decreased by adding perlite at different rates to the soil. Sodium hydroxide was used as the liquid activator. The effect of different sodium hydroxide concentrations on perlite-geopolymer soil was also investigated. The increase in sodium hydroxide concentrations had a positive effect on the strength gain. The samples, which were cured for 7 days, reached strength levels exceeding 5 to 10 times of the unconfined compressive strength of the untreated soil. As a result, the application of perlite along with geopolymerization was effective in increasing the strength of the soil; the soil changed into a more rigid and stronger structure, and this process improved the mechanical properties of the soil drastically.

Keywords: Soil, Perlite, Geopolymer, Unconfined Compressive Strength

## ÖZET

Bu çalışmada perlit-geopolimer zeminlerin indeks ve mekanik özellikleri bir dizi zemin mekaniği deneyleri ile incelenmiştir. Perlit-geopolimer zeminlerin Atterberg limitleri, kompaksiyon parametreleri ve serbest basınç dayanımı gelişimleri belirlenmiştir. Örneklere zeminin kuru ağırlığı üzerinden %0, %10, %20, %30, %40 ve %50 oranında perlit ilave edilmiştir. Perlit katkılı zeminlerin likit limiti ve plastik limiti, perlit içeriği arttıkça azalmıştır. Zemine farklı oranlarda perlit ilavesi ile numunelerin optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı azalmıştır. Likit aktivatör olarak sodyum hidroksit kullanılmıştır. Farklı sodyum hidroksit konsantrasyonlarının perlit-geopolimer zemini üzerindeki etkisi de incelenmiştir. Sodyum hidroksit konsantrasyonlarındaki artışın dayanım kazanımına olumlu etkisi olmuştur. 7 gün küre tabi tutulan numuneler, işlem görmemiş zeminin serbest basınç dayanımının 5 ila 10 katını aşan dayanım seviyelerine ulaşmıştır. Sonuç olarak, geopolimerizasyon ile birlikte perlit uygulaması zeminin dayanımını arttırmada etkili olmuş; zemin daha rijit ve daha güçlü bir yapıya dönüşmüştür ve bu süreç zeminin mekanik özelliklerini büyük ölçüde iyileştirmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kil, Perlit, Geopolimer, Serbest Basınç Dayanımı

## 1. GİRİŞ

*[1] Y. Lisans Öğrencisi, Ege Üniversitesi, esma_rahat@hotmail.com
[2] Doç. Dr., Ege Üniversitesi, tugba.eskisar@ege.edu.tr

Günümüzde yüzeysel zeminlerin iyileştirilmesi için çimento stabilizasyonu sıklıkla tercih edilmektedir. Çimentonun inşaat sektöründe kullanımı büyük miktarlarda $CO_2$ emisyonuna sebep olarak doğa için bir tehlike oluşturmaktadır. İklim ve çevre değişikliğinde çimentonun yarattığı büyük paya sahip karbon ayak izinin azaltılması için küresel girişimler yürütülmektedir (Kızıltan ve Doğan, 2021). Geoteknik sorunların çözümünde de karbon ayak izini azaltmak ve yeşil çözümlere odaklanılması önemlidir. Bir alternatif çözüm olarak inşaat endüstrisinde geopolimerlerin kullanımları yaygınlaşmaktadır.

Konu, geoteknik mühendisliğinde yeni ele alınmaya başlandığından sınırlı sayıda literatür mevcuttur. Bunlardan öne çıkan bazılarına kısaca değinilmiştir. Davidovits (1989), geopolimerleri yapısal birimi $AlO_4$ ve $SiO_4$ tetrahedronlardan oluşan bir çeşit inorganik polimer olarak tanımlamaktadır. Geopolimerler, başka bir tanımla ortam sıcaklığı veya daha yüksek sıcaklıklarda alüminosilikat minerallerinin alkali aktivatör çözeltileri ile bir geopolimerizasyon reaksiyonuyla sentezlenen alüminosilikat çimento bağlayıcı malzemelerinin sınıfıdır (Davidovits, 1991; Duxson vd., 2007).

Swain (2015), çalışmasında hem geopolimer bileşenlerinin hem de biyopolimer bileşenlerinin etkilerini incelemiştir. Sodyum bazlı likit aktivatörler ve katkı maddesi olarak uçucu kül geopolimer bileşenleri olarak, ayrıca zantan sakızı ve guar sakızını da biyopolimer bileşenleri olarak kullanılmıştır. Geopolimerin etkinliği, serbest basınç dayanımı açısından incelenmiştir. Serbest basınç dayanımı sonuçları açısından %40 uçucu kül ve %10 aktivatör eklenen zeminin daha yüksek dayanım verdiği görülmüştür. Geopolimerin biyopolimerden daha etkili olduğu da gözlenmiştir. Yilmaz ve Fidan (2018) bir geoteknik uygulama gerçekleştirmiş olup farklı yüzdelerde eklenen perlit örneğinin karışım örneklerindeki etkisini araştırmıştır. Killi zemin içerisine kireç ile birlikte farklı oranlarda (%0, %5, %10, %20, %25, %30) eklenen perlitin dayanım ve dayanıklılıkta pozitif bir etkisi olduğu saptanmıştır. Sukprasert vd. (2021), temel altı zemin iyileştirme uygulamalarında kullanılmak üzere siltli kil bir zeminde uçucu kül ve yüksek fırın cürufu tabanlı geopolimerin kullanımını deneysel olarak incelemişler ve NaOH konsantrasyonu ve kür sıcaklığı değiştirilerek üretilen örnekleri kıyaslamışlardır. Farklı oranlarda NaOH konsantrasyonu ile siltli kil, uçucu kül ve yüksek fırın cürufu geopolimerlerinin 7 günlük serbest basınç dayanımlarının 50-80$^0$C'lik kür sıcaklıklarıyla artmaya başladığını bulmuşlardır. Artan NaOH konsantrasyonu ile serbest basınç dayanımının arttığını ve N-A-S-H jelleri üreterek geopolimerin iç yapısını güçlendirmiş olduğunu saptamışlardır. Voottipruex vd. (2022), çalışması kapsamında perlite 2, 4, 6, 8, 10 ve 12 molar konsantrasyonlarında NaOH ekleyerek perlit içeren geopolimer örnekleri elde etmişlerdir. Perlit içeren geopolimer yumuşak kil ile kuru ağırlığının %10, %20, %30, %40 ve %50 oranlarıyla karıştırılmıştır ve elde edilen örnekler 25 ve 70$^0$C'de 7, 14 ve 28 gün küre tabii tutulmuştur. Örneklerdeki NaOH miktarının ve kür süresinin arttırılması ile serbest basınç dayanımlarında artış olduğunu saptamışlardır.

Bu çalışmada, perlitin farklı yüzde oranlarıyla kil zeminlere katılması ile ortaya çıkan indeks ve mekanik özelliklerindeki değişimleri gözlemlemek amaçlanmıştır. Öncelikle değişen perlit oranlarıyla kil zeminlerin Atterberg limitleri ve kompaksiyon parametrelerinin nasıl bir değişim gösterdiği incelenmiştir. Daha sonra perlit - geopolimer numunelerin dayanım gelişimini belirlemek için 7 günlük örnekler üzerinde serbest basınç dayanım deneyleri yapılmıştır. Sonuçlar detayları ile ele alınarak perlit ilavesinin olumlu yönde katkıları olduğu gösterilmiştir.

## 2. MALZEME VE YÖNTEM

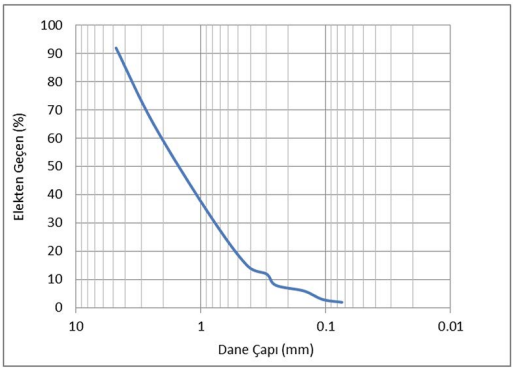
### 2.1. Malzemeler

Deneylerde kil ve ağırlıkça farklı oranlarda (%0, %10, %20, %30, %40 ve %50) kil-perlit karışımlı zeminlerle çalışılmıştır. Öncelikle kullanılan zeminin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Mineralojisinin kaolinit kili olduğu kimyasal analizle belirlenen zeminin sınıfının düşük plastisiteli kil, sembolünün CL olduğu belirlenmiştir. Zemin örneğinin ve perlitin ASTM D4318 (2017) standardına uygun olarak belirlenen indeks özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Çalışmada kullanılan zeminlerin özellikleri

| Geoteknik Özellik | Kaolinit Kili | Perlit |
|---|---|---|
| Grup Sembolü | CL | SW |
| Likit Limit (%) | 32 | - |
| Plastik Limit (%) | 20 | NP |
| Plastisite İndisi (%) | 12 | - |
| Özgül Ağırlığı ($G_s$-gr/cm$^3$) | 2.55 | 2.24 |

Ham perlit İzmir –Cumaovası'ndaki bir maden yatağından temin edilmiştir. XRF analizi sonuçlarına göre majör bileşikleri $SiO_2$ ve $Al_2O_3$ olup sırası ile %73.5 ve %12.0 oranlarında mevcuttur. Ham perlitin gradasyon eğrisi ASTM D6913 (2017) standardına uygun olarak Şekil 1'de verilmiştir. Likit aktivatör olarak NaOH (sodyum hidroksit) kullanılmıştır. Sodyum hidroksit boncuk formda temin edilmiş olup beyaz renkte ve suda kolaylıkla çözünebilecek şekildedir; saflığı >%99'tür.



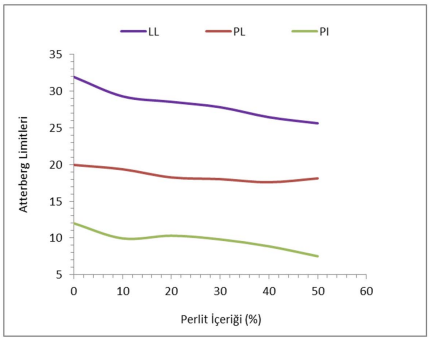

Şekil 1. Ham perlitin elek analizi

**2.2. Laboratuvar Deneyleri**

Atterberg limitleri belirlenirken ASTM D4318 (2017) standardına uygun olarak likit limit deneyleri ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Kil zeminin ve çeşitli kil-perlit karışımlarının likit limit ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Zeminlerin kompaksiyon parametrelerinin belirlenmesinde standart Proktor enerjisi ile çalışılmıştır. Kil zeminin, kil-perlit karışımlarının ve likit aktivatörlü kil-perlit karışımlarının optimum su/NaOH içerikleri ve buna karşılık gelen maksimum kuru birim hacim ağırlıkları bulunmuştur. Çalışma kapsamında, deney numuneleri optimum su/NaOH içeriğinde hazırlanmıştır (ASTM D698-12, 2021).
Serbest basınç dayanımı deneyleri için standart Proktor sıkılığında, 5 cm çaplı ve 10 cm yüksekliğinde silindirik örnekler hazırlanmıştır. Zemin örnekleri hazırlanırken, deney programında belirlenen oranlar dikkate alınarak zemin ve perlit kuru şekilde eklenmiş, üzerine NaOH çözeltisi eklenerek homojen bir karışım elde edilmiştir. Hazırlanan zemin örneklerinin boyu ve çapı deney öncesinde kontrol edilmiştir. Her örnek grubu 20 ve 40°C'de küre tabi tutulmak üzere 3'er adet hazırlanmıştır. Zemin örnekleri 7 gün kür süresi ile oda sıcaklığı ($20^0$C) ve yüksek sıcaklık ($40^0$C) kür sıcaklığını tamamladıktan sonra serbest basınç dayanımı deneyine tabi tutulmuştur. ASTM D2166 (2016) standardına göre deneyler yapılmıştır. Örnekler 1.42 mm/dk hızla yüklenmiştir. Deneyler %10 deformasyon seviyesine kadar sürdürülmüştür.

## 3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

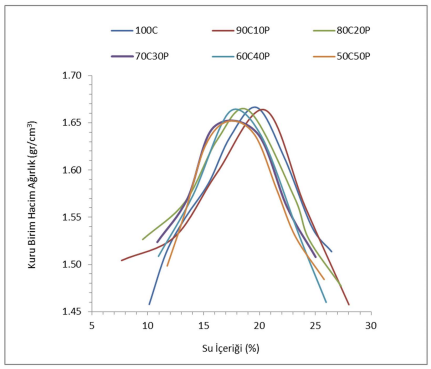
Kil-perlit karışımlı zeminlerde likit limit (LL), plastik limit (PL) ve plastisite indisi (PI) üzerindeki etkisi Şekil 2'de gösterilmiştir. Kil zemine kuru zemin ağırlığının %10, %20, %30, %40 ve %50'si kadar perlit ilave edilmiştir. Eklenen perlit içeriği ile likit ve plastik limitte azalma olduğu görülmüştür. Likit limit ve plastik limitte azalma olduğu için plastisite indiside azalmıştır.




Şekil 2. Kil-perlit karışımlı zeminlerin kıvam limitleri

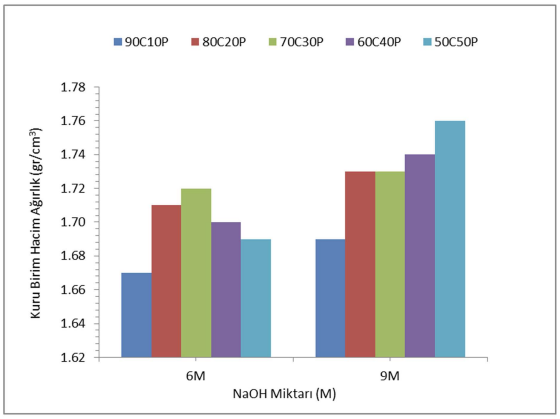
Zemin içerisine eklenen %10 perlit içeriğinde zeminin likit limit ve plastik limit değerleri sırasıyla 30 ve 19 bulunurken, %50 perlit içeriğinde zeminin likit limit ve plastik limit değerleri sırasıyla 26 ve 18 olarak bulunmuştur. Zemin içerisine %20 oranından sonra eklenen perlitin, zeminin plastik limitine etki etmediği ve işlenebilirliğinin aynı kaldığı saptanmıştır.

Şekil 3'te kil (C) zeminin ve %10, 20, 30, 40 ve 50 perlit (P) içeren zemin örneklerinin optimum su içerikleri ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları gösterilmiştir. Kil zeminlerde perlit ilavesiyle zeminlerin optimum su içeriklerinde %0.5 ve %1 oranında azalma olduğu görülmüştür. Artan perlit miktarıyla kil zeminin kuru birim hacim ağırlıkları %10 perlit içeriğinde 1.66 gr/cm$^3$ iken %50 perlit içeriğinde 1.65 gr/cm$^3$ oranında azalma olduğu görülmüştür. Kil-perlit karışımı içerisine %20'den sonra eklenen perlit içeriğinden sonra maksimum kuru birim hacim ağırlığında değişim olmadığı görülmüştür. Zemin içerisine %10 perlit eklendikten sonra maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su içeriği sırasıyla 1.66 gr/cm$^3$ ve %20 olurken, %50 perlit içeriğinde 1.65 gr/cm$^3$ ve %17.5 olduğu saptanmıştır. Perlit- geopolimer zeminlere NaOH'ın 6M ve 9M konsantrasyonlarında ilavesiyle zeminlerin optimum NaOH içerikleri %1 oranlarında azalırken kuru birim hacim ağırlıkları %1 ila %4 oranlarına kadar artış göstermiştir.



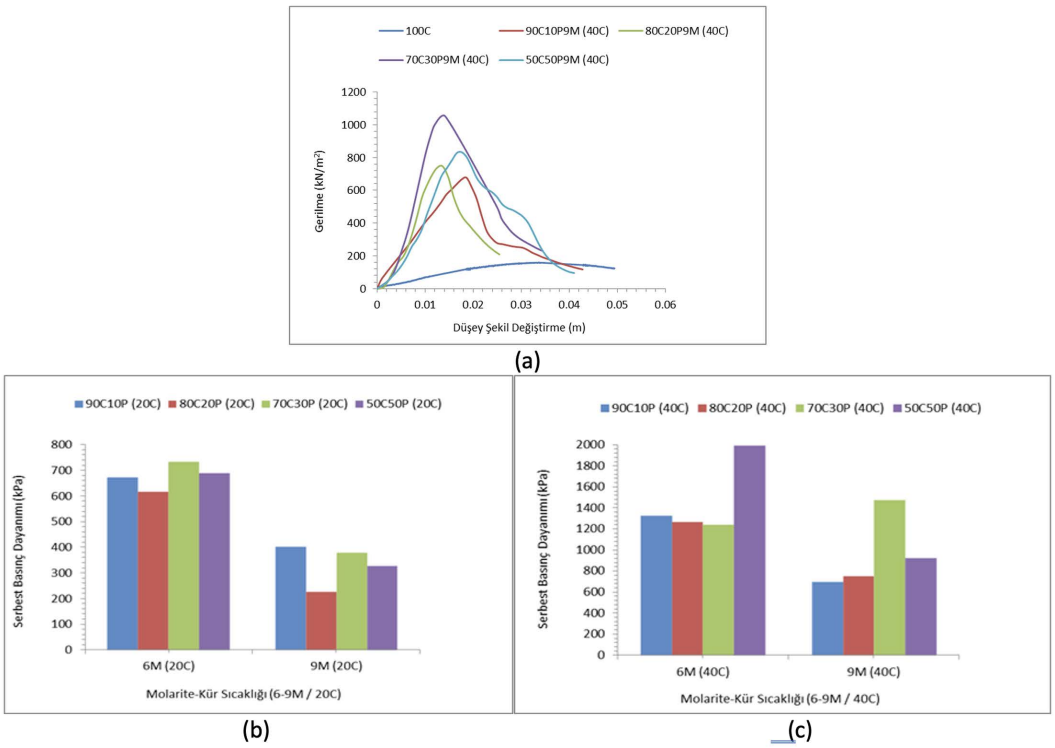

Şekil 3. Kil-perlit karışımı zeminlerin kompaksiyon eğrileri

Şekil 4'te perlit-geopolimer zeminlerin maksimum kuru birim hacim ağırlık-NaOH miktarına ait grafikler verilmiştir. Elde edilen bulgulara göre likit aktivatör oranının 6M'dan 9M'a arttırılması ve perlit içeriğinin artmasıyla maksimum kuru birim hacim ağırlıkta artış olduğu gözlemlenmiştir. Deney örneklerinden, 90C10P6M (%90Kil_%10Perlit_6M NaOH)'da maksimum kuru birim hacim ağırlık 1.67 gr/cm$^3$ elde edilirken, 90C10P9M'da maksimum kuru birim hacim ağırlık 1.69 gr/cm$^3$ ve 50C50P6M'da maksimum kuru birim hacim ağırlık 1.69 gr/cm$^3$ elde edilirken, 50C50P9M'da maksimum kuru birim hacim ağırlık 1.76 gr/cm$^3$ olarak elde edilmiştir. Buna göre kil zeminlere perlit eklendikçe kuru birim hacim ağırlıkları azalırken optimum su içeriklerinin de azaldığı ve perlit – geopolimer karışımlara perlit ve NaOH eklendikçe kuru birim hacim ağırlıkları artarken optimum NaOH içeriklerinin azaldığı sonucuna varılmıştır.




Şekil 4. Perlit - geopolimer kil zeminlerin farklı likit aktivatör içeriğindeki kuru birim hacim ağırlık değerleri

Şekil 5a, b ve c'de 7 gün kür süresi boyunca oda sıcaklığı (20$^0$C) ve yüksek sıcaklık (40$^0$C) altında küre tabi tutulmuş perlit - geopolimer zeminlerin ölçülen serbest basınç dayanımları gösterilmiştir. Şekil 5a'da sunulan gerilme-düşey şekil değiştirme eğrileri 9M NaOH içeren 40$^0$C'de 7 gün küre tabi tutulan örneklerden bir seçkiyi içermektedir. Şekil 5a'da görüldüğü üzere gerilme –düşey şekil değiştirme ilişkisinde 70C30P9M (40°C) örnekleri ortalaması diğer grup örneklere göre daha gevrek davranmaktadır. En yüksek serbest basınç dayanımı değeri incelenen grup içerisindeki en küçük düşey şekil değiştirme değeri eşlik etmektedir. 90C10P9M (40°C) örnekleri ise işlem görmemiş zemin örneklerinin ardından işlem gördüğü halde en sünek davranışı gösteren grubu oluşturmaktadır.
Şekil 5b ve c'de oda sıcaklığında (20$^0$C) ve yüksek sıcaklıkta (40$^0$C) 7 gün bekletilen örneklere ait serbest basınç dayanımları verilmiştir; çalışmada dikkate alınan 6M-9M NaOH konsantrasyonlarının etkisi de görülmektedir.




Şekil 5. (a) 7 gün boyunca 40$^0$C küre tabi tutulan bazı örneklerin gerilme-düşey şekil değiştirme davranışları, (b) 20$^0$C ve (c) 40$^0$C kür sıcaklığına maruz kalan örneklerin ölçülen serbest basınç dayanımları

Perlit-geopolimer zeminlerde kür sıcaklığının artmasıyla zeminlerin serbest basınç dayanımları artmıştır. İşlem görmemiş zemin örneğinin serbest basınç dayanımı 160.22 kPa iken perlit-geopolimer zemin karışımlarından 50C50P6M örnekleri 40$^0$C altında küre tabi tutuldukları takdirde 7 gün sonunda serbest basınç dayanımlarının 1987.50 kPa'a ulaştığı saptanmıştır. Kil-perlit karışımlı zeminler içerisine 9M NaOH eklenmesinin serbest basınç dayanımında artışa katkı sağlamadığı, en yüksek serbest basınç dayanımını 6M NaOH konsantrasyonlarında elde edildiği bulunmuştur. Böylece çalışmanın devamında daha düşük molaritede NaOH kullanılarak sağlanacak geoteknik çözümlerin de daha ekonomik olması mümkün olacaktır. Çalışma tamamlandığında bir maliyet analizinin yapılması planlanmaktadır.

## 4.SONUÇLAR

Bu çalışmada perlit - geopolimer zeminlerin Atterberg limitleri, kompaksiyon özellikleri ve serbest basınç dayanımları incelenmiştir. Sonuçlar, perlit - geopolimer zeminlerin indeks ve mekanik özelliklerini önemli ölçüde etkilediğini göstermiştir.

- %10 kil-perlit karışımlı zeminde en yüksek likit limit ve plastik limit değerlerinin elde edilmesi, bu yüzde değerinden sonra perlit ilavesinin likit limit ve plastik limit değerlerinin azalmasında etkili olmuştur.
- Kil-perlit karışımlı zeminlerde, perlit oranı arttıkça maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su içeriği azalmıştır.
- Perlit-geopolimer zeminlerin, maksimum kuru birim hacim ağırlıkları artarken, optimum su içeriği (NaOH katkılı) değeri azalmıştır.
- Perlit içeren geopolimer zeminlere ait serbest basınç dayanımlarında en yüksek değer 50C50P6M örneklerinin yüksek sıcaklıkta ($40^0$C) küre tabi tutulması ile elde edilmiştir. Bu çalışmada bulunan bulgular ile Voottipruex vd. (2022) ile uyumludur. Voottipruex vd. (2022), örneklerde kullanılan likit aktivatörün molaritesinin 6-10 molar arasında tutulmasını önermiş ve oda sıcaklığından daha yüksek sıcaklıklarda kür uygulamasını tavsiye etmiştir.
- Perlit içeren zeminlere geopolimerizasyon amaçlı 6M-9M NaOH eklenmesi ve ardından yüksek sıcaklık ($40^0$C) altında kür uygulanması zeminin serbest basınç dayanımını arttırmıştır. 50C50P6M örneklerinde zeminin serbest basınç dayanımında %100 artış gözlenmiştir.
  Bu bulgular önderliğinde çalışmanın devam eden kısmında perlit – geopolimer zeminlerin içsel sürtünme açısı, kohezyonu, sıkışma indisi gibi kayma mukavemeti ve sıkışma özellikleri de araştırılacaktır. Bu ön çalışmanın çıktıları doğrultusunda perlit - geopolimer zeminlerin kullanımının ulaşılacak dayanım değerleri açısından başarılı sonuçlar vereceği öngörülmektedir.

## KAYNAKLAR


ASTM D698-12. (2021), “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft$^3$ (600 kN-m/m$^3$))”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D2166. (2016), “Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

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.

Davidovits, J. (1989), ‘’Geopolymers and Geopolymeric Materials’’ Journal of Thermal Analysis 35, 429–441 (1989).

Davidovits, J. (1991), ‘’Geopolymers: Inorganic Polymeric New Materials’’ J Therm Anal 37:1633–1656

Duxson, P., Fernández-Jiménez, A., Provis, JL., Lukey, GC., Palomo, A., Van Deventer, JSJ. (2007), ‘’Geopolymer Technology: The Current State of The Art’’. J Mater Sci 42:2917–2933

Kızıltan, B., Umut Doğan, D. (2021), ‘’Çimento Sektöründe Karbon Ayak İzlerinin Raporlanması Amacıyla Bir Çerçeve Önerisi’’, Çağ Üniversitesi Sosyal Bilimler Dergisi , 18 (1) , 40-58

Sukprasert, S., Hoy, M., Horpibulsuk, S., Arulrajah, A., Rashid, A. S. A., and Nazir, R. (2021), ‘’Fly Ash Based Geopolymer Stabilisation of Silty Clay/Blast Furnace Slag For Subgrade Applications’’, Road Materials and Pavement Design, 22(2), 357-371.

Swain, K. (2015), ‘’Stabilization of Soil Using Geopolymer and Biopolymer’’, National Institute of Technology Rourkela

Voottipruex, P., Teerawattanasuk, C., Sramoon, W., Meepon, I., (2022), ‘’Stabilization of Soft Clay Using Perlite Geopolymer Activated By Sodium Hydroxide’’ , International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 8(1), 5.

Yilmaz, F., ve Fidan, D. (2018), ‘’Influence of Freeze-Thaw on Strength of Clayey Soil Stabilized with Lime and Perlite’’, Geomechanics & engineering,14(3),301-306.

# İZOTROPİK- ANİZOTROPİK KONSOLİDASYON DAVRANIŞI VE GERİLME İZLERİ

## THE BEHAVIOUR OF ISOTROPIC -ANISOTROPIC CONSOLIDATION AND STRESS PATHS

**Ayşen ÇELEBİ[1], Atilla ANSAL[2]**

## ABSTRACT

The test results of standard oedometer and drained, undrained triaxial compression tests carried out on soils having different plasticity indexes were evaluated in the study. The samples; water contents are larger than their optimum water contents were prepared based on the standard proctor procedure at the laboratory. As it is known, the samples,in the conventional oedometer test, are under the effect of anisotropic stresses. However, the samples in the triaxial test, before the shearing process, were generally consolidated under the effect of isotropic stresses. The test results of isotropic consolidation were plotted on the axes of ln(p) versus (1+e). The test results of standard oedometer test were also plotted on the same axis to understand the effect of different stress-state on the results of consolidation test. The settlement curves of soils under the effect of either isotropic or anisotropic stress-state were approximately observed to be shown as straight lines according to the test results. Additionaly, supposing the two-dimensional solutions instead of three-dimensional to be used in the analyses, the test results of drained and undrained triaxial compression test were drawn as the minimum against the maxsimum principal axes. The maximum-soil parameters of the undrained tests were found to be smaller than the related parameters of the drained tests.
**Key words:** consolidasyon, compression and reloading indexes, stress paths.

## ÖZET

Çalışmada farklı plastisiteli zeminler kullanılarak yapılan standart ödometre ve drenajlı, drenajsız üç eksenli basınç deneyi sonuçları değerlendirilmiştir. Numuneler optimum su muhtevasından daha fazla su muhtevasında standart proctor yöntemi kullanılarak laboratuvarda hazırlanmıştır. Bilindiği üzere standart ödometre deneyinde numuneler anizotropik gerilmelerin etkisindedir. Üç eksenli deneylerde ise kesme işlemi öncesinde numuneler çoğunlukla izotropik gerilmeler etkisinde konsolide edilmektedir. İzotropik konsolidasyon deneyi sonuçları ln(p)-(1+e) eksenlerinde çizilmiştir. Farklı gerilme durumunun konsolidasyon deneyi sonuçlarına etkisinin görülebilmesi dolayısıyla standart ödometre deneyi sonuçları da ln(σ)-(1+e) eksenlerinde çizilmiştir. Gerek izotropik gerekse anizotropik gerilmeler etkisinde zeminlerin konsolidasyon eğrilerinin yaklaşık doğru ile gösterilebileceği deney sonuçlarına dayalı gözlenmiştir. Ayrıca problem çözümlerinde üç boyut yerine iki boyutlu çözümlerin kullanılacağı kabul edilerek drenajlı ve drenajsız üç eksenli basınç deneyi sonuçları minimum ve maksimum asal gerilme eksenlerinde çizilmiştir. Toplam gerilmelere bağımlı maksimum zemin parametrelerinin drenajlı değerlerinden daha küçük oldukları görülmüştür.
**Anahtar kelimeler:** konsolidasyon, sıkışma ve yeniden yükleme indisleri, gerilme izleri.

## 1. GİRİŞ

Bilindiği üzere herhangi yapı ile gerilme değişimine maruz kaldıklarında olası problemlerin çözümünde zemin parametrelerinin belirlenmesi önemlidir. Uygun zemin parametrelerinin belirlenmesi ise arazideki gerilme durumunu laboratuvarda numunelere uygulayabilmeye bağımlıdır. İnce daneli zeminlerin konsolidasyon

[1] Dr, Özyeğin Üniversitesi, aysen.celebi@ozyegin.edu.tr (sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr. Özyeğin Üniversitesi, atilla.ansal@ozyegin.edu.tr

oturması ve kayma mukavemeti davranışlarının belirlenmesinde çoğunlukla standart ödometre ve üç eksenli deney aletleri kullanılmaktadır. Standart ödometre deneyinde numuneye etkiyen gerilme durumu anizotropiktir. Üç eksenli deneylerde ise kesme işlemi öncesi numuneler yaygın olarak izotropik gerilmelerin etkisinde konsolide edilmektedir. Çalışmada farklı gerilmelerin konsolidasyon davranışına etkisi ödometre ve üç eksenli deney aletleri ile yapılan deney sonuçlarına dayalı çalışılmıştır. Ödometre deneyinde deney başında numunelerin suya doygunluğu bilinmemektedir. İzotropik konsolidasyonda deney öncesi numuneler suya doygun durumdadır. Ödometre deneyinde yapılan kabul; boşluklarda bulunan su düşey yönde hareket etmekte ve yer değiştirme düşey yönde olmaktadır. Oysa izotropik konsolidasyonda boşluklarda bulunan su yanal yönlere de hareket edebilmektedir. Her iki deneyde de numuneler suya doygun, zemin danelerinin ve boşluklarda bulunan suyun ilave gerilmeler etkisinde hacimlerinin sabit kaldığı kabul edildiğinde konsolidasyon sonunda boşlukların hacmi değişecektir. Dolayısıyla her iki deney sonucunda da hacim değişimlerinin aynı olması gereklidir. Ödometre deneylerinde gerilme artımları 24 saatte uygulandığından oturmalar sabit efektif gerilmelerde oluşan oturmaları da içermektedir. İzotropik konsolidasyonda ise program karekök zaman yöntemini kullanarak konsolidasyon oturmalarını ölçtüğünden bu deney sonuçlarında sözü edilen oturmalar bulunmamaktadır. Her iki deneyde de ilave gerilmeler nedeniyle boşlukların hacmi değiştiğinden davranışı daha iyi değerlendirebilmek amacı ile deney sonuçları ödometre deneylerinde ln(σ)-(1+e), izotropik konsolidasyon deneylerinde ln(p)-(1+e) eksenlerinde çizilmiştir. İlgili eksenlerde oturma eğrilerinin yaklaşık doğru ile gösterilebileceği ve ayrıca ödometre deney eğrilerine bağımlı belirlenen sıkışma indislerinin (λ) izotropik konsolidasyon deneylerinden bulunan değerlerinden daha büyük oldukları görülmüştür. Farklı sonuca neden sıkışma indislerinin hesaplandığı gerilme aralıkları ile ödometre deney sonuçlarının ikincil oturmaları içermesi kabul edilmektedir.

İnce daneli zeminlerin konsolidasyon ve kayma mukavemeti özellikleri bilinen bir konudur. Dolayısıyla literatürde konu ile ilgili çok sayıda yayın bulunmaktadır. Örselenmenin az olduğu ve laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan zeminler ile yapılan deney sonuçlarına dayalı çalışma Burland (1990)'da bulunmaktadır. İlgili çalışmada yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelere dayalı belirlenen zemin parametreleri yardımı ile arazideki zemin parametrelerini tahmin edebilmek için boşluk indisi parametresi tanımlanmıştır. Arazide etkisinde kaldıkları gerilmeleri laboratuvarda numunelere uygulayarak zemin özelliklerinin belirlenmesi konusunu içeren diğer bir çalışma Sultan vd., (2010) dir. Gerek laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan gerekse örselenmenin az olduğu numuneler kullanılarak yapılan deney sonuçlarını içeren çalışmalardan bazıları Graham ve Li (1985), Holtz vd., (1986), Hight vd., (1992), Hong vd., (2010)'dir.

Çalışmada ayrıca farklı drenaj durumunun zemin davranışına etkisinin görülebilmesi için aynı zeminler kullanılarak yapılan izotropik-konsolidasyonlu drenajsız ve drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonuçları minimum ve maksimum asal gerilme eksenlerinde çizilmiştir. Toplam gerilmelere bağımlı en büyük değerlerin drenajlı değerlerinden daha küçük oldukları görülmüştür.

## 2. NUMUNELER

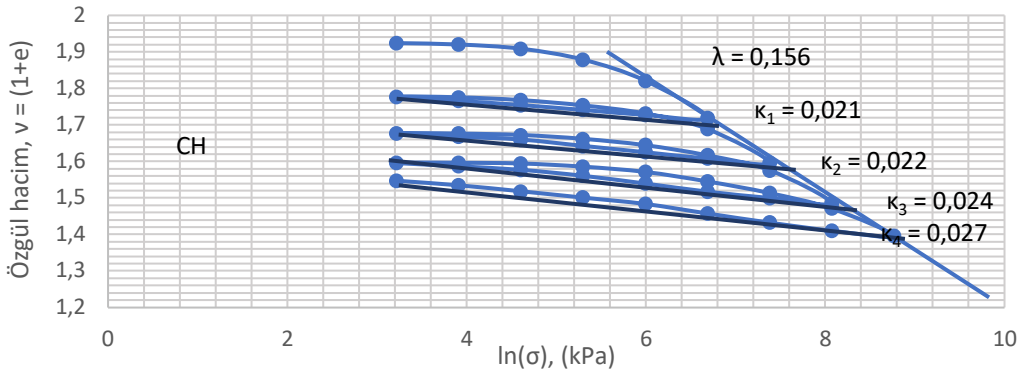
Deneylerin yapımında optimum su muhtevasından daha fazla su muhtevasında standart proktor yöntemi kullanılarak hazırlanan numuneler kullanılmıştır. Etüvde kurutulup dövülerek danelerine ayrılan zeminler 4 numaralı elekten elenmiştir. Elekten geçen malzemeden yeterli miktar alınarak standart proktor yöntemi ile zeminlerin kompaksiyon parametreleri belirlenmiştir. Likit limit deneyleri Casagrande deney aleti ile yapılmış ve kullanılan zeminler birleşik zemin sınıflandırma yöntemine dayalı gruplandırılmıştır. Ayrıca hidrometre ile piknometre deneyleri de yapılarak sonuçlar Tablo 1'de özetlenmiştir. Deneyler için zeminler; öncelikle 4 numaralı elekten elenmiş, elekten geçen malzemeden yeterli miktar alınarak etüvde kurutulmuştur. Kuru ağırlıkları ölçülen zeminlere önceden belirlenen miktarlarda su ilave edilerek homojen karışım hazırlanmıştır. Ödometre deneyleri için proktor kalıbına üç eşit kalınlık olacak biçimde ve her kalınlığa 25 vuruş uygulanarak karışım yerleştirilmiştir. İzotropik konsolidasyon deneylerinde kullanılan kalıbın çapı 10,5 ve yüksekliği 20 cm dir. Zeminler bu kalıba 4~5 eşit kalınlık olacak biçimde her kalınlığa proktor tokmağı ile 25 vuruş uygulanarak yerleştirilmiştir. Her iki deney içinde numuneler kalıplardan geri alınıp konsolidasyon deneyleri için uygun boyutlara getirilmiştir. Ödometre deneylerinde dış çapı 70 yüksekliği 20 mm olan ring kullanılırken izotropik konsolidasyon deneylerinde numune boyutları çap 70 ve yükseklik 140 mm dir.

Tablo 1. Zeminlerin indeks ve kompaksiyon özellikleri

| Numune no | $w_L$ | $w_p$ | Ip | $\rho_d$ | $w_{opt}$ | $\rho_s$ | Zemin grubu |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (%) | (%) | (%) | ($Mg/m^3$) | (%) | ($Mg/m^3$) | |
| N1 | 56 | 28 | 28 | 1,63 | 22 | 2,76 | CH |
| N2 | 99 | 47 | 52 | 1,35 | 19 | 2,76 | MH |
| N3 | 100 | 50 | 50 | 1,35 | 23 | 2,80 | MH |
| N4 | 32 | 18 | 14 | 1,58 | 18 | 2,75 | CL |
| N5 | 36 | 20 | 16 | 1,77 | 16 | 2,76 | CL |

## 3. STANDART ÖDOMETRE DENEYİ SONUÇLARI

Standart ödometre deneyi sonuçlarını izotropik konsolidasyon deneyi sonuçları ile karşılaştırabilmek amacı ile ödometre deneyi sonuçları ln(σ)-(1+e) eksenlerinde çizilmiştir. Ln (σ)-(1+e) eksenlerinde zeminlerin izotropik oturma eğrileri Atkinson ve Bransby (1978) yayınına dayalı iki doğru olarak gösterilebilir. Çalışmada da standart ödometre deneyi sonuçları ln(σ)-(1+e) eksenlerinde çizildiğinde tüm deney sonuçlarına dayalı oturma eğrilerinin yaklaşık doğru olarak çizilebileceği görülmüştür. Atkinson ve Bransby (1978) yayınına dayalı numunelere uygulanan gerilmelerin geri alınıp tekrar ilave edilmesi çevrimlerinde görülen (Şekil 1) davranışın doğru olarak kabul edilmesinde önemli hata yapılmamaktadır. Dolayısıyla zeminlerin oturma ve yeniden yükleme eğrileri ln(σ)-(1+e) eksenlerinde doğru olarak gösterilebilir.



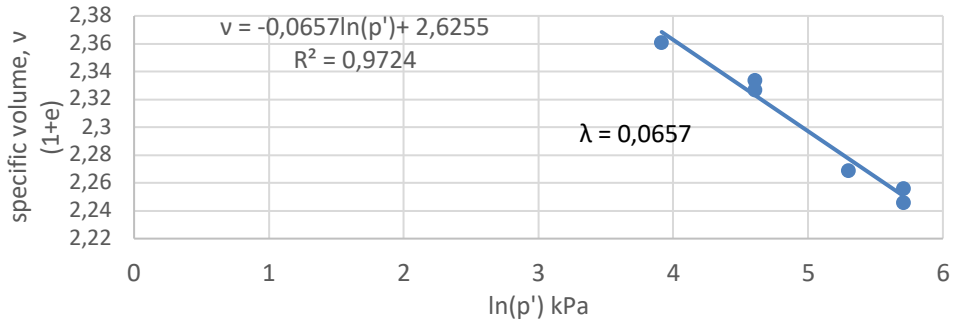

Şekil 1: Standart ödometre deneyi sonuçları, deney1, $w_0 > w_{opt}$ N1,

Literatürde Atkinson (2007) ln(σ)-(1+e) eksenlerinde sıkışma indisleri Cc yerine λ ve yeniden yükleme indisleri Cr yerine κ simgeleri kullanılmaktadır. Şekil 1'de N1 zemininin λ ve κ değerleri görülmektedir. Diğer zeminler ile yapılan standart ödometre deneyi sonuçlarında da Şekil 1'de görülen davranış ile aynı davranış görülmüştür. Aynı zemin kullanılarak yeterli sayılarda tekrar edilen standart ödometre deneyi sonuçları değerlendirilirken deney sonunda numunelerin suya daha doygun oldukları kabul edilmiş ve deney başı boşluk oranları düzeltilmiştir (Kumbasar ve Kip, 1999). Zeminlerin oturma eğrilerinin çiziminde düzeltilmiş boşluk oranları kullanılmıştır. Diğer numunelerin deney sonuçları da log.(σ)-e ve ln(σ)-e eksenlerinde çizilmiş ve sıkışma indisleri aynı gerilme aralıklarında hesaplanarak Tablo 2'de açıklanmıştır. Tablo 2'de Cc ve λ değerleri ilgili zemin ile tekrar edilen deney sonuçlarına bağımlı bulunan zemin parametrelerinin ortalamasıdır. Bilindiği üzere sıkışma indisi Cc = 2,3 *λ dır. İlgili değerlerde hesaplanarak Tablo 2'de gösterilmiştir.

## 4. İZOTROPİK KONSOLİDASYON DENEYİ SONUÇLARI

İzotropik konsolidasyon deneylerinin yapımında üç eksenli deney aleti kullanılmıştır. Deney aleti bilgisayar programı ile yönlendirilmektedir. Programa zeminin plastisitesine bağlı kalınarak minimum ve maksimum zaman değerlerinin yazılması gereklidir. İzotropik konsolidasyon işlemi öncesinde numunelere 400kPa numune basıncı ve 420kPa hücre basınçları uygulanmış ve numuneler 20kPa hücre basıncında(izotropik) suya doygun duruma getirilmiştir. Doygunluk işleminden sonra konsolidasyon işlemine geçilmiştir. Gerilme artımları numunelere sabit deformasyon hızı ile değil standart ödometre deneyine benzer biçimde artımsal olarak

uygulanmıştır. Çalışmada deney esnasında numune tabanında hacim değişimi ölçülmüştür. İzotropik konsolidasyonda bilindiği üzere numune her yönden aynı gerilmenin etkisindedir. Dolayısıyla numune kesitlerinde kayma gerilmeleri oluşmayacaktır (Atkinson ve Bransby, 1978). İzotropik konsolidasyon deneylerinde programda belirtilen zaman aralıklarında eksenel deformasyon, numune en kesit alanı, hacimsel deformasyon, numuneye yanal ve düşey yönde etkiyen toplam ve efektif gerilmeler ölçülerek kaydedilmektedir. Hesaplarda doygunluk işlemi sonundaki hacim değeri, izotropik konsolidasyonda başlangıç hacim değeri olarak kullanılmıştır. Konsolidasyon işlemi sonundaki hacimsel deformasyon yardımı ile izotropik konsolidasyon esnasında numunenin toplam hacim değişimi hesaplanıp deney sonu hacim belirlenmiştir. İzotropik konsolidasyon sonundaki hacimler yardımı ile konsolidasyon sonu boşluk oranları belirlenmiştir. Farklı zeminler kullanılarak yapılan deney sonuçları ln(p)-(1+e) eksenlerinde çizilmiş ve genel olarak kullanılan gerilmelerden dolayı çok düzenli davranış görülmemiştir. N2 zemini ile 1 adet 50kPa, 2 adet 100kPa, 1 adet 200kPa ve 2 adet 300kPa hücre basınçlarında toplam 6 adet deney sonucuna bağımlı gözlenen davranış Şekil 2'de çizilmiştir. Şekil 2'de görüldüğü üzere izotropik konsolidasyon deneyi sonuçlarına dayalı belirlenen λ = 0,0657 (Şekil 2) ödometre deneylerine dayalı belirlenen (Tablo 2) λ = 0,284 değerinden daha küçüktür.




Şekil 2. İzotropik konsolidasyon deneyi sonuçları, N2, $w_0 > w_{opt}$.

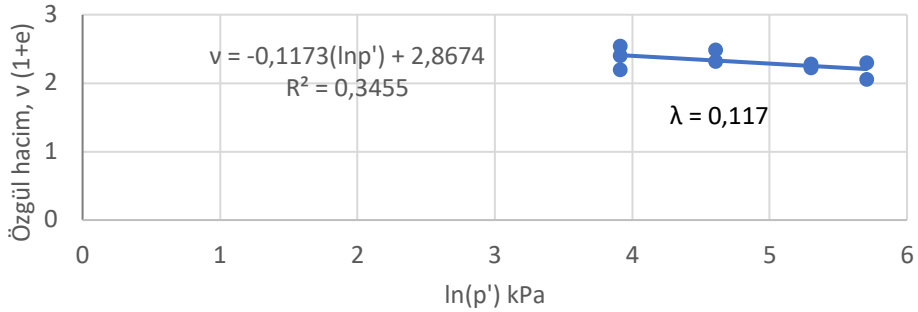
N3 zemini ile yapılan 10 adet izotropik konsolidasyon deneyi sonuçlarına bağımlı gözlenen davranış ise Şekil 3'te görülmektedir. Şekil 3'te λ = 0,117 olarak ödometre deneylerine bağımlı belirlenen λ = 0,251 (Tablo 2) değerinden daha küçüktür. Diğer zeminler ile yapılan deney sonuçlarında da Şekil 2 ve Şekil 3'te gösterilen davranışlara benzer davranışlar görülmüştür. Diğer zeminlerin deney sonuçlarına dayalı çizilen grafiklerden gözlenen indisler Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 2. Standart ödometre ve izotropik konsolidasyon deneyleri sonuçları.

| Deney tipi | Numune no | $w_0$ | Deney başı, $\rho_d$ | $w_n$ | Deney sonu $\rho_d$ | Cc | Cc = 2,3λ | **λ** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (%) | (Mg/m³) | (%) | (Mg/m³) | | | |
| Standart ödometre | N1 | 32,3 | 1,45 | 24,7 | 1,78 | 0,365 | 0,365 | 0,159 |
| | N2 | 48,0 | 1,17 | 46,0 | 1,35 | 0,653 | 0,653 | 0,284 |
| | N3 | 42,8 | 1,16 | 45,5 | 1,28 | 0,577 | 0,577 | 0,251 |
| | N4 | 20,5 | 1,61 | 21,2 | 1,75 | 0,249 | 0,249 | 0,108 |
| | N5 | 22,5 | 1,70 | 17,5 | 2,02 | 0,189 | 0,189 | 0,083 |
| İzotropik konsolidasyon | N1 | 30,5 | 1,48 | 25,7 | 1,64 | - | - | 0,100 |
| | N2 | 51,1 | 1,10 | 41,3 | 1,30 | - | - | 0,066 |
| | N3 | 41,6 | 1,20 | 46,7 | 1,25 | - | - | 0,117 |
| | N4 | 24,5 | 1,60 | 21,7 | 1,78 | - | - | 0,056 |
| | N5 | 22,5 | 1,70 | 17,5 | 2,02 | - | - | 0,050 |

İki farklı konsolidasyon deneyi sonuçlarına bağımlı farklı sıkışma indislerine neden izotropik konsolidasyon deneyinde kullanılan gerilme değerleri ile ödometre deneyi sonuçlarının ikincil oturmaları içermesi kabul edilmektedir. Deneylerin yapımında kullanılan zeminler kabarma eğilimlidir (Ansal ve Çelebi, 2017). Standart ödometre deneyi sonuçlarına dayalı çizilen (log σ-e) oturma eğrileri kullanılarak zeminlerin (N1, N2, N3, N4, N5) ön konsolidasyon basınçlarının bulunabileceği gerilme aralıkları Holtz ve Kovacs, (1981)'e dayalı 300~1000 kPa dolaylarındadır. N2 zemininin Casagrande yöntemine dayalı ön konsolidasyon basıncı log.σ-e eksenlerinde yaklaşık 550 kPa ($w_0$ = %51) bulunmuştur. İzotropik konsolidasyon deneylerinde ise kullanılan en büyük

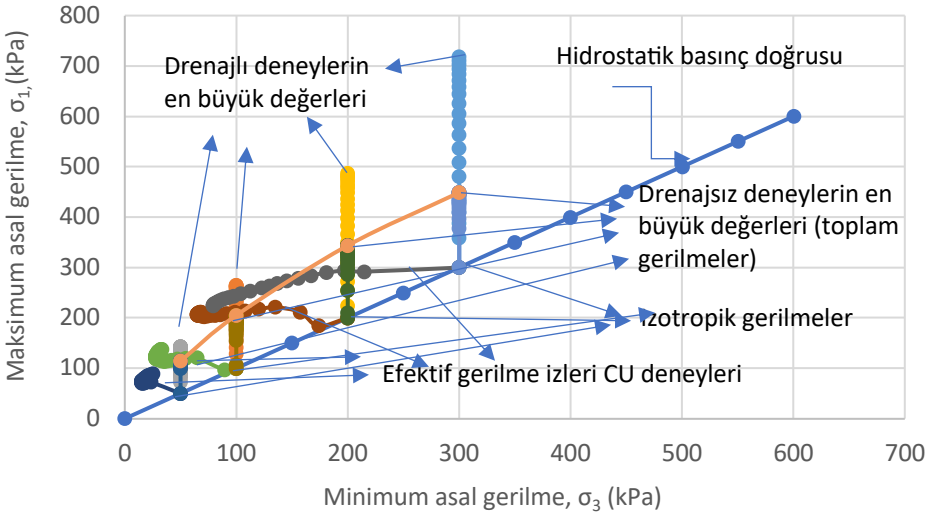
gerilme 300 kPa dır. N3 ile yapılan standart ödometre deneyi sonuçları log σ-e eksenlerinde çizildiğinde oturma eğrilerinin yaklaşık 200 kPa basınçta başladığı ve ön konsolidasyon basıncının deney başlangıç su muhtevasına bağımlı yaklaşık 660 kPa ($w_0$ = %44,9) olduğu görülmüştür. Ayrıca N3'ün kullanıldığı izotropik konsolidasyon deneylerinde doygunluk işlemi esnasında (20 kPa) numunelerde kabarma davranışı görülmüştür.
Literatürde Sultan vd., (2010) kompaksiyon numunelerinin kullanıldığı izotropik konsolidasyon deneylerine bağımlı oturma eğrilerinin ln(p)-(1+e) eksenlerinde yaklaşık bir doğru ile gösterilebileceği açıklanmıştır.




Şekil 3. İzotropik konsolidasyon deneyi sonuçları, $w_0$>$w_{opt}$. N3

## 5. KONSOLİDASYONLU DRENAJSIZ VE DRENAJLI ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Karşılaşılan herhangi bir problemde gerilme durumunun üç boyutta çözümü iki boyuta göre daha karmaşıktır. Dayanma yapıları, şev problemleri ve sürekli temel gibi problemlerin çözümünde üçüncü boyut diğer iki boyut ile karşılaştırıldığında çok büyüktür ve genellikle çözümlerde dikkate alınmaz. Geleneksel üç eksenli basınç deneylerinde de küçük asal gerilme ($\sigma_3$) ile radyal gerilme ($\sigma_2$) aynı kabul edilir. Çalışmada izotropik-konsolidasyondan sonra farklı drenaj koşullarının gerilme izlerine etkisinin anlaşılması görüşü ile drenajsız ve drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonuçları minimum ve maksimum asal gerilme eksenlerinde çizilmiştir. Drenajsız ve drenajlı üç eksenli basınç deneyleri ile ilgili detaylı bilgi Çelebi ve Ansal (2018) ile Çelebi ve Ansal (2022) yayınlarında bulunmaktadır. Maksimum ve minimum asal gerilme eksenlerinde N1 ile yapılan CU ve CD deneylerinin gerilme izleri Şekil 4'te görülmektedir.




Şekil 4. İzotropik- konsolidasyonlu drenajsız ve drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonuçları, N1

Drenajlı ve drenajsız kesme işlemi öncesinde zeminler izotropik gerilmelerde (hidrostatik basınç) konsolide edilmiştir. Kesme işlemi öncesinde numunelere etkiyen asal gerilmeler (düzlemlerde kayma gerilmesi yoktur) eşittir. Şekil 4'te hidrostatik basınç doğrusunda N1 zemininin izotropik konsolidasyon gerilmeleri görülmektedir. Şekil 4'te görüldüğü üzere her iki drenaj durumunda da kesme işlemi esnasında $\sigma_3$ sabit

kalırken eksenel gerilemeler ($\sigma_1$) belirli eksenel deformasyona kadar artmaktadır. Drenajlı ve drenajsız toplam gerilmelere dayalı gerilme izlerinin düşey eksene ($\sigma_1$) paralel oldukları Şekil 4'te görülmektedir. Ayrıca drenajsız deneylerde kesme işlemi esnasında oluşan ilave boşluk suyu basınçları ölçülmüştür. İlave boşluk suyu basınçları toplam gerilmelerden çıkarılarak efektif gerilmelere dayalı gerilme izleri de çizilmiştir (Şekil 4).
Şekil 4'te görüldüğü üzere drenajsız deneylere dayalı toplam parametreler drenajlı deneylere bağımlı belirlenen değerlerinden yaklaşık %50 dolaylarında daha küçüktür. Oysa efektif gerilmelere bağımlı drenajsız üç eksenli basınç deneylerinde $s = (\sigma_1+\sigma_3)/2$ ve $t = (\sigma_1-\sigma_3)/2$ eksenlerinde $c' = 13$ kPa ve $\varphi' = 22^0$ parametreleri drenajlı deneylere bağımlı belirlenen $c' = 9{,}5$ kPa ve $\varphi' = 21{,}4^0$ değerlerinden küçük miktarda daha büyüktür (Çelebi ve Ansal, 2022).
Diğer zeminler kullanılarak yapılan deney sonuçlarında da Şekil 4'te gözlenen davranışa benzer davranış görülmüştür.

## 6. SONUÇLAR

Standart ödometre deneyi sonuçları ln(σ)-(1+e) eksenlerinde çizilmiş ve konsolidasyon eğrilerinin ilgili eksenlerde doğru olarak gösterilebileceği görülmüştür. Aynı zeminler kullanılarak dört farklı gerilme değerinde yapılan izotropik konsolidasyon deneyi sonuçları da ln(p)-(1+e) eksenlerinde çizilmiş ve oturma eğrilerinin ilgili eksenlerde yaklaşık doğru oldukları bulunmuştur. Standart ödometre deneyi sonuçlarına bağımlı belirlenen sıkışma indislerinin (λ) izotropik konsolidasyon deneyi sonuçlarına dayalı belirlenen sıkışma indislerinden (λ) daha büyük oldukları görülmüştür. Farklı λ değerlerinin nedeni her iki deneyde kullanılan farklı gerilme aralıklarıdır. Genel sonuç için daha farklı zeminler ile farklı gerilmeler kullanılarak izotropik konsolidasyon deneyi yapılması gerektiği kabul edilmektedir.

Üç eksenli izotropik-konsolidasyonlu drenajsız ve drenajlı basınç deneyi sonuçları maksimum ($\sigma_1$) ve minimum ($\sigma_3$) asal gerilme eksenlerinde değerlendirildiğinde CU deneyi sonuçlarına dayalı toplam parametrelerin CD deneylerine bağımlı bulunan değerlerinden daha küçük oldukları görülmüştür.

## KAYNAKLAR


Ansal, A. ve Çelebi, A. (2017), "Kabarmaya Eğilimli Killi Zeminlerin Kabarma ve Konsolidasyon özellikleri", Uluslararası katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Atkinson, J. H. and Bransby, P.L. (1978)," The Mechanics of Soils", McGraw-Hill, London.

Atkinson, J. H., (2007), "The Mechanics of Soils and Foundations", 2nd edition, Taylor and Francis, London and New York.

Burland, J. B. (1990), "On the compressibility and shear strength of natural clays," Géotechnique 40, No. 3, 329-378.

Çelebi, A. ve Ansal, A. (2018), "Farklı Deney Aletlerinin Killi Zeminlerin Kayma Mukavemeti Parametrelerine Etkileri", Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Kongresi, İstanbul Üniversitesi, İstanbul.

Çelebi, A ve Ansal, A. (2022), "Konsolidasyonlu Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deneylerinin Değerlendirilmesi", Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 18. Ulusal Konferansı, Erciyes Üniversitesi, Kayseri.

Graham, J. and Li, E. C. C. (1985), "Comparison of Natural and Remolded Plastic Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 7, 865-880.

Hight, D. W., Böese, R., Butcher, A. P., Clayton, C. R. I. and Smith, P. R. (1992), "Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing", Geotechnique 42, No. 2, 199-217.

Holtz, R. D., Jamiolkowski, M. B. and Lancellotta. R. (1987), "Lessons From Oedometer Tests on High Quality Samples", The Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No 8, pp. 768-776.

Holtz, R. D. and Kovacs, W. D. (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliff, New Jersey.

Hong, Z. S., Yin, J. and Cui, Y. J. (2010), "Compression Behaviour of Reconstituted Soils at High Initial Water Contents", Geotechnique, 60, No9, 691-700.

Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999)," Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

Sultan, N., Cui, Y.J. ve Delage, P. (2010), "Yielding and plastic behaviour of Boom Clay", Géotechnique, 60, No. 9, 657-666 [doi: 10.1680/geot.7.00142].

# ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN SONLU ELEMANLARA METODU KULLANILARAK ANALİZ EDİLMESİ

**Ünal YILDIRIM**

## ÖZET

Bu çalışma kapsamında yumuşak zemin ortamında herhangi bir zemin iyileştirme yöntemi kullanılmadan analizler yapılmıştır ve zeminde meydana gelen oturma değerleri elde edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yayılı temel altında 1,5 m aralıklarla 18 m uzunluğunda rijit kolonlar kullanılarak 150 kPa yayılı yük altında değerlendirilmiştir. Model iki farklı zemin iyileştirme yöntemi ve derin temel uygulaması kullanılarak toplam yer değiştirme ve farklı oturma değerleri elde edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler: DKK, Jet Grout, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Plaxis**

**Abstract**

In this study analyses were conducted without using any soil improvement methods in a soft soil environment, and settlement values in the soil were obtained. Finite element method was used to evaluate the spread footing with rigid columns of 18 m length at 1,5 m intervals under a disributed load 150 kPa. The model yielded total displacements and different settlement values by employing two different soil improvement methods and deep foundation application.

**Key Words: RAP, Jet Grout, Finite Element Method, Plaxis.**

## 1. GİRİŞ

Günümüzde zemin modellemelerinde sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak hesaplar yapılmaktadır. Zemin ve yapı birlikte modellenerek daha doğru sonuçlar elde edilmektedir. Bu çalışma kapsamında statik yükler altında, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışları yanı sıra toplam ve farklı oturmalar sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilerek sonuçlar elde edilmiştir. Plaxis 2D sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak analizler yapılmıştır.

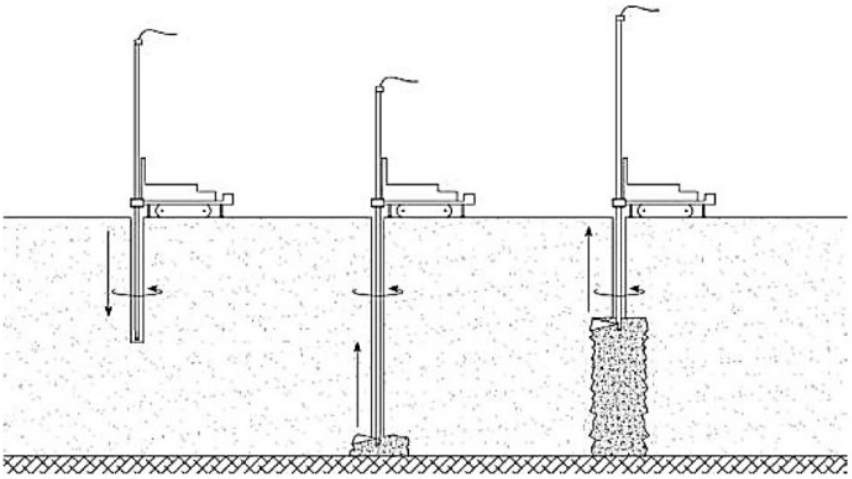
## 2. RİJİT KOLONLAR

### 2.1. Jet Grout Yöntemi

Jet Grout yöntemi bir veya daha fazla akışkan malzemenin bir sonda yardımı ile iyileştirilecek zemin tabakası örselenerek istenilen derinliğe kadar inilerek zemin içerisinde kolonlar oluşturulması esasına dayanır. Jet Grout yönteminde genellikle üç farklı şekilde uygulanmaktadır. Bu yöntemler genel olarak zeminin dayanım durumuna göre seçilmektedir.

I. Tek akışkanlı sistem
II. Çift akışkanlı sistem
III. Üç akışkanlı sistem

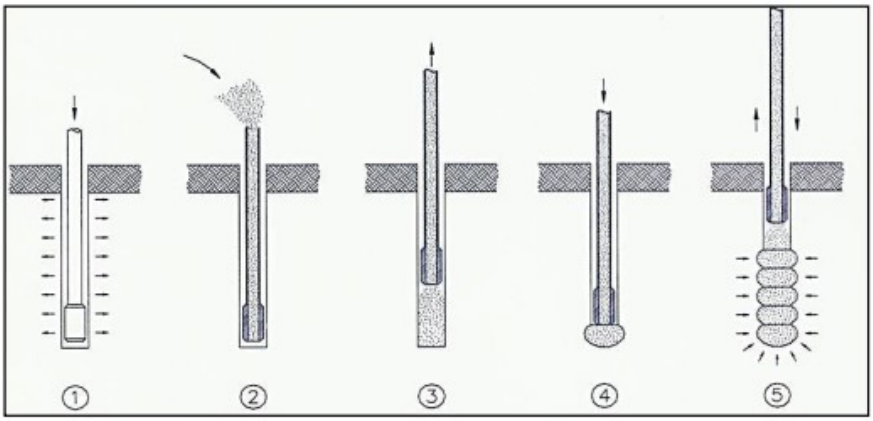
Jet Grout yöntemi zemin iyileştirme, tünel korumada, kazı yanal yüzeylerinin desteklenmesinde kullanılmaktadır. Zeminlerin iyileştirilmesinde kullanıldıklarında, zeminlerin taşıma gücü artar ve zeminde meydana gelecek farklı oturmaları azaltmaktadır.



Şekil 1 Jet grout uygulama yöntemi [1].

### 2.2. Taş Kolon Yöntemi

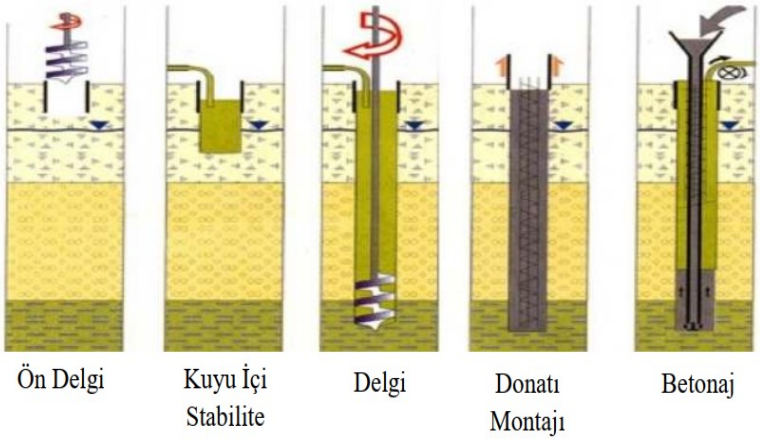
Taş kolon yöntemi, zeminlerin dayanımlarının arttırmak amacıyla kullanılan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Taşıma kapasitesini artırma, oturmayı azaltma ve konsolidasyon sürecini hızlandırma yeteneğine sahip olan taş kolonlar, yumuşak ve zayıf zemin problemleri için alternatif çözüm önerdiği için, jeoteknik uzmanlar arasında en üst düzey tercihler haline getirmiştir [2]. Taş kolon yöntemi zemin içerisinde rijit kolonlar oluşturularak, zeminin mukavemetini arttırmaktadır. Taş kolon yöntemi deprem durumunda, zemin içerisinde bulunan fazla boşluk suyu basınçlarını sönümleyebilmektedir. Bu çalışma kapsamında "Darbeli Kırmataş Kolonları (DKK)" yöntemi Impact yöntemi kullanılmıştır.




Şekil 2 Darbeli Kırmataş Kolon Yöntemi [3]

### 2.3. Kazık

Kazıklar; üst yapı yüklerinden kaynaklı, hasara veya göçmeye neden olabilecek ve zemin iyileştirme yöntemlerinin yeterli olmadığı durumlarda grup halinde veya tekil olarak imal edilen yapısal elemanlardır. Kullanım tipine göre, uç kazıkları, sürtünme kazıkları, çekme kazıkları, ankraj kazıkları, kompaksiyon kazıkları ve eğik kazık olarak gruplandırılmıştır [4] Kazıklar ahşap, çelik veya beton olarak imal edilebilmektedir. Kazıklar zemin içeri sondaj ile delgi yapılır ve açılan kuyu içerisine donatı yerleştirilir ve beton dökülerek kazık imalatı tamamlanır.




Şekil 3 kazık imalatı [5].

## 3. SAYISAL MODEL

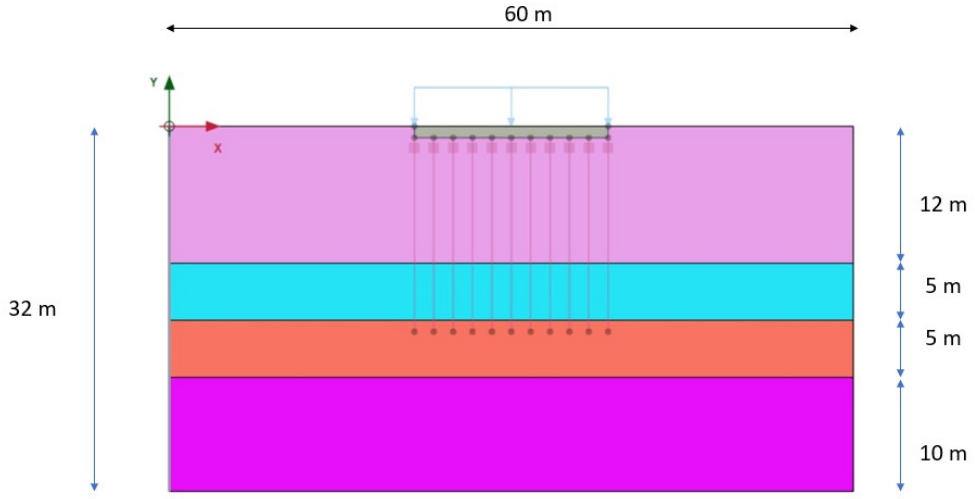
Bu çalışma kapsamında Plaxis 2D yazılımı kullanılmıştır. Bu yazılım geoteknik problemlerin sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanmasını sağlamaktadır. Yazılım, analizlerde gerilme artışları ve ani oturmaların hesaplanmasında elasto-plastik davranış teorisini esas almaktadır. Yazılımda zemin ortamı iki fazlı (katı ve sıvı), olarak göz önüne alınarak drenajlı veya drenajsız çözümler yapılabilmektedir [6].

### 3.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar nümerik analiz yöntemi, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli problemlerin genel çözüm yöntemi olarak tanımlanmıştır [7]. Sonlu elemanlar yöntemi mühendislik problemlerinin yanı sıra diğer birçok problemin çözümünde kullanılmaktadır. Geoteknik problemlerin çözümünde kullanılan ve birçok çözüm mevcuttur. Zemin ve üst yapı elemanlarının birlikte çözülmesine olanak sağlamakta ve dinamik yükler, deprem yükü vb. yüklerin etkisinde kalmış yaklaşımların çözümünde olanak sağlamaktadır.

## 4. ANALİZ

Bu çalışma 4 farklı zemin tabakası tanımlanmıştır. Analizler düzlem deformasyon (Plane Strain) modeli kullanılmıştır. Zemin davranışının gerçeğe daha yakın olması ve yeterli zemin parametrelere sahip olunması nedeniyle “Hardening Soil” zemin modeli seçilmiştir ve analizler drenajlı duruma göre yapılmıştır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 2 m aşağıdadır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri ve yayılı yük parametreleri Tablo 1. Ve Tablo 2.’de gösterilmiştir.




Şekil 4 Plaxis 2D Programında zemin tabakalarının modellenmesi

Tablo 1 Zemin Parametreleri [9].

| | Siltli Kil-1 | Kili Kum-1 | Siltli Kil-2 | Killi Kum-2 |
|---|---|---|---|---|
| **Malzeme Modeli** | **Pekleşen Zemin** | **Pekleşen Zemin** | **Pekleşen Zemin** | **Pekleşen Zemin** |
| Drenaj Durumu | Drenajlı | Drenajlı | Drenajlı | Drenajlı |
| rn (kN/m3) | 18,00 | 19,00 | 18,00 | 19,00 |
| rsat (kN/m3) | 19,00 | 20,00 | 19,00 | 20,00 |
| E50ref (kPa) | 2.773 | 16.800 | 6.240 | 20.000 |
| Eoedref (kPa) | 2.773 | 16.800 | 6.240 | 20.000 |
| Eurref (kPa) | 8.319 | 50.400 | 18.720 | 60.000 |
| n¢ ur | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| c¢ (kPa) | 10,00 | 5,00 | 23,00 | 10,00 |
| f¢ (°) | 25,00 | 35,00 | 20,00 | 33,00 |
| Y(°) | - | 5,00 | - | 3,00 |

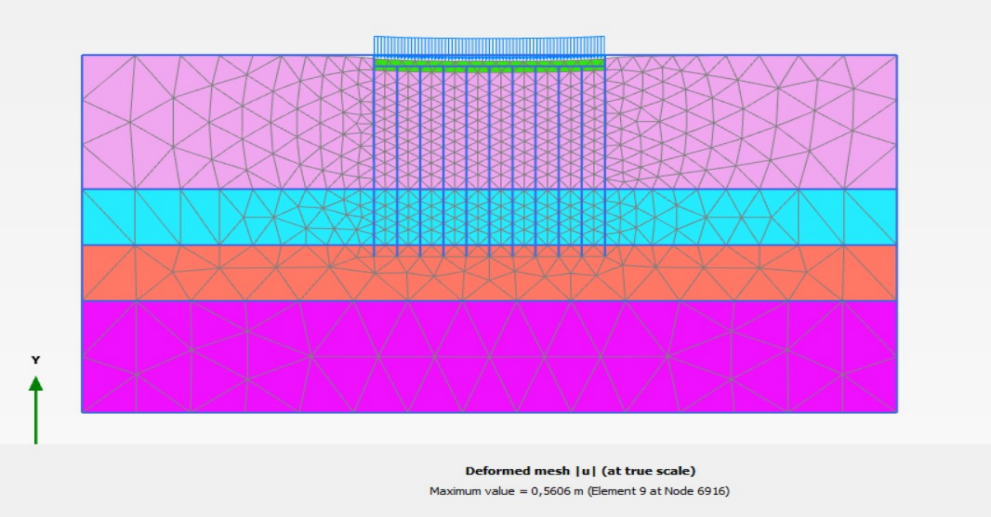
Tablo 2 Yayılı Temel Parametreleri [10].

| Malzeme | Malzeme Modeli | Drenaj Durumu | r (kN/m3) | E (GPa) | n |
|---|---|---|---|---|---|
| Yayılı Temel | Lineer Elastik | Geçirimsiz | 24 | 30 | 0,2 |

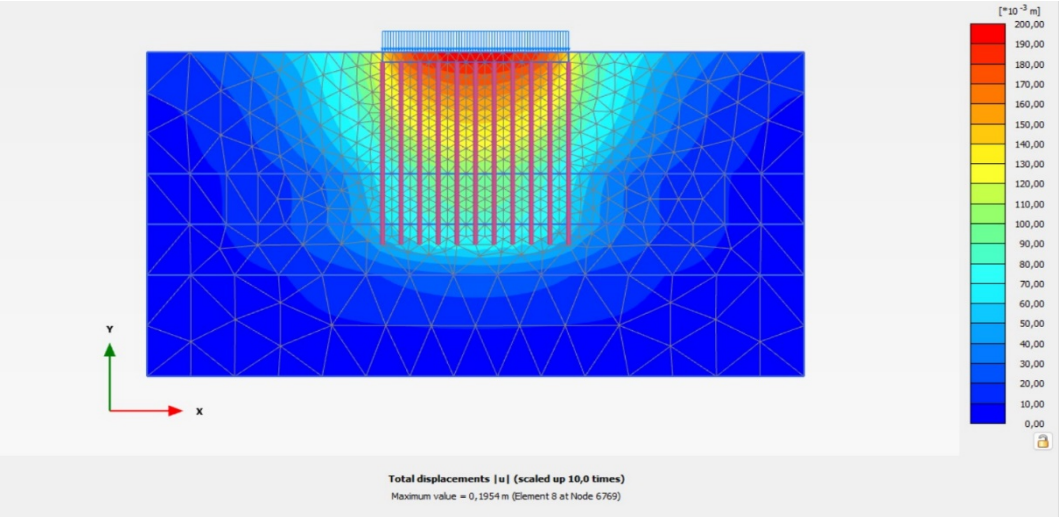
Bu çalışmada zeminin statik durumu ve herhangi bir zemin iyileştirme yöntemine başvurmadan zeminin analizleri yapılmış daha sonra temel altında 1.5 m aralıklarla 18 m uzunluğunda Kazık, Jet Grout ve DKK yöntemleri kullanılarak temel altında rijit kolonlar oluşturulmuştur. Rijit kolonların tanımlanabilmesi için Tablo 3.'teki parametrelerden faydalanılmıştır.

Tablo 3 Rijit Kolonlara Ait Parametreler [9]

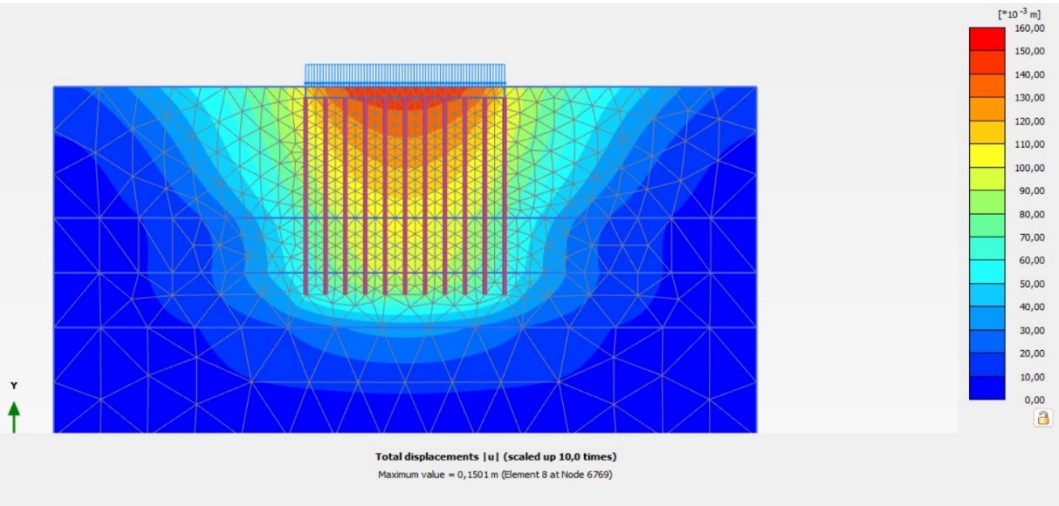
| Malzeme | E (MPa) | ρ (kN/m3) | Çap (m) | Sürtünme Direnci fs (kN/m) | Uç Direnci Qg (kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| DKK | 165 | 22 | 0,5 | 65 | 160 |
| Jet Grout | 300 | 24 | 0,6 | 784,3 | 229 |
| Kazık | 300000 | 24 | 0,6 | 784,3 | 229 |



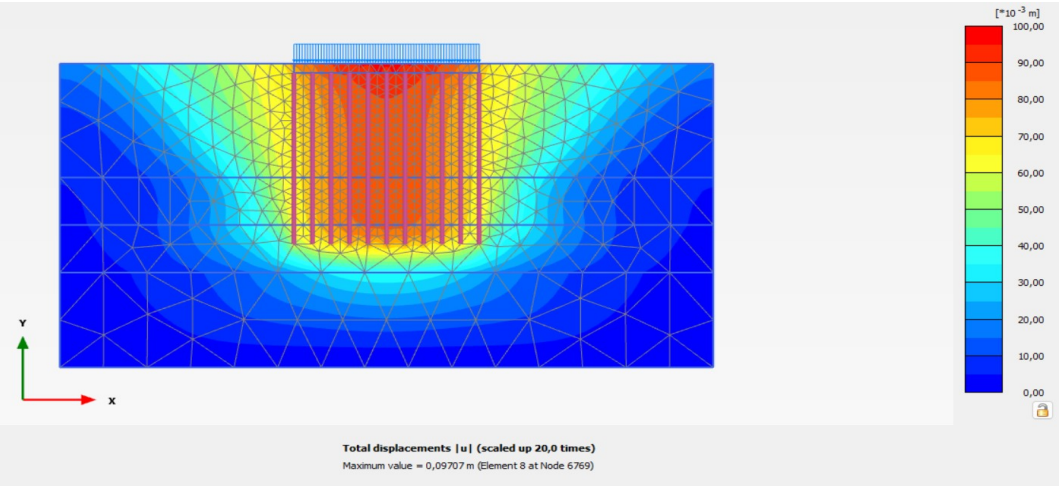

Şekil 5 Yumuşak Zemin Tabakalarında İyileştirme Yapılmamış Durumda




Şekil 6 DKK kolonları ile İyileştirme Yapılmış Durum




Şekil 7 Jet Grout kolonları ile İyileştirme Yapılmış Durum




Şekil 8 Kazık ile İyileştirme Yapılmış Durum

## SONUÇLAR

Bu çalışmada yumuşak zemin tabakalarının dayanım-şekil değiştirme durumlarının incelenmesi amacıyla yapılmıştır. Zemin herhangi bir iyileştirme yapılmadan sonlu elemanlar yöntemi çözülmüş ve toplam oturma değeri 56,06 cm olarak hesaplanmıştır. DKK, Jet Grout ve Kazık gibi zemin iyileştirme yöntemleri kullanılarak zemin içerisinde rijit kolonlar oluşturularak, toplam oturma değerleri azaltılmaktadır;

I. DKK rijit kolonların uygulanmasında 19,54 cm
II. Jet Grout rijit kolonların uygulanmasında 15,10 cm
III. Kazık yapısal elemanların uygulanmasında 9,71 cm

Olarak hesaplanmıştır. Yapılan sonlu elemanlar analizinde en iyi performans değerine yapısal eleman olan kazık uygulaması ile elde edilmiştir. Ani ve aşırı oturmaların meydana geldiği zemin tabakalarında her üç yöntemde başarılı sonuçlar vermektedir.

## REFERANSLAR

[1] Erol O, Bayram Ç. Jet Enjeksiyon Yöntemi, Yüksel Proje Uluslararası A.Ş. Ankara, 2018.
[2] Dehghanian K, Ahmed K. Taş Kolonların Performans Analizi, ALKÜ Fen Bilimleri Dergisi 2019, 1(2):60-69.
[3] Erol O, Bayram Ç. Vibro-Zemin İyileştirme Yöntemleri Vibro Sıkıştırma ve Taş Kolonlar, Yüksel Proje Uluslararası A.Ş. Ankara, 2016.
[4] Alkaya D, Yeşil B, Kazık Temellerin Bilgisayar Destekli Analizi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Pamukkale Üniversitesi.
[5] https://www.insaatim.com/fore-kazik-uygulamasi/
[6] PLAXIS, User Manual. 2D, (Edited by Brinkgreeve, R.J.B.), Delft University of Technology& PLAXIS, 2002; The Netherlands.
[7] Zienkiewicz O. C. The finite element method. Maidenhead, England: 1977; McGraw Hill.

# ÖLÇEKLİ TORPİDO ANKRAJLARDA BOYUT VE DÜŞÜ YÜKSEKLİĞİNİN ÇEKME KAPASİTESİNE ETKİSİ

## THE EFFECT OF SIZE AND FREE-FALL HEIGHT ON THE PULLOUT CAPACITY OF SCALED TORPEDO ANCHORS

**Rana Gizem YALINIZ[1], Burak EVİRGEN[2]**

## ÖZET

Akdeniz ve Karadeniz havzalarında doğal kaynakların bulunmasının ardından inşa edilecek yüzer platform projelerinde, torpido ankraj veya spudcan temel gibi deniz tabanında çekme kuvvetlerine karşı çalışan alternatif sistemlere ihtiyaç duyulacaktır. Bu çalışmada, açık denizlerde inşa edilen su üstü yapılarında kullanılagelen torpido ankrajların penetrasyon derinliği ve çekme kapasitelerinin değerlendirilmesine yönelik deneyler gerçekleştirilmiştir. Ağırlıkları 0,30 kg ile 2,10 kg arasında değişen 3 farklı boyuta sahip ankrajlar, 3 farklı yükseklikten düşük ve yüksek plastisiteli silt zeminlere serbest düşmeye maruz bırakılmıştır. Boyut ve düşü yüksekliği artışına bağlı olarak penetrasyon derinliği ve dolayısıyla nihai çekme yükü de artmıştır. Küçük boyutlu torpido ankrajlar referans değer kabul edildiğinde, orta ve büyük boyutlu ankrajlarda penetrasyon derinliği ve çekme yüklerinde sırasıyla 1,6 ve 5,9 kata ulaşan artışlar tespit edilmiştir. Düşük plastisiteli kilde yüksek plastisiteli kile oranla daha efektif sonuçlara ulaşılmıştır. Sayısal sonuçlara göre ankraj kapasitesini etkileyen faktörlerin önem derecesi; kanat yüzeyi ile direkt etkileşimde olan zemin tipi, ağırlık (boyut) ve düşü yüksekliği olarak sıralanabilir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Torpido ankraj, Kıyı yapıları, Çekme kapasitesi, Penetrasyon*

## ABSTRACT

Alternative systems such as torpedo anchors or spudcan foundations working against tensile forces on the seabed will be required for floating platform projects to be built after the discovery of natural resources in the Mediterranean and Black Sea basins. In this study, experiments were performed to evaluate the penetration depth and the tensile capacities of torpedo anchors, which are used in surface structures built in offshore areas. Anchors with 3 different sizes between 0.30 kg and 2.10 kg were exposed to free fall from 3 different heights inside the low and high plastic silty type of soils. The depth of penetration and thus the ultimate tensile load increased depending on the increase in the size and the height of drop. When small-sized torpedo anchors were considered as reference values, the penetration depths and the pulling loads for medium and large-sized anchors increased by 1,6 and 5,9 times, respectively. More effective results were obtained in low plasticity clay than high plasticity one. The degree of importance in terms of factors affecting the anchor capacity can be listed as the soil type that interacts directly with the fin surface, the weight (size) and the height of drop, according to the numerical results.

***Keywords:*** *Torpedo anchor, Offshore structures, Tension capacity, Penetration*

[1] İnş. Müh., Eskişehir Teknik Üniversitesi, gizem.yaliniz@gmail.com (Sorumlu yazar)
[2] Dr. Öğr. Üyesi, Eskişehir Teknik Üniversitesi, burakevirgen@eskisehir.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Ankrajlı sistemler; iksa projelerinde, yer altı yapılarında, derin kazılarda, şev uygulamalarında ve istinat yapılarında, dönmeye karşı güvenliğin artırılması, düşey yer değiştirmelerin önlenmesi, yapıların sismik stabilitelerinin sağlanması gibi amaçlarla Geoteknik Mühendisliği bünyesinde çeşitli alanlarda kullanılmaktadır. Zemin koşullarının yetersiz olduğu ve yer altı suyunun sorun teşkil ettiği vakalarda alışılagelmiş iksa sistemlerinin kesitleri yetersiz kalmakta, kesit büyütmesi ile çözüm aranmakta ve bu da maliyeti artırmaktadır. Ankrajlı sistemler bu gibi durumlarda alternatif çözüm sunmaktadır. Ankrajlar kendi içinde, çekme ankrajları, basınç ankrajları, ankraj plakası ve kirişleri, düşey ankraj kazıkları, ankraj çubuğu gibi farklı türlere ayrılmaktadır. Bu ankraj türlerine ek olarak, açık denizlerde ve okyanuslarda inşa edilen deniz yapılarında kullanılan ve torpido ankraj olarak adlandırılan bir ankraj türü bulunmaktadır. Açık deniz yapılarına etkiyen suyun kaldırma kuvvetinin oluşturduğu çekme gerilmelerine karşı çalışmaktadır. Genellikle 12-17 m uzunluk, 0,76-1,07 m çap ve 241-961 kN ağırlığında yekpare çelikten üretilen torpido ankrajlar, 30-150 m yükseklikten serbest düşmeye bırakılarak deniz tabanındaki suya doygun, zayıf zemine kendi ağırlığı ile gömülmektedir (Araujo vd., 2004). Gömülme işleminden sonra arka ucundaki zincirlerle yapıya sabitlenmektedir.

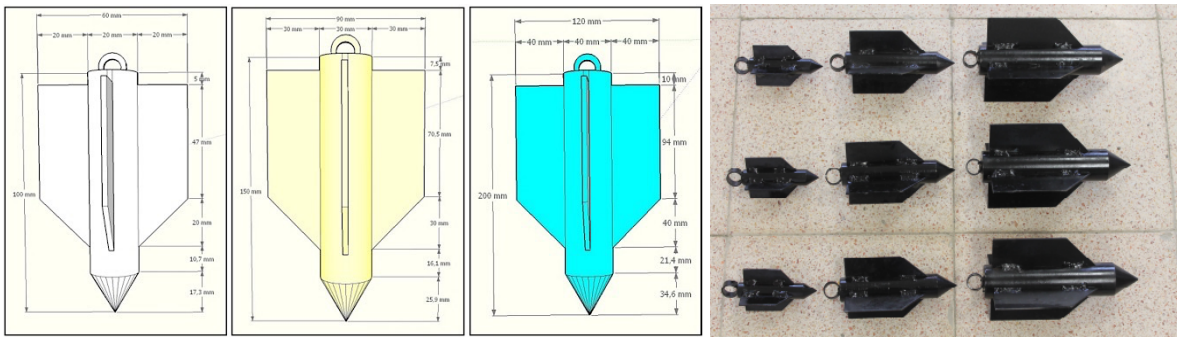
Literatürde farklı değişkenlerle araştırılan torpidoların kanatlı ve kanatsız tipleri bulunmaktadır. Kanatlı tip torpidolarda kanatlar merkezleme işlemini kolaylaştırmakta ve sürtünmeyi artırmaktadır. Wang vd. (2016) tarafından yapılan çalışmada, 3 farklı L/d (boy/çap) oranına sahip 9 tip torpido ankrajın, deniz dibinden aldıkları killi numunelere serbest düşürmek suretiyle batma derinliğini incelemiştir. Yapılan deneysel çalışma sonucunda torpidonun batma derinliğinin, çarpma hızı, çökelti boyutu, drenajsız kayma dayanımı ve ankrajın geometrik boyutlarına bağlı olduğu sonucuna varılmıştır. Torpido ankrajların uç bölgesini eliptik tasarlayan Yu vd. (2020), bu tasarımı yaparken elipsin parametrik denkleminden yararlanmıştır. Çalışma kapsamında eliptik uçların pürüzlü ve düz olduğu durumlar için yapılan sonlu elemanlar analizine göre eliptik ucun düz olduğu durumda en-boy oranı arttıkça taşıma kapasitesinin azaldığı gözlenirken, pürüzlü durumu için en-boy oranı arttıkça taşıma kapasitesinin arttığı gözlenmiştir. Kim vd. (2015) heterojen kil zemine dinamik kurulumla yerleştirilen torpido ankrajların Euler-Lagranj yaklaşımı ile analizini yapmıştır. Dinamik kurulumla modellenen torpidoların batma derinliğinin; çarpma hızı, torpido uzunluğu, şaft çapı, kanat sayısı, genişliği ve uzunluğu ile deniz tabanı çökeltisinin drenajsız kayma mukavemetinin bir fonksiyonu olduğu belirtilmiştir. Raie ve Tassoulas (2016) tarafından yapılan çalışmada boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ve zemin dayanımının geri kazanımına odaklanılarak torpido ankraj kurulumunun modellemesi gerçekleştirilmiştir. Kurulum sonrasında konsolidasyonun tamamlanması ile çevre zeminle olan etkileşimi sonucunda ankraj dayanımının arttığı belirtilmiştir. Yumuşak deniz kilini temsil eden şeffaf zemin içerisinde 3 farklı kanat uzunluğu / çap oranına sahip (0, 2,6 ve 5,2), 4,5 m/sn darbe hızıyla penetrasyonu sağlanan torpidoların kanatlarındaki boy değişiminin penetrasyon ve çekme kapasitesine etkilerini inceleyen Ads vd. (2020) kanat olmaması durumunda 2,3 olan çekip çıkarma direncini kısa ve uzun kanatlı torpidolarda sırasıyla 3,1 ve 3,6 olarak gözlemlemiştir. Kanat uzunluğunun penetrasyon derinliğiyle negatif, çekip çıkarma kuvvetiyle pozitif orantılı olduğunu vurgulamıştır. Chen vd. (2021) torpidoların zemin içerisine, mekanik vibrasyon ünitesi sayesinde, kendiliğinden ilerleyen bir tasarım geliştirmişlerdir. Yerleştirme sürecinin ankraj kuvveti üzerindeki etkisini belirlemek için öngörülen penetrasyon derinliklerine indirilen torpidoların farklı bekleme sürelerinin ardından ankraj kuvvetleri ölçülmüştür. Siltli zeminde 7 günlük bekleme süresinin ardından kapasitesinin %83,2'sinden daha fazlasının geri kazanıldığı görülmüştür. Bu çalışmada ise 3 farklı ölçekteki torpido ankrajların 3 farklı yükseklikten, düşük ve yüksek plastisiteli siltli zeminlere serbest düşürülmesi suretiyle oluşan penetrasyon ve çekme kapasiteleri incelenmiştir.

# 2. MATERYAL VE YÖNTEM

### 2.1. Torpido Özellikleri

Çalışma kapsamında 3 set numune üretilmiş, siltli zeminlere serbest düşürmek suretiyle yük-deplasman grafikleri oluşturulmuştur. Torpido ankraj tasarımı yapılırken Wang vd. (2016) tarafından önerilen geometrik sınırlara sadık kalınmıştır. Tasarımda, kanat genişlikleri torpido gövdesinin çapına (d) eşitken, kanat uzunluğu toplam torpido boyunun (L) 2/3'ü kadardır. Torpidonun uç kısmı 60° ve kanat uç kısmı 45° olmak üzere L/d oranı 5 olarak belirlenmiştir. Çapları sırasıyla 20, 30, 40 mm ve boyları 100, 150, 200 mm olan küçük, orta ve büyük boyuttaki torpido setlerinin tasarımı Sketchup programında yapılmış ve sonrasında düşürme testlerinin

gerçekleştirilmesi amacı ile her birinden 3'er adet olmak üzere 9 adet çelik torpido üretilmiştir (Şekil 1). Küçük, orta ve büyük boyutlu torpidoların ortalama ağırlıkları 317 gr, 928 gr ve 2104 gr bulunmuştur.



a. b.

Şekil 1. Torpido ankraj detayları, a. Tasarım ve b. Metal üretim torpido ankrajlar

### 2.2. Zemin Özellikleri

Çalışma kapsamında, deniz tabanını temsil etmesi amacıyla yüksek plastisiteli sarı kaolin (MH) ve düşük plastisiteli beyaz zeolit (ML) kullanılmıştır. Literatürde daha çok killi zeminler dikkate alındığı için bu çalışmada silt içerikli zeminlere odaklanılmıştır. Standart proktor deneylerine göre ML ve MH zeminlerin optimum su muhtevası değerleri sırasıyla %38,6 ve %45 bulunurken, özgül ağırlık ve kıvam limitleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Zemin özellikleri

| | Özgül Ağırlık ($G_s$) | Plastik Limit (%) | Likit Limit (%) | Plastisite İndisi (%) | Zemin Sınıfı (USCS) |
|---|---|---|---|---|---|
| Beyaz zeolit | 2,37 | 40,00 | 41,00 | 1,00 | ML |
| Sarı kaolin | 2,45 | 42,47 | 50,17 | 7,70 | MH |

### 2.3. Yöntem

Zemin numunelerinin hazırlanması sürecinde ilk olarak, optimum su içeriğinde ve kompaksiyon enerjisine eş değer enerji uygulanarak yerleştirilen ince daneli zeminlere deneme amaçlı düşürülen torpidoların zemin içerisine gömülmediği tespit edilmiştir. Dolayısıyla, normal şartlarda ince daneli zeminler için kullanılan zemin hazırlama sürecinde değişikliğe gidilmiştir. Bu amaçla yapılan denemelerde, optimum su içeriğine göre %5 artışlarla, yüksek devirli karıştırıcı yardımıyla mümkün olduğunca homojen hale getirildikten sonra sabit hacimli kovaya yerleştirilen sulu bulamaç formundaki siltli zeminlere ankrajlar düşürülmüştür (Şekil 2). Deniz tabanı zeminini temsil eden ince daneli zeminlerde gerçek boyutlu uygulama koşullarının sağlanması için düşü sonrasında üç farklı boyuttaki torpidoların zemine tamamen penetrasyonunun gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Aksi takdirde büyük boy ankrajın dibe çakılması veya küçük boy ankrajın zemin içine girmemesi durumları meydana gelmektedir. Düşük ve yüksek plastisiteli silt zeminler için sırasıyla, ağırlıkça %55 ve %60 su eklenmesi durumunda (optimum değerden yaklaşık %15 fazla) ankrajların tamamen batması sağlanmıştır. Ankrajların düşü yükseklikleri 1,0, 1,5 ve 2,0 m seçilmiştir. 50 cm boyutlarındaki deney hücresine yerleştirilen %55 su muhtevasındaki ML ve %60 su muhtevasında MH zeminlere üç boy ankraj seti 1,0; 1,5; 2,0 m yüksekliklerden düşürülmüştür. Her düşürme işleminin ardından kademeli çekme kuvveti uygulanarak, eş zamanlı yük – yer değiştirme değerleri kaydedilmiştir (Şekil 3). Ayrıca, penetrasyon derinliklerinin belirlenmesi sürecinde serbest düşmeye maruz bırakılan torpido ankrajların zemin içerisine giren kısmı arkasında uzunluğu bilinen zincirin batan kısmı ile ankraj boyu toplanarak hesaplanmıştır.



Şekil 2. Düşük ve yüksek plastisiteli siltlerde yapılan düşü denemeleri

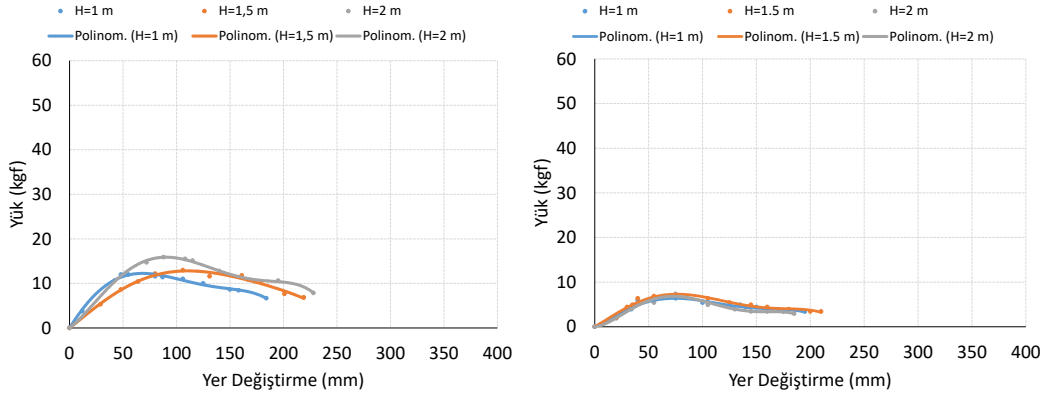
## 3. DENEY SONUÇLARI

Deneyler sonucunda elde edilen çekme yüküne karşılık yer değiştirme grafiklerinin noktasal dağılımları ve polinom tipi eğilim çizgileri Şekil 4'te verilmiştir. Ağırlık ve düşü yüksekliği arttıkça ankrajın batma derinliğinin arttığı dolayısıyla çekme kapasitesinin de arttığı gözlenmiştir. Düşük plastisiteli silt zeminde daha yüksek çekme yüklerine ulaşılmış ve nihai yükün ardından kademeli düşüş meydana gelmiştir. Yüksek plastisiteli siltte ise özellikle büyük boyutlu torpido ankrajların nihai yük sonrasında daha keskin bir düşüş eğilimi sergilenmektedir. Torpidolar düştükten sonra zemin yüzeyine yakın konumlarda özellikle düşük plastisiteli siltte çelik kanatlarla zemin arasında kısmi boşluklar oluşmaktadır. Bu durumun, çekme sürecinde olduğu gibi batma sürecinde de ankraj boyutunun büyümesine bağlı artan sürtünme kuvvetinin, ağırlık faktöründen daha baskın olması sebebiyle meydana geldiği görülmektedir. Her ne kadar genel davranışı etkileyecek düzeyde olmasa da söz konusu kısmi boşluklar torpidoların çekme kapasitesi üzerinde olumsuz etkisi bulunmaktadır.

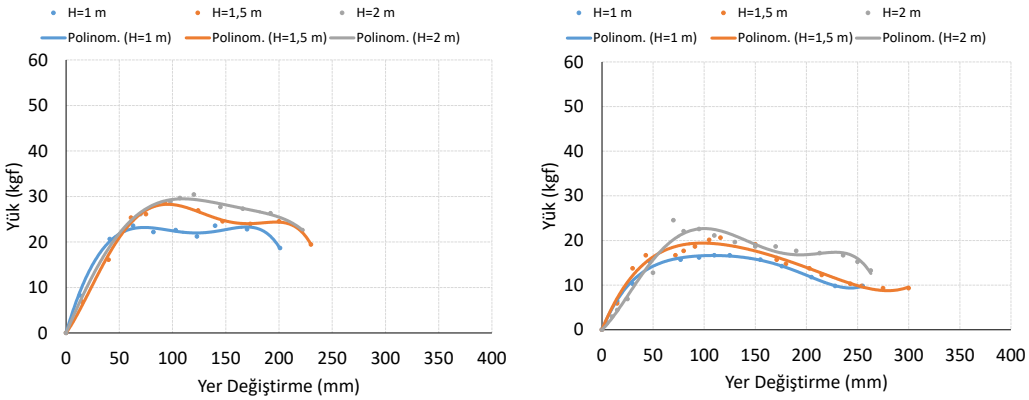


a. b. c.

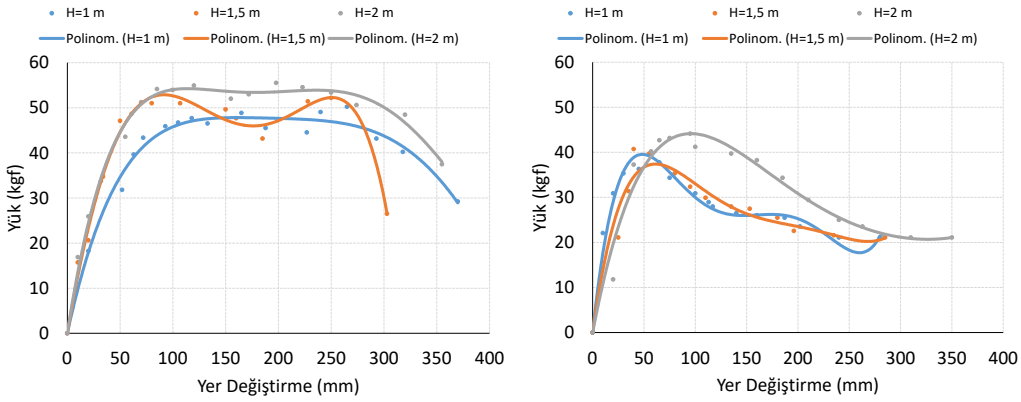
Şekil 3. Deney düzeneği; a. Düşü öncesi, b. Sıyrılmış torpido ve c. Ölçüm sistemi




a.




b.




c.

Şekil 4. ML (sol) ve MH (sağ) tipi siltli zeminlerdeki torpido ankrajların çekme testlerine ait yük-yer değiştirme grafikleri a. Küçük boy ankraj, b. Orta boy ankraj, c. Büyük boy ankraj

Tüm ankrajlarda "5" değerinde sabit boy/çap (L/d) oranı kullanılmasına bağlı olarak serbest düşme sonrası penetrasyon sürecinde benzer direnç gözlenmiştir. Tablo 2'de verilen sayısal değerler incelendiğinde düşü yüksekliğinin artması neticesinde depolanan potansiyel enerjinin zemine giriş hızını ve dolayısıyla penetrasyon derinliğini arttırdığı görülmektedir. Ancak, zeminin gösterdiği direnç sebebiyle bu artış doğrusal değil azalarak artan eğilimdedir. Ankraj boyutuna göre elde edilen ortalama penetrasyon değerleri dikkate alınırsa, düşük plastisiteli siltte genel açıdan daha kolay bir ilerleme tespit edilmiştir. Küçük, orta ve büyük boy ankrajların ML tipi zemindeki penetrasyon derinliği MH tipi zemine kıyasla sırasıyla, %16,4, %5,2 ve %36,4 mertebelerinde daha yüksektir. Küçük boy ankrajların referans alınması durumunda orta ve büyük boy ankrajlar için ortalama penetrasyon derinlikleri %26,2 ile %65,2 (ML) ve %39,5 ile %40,9 (MH) oranında artmıştır. Diğer boyutlara göre orta boy ankrajlarda tespit edilen kısmi farklılaşma, değişken boyutlar için sahaya özel efektif torpido ankraj tasarımının gerekliliğini ortaya koymaktadır.

Tablo 2. Penetrasyon derinlikleri (cm)

| **Yükseklik** | **Düşük Plastisiteli Silt (ML)** | | | | **Yüksek Plastisiteli Silt (MH)** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Küçük Boy** | **Orta Boy** | **Büyük Boy** | ***Ortalama*** | **Küçük Boy** | **Orta Boy** | **Büyük Boy** | ***Ortalama*** |
| **1,0 m** | 23,0 | 28,5 | 41,0 | *30,8* | 21,0 | 28,0 | 27,0 | *25,3* |
| **1,5 m** | 25,9 | 33,0 | 42,8 | *33,9* | 22,0 | 31,0 | 31,0 | *28,0* |
| **2,0 m** | 28,0 | 35,5 | 43,2 | *35,6* | 23,0 | 33,0 | 35,0 | *30,3* |
| ***Ortalama*** | *25,6* | *32,3* | *42,3* | | *22,0* | *30,7* | *31,0* | |

Torpido ankrajların nihai çekme yükleri Tablo 3'te verilmiştir. Küçük boy ankrajlar referans alındığında, orta ve büyük boyutlu ankrajlarda çekme yükleri sırasıyla 2,0 ile 3,9 (ML) ve 3,0 ile 5,9 (MH) kat oranında artmıştır. Her ne kadar MH tipi zeminde çekme yükünün normalize artış seviyeleri daha yüksek olsa da ML tipi zeminde yüksek plastisiteli zemine kıyasla küçük boy ankrajda 1,9 kat daha yüksek yüke ulaşılırken, orta ve büyük boy ankrajlarda bu oran yaklaşık 1,3 kat mertebesinde kalmıştır. Sonuç olarak, torpido ankrajların çekme kapasitesini arttıran temel bileşen sürtünme direncini oluşturan kanat yüzey alanı olmakla birlikte ankraj ağırlığı veya boyutu, düşü yüksekliği ve zeminin kıvamı hem penetrasyon hem de çekme direnci üzerinde ciddi etkiye sahiptir.

## 4. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında açık deniz yapılarında kullanılan torpido ankrajların boyut ve düşü yüksekliğinin penetrasyon derinliği ve çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Bu doğrultuda, optimum su muhtevasından %15 daha yüksek su içeriğindeki düşük (ML) ve yüksek plastisiteli kil (MH) zeminlere L/d oranı sabit tutulan üç farklı boyuta sahip ankrajlar, 1, 1,5 ve 2 m yükseklikten düşürülmüştür. Genel ortalamalara göre ML ve MH tipi zeminlerde sırasıyla, 33,4 cm ve 27,9 cm penetrasyon gözlenirken, 31,3 kgf ve 22,8 kgf çekme yüküne

ulaşılmıştır. Dolayısıyla, düşük plastisiteli silt zeminde penetrasyon ve çekme kapasitesi açısından sırasıyla %19,7 ve %37,3 oranlarında daha etkin bir davranış gözlenmiştir. Ağırlık faktörünün düşü yüksekliğine göre daha önemli bir değişken olduğu belirlenmiştir. Gelecek çalışmalarda, kanat detayının farklılaştırılması, açısal dönme hareketinin sağlanması, deniz suyu ve rüzgar yükü etkilerinin dahil edilmesiyle birlikte deneysel süreçlerin geliştirilebileceği düşünülmektedir.

Tablo 3. Nihai çekme yükü (kgf)

| **Yükseklik** | **Düşük Plastisiteli Silt (ML)** | | | | **Yüksek Plastisiteli Silt (MH)** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Küçük Boy** | **Orta Boy** | **Büyük Boy** | ***Ortalama*** | **Küçük Boy** | **Orta Boy** | **Büyük Boy** | ***Ortalama*** |
| **1,0 m** | 12,0 | 23,5 | 50,2 | *28,6* | 6,4 | 16,7 | 37,8 | *20,3* |
| **1,5 m** | 13,0 | 28,6 | 52,2 | *31,3* | 6,9 | 20,6 | 40,7 | *22,7* |
| **2,0 m** | 15,9 | 30,4 | 55,5 | *33,9* | 7,4 | 24,5 | 44,2 | *25,4* |
| ***Ortalama*** | *13,6* | *27,5* | *52,6* | | *6,9* | *20,6* | *40,9* | |

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma, Eskişehir Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyonu tarafından kabul edilen 1705F204 numaralı proje kapsamında desteklenmiştir.*

## KAYNAKLAR

Ads, A., Iskander, M., Bless, S., Omidvar, M, (2020), "Visualizing the effect of fin length on torpedo anchor penetration and pullout using a transparent soil", Ocean Engineering, 216, 108021.

Araujo, J.B., Machado, R.D., de Medeiros Junior, C.J., 2004. High Holding Power Torpedo Pile: Results for the First Long Term Application. ASME, Vancouver, Canada.

Chen, X., Zhang, M., Yu, G. (2021), "A self-penetration torpedo anchor with vibrational shearing", Ocean Engineering, 236, 109315.

Kim, Y.H., Hossain, M.S.. Wang, D. and Randolph, M.F. (2015). Numerical investigation of dynamic installation of torpedo anchors, Ocean Engineering, 108, 820-832.

Raie, M.S., Tassoulas, J.L. (2016). Simulation of torpedo anchor set-up, Marine Structures, 49, 138-147.

Wang W., Wang X., Yu G., (2016). Penetration depth of torpedo anchor in cohesive soil bu free fall, Ocean Engineering, 116, 286-294.

Yu L., Yang Q., (2020). The penetration resistance of the elliptical tip of torpedo anchors in cohesive soil, Ocean enggineering, 218, 108034

# SPEKTRAL EŞLEME VE ÖLÇEKLENDİRME İLE OLUŞTURULMUŞ DEPREM KAYITLARININ YER TEPKİ ANALİZİ YÜZEY SPEKTRUMUNA ETKİLERİ

## EFFECTS OF EARTHQUAKE RECORDS CREATED BY SPECTRAL MATCHING AND SCALING ON THE SURFACE SPECTRUM OF GROUND RESPONSE ANALYSIS

**Engin NACAROĞLU[1], Berk YAĞCIOĞLU[2], Selçuk TOPRAK[3], Muhammet CEYLAN[4]**

## ÖZET

Deprem sonucu oluşan dalgaların zemin içindeki yayılımına bağlı değişimler azalım ilişkileri veya yer tepki analizleri (YTA) gibi yöntemler ile araştırılmaktadır. Sismik dalgaların anakayadan yüzeye doğru büyümesi veya sönümlenmesi sadece zemin ile değil, aynı zamanda bölgesel yer hareketi kaynaklarına göre seçilen anakaya depremlerinin özelliklerine de bağlıdır. Tasarım sürecinde referans kaya için olasılıksal tehlike haritaları ile elde edilen deprem spektral ivmelerine uyumlu kayıtlar kullanılarak yüzeydeki spektral ivmeler elde edilmektedir. Uyumlu kayıtların elde edilmesinde genel olarak 2 farklı yöntem tercih edilmektedir. Yöntemlerden birincisi, daha önce gerçekleşmiş farklı deprem kayıtlarının ayrı ayrı bölgede beklenen depremin spektral davranışına benzer olarak dönüştürülmesidir. Diğer yöntemde ise seçilen kayıtların genlikleri ölçeklendirilir ve ölçekli depremlerin ivme spektrumu ortalamalarının referans kaya spektrumu ile uyumlu olması hedeflenir. Deprem senaryoları ile ilgili olarak harita spektral ivmelerinin farklılık gösterdiği 4 farklı şehir seçilmiş ve bu şehirlerde YTA gerçekleştirilmiştir. İki bina hâkim titreşim periyodu, 4 farklı harita spektral ivme bölgesi kullanılarak 8 senaryo oluşturulmuştur. YTA tüm senaryo verileri için eşlenmiş ve ölçeklendirilmiş deprem kayıtları kullanılarak yapılmıştır. YTA'dan hesaplanan ve TBDY-2018'de zemin sınıfları için verilen spektral tepki ivmesi parametreleri karşılaştırılarak incelenmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Yer tepki analizi, deprem kaydı seçimi, deprem kaydı işlenmesi*

## ABSTRACT

Changes due to the propagation of waves resulting from earthquakes in the ground are investigated by methods such as attenuation relations or ground response analysis (GRA). The amplification or damping of seismic waves from the bedrock to the surface depends not only on the soil but also on the characteristics of the bedrock earthquakes selected according to the regional ground motion sources. During the design process, spectral accelerations on the surface are obtained by using records compatible with earthquake spectral accelerations obtained with probabilistic hazard maps for the reference bedrock. Two different methods are generally preferred in obtaining compatible records. The first of the methods is to transform the different earthquake records that have occurred before in a different region, similar to the spectral behavior of the expected earthquake. In the other method, the amplitudes of the selected records are scaled and it is aimed that the acceleration spectrum averages of scaled earthquakes are compatible with the reference bedrock spectrum. Regarding earthquake scenarios, 4 different cities with different map spectral accelerations were selected and GRA were carried out in these cities. Eight scenarios were created using two building first-mode periods and 4 different map spectral acceleration regions. GRA were performed using

[1] Dr. Öğr. Üyesi., Pamukkale Üniversitesi, enacaroglu@pau.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Doktora Öğrencisi, Pamukkale Üniversitesi, byagcioglu13@posta.pau.edu.tr
[3] Prof. Dr., Gebze Teknik Üniversitesi, stoprak@gtu.edu.tr
[4] Öğr. Gör., İstanbul Gelişim Üniversitesi, muceylan@gelisim.edu.tr

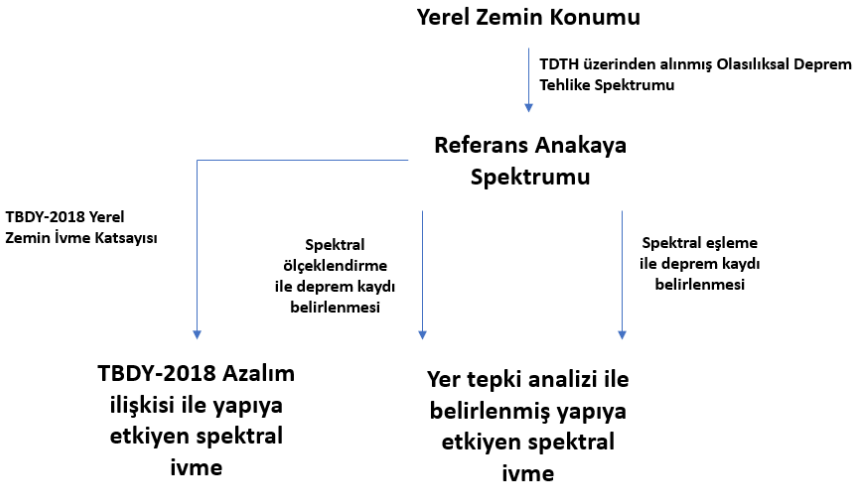
matched and scaled earthquake records for all scenario data. Obtained spectral response acceleration parameters were compared with the spectral response acceleration parameters given for soil classes in TBDY-2018. The spectral response acceleration parameters calculated from GRA and given for the soil classes in TBDY-2018 were compared and examined.
***Keywords:*** *Ground response analysis, ground motion selection, ground motion modification*

## 1. GİRİŞ

Deprem sonucu oluşan dalgaların yayılımı genel olarak olasılıksal, deterministik sismik tehlike analizi ve yer tepki analizleri ile incelenen bir kavramdır (Kramer, 1996). Yapıya etkiyen deprem dalgalarının belirlenmesi sürecinde anakayada oluşabilecek depremin sismik tehlike analizi ile belirlenmesi sonucunda, anakayadaki spektrumlar bölgesel zemin özelliklerine bağlı azalım ilişkileri (zemin etki katsayıları) ile veya yer tepki analizleri ile yüzeye taşınabilmektedir. Zemin etki katsayıları genellikle sağlam kabul edilebilecek zeminlerde tercih edilirken problemli olarak nitelenebilecek (sıvılaşabilir, yüksek plastisiteli veya çok yumuşak) zeminlerde ise yer tepki analizleri tercih edilmektedir. Sismik tehlike analizinde sismik kaynaklar (çoğunlukla çizgisel ve alansal kaynakların belirli ağırlıklarda hesaba katılmasıyla) kullanılarak frekans tanım alanı için kısa periyot 0.2 s bölgesinde ve 1 s periyot bölgesinde spektral ivmeler belirlenir ve doğrudan spektrum üzerinden tasarım gerçekleştirilir. Yer tepki analizlerinde ise zaman tanım alanındaki deprem ivme kayıtları ile tasarım gerçekleştirilir. Analizlerde kullanılacak zaman tanım alanındaki kayıtlar ise mevcut depremler arasından seçilir, ölçeklendirilir veya eşlenir. Eşleme ve ölçeklendirme işlemi sismik tehlike analizi ile belirlenmiş olasılıksal spektruma göre yapılmaktadır. Eşleme ve ölçeklendirme arasındaki en büyük fark, eşleme tüm periyot bölgeleri için yapılmakta iken, ölçeklendirme depremden etkilenecek yapının hâkim titreşim periyoduna bağlı olarak yapılmaktadır.

## 2. YAPIYA ETKİYEN SPEKTRAL PERİYOTLARIN BELİRLENMESİ

Çalışma kapsamında 2 farklı yerel zemin durumu, Türkiye üzerinde bulunan 4 farklı şehir için olasılıksal sismik tehlike analizi sonrası TBDY-2018'de önerilmiş azalım ilişkileri, ölçekli depremler ile gerçekleştirilmiş yer tepki analizleri ve eşlenmiş depremler ile gerçekleştirilmiş yer tepki analizleri kullanılarak 2 farklı referans bina hâkim titreşim periyodu için belirlenmiştir. Şekil 1'de gerçekleştirilen adımlar gösterilmiştir.




Şekil 1. Çalışma Akışı

### 2.1. Harita spektral ivmeleri ve TBDY-2018 spektrumları

İlk adım olarak deprem tehlikeleri Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TDTH) ile olasılıksal deprem tehlikesi belirlenecek 4 farklı bölge seçilmiştir. Bölge seçiminde DD-2 deprem senaryosu için farklı harita spektral ivmelerine sahip bölgeler tercih edilmiştir. Her iki yerel zemin koşulları için de sonuçların karşılaştırılmasında

tutarlılık sağlanması amacıyla mühendislik anakayası ZB olarak seçilmiştir. Bu doğrultuda harita spektral ivmeleri ZB sınıfı zeminler için oluşturulmuştur (Tablo 1).

Tablo 1. $(V_s)_{30}$ = 720 m/s için Seçilen Bölgelerde Harita Spektral İvmeleri

| **Konum** | **Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı** | **1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı** |
|---|---|---|
| Sakarya | 1.531 | 0.420 |
| Kahramanmaraş | 1.048 | 0.278 |
| Afyon | 0.804 | 0.181 |
| Karaman | 0.234 | 0.058 |

### 2.2. Depremlerin eşlenmesi ve ölçeklendirilmesi

Belirlenen harita spekral ivme spektrumu ile uyumlu zaman tanım alanındaki ivme kayıtları ilk olarak spektral eşleme yöntemi ile belirlenmiştir. Spektral eşleme için Tablo 2'de verilen 11 adet kayıt eşlenmiştir (Atik vd., 2010). Tablo 3 ve 4'te verilmiş 8 farklı senaryo (2 farklı bina hakim titreşim periyodu ve 4 farklı yerel zemin koşulu) için 11'er adet kayıt armonik araştırma algoritması ile ölçeklendirilmiştir (Kayhan vd., 2022). Eşleme yönteminde, bazı durumlarda deplasman ve hız spektrumlarında bozulmalar oluşmaktadır. Bu tür davranışların ön plana çıkması durumunda yöntem yanlış yönlendirmelere neden olabilmektedir. Ölçeklendirme ise hedef periyot bölgesi için yapılmaktadır. Fakat yapılar hakim titreşim periyodu haricindeki modlar için de farklı deprem tepkileri gösterebilmektedir. Tasarım için belirlenmiş mod haricindeki periyotların aşırı sapmalara sahip olmamasına dikkat edilmelidir. Algoritmada ölçeklendirme için hedef bölge bina hakim titreşim periyodunun 0.2 katı ile 1.5 katı arasında olarak seçilmiştir.

Tablo 2. Spektral eşlenmiş kayıtlar

| **Kayıt No** | **$(V_s)_{30}$(m/s)** | **Mag** | **$R_{jb}$(km)** |
|---|---|---|---|
| 63 | 634 | 6.61 | 13 |
| 231 | 537 | 6.06 | 14 |
| 285 | 639 | 6.9 | 26 |
| 459 | 663 | 6.19 | 27 |
| 763 | 730 | 6.93 | 36 |
| 1012 | 706 | 6.69 | 7 |
| 1111 | 609 | 6.9 | 8 |
| 1126 | 468 | 6.4 | 8 |
| 1137 | 665 | 6.4 | 9 |
| 1161 | 792 | 7.51 | 10 |
| 1206 | 665 | 7.62 | 10 |

Tablo 3. Bina hakim titreşim periyodu 0.2 s için ölçeklenmiş kayıtlar

| **Sakarya** | | **Kahramanmaraş** | | **Afyon** | | **Karaman** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Deprem Kodu** | **Ölçek** | **Deprem Kodu** | **Ölçek** | **Deprem Kodu** | **Ölçek** | **Deprem Kodu** | **Ölçek** |
| 455 | 9.178 | 455 | 9.024 | 455 | 9.996 | 1352 | 7.280 |
| 1352 | 8.848 | 795 | 3.436 | 797 | 2.629 | 3094 | 6.991 |
| 1440 | 3.527 | 879 | 2.235 | 1161 | 2.472 | 3324 | 9.646 |
| 1613 | 7.977 | 1352 | 6.384 | 1446 | 9.305 | 3718 | 4.625 |
| 3895 | 3.168 | 3479 | 6.236 | 1587 | 6.209 | 5084 | 4.980 |
| 3925 | 5.852 | 3718 | 3.933 | 2759 | 8.974 | 6428 | 8.563 |
| 4167 | 8.767 | 5618 | 5.510 | 4248 | 9.584 | 6526 | 5.638 |
| 5618 | 2.850 | 5641 | 6.449 | 5670 | 8.404 | 6702 | 5.009 |
| 5993 | 3.764 | 6212 | 5.727 | 6009 | 8.350 | 6861 | 2.546 |
| 8165 | 3.284 | 6372 | 8.383 | 6372 | 7.317 | 9014 | 9.341 |
| 9014 | 9.218 | 9095 | 7.258 | 9014 | 9.875 | 9291 | 7.157 |

Tablo 4. Bina hakim titreşim periyodu 1 s için ölçeklenmiş kayıtlar

| Sakarya | | Kahramanmaraş | | Afyon | | Karaman | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Deprem Kodu** | **Ölçek** | **Deprem Kodu** | **Ölçek** | **Deprem Kodu** | **Ölçek** | **Deprem Kodu** | **Ölçek** |
| 80 | 9.748 | 80 | 7.148 | 455 | 4.963 | 455 | 1.868 |
| 788 | 7.916 | 1319 | 4.254 | 703 | 9.820 | 2687 | 4.415 |
| 1613 | 1.778 | 2989 | 2.842 | 1518 | 4.963 | 3053 | 7.584 |
| 2929 | 8.538 | 3954 | 5.018 | 1613 | 9.326 | 5232 | 7.371 |
| 3893 | 6.475 | 5646 | 8.645 | 2929 | 6.430 | 5419 | 7.744 |
| 4167 | 7.311 | 5655 | 7.111 | 3324 | 5.586 | 5670 | 5.073 |
| 4312 | 6.057 | 5670 | 6.248 | 5680 | 5.458 | 5965 | 3.853 |
| 5618 | 6.670 | 5965 | 5.095 | 6274 | 4.597 | 6812 | 4.336 |
| 5655 | 8.650 | 6051 | 7.577 | 6287 | 3.584 | 8791 | 6.383 |
| 6212 | 9.384 | 8574 | 1.478 | 8775 | 6.300 | 8845 | 9.839 |
| 6688 | 8.960 | 8791 | 6.270 | 9014 | 9.161 | 9014 | 5.656 |

Çalışmanın daha geniş ölçekte değerlendirilebilmesi için bölge depremselliği ile yüksek uyumlu bir katalog oluşturulmamış ve Kayhan vd. (2022) kataloğu kullanılmıştır. Sadece aynı depremin farklı kayıtlarının 3 defadan fazla kullanılmaması için algoritmada güncelleme yapılmıştır. Özellikle faya yakın bölgelerde (en az 15 km yakınında 7'den büyük deprem üretebilecek veya en az 10 km yakınında 6-7 büyüklükleri arası deprem üretebilecek fay bulunan konumlar) ölçeklendirmesi yapılan işlenmemiş kayıtlar bölgenin depremselliğine uyumlu olmalıdır (ASCE 7-22). Ölçeklendirme ve eşleme arasındaki geniş yelpazenin gözlenebilmesi amacıyla yakın fay düzeltmeleri bu çalışmada yapılmamıştır. Gerçek bir tasarım durumunda deprem kataloğundaki kayıtların olabildiğince bölgenin zeminine, tektonik yapısına ve deprem spektral davranışına uyumlu olması gerekmektedir.

### 2.3. Yerel zemin koşullarının yer tepki analizine hazırlanması

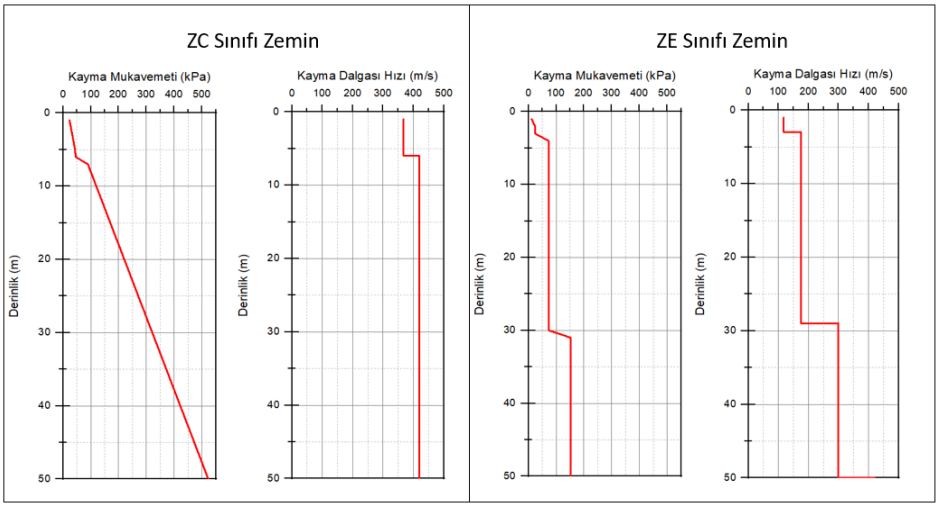
Deprem kayıtlarının oluşturulması sonucunda 2 farklı yerel zemin koşulu belirlenmiştir. Belirlenen yerel zemin koşulları daha önce gerekli zemin deneylerinin gerçekleştirildiği 2 farklı bölgeden alınmıştır. ZC olarak sınıflandırılan birinci yerel zemin durumu çakıl ve kum ağırlıklı bir zeminden seçilmiştir. ZE olarak sınıflandırılan ikinci yerel zemin durumu ise havzalarda sıklıkla karşılaşılan killi bir zemin olarak seçilmiştir. Şekil 2'de analizlerde kullanılan zemin özellikleri gösterilmiştir.

ZC sınıfı zeminde ince dane içeriği ilk 6 metre için %30 seviyesinde iken 6 metre derinlik sonrası %10'un altındadır buna bağlı olarak ayrıca zemin plastik özellik göstermemektedir. ZE sınıfı için ise ince dane içeriği genel olarak %70'in üstündedir ve plastisite indisi %15-%25 arasında değişmektedir.

Nacaroğlu vd. (2023)'de elde edilen bulgulara göre özellikle kumlu zeminlerde Darendeli (2001) ve Roblee ve Chiou (2004), killi zeminlerde ise Roblee ve Chiou (2004) en uygun sonuçları vermektedir. Bu nedenle çalışmada zeminlerin dinamik davranış eğrileri Roblee ve Chiou (2004) tarafından geliştirilmiş ampirik yaklaşım ile elde edilmiştir. İnce dane içerikleri, plastisite indisleri ve derinliklere bağlı olarak 3 metre derinlikte tabakalara ayrılan zemin için dinamik davranış eğrileri elde edilmiştir. Analizler 1 boyutlu olarak Deepsoil (Hashash vd., 2020) programı ile gerçekleştirilmiştir. Profiller analizin zaman tanım alanında gerçekleştirilecek olması nedeniyle her tabakanın ilk mod titreşim frekansının 30 Hz'i geçmeyeceği şekilde küçük tabakalara ayrılmıştır. Analizler farklı bölgelerdeki harita spektral ivme spektrumlarına göre eşlenerek ve ölçeklenerek oluşturulmuş zaman tanım alanındaki kayıtlar kullanılarak tekrarlanmıştır.

## 3. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Harita ivme spektrumuna göre 44 adet tüm periyotlar için eşlenmiş, 44 adet 0.2 s periyot bölgesi için ölçeklendirilmiş ve 44 adet 1 s periyot bölgesi için ölçeklendirilmiş deprem kaydı kullanılarak yer tepki analizi gerçekleştirilmiştir. Tablo 5'te referans yapı periyodu bölgesinde elde edilen zemin etki katsayıları ($F_s$, kısa periyod yerel zemin katsayısı, $F_1$, 1 saniye periyodu yerel zemin katsayısı) analiz sonuçlarına ve TBDY-2018 azalım ilişkisine bağlı olarak sunulmuştur. Yerel zemin ivme katsayıları ASCE 7-22'ye göre oluşturulmuştur.




Şekil 2. Yerel zemin koşulları

Tablo 4. Analiz sonucu belirlenmiş yerel zemin katsayıları

| Zemin Sınıfı ve İvme Kaydı Türü | Sakarya | | Kahramanmaraş | | Afyon | | Karaman | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $F_s$ | $F_1$ | $F_s$ | $F_1$ | $F_s$ | $F_1$ | $F_s$ | $F_1$ |
| ZC-Ölçekli | 1.03 | 1.48 | 1.03 | 1.39 | 1.27 | 1.31 | 1.2 | 1.31 |
| ZC-Eşlenmiş | 1.15 | 1.51 | 1.15 | 1.44 | 1.13 | 1.37 | 1.26 | 1.31 |
| ZC-TBDY-2018 | 1.20 | 1.50 | 1.20 | 1.50 | 1.2 | 1.50 | 1.3 | 1.50 |
| ZE-Ölçekli | 1.25 | 2.28 | 1.34 | 2.03 | 1.24 | 2.48 | 1.65 | 2.91 |
| ZE- Eşlenmiş | 0.70 | 1.40 | 0.97 | 2.00 | 1.13 | 2.55 | 1.76 | 3.48 |
| ZE- TBDY-2018 | 0.80 | 2.36 | 1.06 | 2.91 | 1.26 | 3.47 | 2.40 | 4.20 |

Yerel zemin ivme katsayıları için ASCE 7-22'de belirtilen şekilde, $S_{DS}$ tüm periyotlar arasındaki maksimum spektral ivmenin %90'ı olarak seçilmiştir. $S_{D1}$ ise 1 ve 5 saniye periyotları arasındaki maksimum spektral ivmenin %90'nının ve 1 saniye periyodunun büyük olanı olarak belirlenmiştir. Buna bağlı olarak TBDY-2018'de tanımlanan $F_1$, $S_{D1}$ / $F_1$ ve $F_s$ ise $S_{DS}$ / $F_s$ olarak hesaplanmıştır. ZC sınıfı zeminlerde büyük faylara yaklaşıldıkça (depremsellik arttıkça), $S_{D1}$ (1 saniye periyodundaki spektral ivmeye bağlı spektrum pik platosunun genişliği) için tüm sonuçlar birbirine yakındır. Aynı durum $S_{DS}$ (spektrum pik platosunun yüksekliği) için de geçerlidir. Yakın sonuçlar arasından güvenli bölgede kalan spektrumlar ise TBDY-2018'dir. Spektrum belirlenme sürecindeki deprem kaydı işleme yöntemleri, ZE sınıfı zeminler için ZC sınıfı zeminlere göre daha etkilidir. ZE zemin sınıfında spektrum pik platosunun genişliği değerlendirildiğinde tüm durumlarda TBDY-2018 en yüksek değerlere ulaşmaktadır. Pik platosu genişliği üzerindeki kayıt seçimi etkisi değerlendirildiğinde, yüksek depremsellik (Sakarya) bölgesinde ölçekli kayıtlar eşlenmiş kayıtların %63 üzerindedir. Düşük depremsellik (Karaman) bölgesinde ise ölçekli kayıtlar eşlenmiş kayıtların %16 altındadır. Plato yüksekliği için kayıt seçiminin etkisi plato genişliğinde bahsedilen davranışa benzerdir. Yüksek depremsellik (Sakarya) bölgesinde ölçekli kayıtlar eşlenmiş kayıtların %78 üzerindedir. Düşük depremsellik (Karaman) bölgesinde ise ölçekli kayıtlar eşlenmiş kayıtların %6 altındadır. Fakat TBDY-2018 ZE sınıfı zeminlerde plato yüksekliği açısından Karaman haricindeki bölgelerde ölçekli kayıtlar ile gerçekleştirilen analizlere göre daha düşük değerlere sahiptir.

Görüldüğü üzere kötü olarak nitelendirilebilecek zeminlerde, bölge depremselliği kayıt işleme yöntemi açısından önem arz etmektedir. Özellikle yakın fay bölgelerinde görülen dalga atımları da dikkate alınmalıdır ve kayıt işlemi yöntemi bu bölgelerde daha detaylı yapılmalıdır (Somerville vd., 1997). Spektral eşleme yönteminin dezavantajlarından, kayıt işleme sürecindeki hız ve deplasman spektrum davranışlarının bozulması nedeniyle, elde edilen spektrumlar gerçek durumdan uzaklaşabilmektedir. Ölçeklendirme ile deprem kaydı seçimi, yakın fay bölgelerinde eşleme yöntemine kıyasla daha kritik sonuçlar vermektedir. Bu nedenle mevcut fay ile ilgili yeterli çalışmanın yapılamadığı tasarımlarda ölçeklendirme yöntemi güvenli tarafta kalmaktadır. Bulgular ile paralel olarak NIST 2011'de de benzer şekilde yakın fay bölgelerinde spektral eşleme yöntemi yerine deprem kaydı ölçeklendirme yöntemi önerilmektedir.

## 4. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Faya yakın bölgelerde genel bir katalog kullanılarak rastgele seçilen kayıtların yerine bölge ile uyumlu kayıtların kullanılması yapılan yer tepki analizlerinde tercih edilmelidir. Depremselliği değerlendirilen yapının farklı yönler için modal davranışına bağlı olarak fay atım yönlerine, deprem kataloğu oluşturulması sürecinde dikkat edilmeli ve bu tarz bölgelerde doğrudan fay karakteristiğine uygun analizler yapılmalıdır. Deprem dalgası atımları olasılıksal olarak belirlendikten sonra (Shahi vd., 2011) analizde kullanılacak kayıtlara olasılık ağırlığına bağlı olarak dağıtılmalıdır.

Yakın fay bölgelerinde spektral eşleme yöntemi sadece eşleme sonrası deprem dalgası atım davranışının korunması şartıyla kullanılmalıdır. Ayrıca yakın fay durumunda, fay yönüne göre yapılan sahaya özel tasarımlarda belirli bir yönde yakın faya ait deprem tehlikesi az olabilir. Değerlendirilmeyen bölgedeki yakın fay kategorisinde değerlendirilmeyen başka fayların da zayıf fay yönündeki etkileri değerlendirilmelidir.

Özellikle fay hattına yakın bölgede gerçekleştirilecek yer tepki analizlerinde aynı fay hattında gerçekleşmiş depremlerin karakteristiklerine uyumlu kayıt seçimi oldukça önemlidir. Çalışmada kayıt seçiminin değerlendirilmesi amacıyla uyumsuz olarak seçilmiş deprem kayıtlarının yapı tasarımında kullanılacak spektral ivmeler üzerinde ±%80'lere varan etkisi olduğu belirlenmiştir.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma, Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü tarafından (2022FEBE016) desteklenmiştir.*

## KAYNAKLAR

Al Atik, L., Abrahamson, N. (2010). "An improved method for nonstationary spectral matching. Earthquake spectra", 26(3), 601-617.

ASCE/SEI 7-22 Standard: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (American Society of Civil Engineers (ASCE)).

Darendeli, M. B. (2001), "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves." Texas University, Doktora Tezi, 362s, Austin, Texas.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D. (2020), "DEEPSOIL 7.0, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.

Kayhan, A. H., Demir, A., Palanci, M. (2022), "Multi-functional solution model for spectrum compatible ground motion record selection using stochastic harmony search algorithm", Bulletin of Earthquake Engineering, 20(12), 6407-6440.

Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical earthquake engineering". Pearson Education India.

Nacaroğlu, E., Yağcıoğlu, B., Toprak, S. (2023), "Yer tepki analizlerinde farklı dinamik kayma modülü yaklaşımları kullanılarak belirlenen tepki spektrumlarının karşılaştırılması" DEUFMD, 25(75), 597-609.

NIST, G. (2011), "Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses", GCR 11-917-15.

Roblee, C., Chiou, B. (2004), "A proposed geoindex model for design selection of non-linear properties for site response analysis", In International workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response. PEER Headquarters, UC Berkeley (pp. 18-19).

Shahi, S. K., Baker, J. W. (2011), "An empirically calibrated framework for including the effects of near-fault directivity in probabilistic seismic hazard analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, 101(2), 742-755.

Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W., Abrahamson, N. A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity". Seismological research letters, 68(1), 199-222.

Türkiye Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, (2018), Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı, Ankara.

# HEYELAN, TAŞKIN VE YANGIN RİSKLERİNE KARŞI DİRENÇLİ TOPLULUKLAR OLUŞTURULMASI PROJESİ

## A PROJECT ON BUILDING RESISTANT COMMUNITIES AGAINST LANDSLIDE, FLOOD AND FIRE RISKS

**Selçuk TOPRAK[1], Banu ÇETİN[2], Danilo CALABRESE[3], M. Emin KOÇAN[4], Elmo DE ANGELİS[5], Ömer İSLAMOĞLU[6], Sofia PSARROU[7], Ia MOSASHVİLİ[8], Çiğdem BALÇIK[2], Burak AYDOĞAN[2], Kylene DE ANGELİS[5], Oğuz DAL[2] , Tahsin GÖRMÜŞ[2], Andreas CHATZİMİNAS[7], Selim BİÇER[4], Metin YAMLI[4], Fatih DURMUŞ[6], Theodoros OREİNOS[7], Hüseyin ÇAKIRCA[4], Eleni BASTA[7], Hüseyin GÜRBÜZ[6], Ourania VLACHOU[7], Recep YAYLA[6], Sara MALLUCCİ[5], Salome ONİANİ[8]**

## ÖZET

Afetlere karşı dirençli topluluklar oluşturulmasında mühendislik, temel bilimler ve sosyal bilimler gibi pek çok disiplinin önemli katkıları olmaktadır. Bu katkılar afet öncesinde risk azaltma ve afetlere hazırlık çalışmaları ile afet sonrasında müdahale, iyileştirme ve yeniden inşa çalışmalarını kapsayabilmektedir. Bu amaç doğrultusunda farkındalık ve hazırlık yoluyla heyelan, taşkın ve yangın risklerine karşı dirençli topluluklar oluşturmayı hedefleyen READY4DISasters kısa adlı bir AB projesi başlatılmıştır. Proje, hedeflerine ulaşmak için toplum içerisindeki geniş grupların faaliyetlere dahil edilmesini ve bu grupların yetkinliklerinin geliştirilmesini sağlamaya çalışmaktadır. Bu gelişme, farklı afet alanlarında yetkin kişi ve kurumların bilgi ve birikimlerinin vatandaşlar içerisindeki gönüllülerle yeni öğrenme ve eğitim imkanlarıyla buluşturulması yoluyla sağlanabilecektir. READY4DISasters projesi, afetlere hazırlık için gerekli beceri ve önemli yetkinlikleri elde edip geliştirebilmeleri için dijital araçlar sunacaktır. Bu araçlar, eğitim malzemelerinin yanı sıra dijital oyunları da içerecektir. Burada özellikle heyelan ve taşkın afetleri özelinde mevcut mühendislik yaklaşımlarının toplumun afetlere karşı dirençli hale getirilmesi açısından nasıl değerlendirilebileceği sunulacaktır. Bu değerlendirmelerde geoteknik, hidrolik, jeoloji gibi pek çok disiplinin bilimsel ve uygulama prensiplerinin genel her kesimden topluma ulaştırılmasında etkin yöntemler tartışılacaktır.

***Anahtar Kelimeler:*** *Afet, Heyelan, Dijital Oyunlar, READY4DISasters, Taşkın, Yangın*

## ABSTRACT

There are significant contributions from various disciplines, such as engineering, basic sciences, and social sciences, in creating communities that are resilient to disasters. These contributions can include risk reduction and disaster preparedness efforts before a disaster, as well as response, recovery, and reconstruction efforts after a disaster. In line with this goal, an EU project called READY4DISasters has been initiated, aiming to create resilient communities against landslide, flood, and fire risks through awareness and preparedness. The project aims to involve a wide range of groups within the community and develop their competencies to achieve its objectives. This development can be achieved by bringing together the knowledge and expertise

[1] Prof. Dr., Gebze Teknik Üniversitesi, stoprak@gtu.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Gebze Teknik Üniversitesi
[3] Lares Italia - Unione Nazionale Laureati Esperti in Protezione Civile - Aps
[4] Kocaeli İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü
[5] Training 2000
[6] Kocaeli Büyükşehir Belediyesi
[7] Oikologikos Politistikos Syllogos Chaidariou
[8] Digiway

of competent individuals and institutions in different disaster fields with volunteers within the community through new learning and training opportunities. READY4DISasters project will provide digital tools for acquiring and developing necessary skills and significant competencies for disaster preparedness. These tools will include not only educational materials but also digital games. In this paper, the evaluation of current engineering approaches, especially in landslide and flood disasters, will be presented in terms of making society more resilient to disasters. Effective methods for delivering scientific and applied principles from various disciplines such as geotechnics, hydraulics, and geology to the public will be discussed in these evaluations.
***Keywords:*** *Disasters, Landslides, Digital Games, READY4DISasters, Flood, Fire*

## 1. GİRİŞ

Birleşmiş Milletler, 2023 tarihli Afet Riskinin Azaltılmasına İlişkin Küresel Değerlendirme Raporu'nda (UNDRR, 2023) afetlere dirençlilik konusundaki eksiklikleri sıralarken artan taşkın riski ve şehirleşme, artan sıcaklık, kuraklık ve etkileri, erken uyarı sistemlerine ulaşımdaki eksiklikler gibi pek çok farklı madde altında sıralamaktadır. Afetlere dirençli topluluklar oluşturulması toplumsal ve sosyal yapıda yer alan birçok konunun yanında teknolojiyi de kullanarak iyileştirmelerin gerçekleştirilmesiyle mümkün olabilecektir. Bu iyileşmenin belki de ilk ve en önemli aşaması bireylerin eğitilmesi ve bilinçlendirilmesidir. Eğitimli gönüllülerin afet yönetiminin bir parçası olmalarının önemi her geçen gün artmaktadır (Nahkur vd., 2022).

Türkiye ve Avrupa'da son dönemde yaşanan afetler, afetlerin yol açtığı tahribatın ölçeğinin ve boyutunun beklentileri aştığını göstermiştir. Sadece 2022 yılında dünyada 387 adet doğal afet ve tehlikeler meydana gelmiştir. 2022 yılında 387 doğal afet ve tehlikelerin 176'sını sel, 17'sini heyelan, 15'ini orman yangını oluşturmaktadır. 2002-2021 yılları arasında ise ortalama 370 doğal afet ve tehlikelerin 168'ini sel, 18'ini heyelan ve 11'ini orman yangını oluşturmaktaydı. Bu açıdan sel, heyelan ve yangınlar, tüm doğal afet ve tehlikelerin yarısından çoğunu oluşturmaktadır (CRED, 2023). 2022 yılında meydana gelen afet ve tehlikeler, dünya çapında 185 milyon insanı etkilemiş ve sonuç olarak 30704 insan hayatını kaybetmiş ve 223.8 milyar dolar ekonomik kayba yol açmıştır (CRED, 2023). Afetlerin etkilerindeki bu fark edilebilir artış, iklim değişikliği ve aşırı hava koşulları ile ilişkilendirilmiştir ve bu yeni durumun önümüzdeki yıllarda bir istisna olmaktan çıkıp bir norm haline gelmesi beklenmektedir. Afetler, sadece yapılara ve çevreye değil, insan yaşamına ve diğer tüm canlılara da büyük zararlar vermiştir. Bu yıkıcı olaylara müdahale ve kurtarma aşamaları planlanandan daha uzun sürmüş ve hükümetler, yerel makamlar ve gönüllüler tarafından uzun süreli çabalar gerektirmiştir.

Bu afetler, afetlerin boyutuna kıyasla yetkililerin insan kaynakları sınırlı olduğundan, farkındalık, hazırlık ve gönüllü faaliyetlere duyulan ihtiyacı da kanıtlamıştır. Farklı eğitim ve öğretim geçmişlerine, yaş gruplarına, çalışan-emeklilere, göçmenlere vb. sahip tüm toplum üyeleri arasındaki gönüllülerin çeşitliliği, dirençli toplulukların oluşturulmasında ortak çabalara dahil edilmelidir. Bu amaca ulaşmak için farkındalığın ve yetkin gönüllü faaliyetlerin arttırılması önemlidir.

## 2. READY4DISASTERS PROJESİ

Kısa adıyla READY4DISasters projesinin konusu, farkındalık ve hazırlık yoluyla yangın, taşkın ve heyelan risklerine karşı dirençli topluluklar oluşturmaktır. Bu hedefe ulaşmak için, toplum içerisindeki geniş gruplar faaliyetlere dahil edilmeli ve bu grupların temel beceri ve yetkinlikleri geliştirilmelidir. Bu gelişme, vatandaşlar içerisindeki gönüllülerin yeni öğrenme ve eğitim imkanlarıyla buluşturulması yoluyla mümkün olabilecektir.

Proje 4 faklı ülkeden 7 ayrı kurumun işbirliği ile yürütülmektedir. Proje yürütücüsü Türkiye'den Gebze Teknik Üniversitesi'dir. Proje ortakları AFAD - Kocaeli İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü (Türkiye), LARES Italia - Unione Nazionale Laureati Esperti in Protezione Civile - Aps (İtalya), Kocaeli Büyükşehir Belediyesi (Türkiye), Oikologikos Politistikos Syllogos Chaidariou (Yunanistan), Digiway (Gürcistan) ve Training 2000 (İtalya) kurumlarıdır (READY4DISasters, 2023).

Afetlerin olumsuz etkilerinin ve etki boyutlarının artmasından dolayı bu proje yaygın etkisi bulunan üç afet türü (yangın, sel, heyelan) için, önleme, hazırlık, müdahale ve iyileştirme konularını birlikte güçlü bir şekilde ele almaktadır. Diğer bir deyişle pek çok gönüllü eğitiminde ele alınan yalnızca müdahale ve kurtarma aşamalarını değil, aynı zamanda önleme, azaltma, hazırlık ve iyileştirme aşamaları da çalışmalara entegre etmektedir. Aynı zamanda projede dijital içerikler, teknolojiler ve uygulamalar öncelikli olarak ele alınarak,

katılımcıların yangın, sel ve heyelan gibi risklere karşı farkındalık kazanmaları ve hazırlıklı olmaları için teknik ve dijital becerileri artırılır.

READY4DISasters projesi, afetlerle ilgili gerekli beceri ve yetenekleri elde etmek ve geliştirmek isteyen gönüllülere dijital araçlar sunmaktadır. Bu araçlar, eğitim materyalleri yanı sıra dijital oyunları da içerir. Proje kapsamında sel, heyelan ve yangın gibi afetlerle ilgili dirençlilik kavramı, önleme tedbirleri, afet öncesi hazırlık, kurtarma ekipmanları, afete müdahale ve afet sonrası kurtarma, onarım ve iyileştirme gibi konuları içeren modüller hazırlanmaktadır. Bunun yanı sıra AB sivil koruma mekanizmasındaki organizasyonlar, amaçlar ve fonlar gibi konular da işlenmektedir. Dijital oyunlar IOS ve Android sistemler için erişilebilir olacak ve App Store ve Play Store gibi uluslararası platformlarda sunulacaktır. Oyunlar hem modüllerden edinilen bilgilerin pekiştirilmesine hem de kullanıcıların afetlere karşı hazırlıklı olma konusunda eğitilmesine katkıda bulunacaktır. Projedeki tüm ürünler İngilizce ve ortakların ulusal dillerinde (Türkçe, İtalyanca, Yunanca ve Gürcüce) olacaktır.

## 3. DİRENÇLİLİK

Dirençlilik kavramı, ekolojiden psikolojiye, psikiyatriden altyapı sistemlerine kadar çeşitli alanlarda karşımıza çıkmaktadır (Ayyub, 2015). Bu kavram, bir sistemin benzersiz, tekil ve çoğunlukla büyük ölçüde şaşırtıcı olaylara uyum sağlama veya bunlara yanıt verme kapasitesi olarak tanımlanır (Kuhlicke, 2013). Tian ve Lan (2023) dirençliliği, bir sosyal sistemin afetlerle başa çıkmak için öngörme, hazırlama, koruma, yanıt verme, direnme, iyileştirme, hafifletme, öğrenme ve uyum sağlama becerileri gibi kapsamlı becerileri olarak tanımlamaktadır. Bir sistemin (örneğin altyapının, binaların, toplulukların) dirençliliğinin, risklerin azaltılması ve iyileşmenin hızlı olması yoluyla arttırılması, büyük tasarrufları da beraberinde getirecektir (Ayyub, 2015). Dirençliliğin ölçülmesindeki amaç, riski ve bunun birey ve toplum üzerindeki etkisini anlamak ve böylece tehlikenin sahip olduğu potansiyel etkiyi azaltmaktır. Bireyin ve toplumun riski anlamasını sağlamak için halkı teknik açıdan mevcut riskler hakkında bilgilendiren bir iletişim gereklidir. Tehlikenin sunduğu riski azaltan bir değişikliği teşvik etmek ve toplum ve birey üzerinde farkındalık yaratmak için etkili bir iletişim gerçekleştirilmesi önemlidir (Drazba, 2022).

Dirençlilik göstergeleri ile ilgili literatürde farklı çalışmalar mevcuttur. Örneğin, Qasim vd. (2016; 2021) sele ve heyelanlara karşı ayrı ayrı dirençliliği hesaplamak için 4 alt bileşen göstergeleri kullanmıştır. Bunlar, fiziksel, kurumsal, sosyal ve ekonomiktir. Bu göstergeler içerisinde ise toplam 13 farklı değişken tanımlanmıştır. Heyelan için fiziksel alt bileşen, ev tipi ve konum değişkenlerinden; kurumsal alt bileşen, heyelan fonlarının varlığı, yönetmelik kontrolü, farkındalık ve erken uyarı sistemleri değişkenlerinden; sosyal alt bileşen, yaş, sosyal sermaye, engellilik ve eğitim düzeyi değişkenlerinden; ekonomik alt bileşen ise gelir, çoklu geçim kaynakları ve istihdam değişkenlerinden oluşur. Sel için farklı olarak taşkın uyarıları, taşkın iyileştirme ve farkındalık değişkenleri değerlendirilmiştir. READY4DISasters içerisinde farklı afetler için farklı dirençlilik göstergeleri kullanılmaktadır.

## 4. AFETLER

Bu çalışma üç afet türü, taşkın, heyelan ve yangın üzerinde yoğunlaşmakta ve bunların risklerine karşı dirençli topluluklar oluşturmayı hedeflemektedir.

### 4.1. Taşkın

Taşkınlar, dünyada en yaygın ve yıkıcı afetlerden birisidirler. Bilimsel ilerlemeler ve alınan önlemler taşkınların tahmini ve onunla baş edilmesinde geliştirici etkilerde bulunsalar da halen bu afet etkinlik ve yıkıcılığını kaybetmemiştir (Parker, 1999). Şekil 1 İtalya'da 2023 yılında meydana gelen taşkınlar sonucu oluşan hasarları ve müdahale çalışmalarını göstermektedir. Türkiye'deki taşkın olayları en çok ilkbahar sonu ve yaz başlangıcı dönemlerinde görülmekte, özellikle Karadeniz Bölgesi'nde yoğunlaşsa da Türkiye'nin pek çok bölgesinde gerçekleşmekte, çoğu zaman günlük hayatı olumsuz yönde etkileyerek maddi ve manevi zararlara yol açmaktadır. Taşkın afetleriyle oluşan deneyimden bireysel ve sosyal öğrenme yoluyla yararlanılması, afetlere dayanıklı toplumlar oluşturulmasına katkıda bulunmaktadır (Kuang ve Liao, 2020). Gönüllüler, taşkın deneyiminin taşkına karşı dayanıklılığa dönüştüğü bu sürecin önemli bir parçasıdırlar.



Şekil 1. İtalya'da 2023 yılında taşkın sonrası müdahale çalışmaları

**4.2. Heyelan**

Heyelanlar, sele nazaran genellikle daha küçük alanları etkilerken, ciddi ölümlere ve mali kayıplara neden olmaktadır. Nüfus artışı ve dağlık bölgelerdeki hassas eğimli arazilerde veya yakınlardaki kontrolsüz yerleşimler sonucunda son yıllarda heyelan olayları ve bunun insan yaşamına ve çeşitli mülklere olan etkisi artmaktadır. Heyelana yol açan doğal sebeplerden bazılarına yağış, eğim, zayıf zemin ve deprem verilebilir. Bunun yanında insan kökenli sebeplerden de heyelan meydana gelebilmektedir. Yamaçlarda ormanların tahrip edilmesi, eğimli arazilere, riskli alanlara yerleşme (fazla nüfus ve mevcut yerleşim yeri azlığından, mali problemlerden), drenaj kanallarının bakımının iyi yapılmaması, su bertarafındaki yetersizlikler gibi nedenlerden dolayı da heyelan meydana gelebilmektedir (Kervyn vd., 2015). Zeminlerde meydana gelenlere ilaveten bazı özel saharlada oluşan heyelanlar da afet oluşturabilmektedir (Toprak vd., 2021)



Şekil 2. Türkiye'de 2023 yılında heyelan sonrası müdahale çalışmaları

Genel olarak afetlere karşı alınacak tedbirler arasında bazı benzerlikler olsada afet türüne göre farklılıklar da olmaktadır. Örneğin, heyelan veya sel olması durumunda kayıplardan kaçınmak için o bölgede yaşayanların alabilecekleri kişisel veya toplumsal önlemler farklılıklar göstermektedir. Sel mağdurları için hayati unsurlar gibi yaygın bir alanda oluşan ve daha büyük bir kitleyi etkileyen mali kayıplar ayrı bir önem kazanmaktadır. Mevcut uygulanabilecek kişisel önlemler ile bu mali kaybın tamamen azaltılması kolay değildir. Diğer yandan, heyelan mağdurlarında maddi endişelerin yanında temel endişe olarak insan kayıpları değerlendirilmektedir. Zamanında tahliye önlemleri ile etkili bir biçimde insan kayıplarının önüne geçilebilmektedir (Ho vd., 2008). Afet öncesinde ve sonrasında farklı teknolojiler kullanılarak hazırlıkların planlanması da günümüzde mümkündür (Toprak vd., 2018; Toprak ve Demirkesen, 2023). Alam ve Ray-Bennet (2021) heyelanlar için ilçe düzeyindeki afet risk yönetiminin etkinliğini değerlendirmek için listelediği 9 özellik içerisinden liderlik, katılım (tüm menfaat sahiplerinin), sorumluluk ve işbirliğinin diğer ilkelere kıyasla afete müdahale, tahliye, kurtarma ve yardım aşamalarında daha etkili olduğu belirtmiştir.

### 4.3. Yangın

Yangınlar (özellikle orman yangınları) da birçok insanın ölümüne yol açmakta ve ciddi ekonomik zararlar verebilmektedir. Yangınlar için farklı sınıflandırmalar mevcuttur. Yanan maddenin cinsine göre sınıflandırma veya yangın yerine göre sınıflandırma yapılabilir. Yangın yerine göre yangınlar, bina yangınları, endüstriyel yangınlar ve orman yangınları olarak üçe ayrılabilir. Bir yapının yangın güvenliği özelliklerinin en önemli yönü, güvenli tahliye olasılığıdır. "Yangın güvenliği" terimi, yangın önlemine, yangın ve dumanın yayılmasını sınırlamaya, yangının söndürülmesine ve hızlı ve güvenli bir çıkış şansını ifade eder. Bazı durumlarda, bina sakinleri bir binadan tahliye edilemeyebilirler. Bu nedenle, birçok ülkede yasalar, hastaneler gibi hastaların yataklarına ihtiyaç duyduğu belirli yerler için 'yerinde savunma stratejisi' öngörmektedir. Bu yaklaşımla, binada bulunan sakinler tahliye edilmek yerine aynı katta güvenli bir konuma taşınır. Diğer yandan, toplanma yerlerinin bulunduğu binalar için genellikle tahliye stratejisi kullanılır. Bununla birlikte, birçok yapının büyük yangınları, herkes için bir binadan güvenli bir şekilde kaçmanın her durumda mümkün olmadığını göstermiştir (Kobes vd., 2010). Endüstriyel yangınlar da yaygın yangın çeşitlerinden biridir. Bu yangın, insan kaynaklı olabileceği gibi örneğin deprem kaynaklı da olabilmektedir. Orman yangınları ise tüm dünyada özellikle yaz aylarında oldukça yaygın bir şekilde görülmektedir (Şekil 3). Orman yangını felaketleri meydana geldiğinde etkileri oldukça büyük olabilir (Tymstra vd., 2020). Sonuç olarak, yangın felaketlerine karşı gönüllülerin eğitilmesi, bilinçlendirilmesi önem arz etmektedir.



Şekil 3. Yunanistan'da 2023 yılı yaz aylarındaki yangın sonrası müdahale çalışmaları

## 5. SONUÇLAR

Afetlerin boyutu ve etkilediği toplumun büyüklüğü göz önüne alındığında afetlere karşı dirençli topluluklar oluşturmak için mühendislik, temel bilimler ve sosyal bilimler gibi pek çok disiplinin katkılarından faydalanmak zorunluluk haline gelmiştir. Bu hedef doğrultusunda, READY4DISasters kısa adlı bir AB projesi başlatılmıştır. Bu proje, heyelan, taşkın ve yangın risklerine karşı dirençli topluluklar oluşturmayı amaçlayarak farkındalık ve hazırlık yoluyla toplumun geniş bir kesimini projeye dahil etmeye ve bu grupların yeteneklerini geliştirmeye çalışmaktadır. Bu ilerleme, farklı afet alanlarında uzman bireyler ve kurumların bilgi birikimlerini, toplum gönüllüleriyle yeni öğrenme ve eğitim fırsatlarıyla bir araya getirerek sağlanacaktır. Stratejik bir karar olarak ta gayretler yalnızca afet sonrası müdahale ve kurtarma ile sınırlı kalmayarak, afet öncesinde risk azaltma ve hazırlık gibi faaliyetlerini kapsadığı gibi afet sonrası müdahale, iyileştirme ve yeniden yapılandırma çabalarını da içermektedir. READY4DISasters projesi, afetlere hazırlık için gerekli becerileri ve önemli yetenekleri elde etmek ve geliştirmek isteyenlere dijital araçlar sunmaktadır. Bu araçlar, eğitim materyallerinin yanı sıra dijital oyun bileşenlerini de dahildir. Projeyle heyelan ve taşkın gibi afetlerde kullanılan mühendislik yaklaşımlarının toplumun afetlere karşı direncini arttırma potansiyeli de değerlendirilmektedir. Bu değerlendirmeler, geoteknik, hidrolik, jeoloji gibi farklı disiplinlerin bilimsel ve pratik prensiplerinin halka etkili bir şekilde aktarılması için de bir fırsat oluşturacaktır.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma, Avrupa birliği (AB) ve Türkiye Ulusal Ajansı tarafından desteklenen 2022-1-TR01-KA220-ADU000087618 nolu READY4DISasters: "Resilient communities through awareness and preparedness against*

*the risks of fire, flood, and landslide" projesi kapsamında gerçekleştirilmektedir. AB ve Türkiye Ulusal Ajansı burada sunulan içeriğin herhangi bir şekilde kullanımıyla doğacak sonuçlardan sorumlu tutulamaz.*

## KAYNAKLAR

Alam, E., Ray-Bennett, N. S. (2021), "Disaster risk governance for district-level landslide risk management in Bangladesh", International Journal of Disaster Risk Reduction, 59, 102220.

Ayyub, B.M. (2015), "Practical resilience metrics for planning, design, and decision making", ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, 1(3), 04015008.

CRED (2023), "2022 Disasters in numbers", Brussels, Belgium, https://cred.be/sites/default/files/2022_EMDAT_report.pdf. Accessed 17 August 2023.

Drazba, M. C. (2022), "Managing the risk, not the disaster: building community resilience in the face of small-scale landslide risk", Doctoral dissertation, ResearchSpace@ Auckland.

Ho, M.C., Shaw, D., Lin, S., Chiu, Y.C. (2008), "How do disaster characteristics influence risk perception?", Risk Analysis: An International Journal, 28(3), 635-643.

Kervyn, M., Jacobs, L., Maes, J., Bih Che, V., de Hontheim, A., Dewitte, O., Isabirye, M., Sekajugo, J., Kabaseke, C., Poesen, J., Vranken, L., Mertens, K. (2015), "Landslide resilience in equatorial Africa: Moving beyond problem identification!", Belgeo, Revue belge de géographie, (1).

Kobes, M., Helsloot, I., De Vries, B., Post, J. G. (2010), "Building safety and human behaviour in fire: A literature review", Fire Safety Journal, 45(1), 1-11.

Kuang, D., Liao, K.H. (2020), "Learning from Floods: Linking flood experience and flood resilience", Journal of Environmental Management, Vol 271, 111025.

Kuhlicke, C. (2013), "Resilience: a capacity and a myth: findings from an in-depth case study in disaster management research", Natural hazards, 67(1), 61-76.

Nahkur, O., Orru, K., Hansson, S., Jukarainen, P., Myllylä, M., Krüger, M., Max, M., Savadori, L., Nævestad, T.-O., Meyer, S.F., Schieffelers, A., Olson, A., Lovasz, G., Rhinard, M. (2022), "The engagement of informal volunteers in disaster management in Europe", International Journal of Disaster Risk Reduction, Vol 83, 103413.

Parker, D. (1999), "Hydrometereological Hazards: Floods", Natural Disaster Management (ed.: Jon Ingleton), Tudor Rose.

Qasim, S., Qasim, M., Shrestha, R.P. (2021), "A survey on households' resilience to landslide hazard in Murree hills of Pakistan", Environmental Challenges, 4, 100202.

Qasim, S., Qasim, M., Shrestha, R. P., Khan, A. N., Tun, K., Ashraf, M. (2016), "Community resilience to flood hazards in Khyber Pukhthunkhwa province of Pakistan", International Journal of Disaster Risk Reduction, 18, 100-106.

READY4DISasters (2023), https://ready4disasters.gtu.edu.tr/.

Tian, N., Lan, H. (2023), "The indispensable role of resilience in rational landslide risk management for social sustainability", Geography and Sustainability, 4(1), 70-83.

Toprak, S., Cetin, B., Agdag, O.N., De Angelis, E., Górski, M., Kujumdzieva, A., Petrova, V., Panaitescu, C., Degirmenci, R., Frulla, D., Yilmaz Cincin, R.G., Balcik, C., Pikon, K., Dinu, F., Nedeva, T., Kaplan, Y., Dal, O., De Angelis, K., Agdag, F. (2021), "A Joint Effort to Reduce Hazards to the Environment and Water Resources by Rehabilitating Open Dumps", 14th International Congress on Advances in Civil Engineering, Yıldız Technical University, Istanbul, 540-547.

Toprak, S., Demirkesen, S. (2023), "Building Information Modeling (BIM) in Geotechnics and Infrastructure", In Automation in Construction toward Resilience: Robotics, Smart Materials and Intelligent Systems, 91, CRC Press.

Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A.C., O'Rourke, T.D., Hamada, M., Cubrinovski, M., Van Ballegooy, S. (2018), "Comparison of horizontal ground displacements in Avonside area, Christchurch from air photo, LiDAR and satellite measurements regarding pipeline damage assessment", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol 16, 4497-4514.

Tymstra, C., Stocks, B.J., Cai, X., Flannigan, M.D. (2020), "Wildfire management in Canada: Review, challenges and opportunities", Progress in Disaster Science, 5, 100045.

UNDRR (2023), "Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction 2023", UN Office for Disaster Risk Reduction.

# BİR ŞEV ANALİZİNDE DENEYSEL VE SAYISAL MODELLEME KARŞILAŞTIRMASI

# COMPARISON OF EXPERIMENTAL AND NUMERICAL MODELING IN A SLOPE ANALYSIS

**Haluk IŞIK[1], Nurullah AKBULUT[2], Ali Fırat ÇABALAR[3]**

## ÖZET

Bu çalışmada, büyük ölçekli (2m x 2m x 3m) bir test kutusuna 30°'lik şev açısıyla kontrollü olarak yerleştirilen köşeli ve yuvarlak daneli iki farklı şekle sahip zemin örnekleri test edildi, ve elde edilen sonuçlar Plaxis paket programı çıktılarıyla kıyaslandı. Laboratuarda hazırlanan şevin en üst noktasına plaka yükleme testi ekipmanları ile yapılan yükleme sonucunda oluşan oturma miktarları ile modelleme sonucunda ulaşılan oturuma miktarlarının %85'e varan ölçüde benzer değerlerde olduğu tespit edildi. Dane şekil özelliklerinin elde edilen bu sonuçlar üzerinde etkili olduğu gözlemlendi.
***Anahtar Kelimeler:*** *Şev analizi, büyük ölçekli deney, sayısal model*

## ABSTRACT

In this study, angular and rounded soil samples with two different shapes, placed in a large-scale (2m x 2m x 3m) test box with a 30° slope angle, were tested, and the results were compared with the outputs of the Plaxis program. It was determined that the amount of settlement took place as a result of the loading carried out by the plate loading testing at the top of the slope in the laboratory and the amount of settlement seen by the modelling were up to 85% similar values. It was realised that grain shape characteristics were effective on the findings.
***Keywords:*** *Slope analysis, large scale experiment, numerical modelling*

## 1. GİRİŞ

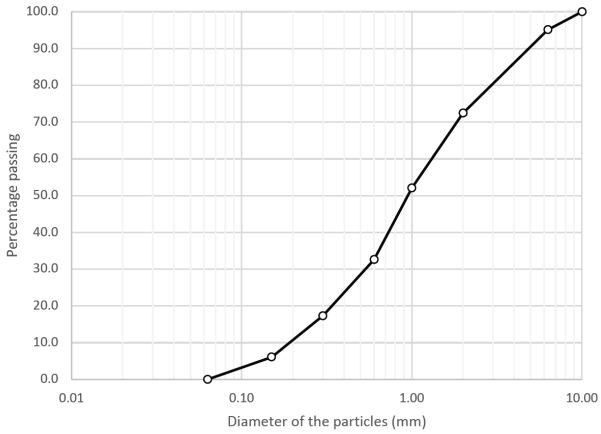
Literatürde mevcut olan çalışmalarda zemin davranışının zemini oluşturan danelerin şekil ve büyüklüklerine bağlı olarak değiştiği ifade edilmektedir (Terzaghi, 1925; Gilboy, 1928; Frossard, 1979; Clayton vd., 2004; Cho vd., 2005; Cabalar vd., 2013; Fei vd., 2021). Bu bağlamda yapılan ulusal ve uluslararası literatür incelendiğinde, zeminlerin kayma dayanımı, geçirimlilik, yoğunluk, ve sıkışabilirlik gibi özelliklerinin araştırıldığı yayınlara sıklıkla rastlanmakla birlikte şev duraylık analizi ile ilgili çalışmalara pek fazla rastlanmamaktadır. Bunun nedeni olarak, şev duraylık analizlerinde takip edilen yaklaşımlardaki güvenlik katsayısının genellikle bize yeterli bir güvenli alan sağlamasının dane boyutu seviyesindeki ek bir analize ihtiyaç bırakmaması olarak düşünülmektedir.

Burada sunulan çalışma ile literatürde gözlemlenen bu eksikliğin bertaraf edilmesine bir katkı yapmak amaçlanmıştır. Takip edilen deneysel çalışmada, köşeli ve yuvarlatılmış olmak üzere, iki farklı şekil özelliğine sahip çakıl büyüklüğündeki zemin danelerinden oluşan örnekler kontrollü bir şekilde 2m x 2m x 3m ölçülerindeki betonarme bir test kutusuna 30°'lik şev açısıyla yerleştirilerek basınç altında bırakılmıştır. Yüklemeler neticesinde gözlemlenen oturma değerleri Plaxis 3D paket programında yapılan modelleme çıktılarıyla kıyaslanmıştır.

[1]Arş. Grv. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
[2]Dr. Öğr. Üyesi, Hasan Kalyoncu Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
[3]Prof. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr (Sorumlu yazar)

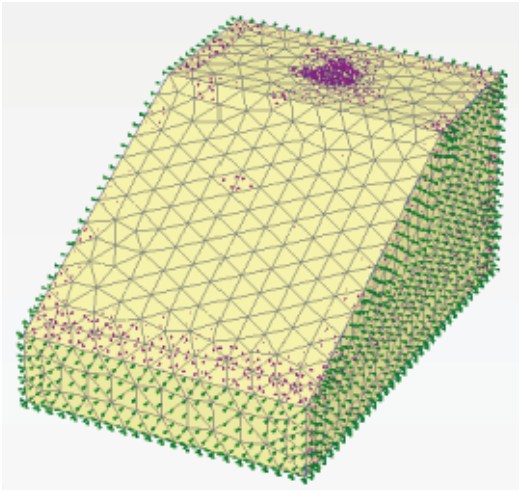
## 2. MALZEME VE METOD

Kullanılan her iki malzemeye ait elek analizini gösteren eğri Şekil 1'de sunulmaktadır. Şekilden de açıkça görüldüğü üzere, kullanılan her iki malzemeye ait elek analizi sonuçları üst üste çizilmiş olmasına rağmen, bunlara ait dane şekil özellikleri birbirlerinden farklıdır. Zhang ve Lu (2005) tarafından ortaya atılan yaklaşımı takip ederek Isik ve Cabalar (2022) tarafından geliştirilen ICF değerleri bu çalışmada kullanılan köşeli daneler için 0.45, yuvarlak daneler için 0.54 olarak tespit edilmiştir. Her iki malzeme de rölatif sıkılık değeri 45% olacak şekilde düzeneğe yerleştirilmişlerdir.




**Şekil 1.** Deneysel çalışmalarda kullanılan malzemelere ait elek analizi.

2m x 2m x 3m iç ölçülerine sahip olan betonarme test kutusu içerisine %45 rölatif sıkılık değerinde olacak şekilde yerleştirilen malzeme 40 ton kapasiteli hidrolik yükleme ünitesi altında deformasyon kontrollü olarak deneye tabi tutulmuştur. Kullanılan test kutusu ve deney düzeneğinin sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ile çalışan Plaxis programı yardımıyla çizilen görüntüsü Şekil 2'de ve Şekil 3'te sunulmaktadır.



**Şekil 2.** Plaxis yazılımı ile elde edilen bir görüntü.

Şekil 3'te görülen, Türk Patent Enstitüsü (TPE) tarafından 21.11.2022 tarihinde, 2018/20784 başvuru numarası ile tescil edilerek koruma altına alınan deney düzeneğine ait tüm teknik detaylar, TPE'nin ilgili web sayfasında araştırmacıların hizmetine sunulmaktadır. Dikdörtgen kesitli ve daire kesitli olmak üzere, iki adet büyük ölçekli test havuzundan oluşan düzenek, farklı sınır koşullarından etkilenmemek için, 40 cm kalınlığındaki betonarme perde duvarlar arasında inşa edilmiştir. Deney sisteminin tabanı ise 60 cm kalınlığında betonarme olarak tasarlanarak inşa edilmiştir. Üzerindeki 40 ton kapasiteli yükleme düzeneği ise, test havuzu içerisinde yerleştirilen malzemenin farklı noktalarına statik ve tekrarlı yükleme yapabilme yeteneğine sahiptir.



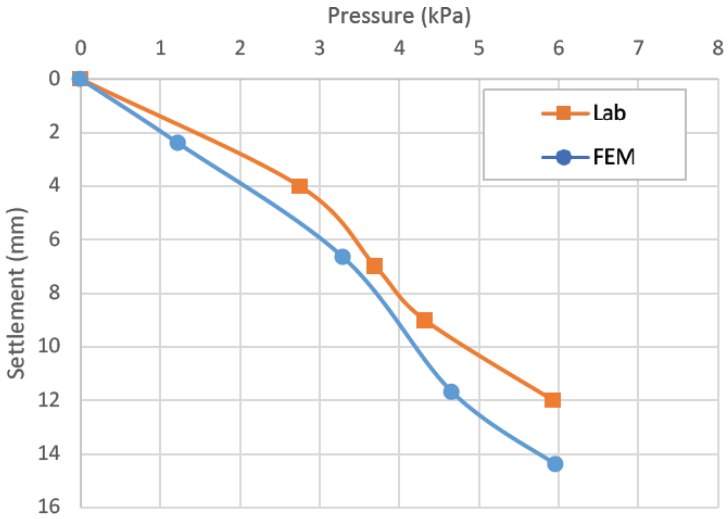

**Şekil 3.** Deney düzeneği, ve içerisine yerleştirilmekte olan yuvarlak daneli zemin örneği (TPE, 2022).

## 3. BULGULAR VE TARTIŞMA

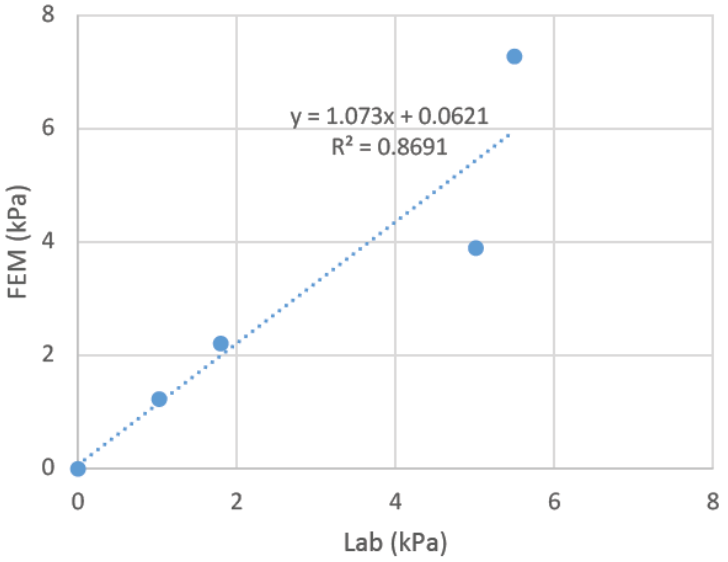
Köşeli daneye sahip zemin örnekleri üzerinde en az 12 mm oturma oluncaya kadar yapılan yükleme sonucunda gözlemlenen düşey basınç değişimi ile oturma ilişkisini gösteren grafikler Şekil 4'te sunulmaktadır. Kırmızı renk ile gösterilen eğri laboratuar ortamında yapılan yükleme-oturma ilişkisini gösterirken, mavi renkle gösterilen eğri ise Plaxis programı kullanılarak yapılan sayısal uygulamayı göstermektedir. Deneysel çalışmadaki oturma değerleri ile sayısal uygulamada ulaşılan oturma değerleri karşılaştırıldığında, tüm yükleme aralığı boyunca, yaklaşık olarak %15 civarında daha fazla olduğu görülmektedir. Bu iki değişim eğrileri arasındaki korelasyon Şekil 5'te sunulmaktadır. Yaklaşık 0.85 olarak gözüken korelasyon katsayısı sonuçların birbirleriyle uyumlu olduğunu göstermektedir.

Şekil 6'da yuvarlak daneye sahip zemin örneklerine ait sonuçlardan da görüleceği üzere, bu malzeme kullanılarak yapılan deneyde de benzer bir davranış ortaya çıkmıştır. Bu zemin örneğinin yaklaşık 8 kPa civarında yapılan yükleme altındaki oturma değeri genel eğilimin dışında olmakla birlikte, bu sonucun deney enstrümanlarındaki elektronik bir hata ve/veya zemin örneği içerisinde oluşan bir homojen olmama durumundan kaynaklandığı düşünülmektedir. Şekil 7'de verilen korelasyon eğrisine ait katsayısı değeri yine benzer bir değer, 0.85, vermiştir.

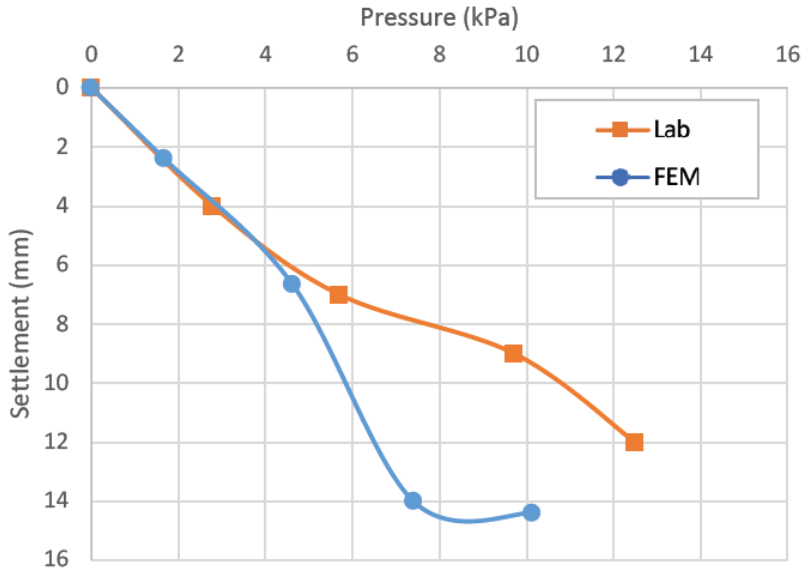
Bu çalışmada elde edilen sonuçların literatürde mevcut çalışmalara (Abramson vd., 2002; Chowdhury vd., 2009; Meng vd., 2020) ait bulguları destekler nitelikte olduğu görülmüştür.



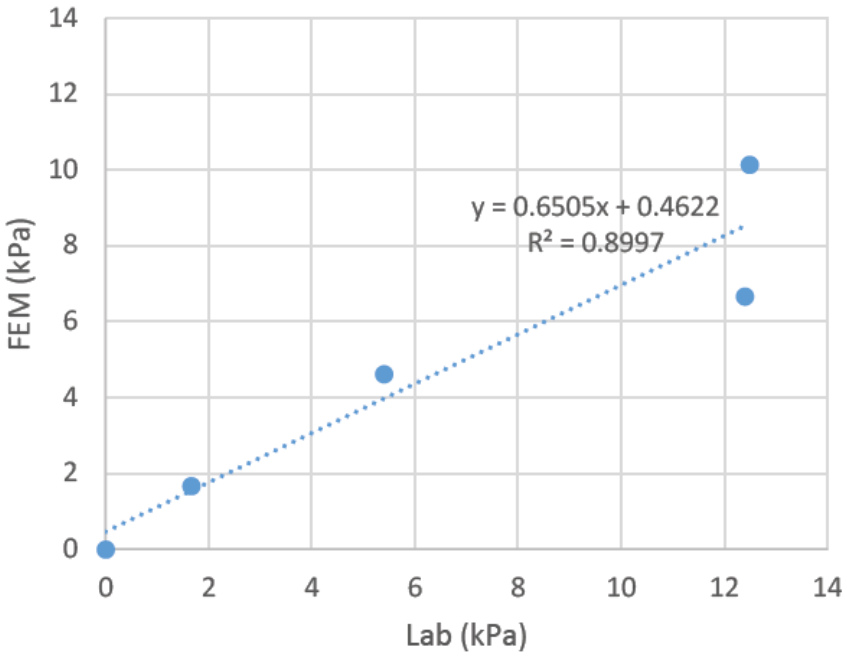

**Şekil 4.** Köşeli daneye sahip zemin örneklerine ait sonuçlar.




**Şekil 5.** Köşeli daneye sahip zemin örneklerine ait sonuçların karşılaştırılması.




**Şekil 6.** Yuvarlak daneye sahip zemin örneklerine ait sonuçlar.




**Şekil 7.** Yuvarlak daneye sahip zemin örneklerine ait sonuçların karşılaştırılması.

## SONUÇLAR

Bu çalışma sonunda elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir.

1- Köşeli ve yuvarlak daneli zemin örnekleri kullanılarak yapılan deneysel sonuçlar ile sayısal yaklaşımlar arasında %15 civarında bir fark vardır.
2- 12 mm'lik oturma miktarına ulaşmak için, köşeli daneli zemin örneği üzerinde 6 kPa'lık bir yükleme yapmak gerekirken, yuvarlak daneli zemin örneği üzerinde aynı miktardaki oturmaya ulaşmak için 12 kPa'lık bir yükleme yapmak gerekmektedir.
3- Zemin dane özelliklerini kapsayan şev analiz yöntemleri, özellikle hassas yapılar için, önemli ekonomik faydalar sağlayabilir.

## KAYNAKLAR

Abramson, LW; Lee, TS; Sharma, S and Boyce, G.M. (2002). Slope Stability Concepts. Slope Stabilisation and Stabilisation Methods, second edition, published by John Willey & Sons, Inc., 329- 461.

Cabalar, A.F., Dulundu, K., Tuncay, K (2013). Strength of various sands in triaxial and cyclic direct shear tests Engineering Geology 156, 92-102.

Cho, G.C., Dodds, J., Santamarina, J.C. (2005). Particle shape effects on packing density, stiffness and strength: natural and crushed sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 132(5), 591-602. doi.org/10.1061/(asce)1090- 0241(2006)132:5(591)

Chowdhury, R., Flentje, P. and Bhattacharya, G. (2009). Geotechnical Slope Analysis. CRC Press.

Clayton, C.R.I., Theron, M., Vermeulen, N.J. (2004). The effect of particle shape on the behaviour of gold tailings. Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference. Thomas Telford, London, pp. 393–404.

Fei, W., Narsilio, G.A., van der Linden, J.H., Tordesillas, A., Disfani, M.M., Santamarina, J.C. (2021). Impact of particle shape on networks in sands. Computers and Geotechnics, 137, 104258.

Frossard, E. (1979). Effect of sand grain shape on the interparticle friction; indirect measurements by Rowe's stress dilatancy theory. Géotechnique 29(3), 341–35. doi.org/10.1680/geot.1979.29.3.341

Gilboy, G. (1928). The compressibility of sand–mica mixtures. Proceedings of the ASCE 2, 555–568.

Isik, H., Cabalar, A.F. (2022). A shape parameter for soil particles using a computational method. Arabian Journal of Geosciences, 15, 581.

Meng, Q., Qian, K., Zhong, L., Gu, J., Li, Y., Fan, K., Yan, L. (2020). Numerical Analysis of Slope Stability under Reservoir Water Level Fluctuations Using a FEM151 LEM-Combined Method. Geofluids, 2020, Article ID 6683311. https://doi.org/10.1155/2020/6683311

TPE (2022). Türk Patent Enstitüsü, "Büyük Ölçekli Silindirik ve Prizmatik Kutulardan Oluşan Birleşik Yükleme Deney Düzeneği", Buluş sahipleri: Ali Fırat Çabalar, Nurullah Akbulut, Volkan İşbuğa. Tescil Numarası: 2018 20784,

Terzaghi, K., 1925. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. Deuticke, Leipzig/Vienna

Zhang D, Lu G (2005) Study and evaluation of different Fourier methods for image retrieval. Image vis Comput 23(1):33–49. https://doi.org/10.1016/j.imavis.2004.09.001

# KAVİTE GENLEŞME TEORİSİNE DAYALI KONİ UÇ DİRENCİ HESAPLAMA

## PREDICTION OF CONE TIP RESISTANCE BASED ON CAVITY EXPANSION THEORY

**Emirhan SANCAK[1], Ahmet Talha GEZGİN[2], Özer ÇİNİCİOĞLU[3]**

## ÖZET

Geoteknik mühendisliği uygulamalarında sürekli gelişen teknolojisi ile Konik Penetrasyon Deneyi 'nin (CPT) kullanımı geçtiğimiz yıllarda artmaya devam etmektedir. Bu deney ile elde edilen konik uç direnci (qc) değerine bağlı bağıntılar sayesinde taşıma gücü kapasitesi, sıvılaşma problemleri gibi konularda devirsel ve statik parametrelerin hesaplanması mümkün olmaktadır. Bu çalışmada Konik Penetrasyon Deneyi'nin mekanizmasının Kavite Genleşme Teorisi'ne olan uygunluğundan faydalanarak sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur. Modelin doğrulanması, Yu ve Houlsby (1991)'nin Mohr-Coulomb zemin modeli için ortaya koydukları kapalı-yapı analitik çözümüyle yapılmıştır. Doğrulanan model sonrasında Toyoura ve Ticino kumlarının Pekleşen-Zemin modeli kullanılarak tanımlanması ile farklı basınç ve sıkılık değerleri için çözümlenmiştir. Buradan elde edilen limit basınç (plim) değerleri ile farklı geçiş bağıntıları kullanılarak konik uç direnç değerlerine ulaşılmıştır. Aynı kumların literatürde çalışılmış kalibrasyon çember deneyleri ile elde edilmiş qc değerleri ile karşılaştırılması yapılarak farklı geçiş bağıntılarının performansı gözlemlenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Kavite genleşme teorisi, sonlu elemanlar yöntemi, koni penetrasyon deneyi.*

## ABSTRACT

The use of Cone Penetration Test (CPT) in geotechnical engineering applications has continued to increase in recent years with its continuously developing technology. This test makes it possible to calculate cyclic and static parameters such as bearing capacity and liquefaction problems by means of the equations based on the cone tip resistance (qc) value obtained by this test. In this study, a finite element model of the mechanism of the Cone Penetration Test was created by utilizing its compatibility with the Cavity Expansion Theory. The verification of the model was carried out with the closed-form analytical solution of Yu and Houlsby (1991) for the Mohr-Coulomb soil model. The verified model was then solved for Toyoura and Ticino sands for different values of pressure and stiffness using the Hardening-Soil model. With the limit pressure ($p_{lim}$) values obtained from here, cone tip resistance values were obtained by using different transition equations. The performance of the different transition equations was observed by comparing the same sands with the $q_c$ values obtained by calibration chamber experiments studied in the literature.

***Keywords:*** *Cavity expansion theory, finite element method, cone penetration test.*

[1] Yük. İnş. Müh., emirhan.sancak@boun.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Dr. Öğr. Üyesi, Bursa Uludağ Üniversitesi, ahmettalhagezgin@uludag.edu.tr
[3] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT) kullanımı dünyada olduğu gibi ülkemizde de gün geçtikçe artmaktadır. İlk olarak 1950'li yıllarda zemin taşıma kapasite hesabı için Delft Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuarı'nda geliştirilip kullanılmaya başlanan CPT, seneler içerisinde tamamen mekanik olan aksamları yerini elektronik ve çok daha hassas ölçümler yapabilen gelişmiş yük hücreleri ve sensörler almıştır. Bu sayede zemin profili derinliği boyunca sürekli ve güvenilir veri elde etmek mümkün olmuştur. Çok sayıda farklı cins ve özellikte zemin profilinde kullanılabilir olduğu gibi, CPT ile elde edilen konik uç direnci ($q_c$) değerine bağlı bağıntılar sayesinde taşıma gücü kapasitesi hesabının yanısıra sıvılaşma problemleri gibi konularda devirsel ve statik parametrelerin hesaplanmasında da etkin olarak kulanılabilmektedir.

Kavite Genleşme Teorisi zemin problemlerinde ve bünye modelleri oluşturulmasında kullanılmıştır (Bishop vd., 1945; Cao vd., 2001; Carter vd., 1986; Chen ve Liu, 2019; Huang vd., 2021; Wang vd., 2022; Yu, 2000). Bir saha deneyi olarak CPT'nin verileri elde etmedeki mekanizmanın Kavite Genleşme Teorisi'ne uygunluğu, bu alanda farklı araştırmalar yapılmasına neden olmuştur (Mo vd., 2020; Suryasentana ve Lehane, 2014; Suzuki ve Lehane, 2015; Xu ve Lehane, 2008). Bu araştırmalar neticesinde konik uç direnci, $q_c$'ye, bağlı olarak farklı bağıntılarla mühendislik parametreleri elde edilebilmiştir.

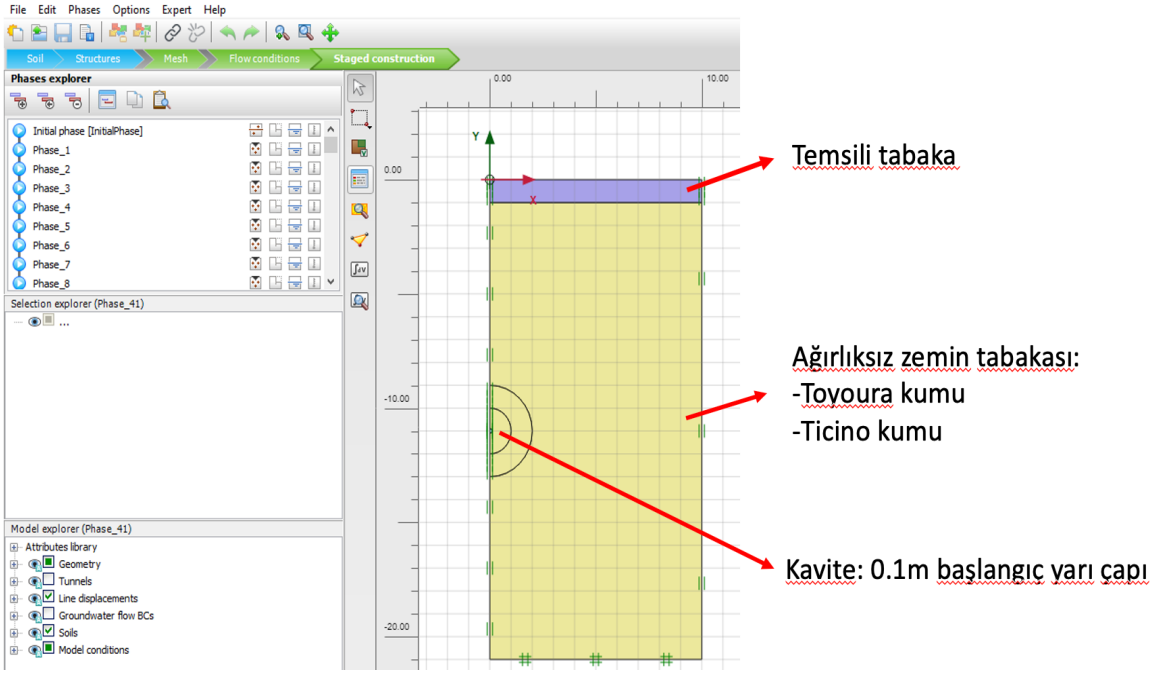
Bu çalışma kapsamında araştırmalarda yaygın olarak kullanılan Toyoura ve Ticino kumları için temel zemin mekaniği laboratuvar deneyleri ile elde edilen parametrelerle sonlu elemanlar zemin modeli oluşturulmuştur. Bu modellerde kavite genleşmesi uygulanarak farklı koşullarda limit basınç değerleri, $p_{lim}$, elde edilip buradan literatürde çalışılmış 2 farklı bağıntı sayesinde öngörülebilecek $q_c$ profilleri çıkarılmıştır. Kalibrasyon çemberi deney sonuçları ile karşılaştırılarak bağıntıların performansı görülmüştür.

# 2. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE KONİK UÇ DİRENÇ HESAPLANMASI

Çalışmanın bu kısmında sonlu elemanlar modeli oluşturulmasında ve analizlerinde PLAXIS 2D v2023.1.0.136 kullanılmıştır.

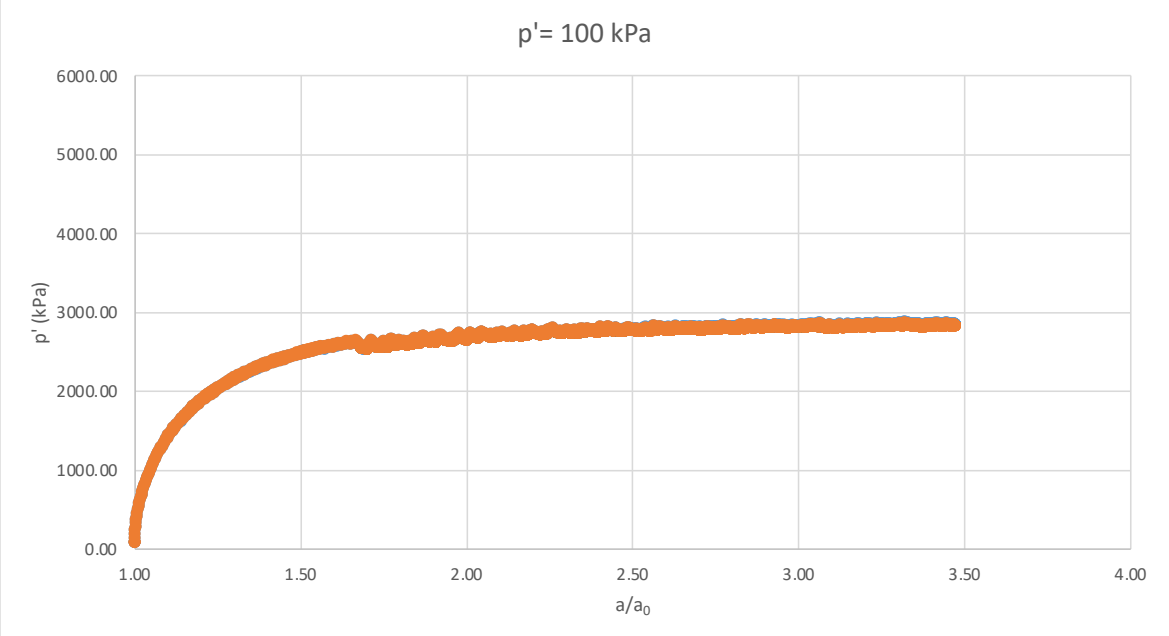
## 2.1 Sonlu Elemanlar Modelinin Oluşturulması

Analizler aksisimetrik koşullar açısından yapılmıştır. Şekil 1'de gösterilen model, her biri 15 düğüm ve 12 Gauss stres noktası içeren üçgen elemanlardan oluşturuldu. Örgü (mesh) alanının yüksekliği 21 m ve yarıçapı 10 m olarak belirlendi. Modelin alt kısmında yatay ve dikey yer değiştirmeler sabitlendirilirken, sağ ve sol kenarlarda yalnızca yatay yer değiştirmeler sabitlenmiştir. Sol sınır aynı zamanda modelin eksenidir. 20 m yüksekliğindeki ağırlıksız zemin tabakası üzerine 1 m kalınlığında temsili (dummy) tabaka yerleştirilmiş, bu da zemin katmanının orta derinliğindeki boşluk etrafındaki gerilme durumunun ayarlanmasında kolaylık sağlamıştır. Örgü geometrisini değiştirerek boşluğun konumunu yeniden düzenlemek yerine, temsili tabakanın birim hacim ağırlığını değiştirmek, kavite seviyesinde istenilen basınç büyüklüklerinin belirlenmesine izin verir. İstenilen basınç değerleri, analiz edilen kumun profil derinliği boyunca maruz kalacağı gerilme durumunu temsil eder.




Şekil 1. Sonlu Elemanlar yöntemiyle laboratuvar kumlarında kavite genleşme modeli kurulması

Aksisimetrik modelin orta derinliğinde oluşturulan 0.1 m yarı çapına sahip lineer elastik tanımlanan yarım dairenin her bir fazda hacimsel olarak %3 genleşmesi suretiyle gerçekleştirilen analizlerde, yarım dairenin içerisinde seçilen 10 adet düğüm noktası ve 9 adet stres noktasında ölçülen efektif basınç-deplasman eğrileri elde edilmiştir. Şekil 2'de tek bir zemine ait tek bir derinlik için oluşturulan modelin analiz sonucunda elde edilen eğri görülmektedir. Burada zeminde temsili oluşturulan derinlikte elde edilebilecek limit basınç, $p_{lim}$, değeri 2870 kPa olarak gözlemlenmektedir. Bu işlem üç eksenli deney sonuçları ve sıkılıkları bilinen Toyoura ve Ticino kumlarının Pekleşen-Zemin Modeli ile tanımlanmış tabakalarında her 1 m'lik derinliği temsil eden artan derinliklerdeki zemin gerilmeleri oluşturularak tekrar edilmiştir.




Şekil 2. Kavite genleşme analizi sonucu elde edilen basınç-deplasman eğrisi

Her iki kum için elde edilen $p_{lim}$ değerleri Eşitlik 1 ve Eşitlik 2 kullanılarak $q_c$ değerlerine ulaşılmıştır.

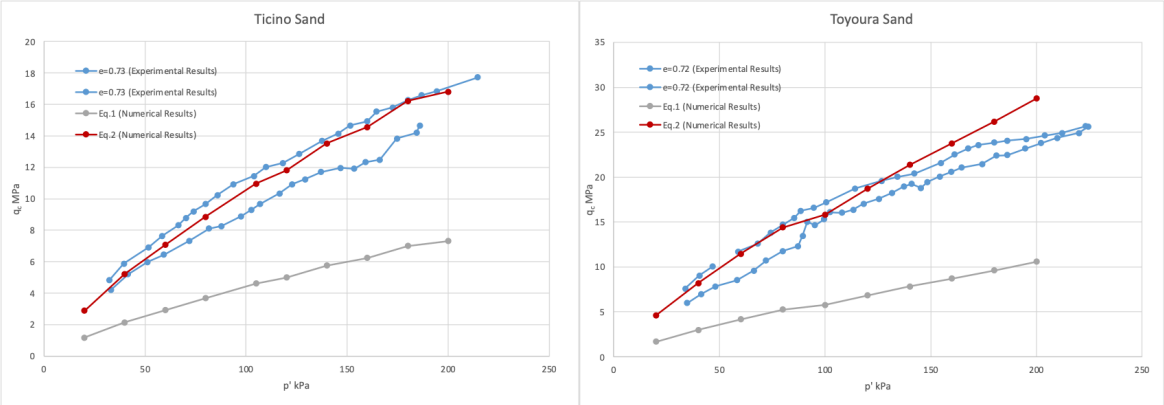
$$q_c = p_{lim} \times (1 + tan\varphi'.tan60°) \quad (1)$$

$$q_c = p_{lim} \times k_q = p_{lim} \times \left(1.5 + \frac{5.8(I'_D)^2}{(I'_D)^2+0.11}\right) \quad (2)$$

Burada basınca bağlı sıkılık indisi Cudmani & Osinov (2001) tarafından, $I'_D$ = ($e_c$-e)/($e_c$-$e_d$) şeklinde tanımlanmıştır. $e_c$ ve $e_d$ sırası ile kritik durum boşluk oranı ve maksimum yoğunluktaki boşluk oranını temsil etmektedir.

### 2.2 Öngörülen $q_c$ Değerlerinin Karşılaştırılması

Şekil 3'teki grafiklerde Ticino ve Toyoura kumlarının Fioravante & Giretti (2015) tarafından yapılan kalibrasyon çemberi deneyleri ile elde edilen $q_c$ değerleri ve sonlu elemanlar modeli analizleriyle elde edilmiş $q_c$ değerleri görülmektedir. Burada her bir kum için Eşitlik 1 ve Eşitlik 2 yardımıyla elde edilmiş $q_c$ değerleri ayrıca gösterilmiştir.




Şekil 3. Ticino ve Toyoura kumları için deneysel ve nümerik yollarla elde edilen $q_c$ değerleri

Elde edilen sonuçlar Eşitlik 2 yardımıyla elde edilen $q_c$ değerlerinin her iki kum için de deneysel elde edilen sonuçlara çok yakın sonuçlar verdiği görülmektedir.

## 3. SONUÇLAR

Toyoura ve Ticino kumları sonlu elemanlar programı yardımıyla Pekleşen-Zemin modeli kullanılarak tanımlanması ile farklı basınç ve sıkılık değerleri için kavite genleşme analizleri yapılmıştır. Buradan elde edilen limit basınç ($p_{lim}$) değerleri ile iki farklı geçiş bağıntısı kullanılarak konik uç direnç değerlerine ulaşılmıştır. Aynı kumların literatürde çalışılmış kalibrasyon çember deneyleri ile elde edilmiş $q_c$ değerleri ile karşılaştırılması yapılmış farklı geçiş bağıntılarının performansı gözlemlenmiştir. Buna göre Cudmani & Osinov (2001) tarafından öne sürülen geçiş bağıntısıyla elde edilen değerler her iki kum için deneysel sonuçlar ile yüksek uyumluluk göstermiştir.

## KAYNAKLAR

Bishop, R. F., Hill, R., ve Mott, N. F. (1945), "Theory of Indentation and Hardness Tests", *Proc Phys Soc*, *57*(3), 147.

Cao, L. F., Teh, C. I., ve Chang, M. F. (2001), "Undrained Cavity Expansion in Modified Cam Clay I: Theoretical Analysis", *Géotechnique*, *51*(4), 323–334.

Carter, J. P., Booker, J. R., ve Yeung, S. K. (1986), "Cavity Expansion in Cohesive Frictional Soils", *Geotechnique*, *36*(3), 349–358.

Chen, S. L., ve Liu, K. (2019) "Undrained Cylindrical Cavity Expansion in Anisotropic Critical State Soils", *Géotechnique*, *69*(3), 189–202.

Cudmani, R., ve Osinov, V. A. (2001), "The Cavity Expansion Problem for the Interpretation of Cone Penetration And Pressuremeter Tests", *Canadian Geotechnical Journal*, *38*(3), 622–638.

Fioravante, V., ve Giretti, D. (2015), "Unidirectional Cyclic Resistance of Ticino and Toyoura Sands from Centrifuge Cone Penetration Tests", *Acta Geotechnica*, *11*(4), 953–968.

Huang, M., Tong, S., ve Shi, Z. (2021), "Solution For Spherical Cavity Expansion in State-Dependent Soils", *Acta Geotechnica*, *16*(6), 1773–1788.

Mo, P., Gao, X., Yang, W., ve Yu, H. (2020), "A Cavity Expansion–Based Solution for Interpretation of Cptu Data in Soils Under Partially Drained Conditions", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *44*(7), 1053–1076.

Suryasentana, S. K., ve Lehane, B. M. (2014), "Numerical Derivation of CPT-Based p-y Curves for Piles in Sand", *Geotechnique*, *64*(3), 186–194.

Suzuki, Y., ve Lehane, B. M. (2015), "Analysis of CPT End Resistance at Variable Penetration Rates Using the Spherical Cavity Expansion Method in Normally Consolidated Soils", *Computers and Geotechnics*, *69*, 141–152.

Wang, C., Zhou, H., Liu, H., ve Ding, X. (2022), "Analysis of Undrained Spherical Cavity Expansion in Modified Cam Clay of Finite Radial Extent", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, *26*(3), 952–963.

Xu, X., ve Lehane, B. M. (2008), "Pile and Penetrometer End Bearing Resistance in Two-Layered Soil Profiles", *Géotechnique*, *58*(3), 187–197.

Yu, H.S. (2000), "*Cavity Expansion Methods in Geomechanics",* Springer Netherlands.

## SEMBOL LİSTESİ

| Sembol | Açıklama | Sembol | Açıklama |
|---|---|---|---|
| $q_c$ | Konik uç direnci | $p_{lim}$ | Limit basınç |
| $I'_D$ | Basınca bağlı sıkılık indisi | $\varphi'$ | Efektif içsel sürtünme açısı |
| e | Boşlık oranı | $e_c$ | Kritik durum boşluk oranı |
| $e_d$ | Maks. Yoğunlukta boşluk oranı | | |

# ZEMİN PARAMETRE BELİRSİZLİKLERİNİN BİR BOYUTLU ZEMİN TEPKİ ANALİZLERİNDEKİ ETKİSİNİN BELİRLENMESİ

**M. Abdullah Sandıkkaya[1], Abdullah İçen[2]**

## ÖZET

Tek boyutlu zemin tepki analizleri, dinamik analizlerde zemin etkilerinin tahminleri sağladığı beklentisiyle sıkça kullanılır. Bu hipoteze göre, tepki analizindeki epistemik belirsizlik, zemin özelliklerindeki belirsizlikten kaynaklanır. Sahaya özel olasılıksal sismik tehlike analizinde (OSTA), yerel zemin büyütme faktörlerinin zemin tepki analizi yoluyla belirlenmesi standart hale gelmiştir. Sonuçta elde edilen tehlike tahminlerini etkileyen tüm epistemik belirsizlikler ile rastgele değişkenleri tespit etmek ve bunları dahil etmek önemlidir. Bu nedenle, sismik kaynak özellikleri ve zemin hareketi modelleri için mantık ağaçları oluşturmanın yanı sıra, zemin büyütme faktörleri için de genellikle alternatif kayma-dalgası hızı (VS) profilleri ve farklı modül azaltma ile sönümleme içeren dallar karakterize edilir. Bu çalışma kapsamında Monte-Carlo simülasyonu kullanılarak farklı kayma hızı dalgası profilleri ve sönümleme ile modül azalma eğrileri kullanılarak bir boyutlu zemin tepki analizleri yapılmıştır. Yapılan bu analizler sonucu epistemik belirsizlik ve rastgele değişkenliklerin zemin tepki analizinin belirsizliğine olan etkisi incelenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Eşdeğer doğrusal analiz, bir boyutlu zemin davranış analizi, epistemik belirsizlik, Monte-Carlo Simülasyonu.*

[1]Doç. Dr., Hacettepe Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, Türkiye, abdullahsandikkaya@hacettepe.edu.tr
[2]Dr. Öğr. Üyesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Munzur Üniversitesi, Tunceli, Türkiye, abdullahicen@munzur.edu.tr (Sorumlu yazar)

# 1. GİRİŞ

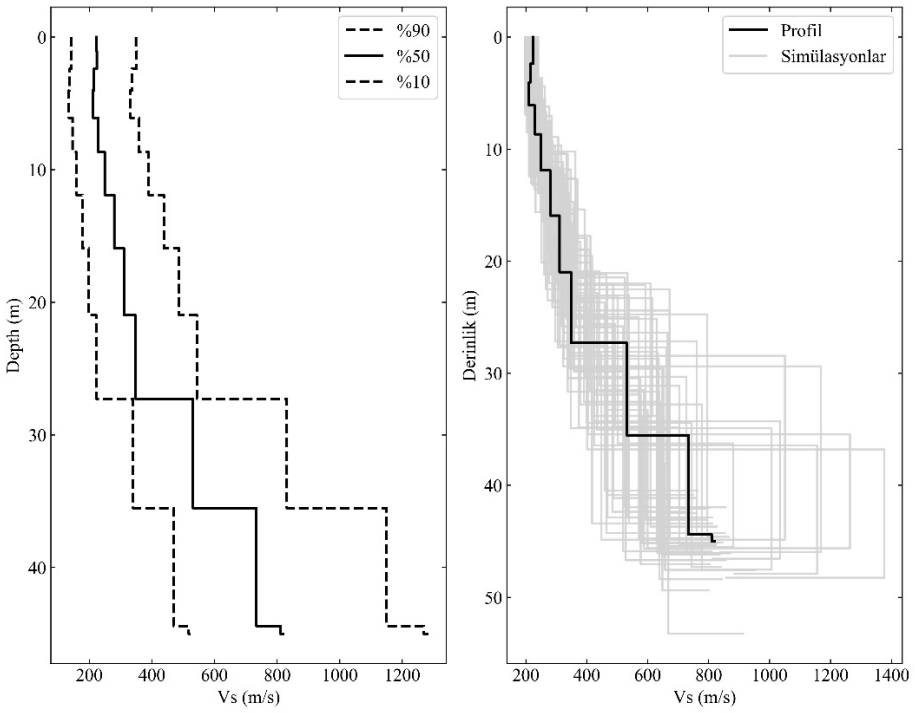
Deprem mühendisliği uygulamaları alanında, iki tür belirsizlik vardır: epistemik belirsizlik ve rasgele değişkenlik. Epistemik belirsizlik, basit bir ifadeyle, belirli bir parametre veya olay hakkında tam bilgi veya bilgi eksikliğinden kaynaklanan belirsizliği ifade eder. Bir sistemin veya sürecin belirli bir yönüyle ilgili sınırlı anlayışımız veya eksik verilerimizle ilişkili bir belirsizlik türüdür. Öte yandan, rasgele değişkenlik, doğrudan olasılık analizine dahil edilen bir parametrede ölçülen dağılımı veya değişkenliği temsil eder. Rasgele değişkenlik, gözlemlenen verilere veya ölçümlere dayanır ve sistem içindeki doğal değişkenlik olarak kabul edilir. Epistemik belirsizlik genellikle, alternatif geçerli deprem kaynak modellerini ve yer hareketi modellerini dikkate alan ve ağırlıklandıran mantık ağaçları kullanılarak olasılıksal sismik tehlike analizinde temsil edilir (Bommer ve Scherbaum 2008; Bommer 2012). Yine zemin tepki analizlerinde bu etki mantık ağacı uygulamaları ve simülasyonlar ile modellenebilmektedir (Marek et al. 2014; Marek et al. 2021). Bu çalışma kapsamında, profil sınırları ve simüle edilmiş Vs profilleri ve modül azaltma eğrileri için mantık ağacını kullanılarak alan zemin tepki analizindeki epistemik belirsizlik ve rasgele değişkenlik tanımlanmıştır.

# 2. TEK BOYUTLU EŞDEĞER DOĞRUSAL YER TEPKİSİ ANALİZİ

Bu çalışma kapsamında rastgele titreşim teorisi (RVT) yöntemini kullanılarak frekans alanında alan yanıt analizi yapan Strata (Kottke and Rathje, 2008) bilgisayar programının python kodu olan pyStrata (Kottke ve Millen, 2023) kullanıldı. Strata bilgisayar programında kullanılan RVT yönteminde, zaman alanlı giriş hareketleri kullanılmaz, bunun yerine, yalnızca genlik bilgisini içeren giriş Frekansı Genlik Spektrumuna (FAS) dayalı hesaplamalar gerçekleştirir. Bu çalışma kapsamında 1, 10 ve100 km mesafe ile 5.0 ila 8.0 arasında değişen 7 büyüklük senaryosu kullanılmıştır (Tablo 1). RVT hareketlerinin pik yer ivmesi (PGA) değerleri 0.003g ile yaklaşık 1.4g arasında değişecek şekilde simüle edilmiştir. Kayma dalgası hızı (Vs) profilinin epistemik belirsizliğini hesaba katmak için EPRI (2013) tarafından tanımlanan $\sigma_{\mu}$ln = 0.35 ile 1.28 ölçek faktörüne karşılık gelen 10., 50. ve 90. yüzdeleri hesaplanmıştır ve tesadüfi değişkenlik için Hallal ve diğerlerini (2022) kullanılmıştır. Kayma dalgası hız profillerinin (Vs) randomizasyonu aşağıda detaylı olarak açıklanmıştır. Şekil 2'de seçilen yüzdelikler için Vs profilleri (solda) ve temel durum için simüle edilmiş 50 Vs profilleri (sağda) gösterilmiştir. Burada sol sütun epistemik belirsizlik bölgelerini temsil ederek bizim sınırlı bilgimizi veya verilerimizi gösterirken, sağ sütun sistemin doğasında var olan değişkenliği ifade eden rastlantısal değişkenliği gösterir. Yapılan analizlerde ortalama profile ek olarak üst ve alt sınırlar için simüle edilmiş profillerin de oluşturulmuş ve toplam 150 profili kullanılmıştır ancak karışıklığa sebep olmaması için şekilde gösterilmemiştir. Modül azaltma eğrileri için Darendeli (2001) modeli kullanılmış olup, eğriler, özellikle Groholski vd. (2016) tarafından önerilen Genel Karesel/Hiperbolik (GQ/H) model tarafından açıklanan yaklaşım izlenerek, DeepSoil'de kullanılan yerleştirme prosedüründen elde edilen parametreler kullanılarak oluşturulmuştur. Belirlenen bu profilleri kullanılarak ayrıca rastgele modül azaltma eğrileri oluşturulmuş ve bunlar her bir profile atanmıştır.

### 2.1. Zemin Profillerinin Simülasyonu

Kayma dalgası hızı (Vs) profillerinin rasgele dağılımı genellikle bir Monte Carlo simülasyonları kullanılarak yapılmaktadır. Toro (1995) modeli, bu amaç için mevcut olan en eski ve en sistematik istatistiksel yaklaşımlardan biridir. Bu yöntem, profildeki katmanların kalınlıklarını rastgele belirleyen, sırasıyla ana kayanın derinliğinde varyasyonlar ortaya koyan ve sırasıyla toprak katmanları içindeki Vs'deki değişkenliği simüle eden katmanlama modeli, ana kaya modeli ve hız modeli olmak üzere üç temel bileşeni içerir. Monte Carlo simülasyonları, bu bileşenleri kullanarak, sismik analiz uygulamalarında katman kalınlıkları, ana kaya derinliği ve Vs ile ilişkili belirsizlikleri etkili bir şekilde açıklayan rastgele değerlere sahip Vs profillerinin oluşturulmasına izin verir. Fakat Toro (1995) modeli, herhangi bir kısıtlama olmadan uygulandığında, katman kalınlıklarının ve Vs'nin bağımsız rasgele dağılımı nedeniyle Vs'de önemli farklılıklara ve gerçekçi olmayan simülasyonlara yol açabilir. Hallal vd. (2022), Toro'nun (1995) bazı kısıtlamalarla profil randomizasyonu için geliştirilmiş bir model önermişilerdir. Bu model, rastgeleleştirme için üst ve alt sınırlar uygular ve sınırların dışında kalan modelleri yeniden simüle eder. Şekil 1'de analizlerde kullanılan istasyon için rasgele profili görülmektedir, yapılan analizlerde 150 simüle edilmiş profil kullanılmıştır (sınır başına 50 simülasyon).



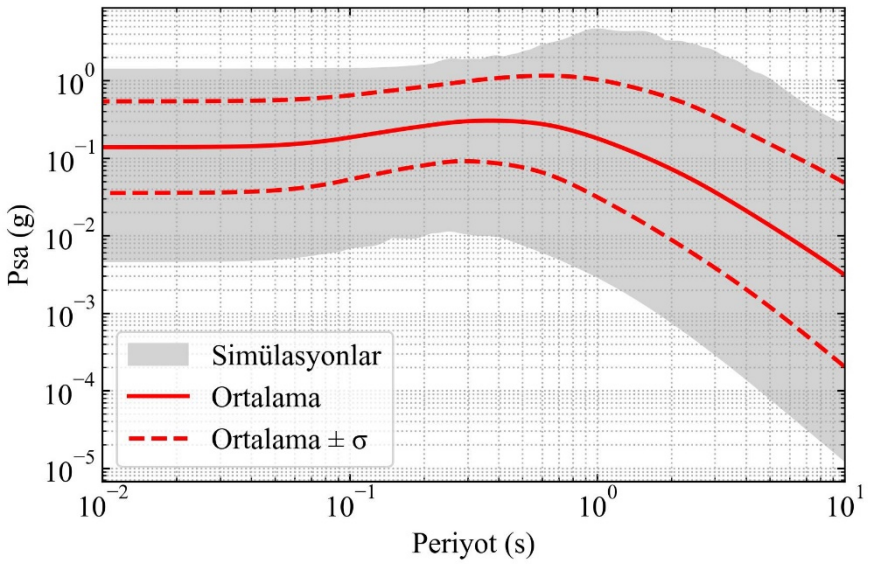

Şekil 1. Epistemik belirsizliği (solda) ve 3124 istasyonu ve temel durum profilini (sağda) açıklamak için kullanılan temel durum (50.), üst (90.) ve alt (10.) sınırlara sahip Vs profilleri.

Tablo 2. RVT ile yer hareketi tanımları için kullanılan deprem senaryoları

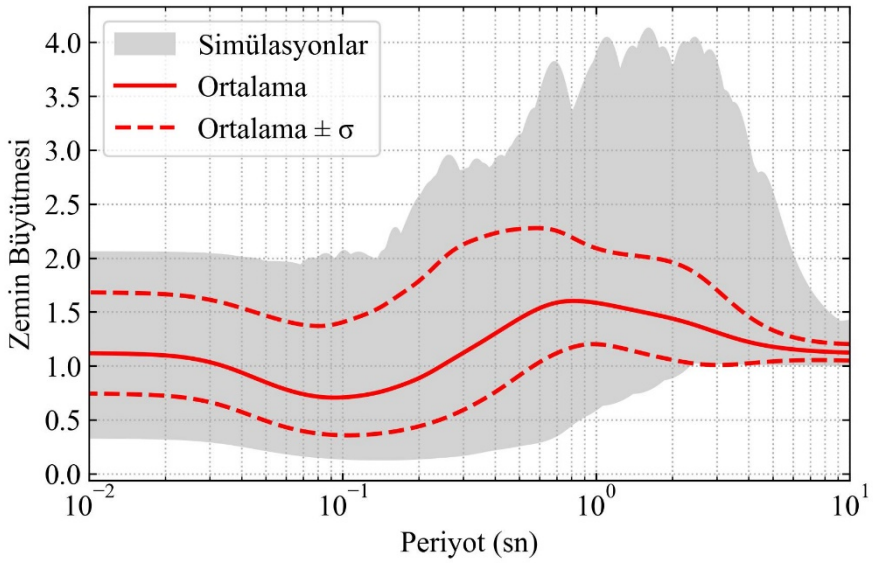
| $M_w$ | Mesafe (km) | PGA (g) |
|---|---|---|
| 5 | 100 | 0.00 |
| 5.5 | 100 | 0.01 |
| 6 | 100 | 0.01 |
| 6.5 | 100 | 0.02 |
| 7 | 100 | 0.03 |
| 7.5 | 100 | 0.04 |
| 8 | 100 | 0.07 |
| 5 | 10 | 0.07 |
| 5.5 | 10 | 0.12 |
| 5 | 1 | 0.13 |
| 6 | 10 | 0.18 |
| 5.5 | 1 | 0.21 |
| 6.5 | 10 | 0.28 |
| 6 | 1 | 0.32 |
| 7 | 10 | 0.40 |
| 6.5 | 1 | 0.47 |
| 7.5 | 10 | 0.58 |
| 7 | 1 | 0.69 |
| 8 | 10 | 0.81 |
| 7.5 | 1 | 0.98 |
| 8 | 1 | 1.38 |

## 3. SONUÇLAR

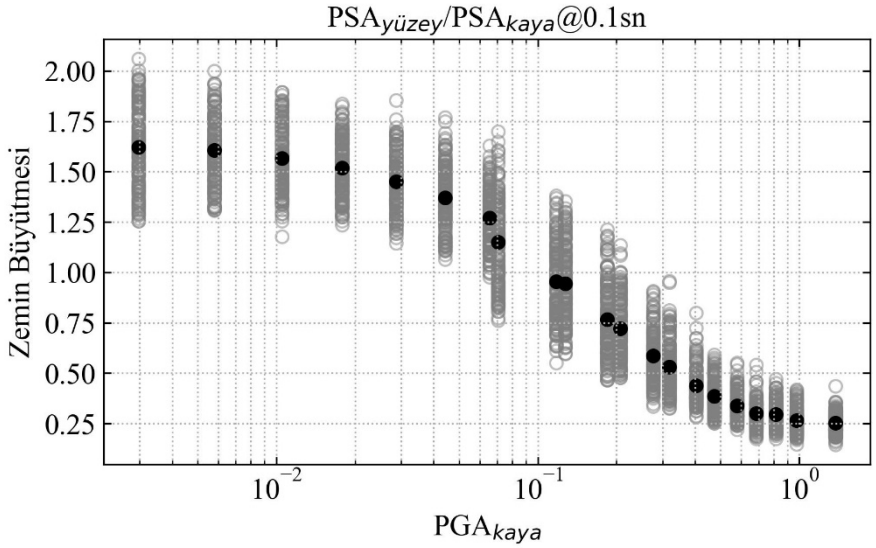
21 yer hareketi seviyesi ve 150 Vs profili kullanarak her saha için 3150 simülasyon gerçekleştirilmiştir. Yapılan simülasyonlardan tepki spektrumunu ve saha amplifikasyonları ($PSA_{yüzey}/PSA_{kaya}$) ve bu simülasyonların ortalama ile standart sapması hesaplanmıştır. Şekil 3'te 283 $V_{S30}$ değerlerine sahip olan Hatay-Antakya (3124) istasyonu için ortalama ve ±σ simülasyon aralıklarını gösterilmiştir. Şekil 4 ve Şekil 5, doğrusal olmayan etkileri değerlendirmek için kullanılan yer hareketi yoğunluk seviyelerinden elde edilen sonuçlar görülmektedir. Ek olarak, Şekil 5'te kayada (PGAkaya) her giriş yer hareketi için simülasyonların ortalaması sunulmuştur. Şekil 4 ve Şekil 5'te gözlemlendiği üzere sahanın düşük $V_{S30}$ değerlerine sahip olması sebebi ile 0.02g'den büyük yer ivmesi için doğrusal olmayan davranış gözlemlenmiştir. Yine $V_{S30}$ değeri daha yüksek olan zeminlerde bu eşik değerin yüksek olduğu gözlemlenmiş fakat bu çalışma kapsamında değerlendirilmemiştir. Yapılan analizlerin doğrusal olmayan analiz çözümleri ile kıyaslanması ve bu ivme değerinden büyük kaya ivmesi tanımlanması durumu için karşılaştırılması gerekmektedir. Fakat benzer simülasyon analizlerinin doğrusal olmayan zemin tepki analizi programlarında kapsamlı bir analiz yürütmeyle ilgili zorluklar nedeniyle, gözlemlenen veriler bu zeminin doğrusal olmayan davranışını tetikleyen $PGA_{kaya}$ değerinden küçük ivmelerde kullanılması anlamlı bir karşılaştırmaya izin vereceği belirlenmiştir. Olasılıksal sismik tehlike analizlerine zemin tepki spektrumu belirsizliklerinin katılmasının, genellikle nükleer santraller gibi önem arz eden yapılarda kullanılması ve bu yapıların inşa alanının genellikle yüksek kayma dalgası hızı ortalamasına sahip olacak şekilde seçilmesi nedeniyle yöntemin uygulanması pratiklik açısından büyük avantaj sağlamaktadır.



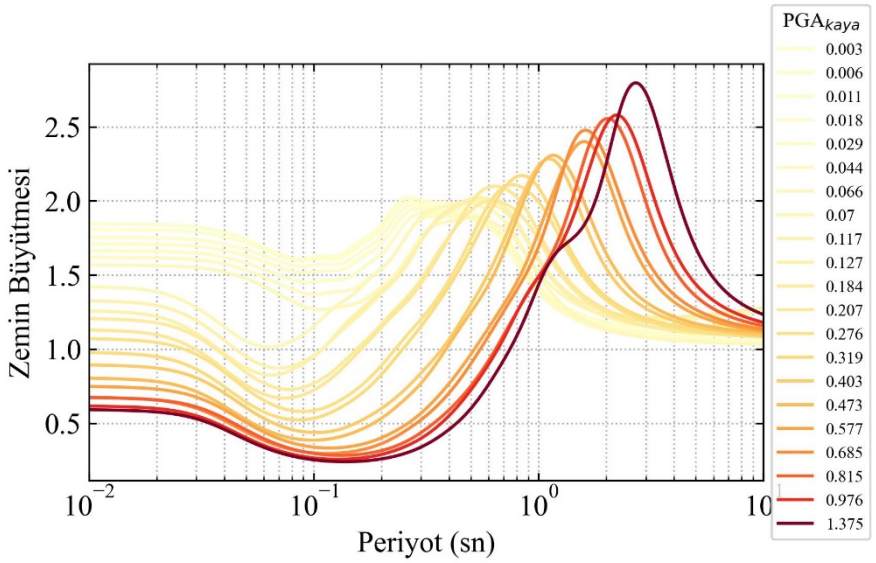

Şekil 2. Analizler sonucunda yüzeyde elde edilen spektrumunun standart sapma içindeki değişimi.




Şekil 3. $PSA_{yüzey}/PSA_{kaya}$ oranlarının periyotla karşılaştırılması. Taralı alan simülasyonlar sonucunda elde edilen en büyük ve en küçük değerleri, kırmızı çizgi simülasyonların ortalamasını, kesikli çizgiler ise standart sapma aralığını göstermektedir.




Şekil 4. Kayadaki yer hareketine göre 0,1 saniyedeki PSAyüzey/PSAkaya oranları. Gri daireler, her simülasyon için amplifikasyonu gösterirken siyah daireler, belirtilen yer hareketi seviyesi için ortalamayı göstermektedir.




Şekil 5. Tanımlanan her $PGA_{kaya}$ değeri için simülasyonların ortalaması için $PSA_{yüzey}/PSA_{kaya}$ oranlarının periyotla değişimi.

## KAYNAKLAR

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.

Groholski, D., Hashash, Y., Kim, B., Musgrove, M., Harmon, J., Stewart, J. (2016), "Simplified Model for Small-Strain Nonlinearity and Strength in 1D Seismic Site Response Analysis", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 04016042.

Hallal, M.M., Cox, B.R., Foti, S., Rodriguez-Marek, A., Rathje, E.M. (2022), "Improved implementation of travel time randomization for incorporating Vs uncertainty in seismic ground response", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 157, 107277.

Kottke, A. R., and Rathje, E. M. (2008). "Technical manual for Strata." Report No.: 2008/10. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kottke, A., Millen, M. (2023). arkottke/pystrata: v0.5.2 (v0.5.2). Zenodo. https://doi.org/10.5281/zenodo.7551992

Rodriguez-Marek, A., Bommer, J.J., Youngs, R.R., Crespo, M.J., Stafford, P.J., Bahrampouri, M. (2021), "Capturing epistemic uncertainty in site response", Earthquake Spectra, 37 (2), 921-936.

Rodriguez-Marek, A., Rathje, E.M., Bommer, J.J., Scherbaum, F., Stafford, P.J. (2014), "Application of single-station sigma and site-response characterization in a probabilistic seismic-hazard analysis for a new nuclear site", Bulletin of the Seismological Society of America, 104 (4), 1601-1619.

Toro, G.R. (1995), "Probabilistic models of site velocity profiles for generic and site-specific ground-motion amplification studies", Technical Report No. 779574, Brookhaven National Laboratory, Upton, NY.

# YANAL DOĞRULTULU KOMPAKSİYON PROBU GELİŞTİRİLMESİ

## DEVELOPMENT OF A COMPACTION PROBE ALONG LATERAL DIRECTION

**Muhammed Sefa UCUN[1], Rana Gizem YALINIZ[2], Burak EVİRGEN[3]**

## ÖZET

Yetersiz taşıma kapasitesi, aşırı oturma davranışı ve sıvılaşma potansiyeli gibi sorunların gözlendiği zeminlerde iyileştirme yöntemlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Zeminin mekanik ve geoteknik parametrelerinin iyileştirilmesi için çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri kullanılmaktadır. Çalışma kapsamında mekanik iyileştirme yöntemlerine alternatif olması planlanan özgün yanal tokmaklama yöntemi geliştirilmiştir. Yöntem, standart bir sondaj kuyusuna iletilen prop sayesinde yanal doğrultuda zemin sıkılığının artırılması prensibine dayanmaktadır. Eksantrik krank mili, merkezi dağıtıcı, kanat bağlantı elemanları, tokmaklama kanadı, ana iskelet, delici uç ve koruyucu kumaştan oluşan bu prop, dönme hareketini krank mili yardımıyla tokmaklama hareketine dönüştürmektedir. Üç farklı rölatif sıkılık değerindeki kumlu zeminde, merkezden merkeze delgi çapının 3, 4 ve 5 katı aralıklarla iyileştirme yapıldıktan sonra, büyük ölçekli plaka yükleme deneyleri ve kum konisi deneyleri gerçekleştirilmiştir. Taşıma kapasitesi ve zemin sıkılığındaki değişimler sunulmuştur. Delgi çapının 3 katı aralıklarla iyileştirme sonrası %30 rölatif sıkılığa sahip zeminde rölatif sıkılık %60 değerlerine yükselmiş ve zemin yüzeyindeki taşıma kapasitesinde 6 kata kadar artışlar gözlenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Yanal kompaksiyon, Mekanik zemin iyileştirme, Rölatif sıkılık, Taşıma kapasitesi, Plaka yükleme deneyi*

## ABSTRACT

Soil improvement methods are required in soil where problems such as low bearing capacity, excessive settlement and liquefaction potential. Several soil improvement methods are used to improve geotechnical parameters of soil. In this study, a novel lateral tamping method was presented as an alternative to mechanical improvement methods. The method is based on the principle of increasing soil density in lateral direction via a probe which pushed into standard borehole. The tamping probe converts the cyclic motion into tamping action along the lateral direction with the help of crankshaft and it consist of these parts; eccentric crankshaft, central distributor, vane fasteners, tamping vanes, main frame, drill bit and protective fabric. After improvement at intervals of 3, 4 and 5 times the diameter of drilling from center to center, the large scaled plate loading tests and sand cone tests were performed on sandy soils with three different relative density values. The change in bearing capacity and relative density values of soil were presented. Due to lateral tamping with the intervals of 3 times the drilling diameter, 30% of increment was achieved in relative density compared to the pre-improvement cases, plus enhancement up to 6 times in terms of soil bearing capacity.

***Keywords:*** *Lateral compaction, Mechanical soil stabilization, Relative density, Bearing capacity, Plate loading test*

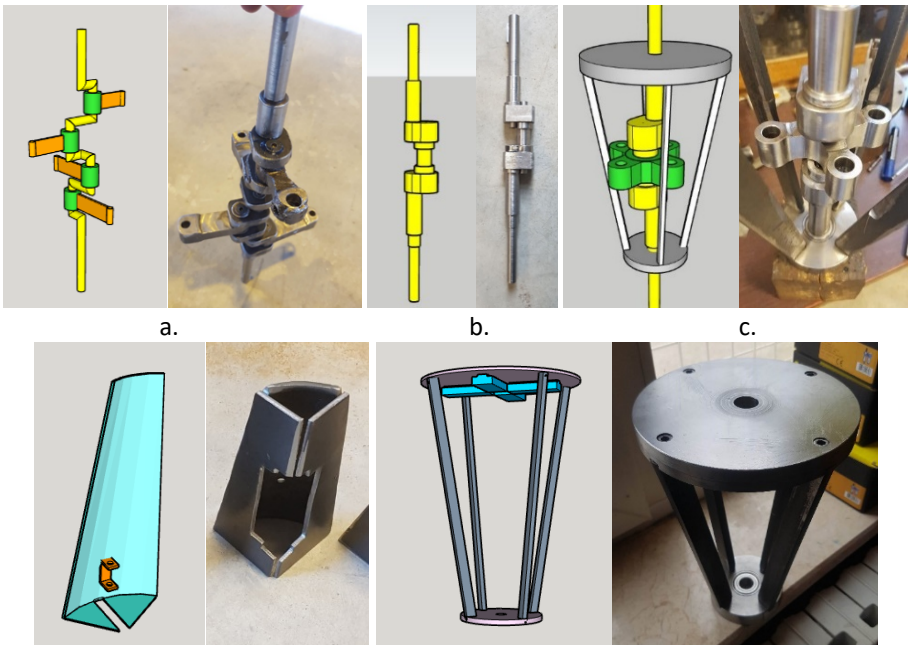
[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, ucunmsefa@gmail.com (Sorumlu yazar)
[2] İnşaat Mühendisi, Eskişehir Teknik Üniversitesi, gizem.yaliniz@gmail.com
[3] Doçent Doktor, Eskişehir Teknik Üniversitesi, burakevirgen@eskisehir.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Artan nüfusa bağlı olarak gelişme gösteren yapılaşma sürecine karşın, imara açık olan bölgelerdeki zeminlerin yeterli taşıma gücüne sahip olmaması ve oturma seviyelerinde görülen ciddi artışlar sebebiyle zemin iyileştirmeye daha fazla ihtiyaç duyulmaktadır. Özellikle gevşek, organik ve dolgu zeminlerde yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu durumlarda iyileştirme kaçınılmaz hale gelmektedir. İyileştirme işleminde genel amaç; mevcut gevşek veya yumuşak zeminin boşluk oranının azaltılmasıyla birlikte zeminin birim hacim ağırlığının arttırılmasıdır. İyileştirme işlemi kimyasal veya mekanik olabilir. Kimyasal zemin iyileştirmede zemine kireç, uçucu kül, çimento veya bitüm karıştırılarak zeminin plastisitesi azaltılıp daha stabil hale getirilmektedir. Mekanik iyileştirmede ise dinamik kompaksiyon, vibrokompaksiyon, vibroflotasyon gibi yöntemler mevcuttur (Ucun, 2023). Kompaksiyon; zemin özelliklerini arttırmak amacıyla mekanik enerji uygulanması sonucunda zemindeki boşlukların azaltılıp danelerin birbirine yaklaştırılması prensibini içerir. Bu sayede, zemindeki oturma potansiyeli azaltılmakta, zeminin dayanımı artırılmakta ve zemindeki hacmin azalması sebebiyle içeriğindeki su kaybına bağlı büzülme davranışı da azalmaktadır (Bowles, 1984). Arazide silindirlerle yapılan mekanik stabilizasyon sürecinde yüksek hacimde kazı-dolgu gerekmekte ve sadece yüzeysel iyileştirme sağlanmaktadır (Scott vd., 2021). Halihazırda sektörde kullanılagelen vibrasyonlu özel proplar ise tecrübe gerektirmesinin yanı sıra devasa güç ünitelerine ihtiyaç duymaktadır (Nagula vd., 2021; Gao vd., 2020; Sugianto vd., 2020). 15-40 ton ağırlığa sahip geniş tabana sahip çelik ağırlıkların 10-30 m yükseklikten düşürülmesi neticesinde uygulanan dinamik kompaksiyon da gürültü ve sarsıntı oluşturması sebebiyle şehir içinde kullanılamamakta ve ani boşluk suyu basıncı artışı gibi ikincil etkileri bulunmaktadır (Moon vd., 2019; Tarawneh vd., 2017; Feng vd., 2015). Dolayısıyla diğer zemin iyileştirme uygulamalarında olduğu gibi mekanik etkiye bağlı iyileştirme yapılan yöntemler de kullanılan ekipman ve sınır koşulları dahilinde belirli zeminlerde sadece etkili derinliklere kadar uygulanabilmektedir. Bu çalışmada ise yanal doğrultuda iyileştirme sağlayan özgün bir mekanik zemin iyileştirme yöntemi geliştirilmiştir.

## 2. PROP ÜRETİM AŞAMALARI

Konik formda üretilen ve hareketli kanatlar içeren yanal probun ana unsurunu oluşturan krank milinin dönmesiyle tetiklenen plakaların ileri geri hareketinin çalışabilirliğini test etmek amacıyla ilk olarak probun üç boyutlu konsept prototipinin PLA (polilaktik asit) ve PETG (polietilen tereftalat glikol) filamentleri ile üç boyutlu yazıcından çıktıları alınmıştır. Prop tasarımındaki parçaların ayrı ayrı SketchUp programı ile çizimleri yapıldıktan sonra uygun baskı kalitesi, basım sıcaklığı ve katman detayları seçilerek çıktılar tamamlanmıştır. Bahsi geçen prototip sayesinde uygulama sırasında öngörülemeyen problemler çözülmüştür. Sonraki aşamada çelikten üretilen ve "Yanal Kompaksiyon Amaçlı Eksantrik Tokmaklama Probu" başlığıyla patent başvurusu yapılan buluşa ilişkin detaylar aşağıda açıklanmıştır (Evirgen vd., 2023). Krank mili (sarı), motor veya sondaj makinesi ile verilen dönme hareketini yanal harekete çeviren ve bu sayede kanatların zemini sıkıştırmasını sağlayan çelikten mamul ana unsurdur (Şekil 1.a-b). Milin üst ucu sondaj makinesine, alt ucu ise delici uca uygun bağlantı detayına sahiptir. Deneysel uygulamada kullanılan toplam mil boyu 40 cm olmakla birlikte dış merkezli çıkıntıların her biri merkezden 16 mm uzaklıktadır. Krank mili bakım için sökülebilir şekilde vidalı üretilmiştir. Kanat sayısına göre dört veya tek çıkıntılı tasarımlara monte edilmesi suretiyle dönme hareketine izin veren rulman veya yüzükler (yeşil), iç kısımdaki eksantrik mil ile koordineli biçimde hareket ettirilmektedir. Bir ucundan yüzüklere sabitlenmiş kanat bağlantı elemanları (turuncu) mil ile prop kanatları arasındaki mesafeyi ayarlamakta ve yanal hareket miktarı belirlerken, diğer ucundaki pim yuvası sayesinde tokmaklama kanatlarındaki kulaklara bağlanmaktadır. Probun dış yüzeyi konik formda olduğu için kanat bağlantı elemanlarının uzunluğu ve kanat iç yüzeyindeki konumu değişkenlik göstermektedir. Her bir kanat için dört çıkıntı bulunan mil tasarımında karşılıklı kanatlar aynı anda açılırken, merkezi dağıtıcı (Şekil 1.c) bulunan tek çıkıntılı tasarımda kanatlar sıralı açılıp kapanmaktadır. Kapalı konumdayken probun dış yüzeyine sıfır şekilde konik form oluşturan çeyrek daire formundaki çelik tokmaklama kanatları (turkuaz), delgi sırasında zeminde açılan kuyunun iç yüzeylerine vurarak yatay doğrultuda dinamik kompaksiyon sağlamaktadır (Şekil 1.d). Bu sayede, gevşek zemini sıkıştıran çelik plakalar rölatif yoğunluğu arttırarak zeminde iyileştirme sağlamaktadır. 90°'lik yanal doğrultularda simetrik konumlandırılan dört adet eş tokmaklama kanadı, konik formu sağlamak amacıyla yatayla 10° açı yapmakta ve her doğrultuda toplam 32 mm hareket payına sahiptir. Kanatların iç yüzeyinde uygun konumlarda krank bağlantı elemanlarının sabitleneceği kulaklar (turuncu) bulunmaktadır. Krank mili ile kanatları uygun konumda tutan ve kanatların hareketini sağlayan rayları (mavi) içeren çelik ana iskelet Şekil 1.e'de verilmiştir.



a. b. c.

d. e.

Şekil 1. Yanal kompaksiyon probu bileşenleri; a. Dört çıkıntılı krank mili, b. Tek çıkıntılı krank mili, c. Merkezi dağıtıcı, d. Kanat detayları ve e. Ana iskelet

Ana iskeletin yüksekliği 23 cm iken, sırasıyla üst ve alt ve disklerin çapları 16 ve 8 cm'dir. Krankın çıkarılıp takılabilmesi için alt ve üst disklere direkler için yuvalar yapılmış bu yuvalara geçirilen direkler vidalarla sabitlenmiştir. Hem zeminde delgiyi sağlamak hem de delgi sırasında gevşeyen zemini tokmaklama kanatlarının önüne iletmek için probun alt ucuna helezon formundaki delici uç yerleştirilmiştir (Şekil 2.a). Krank parçalarının arasına zemin kaçmasını engellemek ve kanatları bir arada tutarak stabil bir hareket sağlamak için açık kısımlara öncelikle şambrel sabitlenmiş (Şekil 2.b) ve üzerine piyasadaki en sağlam kumaş olan aramid kumaştan dikilen özel çadır geçirilmiştir (Şekil 2.c).



a. b. c.

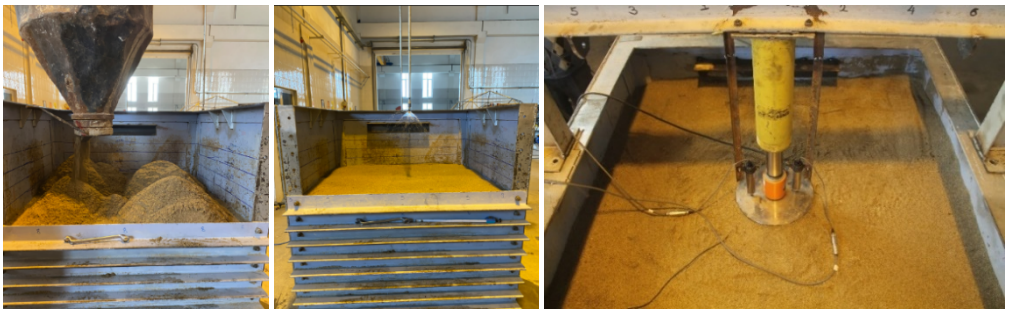
Şekil 2. Genel prop görünümü; a. Çelik tasarım, b. Şambrel monteli prop ve c. Aramid kumaş geçirilmiş prop

Prop üretim sürecinde iyi derecelenmiş kum (SW), düşük plasitisiteli kil (CL) ve kötü derecelenmiş kum (SP) tipi zeminlerde denemeler yapılmıştır. SW tipi zemin içerisinde iri çakıllar bulunması, killi zeminde ise kanat yüzeylerine kil yapışması sebebiyle verimli delgi sağlanamamıştır. Dinamik kompaksiyon uygulamalarında önerildiği üzere yaklaşık %10 su içeren SP tipi zeminde istenen kuyu oluşturulmuş ve efektif sıkıştırmanın yapılabildiği görülmüştür. İlk üretilen probun krank boyutları ve ray-kanat birleşimleri zayıf olduğu için kumlu zemin içerisinde artan yanal toprak basınçlarına karşı koyamadığından kanatlarda doğrultu bozukluğu ve buna bağlı olarak raydan çıkma ile eğilmeler meydana gelmiştir. İkinci üretim probun krank milinde ve kanat-krank bağlantı elemanlarında daha kalın parçalar kullanılmış, kanatlardaki doğrultu sapma problemi ray elemanlarda silindir rulman kullanılarak çözülmeye çalışılmıştır. Ancak yine krank milinin birleşim noktalarında kırılmalar görülmesi sebebiyle dört çıkıntılı krank mili konsepti değiştirilerek tek çıkıntılı krank mili içeren üçüncü prop üretimine geçilmiştir. Ayrıca "T" ray sistemi kaldırılıp kanatlara plakalar kaynaklanarak (Şekil 1.d-sağ), ana iskelet sistemindeki kılavuz lamalar üzerinde istenen yönde kasılma olmadan hareket

sağlanmıştır. Bu üretimde krank mili bir tur attığında her bir kanadın ayrı ayrı açılması sağlanmış böylece motora ve kranka fazla yük binmeden dört doğrultuda 50 cm derinlikte yanal yönde iyileştirme yapılabilmiştir.

## 3. DENEYSEL MODELLEME

Deneme çalışmalarında gözlendiği üzere kötü derecelenmiş kumda (SP) en verimli delgi sağlandığı için deneylerde, tek tip gradasyona sahip ve %99,4 oranında silis kumu içeren bu zemin kullanılmıştır. Gerçekleştirilen elek analizi sonucu üniformluk katsayısı ($C_u$) 1,88 hesaplanırken, eğrilik katsayısı ($C_c$) 1,25 bulunmuştur. Dane özgül ağırlığı ise 2,65'tir. Kesme kutusu deneylerine göre kuru numunelerde içsel sürtünme açısı yaklaşık 35° hesaplanırken, nemli numunelerde 30° civarında olduğu görülmüştür. Deneyler sırasında öngörülen üç farklı rölatif sıkılık (%30, %50 ve %70) değerlerine ulaşmak için hacmi bilinen bir kapta kuru yağmurlama yöntemiyle yapılan denemeler sonucunda zemin düşü yükseklikleri 45 cm, 60 cm ve 75 cm olarak belirlenmiş ve Şekil 3.a'daki tremi hunisi yardımıyla zemin yerleştirilmiştir. Homojen sulamayı sağlamak için yangın söndürme sistemlerinde kullanılan "sprinkler" deney düzeneğinin orta kısmına U profil yardımıyla sabitlenmiş ve 4,8 lt/dk debi sağlayan su pompası kullanılmıştır (Şekil 3.b). Yüklemeye bağlı oluşan gerilmelerin deney kutusu sınırlarından etkilenmesini önlemek amacıyla literatürdeki çalışmalarda yükleme plakası ile deney hücresi genişliği ve zemin yüksekliği arasında kritik oranlar verilmiştir. Buna göre plaka yükleme deneyi sırasında kullanılan dairesel plaka çapının 30 cm seçilmesi durumunda 150 cm birim hücre boyutuna sahip deney hücresi yeterli olmaktadır (Pokharel, 2010; Abu-Farsakh vd., 2016; Goud vd., 2020; Tafreshi vd., 2021). Plaka yükleme deney düzeneğinde zemin yüzeyinden düşey yükü sağlamak üzere 30 ton kapasiteli hidrolik piston ve yük hücresi ile plakanın üstünden veri alan 50 mm kapasiteli iki adet deformasyon ölçer kullanılmıştır (Şekil 3.c).



a. b. c.

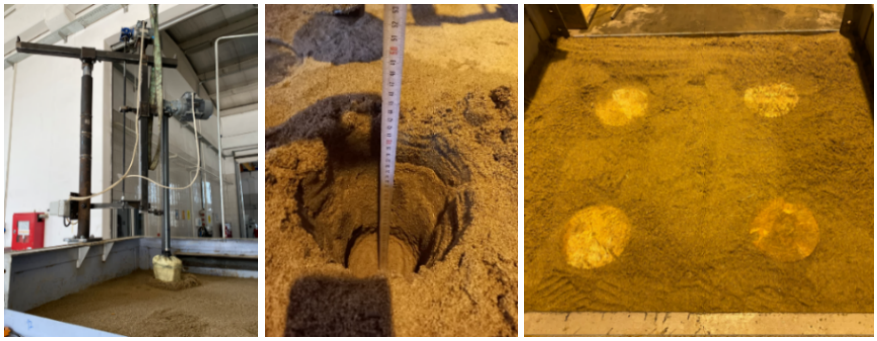
Şekil 3. a. Kuru yağmurlama, b. Su ile yağmurlama ve c. Deney düzeneği ekipmanları

Deney hücresi içerisinde tokmaklama probunun aşağı-yukarı ve sağ-sol hareketinin sağlanabilmesi için çok fonksiyonlu özel bir delgi vinci geliştirilerek (Şekil 4.a), merkezden merkeze 3D, 4D ve 5D aralıkları (D=20 cm, prop çapı) sağlayacak şekilde 60 cm, 80 cm ve 100 cm mesafelerde, 80 devir/dk dönme hızı ve 40 mm/dk düşey doğrultuda delgi hızı ile yanal kompaksiyon yapılmıştır. Her deney için dört kez tekrarlanan bu işlem sayesinde, derinliği 50 cm ve üst çapı ortalama 23 cm olan delgi yapılmış ve çalışmada farklı bir değişken istenmediğinden açılan kuyulara rijit ahşap kazıklar yerleştirilmiştir (Şekil 4.b-c). Önerilen eksantrik tokmaklama probuyla yapılan delgiler sonucunda açılan kuyulara normal şartlarda arazide granüler dolgu veya beton-betonarme kolon teşkil edilebilecektir. Ancak, rölatif sıkılık ve iyileştirme aralığının incelendiği bu süreçte farklı bir değişkenin etkisini engellemek üzere kuyulara standart ahşap kazık yerleştirilmesine karar verilmiştir. Tüm aşamalar %30, %50 ve %70 sıkılık değerlerinde 3D, 4D ve 5D iyileştirme aralıkları için tekrarlanarak toplamda 36 adet yanal tokmaklama kolonu oluşturulmuş ve nihayetinde 12 adet büyük ölçekli plaka yükleme deneyi tamamlanmıştır.

## 4. DENEY SONUÇLARI

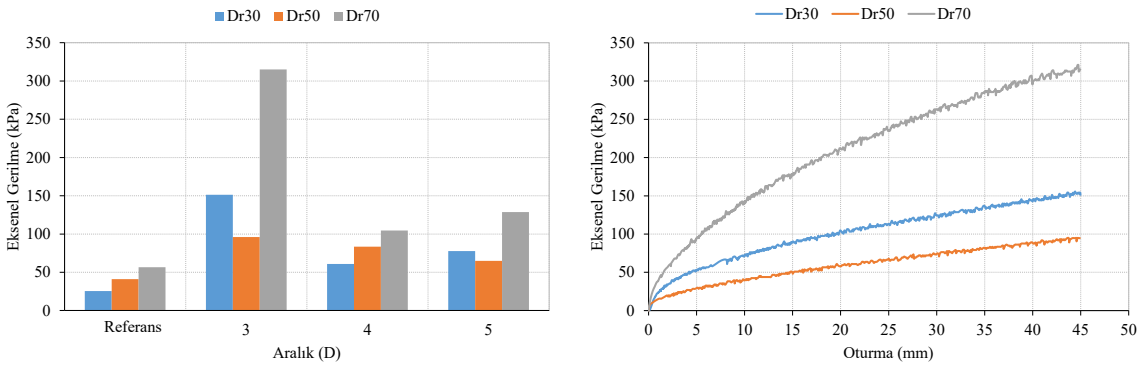
Çalışma kapsamında zemin iyileştirme öncesi ve sonrasında kum konisi deneyleri yapılmış ve iyileştirme içermeyen referans deneylere kıyasla elde edilen sonuçlara göre Tablo 1'de görüldüğü üzere uygulama aralıkları 3D olan %30 başlangıç rölatif sıkılığına sahip zeminde yaklaşık %30 sıkılık artışı gözlenmiştir. Plaka yükleme deneyleri sonucunda 45 mm oturmaya karşı gelen gerilme değerleri Şekil 5'te sunulmuştur. Söz konusu oturma mertebesinde %30, %50 ve %70 sıkılık değerleri için yapılan referans deneylerinde yüzeyde sırasıyla 25,44 kPa, 40,99 kPa ve 56,53 kPa eksenel gerilme değerleri elde edilmiştir. Sonuçlara göre sıkılık

artışıyla birlikte aynı oturma seviyesi için yaklaşık doğrusal bir eğilimle eksenel gerilmenin arttığı görülmüştür. İyileştirme sonrasında tüm durumlarda yaklaşık %60 ile %490 gibi ciddi seviyelerde taşıma kapasitesi artışı gözlenmiştir. İlgili oturma seviyesindeki en yüksek taşıma kapasitesine 315,16 kPa değeriyle kendi referans durumuna kıyasla 5,58 katlık bir artışla %70 başlangıç sıkılığında 3D mesafedeki iyileştirme neticesinde ulaşılırken, referansa kıyasla en yüksek artış 5,94 oranıyla %30 sıkılıkta 3D uygulamasında gözlenmiştir. En efektif veriler 3D aralıklı uygulamalarda meydana gelirken, 4D ve 5D aralıklı uygulamalarda etkinin azaldığı ve birbirine yakın sonuçlara ulaşıldığı görülmüştür. %50 rölatif sıkılıkta ise nispeten düşük değerlere ulaşılmıştır (Şekil 5b). Plaka yükleme deney sonuçları irdelenirken, iyileştirme yapıldıktan sonra açılan kuyulara ahşap kazıkların yerleştirildiği unutulmamalıdır.



a. b. c.

Şekil 4. İyileştirme aşamaları; a. Delgi işlemi, b. Delgi sonrası oluşan kuyu ve c. Ahşap kazıklar




a. b.

Şekil 5. a. Plaka yükleme deneylerinde 45 mm oturma seviyesine karşılık gelen gerilme değerleri ve b. 3D uygulama aralığı için elde edilen eksenel gerilme – oturma eğrileri

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, mevcut haliyle üniform kumlu sığ zemindeki iyileştirme uygulamalarında kullanılabilirliği kanıtlanmış, boyut ve kesitleri arttırıldığında ise derin uygulamalarda kullanım imkanı bulunan yanal doğrultuda dinamik kompaksiyon sağlayabilen özgün bir kompaksiyon probu tasarlanıp üretilmiştir. Söz konusu prop ile kısmen su içeren kötü derecelenmiş silis kumunda iyileştirme yapıldıktan sonra açılan kuyulara ahşap kazıklar yerleştirilerek büyük ölçekli plaka yükleme deneyleri tamamlanmıştır. Üç farklı rölatif sıkılık ve üç farklı uygulama aralığında yapılan deney sonuçları doğrultusunda taşıma kapasitesinde yaklaşık 6 katlık artış sağlaması bakımından en efektif uygulama aralığı 3D olarak belirlenmiştir. Ayrıca, 3D aralıklarla iyileştirme sonrası, %30 rölatif sıkılığa sahip zeminde yaklaşık %30 rölatif sıkılık artışı görülmüştür. Hem plaka yükleme deney sonuçları hem de kum konisi sonuçları açısından %30 ve %70 sıkılıklarda daha verimli sonuçlar elde edilmesine rağmen %50 sıkılıkta daha düşük iyileştirme seviyelerine ulaşılabilmiştir. Bu durumun, kullanılan kumun dane yapısı, yüzey pürüzlülüğü ve su içeriği gibi etkenlerin içsel sürtünme açısı, kilitlenme etkisi üzerindeki etkilerinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Çalışma sürecinde, hızlı, uygulaması kolay, çevre dostu mekanik bir zemin iyileştirme yöntemi tüm detayları ile ortaya konularak literatüre yeni ve özgün bir mekanik zemin iyileştirme yöntemi kazandırılmış ve proba dair patent başvuruları yapılmıştır.

Tablo 1. İyileştirme öncesi ve sonrası rölatif sıkılık değerleri

| Deney tipi | Rölatif Sıkılık (%) | | Artış miktarı (%) |
|---|---|---|---|
| | İyileştirme Öncesi | İyileştirme Sonrası | |
| Dr30_3D | 31,54 | 61,80 | 30,27 |
| Dr30_4D | 31,89 | 59,07 | 27,18 |
| Dr30_5D | 33,54 | 40,76 | 7,22 |
| Dr50_3D | 51,70 | 69,07 | 17,36 |
| Dr50_4D | 51,90 | 62,55 | 10,65 |
| Dr50_5D | 52,42 | 58,71 | 6,29 |
| Dr70_3D | 70,92 | 92,84 | 21,92 |
| Dr70_4D | 69,64 | 85,01 | 15,37 |
| Dr70_5D | 74,43 | 82,61 | 8,17 |
| Dr30 ort | 32,81 | 53,88 | 21,56 |
| Dr50 ort | 51,01 | 63,44 | 12,43 |
| Dr70 ort | 70,61 | 86,82 | 16,21 |

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma TÜBİTAK-1002 Hızlı Destek Programı tarafından kabul edilen 122M098 numaralı proje kapsamında desteklenmiştir.*

## KAYNAKLAR

Abu-Farsakh, M., Hanandeh, S., Mohammad, L., Chen, Q. (2016), "Performance of geosynthetic reinforced/stabilized paved roads built over soft soil under cyclic plate loads", Geotextiles and Geomembranes, 44, 845-853.

Bowles, J.E. (1984), "Physical and Geotechnical Properties of Soil", 2. Edition, McGraw-Hill.

Evirgen, B., Ucun, M. S., Yalınız, R. G., Tuncan, M. (2023), "Yanal Kompaksiyon Amaçlı Eksantrik Tokmaklama Probu (An Eccentric Tamping Probe for Lateral Compaction)", Patent başvurusu.

Feng, S., Du, F., Shi, Z., Shui, W., Tan, K. (2015), "Field study on the reinforcement of collapsible loess using dynamic compaction", Engineering Geology, 185, 105-115.

Gao, C., Du, G., Liu, S., Zhang, D., Zhang, K., Zeng, B. (2020), "Field study on the treatment of collapsible loess using vibratory probe compaction method", Engineering Geology, 274, 105715.

Goud, G. N, Ramu, B., Umashankar, B., Sireesh, S., Madhav, M.R. (2020), "Evaluation of layer coefficient ratios for geogrid-reinforced bases of flexible pavements", Road Materials and Pavement Design, 1-12.

Moon, J., Jung, H.S., Lee, S., Kang S., (2019), "Ground improvement using dynamic compaction in sabkha deposit", Applied Sciences, 9, 2506, doi:10.3390/app9122506.

Nagula, S.S., Hwang, Y., Dashti, S., Grabe, J. (2021), "Numerical investigation of liquefaction mitigation potential with vibroflotation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 146, 106736.

Pokharel, S.K. (2010), "Experimental study on geocell-reinforced bases under static and dynamic loading", Doktora tezi, University of Kansas. 349 sayfa.

Scott, B., Jaksa, M., Mitchell, P. (2021), "Depth of influence of rolling dynamic compaction", Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, 174 (2), 84-94.

Sugianto, A., Tamsir, P.C., Rahardjo, P.P. (2020) "Sand densification using combination of vibroflotation and stone column for coastal reclamation in Lampung, Indonesia", Lecture Notes in Civil Engineering, 62, 1359-1366.

Tafreshi, S.N.M., Omran, M.P., Rahimi, M., Dawson, A. (2021), "Experimental investigation of the behavior of soil reinforced with waste plastic bottles under cyclic loads", Transportation Geotechnics, 26, 100455.

Tarawneh, B., Sbitnev, A., Hakam, Y. (2017), "Lessons learned from 11 million $m^2$ of dynamic compaction and replacement", Proceedings of the ICE: Ground Improvement, 170 (4), 208-217.

Ucun, M.S. (2023), "Yanal tokmaklama ile zemin iyileştirme", Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir Teknik Üniversitesi, Eskişehir.

# TBDY (2018)'E GÖRE SPT TABANLI SIVILAŞMA RİSK HARİTALARININ CBS İLE OLUŞTURULMASI: BURSA İLİ YILDIRIM İLÇESİ MİLLET MAHALLESİ ÖRNEĞİ

## SPT BASED GENERATING LIQUEFACTİON RISK MAPS VIA GSI WITH RESPECT TO TBDY-2018: A CASE STUDY IN MILLET NEIGHBORHOOD, YILDIRIM DISTRICT, BURSA PROVINCE

**Onur GÜRBÜZ[1], Ahmet Talha GEZGİN[2]**

### ÖZET

Bu çalışma, Bursa ilinde yer alan Yıldırım ilçesinin Millet mahallesindeki sıvılaşma potansiyelini sunmayı amaçlamaktadır. Sıvılaşma analizleri Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) göz önüne alınarak yapılmıştır. Varsayımsal deprem senaryosu olarak standart tasarım deprem yer hareketi (DD2), tasarım deprem büyüklüğü olarak ise $M_w$=7,5 seçilmiştir. Bu çalışma kapsamında, Millet mahallesinde açılmış olan toplam 30 adet kuyuda gerçekleştirilen SPT sonuçları ile bu kuyulardan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinin sonuçlarından yararlanılmıştır. Farklı sondaj kuyuları için yapılan sıvılaşma potansiyeli analizleri Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ortamında, Ters Mesafe Ağırlık Enterpolasyon (IDW) yöntemi kullanılarak birlikte değerlendirilmiş ve önerilen risk haritası oluşturulmuştur. Sonuçlar Bursa ilinin Millet mahallesi bölgesinin yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip olduğunu göstermektedir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS), Sıvılaşma Risk Haritası, TBDY (2018), SPT ile Sıvılaşma Analizi*

### ABSTRACT

This study aims to investigate the liquefaction potential in Millet neighborhood of Yıldırım district in Bursa province, which is located in the first degree earthquake hazard zone according to the earthquake zones map of Turkey. The liquefaction analyses were performed in accordance with the Turkish Building Earthquake Code (TBDY-2018). Standard design earthquake ground motion (DD2) was chosen as the hypothetical earthquake scenario and $M_w$=7.5 as the design earthquake magnitude. Within the purpose of this study, the SPT results of 30 boreholes drilled in Millet neighborhood and the results of laboratory tests performed on the samples taken from these boreholes were used. The liquefaction potential analyses for different boreholes were evaluated together using Inverse Distance Weighted Interpolation (IDW) method in Geographic Information Systems (GIS) environment and the proposed risk map was created. The results show that Millet neighborhood of Bursa province has a high liquefaction potential.
***Keywords:*** *Geographic Information Systems (GIS), Liquefaction risk mapping, TBDY (2018), Liquefaction analysis using SPT*

## 1. GİRİŞ

TBDY (2018)'de sıvılaşma yeraltı su seviyesinin altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu (PI<%12) zeminlerin deprem sarsıntısı altında, boşluk suyu basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki önemli oranda azalış olarak tanımlanmıştır. Son yıllarda, birçok bölge zemin sıvılaşması nedeniyle ciddi hasarlara maruz kalmıştır (Seed ve Idriss, 1967; Çetin vd., 2002;

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, Bursa Uludağ Üniversitesi, onurgurbuz65@gmail.com
[1] Dr. Öğr. Üyesi, Bursa Uludağ Üniversitesi, ahmettalhagezgin@uludag.edu.tr (Sorumlu yazar)

Tosun vd., 2011). Sıvılaşma sebebiyle sığ temel kullanılarak inşa edilen binalarda batma, yan dönme, çökme gibi durumlar ortaya çıkarken, yer altındaki yapılarda yüzeye çıkma ve şevlerde yenilme tarzı problemler yaşanabilmektedir. Bursa şehri konum ve zemin yapısı nedeniyle sıvılaşma kaynaklı bu çeşit problemlerin gözlemlenebileceği başlıca yerlerden biri olarak bilinmektedir. Şehir ilk kuruluş zamanlarında Uludağ eteklerine konumlanmış olsa da zaman içerisinde kalın alüvyon tabakası barındıran Bursa ovası üzerinde yerleşim göstermiştir (Tabban, 2000). Bursa ovasını oluşturan alüvyon katmanı yüksek seviyede zemin büyütmesine, sıvılaşma potansiyeline ve deprem kaynaklı oturma potansiyellerine sahiptir (Akyol vd., 2002; Başarı, 2003). Bu nedenlerden ötürü Bursa ilinin özellikle Bursa ovasında gelişim göstermiş bölgelerinde sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi hayati önem taşımaktadır.

Bir bölgedeki sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için araziden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden (dinamik basit kesme ve dinamik üç eksenli basınç deneyleri) ve/veya arazide yapılan deneylerden (Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), Koni Penetrasyon Deneyi (CPT), Kayma dalga hızının ($V_s$) saptanması) yararlanılmaktadır. TBDY (2018)'de zemin sıvılaşması potansiyelinin değerlendirilmesi için laboratuvar deneylerinin (zemin tabakalarındaki dane çapı dağılımı, su muhtevası ve Atterberg limit değerlerinin belirlenmesini içeren) ve SPT sonuçlarının kullanılması önerilmektedir.

Bit bölgeye ait sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilebilmesi için sondaj kuyu noktalarında sayısallaştırılan sıvılaşma potansiyeli seviyelerinden faydalanılarak bölgeye ait sıvılaşma risk haritalarının ortaya çıkarılmasıdır. Risk haritalarının oluşturulması için en çok tercih edilen yöntemlerden biri de Coğrafi bilgi sistemi (CBS) teknikleridir (Abdullah ve Abd El Aal, 2021; Boumpoulis vd., 2021). CBS analiz edilen sıvılaşma potansiyellerini depolayabilen ve bir harita üzerinde görselleştirerek söz konusu riskin inceleme alanında konuma göre değişimini ortaya koyabilen bir tekniktir.

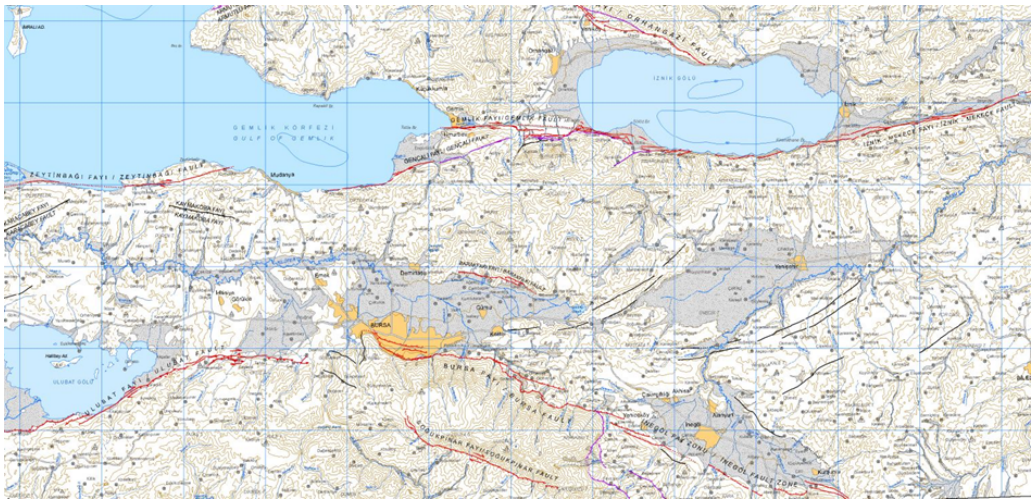
Bu çalışmada, Yıldırım ilçe belediyesi arşivindeki Millet mahallesine ait arazi ve laboratuvar deney sonuçlarını içeren geoteknik etüt raporları incelenmiş olup bu raporlardan temin edilen 30 sondaj kuyusundan elde edilen sonuçlar kullanılarak bir veri tabanı oluşturulmuştur. Bu veriler Coğrafi Bilgi Sistemi ortamında değerlendirilmiştir. Analizler sonucunda, inceleme alanındaki yeraltı su seviyesi ve farklı derinlikler için SPT-N değerlerinin dağılımı elde edilmiştir. Gerçekleştirilen sıvılaşma analizlerinde varsayımsal deprem senaryosu olarak, Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığının (AFAD) Türkiye Deprem Haritaları dikkate alınarak 475 yıl boyunca, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan DD2 deprem yer hareketi ($M_w$=7,5) seçilmiştir. Sondajların yapıldığı lokasyonlarda, zemin profilinin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde TBDY (2018)'nde belirtilen yöntem esas alınmıştır. Bu çalışmada, bölgenin risk haritaları oluşturulurken sondaj kuyusunun olmadığı noktalarda ilgili değişken değerini bulmak için Ters Mesafe Ağırlık Enterpolasyon (IDW) yöntemi kullanılmıştır.

## 2. İNCELEME ALANININ COĞRAFİ KONUMU, JEOLOJİSİ VE DEPREMSELLİĞİ

İnceleme alanı olarak belirlenen Bursa İli Yıldırım ilçesi Millet mahallesi, ortalama 340 ha'lik bir alanı temsil etmektedir. 2019 verilerine göre 44.879 insan yaşamaktadır. Bursa, Marmara Bölgesi'nin Güney Marmara bölümünde, 40 derece kuzey paraleli, 29 derece doğu meridyeninin kesiştiği yerde yer alır. Doğuda Bilecik, Adapazarı, kuzeyde İzmit, Yalova, İstanbul ve Marmara Denizi, güneyde Eskişehir, Kütahya, batıda Balıkesir illeriyle çevrilidir.

İnceleme alanı olan Millet mahallesinin de bulunduğu Bursa Ovasının doğu kısımlarında alüvyon katmanı 140 m ile 200 m arasında değişmekte olup, ince tanecikli kil, silt, kum ve çakıl tipi zeminleri içermektedir (Tabban, 2000; Akyol vd., 2002; Başarı, 2003).

Türkiye aktif fay haritası incelendiğinde, Bursa ili Yıldırım ilçesinin Kuzey Anadolu Fayının etkisi altında olduğu görülmektedir. Bursa ve çevresi, Türkiye'nin belli başlı fay zonlarından biri olan sağ yönlü, doğrultu atımlı Kuzey Anadolu Fayı'nın Batı Anadolu'ya doğru uzandığı kollarından birisinin üzerindedir. Bursa yöresini etkileyecek olan depremler Kuzey Anadolu Fayı'nın Geyve-Yıldırım arasındaki bölümünden, Uluabat Fayı'ndan ve Bursa Fayı'ndan beklenmelidir (Şekil 1).



Şekil 1. Bursa Aktif Fay Haritası (MTA).

## 3. YÖNTEM

### 3.1. Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS)

Coğrafi bilgi sistemleri (CBS) yeryüzü şekillerini ve yeryüzünde gelişen olayları haritaya dönüştürmek ve bunları analiz etmek için gerekli olan bilgisayar destekli araçlardan oluşan bir sistem olarak algılanmaktadır. Büyük hacimli veri toplama işlemlerinde CBS büyük fayda sağlamaktadır. Veri toplama aşamasına ek olarak, depolama, işleme, yönetim, analiz, sorgulama, sunum gibi fonksiyonların da yerine getirilmesinde CBS yöntemi sıkça tercih edilmektedir. Bu çalışma kapsamında sunulan haritalar, CBS tabanlı ArcGİS 10.8 programı kullanılarak ters mesafe ağırlıklı enterpolasyon yöntemi (IDW) vasıtasıyla oluşturulmuştur. IDW yöntemi, örnek noktalara ait değerlerin yardımıyla örneklenmeyen noktalara ait değerlerinin belirlenmesi için kullanılan bir enterpolasyon tekniğidir. Örnek noktadan uzaklaşan çeşitli noktalar gözetilerek ve mesafedeki artışa bağlı olarak istenilen değer hesaplanır. IDW ile hesaplamalar Eşitlik (1) yapılmaktadır.

$$z(x_0) = \frac{\sum_{i=1}^{n} z(x_i)\, d_{i_0}^{-\Gamma}}{\sum_{i=1}^{n} d_{i_0}^{-\Gamma}} \tag{1}$$

Burada; $x_0$ tahminin yapıldığı lokasyon, n ölçüm yapılan komşu lokasyon sayısı, r gözlemlerin her birinin atanmış ağırlığını belirleyen üs ve d gözlem lokasyonu ($x_i$) ile tahmin lokasyonunu ($x_0$) ayıran mesafedir.

### 3.2. TBDY (2018)'ne Göre Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

Bu çalışmada, sıvılaşma potansiyeli hesapları SPT verileri ve laboratuvar deney sonuçları dikkate alınarak ve TBDY (2018)'nde önerilen adımlar takip edilerek gerçekleştirilmiştir. TBDY (2018)'e göre ilk adım olarak, araziden elde edilen ham SPT verileri Eşitlik (2) kullanılarak $N_{1,60}$ değerine düzeltilmiştir.

$$N_{1,60} = N C_N C_R C_S C_B C_E \tag{2}$$

Burada $C_N$ kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme düzeltme katsayısı, $C_R$ tij boyu düzeltme katsayısı, $C_S$ numune alıcı tipi düzeltme katsayısı, $C_B$ sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı ve $C_E$ enerji oranı düzeltme katsayısıdır. $C_N$ katsayısı $\sigma'_{v0}$'nin deney derinliğindeki efektif düşey gerilmeyi gösterdiği Eşitlik (3) kullanılarak hesaplanmıştır. Diğer katsayılar ise TBDY (2018)'nde bulunan Tablo 16B.1'den alınmıştır.

$$C_N = 9{,}78\sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}} \leq 1{,}70 \tag{3}$$

Ham SPT verilerinden yapılan düzeltmeye ilave olarak zeminin ince dane içeriği (IDI) dikkate alınarak Eşitlik (4) kullanılarak ikinci bir düzeltme yapılmıştır.

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad (4)$$

Burada, $\alpha$ ve $\beta$ katsayıları ince dane içeriğine göre belirlenmiştir. İnce dane içeriğinin %5 değerinden küçük olduğu durumlarda $\alpha = 0$ ve $\beta = 1$ olarak alınırken, $IDI \geq \%35$ olması durumunda $\alpha = 5{,}0$ ve $\beta = 1{,}2$ olarak kabul edilmiştir. IDI değerinin %5 ile %35 arasında bulunduğu bölgelerde ise Eşitlik (5) kullanılarak $\alpha$ ve $\beta$ katsayıları hesaplanmıştır.

$$\alpha = exp[1{,}76 - (190/IDI^2)] \;\; ; \;\; \beta = 0{,}99 + IDI^{1,5}/1000 \quad (5)$$

Sonrasında, ince dane içeriği alınarak düzeltilen SPT verileri ($N_{1,60f}$) moment büyüklüğü 7,5 olan depreme karşı gelen çevrimsel dayanım oranının ($CRR_{M7,5}$) hesaplanmasında kullanılmıştır.

$$CRR_{M7,5} = \frac{1}{34 - N_{1,60f}} + \frac{N_{1,60f}}{135} + \frac{50}{\left[10N_{1,60f} + 45\right]^2} - \frac{1}{200} \quad (6)$$

Çevirsel dayanımın IDI düzeltmesini de içeren SPT verilerinin kullanılarak hesaplanması o noktaya ait sıvılaşma direncinin ($\tau_R$) Eşitlik (7)'de gösterildiği gibi hesaplanması için gerekmiştir.

$$\tau_R = CRR_{M7,5} C_M \sigma'_{v0} \quad (7)$$

Eşitlik (7)'de de görüldüğü üzere, sıvılaşma direncinin belirlenebilmesi için gerekli olan diğer bir değer tasarım depremi moment büyüklüğü düzeltme katsayısıdır ($C_M$) ve Eşitlik (8)'de gösterildiği gibi hesaplanmıştır. Hesaplamalarda, giriş bölümünde de belirtildiği üzere tasarım depremi ($M_w$) 7,5 büyüklüğünde alınmıştır.

$$C_M = 10^{2,24}/M_w^{2,56} \quad (8)$$

SPT deneyinin yapıldığı her nokta için sıvılaşma direnicinin hesaplanmasının ardından, aynı noktalar için zeminde oluşan kayma gerilmeleri ($\tau_{deprem}$) Eşitlik (9)'da gösterildiği gibi hesaplanmıştır.

$$\tau_{deprem} = 0{,}65\sigma_{v0}(0{,}4S_{DS})r_d \quad (9)$$

Burada; $\sigma_{v0}$ sıvılaşma değerlendirmesi yapılan noktadaki toplam düşey gerilme, $S_{DS}$ kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, $r_d$ ise ilgili derinlikteki gerilme azaltma katsayısıdır. Bu çalışma kapsamında $S_{DS}$ değeri ortalama 1,047 olarak alınmıştır. $r_d$ katsayısı ise Eşitlik (10)'da gösterildiği gibi incelenen noktanın derinliğine (z) bağlı olarak seçilmiştir.

$$\begin{aligned} &z \leq 9{,}15\ m \ \rightarrow \ r_d = 1{,}0 - 0{,}00765z \\ &9{,}15\ m < z \leq 23\ m \ \rightarrow \ r_d = 1{,}174 - 0{,}0267z \\ &23\ m < z \leq 30\ m \ \rightarrow \ r_d = 0{,}744 - 0{,}008z \\ &z > 30\ m \ \rightarrow \ r_d = 0{,}50 \end{aligned} \quad (10)$$

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenebilmesi için gerekli olan iki ana değişkenin ($\tau_R$ ve $\tau_{deprem}$) belirlenmesinin ardından, Eşitlik (11) kullanılarak her bir SPT deney verisine karşılık gelen sıvılaşma güvenlik katsayısı hesaplanmıştır.

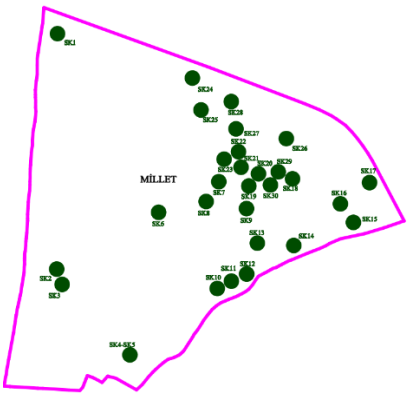
$$\tau_R/\tau_{deprem} \geq 1{,}10 \quad (11)$$

Eşitlik (11)'de gösterildiği üzere, ilgili bölge ve derinlikte sıvılaşma potansiyelinin olmadığının teyit edilebilmesi için söz konusu güvenlik katsayısının 1,10 değerine eşit veya büyük olması gerekmektedir.

## 4. CBS İLE HARİTALANDIRMA

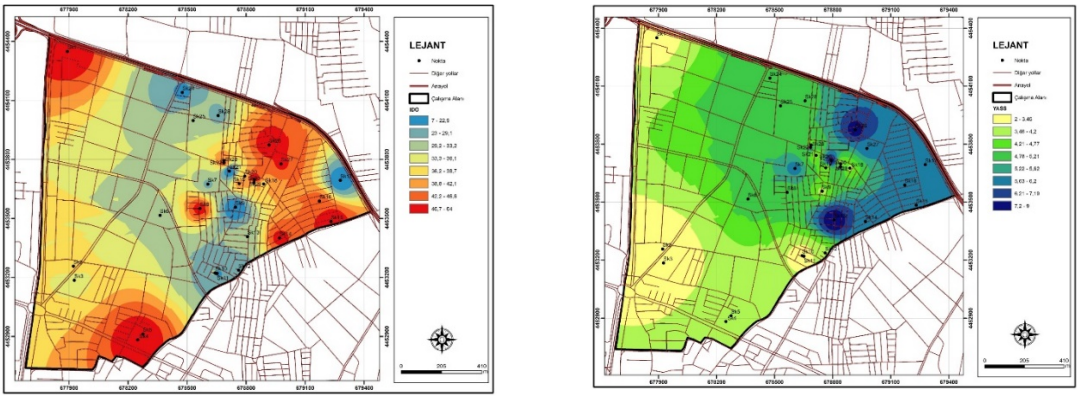
### 4.1. Arazi Verilerinin CBS Yöntemi ile Haritalandırılması

Bu çalışma kapsamında, inceleme alanı olarak belirlenen Millet mahallesinde daha önce yapılmış zemin etüt çalışmalarında yer alan ve derinliği 1.5-20.0 m arasında değişen ve lokasyonları Şekil 2'de gösterilen 30 adet sondaj kuyusu ele alınmıştır.




Şekil 2. Millet mahallesinde kullanılan sondajların lokasyonlarının gösterimi.

Bu sondaj kuyularında gerçekleştirilen SPT ve kuyulardan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden faydalanılarak zeminin fiziksel ve mekanik özellikleri belirlenmiştir. Sondaj kuyularının bulunduğu bölgelerde yeraltı suyu ,ince tane oranı, su içeriği, zeminlerin plastite özellikleri gibi veriler elde edilmiştir. Deney verilerine göre inceleme alanında düşük plastisiteli kil ve silt zemin türlerinin daha yaygın olduğu, yüksek plastisiteli kil zeminlerin ise daha bölgesel olarak görülmüştür. İri daneli olarak sınıflandırılan zemin tiplerinde ise daha çok killi ve siltli kum katmanların hakim olduğu, çakıl zeminlerin ise iri daneli zemin grubunun küçük bir bölümünü oluşturduğu gözlemlenmiştir. İnceleme alanına ait ince dane oranı ve yeraltı suyu seviyesi dağımlarını gösteren CBS haritaları Şekil 3'te gösterilmiştir. Şekil 3(a) ince dane oranının %7 (mavi gösterim) ile %64 (kırmızı gösterim) arasında değişim sergilediğini göstermektedir. Şekil 3(b) ise yer altı su seviyesinin 2 m (açık sarı gösterim) ile 9 m (koyu mavi) arasında değiştiğini belirtmektedir.



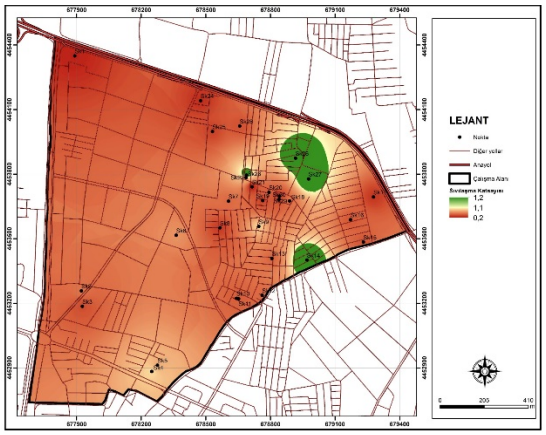

(a) (b)

Şekil 3. İnceleme alanına ait (a) ince dane oranı haritası (b) yeraltı suyu seviyesi haritası.

### 4.2. Sıvılaşma Potansiyelinin CBS Yöntemi ile Haritalandırılması

TBDY (2018)'nde önerilen ve Bölüm 3.2'de ayrıntılı olarak açıklanan adımlar takip edilerek her SPT verisi alınan böge ve derinlikte sıvılaşma analizleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen veriler depolanmıştır. Yapılan analizlerde suya doygun, gevşek silt, siltli kum, kum, kumlu silt ve killi kum gibi zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin yoğun olduğu tespit edilmiştir. İnce dane oranı düşük ve SPT-N verilerinin 30 değerinin altında ve plastiste indisinin 13'ten küçük olduğu birimlerde sıvılaşma tespit edilmiştir.

Çalışma alanında 30 adet kuyudan elde edilen verilerle 20 metre derinliğe kadar sıvılaşma analizleri yapılmış ve her kuyu için en düşük sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ($\tau_R/\tau_{deprem}$) alınarak inceleme alanına ait sıvılaşma risk haritası CBS ortamında IDW (Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon) yöntemiyle kullanılarak oluşturulmuş ve Şekil 4'te sunulmuştur. Elde edilen risk haritasında kırmızı bölgeler sıvılaşma potansiyelinin bulunduğu, yeşil bölgeler ise sıvılaşma riskinin olmadığı bölgeleri göstermektedir. Şekil 4'te de görüldüğü üzere, inceleme alanı olarak belirlenen Millet mahallesinin birkaç küçük bölge hariç genelinde sıvılaşma riski bulunmaktadır.




Şekil 4. İnceleme alanına ait sıvılaşma risk haritası.

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında Bursa ilinin Yıldırım İlçesinde bulunan Millet mahallesinin sıvılaşma risk haritasının TBDY (2018) baz alınarak çıkarılması amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda, Millet mahallesi sınırları içerisinde bulunan 30 sondaj kuyusunda yapılan SPT verileri ve bu kuyulardan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deney sonuçları kullanılmıştır. Sondaj kuyularında SPT yapılan derinlikler için sıvılaşma potansiyelleri hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar CBS ortamında IDW (Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon) yöntemi kullanılarak risk haritası oluşturulmuştur. CBS yöntemi ile, belirli lokasyonlarda açılan sondaj kuyularından elde edilen veriler kullanılarak tüm inceleme alanına ait sıvılaşma potansiyeli durumu ortaya koyulmuştur. Bu risk haritası sonucunda, Millet mahallesinde yer alan bazı küçük bölgeler haricinde sıvılaşma potansiyeli olduğu gözlemlenmiştir. Sonuç olarak, inceleme alanı olarak seçilen Bursa ilinin Yıldırım ilçesinde bulunan Millet mahallesinin sıvılaşma açısından yüksek seviyede risk içerdiği ortaya konulmuştur.

## TEŞEKKÜR

*Yazarlar inceleme alanı olarak belirlenen Millet mahallesi bölgesine ait zemin etüt raporlarını kendileriyle paylaşan Bursa Yıldırım Belediyesi İmar ve Şehircilik Müdürlüğü Zemin Etüt Bürosuna teşekkürlerini sunarlar.*

## KAYNAKLAR

Abdullah, G. M., ve Abd El Aal, A. (2021), "Liquefaction Hazards Mapping Along Red Sea Coast, Jeddah City, Kingdom of Saudi Arabia", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 144, 106682.

Akyol, N., Akıncı, A. ve Eyidoğan, H. (2002), "Site Amplification of S-Waves in Bursa City and its Vicinity, Northwestern Turkey: Comparison of Different Approaches", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 22, 579-587.

Başarı, E. (2003), "Bursa İl Merkezi Zeminlerinde Dinamik Zemin Davranış Analizleri", Yüksek Lisans Tezi, Celal Bayar Ün. Fen Bilimleri Enstitüsü, Manisa, Türkiye.

Boumpoulis, V., Depountis, N., Pelekis, P., ve Sabatakakis, N. (2021), "SPT and CPT Application for Liquefaction Evaluation in Greece" Arabian Journal of Geosciences, Volume 14, 1-15.

Cetin, K.O., Seed, R.B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Kayen, R.E. ve Moss, R,E.S. (2004), "SPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential" J Geotech Geoenviron Eng., Vol 130, Issue 12, 1314–1340.

Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Web Sitesi, https://www.mta.gov.tr

Seed, H.B. ve Idriss, I.M. (1967), "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", J Soil Mech Foundation Div Proc ASCE SM3, Vol 93, 83–108.

Tabban, A. (2000), "Kentlerin Jeolojisi ve Deprem Durumu", Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, Ankara.

Tosun, H., Seyrek, E., Orhan, A., Savaş, H., ve Türköz, M. (2011), "Soil Liquefaction Potential in Eskişehir, NW Turkey", Natural Hazards and Earth System Sciences, Volume 11, Isssue 4, 1071-1082.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara, 2018.

# DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLER İLE TEMİZ KUMUN SIVILAŞMA KARAKTERİSTİĞİNE DANE BOYUTUNUN ETKİSİ

## EFFECT OF GRAIN SIZE ON LIQUEFACTION CHARACTERISTICS OF CLEAN SAND WITH DYNAMIC TRIAXIAL EXPERIMENTS

**Zehra Ertosun KARABULUT[1], Abdülhakim ZEYBEK[2], Sabriye Banu İKİZLER [3]**

## ÖZET

Geçmişten günümüze birçok depremde zemin sıvılaşması olayı gözlemlenmiştir. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş-Türkiye Depremleri, geoteknik yapılarda ciddi hasarlara neden olan sıvılaşma olayının yıkıcı gücünü bir kez daha gözler önüne sermiştir. Sismik yükler altında suya doygun kumlu zeminlerdeki boşluk suyu basıncının artması ile doğrudan ilişkili olan sıvılaşma efektif gerilmelerin azalmasına ve dolayısıyla zeminin dayanım ve rijitliğini kaybetmesine neden olmaktadır. Zemin sıvılaşması olayının iyi anlaşılabilmesi için boşluk suyu basıncının oluşumu ile zemin sıvılaşması veya yumuşaması sürecini etkileyen parametrelerin araştırılması büyük önem arz etmektedir. Bu çalışmada, drenajsız şartlarda ve tekrarlı yükler altında kumlu zeminlerin dane şekli ve boyutunun aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu üzerindeki etkilerinin araştırılması amaçlanmıştır. Farklı dane boyutları ve/veya şekillerine sahip üç farklı kum seçilmiştir. Kumlardan ikisi benzer köşeliliğe sahipken dane büyüklükleri farklıdır. Üçüncü kumun hem köşeliliği hem de dane boyutu diğer iki kumdan farklıdır. Gevşek halde silindirik üç eksenli test numuneleri hazırlanmış ve bir dizi gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir. Numuneler 100 kPa efektif gerilme altında izotropik olarak konsolide edilmiş ve 0,1 Hz frekansa sahip farklı tekrarlı gerilme oranlarında (CSR) teste tabi tutuluştur. Deney sonuçları, literatürde yaygın olarak kullanılan gerilme esaslı aşırı boşluk basıncı modellerinin tahminleri ile karşılaştırılmış ve farklı kum türleri için ampirik katsayılar belirlenmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Deprem, sıvılaşma, temiz kum, dane büyüklüğü*

## ABSTRACT

Earthquake-induced liquefaction has been recurrently observed in many recent or historic events. 6 February 2023 Kahramanmaraş Earthquakes in Turkey have once again exemplified the destructive power of the liquefaction phenomenon, causing severe damage to geotechnical structures. Liquefaction is principally associated with the development of excess pore pressures in the event of seismic loading, which results in effective stress drop and therefore significant loss of strength and stiffness of sandy soils. Elucidation of the parameters affecting pore pressure generation and soil liquefaction or softening process is important for the comprehensive understanding of liquefaction. This study aims to investigate the influence of the shape and size of sand particles on the build-up of excess pore pressures under cyclic loading in undrained conditions. Three sands with different particle sizes and/or shapes were selected. The angularity of the two sands was similar, whereas their grain size was different. The third sand had different angularity and grain size. Loosely packed cylindrical triaxial sand specimens were prepared using these sands, and a series of stress-controlled dynamic triaxial tests were performed. The specimens were isotropically consolidated to an effective confining stress of 100 kPa and subjected to different cyclic stress ratios (CSR) having loading frequencies of

[1]Araştırma Görevlisi, Muş Alparslan Üniversitesi, z.ertosun@alparslan.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2]Doktor Öğretim Üyesi, Muş Alparslan Üniversitesi, a.zeybek@alparslan.edu.tr
[3] Profesör Doktor, Karadeniz Teknik Üniversitesi, banuh@ktu.edu.tr

0.1 Hz. The test results were compared with the estimation of stress-based excess pore pressure models widely used in design practice, and the empirical coefficients that provide the best fit to the experimental data were determined for different types of sand.
**Keywords:** Earthquake, liquefaction, clean sand, grain size

## 1. GİRİŞ

Sıvılaşma, deprem sarsıntıları esnasında zeminlerin mukavemetini ve rijitliğini önemli ölçüde kaybettiği bir olgudur. Dinamik yükler altında artan aşırı boşluk suyu basıncı, zemin içindeki efektif gerilmelerde ve dolayısıyla zeminin mukavemetinde önemli bir azalmaya neden olur. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş-Türkiye Depremleri gibi birçok depremde zemin sıvılaşması, aşırı temel oturmalarına, zemin göçmelerine ve binalarda, toprak barajlarda, liman tesislerinde ve diğer kritik altyapılarda ciddi hasarlara sebep olmuştur.
Kumların dane boyutu zemin sıvılaşmasını etkileyen parametrelerden bir tanesidir. İnce daneli zeminlerin kaba daneli zeminlere göre sıvılaşma direncinin daha az olduğu önceki çalışmalarda belirlenmiştir (Hakam, 2016). Dane boyutunun yanı sıra kum taneciklerinin köşeselliği ve yuvarlaklığı da (tanecikli malzemelerin mekanik tepkisini etkileyen önemli bir şekil tanımlayıcısı) sıvılaşma direncini etkileyen faktörlerdendir. Holtz ve Gibbs (1956) farklı yüzdelerde çakıl içeriğine sahip kum ve çakıl karışımları üzerinde konsolide drenajlı üç eksenli testler gerçekleştirmiş ve çakıl içeriğinin %50-60'a kadar artmasıyla çakıllı zeminlerin kayma mukavemetinin arttığını bulmuşlardır. Ayrıca artan parçacık açısallığının çakıllı zeminin kayma mukavemetini arttırdığını bulmuşlardır. Evans ve Zhou (1995) çakıl içeriği %0-60 arasında değişen çakıl-kum karışımlarının drenajsız üç eksenli testlerini gerçekleştirmişler ve çakıl partiküllerinin dahil edilmesinin sıvılaşma direncini arttırdığını bulmuşlardır. Ashmawy vd. (2003) parçacık yuvarlaklığının sıvılaşma davranışı üzerindeki etkisini sayısal olarak incelemiştir. Benzer çalışmalar Wei vd. (2014) tarafından yapılmış ve her iki çalışmada köşeli parçacıkların sıvılaşmaya karşı daha dirençli olduğu sonucuna varmışlardır. Yang ve Wei (2012) yuvarlak şekilli ince danelerin temiz kuma eklenmesi, daha köşeli şekle sahip ince danelerin eklenmesiyle karşılaştırıldığında, sıvılaşma potansiyelinde belirgin bir artış olduğunu belirtmişlerdir.
Literatürde, tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan aşırı boşluk suyu basınçlarının tahmini için bazı modeller önerilmiştir. Gerilme tabanlı modeller (Lee vd., 1974; Seed vd., 1975; Booker vd., 1976; Polito vd., 2008; Baziar vd., 2011; Khashila vd., 2017), deformasyon tabanlı modeller (Dorby vd., 1985) ve enerji tabanlı modeller (Green vd., 2000) boşluk suyu basıncı oluşumunu tahmin etmek için kullanılan başlıca yöntemlerdir. Bu çalışmada, drenajsız şartlarda ve tekrarlı yükler altında kumlu zeminlerin dane şekil ve boyutunun aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu üzerindeki etkilerinin araştırılması amaçlanmıştır. Farklı dane boyut ve/veya şekline sahip üç farklı kum ile gevşek test numuneleri hazırlanmış ve gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları, literatürde yaygın olarak kullanılan gerilme esaslı aşırı boşluk basıncı modellerinin tahminleri ile karşılaştırılmış ve farklı kum türleri için bu modellerin performansları incelenmiştir.

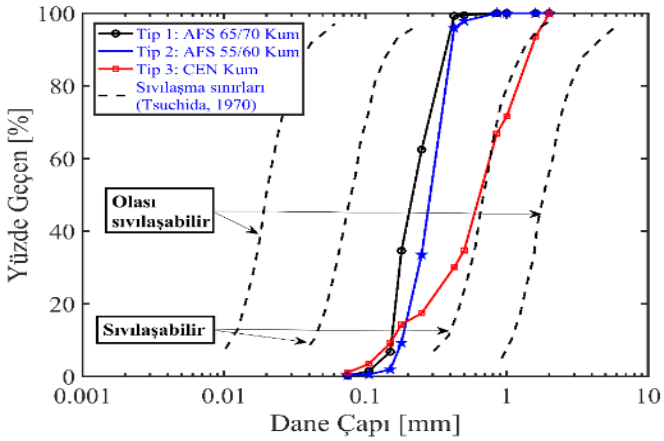
## 2. DENEYSEL YÖNTEM

### 2.1. Deneylerde Kullanılan Malzemelerin Özellikleri ve Deney Yöntemi

Deneylerde Muş Alparslan Üniversitesi İnşaat Analiz Laboratuvarı bünyesinde bulunan dinamik üç eksenli test aleti kullanılmıştır. Cihazın özellikleri ve çalışma prensipleri hakkında detaylı bilgi Zeybek ve Eyin (2023) tarafından verilmiştir. Deneylerde üç farklı dane çapına sahip kum kullanılmıştır. Kumlara ait dane çapı granülometresi Şekil 1'de ve deneylerde kullanılacak kumların fiziksel özellikleri Tablo 1'de verilmektedir.

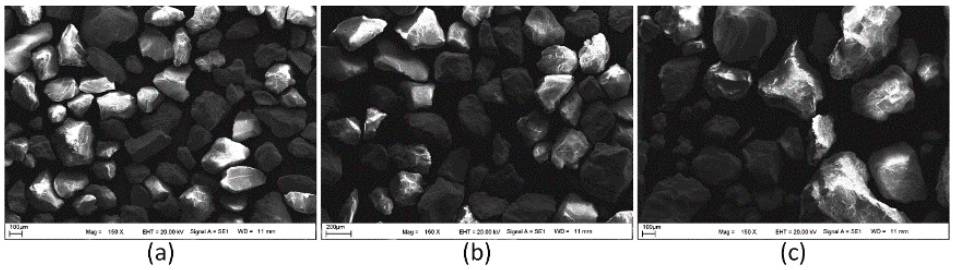
Tablo 1. Deneylerde kullanılan malzemelerin fiziksel özellikleri

| Kum Tipi | $D_{10}$ (mm) | $D_{30}$ (mm) | $D_{50}$ (mm) | $D_{60}$ (mm) | $C_u$ | $C_c$ | $G_s$ | $e_{min}$ | $e_{max}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tip 1 (AFS 65/70) | 0.170 | 0.185 | 0.205 | 0.25 | 1.470 | 0.805 | 2.65 | 0.612 | 0.947 |
| Tip 2 (AFS 55/60) | 0.185 | 0.220 | 0.296 | 0.31 | 1.676 | 0.844 | 2.65 | 0.574 | 0.885 |
| Tip 3 (CEN) | 0.160 | 0.426 | 0.600 | 0.76 | 4.750 | 1.490 | 2.63 | 0.398 | 0.630 |



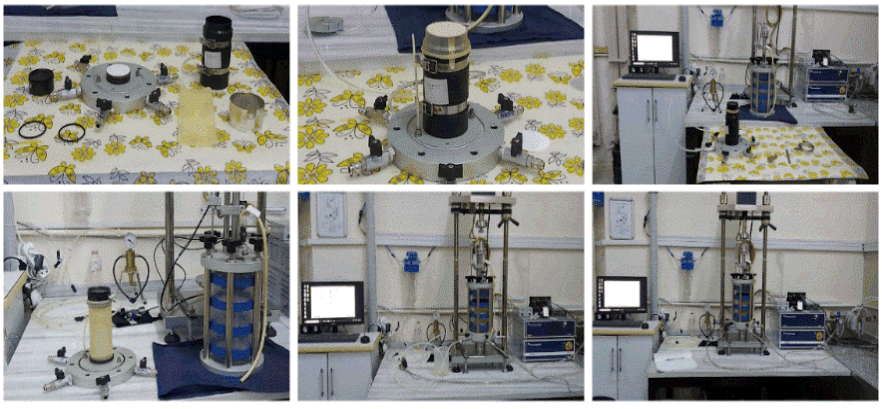

Şekil 1. Deneylerde kullanılan malzemelere ait dane dağılım eğrileri

Tip 1 ve Tip 2 kumu Şile-İstanbul bölgesinde bulunan ocaklardan temin edilmiştir. Tip 3 veya CEN referans kumu ise TS EN 196-1 standardına göre hazırlanmış bir kumdur. Kumların şekilsel (köşelilik/yuvarlaklık) özelliklerini anlamak için Malatya İnönü Üniversitesi İBTAM laboratuvarında SEM görüntüleri alınmıştır (Şekil 2). Tip 1 ve Tip 2 kumları benzer yuvarlaklık özelliği gösterirken Tip 3 kumu daha köşeli bir yapıya sahiptir. Kumların ortalama dane çapına ($\boldsymbol{D_{50}}$) bakıldığında 0.205 mm ile en ince kum Tip 1, 0.60 mm değeri ile Tip 3 en kalın dane boyutuna sahip kumdur.




Şekil 2. SEM görüntüleri: (a) Tip 1: AFS 65/70 kumu, (a) Tip 2: AFS 55/60 kumu, (a) Tip 3: CEN kumu

Kuru yağmurlama yöntemi ile hazırlanmış gevşek zemin numuneleri ters (geri) basınç yöntemi ile doygunluğa ulaştırılmıştır. Numunelerin doygunluk derecesini belirlemek için Skempton (1954) tarafından önerilmiş olan B parametresi kontrolü yapılmış ve testlerde B değerinin 0.98-1 olduğu tespit edilmiştir. 100 kPa efektif basınç altında izotropik olarak konsolide edilen numuneler üzerinde gerilme kontrollü drenajsız dinamik üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir (Şekil 3). Testlerde ASTM D5311 (2013) standardı tarafından önerilen yöntem ve esaslara uyulmuştur. Konsolidasyon ve yükleme koşulları ve tipik deney sonuçları Tablo 2'de verilmiştir.



Şekil 3. Deney numunelerinin hazırlanması ve tekrarlı yükler altında test edilmesi

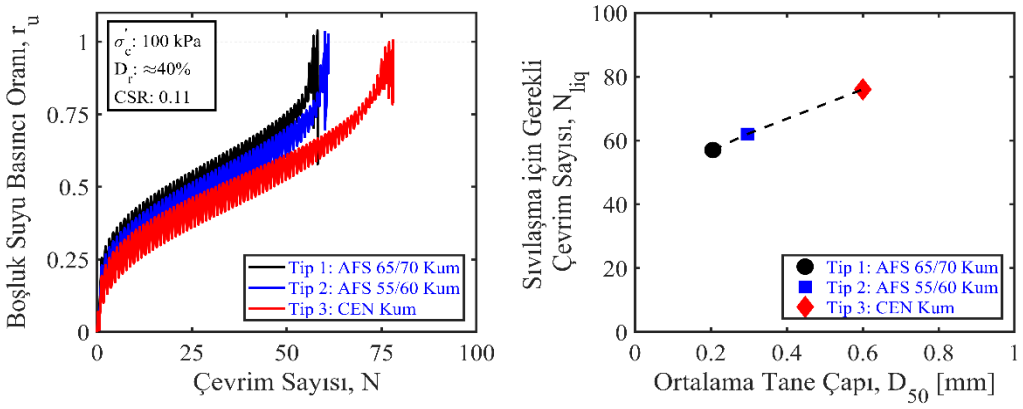
Tablo 2. Konsolidasyon ve yükleme koşulları ve tipik deney sonuçları

| Deney No | Deney ID | Kum Tipi | $D_r$ (%) | $u_0$ (kPa) | $\sigma_c'$ (kPa) | Frekans (Hz) | CSR | $N_{liq}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | ZEK1 | Tip 1 (AFS 65/70) | 42 | 300 | 100 | 0.1 | 0.10 | 80 |
| 2 | ZEK2 | | 43 | 300 | 100 | 0.1 | 0.11 | 57 |
| 3 | ZEK3 | | 42 | 300 | 100 | 0.1 | 0.125 | 28 |
| 4 | ZEK4 | Tip 2 (AFS 55/60) | 40 | 300 | 100 | 0.1 | 0.10 | 92 |
| 5 | ZEK5 | | 39 | 300 | 100 | 0.1 | 0.11 | 62 |
| 6 | ZEK6 | | 39 | 300 | 100 | 0.1 | 0.125 | 13 |
| 7 | ZEK7 | | 40 | 300 | 100 | 0.1 | 0.15 | 4 |
| 8 | ZEK8 | Tip 3 (CEN) | 41 | 300 | 100 | 0.1 | 0.11 | 76 |
| 9 | ZEK9 | | 39 | 300 | 100 | 0.1 | 0.125 | 47 |
| 10 | ZEK10 | | 40 | 300 | 100 | 0.1 | 0.15 | 12 |

## 3. DENEYSEL SONUÇLAR VE TARTIŞMA

### 3.1. Dane Boyutunun ve Şeklinin Boşluk Suyu Basıncının Oluşumu ve Gelişimi Üzerindeki Etkisi

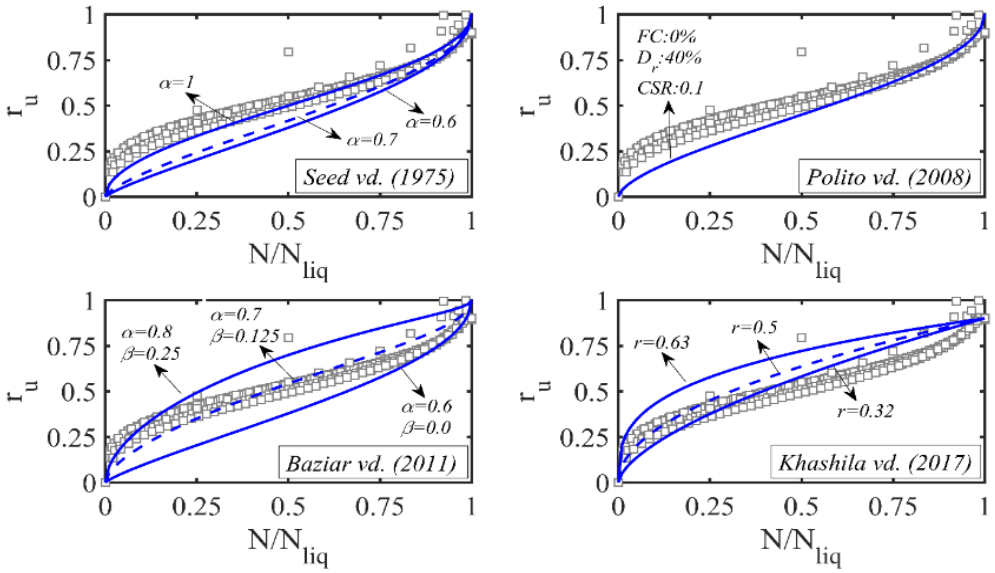
Farklı dane boyutuna ve şekline sahip kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi Şekil 4'de verilmektedir. Görüldüğü üzere, dane boyutunun azalması ile zemin numuneleri daha düşük çevrim sayılarında ön sıvılaşma ($r_u = 1$) seviyesine ulaşmaktadır. Tüm numunelerde, boşluk suyu basıncı oranı $r_u = 0.25$ değerine kadar hızlı şekilde artmış daha sonra bu hız yavaşlamıştır. $r_u = 0.75 - 0.80$ değerinden sonra tekrar hızlı şekilde artmış ve en nihayetinde $r_u = 1$ değerine ulaşmıştır. Ayrıca dane yuvarlaklığı arttıkça sıvılaşma seviyesine daha erken çevrim sayılarında ulaşıldığı görülmektedir. Dane boyutu en büyük ve köşeselliği en fazla olan CEN kumunun sıvılaşma direnci diğer kumlara göre daha yüksektir.




Şekil 4. Boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi

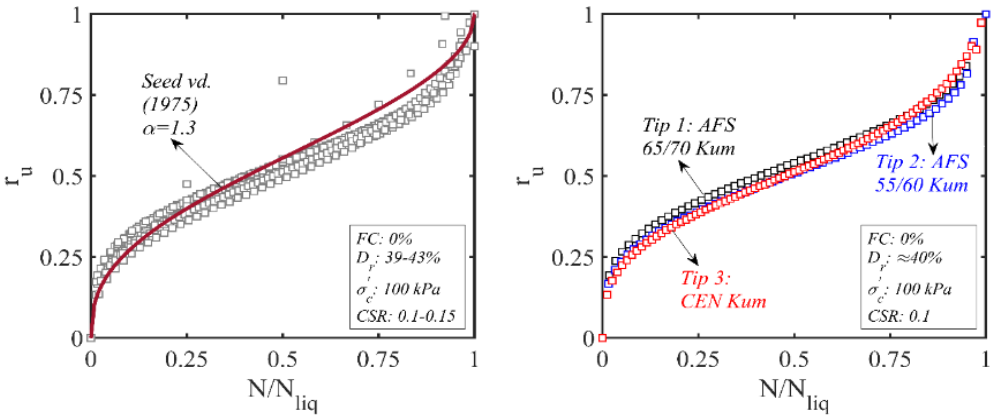
### 3.2. Boşluk Suyu Basıncının Tahmini

Şekil 5'te deneysel sonuçların literatürde yaygın kullanılan dört farklı boşluk suyu basınç modelinden elde edilen tahminler ile karşılaştırılması verilmektedir. Görüldüğü üzere, deneysel olarak elde edilen $r_u - N$ eğrileri önce azalan sonra artan eğimde ilerlemektedir. Khashila vd. (2017) tarafından önerilen model dışındaki yöntemler bu eğilime uygun davranış göstermektedir. Deneysel sonuçların, Seed vd. (1975) ve Polito vd. (2008) modelleri kullanılarak elde edilen alt, üst ve ortalama sınır eğrilerinin genellikle üstünde kaldığı görülmektedir. Baziar vd. (2011) modelinden elde edilen ortalama sınır eğrisinin deneysel verilere en yakın sonuç verdiği görülmüş; ancak, alt ve üst limitlerin sırasıyla çok daha düşük ve yüksek bir eğimde artış gösterdiği gözlemlenmiştir. Khashila vd. (2017) modeli için, deneysel verilerin $r_u \approx 0{,}30$ değerine kadar ortalama sınır eğrisi ile uyuşmakta olduğu ancak sonrasında deneysel veriler arasında uyum sağlanamadığı görülmektedir.




Şekil 5. Boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısı oranı ile değişimi

Şekil 5'den görüleceği üzere aşırı boşluk basıncı modellerinin performansının ampirik parametrelere dayandığı ve yeni bir α katsayısına ihtiyaç duyulduğu görülmektedir. Literatürde α katsayının ince dane oranı ($FC$), rölatif sıkılık ($D_r$), tekrarlı gerilme oranı ($CSR$) gibi faktörlere bağlı olduğu belirtilmiş; ancak, dane çapı ve şeklinin α katsayısı üzerindeki etkisine dair az sayıda çalışma yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında, dane çapı ve şeklinin α katsayısı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Şekil 6'da benzer $D_r$ ve farklı $CSR$ altında teste tabi tutulan farklı dane çapına ve şekline sahip temiz kum ($FC = \%0$) numunelerinden elde edilen sonuçlar Seed vd. (1975) modelinden elde edilen tahminler ile karşılaştırılmıştır. Deneysel sonuçlara en yakın eğriyi veren α katsayısını tespit etmek için basit istatiksel yöntemler kullanılmış ve bu analizler ışığında ortalama $\alpha$ değeri katsayının 1.3 olduğu görülmüştür. Farklı çap ve şekle sahip kumlu zeminler aynı deneysel koşullar altında (aynı $CSR$, $D_r$, $FC$) test edilmiş ve dane çapı ve şeklinin $\alpha$ katsayısı üzerindeki etkisinin dikkate alınması ile çok daha iyi tahminlerin elde edilebileceği görülmüştür.




Şekil 6. Deneysel sonuçlar için ortalama α katsayısı değeri

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, drenajsız şartlarda ve tekrarlı yükler altında kumlu zeminlerin dane şekli ve boyutunun sıvılaşma direnci ve aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu üzerindeki etkileri araştırılmış ve elde edilen deneysel veriler literatürde yaygın olarak kullanılan boşluk suyu modellerinin tahminleri ile karşılaştırılmıştır. Bu çalışmadan elde edilen önemli bulgular şu şekilde sıralanabilir:

Farklı dane boyutları ve şekillerine sahip üç farklı kum için deneyler yapılmış ve dane çapının küçülmesiyle sıvılaşma potansiyelinin arttığı gözlemlenmiştir.

(1) Tekrarlı gerilme oranının artmasıyla kum numuneler daha düşük çevrimlerde sıvılaşma seviyesine ulaşmıştır.
(2) Aynı tekrarlı gerilme oranında sıvılaşmaya karşı en yüksek direnci dane boyutu en yüksek ve göreceli olarak daha köşeli olan Tip 3 (CEN) kumu göstermektedir.
(3) Deneysel veriler literatürde yaygın olarak kullanılan gerilme esaslı aşırı boşluk basıncı modellerinin tahminleri ile karşılaştırılmış ve deneysel sonuçlara uygun ampirik katsayılar ($\alpha$ vb.) belirlenmiştir. Boşluk suyu basıncının tahmininde dane çapı ve şeklini dikkate alan ampirik katsayıların kullanılması ile çok daha iyi sonuçlar alınabileceği görülmüştür.

## TEŞEKKÜR

*Çalışma için bütçe sağlayan MŞÜ BAP (BAP-20-MMF-4901-01/ Mikrobiyolojik Yöntemlerle Zeminlerin Mühendislik Özelliklerinin İyileştirilmesi) ve KTÜ BAP (FDK-2022-10406/Mikrobiyolojik İyileştirme Yapılan Zeminlerin Deprem ve Sıvılaşmaya Karşı Mühendislik Özelliklerinin Belirlenmesi) birimlerine teşekkür ederiz.*

## KAYNAKLAR

Ashmawy, A. K., Sukumaran, B., Vinh Hoang,(2003)," V.: Evaluating the infuence of particle shape on liquefaction behavior using discrete element modeling", Proceedings of the International Ofshore and Polar Engineering Conference, no. June, pp. 1089–1096

ASTM International (2013), "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil", D5311/D5311M-13, West Conshohocken, PA: ASTM International, updated November 1, 2013.

Baziar M.H., Shahnazari, H., Sharafi, H. (2011), "A Laboratory Study on the Pore Pressure Generation Model For Firouzkooh Silty Sands Using Hollow Torsional Test", International Journal of Civil Engineering, Vol 9, 2, 126-134.

Booker, J.R., Rahman, M.S., Seed, H.B. (1976), "A Computer Program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation during Cyclic or Earthquake Loading", Berkeley, Earthquake Engineering Center, University of California.

Dobry, R., Vasquez-Herrera, A., Mohamad, R. and Vucetic, M. (1985)," Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests", Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, 29-50

Evans MD, Zhou S.(1995)," Liquefaction behavior of sand-gravel composites", J Geotech Engrg ;121(3):287–98.

Green RA, Mitchell JK, Polito CP (2000), "An energy-based excess pore pressure generation model for cohesionless soils", Proceedings of the John Booker memorial symposium, Sidney Australia, AA BalkemaPublishers, Rotterdam, Netherlands

Hakam A.(2016)," Laboratory Liquefaction Test of Sand Based on Grain Size and Relative Density", J. Eng. Technol. Sci., Vol. 48, No. 3, 2016, 334-344.

Holtz WG, Gibbs HJ. (1956)," Triaxial shear tests on pervious gravelly soils", J Soil Mech Found Div, ASCE; 82(SM1):1–22.

Khashila, M., Hussien, M.N., Karray, M., Chekired, M. (2017), "Use of Pore Pressure Build-Up as Damage Metric in Computation of Equivalent Number of Uniform Strain Cycles", Canadian Geotechnical Journal, Vol 55, 4, 538-550. https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0231

Lee, K.L., Albaisa, A. (1974), "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 100, 4.

Polito, C.P., Green, R.A., Lee, J. (2008), "Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 134, 10, 1490-1500.

Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F., Banerjee, N. (1975), "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses", EERC 75-29. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Wei, L.M., Yang, J.(2014),"On the role of grain shape in static liquefaction of sand–fnes mixtures", Geotechnique 64(9), 740–745

Yang, J. & Wei, L. M. (2012)," Collapse of loose sand with the addition of fines: the role of particle shape", Geotechnique 62, No. 12, 1111–1125

Zeybek A. ve Eyin M.(2023)," Experimental Study on Liquefaction Characteristics of Saturated Sands Mixed with Fly Ash and Tire Crumb Rubber", Sustainability 2023, 15(4), 2960

# AFET SONRASI OLUŞAN İNŞAAT VE YIKIM ATIKLARININ GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE KULLANIMININ DEĞERLENDİRİLMESİ

**Ayşegül BAYIN SARIAHMETOĞLU[1], Aslı YALÇIN DAYIOĞLU[2], Mustafa HATİPOĞLU[3], Ümit KARADOĞAN[4]**

## ÖZET

Dünya genelinde önemli hasarlara neden olan afetler sonrasında, kriz yönetim aşamasında bulunan atık toplama ve bertaraf süreçleri, çevresel ve ekonomik bir yüke neden olmaktadır. Bir afetin yaratacağı etkinin büyüklüğü, var olan tehlike ve zarar görebilirlik kavramları ile ilgilidir. Meydana gelen afetler, şiddetlerine ve etki alanlarına bağlı olarak fazla miktarda enkaz ve atık oluşturabilirler. Bu bildiride, 06.02.2023 tarihinde yaşadığımız Maraş depremi sonrası ortaya çıkan milyonlarca ton inşaat - yıkıntı atıklarının sürdürülebilir afet yönetimine göre incelenmesi, deprem afeti sonrası ikincil tehlike olan çevre, toprak, su kirliliği tehlikesinin ve riskinin azaltılması için var olan tehlikelere yönelik alınacak çevresel önlemelerin belirlenip risk azaltılması çalışmasının yapılması, geoteknik mühendisliği açısından kullanılabilirliğinin araştırılması amaçlanmaktadır. Bu kapsamda 06.02.2023 tarihli depremde oluşan inşaat – yıkıntı atıklarının miktarına yönelik tespitler, bu atıklardaki tehlike olasılığı, zarar görebilirlik ve yönetilebilirlik faktörleri göz önünde bulundurularak risk analizi, çevresel etkisi değerlendirilmiş, elde edilen sonuçlar doğrultusunda geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılabilirliğine yönelik değerlendirme yapılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *İnşaat ve yıkım atıkları, risk ve zarar azaltma, deprem*

## ABSTRACT

Waste collection and disposal processes that arise after disasters at the crisis management stage cause an environmental and economic burden globally. The magnitude of the impact of a disaster is related to the concepts of existing danger and vulnerability. Disasters can create large amounts of debris and waste depending on their severity and area of impact. In this paper, an assessment of the million tons of construction and demolition wastes generated after the Maraş earthquake on 06.02.2023 was performed in accordance with sustainable disaster management. Moreover, the environmental precautions to be taken in order to reduce the danger and risk of environmental, soil and water pollution were discussed, which is a secondary hazard after the earthquake. Also investigation for potential utilization in geotechnical engineering practice along with a risk reduction study was carried out. In this context, the estimation of the total amount of construction - demolition wastes generated in the earthquake region, the potential harm caused by the existing construction - demolition wastes, the risk analysis of the construction - demolition wastes considering the factors of vulnerability and manageability as well as their environmental impact were evaluated and their suitability for geotechnical engineering applications was discussed.
***Keywords:*** *Construction and demolition waste, risk and harm reduction, earthquake*

[1] Öğr. Gör. Dr., İTÜ Deprem Mühendisliği ve Afet yönetim Enstitüsü, aysegbayin@itu.edu.tr (sorumlu yazar)
[2] Dr. Öğr. Üyesi, İTÜ İnşaat Fakültesi, yalcinas@itu.edu.tr
[3] Dr. Öğr. Üyesi, İTÜ İnşaat Fakültesi, hatipoglu1@itu.edu.tr
[4] Dr. Öğr. Üyesi, İTÜ İnşaat Fakültesi, karadoganum@itu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Afet kavramı; Birleşmiş Milletler'in kabul ettiği en genel tanımla "fiziksel, ekonomik ve sosyal kayıplar oluşturan, günlük yaşamı ve insan aktivitelerini durdurarak veya kesintiye uğratarak toplumları etkileyen ve yerel imkanlar ile baş edilemeyen doğal, teknolojik veya insan kaynaklı tüm olaylar" şeklinde tanımlanmaktadır (Kadıoğlu 2008). Büyüklüğü ve etki alanı değerlendirildiğinde afetlerin yönetimi için öncesini, afet anını ve sonrasını kapsayan çalışmaların yapılması gerekmektedir. Afet yönetim çalışmaları bir bütündür afet öncesi, afet anı ve afet sonrası yönetim aşamalarının hepsi entegre olarak değerlendirilmektedir. Afet tanımı göz önünde bulundurularak afet sonrası oluşabilecek riskleri tahmin edebilmek için geliştirilen formül Denklem 1'de verilmiştir.

$$Risk = Tehlike\ Olasılığı\ \times Zarar\ Görebilirlik \quad (1)$$

Denklem 1' de verilen afet riski hesabını Denklem 2'deki gibi de tanımlamak mümkündür.

$$Risk = Tehlike\ Olasılığı\ \times Maruziyet \times Savunmasızlık \quad (2)$$

Bu eşitliklere göre afetin büyüklüğü tehlike ve toplumun savunmasızlığına bağlıdır. Toplumun tehlikeyi önceden tahmin etme, olası zararları önleme, azaltma, başa çıkma ve yaşamı normale döndürme hızı ne kadar yüksekse, tehlike ne kadar büyük olursa olsun afet o kadar küçük ölçekte kalacaktır. Bu durumun tam tersi bir durum da geçerli olabilir (Kadıoğlu 2008; Ergünay 2009). Bu nedenle afet öncesi risk ve zarar azaltma çalışmalarının titizlikle yapılması, sürdürülebilir afet yönetiminin benimsenmesi çok önemlidir. Risk Yönetimi Endeksine (INFORM) göre Türkiye'de doğal kaynaklı afetler bakımından en yüksek riski 9.3 puan ile deprem taşımaktadır.

Deprem afeti sırasında yıkılan binalar ve altyapıdan kaynaklı, beton, tuğla ve kereste gibi molozlar oldukça fazla miktarda ortaya çıkmakta ve bu da toplumlara atık yönetimi konusunda ek bir yük getirmektedir. Afetler sonucu oluşan bu tür atıkların bertaraf seçenekleri ve uygulanan bertaraf yöntemleri çevre ve halk sağlığı açısından oldukça önemli bir yer tutmaktadır. Afet yönetiminin bir parçası olan afet atık yönetiminin hedefleri de insan hayatını ve sağlık risklerini en aza indirmek, çevresel riskleri azaltmak ve etkilenen topluluklara fayda sağlamaktır. Afet atıkları için farklı bertaraf seçenekleri mevcuttur. Bu bertaraf seçenekleri arasında atıkların geri kazanımı önemli bir seçenektir. Bu nedenle; özellikle inşaat – yıkıntı atıklarının (İYA) geri kazanılması ile ilgili birçok araştırma ve geliştirme çalışmaları yürütülmektedir (Öztürk 2017).

Afet yönetiminin yeniden inşa evresinde deprem afeti sonucu oluşmuş olan İYA'na yönelik tehlike olasılığı, zarar görebilirlik ve yönetilebilirlik faktörleri göz önünde bulundurularak risk analizi yapılması gerekmektedir. Yapılmış olan risk analizi değerlendirilerek, zarar görebilirlik ve yönetilebilirlik faktörleri göz önünde bulundurularak riskler kabul edilebilir seviyeye indirgenmeli ve İYA'nın sürdürülebilir atık yönetimi kapsamında yeniden kullanımı için araştırmalar yapılıp döngüye yeniden girmesi sağlanmalıdır (Lauritzen. 1998). Bu kapsamda deprem sonrası oluşmuş olan İYA'da olma ihtimali olan asbest, kurşun ve diğer tehlikeli maddelerin varlığı araştırılmalı, çevresel ve insan sağlığına etkisi incelenmelidir (Antic, 2021). İnşaat ve yıkıntı atıkları içerisinde yer alan asbest, arsenikle işlem görmüş ahşaplar, alçıtaşı ve organik kirleticiler gibi bazı kimyasal ve tehlikeli maddeler potansiyel sağlık riskleri oluşturmaktadır.

Afet olaylarından sonra geriye dönük olarak ortaya çıkan enkaz miktarını ölçen birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalar, hem afet atık tahmin yöntemlerinin iyileştirilmesi hem de enkaz yönetiminin planlamasına, hazırlığına ve müdahaleye yardımcı olmak amacıyla gerçekleştirilmiştir (Brown vd. 2011). Bu tür çalışmaların çoğu Japonya'da yapılmaktadır. Hirayama vd. (2009) tarafından ev başına ya da birim zemin alanı başına enkaz hacmini/ağırlığını tahmin etmeye yönelik ger.ekleştirilen çalışmalar bu çalışmalara örnek olarak gosterilebilir. Ulucan ve Alyamac (2022) tarafından yapılmış olan başka bir çalışmada da 24 Ocak 2020 Elazığ-Sivrice depremi sonrasında kontrollü olarak yıkılan binalardan çıkan geri dönüştürülmüş beton agregaları kullanılarak üretilen betonların mekanik, çevresel ve ekonomik özellikleri incelenmiştir.

Yukarıda da bahsedildiği üzere afetler sonrası oluşan İYA'nın çevresel etkisi değerlendirilerek inşaat mühendisliğinin özellikle geoteknik mühendisliğinin farklı uygulama alanlarında yeniden kullanımını inceleyen birçok çalışma mevcuttur (Abbaspour vd 2018, Soleimanbeigi vd 2019, Houlihan vd 2021, Sarıahmetoğlu vd. 2021). Yapılan çalışmalar sonucunda inşaat yıkım atıklarının büyük bir bölümünü oluşturan geri dönüştürülmüş beton agregasının, mekanik açıdan doğal agrega ile benzer özellikler gösterdiği belirlenmiştir. Ancak söz konusu malzemenin bir atık malzeme olması sebebiyle, malzemenin çevresel davranışının bölgesel

olarak değişebileceği, bu sebepten ötürü laboratuvar ve mümkünse arazi deneyleriyle bu özeliklerin kullanım öncesi belirlenmesi tavsiye edilmiştir.
Deprem sonucu yıkılan / hasar gören binaların oluşturduğu İYA büyük hacimlerde olup, genelde kontrolsüz biçimde uygun sahalarda depolanmaktadır. Ancak bu binaların enkazlarının kaldırılması esnasında zaman kısıtından ötürü ayrıştırma işlemi yapılamamakta, bu sebeple yığınlar son derece heterojen bir bileşime sahip olmaktadır. Bu çalışmada da 06.02.2022 tarihinde Maraş merkezli yaşanmış olan ve 11 ilimizi etkileyen depremler sonrası oluşmuş olan İYA'na yönelik tehlike - risk değerlendirmesi yapılmış, atıkların özellikle geoteknik mühendisliği uygulamalarında tekrar kullanılabilmesi için riskleri kabul edilebilir seviyeye indirgemenin öneminden bahsedilmiştir.

## 2. DEPREM AFETİ SONRASI OLUŞAN İYA TANIMI VE İÇERİKLERİ

İnşaat – yıkıntı atıkları; 2004 yılında yayımlanan Hafriyat Toprağı, İnşaat ve Yıkıntı Atıklarının Kontrolü Yönetmeliği'nde "İnşaat atıkları ve yıkıntı atıklar" şeklinde adlandırılmıştır. Yönetmeliğe göre inşaat atıkları; "konut, bina, köprü, yol ve benzeri alt ve üst yapıların yapımı esnasında ortaya çıkan atıklar", yıkıntı atıklar ise "konut, bina, köprü, yol ve benzeri alt ve üst yapıların tamiratı, tadilatı, yenilenmesi, yıkımı veya doğal bir afet sonucunda ortaya çıkan atıklar" olarak tanımlamaktadır (HİYAKY, 2004). İYA'lar başta beton olmak üzere moloz, asfalt, çakıl, kum, tuğla, tahta, seramik, doğal kayaçlar, çatı malzemeleri, hurda/hasarlı araçlar, elektrik elektronik atıkları, metaller, cam, flüoresan lamba, plastik, yalıtım malzemeleri, halı parçaları ve asbest, kurşun gibi insan sağlığına zararlı maddeleri içermektedir (Demir, 2009).

### 2.1. Deprem Sonrası Oluşan İYA'lardaki Tehlikeler

Yıkım atıkları çoğu ülkenin endüstriyel atıklarının önemli bir bölümünü oluşturmaktadır ve bu atıkların çoğu inerttir (beton, tuğla, kum ve çakıl). Bununla birlikte, bu katı atıkların küçük bir kısmı, kurşun bazlı boya, flüoresan lambalar, işlenmiş ahşap ve asbest gibi insan sağlığına ve çevreye zararlı kimyasallar içerir. Bu bileşenler, yıkım işçileri için sağlık risklerine neden olabilir, inert atıkların geri kazanımını sınırlayabilir ve bu atıkların korumasız depolama alanlarına atılması durumunda çevresel risklere neden olabilir. Bu tehlikeli atıklar, yıkım atıklarının çok küçük bir kütlesel fraksiyonunu temsil etmektedir, ancak bunlar çevre için başlıca risktir. Avrupa yönetmeliğine göre, bu bileşenler geçirimsiz tabaka oluşturulmayan (astarsız) depolama alanlarında yasaklanmıştır ve tehlikeli atıklar olarak yönetilmektedir.
Bina tipine ve yapım yılına göre binaların içerdiği malzeme türleri farklılık göstermektedir ve bu malzemelerin bazıları tehlikeli bileşenler içerebilir. Bu tehlikeli atıklar Avrupa mevzuatında (Avrupa atık listesi, 3 Mayıs 2000 tarihli Komisyon Kararı) ve Türkiye Tehlikeli Atık Yönetmeliği'nde belirtilmiştir.
Tablo 1'de binaların yıkılması sırasında oluşan başlıca tehlikeli atıklar ve bu atıkların içerdiği tehlikeli maddeler özetlenmektedir.

**Tablo 1:** İnşaat – yıkıntı atıklarında bulunma ihtimali olan tehlikeli maddeler

| **Tehlikeli Atık** | **Atıkta bulunan tehlikeli maddeler** |
|---|---|
| Asbest | asbest |
| Floresan lambalar | Cıva |
| İşlenmiş ahşap malzemeler | Arsenik, krom, pentaklorofenol, kreozot, lindan, |
| Kurşun bazlı boya | Kurşun |
| Kurşun borular | Kurşun |
| Bitümlü yüzey kaplama | PAH |
| Baca kurumu | PAH |
| Çıkış işaretlerinden piller, acil durum ışıkları vb. | Kurşun, kadmiyum |
| Klima, Derz ve sızdırmazlık PCB'si | Hidrokloroflorokarbon |

İYA'daki en önemli tehlikeli madde asbesttir ve insan sağlığına olumsuz etkisi çok fazladır. Asbest içeren malzemeler (Asbestos Containing Materials - ACM), 1990'lı yıllara kadar inşaatlarda yaygın olarak kullanılmakta iken, asbestin kanserojen etkileri kabul edildikten sonra dünya çapında birçok ülkede kullanımı yasaklanmıştır.

## 2.2. Deprem Sonrası Oluşan İYA'ların Riski

Bina yapımında kullanılan malzemelerin içerdikleri tehlikeli madde türlerine göre yıkım sonrası oluşan atıklar insan sağlığı ve çevre kirliliği bakımından çok ciddi riskler oluşturmaktadır. Deprem sonrasında oluşan atıklardaki tehlikeli maddeler insan ve çevre sağlığı açısından büyük risk oluşturabilmektedir. Bunlar arasında inşaat atıkları içerisinde asbestin bulunup bulunmadığı özenle değerlendirilmelidir. Ülkemizde 2010 yılından sonra asbest kullanımının yasaklandığı düşünülürse, depremler sonrasında oluşan İYA'larda asbest bulunma riskinin oldukça fazla olduğu öngörülmektedir.
Asbest akciğer kanserine, mezotelyoma, gırtlak ve yumurtalık kanserine ve asbestoza (akciğer fibrozisi) neden olmaktadır. İnsan maruziyeti havadaki liflerin solunması yoluyla gerçekleşmektedir (Bloise vd, 2020).
Asbestin zararlı etkileri, 20. yüzyıl başlarında görülmeye başlanmış ve Dünya Sağlık Örgütü ve Uluslararası Kanser Araştırma Merkezi asbesti, kanserojen madde olarak açıklamıştır. Araştırmalarda asbestin akciğer kanseri başta olmak üzere mezotelyoma (akciğer zarı kanseri), larenks (gırtlak) ve yumurtalık kanseri, asbestozis gibi ölümcül hastalıklara neden olduğu tespit edilmiştir (Demir vd., 2018).
Ayrıca İYA'da bulunma ihtimali olan Tablo 1' de verilen tehlikeli maddelerin sızıntı suyu ile toprağı ve yer altı sularını kirletme riski çok yüksektir. Şekil 1'de de İYA' dan kaynaklı oluşabilecek risk faktörleri özetlenmiştir.




**Şekil 1.** İnşaat – yıkıntı atıklarında bulunan risk faktörleri

## 2.3. Deprem Sonrası Oluşan İYA'ların Geoteknik Mühendisliği Uygulamalarında Kullanılabilmesi için Yönetimi

Deprem sonrası geçici depolama alanlarına taşınan İYA'nın sürdürülebilir atık yönetimi kapsamında geoteknik mühendisliği uygulamalarında tekrar kullanılabilmesinin değerlendirilebilmesi için kullanım amacına yönelik kimyasal içeriğinin, mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla gerekli fiziksel, kimyasal ve mekanik deneylerinin yapılması gerekmektedir. İçeriği ve mekanik özellikleri tayin edilen inşaat – yıkım atıkları inşaatlarda dolgu malzemesi olarak, kaldırım yapımında veya yollarda temel / alttemel malzemesi olarak kullanılabilir. Örneğin, 2012 yılında İtalya'da meydana gelen Emilia depremi sonucunda yaklaşık 611.000 ton moloz üretilmiş ve bu atıklar çoğunlukla geri kazanılarak düzenli depolama sahalarının iç yolları olarak geri dönüştürülmüştür (Cannarito ve Villani, 2013). 2015 Nepal Gorkha depremi sonunda 0.44 milyon ton atık geri dönüştürülerek İYA'ların yeni inşaatlarda veya arazi geliştirmede dolgu malzemeleri olarak yeniden kullanımı/geri dönüşümü gerçekleştirilmiştir (Poudel vd., 2019). Son yıllardaki yapılan çalışmalarda, çevresel etki değerlendirmelere göre, deprem gibi afetlerden sonra oluşan İYA'ların yerinde arıtılmasının en iyi seçenek olduğu ortaya koyulmuştur (Amato vd., 2019).

# 3. 6 ŞUBAT 2023 KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE OLUŞAN İYA VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ UYGULAMALARINDA KULLANIMININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Türkiye'de 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen depremler sonrasında Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı (ÇŞİDB) tarafından toplam 13 ilde yürütülen hasar tespit çalışmaları kapsamında 16 Şubat 2023 itibariyle 1 milyon 40 bin bina incelenmiş olup, 130 bin binada 430 bağımsız bölümün (dükkân, daire, konut, garaj vb.) yıkık, acil yıkılacak ve ağır hasarlı olduğu tespit edilmiştir. Toplam deprem atıkları miktarının ise, yaklaşık 50 milyon ton ile 110 milyon ton aralığında olacağı öngörülmektedir (İTÜ, 2023). Öte yandan Xiao

vd. (2023) Kahramanmaraş depremleri sonucunda, 350 ila 580 milyon ton arasında yıkım atığının oluştuğunu hesaplamıştır. Tablo 2'de Kahramanmaraş depremleri sonucu oluşan ortalama atık miktarı verilmiştir (Brown vd., 2011; Hernández-Padilla ve Angles, 2021; Öztürk, 2023).

**Tablo 2:** 11 İl için ortalama kütlesel İYA dağılımı.

| İL | Yaklaşık kütlesel atık miktarı (ton) (Temelli vd., 2023) | *Tehlikeli maddeler (ton) | *Toprak ve taş karışımı (ton) | *Bitümlü karışımlar ve ahşap atıklar (ton) | **Mineral fraksiyon atığı (ton) | Betonarme atık miktarı (ton) | Hurda demir atığı miktarı (ton) (Temelli vd., 2023) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Adana** | 552.024,00 | 8.280,36 | 92.740,03 | 123.653,38 | 325.694,16 | 220.809,60 | 5.330,00 |
| **Adıyaman** | 10.519.872,00 | 157.798,08 | 1.767.338,50 | 2.356.451,33 | 6.206.724,48 | 4.207.948,80 | 101.576,00 |
| **Diyarbakır** | 1.608.574,00 | 24.128,61 | 270.240,43 | 360.320,58 | 949.058,66 | 643.429,60 | 15.532,00 |
| **Elazığ** | 1.899.172,00 | 28.487,58 | 319.060,90 | 425.414,53 | 1.120.511,48 | 759.668,80 | 18.338,00 |
| **Gaziantep** | 5.451.985,00 | 81.779,78 | 915.933,48 | 1.221.244,64 | 3.216.671,15 | 2.180.794,00 | 52.642,00 |
| **Hatay** | 40.252.685,00 | 603.790,28 | 6.762.451,08 | 9.016.601,44 | 23.749.084,15 | 16.101.074,00 | 388.664,00 |
| **Kahramanmaraş** | 18.573.962,00 | 278.609,43 | 3.120.425,62 | 4.160.567,49 | 10.958.637,58 | 7.429.584,80 | 179.343,00 |
| **Kilis** | 470.118,00 | 7.051,77 | 78.979,82 | 105.306,43 | 277.369,62 | 188.047,20 | 4.539,00 |
| **Malatya** | 13.374.053,00 | 200.610,80 | 2.246.840,90 | 2.995.787,87 | 7.890.691,27 | 5.349.621,20 | 129.135,00 |
| **Osmaniye** | 3.012.757,00 | 45.191,36 | 506.143,18 | 674.857,57 | 1.777.526,63 | 1.205.102,80 | 29.090,00 |
| **Şanlıurfa** | 1.152.481,00 | 17.287,22 | 193.616,81 | 258.155,74 | 679.963,79 | 460.992,40 | 11.128,00 |
| **TOPLAM** | 96.867.683,00 | 1.453.015,25 | 16.273.770,74 | 21.698.360,99 | 57.151.932,97 | 38.747.073,20 | 935.317,00 |

*Kontamine olmuş toprak ve taşlar veya asbestli inşaat malzemelerinin bir karışımı

**Geri dönüşüm için yüksek bir potansiyele sahip beton, tuğla, kiremit ve seramik karışımları

11 il için Temelli vd. (2023) tarafından yapılmış olan yaklaşık kütlesel atık miktarına istinaden Ramos ve Marthino (2023)'un çalışmalarında belirlemiş olduğu yüzde dağılımına göre %1.5 tehlikeli madde (kontamine toprak ve taş yada asbestli inşaat içeriği), %16.8 toprak ve taş, %22.4 bitümlü karışımlar ve ahşap atığı, ve geriye kalan %59'luk kısmının geri dönüştürülebilir beton, tuğla, kiremit, seramik gibi karışımlardan oluştuğu belirlenmiştir. Deprem sonrası oluşan yıkım atığının çevresel etkilerini sınırlandırmak, sürdürülebilir atık yönetimi kapsamında her bir uygulamasında tonlarca agrega kullanılan geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılabilir malzeme olarak döngüye katılmasını sağlamak çok önemlidir. Bu nedenle deprem bölgesindeki geoteknik mühendisliği uygulamalarında gerekli olan doğal agrega yerine bölgede mevcut olan İYA'nın çevresel etkisi ve mühendislik özellikleri belirlenerek geoteknik mühendisliği uygulamalarında agrega yerine kullanımının sağlanması hem sürdürülebilir atık yönetimi hem de sürdürülebilir geoteknik mühendisliği açısından çok önemlidir.

## KAYNAKLAR

Abbaspour, A., Tanyu, B.F., Aydilek, A.H., and Dayioglu, A.Y.. (2018). Methodology to evaluate hydraulic compatibility of nonwoven geotextile and recycled concrete aggregate in underdrain systems, Geosynthetics International, 25 (1), 67-84.

Antić, K. Đ., Turk Sekulić, M., Sremački, M., Stošić, M., & Radonić, J. (2021). Identification of Banned Pesticide Residues in Municipal Solid Waste Landfills Leachate from Vojvodina Region. In 21st European Meeting on Environmental Chemistry, EMEC21-Book of Abstracts, November 30–December 3, 2021 Novi Sad, Serbia (pp. 122-122). Belgrade: Serbian Chemical Society.

Amato, A., Gabrielli, F., Spinozzi, F., Galluzzi, L.M., Balducci, S., and Beolchini, F. (2019). Strategies of disaster waste management after an earthquake: A sustainability assessment. Resources, Conservation & Recycling, 146 (2019), 590–597.

Bloise, A., Ricchiuti, C., Punturo, R., & Pereira, D. (2020). Potentially toxic elements (PTEs) associated with asbestos chrysotile, tremolite and actinolite in the Calabria region (Italy). Chemical Geology, 558, 119896.

Brown, C., Milke, M., and Seville, E. (2011). Disaster waste management: A review article. Waste Management, 31, 1085-1098.

Cannarito, V. ve Villani, B. (2013). La gestione dei rifiuti in Emilia-Romagna, Bologna.

Demir, İ. (2009). İnşaat Yıkıntı Atıklarının Beton Üretiminde Kullanımı ve Beton Özelliklerine Etkisi. AKÜ Fen Bilimleri Dergisi, 2009-02, 105-114.

Ergünay O., (2009), Afet Yönetimi: Genel İlkeler, Tanımlar, Kavramlar, DSİ, Ankara, ss.49.

Hernández-Padilla, F.; Angles, M. (2021). Earthquake Waste Management, Is It Possible in Developing Countries? Case Study: 2017 Mexico City Seism. Sustainability,13, 2431.

Houlihan, M., Bilgen, G., Dayioglu, A., and Aydilek, A.H. (2021). "Geoenvironmental Evaluation of RCA-Stabilized Dredged Marine Sediments as Embankment Material", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 33, No. 1, 04020435.

HİYAKY, (2004). Hafriyat Toprağı, İnşaat ve Yıkıntı Atıklarının Kontrolü Yönetmeliği, Resmi Gazete,http://www.mevzuat.gov.tr/Metin.Aspx?MevzuatKod=7.5.5401&MevzuatIliski=0&sourceXmlSearch=hafriyat [Erişim 11 Mayıs 2023].

İTÜ (2023). 6 Şubat 2023 04.17 Mw Kahramanmaraş (Pazarcık, Türkoğlu), Hatay (Kırıkhan), ve 13.24 Mw7.7. Kahramanmaraş (Elbistan/Nurhak-Çardak) Depremleri Tespit Raporu.

Kadıoğlu M., (2008), Modern, Bütünleşik Afet Yönetimin Temel İlkeleri; JICA Türkiye Ofisi Yayınları No: 2, Ankara, s. 1-34.

Lauritzen, E.K. (1998). Emergency construction waste management.Saf Sci, 30, 45-53. https ://doi.org/10.1016/S0925 -7535(98)00032-0.

Öztürk M., (2017), Afetlerde atık yönetimi mekanizması, http://tucev.org/dosyalar/files/afetlerde-atik-yonetimi.pdf, [Erişim 12 Temmuz 2018].

Öztürk, M. (2023). Afet sonrası yıkıntı atıkları yönetimi. Şantiye, 399, 93-96. https://edergi.santiye.com.tr/399/#p=100.

Poudel, R., Hirai, Y., Asari, M., and Sakai, S. (2019). Field study of disaster waste management and disposal status of debris after Gorkha Earthquake in Kathmandu, Nepal. Journal of Material Cycles and Waste Management, 21(2019), 753-765.

Sariahmetoğlu, A. B., İyisan, R., Dayioğlu, A. Y., Hatipoğlu, M. (2021). Geri kazanılmış asfalt malzemenin uzun süreli filtrasyon performansı. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, 27(6), 683-695.

Soleimanbeigi, A., Tanyu, B.F., Aydilek, A.H., Florio, P., Abbaspour, A., and Dayioglu, A.Y. (2019). "Evaluation of Recycled Concrete Aggregate as Backfill for Geosynthetic-Reinforced MSE Walls", Geosynthetics International, 26(4), pp. 396-412

Temelli, U.E., Sezgin, N. ve Özdoğan Cumalı, B. (2023). Afet Zamanlarında İnşaat Yıkıntı Atıklarının Belirlenmesi ve Atıkların Değerlendirilmesi: Kahramanmaraş Depremi Örneği. Anadolu Çev. ve Hay. Dergisi, 8(2), 225-232.

Xiao, J., Deng, Q., Hou, M., Shen, J., & Gencel, O. (2023). Where are demolition wastes going: reflection and analysis of the February 6, 2023 earthquake disaster in Turkey. Low-carbon Materials and Green Construction, 1(1), 17.

# SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERDE GÖMÜLÜ BORULARIN YÜKSELME DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZİ

## NUMERICAL ANALYSIS OF UPLIFT BEHAVIOR OF PIPES BURIED IN LIQUEFIABLE SOILS

**Münire DÜLGER[1], Havvanur KILIÇ[2]**

## ÖZET

Depremlere bağlı olarak gelişen sıvılaşma dolayısı ile, kohezyonsuz ve suya doygun kumlu ve siltli zeminlerde geçici ve tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncı artımı sonucu mukavemet kaybı oluşur. Bu çalışmada, sıvılaşabilir bir zeminde gömülü beton bir borunun deprem sırasındaki davranışını incelemek amacıyla yapılmış olan santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal analizlerde, PLAXIS 2D'de kullanıcı tanımlı olarak eklenebilen PM4Sand modeli kullanılmış ve sıvılaşma modeli kapsamında kullanılan parametreler ile parametrelerin boru yükselme davranışına etkileri incelenmiştir. 1.1D derinlikteki beton bir boru için, 0.22g deprem ivmesindeki deneysel ölçümler ile sayısal analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Ayrıca, rölatif sıkılığı Dr %30, %45 ve %55 olan kum için, farklı gömülme derinlikleri dikkate alınarak analizler tekrarlanmış ve kumun sıkılığı ve boru gömülme derinliği arttıkça borunun yer değiştirmesinin azaldığı tespit edilmiştir.

***Anahtar sözcükler:*** *Sıvılaşma, PM4SAND, Gömülü Boruların Dinamik Davranışı, Gömülü Boru Yükselmesi*

## ABSTRACT

Strength loss occurs due to increased pore water pressure under transient and repetitive loads in cohesionless and water-saturated sandy and silty soils due to liquefaction under the effect of earthquakes. In this study, a centrifuge test has been numerically modelled to investigate the behavior of a pipe buried in liquefiable soil during an earthquake. PM4Sand, which can be added as a user-defined model in PLAXIS 2D, has been used in the numerical analyses, and the parameters used in the liquefaction model, as well as the effects of the parameters on the uplift behavior of the pipe, have been investigated. For a concrete pipe at a depth of 1.1D, experimental measurements at an earthquake acceleration of 0.22g have been compared to the numerical analysis results. In addition, the analyses were repeated for sand with relative density Dr of 30%, 45% and 55%, taking into account different burial depths, and it was determined that the displacement of the pipe decreased as the relative density of the sand and the pipe burial depth increased.

***Keywords:*** *Liquefaction, PM4SAND, Dynamic Behavior of Buried Pipes, Uplift of Buried Pipe*

[1] Yük.İnş. Müh., Yıldız Teknik Üniversitesi /dulgermd@gmail.com {Münire Dülger}
[2] Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, kilic@yildiz.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Boruların deprem sonucu aldığı hasarlar kritik öneme sahip olup bu konudaki deneysel ve nümerik analiz çalışmaları dünya çapında ve ülkemizde devam etmektedir. Boru hasarlarının deprem sonrasında normalleşme sürecindeki etkileri değerlendirildiğinde ana hat borularında oluşabilecek hasarların bu süreci olumsuz etkilediği anlaşılmakta ve tasarım süreçlerinde alınabilecek tedbirlerle hasarların önlenebilmesi mümkün olabilmektedir.

İnşaat mühendisliği yapılarının gerçekçi ve ekonomik olarak tasarımı ancak detaylı deneysel çalışmalar ve geoteknik modellemeler yardımıyla gerçekleştirilebilir. Bu çalışmada, gömülü bir borunun, sıvılaşma nedeniyle artan su basınçlarından dolayı yükselme davranışı ve hasar etkilerini ortaya koymak amacıyla yapılan bir santrifüj deneyinin, Plaxis PM4SAND modeli ile sayısal analizi yapılmıştır.

## 2. PM4SAND BÜNYE MODELİ

Geoteknik deprem mühendisliği uygulamaları için geliştirilen bünye modellerinin, sahada geniş bir yelpazede yer alan çeşitli koşulları yeterli yaklaşıklıkta modelleyebilmesi istenir. PM4Sand modeli gerilme oranı kontrollü, kritik durum esaslı, sınırlayıcı yüzey plastisite modeli ana çerçevesini takip eder. Bu analizlerde, sıvılaşma ve sıvılaşma nedeniyle meydana gelen oturmalar tahmin edilebilmektedir (Toloza P.V.,2018), (Quevedo V.H.P., 2019).

Zeminde kritik durum, sabit gerilmeler ve sabit bir boşluk oranında deformasyonların devam ettiği durum olarak adlandırılır (Schofield vd. 1968). PM4Sand modelinde kritik durum çizigisi ampirik olarak, kritik durum rölatif sıkılık değeri ile mevcut durum rölatif sıkılık değeri arasındaki fark dikkate alınarak rölatif durum parametre indeksi, $\xi_R$ ile ifade edilir (Boulanger, 2003). Boulanger (2003) ampirik kritik durum çizgisini tanımlarken hacimsel genişleme sırasındaki dilatasyon bağıntısı Bolton (1986) 'un dilatasyon ilişkisini kullanır. Mevcut model, Dafalias-Manzari modelinde yer alan Lode açısına bağımlılığını (örneğin, sürtünme açıları sıkışma veya genleşme için aynıdır) kaldırarak yüzeyleri basitleştirir, öyle ki sınırlayıcı ($M^b$) ve genleşme ($M^d$) oranları daha basit ifadelerle kritik durum çizgisi (M) ile ilişkilendirilebilir. Dolayısıyla düzlem şekil değiştirme durumundaki sınır ve dilatasyon yüzeyi Lode açısı olmadan düzenlenmiştir (Boulanger ve Ziotopoulou, 2023). PM4Sand modelinde, üç birincil parametre model davranışını tanımlamak için kullanılır, diğer değerler ise default değerler olarak dikkate alınır. Bu nedenle, başlangıçta default değerler değiştirilmez (Vilhar vd. 2018). Model formülasyonunda tüm aşamalarda birincil değişkenler, modelin dilatasyon ve gerilme birim deformasyon yanıtlarını kontrol eder. Başlangıç rölatif sıkılık değeri, zeminin sıkışma veya genleşme davranışına maruz kalacağı, zemin malzemesinin nasıl genleşmeye geçiş yapacağı dilatasyon yüzeyi ile temsil edilmiştir.

Zemin malzemesi için rölatif sıkılık, $e_{max}$ ve $e_{min}$ boşluk oranlarından yararlanılarak hesaplanır. Laboratuvar deneyi yoksa başlangıç rölatif sıkılık CPT ve SPT deney sonuçlarından izleyen (Idriss ve Boulanger, 2008) ilişkiler kullanılarak ve Cd= 46 alınarak,

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \qquad [1]$$

denklemiyle bulunabilir. Rölatif sıkılık belirgin rölatif sıkılık olarak tanımlanabilir ve kalibasyon nedeniyle değiştirilebilir (Vilhar vd., 2018). Kayma modülü faktörü küçük birim deformasyonlarda ($G_{max}$) kayma modülünü kontrol eder (Boulanger ve Ziotopoulou, 2023). $G_0$ değeri deviatörik ve hacimsel artışlarla sınırlanır ve karşılaştırmalı olarak tahmin edilip seçilmeli (ölçülmüş bir kayma dalgası hızı $G_{max}= \rho Vs^2$) ve ayrıca $G_0$ ve $V_{s1}$ ve SPT $(N_1)_{60}$ değerleri arasında modifiye edilmiş ilişkiler temel alınarak hesaplanabilir.

$$G_0 = 167\sqrt{(N_1)_{60} + 2.5} \qquad [2]$$

Sıkışma oranı parametresi $h_{po}$, birincil değişkene bağlı olarak meydana gelen sıkışma sırasında plastik birim deformasyonları düzenler. Model kalibrasyonu sırasında penetrasyon dayanımı veya çevrimsel laboratuvar deneylerine göre (sıvılaşma dayanımı) çevrimsel gerilme oranı hedefi elde edilerek ayarlanabilir. Bu, PLAXIS içindeki deney modülünde laboratuvar testleri (CDSS) çevrimsel direkt kesme deneyleri ile belirlenebilir. $h_{po}$

sıkışma oranı parametresinin spesifik çevrimsel dayanım oranlarının model yanıtları karşılaştırılarak seçilmesi gerekir (Idriss ve Boulanger, 2008). 1 Atm jeolojik gerilme ve M=7.5 olan bir deprem için çevrimsel dayanım oranları CRR'nin SPT'ye dayalı tahmini DSS yüklemesinde %3 kayma birim deformasyonunda 15 üniform pik tekil yükleme çevriminin neden olduğu CRR değerine yaklaşık olarak eşit olduğu kabul edilerek belirlenebilir (Boulanger ve Ziotopoulou, 2023).

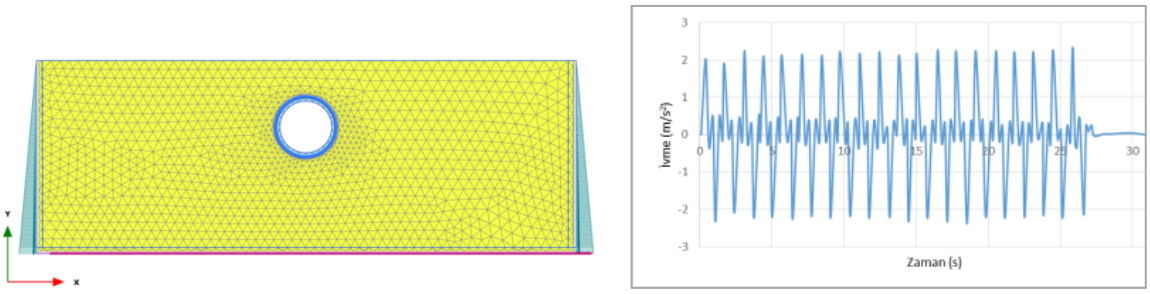
## 3. SAYISAL MODEL VE ANALİZLER

Sıvılaşabilir zeminlerde gömülü boruların yükselme davranışının incelenmesi kapsamında Plaxis PM4Sand model dikkate alınarak, Chain vd. (2014) tarafından yapılan sentrifüj deneyi modellenmiş ve deney sonuçları ile sayısal analizlerin sonuçları karşılaştırılmıştır. Sentrifüj deneyinde 66.7g ivme kullanılmış olup prototip ölçekte 1.1D yani 5.5 m derinlikteki 5m çaplı bir boruya karşılık gelmektedir. Sentrifüj deneyi, Chain vd. (2014) tarafından FLAC 2D kullanılarak sonlu farklar yöntemi ile modellenmiştir. Bu analizlerde sıvılaşma durumunu modelleyebilen Wang bünye modeli (Wang vd., 1990) kullanılmıştır. Ayrıca bu sentrifüj modeli (Sudevan 2020) tarafından da FLAC3D Finn-Byrne formülasyonu kullanılarak sayısal olarak modellenmiştir.

Bu çalışmada, 1.1D derinlikteki tek boru için 0.22g deprem ivmesi kullanılarak model parametreleri ve boru parametreleri (Gs=0.3) deney modelindeki gibi seçilmiştir. Modelde boru et kalınlığı 0.35m'dir. Sayısal modelin sonlu elemanlar ağı ve deprem girdi hareketi Şekil 1'de gösterilmiştir. Sonlu elaman ağında 15 düğüm noktalı 3084 üçgen eleman kullanılmıştır. Oluşturulan modeldeki ortalama elaman boyutu ise 0.71 m ve analizde deprem verisi 0.005 sn eşit aralıklarla 30 sn olarak uygulanmıştır. Deneysel modelin tabanında kaya bulunmadığından, tabanda sınır koşulları sabit taban (none) seçilmiş ve yan sınırlarda ise bağlı serbestlik dereceleri sınır koşulları (tied degrees of freedom) olarak kullanılmıştır. Deprem datası uygulanırken drift correction seçilmiştir. Analiz parametreleri belirlenirken %45 sıkılıkta kum için kalibrasyon çalışmasında $0.9D_R$, $0.8D_R$ ve $0.85D_R$ için (1) ve (2) eşitlikleri dikkate alınarak parametreler belirlenmiş ve sayısal analizler yapılmıştır. $0.9D_R$ için PM4Sand bünye modeli ve boru için kullanılan parametreler Tablo 1 ve Tablo 2'de verilmiştir. PM4Sand zemin modelinde kum zemin için sönüm %2 alınmış ve Hedef 1 ve Hedef 2'ye karşılık gelen $\alpha_R$=0.1761 ve $\beta_R$= 0.001906 değerleri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. PM4Sand, sıvılaşma davranışı için son derece başarılı bir model olmasına rağmen, başlangıç gerilme koşullarının elde edilmesinde yetersizdir. Bu nedenle başlangıç gerilme koşulları Hardening Small-Strain (HSS) bünye denklemleri ile belirlenmiştir.

Analiz sonucunda elde edilen boşluk suyu basınç artışları model deney sonuçlarıyla karşılaştırıldığında boru kenarı ve tabanında uyumlu sonuçlar elde edildiği görülmüştür. Boru üstünde ise FLAC (Chain 2014) nümerik analiz sonuçlarına benzer davranış elde edilmiştir (Şekil 2). Boşluk suyu basıncı oranları ise Şekil 3, Şekil 4 ve Şekil 5'de görüldüğü gibi, boru çevresindeki dalgalanmalardan dolayı, model deneydekilerle (Chain, 2014) benzer olarak, uzak alanda ölçülmüştür. Boru yerdeğiştirme değerlerinin karşılaştırılması Şekil 6'da sunulmuştur.

Sayısal analizlerde, Dr %30, % 45 ve %55 sıkılıklardaki kumun PM4Sand modeline göre malzeme parametreleri belirlenerek, 2 m çaplı ve 0.2 m et kalınlığında beton bir borunun farklı H/D gömülme derinliklerindeki yer değiştirmeleri Şekil 7'de gösterilmiştir.



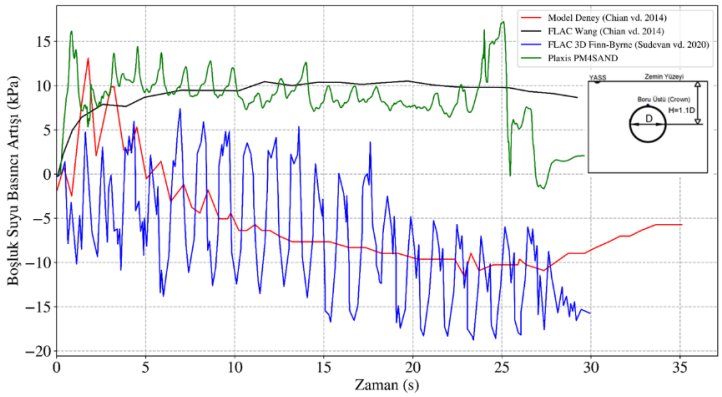

Şekil 1. a) Plaxis analiz modeli b) Analizde kullanılan deprem kaydı

Tablo 1. Parametrik çalışmada sayısal analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

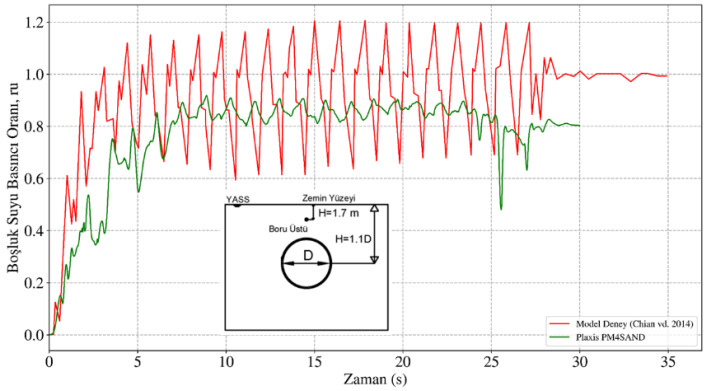
| PM4Sand | | | | HSS Model | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dr | %30 | %45 | %55 | Dr | %30 | %45 | %55 |
| 0.9 DR | 0.27 | 0.405 | 0.50 | $\gamma_{unsat}$ (kN/m3) | 14.5 | 14,50 | 14.5 |
| $G_0$ | 391.6 | 529.3 | 635.92 | $\gamma_{sat}$ (kN/m3) | 18.6 | 18,6 | 18.6 |
| $h_{po}$ | 0.2495 | 0.32 | 0.865 | c (kPa) | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| $e_{max}$ | 1.01 | 1.01 | 1.01 | ϕ(o) | 30 | 30 | 30 |
| $e_{min}$ | 0.55 | 0.55 | 0.55 | $E_{50}^{ref}$ (kPa) | 3000 | 9000 | 11000 |
| $p_A$ | 101.3 | 101.3 | 101.3 | $E_{oed}^{ref}$ (kPa) | 3000 | 9000 | 11000 |
| $n^b$ | 0.5 | 0.5 | 0.5 | $E_{ur}^{ref}$ (kPa) | 9000 | 27000 | 33000 |
| $n^d$ | 0.1 | 0.1 | 0.1 | m | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| ϕ_cv | 33 | 33 | 33 | $p_{ref}$ (kPa) | 100 | 100 | 100 |
| ν | 0.3 | 0.3 | 0.3 | $G_0$ | 60000 | 60000 | 60000 |
| Q | 10 | 10 | 10 | $\gamma_{0.7}$ | 0.0007 | 0,0007 | 0.0007 |
| R | 1.5 | 1.5 | | $R_f$ | 0.9 | 0.9 | 0.9 |

Tablo 2. Sayısal analizlerde kullanılan boru malzeme parametreleri

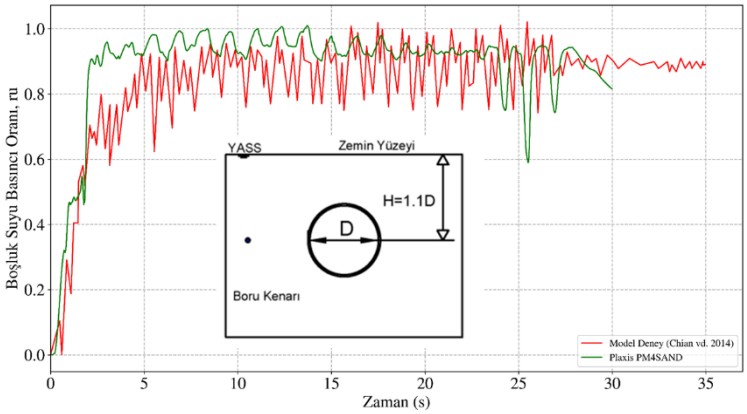
| Boru Malzemesi | Beton Boru |
|---|---|
| Malzeme Model | Linear Elastik |
| Drenaj Durumu | Geçirimsiz |
| $\gamma_{unsat}$ (kN/m$^3$) | 3 |
| E (kN/m$^2$) | 30 x106 |
| ν (-) | 0.25 |



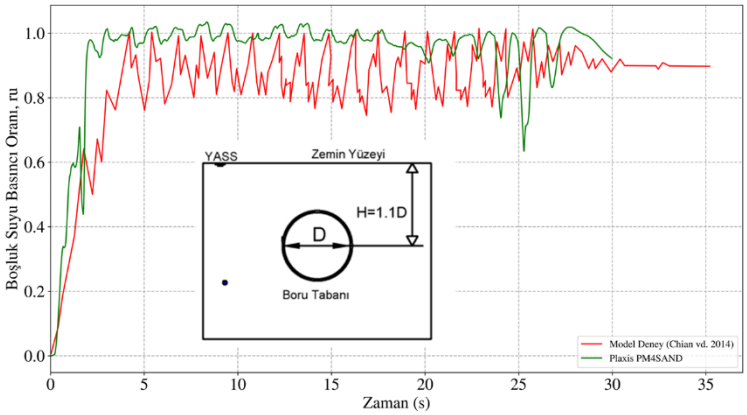

Şekil 2. Boru üzeri (3 m derinlikte) oluşan boşluksuyu basıncı artışının deney sonuçlarıyla karşılaştırılması



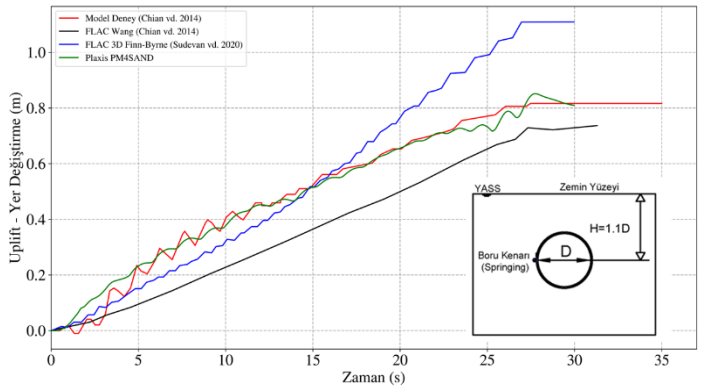

Şekil 3. Uzak alanda 1.7 m derinlikte oluşan ru değerinin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması



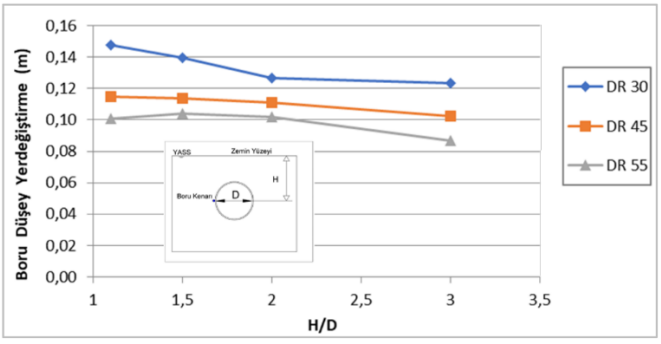

Şekil 4. Boru yanında, uzak alanda 5.5 m derinlikte oluşan ru değerinin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması




Şekil 5. Uzak alanda 7.5 m Derinlikte ru değerinin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması




Şekil 6. Boru kenarında oluşan boru yerdeğiştirmelerinin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması




Şekil 7. Boru yer değiştirmesine, boru gömülme derinliği ve sıkılığın etkileri

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında yapılan sayısal analizlerde, PM4SAND ile sıvılaşabilen bir kumun deprem etkisindeki davranışının gerçekçi olarak modellenebilmesi için malzeme parametreleri kalibre edilmiş ve 0.9 Dr ile hesaplanan boru deplasmanlarının ölçümlerle daha uyumlu olduğu tespit edilmiştir.
Boru çevresindeki boşluksuyu basınç artışı karşılaştırılmış boru tacında deney sonuçlarından Chain 2014'teki nümerik analizdeki gibi ters yönde basınç artışları hesaplanmıştır. Boru kenar ve tabanında ölçüm sonuçlarının uyumlu olduğu görülmüştür. Boru çevresindeki boşluksuyu basınç artışı ölçümlerinde boru yapısından dolayı sıçramalar oluştuğu gözlemlenmiştir. Borudan uzaklaştıkça sıvılaşma oranının daha doğru hesaplandığı görülmüştür. Analizlerde boşluksuyu basıncı (sıvılaşma) oranı değerinin ru= 1 değerine ulaştığı ve sıvılaşma davranışının etkilerinin boru üzerinde ve çevresinde oluştuğu tespit edilmiştir. Model deney ile yapılan analizlerin sonuçları karşılaştırıldığında PM4SAND model ile sıvılaşma davranışının gerçekçi bir şekilde modellenebileceği görülmüştür. Kum zeminin rölatif sıkılığı ve borunun gömülme derinliğine göre H/D oranı arttıkça boru yer değiştirmelerinin azaldığı görülmüştür. Sıvılaşmada, boru gömülme derinliği ve rölatif sıkılık artışının olumlu etkileri görülmüştür.

## KAYNAKLAR


Bolton M. D. (1986), "The strength and dilatancy of sands", Cambridge University Engineering Department.

Boulanger, R. W. (2003), "Relating Kα to relative state parameter index." J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 129(8), 770–73.

Chian S.C., Tokimatsu K., and Santana Madabhushi P. G. (2014), "Soil Liquefaction–Induced Uplift of Underground Structures Physical and Numerical Modeling", J.Geotech. Geoenviron. Eng. 04014057-1.

Boulanger, R. W. (2010),"A sand plasticity model for earthquake engineering applications." Report No. UCD/CGM-10-01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 77 pp.

Boulanger, R. and Ziotopoulou, K. (Revised last version June 2023), "PM4Sand (Version 3.3): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications". Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, USA, Scientific Report, Report No. UCD/CGM-23/01.

Dafalias Y. F., and Manzari M. T. (2004), "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 130(6), 622-634.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2010), "SPT-based liquefaction triggering procedures." Report UCD/CGM-10/02, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 259 pp.

Wang Z.L., Dafalias Y. F., and Shen C.K. (1990), "Bounding surface hypoplasticity model for sand." J. Eng. Mech., 10.1061/(ASCE)0733- 9399(1990)116:5(983), 983–1001.

Manzari, M. T. and Dafalias, Y. F.(1997), "A critical state two-surface plasticity model for sands" Géotechnique, 47(2): 255-272.

Quevedo V.H.P. (2019), "Seismic liquefaction analysis of a critical facility with PM4Sand in Plaxis" MSc Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands,

Schofield, A. And Wroth, P. (1968), "Critical State Soil Mechanics", Lectures in Eng. at Cambridge University.

Subaşı O., ve İyisan R. (2022), "Investigation of liquefaction induced settlements with PM4Sand constitutive model ", Pamukkale Üniv Müh Bilim Dergisi, 28(3), 378-388, 2022

Sudevan P.B., Boominathan, A. and Banerjee S. (2020), "Numerical Study of Liquefaction-Induced Uplift of Underground Structure", ASCE Int. J. Geomech., 20(2): 06019020.

Toloza P.V. (2018), "Liquefaction Modelling using the PM4Sand Constitutive Model in PLAXIS 2D", to obtain the degree of Master of Science at the Delft University of Technology, 27th. November

Vilhar G., Brinkgreve R.B.J., and Zampich L. (2018), "Plaxis The PM4SAND model 2018", Delf University of Technology & Plaxis bv. The Netherlands

# ESNEK İSTİNAT YAPILARINDA STABİLİTE PROBLEMLERİ VE TASARIM ÖNERİLERİ: BİR VAKA ANALİZİ

## DESIGN RECOMMENDATIONS FOR MECHANICALLY STABILIZED EARTH (MSE) WALLS AGAINST STABILITY PROBLEMS: A CASE HISTORY

**Tahir YILDIZ[1], Hüseyin YILDIRIM[2]**

### ÖZET

1960'lı yıllardan beri pek çok projede uygulanan toprakarme (Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall) istinat yapıları yüksek depremselliğe sahip bölgelerde konvansiyonel istinat sistemlerine alternatif olarak kullanılmaktadır. Bu yapıların taşıyıcı sisteminde kritik rol, iyi mühendislik özelliklerine sahip dolgu malzemesine ve tasarımda dikkate alınan nitelikli drenaj önlemlerine düşmektedir. Bu çalışma kapsamında Düzce-Zonguldak yolu üzerinde meydana gelen toprakarme duvar göçme olayının olası sebepleri saha gözlemleri ve tasarım kriterleri ışığında irdelenmiştir. Göçme mekanizmasının tariflenmesi için yapılara ilişkin literatür birikimi, saha gözlemleri ve olayın meydana geldiği bölgenin jeolojik, hidrolojik ve geoteknik koşulları mukayeseli olarak ele alınmıştır. Göçme bölgesinin rehabilitasyon çalışmaları yerinde incelenerek alınan önlemlerin uygunluğu ve benzer yapıların tasarımında toplanan bilgilerin kullanılabilirliği araştırılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *dolgu, drenaj, göçme, tasarım, toprakarme*

### ABSTRACT

Mechanically Stabilized Earth (MSE) walls have been used in constructions for more than 50 years as an alternative of conventional retaining wall systems. MSE walls provide efficient solutions for projects by their good performance at seismic regions. The critical component of these system is selected fill to be used in the body and drainage precautions considered in design stage. In this study, the failure mechanism of a MSE wall placed in Düzce-Zonguldak highway is evaluated by design principles and site observations. The potential reasons for collapse are examined and a definition for failure mechanism is aimed to be presented based on literature, site observations and background of the location by its geological, hydrological and geotechnical conditions. The rehabilitation method of the collapsed section is evaluated and findings are presented
***Keywords:*** *backfill, design, drainage, failure, MSE Wall*

## 1. GİRİŞ

26 Mart 2021 tarihinde, Düzce-Zonguldak karayolunun Çiçekpınar kesiminde yer alan toprakarme duvarda bir kısmı göçme olayı meydana gelmiştir. Bu çalışmanın amacı meydana gelen göçmenin olası sebeplerini bölgenin hidrolojik, jeolojik ve geoteknik arka planıyla mukayeseli olarak araştırmak, göçme mekanizmasını saha gözlemleri ve literatür yaklaşımlarıyla açıklamak, göçme sonrasında uygulanan rehabilitasyon çalışmasına ilişkin gözlemleri ve teknik detayları özetleyerek, bu vaka analizinden hareketle toprakarme istinat duvarlarının tasarım ve uygulama esaslarına yönelik ileride yapılacak projeler için katkıda bulunmaktır.

[1] Geo-Mühendislik Deoartmanı Müdür Yardımcısı, İnşaat Yük. Mühendisi - Assystem, tyildiz@assystem.com (Sorumlu Yazar)
[2] Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Müh. ABD., yildirimh@itu.edu.tr

## 2. YAPI VE LOKASYONA İLİŞKİN VERİLER

Söz konusu bölgenin drone vasıtasıyla alınan fotoğrafları ve videolar incelendiğinde, kuzey-güney doğrultusundaki yaklaşık 80 metre uzunluk boyunca duvarın tamamen yol gövdesinden ayrıldığı anlaşılmaktadır (Şekil 1).




Şekil 1. Göçen Duvar Hattı (Kuzey-Güney / Doğu-Batı)

İşbu toprakarme duvarın arazinin mevcut konumdan yol kotuna kadar yükseltilebilmesi için teşkil edildiği anlaşılmaktadır (TMMOB, 2021) 0. Ana göçme zonundaki kesit yüksekliği 12-13 m seviyesindedir.
Koerner & Koerner (2013), göçmeye maruz kalan donatılı toprak duvarları inceledikleri çalışmada, yapıların %86'sının imalatın tamamlanmasını takip eden 4 yıl içinde kalıcı deformasyona uğradığını raporlamıştır0. İncelemeye esas yapının 2012 tarihinden beri hizmet vermekte olması, bu yapının göçme mekanizmasının literatüre girmiş yaklaşımlardan farklı olabileceği sonucuna işaret etmektedir.

## 3. GÖÇME MEKANİZMASINI TETİKLEYEN OLASI FAKTÖRLER

Benzer vakalara ait raporlanmış çalışmalar değerlendirildiğinde, olası göçme sebebinin tespiti için aşağıdaki faktörlerin ele alınması uygun düşmektedir

- Heyelan potansiyeli ve jeolojik özellikler
- Hidrolojik ve meteorolojik etmenler
- Literatüre dayalı tasarıma ilişkin hususlar: Dolgu özellikleri, drenaj detayları

Çalışma kapsamında yukarıda sıralanan etmenler interaktif kaynaklar, saha gözlemleri ve literatür bilgileri ışığında irdelenmiştir.

### 3.1. Heyelan Potansiyeli ve Jeolojik Yapı

Bölge jeolojisi ve heyelan potansiyeli MTA yerbilimleri harita görüntüleyici ve çizim editörü interaktif sistemi kullanılarak incelenmiştir. Bu inceleme sonucunda duvar permo-triyas yaşlı karasal kırıntılı sedimenter birimlerde olduğu görülmektedir.
Bölgenin yakınında tespit edilmiş bir aktif veya pasif heyelan zonu yer almamaktadır.

### 3.2. Hidrolojik ve Meteorolojik Etmenler

Olay öncesindeki günlerde bölgenin yoğun yağış almış olması sebebiyle göçmenin hidrolojik ve meteorolojik etmenlerle meydana gelmiş olabileceği düşünülmüştür. Tarım ve Orman Bakanlığının interaktif taşkın yönetimi portalından inceleme sahasının havza koşulları kontrol edilmiştir (SYGM, 2023). Buna göre göçme bölgesinde aktif su yolları olduğu görülmektedir. (Şekil 2). Yolun doğusundaki su yolunun ucu, duvarda göçük sonrası meydana gelen dolgu akmasıyla (debris flow) aynı alignmanda yer almaktadır.




Şekil 2. İnceleme sahasına ait topografik veri ve SYGM taşkın web uygulama verisi (2023)

### 3.3. Literatüre Dayalı Tasarım Hususları

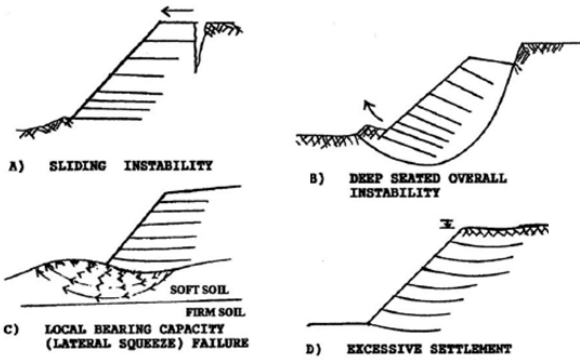
İngiliz (BS 8006), Fransız (NFP 94-270) ve FHWA kaynakları ilgili yapıların tasarımı için benzer koşullar önermektedir. Bu başlık altında temel tasarım kriterleri saha gözlemleri ile karşılaştırılacaktır.

*Göçme Mekanizmaları*

İlgili yönetmeliklerde göçme mekanizması için tariflenen 3 koşul aşağıdaki gibidir:

- İç stabilite problemi (Internal Stability): şerit kopması ve aderans yenilmesi
- Dış stabilite problemi (External Stability): Taşıma gücü ve taban kayması
- Genel stabilite problemi (Compound Stability): Tutucu kuvvetlerin devirici kuvvetlere yenilmesi durumu

Donatılı şevlerin göçme mekanizmaları için senaryolar Şekil 3'de verilmiştir.




Şekil 3. Donatılı şev göçme senaryoları (FHWA, 2009)

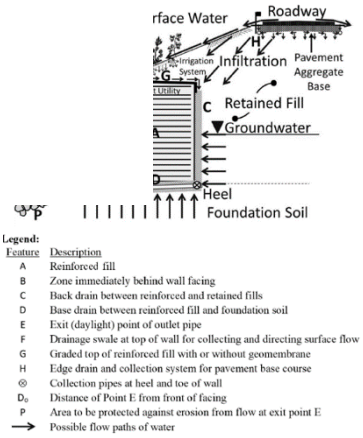
*Dolgu Durumu*

Toprakarme duvar sisteminin ana taşıyıcı yapı elemanları seçilmiş dolgu ve donatı şeritleridir.Donatı şeritlerinin belirli kalite standartlarına göre fabrika koşullarında üretildiği düşünülürse, taşıyıcı sistem performansında kritik rol dolgu malzemesine düşmektedir. Toprakarme yapılarının imalatında kullanılacak dolgularda ince dane oranı (200 nolu elekten küçük malzeme yüzdesi) %15 ile sınırlandırılmış olup, plastisite indisi için maksimum değeri 6% olarak belirtilmektedir. Bu kriterlerin yanında dolgu malzemesinin elektrokimyasal özelliklerine (pH, suda çözünmüş zararlı iyon miktarı, organik içerik vs.). Donatılı zemin gövdesinde kullanılacak dolgu malzemesinin yanında, şeritlerin gerisinde yer alacak geri dolgu (retained fill) malzemesiyle alakalı kısıtlayıcı bir kriter bulunmamaktadır. Bu bölgedeki dolgunun sistem stabilitesindeki rolü, duvar gövdesine etkiyen yatay toprak itkisinin hesabında kullanılmasından ibarettir.

*Drenaj Durumu*

Toprakarme yapılarına ilişkin drenaj önlemleri yapının misyonuna göre değişkenlik göstermekle beraber, temel prensip duvar gövdesindeki seçme dolgunun kendi kendine drene olabilen (self-draining) nitelikte

eye giren yüzeysel suların sistemden hızlı bir şekilde lanılan platform tutucu nitelikteki yapıların tasarımında yısıyla drenaj tasarımı kritik önemde olup şematik olarak

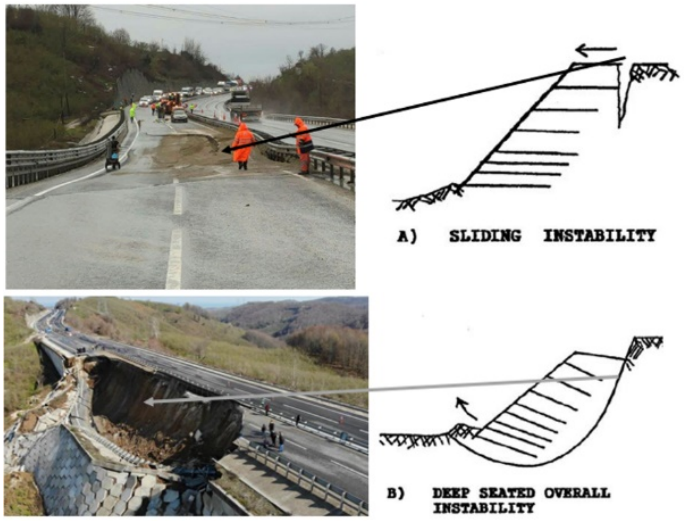



Şekil 4. Donatılı Duvarda Su Etkisi ve Drenaj Önlemleri (FHWA, 2021)

## 4. GÖÇME SENARYOSU TAHMİNİ

Alınan fotoğraflarda donatılı gövdenin yekpare bir blok halinde vadiye doğru kaydığı görülmüştür. Dolayısıyla şerit kopması (pull out) ya da aderans yenilmesi tipi bir iç stabilite problemi beklenmemektedir. Göçme mekanizması TMMOB (2021) raporunda duvar tabanının altındaki kayma yüzeyinden gelişen "toptan göçme" olarak tahmin edilmiştir.

Göçmenin hemen öncesinde platformdan alınan resime göre, toprakarme dolgusunun sona erip geri dolgunun başladığı düşünülen kesimde bir çatlak meydana gelmiştir. Bu durum FHWA (2009)'da tanımlı "Sliding Instability" ve " Deep-Seated Overall Instability" durumlarıyla açıklanabilir. (Şekil 5).




Şekil 5. Göçme Mekanizması Tarifi

Sonuç olarak incelenen yapıda yol yüzeyindeki çekme çatlağıyla tetiklenen bir dış stabilite (external stability) problemi meydana gelmiş, dış stabilite problemini takiben toptan göçme (overall stability) gözlenmiştir. Dolayısıyla duvarın farklı yenilme mekanizmalarının birbirini takip ettiği kompleks bir göçmeye (Complex Failure) maruz kaldığı söylenebilir.

Göçme olayındaki olay örgüsü, çekme çatlağından gövdeye sızan suların duvar taban zemininde ve gövde içindeki taşıyıcı sistemde mukavemet kaybı yaratması, akabinde sistemden uzaklaşamayan suların yapıda ilave hidrostatik kuvvetler meydana getirmesi ve tasarımda göz önünde tutulmayan bu kuvvetlerin, hem gövdede hidrostatik basınca, hem de temel zemininde mukavemet kaybına sebep olarak göçmeyi tetiklemesi olarak tariflenebilir.

## 5. GÖÇME ÖNCESİ DURUM VE REHABİLİTASYON ÇALIŞMASI

Koerner & Koerner (2013) tarafından göçen duvarlar üzerine yapılan çalışmalara göre ilgili vakaların %86'sının yapı servis süresinin ilk 4 yılında gerçekleştiği tespit edilmiştir 0. Söz konusu yapının 9 yıl boyunca hizmet vermiş olması, Koerner & Koerner (2013) yaklaşımına göre bu göçmenin servis ömrü sınıflamasında %3'lük dilime girdiğini göstermektedir. Buradan çıkarılabilecek göçme mekanizmasının imalattan sonra kısa bir zaman diliminde bazı işaretler veriyor olmasıdır. Buradan hareketle göçme bölgesinin değişik tarihli uydu fotoğrafları ve cadde görüntüsü kontrol edilmiştir. Nichol & Wong (2006), uydu görüntülerinin ve uzaktan algılama sistemlerinin heyelan tespitinde kullanımı hızla yaygınlaşan bir uygulama olarak öne çıktığını raporlamıştır.
2014 Şubat ayı tarihli görüntü dikkatli incelendiğinde, duvar aksı üzerinde Düzce istikametinde 55 metre uzunluğunda bir siyah leke farkedilmiştir. Aynı yılın ekim ayında alınan cadde görüntüsünde, bu siyah lekenin, kaplama üzerinde gelişen bir çekme çatlağından kaynaklandığı farkedilmiştir. Bu bulgu, olayın yaşandığı tarihten neredeyse 7 yıl önce, imalatın 2 yıl sonrasında ortaya göçmeye ilişkin ilk işaret olarak ele alınabilir. (Şekil 6)



Şekil 6 – 2014 tarihli inceleme alanı fotoğrafları (GE)

### 4.1 Rehabilitasyon Çalışmaları

Bölgede yürütülen rehabilitasyon çalışmaları hakkında bilgi toplanması amacıyla 30.12.2022 tarihinde bir saha ziyareti yapılmıştır. Gözlemler neticesinde göçme sonrasında vadiye doğru meydana gelen kütle akışının (debris flow) yaşandığı bölgede yeni yapılan duvar önünde kaya blokaj uygulaması yapıldığı tespit edilmiş olup, duvar önü terasman ve topuk dolgusu geometrisinin, şartnamelerde yer alan önerilerle uyumlu olduğu görülmüştür. Duvar dolgusu özellikleri ve duvar içi drenaj önlemlerine yönelik fikir edinilememiş olsa da, imalat performansı açısından yeni yapının yeterli kalitede olduğu anlaşılmıştır.




Şekil 7. Rehabilitasyon Çalışmaları

## 6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında, dünyada ve ülkemizde pek çok projede kullanılan toprakarme istinat yapılarının tasarımında dikkate alınması gereken hususlar, göçmeye maruz kalan esnek istinat yapısının vaka analizi özelinde açıklanmaya çalışılmıştır.

Çalışma kapsamında ilgili bölgenin hidrolojik, jeolojik, geoteknik yapısına istinaden, göçmeye maruz kalan yapıya ilişkin saha gözlemleri derlenmiş, buradan hareketle yapının tasarım kriterleri, uluslararası normlarla mukayeseli değerlendirilmiştir. Saha gözlemleri ve literatür bilgileri ışığında, göçme mekanizmasının tarifi ve göçmenin olası sebeplerine ilişkin tahminlere varılmıştır.

İncelenen yapıda yol yüzeyindeki çekme çatlağıyla tetiklenen bir dış stabilite (external stability) problemi meydana gelmiş, dış stabilite problemini takiben toptan göçme (overall stability) mekanizması gözlenmiştir. Bu yapısı itibariyle duvarın farklı yenilme mekanizmalarının birlikte görüldüğü, birbirini takip eden kompleks bir göçme davranışı (Complex Failure) gösterdiği söylenebilir.

Göçmenin sebebini araştırılması amacıyla göçen bölgenin olay öncesindeki durumu uydu fotoğraflarından takip edilmiştir. Bu takip sonrasında, göçme mekanizmasının geliştiği çekme çatlağının ilgili yapıda bundan 7 yıl önce ortaya çıkmaya başladığı anlaşılmıştır.

Göçme olayı öncesi ve sonrasındaki durum Bölüm 4'te sunulmuştur. Buna göre imalat kalitesinin kabul edilebilir mertebede olduğu tespit edilmiş, göçme safhasında yoğun toprak hareketinin gözlendiği bölgede kaya blokaj uygulaması yapıldığı gözlenmiştir.

Yaşanan bu olaydan hareketle, ilgili yapıların tasarımında "İyi dolgu, iyi drenaj" prensibinin esas alınması gerekliliği görülmüştür. Duvarın misyonuna göre hidrostatik koşulların belirlenmesi ve tasarımda dikkate alınması elzemdir. Farklı özellikte dolguların imalat performansları ve bu dolguların kullanılması durumunda tasarıma yönelik tavsiyelerin derlendiği FHWA-HIN-21-002: Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall Fills A Framework for Use of Local Available Sustainable Resources (LASR) dökümanı, göçme hadisesinin yaşanmasından 2 ay sonra yayınlanmıştır. Bu durum, yapılacak yeni projelerde benzer problemlerin yaşanmaması için, problemlerin güncel bir şekilde dökümente edilmesi ve alınan derslerin mevcut yönetmelik ve şartnamelere hızlı bir şekilde adapte edilmesinin önemini göstermektedir.

Dolayısıyla esnek istinat yapılarının tasarımında kullanılacak dolgu malzemesinin detaylı bir şekilde araştırılması, yapılara ilişkin oluşmuş literatürün sıkı bir şekilde takip edilmesi ve yeni tasarımlarda rehber olarak benimsenmesi çok önemlidir.

İmalat sonrasında ise jeolojik ve hidrolojik koşullar açısından riskli görülen, yüksek sismik aktivitenin etkin olduğu bölgelerde uygulanan projelerin servis ömrünün ilk 6 ayında uygun enstrümantasyon ile gözlenmesi, hem tasarım, hem imalat, hem de yapı davranışı konusunda çok faydalı bilgiler sunabilmekte, ayrıca olası problemlerin zamanında alınacak rehabilitasyon önlemleriyle kalıcı şekilde çözülebilmesine olanak sağlamaktadır. Problemli bölgesel koşullarda konvansiyonel sistemlere ekonomik ve inovatif bir çözüm olan donatılı toprak duvarlara ait teknik bilgi birikiminin, sürekli zenginleşen ve beslenen bir yapıda olduğu unutulmamalıdır. Doğru tasarım ve imalat şartlarının, ancak bu zenginleşen ve büyüyen bilgi birikiminin her projede gözden geçirilmesiyle sağlanabileceği unutulmamalıdır.

## KAYNAKLAR

TMMOB, 2021, Düzce Zonguldak Karayolunda (D-655 Karayolu Çiçekpınar Mevkii) Meydana Gelen Göçmeye İlişkin İnceleme ve Değerlendirme Raporu

Koerner, R.M. and Koerner, G.R. (2013). "A Data Base, Statistics and Recommendations Regarding 171 Failed Geosynthetic Reinforced Mechanically Stabilized Earth (MSE) Walls," Geotextiles and Geomembranes, Vol. 40, pp. 20-27.

Su Yönetimi Genel Müdürlüğü – Taşkın Web Uygulaması -taskinyonetimiportal.tarimorman.gov.tr

FHWA (2009). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Report No. FHWA NHI-09-083, Authors: Berg, R. R., Christopher, B. R. and Samtani, N. C., Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

FHWA (2021). Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall Fills A Framework for Use of Local Available Sustainable Resources (LASR), Report No. FHWA-HIN-21-002, Authors: Samtani, C.N., Nowatzki E. A., Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Nichol, Janet & Wong, Man. (2005). Detection and interpretation of landslides using satellite images. Land Degradation and Development, 16, 243-255. Land Degradation & Development. 16. 243 - 255. 10.1002/ldr.648.

# SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN SPT VE KAYMA DALGASI HIZI KULLANILARAK BELİRLENMESİ – İSTANBUL MİKROBÖLGELEME SAHA ÖRNEKLERİ

## DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL BASED ON SPT AND $V_S$ – MICROZONATION CASE STUDIES IN ISTANBUL

**Serdar GÜNAY[1], Burak ÇATLIOĞLU[2], Hakan MEHMETOĞLU[2], Kemal DURAN[2]**

## ÖZET

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından yürütülen mikrobölgeleme çalışmaları doğrultusunda yapılan doğal afet tehlikelerinin belirlenmesi çalışmalarından biri de sıvılaşma analizleridir. Sıvılaşmaya elverişli zemin tabakalarının tespiti için literatürde plastisite ve ince dane oranına dayanan birçok kriter yer almaktadır. Bu kriterler sınırlı veri setlerine, nispeten öznel değerlendirmelere ve tanımlara dayanarak hazırlandığı için dikkatle kullanılmalıdır. Sıvılaşma tetikleme potansiyelinin değerlendirilmesi için önerilen yöntemler, dinamik laboratuvar deneyleri (dinamik basit kesme ve dinamik üç eksenli deney) ve saha deneyleri (SPT, CPT ve jeofizik yöntemler) olarak iki kategori altında incelenmektedir. Bu çalışmada sıvılaşmaya duyarlı olduğu değerlendirilen 30 noktada SPT ve kayma dalgası hızı kullanılarak sıvılaşma tetikleme potansiyelleri araştırılarak iki yöntemin avantaj ve dezavantajları irdelenmiştir. Çevrimsel yükler altında killerde yoğrulma ve aşırı boşluk suyu basıncı kaynaklı kayma mukavemetinde azalmalar gerçekleştiği bilinmektedir. Bu durumu temsilen çok kalın (>35 m) yumuşak ve orta katı kil tabakasının seçilen bir deprem kaydı etki ettirilerek sahaya özel zemin davranış analizi gerçekleştirilmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *sıvılaşma potansiyeli, kayma dalgası hızı, standart penetrasyon deneyi, sahaya özel zemin davranış analizi*

## ABSTRACT

Within the framework of microzonanation projects undertaken by the Istanbul Metropolitan Municipality, one of the essential analyses is liquefaction assessments. The methodologies proposed for assessing the liquefaction triggering potential are categorized into two primary groups: dynamic laboratory tests (including dynamic simple shear and dynamic triaxial tests) and field tests (encompassing SPT, CPT, and geophysical methods). This study focuses on examining the liquefaction triggering potential at 30 sites deemed sensitive to liquefaction, using SPT and $V_s$. Additionally, a comprehensive comparison of the advantages and disadvantages of these two methodologies are given. Under cyclic loads, it is well-established that clays might undergo shear strength reduction and excessive shear strains. To assess this phenomenon, a seismic site response analysis has been conducted, applying a selected seismic record to a particularly thick (>35 m) layer of soft and medium hard clay.
***Keywords:*** *liquefaction potential, shear wave velocity, standard penetration test, seismic site response analysis*

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, serdar.gunay@ibb.gov.tr (sorumlu yazar)
[2] Jeofizik Yüksek Mühendisi, İstanbul Büyükşehir Belediyesi

## 1. GİRİŞ

1957 San Francisco, 1964 Niigata ve Alaska depremleri sonrasında geoteknik deprem mühendisliği alanının önemli konularından biri haline gelen sıvılaşma ile ilgili çalışmalar geçtiğimiz 60 yılda önemli ilerlemeler kaydetmiştir. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş ve Hatay depremlerinde, Hatay-Antakya ve Adıyaman-Gölbaşı gibi bölgelerde zemin sıvılaşması nedeniyle binaların, temel özelliklerine bağlı olarak farklı boyutlarda etkilendikleri; yanal yayılma neticesinde yollarda ve altyapı sistemlerinde hasarların oluştuğu bildirilmiştir.

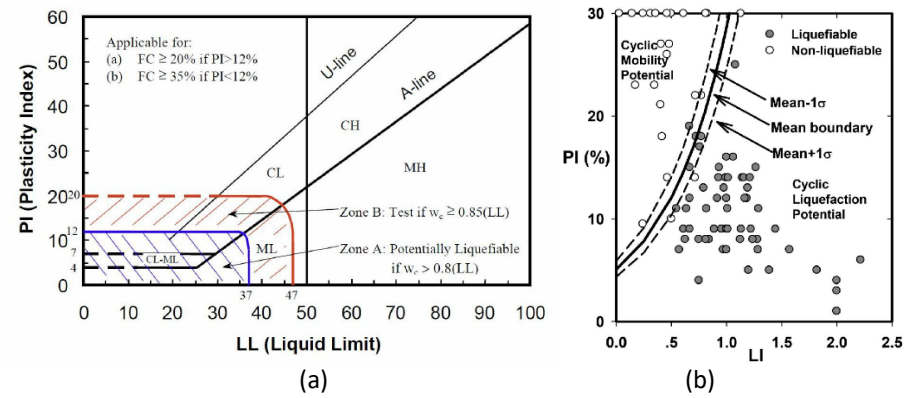
Özellikle sismik aktivitenin yüksek olduğu, genç alüvyal çökeltilerden oluşan ovalar, nehir, deniz ve göl kenarları, yapay dolgu alanları sıvılaşma potansiyeli yüksek alanlardır. Genel kanı olarak, bir miktar ince daneli malzeme içeren kumlu zeminlerin sismik sıvılaşmaya duyarlı olduğu bilinmekle birlikte siltli ve killi zeminlerin, çakıllı zeminlerin ve kaya dolguların sıvılaşma potansiyelleri ile ilgili önemli çelişkiler ve karışıklıklar mevcuttur (Çetin, 2004).

Bu çalışma kapsamında, yeni yapıların tasarımında ya da mevcut yapıların sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde kullanılan, uygulamada kabul görmüş yöntemlerden standart penetrasyon test (SPT) sonuçları ve kayma dalgası hızı ($V_s$) değerleri kullanılarak gerçekleştirilen yöntemlerden bahsedilmiş, İstanbul Büyükşehir Belediyesi Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü tarafından yürütülen mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında saha örnekleri verilerek bu iki analiz yönteminin sonuçları karşılaştırılarak yorumlanmıştır. Tam olarak sıvılaşmaya denk gelmese de deprem anında kohezyonlu zeminlerde mukavemet kaybına neden olan yumuşama olayı da örnek bir alan için DEEPSOIL programı kullanılarak çalışılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

## 2. SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

Sıvılaşma potansiyeli, yapı özelinde tasarım ve değerlendirme ile mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında arazi kullanımı ve planlama olmak üzere iki amaç için belirlenir. Her iki amaç benzer yöntemler içerse de, mikrobölgeleme çalışmaları planlamadan sorumlu otoritenin işlerini kolaylaştırmak için sıvılaşma tehlikesi içeren bölgelerin tespitini ve haritalanmasını da kapsar.

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinin ilk aşaması sıvılaşmaya karşı duyarlılığın (susceptibility) değerlendirilmesidir. Sıvılaşmaya duyarlı zeminlerin çoğunlukla plastik olmayan (kohezyonsuz) zeminler olduğu kabul edilmiştir. Temiz kumların potansiyel olarak sıvılaşabilirliği uzun zamandır bilinmekle birlikte siltli ya da siltli killi kumlar ile çakıllı zeminlerin sıvılaşabilirliği konusunda halen bir anlaşmazlık söz konusudur. Sıvılaşmaya elverişli zemin tabakalarının tespiti için literatürde plastisite ve ince dane oranına dayanan birçok kriter yer almaktadır (Seed v.d., 2003; Çetin ve Bilge, 2014) (Şekil 1). Bu kriterler sınırlı veri setlerine, nispeten öznel değerlendirmelere ve tanımlara dayanarak hazırlandığı için dikkatle kullanılmalıdır (Çetin v.d., 2023).




Şekil 1. Sıvılaşmaya karşı duyarlılık kriterleri a) Seed v.d., 2003 ve b) ince dane içeren zeminler

Bu çalışma kapsamında incelenen bölgelerin sıvılaşmaya karşı duyarlılığının değerlendirilmesinde TBDY 2018'deki kriterler dikkate alınmıştır. TBDY (2018) belirli deprem tasarım sınıfları (DTS) (Kısa periyot tasarım spektral ivmesi, $S_{DS}$≥0.50) ve zemin grupları (ZD, ZE ve ZF) için sıvılaşma potansiyelinin bulunup bulunmadığının incelenmesini zorunlu tutmuştur. Yönetmelikte sıvılaşma, yeraltı su seviyesi altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu (PI<%12) zeminlerin deprem sarsıntısı altında, boşluk suyu basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki önemli oranda azalış olarak tanımlanmıştır.

Sıvılaşmaya duyarlı olduğu değerlendirilen alanların tespitinden sonra deprem etkisinde meydana gelecek sıvılaşma talebi ile zeminin sıvılaşmaya karşı direnci karşılaştırılır ve bir güvenlik sayısı ortaya konulur. TBDY (2018)'te sıvılaşmaya karşı kayma direnci ($\tau_R$) ve zeminde depremden dolayı oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi ($\tau_{deprem}$) kavramları tanıtılarak, sıvılaşma karşı güvenlik koşulu $\tau_R/\tau_{deprem}$≥1.10 olarak verilmiştir.

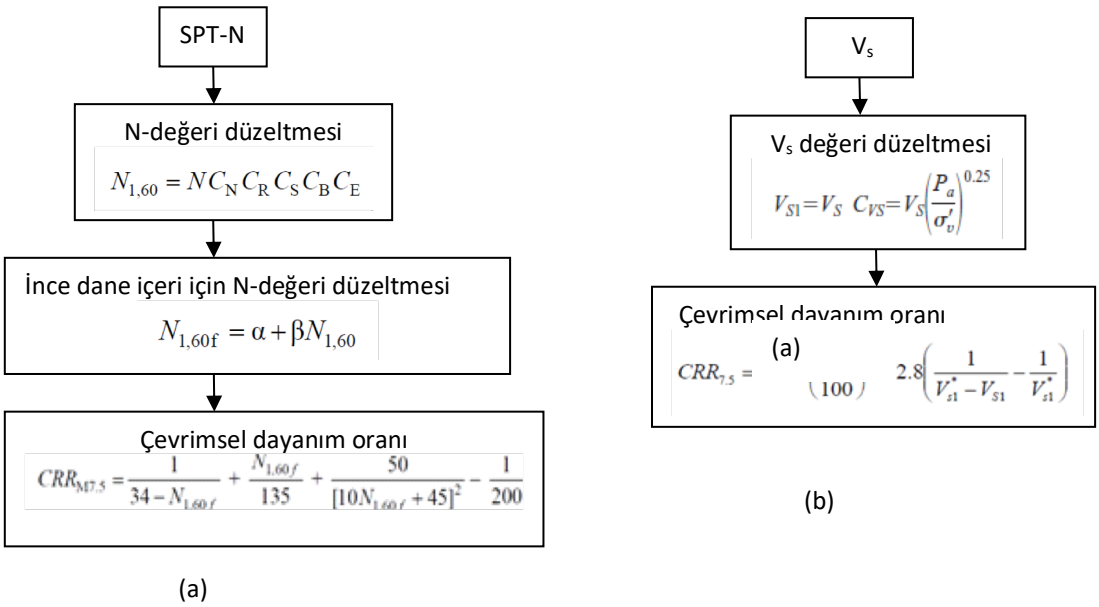
Ülkemizdeki mevzuat ve uygulama el kitaplarında önerilen sıvılaşma tetikleme potansiyelinin değerlendirilmesi yöntemleri; dinamik laboratuvar deneyleri (dinamik basit kesme ve dinamik üç eksenli deneyi) ve saha deneyleri (SPT, CPT ve jeofizik yöntemler) olarak ikiye ayrılmaktır. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde laboratuvar deneyleri örselenmemiş numune almadaki güçlükler ve deprem durumundaki zemin durumunun deney esnasında temsiliyle ilgili problemler nedeniyle analizlerde tavsiye edilmemekte, arazi gözlemleri ve arazi deneyleri arasındaki korelasyona ve geniş veri tabanına dayanan saha deneyleri tavsiye edilmektedir. Örnek kalitesinin iyi olduğu geniş bir veri tabanına dayanan bir yöntem diğer yöntemlere göre daha güvenilirdir.

TBDY (2018)'te zeminde depremden dolayı oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi ($\tau_{deprem}$) hesabı için Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilen yöntem sunulmuştur (Denklem 1).

$$\tau_{deprem}=0.65\ \sigma_{vo}\ (0.4S_{DS})r_d \quad (1)$$

Bu çalışmada sıvılaşma direncinin hesabı için TBDY (2008)'te sunulan SPT deney sonuçlarının ve Andrus vd. (2000) tarafından geliştirilen kayma dalgası hızının kullanıldığı yöntemlerin algoritmaları aşağıda sunulmuştur. İki yöntemde de çevrimsel dayanım oranı bulunduktan sonra öngörülen deprem büyüklüğüne göre düzeltme yapılarak sıvılaşmaya karşı kayma direnci ($\tau_R$) hesaplanmaktadır (Denklem 2).

$$\tau_{deprem}=CRR_{M7.5}\ C_M\ \sigma_{vo}' \quad (2)$$




Şekil 2. Çevrimsel dayanım oranı hesabı için SPT deney sonuçlarının(a) ve kayma dalgası hızının(b) kullanıldığı algoritmalar

Sıvılaşma olasılığını “sıvılaşabilir” ve “sıvılaşmaz” olarak dar bir sınır içerisinde tanımlayan sıvılaşma karşı güvenlik koşulu kontrol edildikten sonra, mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında incelenen bölgenin sıvılaşma tehlikesini göstermek için sıvılaşma tehlike indeksi ($L_I$) belirlenerek sıvılaşma tehlike haritaları oluşturulur (Iwasaki vd., 1982; Sönmez, 2003). Sıvılaşma tehlike indeksinin arkasındaki temel mantık, “sıvılaşabilen tabaka kalın, yüzeye yakın ve sıvılaşma güvenlik sayısı (FS) 1’den ne kadar küçükse yapılarda meydana gelecek hasar da o kadar fazla olacaktır” şeklinde açıklanabilir (Denklem 3).

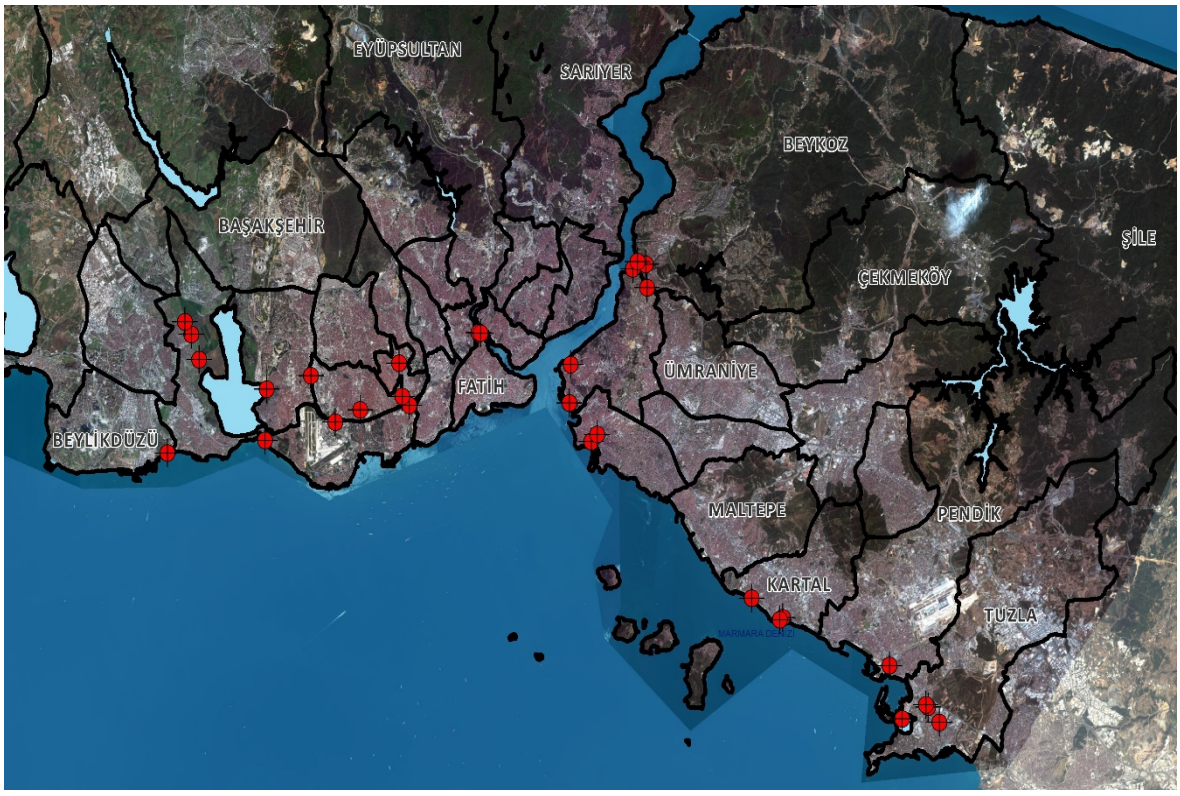
$$L_I = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \tag{3}$$

Tablo 1. Sıvılaşma Tehlike İndeksleri

| **Iwasaki vd., 1982** | | **Sönmez, 2003** | |
|---|---|---|---|
| 0 | Çok düşük | 0< $L_I$ <2 | Düşük |
| 0< $L_I$ <5 | Düşük | 2< $L_I$ <5 | Orta |
| 5< $L_I$ <15 | Yüksek | 5< $L_I$ <15 | Yüksek |
| $L_I$ >15 | Çok yüksek | $L_I$ >15 | Çok yüksek |

## 3. İSTANBUL MİKROBÖLGELEME SAHA ÖRNEKLERİ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü tarafından yürütülen mikrobölgeleme çalışmaları kapsamındaki SPT, Sismik Kırılma, MASW ve laboratuvar deney verileri kullanılarak sıvılaşma duyarlılığının yüksek olduğu değerlendirilen 30 noktada sıvılaşma potansiyelini irdelemek amacıyla sıvılaşma tehlike indeksleri hesaplanmıştır (Şekil 3).




Şekil 3. Sıvılaşma duyarlılığının yüksek olduğu değerlendirilen 30 nokta

Tablo 2. Sıvılaşma Tehlike İndeksleri Karşılaştırmaları

| Nokta | Zemin Sınıfı | Standart Penetrasyon Deneyi | | Kayma Dalgası Hızı | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Iwasaki (1982) | Sönmez (2003) | Iwasaki (1982) | Sönmez (2003) |
| **1** | ZC | 23.84 (Çok Yüksek) | 23.84 (Çok Yüksek) | 19.2 (Çok Yüksek) | 19.2 (Çok Yüksek) |
| **2** | ZD | 57.83 (Çok Yüksek) | 57.83 (Çok Yüksek) | 20. 3 (Çok Yüksek) | 20. 3 (Çok Yüksek) |
| **3** | ZE-ZF | 57.2 (Çok Yüksek) | 57.2 (Çok Yüksek) | 65.8 (Çok Yüksek) | 65.8 (Çok Yüksek) |
| **4** | ZD | 75.5 (Çok Yüksek) | 75.5 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) |
| **5** | ZC | 60.67 (Çok Yüksek) | 60.67 (Çok Yüksek) | 11. 3 (Yüksek) | 11. 3 (Yüksek) |
| **6** | *ZD* | *37.14 (Çok Yüksek)* | *37.14 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **7** | ZD | 15.99 (Çok Yüksek) | 15.99 (Çok Yüksek) | 27.7 (Çok Yüksek) | 27.7 (Çok Yüksek) |
| **8** | ZD | 0 (Çok Düşük) | 0 (Düşük) | 3.7 (Çok Düşük) | 3.7 (Orta) |
| **9** | ZD | 34.64 (Çok Yüksek) | 34.64 (Çok Yüksek) | 26.7 (Çok Yüksek) | 26.7 (Çok Yüksek) |
| **10** | ZD | 10.59 (Yüksek) | 10.59 (Yüksek) | 16.5 (Çok Yüksek) | 16.5 (Çok Yüksek) |
| **11** | ZD | 23.39 (Çok Yüksek) | 23.39 (Çok Yüksek) | 24.6 (Çok Yüksek) | 24.6 (Çok Yüksek) |
| **12** | ZE-ZF | 55.10 (Çok Yüksek) | 55.10 (Çok Yüksek) | 86.9 (Çok Yüksek) | 86.9 (Çok Yüksek) |
| **13** | ZE-ZF | 59.2 (Çok Yüksek) | 59.2 (Çok Yüksek) | 84.7 (Çok Yüksek) | 84.7 (Çok Yüksek) |
| **14** | ZD | 37.26 (Çok Yüksek) | 37.26 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) |
| **15** | ZD | 69.87 (Çok Yüksek) | 69.87 (Çok Yüksek) | 50.8 (Çok Yüksek) | 50.8 (Çok Yüksek) |
| **16** | ZE-ZF | 75.02 (Çok Yüksek) | 75.02 (Çok Yüksek) | 92.2 (Çok Yüksek) | 92.2 (Çok Yüksek) |
| **17** | ZD | 0.01 (Çok Düşük) | 0.26 (Düşük) | 0.2 (Çok Düşük) | 0.3 (Düşük) |
| **18** | *ZD* | *36.14 (Çok Yüksek)* | *36.14 (Çok Yüksek)* | *2.2 (Çok Düşük)* | *2.2 (Orta)* |
| **19** | *ZD* | *29.2 (Çok Yüksek)* | *29.2 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **20** | *ZC* | *27.87 (Çok Yüksek)* | *27.87 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **21** | *ZC* | *15.68 (Çok Yüksek)* | *15.68 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **22** | ZD | 30.52 (Çok Yüksek) | 30.57 (Çok Yüksek) | 45.1 (Çok Yüksek) | 45.1 (Çok Yüksek) |
| **23** | ZE-ZF | 59.29 (Çok Yüksek) | 59.29 (Çok Yüksek) | 72.1 (Çok Yüksek) | 72.1 (Çok Yüksek) |
| **34** | ZE-ZF | 51.41 (Çok Yüksek) | 51.41 (Çok Yüksek) | 63.9 (Çok Yüksek) | 63.9 (Çok Yüksek) |
| **35** | ZD | 27.3 (Çok Yüksek) | 27.3 (Çok Yüksek) | 20.1 (Çok Yüksek) | 20.1 (Çok Yüksek) |
| **26** | *ZD* | *15.39 (Çok Yüksek)* | *15.62 (Çok Yüksek)* | *2.1 (Çok Düşük)* | *2.1 (Orta)* |
| **27** | ZD | 22.01 (Çok Yüksek) | 22.26 (Çok Yüksek) | 19.4 (Çok Yüksek) | 19.4 (Çok Yüksek) |
| **28** | ZD | 31.04 (Çok Yüksek) | 31.04 (Çok Yüksek) | 49.5 (Çok Yüksek) | 49.5 (Çok Yüksek) |
| **29** | ZE-ZF | 28.67 (Çok Yüksek) | 28.67 (Çok Yüksek | 42.2 (Çok Yüksek) | 42.2 (Çok Yüksek) |
| **30** | ZD | 37.89 (Çok Yüksek) | 37.89 (Çok Yüksek) | 33.8 (Çok Yüksek) | 33.9 (Çok Yüksek) |

Sıvılaşmaya duyarlı zemin tabakalarının tespiti için literatürde plastisite ve ince dane oranını dikkate alan birçok çalışma yer almaktadır. Çetin ve Bilge (2016) PI <30 zeminlerin sıvılaşabildiğini, bu değerin ötesindeki zeminlerin ise sıvılaşmaz olduğunu ancak devirsel hareketliliğe (cyclic mobility) maruz kalabileceklerini belirtmiştir. Çalışmaya konu olan noktaların seçiminde Çetin ve Bilge (2016) sıvılaşma duyarlılığı kriterleri kullanılmıştır.

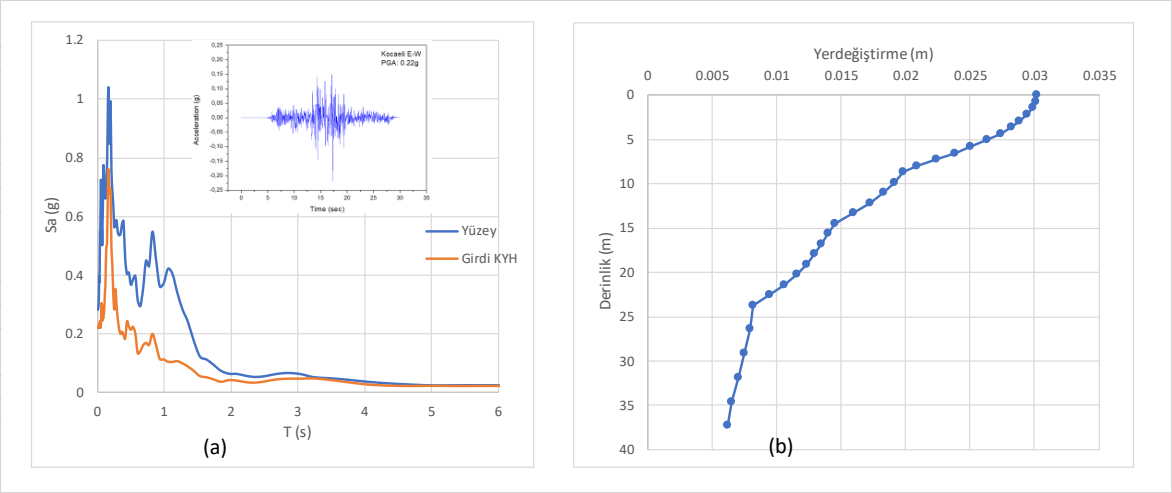
## 4. SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞ ANALİZİ

Sıvılaşmaya duyarlı olmadığı halde kayma dalgası hızının düşük olduğu zeminlerde çevrimsel yükler altında meydana gelen şekil değiştirmelerin ve taşıma gücü kayıplarının incelenmesi amacıyla DEEPSOIL programı kullanılarak zemin davranış analizleri yapılmıştır.

Örnek olarak seçilen noktadaki zemin profili ve litolojinin büyük bir kısmını oluşturan kil birimlerin zemin özellikleri aşağıda verilmiştir (Tablo 3). Çok kalın (>35 m) yumuşak ve orta katı kil tabakasında seçilen bir deprem kaydı (1999 Kocaeli Depremi EW Kozlu-PGA:0.22g) etki ettirilerek bir boyutlu doğrusal olmayan (NL) sahaya özel zemin davranış analizi gerçekleştirilmiştir. Anakaya ve yüzey için çizilen zemin davranış spektrumlarında (Şekil 4.a) çevrimsel yükleme sonrasında zeminde meydana gelen amplifikasyon ve yer değiştirme derinlik grafiğinde (Şekil 4.b) zemin yüzeyinde meydana gelen yer değiştirmeler görülmektedir.

Tablo 3. Seçilen Noktanın Zemin Özellikleri

| Derinlik (m) | Litoloji | $V_s$ (m/s$^2$) | $s_u$ (kN/m$^3$) | g (kN/m$^3$) | PI (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **0 - 8.7** | Organik Kil | 92 | 43 | 14 | 52.4 -6 4.1 |
| **8.7 - 23.7** | Yumuşak Kil | 148 | 55 | 15 | 37-53.9 |
| **23.7 - 38** | Katı Kil | 329 | 70 | 17 | 21-37 |




Şekil 4. (a) zemin davranış spektrumu (b) en büyük yer değiştirmeler

## 5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Sıvılaşma direncinin hesabı için SPT sonuçlarının ve $V_s$'nin kullanıldığı iki yöntemin de avantaj ve dezavantajları vardır. Sadece sismik ölçümlerin mümkün olduğu ya da çok geniş alanların çalışıldığı durumlarda; aynı zamanda SPT sonuçlarının güvenilir olmayabileceği çakıllı zeminlerde $V_s$'ye göre yapılan sıvılaşma potansiyeli analizleri tercih edilebilir. Ancak $V_s$'nin küçük şekil değiştirme (<0.001%) bölgesinde ölçüldüğü, sıvılaşmanın ise büyük şekil değişmelerin gerçekleştiği (>1%) bir olay olduğu unutulmamalıdır. Bir diğer nokta ise sıvılaşmaya duyarlı ince tabakaların bazı durumlarda $V_s$ ölçümlerinde tespit edilememesidir. SPT sonuçlarına göre yapılan değerlendirme ise özellikle enerji düzeltmesi olmak üzere SPT-N düzeltmelerinden oldukça etkilenmektedir.

İncelenen noktaların %80'inde SPT-N ve $V_s$ ile yapılan analizlerin birbiriyle uyumlu olduğu; iki yöntemin farklı sonuçlar verdiği, yani düşük ve yüksek sıvılaşma tehlikesinin birlikte hesaplandığı durumlarda ise bazı tabakalardaki çakıllı birimlerin yüksek SPT-N okumalarına neden olduğu ya da yüksek sismik hızlar arasındaki sıvılaşmaya duyarlı ince tabakaların $V_s$ ölçümlerinde tespit edilemediği görülmüştür. Dolayısıyla bir bölgenin sıvılaşma potansiyeli incelenirken kullanılan yöntemin avantaj ve dezavantajları dikkate alınmalı, mümkünse sonuçlar ikinci bir yöntemle doğrulanmalı ve zemin profili mümkün olduğunca doğru ortaya konmalıdır.

30 farklı noktada yapılan sismik çalışmalar sonucu, her nokta için 30 metredeki ortalama kayma dalga hızı ($V_{s30}$) değerine göre zemin sınıfı belirlenmiştir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)'nde ''Deprem Etkisi Altında Zemin Sıvılaşma Riskinin Değerlendirilmesi'' başlığı altında, ZD, ZE veya ZF grubuna giren, sürekli bir tabaka veya kalın mercekler halinde bulunan ve kil içeriği ile SPT darbe sayısına bağlı bazı durumlar haricinde, kumlu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin bulunup bulunmadığının arazi ve laboratuvar deneylerine dayanan uygun analiz yöntemleriyle incelenmesi zorunludur denilmektedir. Zemin sınıfı 30 metre derinlikteki ortalama Vs ya da SPT değerlerine göre belirlendiği için yüzeyde gevşek, suya doygun kumlu birimler altta ayrışmış kaya ya da daha sert-sıkı zeminler olduğunda zemin sınıfı ZC olarak belirlenirken, kumlu birimlerde sıvılaşmaya karşı güvenlik sağlanamazken sıvılaşma potansiyeli yüksek çıkabilmektedir. Bu nedenle ZC sınıfı zeminlerde de sismik hızları düşük, suya doygun, kumlu birimler gözleniyorsa sıvılaşma değerlendirmesi yapılmalıdır.

Çevrimsel yükler altında killerde yoğrulma ve aşırı boşluk suyu basıncı kaynaklı kayma mukavemetinde azalmalar gerçekleştiği bilinmektedir. Kil oranı yüksek zeminlerde parçacık yapısı, mineral bileşimi ve yapışma kuvvetleri literatürde tanımlanan sıvılaşma (flow liquefaction) olayını önleyebilir. Ancak deprem anında kohezyonsuz zeminlerle birlikte kohezyonlu zeminlerde de devirsel hareketlilik (cyclic mobility) ve kohezyonlu zeminlerde devirsel yumuşama (cyclic softening) nedenli deformasyonlar ve taşıma gücü kayıpları gerçekleşebilir. Örneğin bu çalışma kapsamında seçilen noktada gerçekleştirilen bir boyutlu doğrusal olmayan zemin davranış analizi sonuçlarında, kil tabakasında %0.4'e ulaşan kayma şekildeğiştirmeleri gözlemlenmiştir. Netice itibariyle sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerle beraber bulunan bu zeminlerin sıvılaşmaya duyarlı olmadığı değerlendirilerek oluşabilecek büyük deformasyonların göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

## KAYNAKLAR

Çetin, K. Ö. (2004). "Sismik Zemin Sıvılaşmasını Değerlendirme Yöntemleri. Belediyeler için Sismik Mikrobölgeleme Örnek Uygulamalar ", Afet işleri Genel Müdürlüğü.

Çetin, K. Ö., Ilgaç, M. ve Can, G. (2023). "Probabilistic Models for Seismic Soil Liquefaction Susceptibility", PEER Workshhop on Liquefaction Susceptibility.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018), Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar.

Seed, H.B. ve Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE 97, SM9, 1249-1273.

Andrus, R. D., Stokoe II, K. H. (2000). "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", 126(11), 1015-1025.

Iwasaki, T., Arakawa, T., & Tokida , K. (1982). "Simplified procedures for assessing soil liquefaction during Earthquakes", Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering,925-939.

Sonmez, H. (2003), "Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)", Environmental Geology, 44, 862-871.

Çetin, K. Ö. ve Bilge, H.T. (2014). "Recent Advances in Seismic Soil Liquefaction Engineering", In: Ansal, A. (eds) Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, vol 34. Springer, Cham.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., ve Park, D. (2020) "DEEPSOIL 7.0, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign

# İSTİNAT DUVARI VE TEMEL ALTI DOLGULARININ GEOGRİDLE GÜÇLENDİRİLMESİ VAK'A ANALİZLERİ

## CASE STUDIES ON STRENGTHENING OF RETAINING WALL BACKFILLS AND FOUNDATION SOILS WITH GEOGRIDS

**Hakan ÖZÇELİK[1], Ülkü KÜÇÜKKAYALAR [2], Satuğ KÜÇÜKKAYALAR [3]**
**Defne KÜÇÜKKAYALAR [4]**

## ÖZET

Zeminde ve dolguda kayma kuvvetlerinden kaynaklı stabilite problemlerini önlemek için, güçlendirme amaçlı geogridler zemin ve dolgu arasına, yer düzlemine paralel olacak şekilde yerleştirilir. Zeminlerin aksine, geogridler çekme direncine sahiptir. Yüklerin eşit olarak geniş bir alana yayılması ve oluşan gerilme kuvvetlerine direnerek, çekme direncini ve kopmadan önce zeminin deformasyon kabiliyetini arttırarak, zemin kütlesinin güçlendirilmesini sağlarlar. Geogridler ile yapılan güçlendirme neticesinde zeminin taşıma gücü de artmaktadır. Geogridlerin yaratmış olduğu bu avantaj, Bursa'daki muhtelif sanayi yapılarının inşaatında kullanılarak ekonomik çözümler üretilmiş ve zaman tasarrufu sağlanmıştır. Bu vaka analizlerinde, mevcut istinat duvarlarının arkasındaki dolgunun bohçalama yöntemi kullanılarak geogridler ile güçlendirilmesi; temel zemininde, geogridli dolgu radye oluşturularak zemin taşıma gücünün arttırılması anlatılmaktadır. Diğer taraftan, olası farklı oturmalar engellenerek, betonarme radye temel kalınlığı ve duvar kesit genişlikleri azaltılmıştır. Bildiride geogrid ile güçlendirilmiş dolguların tasarım prensipleri, yapım, yöntem ve detayları ile avantajları paylaşılmıştır.
Anahtar kelimeler: geogridler, geogrid donatılı dolgu radyeler, geogrid donatılı bohçalama duvarlar

## ABSTRACT

To prevent stability problems caused by shear forces in the soil and embankment, geogrids are placed between the soil and fills, parallel to the ground plane, for strengthening purposes. Unlike soils, geogrids have tensile strength. By spreading the loads evenly over a large area and resisting the resulting tensile forces, they provide strengthening of the soil mass by increasing the tensile strength and deformation ability of the soil before rupture. As a result of strengthening with geogrids, the bearing capacity of the soil also increases. This advantage of geogrids has been utilized in the construction of various industrial structures in Bursa, providing economic solutions and saving time. In these case studies, reinforcing the backfill behind the existing retaining walls with geogrids using the wrap around method and increasing the bearing capacity of the soil by forming a geogrid reinforced raft below the footings were explained. This paper presents, the design principles, construction methods, details and advantages of using geogrid reinforced fills.
Key words: geogrids, geogrid reinforced soil rafts, geogrid-reinforced wrap around walls

[1] (İnş. Yük. Müh. , Promer Müşavirlik ve Mühendislik A.Ş., hozcelik@promerengineering.com.tr)
2 İnş. Müh., Ka Yapı Prekast San. Tic. A.Ş., ulku@kayapi.com
3 İnş. Müh., Ka Yapı Prekast San. Tic. A.Ş., satug@kayapi.com
4 Yük. Mim., Ka Yapı Prekast San. Tic. A.Ş., defnekkayalar@gmail.com

# 1. GİRİŞ

İnsanoğlu tarihin en eski dönemlerinden beri, kerpiç ve çamur tuğlaları saman, çubuk ve dallar ile güçlendirerek barınma amaçlı yaptığı basit kulübeleri güçlendirerek dış etkinlerden kendisini korumaktaydı. 16. ve 17. yüzyıllarda Fransız mühendisler bentleri sopalar ile güçlendirmekteydi. Su setlerini dallar ile takviye etmeyi Çinliler binli yılların sonlarından itibaren yapmaktaydılar. Toprak erozyonunu önlemek için evrensel olarak çok farklı güçlendirme yöntemleri yıllardır kullanılmaktaydı (Özçelik, 2013).
İnsanoğlu, yüzyıllardır farklı yöntemler kullanarak güçlendirdiği toprağı, kili, dolguyu, 70'li yıllardan itibaren, bu sefer geosentetik malzemeler kullanarak güçlendirmeye ve bunları aynı zamanda birer mühendislik yapısı olarak kullanmaya başladı.
Geosentetik, polimerik malzemeden üretilmiş, dolgu, kaya, toprak veya geoteknikle ilgili bir malzemeyle birlikte, bir inşaat mühendisliği projesinde, yapısında ya da sisteminde kullanılan düzlemsel bir üründür (ASTM, 1997). Geogridler, donatılandırma için kullanılan, düzenli bir yapıda çekmeye çalışan elemanlardan oluşan ve etrafındaki dolgu ile kenetlenebilmesi için yeterli gözenek açıklığına sahip geosentetiklerdir (Özçelik, 2015).

# 2. İSTİNAT DUVARI DOLGULARININ GEOGRİDLE GÜÇLENDİRİLMESİ

Donatılı zemin istinat yapıları 60lı yılların ortasında Fransız Henri Vidal tarafından metal şeritler kullanılarak geliştirilmiştir (Özçelik, 2013). Bu tip istinat yapılarında, betonarmede olduğu gibi, dolguda oluşan çekme gerilmeleri, şeritler ile dolgu arasında oluşan sürtünme ile zemine iletilerek, yüzeyde kullanılan kaplama elemanına gelen toprak basıncı itkisinin azaltılması prensibine dayanmaktadır. 70li yılların başlarından itibaren, geosentetik malzemeler, donatılı zemin duvarlarda donatı elemanı olarak kullanılmaya başlanmıştır (Özçelik, 2015).

## 2.1. Kavram

Bir istinat yapısı, arkasındaki dolgu ve üzerine gelecek yükleri taşıyacak şekilde tasarlanmalıdır. Önceden yapılmış olan bir istinat yapısının üzerine, tasarım aşamasında öngörülmeyen yüklerin gelmesi söz konusu olduğunda, en basit çözüm, mevcut duvarın yıkılarak yeni yüklere göre tasarlanarak yeniden yapılmasıdır. Ancak bazı durumlarda, mevcut duvarın yıkılarak yeniden yapılması mümkün olmamaktadır. Bu gibi durumlarda en pratik ve ekonomik çözüm, mevcut istinat yapısının arkasındaki dolgunun kazılarak boşaltılması ve yeni yüklere göre tasarlanarak dolgunun, geogridler bohçalanarak yeniden yapılmasıdır.

## 2.2. Tasarım Kriterleri

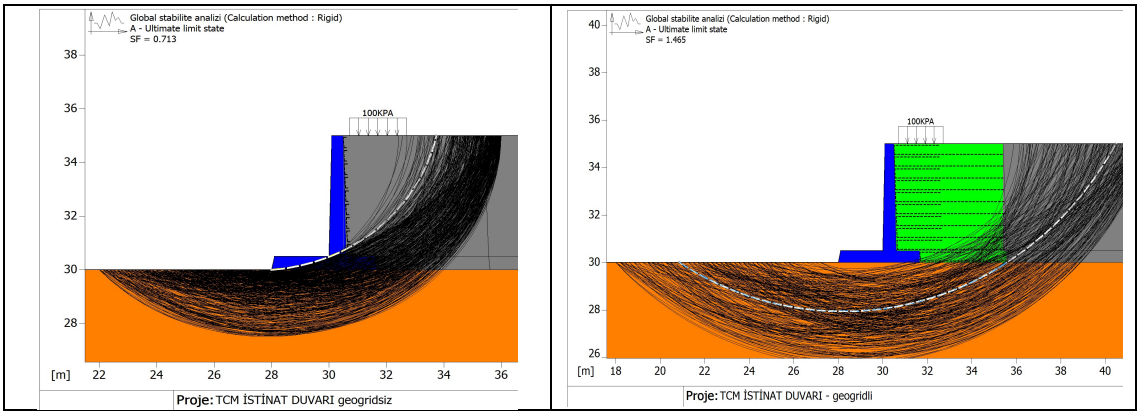
Geosentetik donatılı bohçalama duvarların tasarımı, donatılı zemin istinat duvarlarının tasarım yöntemiyle aynı olup, iç ve dış stabilite analizlerinden oluşmaktadır. Dış stabilite analizinde klasik dayanma yapılarında yapılan tahkikler (tabanda kayma, devrilme, taşıma gücü ve duraylılık) aynen uygulanmaktadır. İç stabilite analizinde ise donatı elemanının uzunluğu ve yoğunluğunu belirleyen donatının kopması ve donatının dolgu içinden sıyrılıp çıkması tahkikleri yapılmaktadır (Miller, 2016; Rimoldi, 2016).

## 2.3. Vak'a Analizleri

*TCM*

Kayapa Organize Sanayi Bölgesinde, aralarında yaklaşık 5m kot farkı bulunan komşu iki parsel arasına, düşük kot tarafındaki parselden bir istinat duvarı inşa edilmiştir. Yüksek kota yapılacak fabrika binasının temelleri bu istinat duvarının arkasına gelmektedir. İstinat duvarının önüne yapılmış olan sundurma, duvarın yıkılıp yeni yüklere göre tasarlanıp yeniden yapılmasını mümkün kılmamaktadır.
Ekonomik bir çözüm olarak, istinat duvarının arkasındaki dolgunun, yeni fabrikanın temel yüklerini ve kendi zati ağırlığını taşıyacak şekilde tasarlanarak geogrid ile donatılandırılarak bohçalanmış şekilde yapılmasına karar verilmiştir.
Temelden gelecek olan yük 100kPA olarak hesaplanmış ve mevcut duvar arkasındaki dolgu üzerine 2m genişlikte etkiyecek şekilde BS8006'ya (2010), göre depremli (a/g=0.40) durum için, bir stabilite analizi

yapılmıştır. Analiz sonunda GS=0.713 bulunmuştur. Aynı kesitte bu sefer de geogridli şekilde depremli (a/g=0.40) durum için stabilite analizi yapılmış ve GS=1.465 bulunmuştur (Şekil 1).




Şekil 1. TCM istinat duvarı geogridli ve geogridsiz stabilite analiz sonuçları

2012 yılında gerçekleşen projede, öncelikle, mevcut duvarın arkasındaki dolgu, hesaplanan geogrid uzunluğu kadar kazılarak çıkarılmış, gerekli drenaj önlemleri alınmıştır. 25cm kalınlığında tabakalar halinde alttemel dolgu malzemesi serilip sıkıştırılırken, 80kN nihai kopma mukavemetinde geogridler düşey aralığı 50cm olacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 2).
Dolgu işlemi tamamlandıktan sonra, istinat duvarı üzerinden ölçümler alınmış ve yeni fabrika inşaatının muhtelif aşamalarında, bu ölçümler tekrarlanarak istinat duvarında herhangi olumsuz bir durumun olmadığı gözlenmiştir.

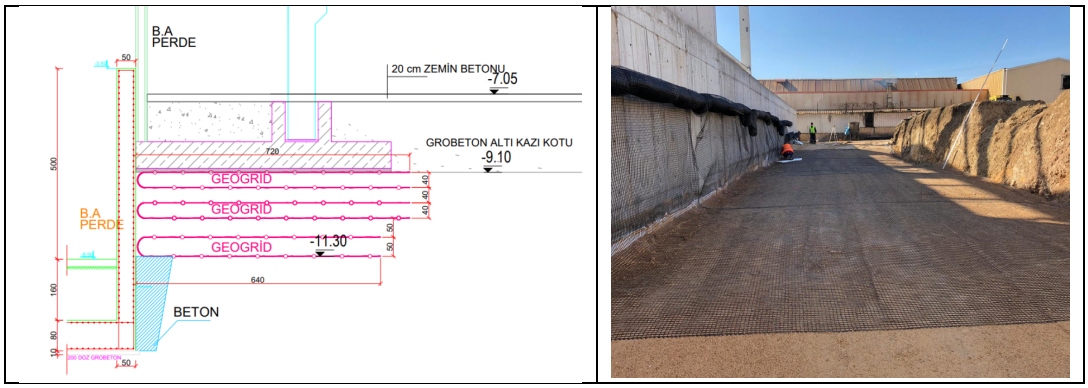


Şekil 2. Mevcut istinat duvarı arkasının geogrid ile güçlendirilme aşamaları

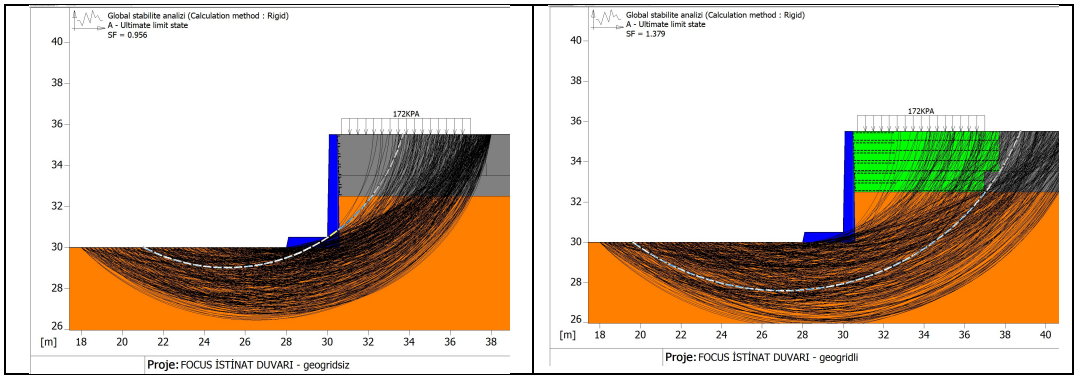
*FOCUS*

Nilüfer Organize Sanayi bölgesinde, 2020 yılında, benzer şekilde, mevcut bir istinat duvarı arkasındaki kot farkından dolayı yeni yapılacak fabrikanın temelleri yaklaşık 2.50m yüksekliğindeki bir dolgunun üzerine oturması gerekmekteydi. Temelleri tabii zemine oturtarak inşaatı gerçekleştirmek biraz maliyetli olmaktaydı. Prefabrik kolonların girdiği, 7.2m genişliğindeki soketli sürekli temeller, düşey aralığı 50cm olan 150kN nihai kopma mukavemetindeki iki sıra geogrid ile, düşey aralığı 40cm olan 100kN nihai kopma mukavemetindeki dört sıra geogridle güçlendirilmiş dolgu üzerine oturmuştur (Şekil 3). Bu şekilde hem komşu parseldeki betonarme duvara gerek dolgu ve gerekse yeni fabrikanın temellerinden bir yük gelmesi önlenmiş, hem de temel altında oluşabilecek olası farklı oturmaların önüne geçilmiştir.

Focus istinat duvarında temel genişliği 6.40m ve temelin zemine ileteceği yük 172kPA olarak hesaplanmıştır. Şekil 3'te verilen kesit için geogridsiz olarak depremli (a/g=0.40) durum için yapılan stabilite analizinde GS=0.956 bulunmuştur. Aynı kesitte bu sefer de geogridli şekilde depremli (a/g=0.40) durum için stabilite analizi yapılmış ve GS=1.379 bulunmuştur (Şekil 4).




Şekil 3. Focus projesinin enkesiti ile geogrid uygulaması




Şekil 4. Focus projesi istinat duvarı geogridli ve geogridsiz stabilite analiz sonuçları

*Ada Koltuk*

İnegöl İlçesi 2.Organize Sanayi Bölgesinde yer alan Ada Koltuk fabrikasının istinat duvarları Double Wall adı verilen prefabrik betonarme çift cidarlı panel istinat duvarı sistemi ile yapılmıştır. Bu istinat duvarının geri dolgusu yapılırken, dolgu tabakaları arasına geogridler yerleştirilerek (Şekil 5), dolgu güçlendirilmiştir, (Özçelik vd., 2022). Bu projeye ait hesap detayları Özçelik vd. (2022), bildirisinde verilmiştir. Geogridli dolgu ile toprak basıncı itkisi karşılandığından, Double Wall kesitleri 20cm azaltılarak ekonomi sağlanmıştır.



Şekil 5. Ada Koltuk projesinde prefabrik Double Wall duvar modülleri ve geogrid uygulaması, (Özçelik vd., 2022)

## 3. TEMEL ALTI DOLGULARININ GEOGRİDLE GÜÇLENDİRİLMESİ

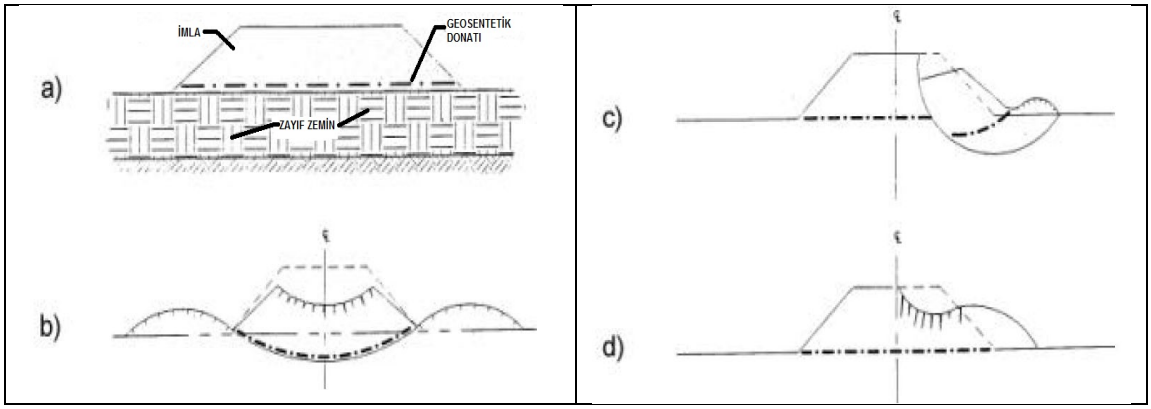
Zayıf zeminler üzerine inşa edilen dolguların stabilitesi, zemin kayma direncine ve zemin taşıma kapasitesine bağlıdır. Zeminde ve dolguda kayma kuvvetlerinden kaynaklı stabilite problemlerini önlemek için, güçlendirme amaçlı geogridler zemin ve dolgu arasına, yer düzlemine paralel olacak şekilde yerleştirilerek stabilite problemi engellenmiş olur. Geogridler ile yapılan güçlendirme neticesinde zeminin taşıma gücü de artmaktadır.

### 3.1. Kavram

Taşıma gücü nispeten düşük zeminler üzerinde yer alan donatılandırılmış dolguların gerek tasarımı gerekse imalatı zorlu bir geoteknik problemdir. Oturmaların belirtilen toleranslardan fazla olması ve stabilite problemlerinin yaşanacağının öngörülmesi durumunda zeminde iyileştirme yapılması kaçınılmazdır. Geleneksel zemin iyileştirme yöntemleri, ön yükleme/düşey drenler, derin karıştırma, hafif dolgular, yumuşak zeminin seçilmiş dolgu ile değiştirilmesi, donatısız (plastik) kazıklar vb. olup, detayları Holtz (1989), ve Holtz vd. (2001), tarafından açıklanmaktadır. Günümüzde geosentetikler de uygulanabilir bir alternatif zemin güçlendirme yöntemi olarak görülmektedir (Özçelik, 2015). Bazı durumlarda, en ekonomik çözüm, geleneksel bir yöntem ile geosentetik donatının bileşimi de olabilmektedir.

### 3.2. Tasarım Kriterleri

Donatılandırılmış dolguların tasarımı da, yumuşak zeminler üzerinde yer alan normal dolgularda olduğu gibi göçmeye karşı gerekli güvenlik sayılarının sağlanması prensibine dayanmaktadır. Şekil 6, donatılandırılmış dolgulardaki olası üç tip göçmeyi göstermektedir (Holtz, 2001). Bir bütün olarak dolgunun taşıma kapasitesi, dönme göçmesinin önlenmesi için dolgunun kenarında geosentetik donatı mukavemetini ve yanal genişlemenin önlenebilmesi için de, dolgunun tabanında donatı ile dolgu arasındaki kesme kuvveti direncinin yeterli olması gerekmektedir. Dizayn yöntemlerine ilişkin detaylar Holtz (1989), Holtz (1990) ve Bonaparte vd. (1987), tarafından verilmiştir.




Şekil 6. Donatılandırılmış Dolgularda Göçmeler a) Tasarım Konsepti; b) Taşıma Gücü Göçmesi; c) Dönme Göçmesi; d) Yanal Genişleme Göçmesi (Holtz, 2001)

### 3.3. Vak'a Analizleri

*CETTO*

Bursa Merkez ilçesinde 2013 yılında gerçekleşen projede, zeminde taşıma gücü için gerekli güvenlik sayısı sağlanamamıştır. Gerekli temel kazısından sonra tabanda ayırıcı amaçlı örgüsüz bir geotekstil serilmiştir. Üzerine 27cm granüler dolgu yapıldıktan sonra, yine 27cm aralıkla, üç sıra çift yönlü (40x40kN) ekstrude geogrid ile yapılan granüler dolgu güçlendirilmiştir. Temel altında oluşturulan bu donatılı dolgu radye üzerine, 50cm kalınlığında betonarme radye temel imal edilmiştir. Yeterli taşıma gücü sağlanması durumunda kullanılacak olan radye temel kalınlığı 70cm olarak hesaplanmış, yapılan temel altı donatılı dolgu radye kalınlığını 20cm azaltmıştır. Bu proje için yapılan geogridli ve geogridsiz stabilite analizlerinde, sırasıyla GS=0.883 ve GS=1.289 olarak hesaplanmıştır.

## 4.SONUÇLAR

- Geogridler ile prefabrik modüler istinat duvarlarındaki (Double Wall), geri dolgunun güçlendirilmesi durumunda, duvara gelen toprak basıncı itkisi azaldığından, duvar kesit genişliği azaltılarak ekonomi sağlanmaktadır.
- Geogrid ile güçlendirilmiş temel altı dolguları sayesinde taşıma gücü artmaktadır.
- Güçlendirilmiş dolgu üzerine oturan yapılarda olası farklı oturma problemleri ortadan kalkmakta, betonarme radye kalınlığı azaltılarak ekonomi sağlanmaktadır.
- Alternatif yöntemlere göre daha hızlı ve pratik bir yapım yöntemi ortaya çıkmaktadır.

## KAYNAKLAR

Özçelik, H. (2013), "Esnek ve Rijit Yüzey Elemanlı Geosentetik Donatılı İstinat Duvarı Uygulamaları", Prof. İsmet Ordemir'i Anma Toplantısı ve 7.ODTÜ Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu, ODTÜ, Ankara

ASTM (1997), Annual Books of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, Soil and Rocks; Geosynthetics, Volume 4.09 (II).

Özçelik, H. (2015), "Geosentetikler Kullanılarak Zayıf Zeminlerin, Dolguların ve Şevlerin İyileştirilmesi, Tasarımı ve Uygulamaları", 6. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.

Miller, S. M. (2016), "Combining geosynthetics to construct steep vegetated slopes and walls." Land and Water, 60(6), 31–38.

Rimoldi, P. (2016), "Geotextiles used in reinforcing walls, berms, and slopes," in Geotextiles: From design to applications, ed. by R. M. Koerner. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

BS 8006-1:2010 "Code of Practice for Strengthened / Reinforced and Other Fills", British Standards Institution

Özçelik, H., Küçükkayalar, Ü., Küçükkayalar, S. ve Korkmaz, M. (2022), "Prefabrik Betonarme Çift Cidarlı (Double Wall) İstinat Duvarı Geri Dolgusunun Geogridle Güçlendirilmesi Vak'a Analizi", 8. Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Holtz, R. D. (1989), "Treatment of Problem Foundations for Highway Embankments", Synthesis of Highway Practice 147, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, 72

Holtz, R. D., Shang, J. Q. and Bergado, D.T. (2001), "Soil Improvement", Chapter 15 in Geotechnical and Geoenvironmental Handbook, R. K. Rowe, Editor, Kluwer Academic Publishers, 429-462

Holtz, R.D. (2001), "Geosynthetics for Soil Reinforcement", The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station Hilton, 810 University Drive, College Station, TX77840

Holtz, R. D. (1990), "Design and Construction of Geosynthetically Reinforced Embankments on Very Soft Soils", State of the Art Paper, Session 5, Performance of Reinforced Soil Structures, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, British Geotechnical Society, Glasgow, Scotland, A. McGown, K. Yeo, and K. Z. Andrawes, editors, Th. Telford (London), 391- 402

Bonaparte, R.,Holtz, R.D. and Giroud, J.P. (1987), "Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids, in Geotextile Testing and the Design Engineer", ASTM, Special Technical Publication 952, J. E. Fluet, Editor, American Society for Testing and Materials, 69-116

# CFA KAZIKLARIN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNE DAYALI ANALİZ SONUÇLARININ ARAZİ YÜKLEME DENEY SONUÇLARI İLE MUKAYESESİ

## COMPARISION OF ANALYSIS RESULTS OF CFA PILES BASED ON FINITE ELEMENT METOD WITH FIELD LOADING TEST

**Sümeyye ARHAN**[1] **Evren SEYREK**[2]

## ÖZET

CFA (Continuous flight auger) sistemi 1950'lerde yüksek yeraltı suyu seviyesi bulunan zayıf ve kohezyonsuz zeminlerde, muhafaza ve foraj sıvısı kullanılmadan kazık imalatı için kullanılmaya başlanmıştır. Günümüzde ise kontrollü uygulama imkânı sağlaması, görece düşük titreşim oluşumu ve tork kapasitesi ile daha yaygın kullanım alanı elde etmiştir. CFA yönteminde içi boşluklu helezonik auger (kanat) ile derinlik boyunca kazıklar monoblok olarak imal edilir. Foraj işlemi sonrası, auger içindeki boşluktan basınçlı beton ile kuyu tabanından yukarı doğru doldurulur. Donatılı imalat yapılması durumunda, betonlama sonrası donatı kafesi yukarıdan kuyu içine indirilir.

Bu çalışma kapsamında, derin temel sistemi olarak CFA kolonlarının kullanıldığı bir vaka çalışması incelenmiştir. CFA kolon tasarımı sonlu elemanlar programı PLAXİS 2D ile üç farklı malzeme modeli üzerinde tasarlanmış olup, elde edilen analiz sonuçları yükleme deneyleri ile kıyaslanmıştır. Çalışma sonucunda, saha koşullarına bağlı olarak hangi modelin nümerik analizlerde seçilmesinin daha uygun olacağı tartışılmıştır.
***Anahtar Kelimeler**: Derin temeller, CFA kolon, zemin modelleri*

## ABSTRACT

The CFA (Continuous flight auger) system started to be used in the 1950s for the production of piles on weak and uncohesive soils with high groundwater levels, without the use of casing and forage fluids. Today, it has gained more widespread use with its controlled application opportunity, relatively low vibration generation and torque capacity. In the CFA method, piles along the depth are manufactured as monoblocks with hollow spiral auger (wing). After the forage process, it is filled upwards from the bottom of the well with pressurized concrete through the gap in the auger. In the case of reinforced manufacturing, after concreting, the reinforcement cage is lowered from above into the well.

Within the scope of this study, a case study using CFA columns as a deep foundation system was examined. CFA column design finite element program was designed on three different material models with PLAXIS 2D and the results of the obtained analysis were compared with loading experiments. As a result of the study, it was discussed which model would be more appropriate to choose in numerical analyzes depending on the field conditions.
**Keywords:** *Deep foundation, CFA pile, soil models*

[1] İnşaat Mühendisi, Moment Proje, sumeyyearhan@momentproje.com (Sorumlu Yazar)
[2] Doç.Dr., Dumlupınar Üniversitesi, evren.seyrek@dpu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Günümüzde artan nüfus ve yapılaşma nedeni ile arazi temininde problemler yaşanmaktadır. İhtiyaçları karşılamak için yüksek katlı yapılar, büyük hacimli baraj gövdeleri, geniş açıklıklı karayolları v.b. yapılar tasarlanmaktadır. Bu tür tasarımlar üstyapıdan gelen yüklerin artmasını beraberinde getirmektedir. Bu durumun çeşitli temel uygulamaları vasıtasıyla güvenli şekilde zeminlere taşıtılması, Geoteknik Mühendisliği açısından son derece önemlidir. Temeller üst yapıdan aktarılan çeşitli yükleri, zeminde taşıma gücü ve/veya oturma problemleri oluşturmadan taşıyabilmelidir. Temellerin genişletilmesi ve derinleştirilmesi gibi geleneksel yöntemlerle bu kriterlerin ikisinin birden sağlanamadığı durumlarda, zemin ıslah teknikleri veya derin temel uygulamaları kullanılmaktadır. Derin temeller genel olarak, derinliği, plan görünümündeki genişliğinin iki buçuk mislinden daha fazla olan bir temeli ifade etmek için kullanılır ve kazıklı temeller, kesonlar veya derin ayak temellerini kapsar. Bunların içinde en yaygın olarak kullanılanı kazıklı temellerdir (Birand, 2007). Kazıklar eksenel yükleri, deprem ve rüzgâr gibi etkiler sonucu meydana gelen yatay yükleri, zeminin derininde bulunan sağlam tabakalara aktararak, göçme veya aşırı oturmalara yol açmadan taşıyabilmelidir.

Kazıklarda oturma analizleri yeterince yaygınlaşmamış olup, genel olarak kazık taşıma güçleri hesaplanmaktadır. Taşıma gücü kriterinin sağlanması halinde kazık tasarımının doğru olduğu kabul edilir. Güvenli ve ekonomik bir kazık tasarımında ise taşıma gücü hesaplarına ek olarak oturma analizleri de yapılmalıdır.

Bahadır ve diğ. (2017) tarafından Plaxis programı ile gerçek bir uygulama üzerinde modelleme çalışması yapılmıştır. Üç farklı zemin modeli için analizler yapılarak, saha ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda, saha koşullarına bağlı olarak hangi modelin nümerik analizlerde seçilmesinin daha uygun olacağı ortaya konulmuştur.

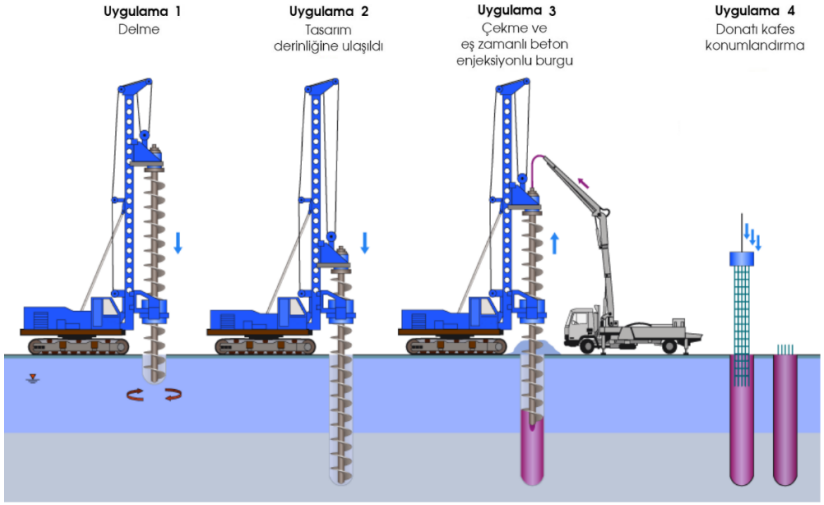
Holko ve diğ. (2014) CFA kazıkların sayısal analizlerini ANSYS ve PLAXİS yazılımlarını kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizler, arayüz modellemesi yöntemi ile zemin malzeme modellerinin karşılaştırıldığı ve analiz edildiği parametrik bir çalışma şeklinde hazırlanmıştır. Çalışma sonucunda, CFA kazıklarda hangi yazılımın kullanılmasının daha uygun olacağı ve modellemede hangi parametrelerin seçilmesinin daha doğru olacağı ortaya konulmuştur.

Bu çalışmada CFA kazıklarda farklı tipte modellemelerin karşılaştırılması amacıyla, sonlu elemanlar programı ile analiz imkânı sağlayan PLAXIS 2D programı kullanılarak hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Son yıllarda oldukça sık kullanılan Mohr-Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) ve Hardening Soil Small Strain (HS_ss) ileri düzey malzeme modelleri ile tekil bir CFA kolonunun yükleme durum analizleri yapılmıştır. Elde olunan sonuçlar, arazide tatbik edilen yükleme deney sonuçları ile karşılaştırılmış ve saha koşullarına bağlı olarak farklı zemin modellerinin performansları araştırılmıştır.

## 2. CFA SİSTEMİ

Şu anda dünya üzerinde kullanılan 100'den fazla kazıklı temel tipi olduğu bilinmekte olup, literatürde kazıklar çeşitli kriterlere göre ayrılmaktadır. Kazıklar, malzemesine, imalat şekline ve çalışma prensibine göre sınıflandırılmaktadır.

Fore kazık imalat tipi olan CFA (Continuous Flight Auger) sistemi ilk olarak 1950'lerde ABD'de yüksek yeraltı suyu seviyesi bulunan zayıf ve kohezyonsuz zeminlerde, muhafaza ve foraj sıvısı kullanılmadan kazık imalatı için tercih edilmiş olup, 1970'lerde Avrupa'ya tanıtılmıştır. CFA uygulamasında, özel olarak tasarlanmış fore kazık makineleri kullanılmaktadır. Kazık delgisi için, kazık boyundan daha uzun helezonik bir auger (kanat) sürekli olarak aynı yönde dönerek kazık alt ucuna kadar zemin içine sokulur. Bu şekilde, kazılan zeminin bir kısmı yüzeye çıkarılırken diğer bir kısmı da kazık çeperlerine doğru itilerek deplase edilmektedir. Delgi işlemi tamamlandıktan sonra, özel CFA burgu matkabının ortasındaki boşluktan basınçlı olarak beton kuyu içine pompalanır. Bu süreçte kullanılan beton, mıcır çapları küçük tutularak özel olarak hazırlanmaktadır.Delgi yapılan bölge, çalışma platformunun yüzeyine kadar betonla doldurulduktan sonra dışarıda önceden hazırlanan donatı kafesi bir vibratör kullanılarak veya kullanılmadan taze beton içine yerleştirilir (Şekil 1). Bu yöntemin, uygun zemin koşullarında hızlı bir şekilde inşa edilmesi, diğer kazık yöntemlerine göre daha az ses ve titreşim oluşturması ve ekonomik olması nedeniyle dünya genelinde kullanım alanı giderek artmaktadır.




Şekil 1. CFA kolonu imalat aşama görünümü

## 3. ZEMİN PROFİLİ

İnceleme alanında zemin incelemesi amacıyla gerçekleştirilen sondaj ve laboratuvar çalışmalarında elde olunan zemin profili Şekil 2'de görülmektedir. Arazideki CFA sisteminin kazık boyu 16,00 m ve kazık çapı 80 cm olarak tasarlanmıştır.

---------- 0,00 kotu
Bitkisel Toprak
---------- -1,50 kotu
Düşük Plasiteli Kumlu, Siltli Kil (CL)
LL= %42, PL= %23, PI= %19
$\gamma_n$= 18,30 kN/m$^3$, w= % 37
$N_{1,60}$= 6, Vs= 164 m/sn
---------- -6,00 kotu
Yüksek Plasiteli İnorganik Kil (CH)
LL= %57, PL= %21, PI= %36
$\gamma_n$= 20,20 kN/m$^3$, w= % 31
$N_{1,60}$= 11, Vs= 258 m/sn
---------- -26,00 kotu

Şekil 2. Zemin profili

## 4. ANALİZ METODLARI

Bu çalışma kapsamında, PLAXIS 2D programı malzeme kütüphanesindeki Mohr Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) ve Hardening Soil Small Strain (HS_ss) malzeme modelleri kullanılmıştır.

### 4.1. Mohr-Coulomb Model (MC)

Mohr Coulomb modeli zeminin gerilme-şekil değiştirme eğrisinin birinci bölgesinde elastik, ikinci bölgesinde ise mükemmel plastik bir malzeme olduğu varsayımına göre oluşur. Bu modelde, zemin katmanlarının rijitliklerinin derinlikle değişmediği ve ortalama bir rijitlik parametresi kullanılması sebebiyle nispeten hızlı analizler gerçekleştirilebilir. Yükleme-boşaltma durumları için bir ayrım yapılamadığından, kazı problemlerinde genelde önerilmemektedir. Daha çok limit analiz problemlerinde yani toprak dolgu barajların, dolguların, şevlerin, istinat duvarlarının stabilite çözümlerinde (güvenlik analizi) ve yüzeysel temel projelerinin taşıma gücü hesaplarında kullanılması uygundur. Mohr-Coulomb modelde zemin, Elastisite modülü (E), poisson oranı (ν), içsel sürtünme açısı (Ø'), kohezyon (c') ve dilatasyon açısı (Ψ) elastik ve/veya plastik parametreleriyle ifade edilir.

### 4.2. Hardening Soil Model (HS)

Pekleşen zemin modeli Mohr Coulomb modelin bir üst versiyonudur. Hiperbolik modelden farkı elastik teori yerine plastik teoriyi kullanarak elde olunan plastik şekil değiştirmeler çoklu yüzey (multi surface) akış kriterine göre hesaplanmaktadır. Yumuşak ve sert zemin için önerilen model gerilmeye bağlı rijitlik değerlerini dikkate almaktadır ki bu durum, artan basınçla birlikte tüm rijitliklerin de artması demektir. Zeminde göçme durumu tanımlanmakta, hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerde uygun sonuçlara ulaşılmaktadır. Ancak çok aşırı konsolide killerin davranışını modellemede dikkatli davranılmalıdır. Çünkü bu türden zeminlerin davranışı çok karmaşık ve davranışı etkileyen birçok faktör vardır (Brinkgreve, 2002). HS modelde, Mohr-Coulomb parametrelerine ek olarak drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği ($E_{50}^{ref}$), drenajlı odömetre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği ($E_{oed}^{ref}$) ve Elastik yükleme/boşaltma rijitliği ($E_{ur}^{ref}$) kullanılmaktadır.

### 4.3. Hardening Soil Small Strain Model (HS_ss)

Bu model küçük birim deformasyon rijitliğinde zeminin artan rijitliğini de dikkate almaktadır. Hardening soil model için belirlenen tüm parametreler, hardening soil small strain (pekleşen zemin küçük birim şekil deformasyon rijitliği) modelinde de gerçerlidir. Bununla birlikte, HS_ss modelde başlangıç birim deformasyon geçmişi modülü, küçük birim deformasyon kayma modülü ($G_o^{ref}$) ve kayma modülünün %70 azalması durumundaki birim deformasyon seviyesi ($\gamma_{0.7}$) kullanılarak hesaplanır.

## 5. MODELLEME DEĞERLENDİRİLMESİ

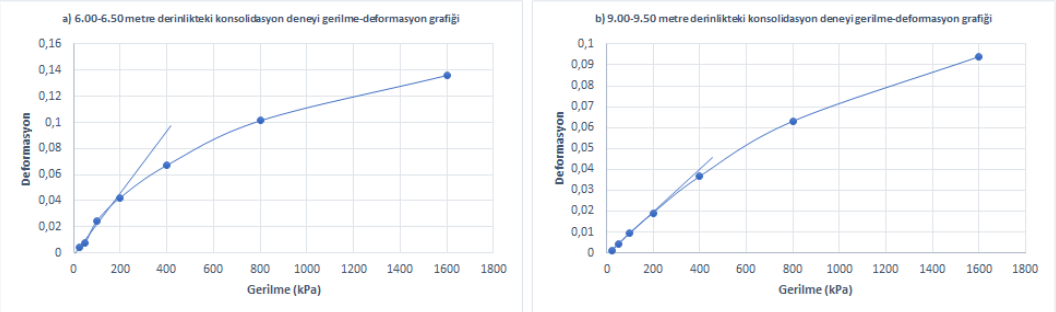
Analizlerde kullanılan elastisite ve kayma modülleri düşük deformasyon genliklerinde değerlendirme imkanı sunan sismik veriler ve aşağıdaki yaklaşımlar kullanılarak elde edilmiştir.

$G = \gamma V_s^2$ (1)

$\gamma = 0{,}23(3{,}28V_p)^{0{,}25}$ (2)

$E = 2G(1+\nu)$ (3)

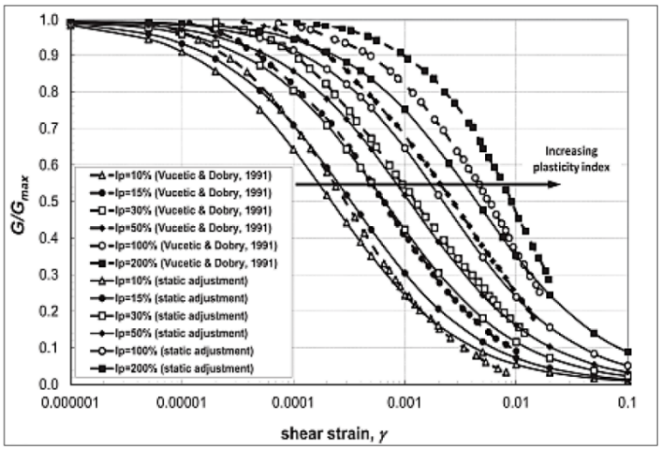
Hardening soil modelinde kullanılan odeometrik modülü ($E_{oed}$) konsolidasyon deneyinden elde olunan ve Şekil 3'te verilen yük-oturma grafiği yardımıyla belirlenmiştir. Bu grafikte $p^{ref}$=100 kPa referans gerilmesine karşılık gelen teğetin eğimi $E_{oed}$ olarak belirlenmiştir. Bununla birlikte, sekant modülü $E_{50}$, $E_{oed}$ değerine eşit kabul edilmiştir (Plaxis). Yükleme-boşaltma modülü $E_{ur}$, literatürde belirtildiği üzere sekant modülünün 3 katı olarak dikkate alınmıştır (Plaxis).




Şekil 3. Konsolidasyon deneyi gerilme-deformasyon grafiği

HS_ss modellemesinde, zemin parametreleri hardening soil modeline benzer şekilde kullanılmıştır. İlave olarak istenen $G_0^{ref}$ referans başlangıç kayma modülü için formül (1) tercih edilmiştir. Kayma modülünün %70 değerine düştüğü durumdaki deformasyon değeri ($\gamma_{0.7}$), zemin tabakalarının plastisite indislerine göre Şekil 4 yardımıyla elde edilmiştir.

Yukarıda aktarılan yaklaşımlar sonucu hesaplanan ve analizlerde kullanılan parametreler modelleme tiplerine göre Tablo 1'de toplu olarak aktarılmaktadır.Hesaplamalarda dikkate alınan kazık yapısal özellikleri ise Tablo 2'de özetlenmektedir.




Şekil 4**.** Azalım modülü-kayma şekil değiştirme ilişkisi (Vardanega ve Bolton, 2013)

Tablo 1**.** Analize esas zemin parametreleri

| Modelleme Tipi | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mohr-Coulomb (MC) | | Hardening Soil (HS) (MC modele ek olarak) | | Hardening Soil Model Small Strain (HS_ss) (HS modele ek olarak) | |
| CL | CH | CL | CH | CL | CH |
| E= 63726 kPa<br>ν=0,40<br>ø'= 31°<br>c'=5 kPa<br>ψ= -<br>$R_{int}$=0,85 | E= 63726 kPa<br>ν=0,40<br>ø'= 27°<br>c'=8 kPa<br>ψ= -<br>$R_{int}$=0,85 | $E_{50}$= 4074 kPa<br>$E_{ur}$= 12222 kPa<br>$E_{oed}$= 4074 kPa | $E_{50}$= 9230 kPa<br>$E_{ur}$= 270 kPa<br>$E_{oed}$= 9230 kPa | $G_0^{ref}$= 43239 kPa<br>$\gamma_{0,7}$= 0,00013 | $G_0^{ref}$= 116855 kPa<br>$\gamma_{0,7}$= 0,00025 |

Tablo 2. Kazık yapısal özellikleri

| Tanım | EA [kN/m] | EI [kNm²/m] |
|---|---|---|
| Kazık 80 | 1,51E7 | 6,03E5 |

## 6. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Çalışmada aktarılan modellemeler sahada uygulanan kazık yükleme deneyinde uygulanan yükleme değerlerine göre kademeli olarak tasarlanmıştır. Bu bildirideki sayfa sınırlamasından dolayı kazık yükleme deney sonuçları ve plaxis analiz sonuçları ayrıntılı olarak verilememiş olup, yük-oturma değerleri karşılaştırmalı olarak Tablo 3'te özetlenmektedir. Buna göre, 1. döngüdeki tasarım yükleme değeri 108,40 ton altında elde olunan oturma değerlerinin yükleme deney sonuçlarına oranları sırasıyla; Mohr-Coulomb (MC) modeli için %41,39; Hardening Soil (HS) modeli için %2,17 ve Hardening Soil Small Strain (HS_ss) modeli için %16,00 olarak bulunmuştur. 2. döngüdeki tasarım yükleme değerinde ise bu oranlar; %74,14, %3,87 ve %28,67 olarak hesaplanmıştır. Son olarak nihai yükleme değeri olan 162,60 ton altında oturma oranları; MC için %83,70; HS için %3,67 ve HS_ss için %22,25'tir.

Tablo 3. Modelleme ve yükleme deneylerinde elde edilen yük-oturma değerleri

| Yükleme (ton) | Oturma (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Yükleme Deneyi | MC Model | HS Model | HS_ss Model |
| 54,20(1) | 0,02 | 0,15 | 2,47 | 0,20 |
| 108,40(1) | 0,12 | 0,29 | 5,52 | 0,75 |
| 54,20(2) | 0,09 | 0,16 | 4,28 | 0,42 |
| 108,40(2) | 0,22 | 0,29 | 5,55 | 0,75 |
| 162,60 | 0,39 | 0,46 | 10,47 | 1,73 |

Yukarıda özetlenen analiz sonuçları değerlendirildiğinde, yük-oturma analizlerinde en yakın sonuca Mohr-Coulomb (MC) yöntemi ile ulaşıldığı görülmektedir. İkinci olarak en yakın sonuçlara Hardening Soil Small Strain (HS_ss) modelinde ulaşılmış olup, Hardening Soil (HS) modelinde elde olunan sonuçların oldukça düşük oranda yakınsamaya sahip olduğu belirlenmiştir.

Bu durumun, gerek CFA kazık uygulamasında gerekse de tasarım yükü altında zeminde oldukça düşük deformasyonların oluşmasından kaynaklandığı öngörülmektedir. Oluşan bu düşük deformasyon değerleri altında zeminin elastik ortam parametrelerinin hakim olduğu değerlendirilmektedir. Bu sebeple, modellemelerde zeminin elastik koşullarını dikkate alan Mohr-Coulomb (MC) yöntemiyle en yakın sonuçlara ulaşılmıştır. Zeminin nihai taşıma gerilmesinin yarısı kadar yükleme altındaki durumunu dikkate alan sekant modülüne göre analiz gerçekleştiren hardening soil modelinde ise, tekil kazık oturmalarının, yükleme deney sonuçlarına göre oldukça yüksek hesaplandığı görülmektedir. Bu durum, hardening soil modellemesinin küçük deformasyon rijitliğinde değerlendirme imkanı sunan HS_ss modellemesinde bir miktar daha düzelse de, parametrelerin görece büyük şekil değiştirmeler altındaki konsolidasyon deneylerinden hesaplanması nedeniyle yakınsamalar sınırlı düzeyde kalmaktadır.

## 7. SONUÇLAR

Bu çalışmada, CFA kazıklarda farklı tipte modellemelerin karşılaştırılması amacıyla, PLAXIS 2D programı kullanılarak, Mohr-Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) ve Hardening Soil Small Strain (HS_ss) modelleri ile tekil kolonunun yükleme sonuçları kıyaslanmıştır. Mohr-Coulomb (MC) modeli oturma sonuçları ile yükleme deneyinden elde olunan değerlerin ortalaması, 1. Döngü için tasarım yükü altında %41,39; 2. döngüde tasarım yükü altında %74,14 ve nihai yükleme altında %83,70 olarak hesaplanmıştır. Hardening Soil (HS) modelinde bu değerler sırasıyla, %2,17, %3,87 ve %3,67 olup; Hardening Soil Small Strain (HS_ss) modelinde ise, %16,00, %28,67 ve %22,25 olarak elde edilmiştir.

Yük-oturma analizlerinde, tekil kazık yükleme deneyi sonuçlarına en yakın sonuçlara Mohr-Coulomb (MC) yöntemi ile ulaşıldığı görülmektedir. Hardening Soil Small Strain (HS_ss) modellemesinde nispeten oturma değerlerine bir miktar yakınsama görülse de, Hardening Soil (HS) yönteminden elde edilen değerlerin yükleme sonuçlarından oldukça yüksek olduğu belirlenmiştir.

En yakın sonuçlara zeminin elastik ortam parametrelerine göre analiz gerçekleştiren MC modellemesiyle ulaşılmasının nedeni olarak, CFA kazık uygulaması ve tekil kazık yükleme deneyi esnasında zeminde deformasyonların oldukça düşük miktarda kalması gösterilebilir. Diğer taraftan, HS ve HS_ss yöntemleri için kullanılan parametrelerin görece yüksek deformasyonlar altında tatbik edilen deneylerden temin edilmesinden dolayı yükleme deney sonuçları ile uyumluluğunun sınır düzeyde kaldığı öngörülmektedir.

## KAYNAKLAR

Bahadir, A.A., Onur, M.İ. (2017), “Derin Kazı Destek Sistemi Tasarımında Zemin Modeli Seçimi: Bir Vaka Analizi”, İstanbul

Bahadir, A.A., Onur, M.İ. (2018), “Derin Kazı Analizlerinde Küçük Şekil Değiştirme Rijitliğinin Etkisi”, Ankara

Bahadir, A.A., (2018), “Derin Kazı Destek Sistemlerinde Malzeme Modeli Etkisi”, Bilecik

Birand, A. A., (2007), “Kazıklı Temeller”, Teknik Yayınevi.

Brinkgreve, R.B.J. (2002), “PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis-Version 8”. Balkema, Rotterdam

Kabaca, H., (2018),”Kazıkların Taşıma Gücü Ve Oturma Parametrelerinin İncelenmesi, Taşıma Gücü İçin Yeni Bir Metot Önerisi”, Sakarya

Holko, M., Stacho, J. (2014), ”Comparison Of Numerical Analyses With A Static Load Test Of A Continuous Flight Auger Pile”

Vardanega, P.J., Bolton, M.D., ”Stiffness of Clays and Silts: Normalizing Shear Modulus and Shear Strain”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2013,1943-5606.0000887.

PLAXIS 2D. “Reference Manual”, Retrieved from http://www.plaxis.nl/files/files/2D-2-Reference.pdf,

# TÜRKİYE GÜNCELLENMİŞ KUVVETLİ YER HAREKETLERİ VERİ TABANI

## AN UPDATED STRONG-MOTION DATABASE OF TÜRKİYE (SMD-TR)

**M Abdullah Sandıkkaya[1], Baran Güryuva[2], Özkan Kale[3], Oğuz Okçu[4], Sinan Akkar[5], Abdullah İçen[6], Emrah Yenier[7]**

## ÖZET

Türkiye Kuvvetli Yer Hareketi Veri Tabanı (SMD-TR), başlangıçta Akkar vd. (2010) tarafından derlenen veri tabanının güncellenmiş halidir. Güncellenen veri seti, 1976 ile Şubat 2023 arasında meydana gelen $3.0 \leq M \leq 7.8$ büyüklüğündeki 9244 depremden oluşmaktadır. Bu veri tabanında, 1,022 istasyonda kaydedilen 95,890 üç bileşenli dalga formları (55,375 filtrelenmiş kayıt) bulunmaktadır. Veri tabanı, ulusal ve uluslararası sismoloji kurumlarından ve literatürden derlenen deprem meta verilerini içermektedir. Deprem tektonik yapılarına göre sınıflandırılmış (aktif kabuk ve dalma - batma) ve artçı şok olan depremleri belirlenmiştir. AFAD tarafından sağlanan istasyon bilgileri kullanılarak, zeminin üst 30 metresindeki zamana dayalı ortalama kayma dalgası hızı ($V_{S30}$) ve anakayaya ($V_{S30}$ = 1km/s) olan derinlik ($Z_1$) dahil olmak üzere zemin parametrelerini hesaplanmıştır. Ayrıca, kaynak-fay mesafe metriklerini hesaplanmış, tavan ve taban bloğu ve atımlı kayıtları işaretlenmiştir. Kayıtların kalitesini belirlemek, uygun filtrelerle düşük ve yüksek frekanslı gürültüyü kaldırmak ve yer hareketi parametrelerini hesaplamak için otomatik bir işleme algoritması geliştirilmiştir. Otomatik işleme küçük magnitüddeki ($M<5.5$) depremlere uygulanırken, daha büyük depremlerden ($M\geq5.5$) toplanan kayıtlar için manuel işleme şemasını tercih edilmiştir. Maksimum yer hareketi değerleri, spektral parametreler ve yer hareketi süresi veri tabanında, veri işleme parametreleriyle birlikte sunulmaktadır.

***Anahtar Kelimeler:*** *kuvvetli yer hareketi veri tabanı, sismik tehlike, yer hareketi işlenmesi, yer hareketi tahmin denklemleri*

## ABSTRACT

We updated the earthquake strong-motion database of Türkiye (SMD-TR) that is initially compiled by Akkar et al. (2010). The updated dataset is composed of 9244 earthquakes of magnitudes $3.0 \leq M \leq 7.8$ that occurred between 1976 and 2023. It includes 95890 three-component waveforms recorded at 1,022 stations (55375 records are processed). The database includes event metadata compiled from national and international seismological agencies as well as literature. We classified events according to their tectonic environments (i.e., active crustal and subduction) and identified the aftershocks. The station information provided by AFAD was used to compute the main site parameters, including time-based average of shear-wave velocity of uppermost 30 m ($V_{S30}$) and depth-to-rock horizon at which the shear wave-velocity ($V_S$) attains 1 km/s ($Z_1$). We also computed the finite-fault distance metrics and flagged hanging wall effect as well as pulse-like records. We developed an automatic processing scheme to determine the waveform quality, apply appropriate filters to remove low- and high-frequency noise, and compute ground motion parameters. The automatic processing was applied to small magnitude ($M<5.5$) events whereas manual processing scheme is preferred for waveforms recorded from larger events ($M\geq5.5$). The peak ground motion values, spectral ordinates, and ground-motion duration are provided along with the key data processing parameters in the flatfile.

***Keywords:*** *ground-motion prediction models, ground-motion processing, seismic hazard, strong-motion database.*

[1] Doç. Dr., İnşaat Mühendisliği Departmanı, Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye, abdullahsandikkaya@hacettepe.edu.tr, (Sorumlu yazar)
[2] YL. Öğrencisi, İnşaat Mühendisliği Departmanı, Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye, baranguryuva@hacettepe.edu.tr
[3] Doç. Dr., İnşaat Mühendisliği Departmanı, TED Üniversitesi, Ankara, Türkiye, ozkan.kale@tedu.edu.tr
[4] Dr. Öğrencisi, İnşaat Mühendisliği Departmanı, Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye, oguzokcu95@gmail.com
[5] T-Rupt Teknoloji Inc., 34398 Istanbul, Türkiye, sinan.akkar@gmail.com
[6] Dr. Öğr. Üyesi, İnşaat Mühendisliği Departmanı, Munzur Üniversitesi, Tunceli, Türkiye, abdullahicen@gmail.com
[7] Haley & Aldrich Inc., Seattle, WA, USA, emrah.yenier@gmail.com

## 1. GİRİŞ

Kuvvetli yer hareketi veri tabanları, temel olarak (i) yer hareketi tahmin modellerini geliştirmek, (ii) tehlike analizlerinde yer hareketi özelliklerini değerlendirmek ve (iii) yapısal ve jeoteknik analizler için ivme verileri sağlamak amacıyla kullanılmaktadır. Zira bu veri tabanları, yer hareketi modellemesi ve analizleri için önemli bilgileri içermekte olup, dünyanın sismik olarak aktif bölgelerinde birçok sağlam örneği bulunmaktadır.

Türkiye'de ilk kuvvetli yer hareketi kaydı 1976 yılında elde edilmiştir. O zamandan bu yana, kuvvetli yer hareketi ağı giderek yoğunlaşmış ve yıllar boyunca biriken zengin bir ivme veri setine yol açmıştır. Türkiye'nin kuvvetli yer hareketi veri tabanının ilk kapsamlı derlemesi Akkar vd. (2010) tarafından yapılmıştır. Veri tabanı, 1976'dan 2007'ye kadar olan dönemde 4.671 yer hareketi kaydını içermektedir. 2007'den sonra, bazı orta ve büyük büyüklükteki depremler (2010 Mw 6.1 Kovancılar, 2011 Mw 5.8 Simav ve 2011 Mw 7.1 Van depremleri) RESORCE'da derlenmiştir (Akkar vd., 2014). Alipour vd. (2020), ölçülen zemin parametrelerini de içeren 2008-2015 yılları arasında AFAD istasyonlarında kaydedilen 1.189 yer hareketini derlemiştir. 2019 yılında, AFAD hızlı moment tensörü çözümlerinden elde edilen temel deprem bilgileriyle ulusal kuvvetli yer hareketi veri tabanını (TADAS; tadas.afad.gov.tr; son erişim tarihi: 15 Mart 2023) yayınlamaya başlamıştır.

## 2. VERİ TABANI DERLENMESİ

SMD-TR, 1.022 istasyonda kaydedilen 9.244 depremde elde edilen 95.890 deprem ivme kaydını içeren beş ana bölümden oluşmaktadır: (1) deprem bilgisi, (2) istasyon bilgisi, (3) mesafe ölçütü bilgisi, (4) dalga formu bilgisi, (5) mutlak maksimum genlik (yer ivmesi, hızı ve deplasmanı), kuvvetli yer hareketi süresi ve spektral parametreler. Aşağıda, her bölümdeki bilgilerin nasıl derlendiği özetlenmektedir.

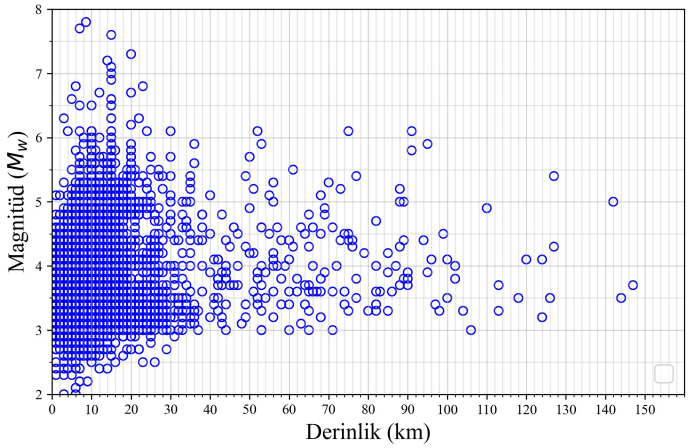
**2.1 Deprem Bilgisi:**
Deprem parametreleri, benzersiz bir deprem kimliği, başlangıç zamanı, hiposantr konumu (enlem, boylam ve odak derinliği), farklı ölçeklerdeki deprem magnitüdü (moment-$M_w$, yerel-$M_l$ ve süre-$M_d$), kırılma tipi, fay mekanizması çözümleri, fay boyutları, kırığın üst noktasının derinliği ($Z_{tor}$), tektonik yapısı (aktif kabuk / dalma - batma) ve artçı şok işaretleri içerir.

Depreme ilişkin bilgiler, literatürden veya sismoloji kuruluşlarından elde edilir. AFAD, moment magnitüd dışındaki deprem başlangıç zamanları ve büyüklük ölçekleri için en yüksek önceliğe sahiptir. Diğer deprem parametreleri (yani, merkezi koordinatlar, odak derinliği, moment büyüklüğü, moment tensör çözümleri) için literatürden ve yerel, bölgesel ve küresel kuruluşlardan sağlanan bilgiler kullanılır.

Deprem parametrelerini belirleme sürecinin ikinci adımı, moment büyüklüğü $M_w$ (ve dolayısıyla moment tensör çözümleri) verilerini sismoloji kuruluşlarından toplamaktır. Deprem parametrelerini derlerken önceki veri tabanı projelerinde toplanan deprem bilgilerini dikkate alınmıştır (T-NSMP, Akkar vd., 2010; SHARE, Yenier vd., 2010; RESORCE, Akkar vd., 2014; EMME, Danciu vd., 2018; TSTHG, Akkar vd., 2018).

Deprem parametrelerini derleme sürecinde üçüncü adım, depreme özel çalışmalardan elde edilen bilgilerin toparlanmasıdır. RESORCE'da olduğu gibi depreme özgü literatür taranmıştır. Bu amaçla, veri tabanındaki orta ve yüksek magnitüdlü depremler ($M_w \geq 5.5$) için ISC arama motorunu (Di Giacomo vd., 2014) kullandık. Ayrıca, KOERI gibi yerel kuruluşların yayınladığı verileri araştırılmıştır (http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/2/en/).

Tüm depremler, episantr konum ve başlangıç zamanı bilgisi içermektedir. Odak derinliği bilgisi 41 deprem için mevcut değildir. 9244 depremin %44'ünde bildirilen $M_w$ değeri vardır. T-NSMP ve RESORCE'da olduğu gibi SMD-TR'de büyüklükleri homojenleştirmek için herhangi bir magnitüd dönüşüm denklemi uygulanmamıştır. Yerel magnitüd ($M_L$) ve süreye bağlı magnitüd ($M_d$) değerlerine sahip depremlerin sırasıyla veri tabanının %43'ü ve %13'ünü oluşturmaktadır. $M_w$> 6.1 olan tüm depremlerin fay çözümleri vardır. 129 depremden sekizi hariç, Mw ≥ 5.5 olan depremlerin tam fay geometrisi bilgileri, literatür veya sismik kuruluşlar tarafından derlenmiştir. Kaydı alınan derin depremlerin (h > 50 km) $3.5 \leq M_w \leq 6.0$ arasında yoğunlaşmışlardır (Şekil 1).




*Şekil 1. Toplanan depremlerin derinlik ve magnitüd dağılımı*

Fay tipi, Boore ve Atkinson (2007) tarafından önerilen kriterlere göre belirlenmiş ve bu yaklaşım RESORCE'ta da kullanılmıştır. Depremlerin sınıflandırılması, Garcia vd. (2012) tarafından tanımlanan bir prosedürle gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, Gardner ve Knopoff (1974) tarafından önerilen algoritma uygulanarak artçı ve öncü deprem sınıflandırma analizi gerçekleştirdik.

**2.2 İstasyon bilgisi:**

İstasyon parametreleri (AFAD'dan alınan) ağ adları ve kodları, konum bilgisi (istasyon enlem ve boylamı) ve yükseklik bilgileri ile istasyon adresi, sensör kurulum tarihi (aktif değilse, kaldırma tarihi), sensör tipi ve özellikleri (sensör seri numarası, kayıt cihazı seri numarası, frekans, kazanç ve kalibrasyon parametreleri) içerir.

Zeminin üst 30 metresindeki zamana dayalı ortalama kayma dalgası hızı ($VS_{30}$) ve anakayaya olan derinliği ($Z_1$; $V_S$'nin 1.0 km/s horizonuna ulaştığı derinlik), temel frekans ve eğim veri tabanı için derlenen zemin parametreleri derlenmiştir.

**2.3 Kaynak-saha mesafeleri:**

Her kayda yönelik noktasal kaynak ve sonlu kaynak mesafe metrikleri yanı sıra atım periyodu bilgisi de sağlanır. Veri tabanı tüm kayıtların episantr mesafesini ($R_{epi}$) içerir. Hiposantr derinliği mevcutsa, hiposentrik mesafe ($R_{hyp}$) de sağlanır (yalnızca 67 kayıt için eksik).

Sonlu kaynak mesafe metrikleri, Akkar vd. (2014) tarafından tanımlanan prosedürü ile uyumlu olarak hesaplanmıştır. Bu metrikler, kırılma düzleminin yüzey projeksiyonunun en yakın mesafesi ($R_{JB}$; Joyner-Boore mesafesi) ve kırılma düzlemine olan en yakın mesafeyi ($R_{rup}$) içerir. Ayrıca, tavan / taban bloğu bayraklarını, $R_X$ ve $R_Y$ değerleri de veri tabanında bulunmaktadır. Ancheta vd. (2014), $R_X$'i fay kırığının en tepe noktasına dik noktanın siteye uzaklığı, $R_Y$'i de fay düzleminin yüzey izdüşümünün fay kırığına paralel halinin yatay mesafesi olarak açıklamaktadır.

**2.4 Dalga formu meta verileri:**

Dalga formlarının kalitesi, işleme türü, düşük ve yüksek filtre kesme değerleri ve kullanılabilir periyod aralıkları dalga formu meta verilerinin bir parçası olarak sağlanmıştır. "Mühendislik açısından önemli" olarak kabul edilen kayıtları (VS30 ve fay tipi bilgisi olan Mw > 5.5 depremlerinden elde edilen kayıtlar; 3535 kayıt) manuel olarak işlenmiştir. Geri kalan dalga formları (90.261 kayıt), otomatik filtreleme işlemine tabi tutulmuştur. İşlenen kayıtların kullanılabilir periyotları, Akkar ve Bommer (2006) ile Ancheta vd. (2014) tarafından tarif edildiği şekilde hesaplanmıştır. Bir sonraki bölüm dalga verilerinin işlenmesi hakkında daha ayrıntılı bilgiler sunmaktadır.

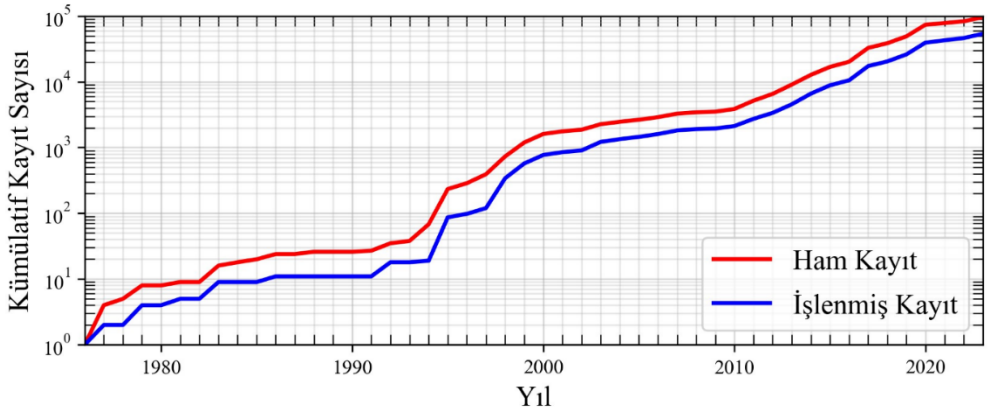
**2.5 Şiddet Parametreleri:**
SMD-TR, işlenmiş ivme verilerinden maksimum yer hareketi değerlerini (maksimum yer ivmesi -PGA-, maksimum yer hızı -PGV-, maksimum yer deplasmanı -PGD-), Kümülatif Mutlak Hızı (CAV), ARIAS Şiddeti (AI) ve belirgin süre parametrelerini vermiştir. Kayıtların her bileşeni için T = 0.01 s'den T = 20 s'ye kadar 111 periyot için %5 sönümlü spektral ivme değerleri de (PSA) sunulmuştur. Ayrıca, yatay bileşenler için %5 sönümlü doğrultudan bağımsız, RotD50 ve RotD100 değerleri (döndürülmüş şiddet ölçülerinin dağılımının %50'si ve %100'ü; Boore, 2010), Wang vd. (2017) tarafından sağlanan RCTC kodu kullanılarak hesaplanmıştır.

## 3. FİLTRELEME İŞLEMİ

Filtreleme işleminin temel amacı, dalga formlarında yüksek ve düşük frekanslı gürültüleri giderirken ana deprem özelliklerini korumaktır. Önceki çalışmalarda (Akkar vd., 2010; Akkar vd., 2014; Alipour vd., 2020), SMD-TR'deki bazı dalga formları zaten işlenmiştir. Projeler arasında tutarlılık ve sürdürülebilirlik açısından, çalışmamızda onların filtre kesme frekansı değerlerini kullanılmıştır. SMD-TR'de çok sayıda yeni kayıt bulunduğundan, kayıt işleme işleminde manuel ve otomatik işleme kombinasyonu tercih edilmiştir. Bu iki yöntem arasındaki en belirgin fark, ilk yaklaşımda, dalga formlarındaki gürültüyü gidermek için düşük ve yüksek kesme filtre frekans değerlerini (sırasıyla $f_{lc}$ ve $f_{hc}$) belirlemede uzman görüşünün öncelikli olmasıdır. İkinci yaklaşımda ise, süreç otomatik olarak $f_{lc}$ ve $f_{hc}$'yi belirleyen, bazı kısıtlamaları olan bir algoritma ile yapılmıştır. Mühendislik açısından önemli olan dalga formlarına ilk yaklaşımı uygularken, veri tabanının geri kalanını otomatik işleme yöntemiyle filtrelenmiştir.

## 4. META VERİ DERLENMESİ

SMD-TR, 974 istasyonda kaydedilen 6710 depremden elde edilen 55375 işlenmiş kayıttan oluşmaktadır. Yıllara göre bu kayıtların ve depremlerin kümülatif dağılımı Şekil 2'de verilmiştir. İşlenmiş kayıtların sismolojik özellikleri, deprem (yani deprem sınıfı, büyüklük, fay tipi, hiposantr derinliği), site ($V_{S30}$, $Z_1$) ve kaynak-saha mesafe metrik bilgilerini içermektedir.




*Şekil 2. Yıllara göre kümülatif ham ve işlenmiş kayıt sayıları*

Veri tabanındaki orta ve büyük magnitüdteki çoğu deprem Türkiye'nin batı kesiminden kaynaklanmaktadır; yanal atımlı Kuzey Anadolu Fayı (KAF) ve Ege bölgesindeki büyük çaplı bölgeden (normal depremler). SMD-TR'deki Doğu Anadolu Fayı (DAF; yanal atımlı depremler hâkim) kaynaklı yüksek magnitüdteki depremler, son 20 yılda meydana gelen depremlerdir. Veri tabanının %46'sını, Türkiye'nin batı kesimindeki ana depremler ve artçı depremler oluşturur, bunu Doğu Türkiye'deki depremler (%29; DAF sistemi) takip eder. KAF, ivme verilerinin %10'unu oluşturmaktadır. Veri tabanındaki depremlerin yalnızca %1'i Hellenik ve Kıbrıs Kemerlerinden gelmektedir. (Dalma – batma zonu depremleri)

Depremlerin %96.8'inin $M_w$ <5.5 olduğunu ve bunun ivme verilerinin %90.2'sine denk geldiğini göstermektedir. Şu anda işlenmiş kayıtların %6.5'i 5.5 ≤ $M_w$ <6.5 (depremlerin %2.7'si) arasındadır ve işlenmiş verilerin %3.3'ü Mw değeri 6.5'ten büyüktür, bu da raporlanan $M_w$ değerine sahip verilerin %0.5'ine karşılık gelmektedir. 5.7'den büyük magnitüde sahip moment magnitüd değeri bilinmeyen deprem yoktur ve 5 ile 5.7 arasında yalnızca 5 depremin bu bilgisi yoktur. (Kayıtların %1.3'ü). Sığ kabuk depremleri (hiposantr derinliği <20 km) depremlerin %94'ünü ve kayıtların %95'ini oluşturmaktadır. 6710'dan 5349 depremde (%54.8) fay tipi bilgisi bulunmamaktadır. Fay tipi bilgisi bulunan depremlerin %49'u yanal atımlıdır ve bu pay normal faylar için %41'e düşmektedir. Yanal atımlı ve normal depremler ivme kayıtlarının %94'ünü oluşturur (her biri %47; yani eşit pay). Yalnızca depremlerin %10'u ters fay tipine ve ivme kayıtlarının %6'sı da bu fay tipine aittir. Veri tabanındaki magnitüd ve uzaklığa dayalı dağılım incelendiğince, magnitüdün 5.5'ten küçük olduğu kayıtların iyi örneklendiğini göstermektedir. Büyüklük azaldıkça, mesafe limiti de AFAD kuvvetli yer hareketi ağı tarafından otomatik olarak uygulanan bir büyüklük-mesafe filtresi nedeniyle azalır. $M_w$> 5.5 için, fay tipi ters depremlerde belirgin bir büyüklük boşluğu (6 ≤ $M_w$ <7) vardır. Normal ve yanal atımlı depremler için de benzer bir boşluk olduğunu gösteren dağılım grafikleri, fay tipi ters olan depremler kadar belirgin değildir.

## 5. SONUÇ

Elde ettiğimiz sonuçlar, güncellenmiş ve kapsamlı bir Türkiye Kuvvetli İvme Veri tabanı (SMD-TR) oluşturduğumuzu göstermektedir. Veri tabanı, 1976 yılından 28 Şubat 2023 tarihine kadar olan depremleri içermektedir. Yeni veri tabanı, 1.022 istasyonda kaydedilen 95.892 üç bileşenli kaydı ve 9.244 depremi kapsamaktadır. Deprem konumları, moment büyüklükleri, kırılma fay geometrisi ve magnitüdü gibi meta veriler, güncel teknikler kullanılarak derlenmiştir. Ayrıca, fay tipi, deprem sınıfı ve artçı şok tespiti gibi bilgiler de belirlenmiştir. Saha karakterizasyonu, mevcut olduğunda $V_{s30}$ ve $Z_1$ değerlerine dayanmaktadır. İvme kayıtları hem manuel hem de otomatik işleme yöntemleri kullanılarak filtrelenmiş ve 55.375 işlenmiş kayıt elde edilmiştir. Veri tabanı, ivme kayıtlarından elde edilen maksimum ivmeleri, tepki spektrumları ve ivme süresi gibi parametreleri içermektedir. Veri tabanının toplanılma, filtrelenme ve güncellenmesi hakkındaki detaylar Sandıkkaya vd. (2023) içeriğinde mevcuttur. Bu veri tabanı, DesignSafe üzerinden 2025 yılına kadar güncellenerek kullanıma sunulacaktır.

## KAYNAKLAR


Akkar S, Bommer JJ (2006) Influence of long-period filter cut-off on elastic spectral displacements. Earthq Eng Struct Dyn 35:1145–1165

Akkar S, Çagnan Z, Yenier E, Erdogan Ö, Sandıkkaya MA, Gülkan P (2010) The recently compiled Turkish strong-motion database: preliminary investigation for seismological parameters. J Seismol 14:457–479

Akkar, S., M.A., Sandıkkaya, M., Şenyurt, A., Azari Sisi, B.Ö., Ay, P., Traversa, J., Douglas, F., Cotton, L., Luzi, B., Hernandez and S., Godey. 2014. Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). Bulletin of earthquake engineering 12 (1): 311-339.

Akkar, S., Kale, Ö., Yakut, A. et al. Ground-motion characterization for the probabilistic seismic hazard assessment in Turkey. Bull Earthquake Eng 16, 3439–3463 (2018).

Alipour, N., M.A., Sandıkkaya and Z., Gülerce. 2020. Ground motion characterization for vertical ground motions in Turkey—Part 1: V/H ratio ground motion models. Pure and Applied Geophysics 177 (5): 2083-2104

Ancheta, T.D., R.B., Darragh, J.P., Stewart, E., Seyhan, W.J., Silva, B.S.J., Chiou, K.E., Wooddell, R.W., Graves, A.R., Kottke, D.M., Boore and T., Kishida. 2014. NGA-West2 database. Earthquake Spectra 30 (3): 989-1005.

Boore DM, Atkinson GM (2007) Boore–Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters. In: PEER2007/01, Pacific earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, CA

Boore, D. M. (2010). Orientation-independent, nongeometric-mean measures of seismic intensity from two horizontal components of motion. Bull. Seism Soc Am, 100:1830-1835.

Danciu, L., Kale, Ö. & Akkar, S. The 2014 Earthquake Model of the Middle East: ground motion model and uncertainties. Bull Earthquake Eng 16, 3497–3533 (2018).

Di Giacomo, D., Storchak, D.A., Safronova, N., Ozgo, P., Harris, J., Verney, R. and Bondár, I., 2014. A New ISC Service: The Bibliography of Seismic Events, Seismol. Res. Lett., 85, 2, 354-360,

Garcia D, Wald DJ and Hearne MG (2012) A global earthquake discrimination scheme to optimize ground-motion prediction equation selection. Bulletin of the Seismological Society of America 102(1): 185–203.

Gardner, J. K., and Knopoff, L., 1974. Is the sequence of earthquakes in Southern California, with aftershocks removed, Poissonian?,Bull. Seism. Soc. Am. 64 1363-1367.

Kurtulus C., Sertcelik F., Sertcelik I., Kuru T., Tekin K., Ates E., Apak A., Kokbudak D., Sezer S., Yalcin D., 2020. Determination of site characterization in Turkey strong motion recording stations. Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University 35(4), 1829- 1846.

Sandıkkaya MA, Yılmaz MT, Bakır BS, Yılmaz Ö (2010) Site classification of Turkish national strong-motion stations. J Seismol 14:543–563

Sandıkkaya et al. (2023) An Updated Strong-Motion Database of Türkiye (SMD-TR). Earthquake Spectra, Under review

Wang, P., Stewart, J. P., Bozorgnia, Y., Boore, D. M., & Kishida, T. (2017). R package for computation of earthquake ground motion response spectra. Pacific Earthquake Engineering Center, Report 2017/09.

Wiemer, S. (2001) A Software Package to Analyze Seismicity: ZMAP. Seismological Research Letters, 72, 373-382.

Yenier E, Sandıkkaya MA, Akkar S (2010). Report on the fundamental features of the extended strong motion databank prepared for the SHARE project, pp. 44. Deliverable 4.1 of Seventh Framework Programme Project Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE), 34 pages, Ankara

9th GEOTECHNICAL SYMPOSIUM NOVEMBER 22-24, 2023 ISTANBUL

# INFLUENCE OF FOOTING SHAPE ON UNDRAINED SEISMIC BEARING CAPACITY OF SURFICIAL FOUNDATIONS NEAR COHESIVE SLOPES

**Mahmoud Alhayek[1], Özer ÇİNİCİOĞLU[2], S. Feyza ÇİNİCİOĞLU [3]**

## ABSTRACT

This paper focuses on assessing the impact of different footing shapes on the undrained seismic bearing capacity of surficial foundations located near slopes. The study employs the PLAXIS 3D finite element software to conduct a comparative analysis, aiming to provide valuable insights for geotechnical engineers involved in foundation design in such scenarios. For this purpose, numerical models are created to simulate the behavior of surficial foundations under seismic loading. Various footing shapes are examined during the analysis, considering the undrained soil properties, slope characteristics, distance between the slope and footing, and seismic loading parameters. The research findings highlight the substantial influence of footing shape on the undrained seismic bearing capacity of surficial foundations near slopes. As a result of the study, design charts specific to each footing shape are developed, offering engineers a tool to estimate the bearing capacity in similar scenarios. These design charts provide practical guidance for optimal foundation design and enhance the understanding of how footing shape impacts the seismic performance of surficial foundations near slopes.

***Keywords:*** *bearing capacity, footing shape, cohesive slope, design chart, Plaxis.*

## 1. INTRODUCTİON

The recent earthquake in Kahramanmaraş, Turkey, which occurred in February 2023, has highlighted the vulnerability of structures in seismic-prone regions. Given Turkey's sloping terrain and high seismic activity, it is crucial to have a comprehensive understanding of the seismic behaviour and bearing capacity of foundations located near cohesive slopes. A key aspect in ensuring the safety and stability of structures during earthquakes is evaluating the influence of footing shape on the seismic bearing capacity.

The seismic bearing capacity of foundations plays a vital role in protecting structures during seismic events. Accurate assessment of seismic bearing capacity is essential to prevent potential failures and mitigate risks to both human life and infrastructure. With advancements in numerical modeling techniques, such as the Finite Element Method (FEM), it is now possible to investigate the effects of various parameters on the seismic behavior of foundations near cohesive slopes. FEM, widely used for geotechnical analyses (Gourvernec, 2006), provides a powerful tool for simulating the complex interaction between foundations, soil, and slopes. Utilizing FEM-based software like PLAXIS 3D, researchers can conduct detailed investigations into the influence of footing shape on the seismic bearing capacity. This approach enables a comprehensive understanding of the response and stability of foundations in cohesive slope environments under seismic forces (Cinicioglu&Erkli, 2018).

The objective of this paper is to explore the impact of footing shape on the seismic bearing capacity of foundations near cohesive slopes using FEM-based PLAXIS 3D analysis. Through a systematic study of various footing shapes and their interaction with cohesive slopes, valuable insights can be gained regarding their

[1] MSc. student, Civil Engineering Dept. Özyeğin University, mahmoud.alhayek@ozu.edu.tr
[2]Prof. Dr. Civil Engineering Department, Boğaziçi University, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr
[3] Prof. Dr., Civil Engineering Dept. Özyeğin University, feyza.cinicioglu@ozyegin.edu.tr

influence on the seismic performance and stability of foundations. The research outcomes will contribute to the development of improved design charts and recommendations for foundations in seismic-prone areas near cohesive slopes which can provide invaluable guidelines for hazard risk assessment and/or urbanization planning studies.

## 2. PROBLEM DEFINITION

The influence of footing shape on the undrained seismic bearing capacity of surficial foundations near slopes is tested by performing a parametric study with different variables using the Finite Element method. The reason for preferring the finite element method over the limit equilibrium method is that it provides a solution without any presumptions about the failure surface. Moreover, the finite element method doesn't require slices, which means assuming the slice forces is unnecessary. In this study, the surficial foundation case, which is the most critical case, is represented by ignoring the embedment influence. In this study, the footing is represented by a rectangular rigid plate with different footing length L values and constant width B values to cover different foundation dimensional properties, with the rough interface between the footing and soil. An elastic – perfectly plastic model with the Tresca failure criterion is used to model the soil behavior. The soil is purely cohesive, with no change in soil properties depending on the depth. The pseudo-static approach is used to define the seismic activity, where $k_h$ is the horizontal component of seismic acceleration. The vertical component $k_v$ is taken as zero due to its ignorable influence on seismic bearing capacity. In the horizontal component, the component through the third direction, the y-axis, was set as $k_y = 0$ to consider the most critical case where the whole seismic force is toward the slope, which acts along the x-axis. The inertia force of the structure is assumed to act at the foundation base. In addition, a set of analyses with $k_h = 0$ values were performed to represent the static conditions response with varying foundation shapes and provide a basis of comparison to interpret the influence of seismic action. The parametric analyses were conducted for rectangular surficial footings with rough bases. The dimensions of the footings are chosen as two meters on the short side (B) and L= 0.5, 2, 4, and 8 m on the long side. Dimensionless parameter L/B = 0.25, 1, 2, 4 ∞ is used to define the variations in dimensional properties where the infinity sign corresponds to the continuous footing case, as indicated by Cinicioglu&Erkli 2018. Mohr-Coulomb elastic-perfectly plastic constitutive soil model with $\varphi = 0$ and $\gamma = \gamma_{sat} = 20$ kN/m$^3$ is used for all the analyses. Soil strength $c_u$ values are varied as 25, 50, 100, and 200 kN/m$^3$ to test the response of soft, stiff, and hard soils. The equation $E_u = 200\ c_u$ is used to find the undrained stiffness, while the undrained Poisson's ratio was assumed as 0.495 to avoid the singularity in the stiffness matrix. The footing is located at various distances, s from the slope crest, and this distance is normalized by the footing width B, which is defined as $\lambda = s/B = 0$, 0.5, 1, and 2. The height of slope H is normalized by the footing width B as H/B = 1, 2, and 4, while the slope angle values $\beta$ were 15$^o$, 30$^o$, 45$^o$, and 60$^o$, which are used to define the slope shape. The model used in this study is presented in Table 1.

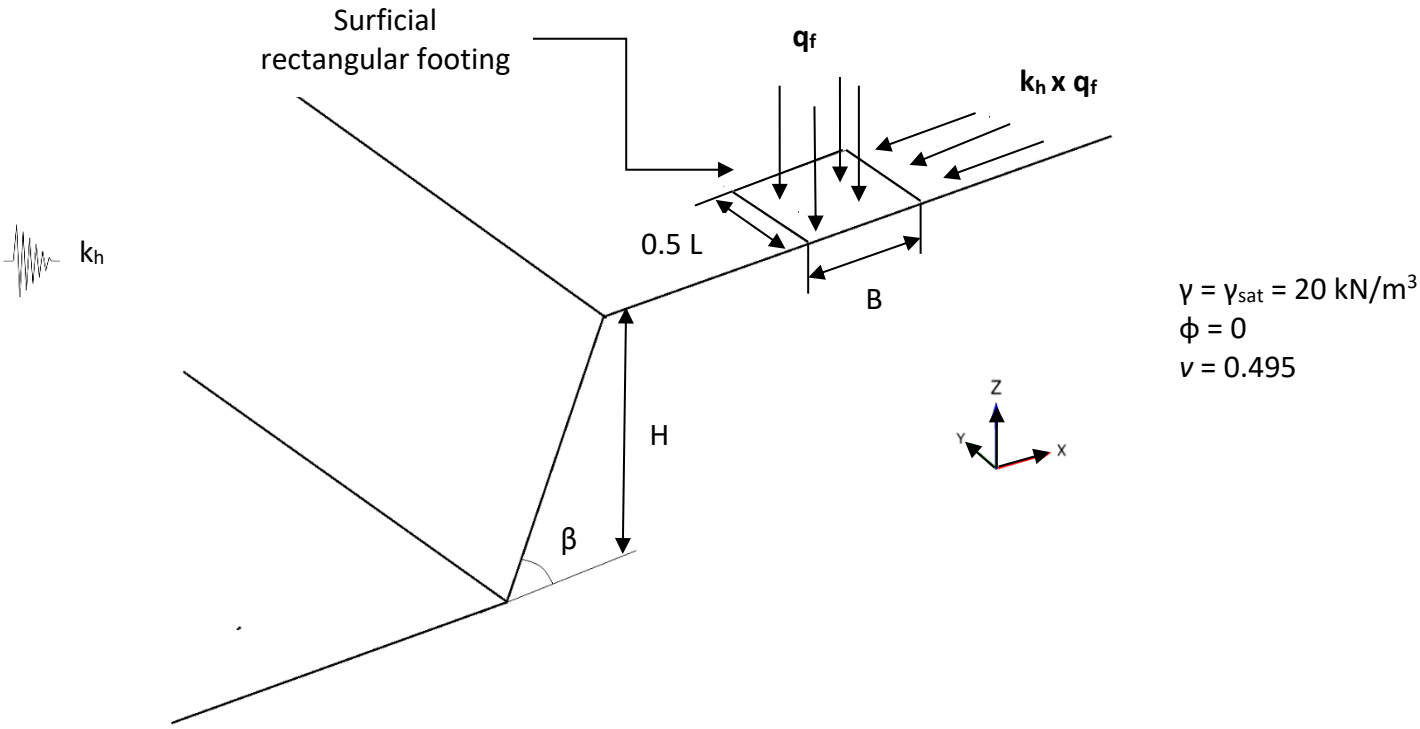



*Figure 1. Schematic of the problem investigated in this study.*

## 3. FEM MODEL EXPLANATİON

An axisymmetric view of the FEM model is shown in Figure 2. In this study, the model geometry proposed by (Erkli 2015) for plane-strain conditions is adopted and modified for three-dimensional problems. As illustrated in Figure 2, the boundary along the x-axis is located at 8B from the edge of the footing, while the boundary along the y-axis is positioned at 8L from the edge of the footing. The front and bottom boundaries along the x-axis and z-axis are positioned at 12.5B and 6B from the slope toe to eliminate any possibility of size effects.

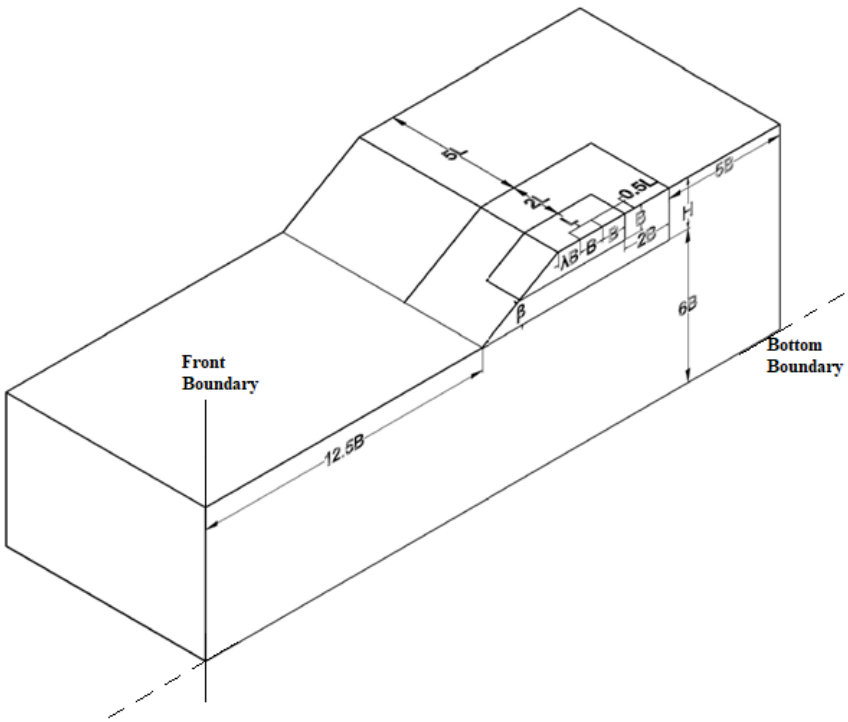



*Figure 2. Schematic of FEM model used in this study.*

The model is divided into two halves with a symmetric surface over the xz surface passing through the center of both the slope and the rectangular footing, as only one half is used during the analysis due to the symmetry to optimize the calculation time. The mesh optimization method proposed by (Georgiadis 2011) is applied with some modifications to obtain the most practical meshing in terms of calculation time. The mesh settings used in this study are obtained by performing different model analyses. The previous mesh optimization method is tested to find the undrained static bearing capacity factor $N_c$ of strip footing on level ground (Prandtl 1920) using both 3D and 2D models, and the result obtained is 5.27 and 5.14, with a 2.5% and 0% error values, respectively. According to Equation 1, bearing capacity factor $N_{cs}$ is calculated for all the models by dividing the ultimate pressure $q_u$, obtained by the FEM analyses, by undrained soil strength $c_u$ to get a normalized value.

$$q_u = N_{cs} c_u \qquad \textit{Equation 1}$$

## 4. RESULTS

Due to the lack of studies in the literature that focus on the influence of footing shape on the seismic bearing capacity of foundations located near slopes, the studies that investigated the level ground case were used to verify the validity of this study's approach and results. Various methods have been utilized in the literature, such as empirical approaches (Skempton, 1951), numerical finite element analysis (Michalowski, 2005 and Gouvernec, 2006), and finite element limit analysis (Salgado et al. 2004 and Yang et al., 2019). As presented in Figure 3, the variation of $s_cN_c$ values, which indicates the bearing capacity factor multiplied by the shape factor representing the $N_{cs}$ value calculated in this study, with B/L values, is compared to the results obtained by other researchers. It can be observed that the results obtained by this study compared with those obtained in previous studies are consistent. FE results obtained by Gouvernec (2006) for the level ground case are almost identical to those obtained by this study, except for the B/L=0 case. The deviation for B/L=0 is that this study used 2D plain-strain conditions to represent the strip foundation case, which provides more realistic results than those found by Gouvernec (2006) using a 3D model.

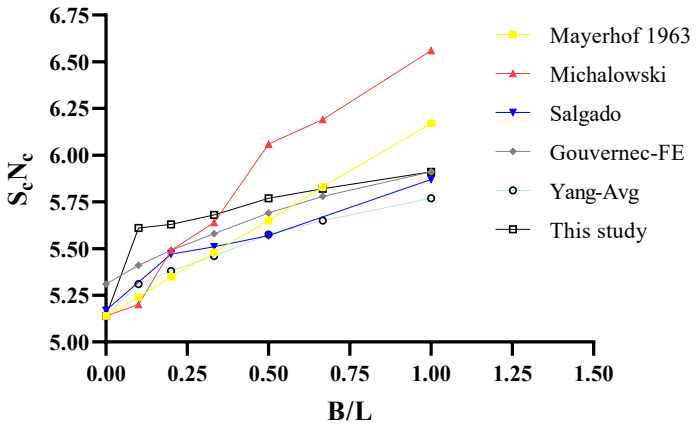



*Figure 3. Variation of $S_cN_c$ with B/L of this study compared to previous studies.*

After conducting a comprehensive study on the impact of various parameters on the seismic bearing capacity of a foundation near a cohesive slope, it became necessary to develop a design methodology to assist geotechnical engineers in predicting the seismic bearing capacity for such scenarios. Design charts were created to achieve this, incorporating the relationship between $N_{cs}$ and λ for each footing shape considered in this study. The $N_{cs}$ value initially increases with λ until it reaches a critical point, $\lambda_o$. Beyond this critical point, the $N_{cs}$ remain constant since the slope no longer affects the failure mechanism. By integrating these findings, the design charts offer a practical tool for geotechnical engineers.

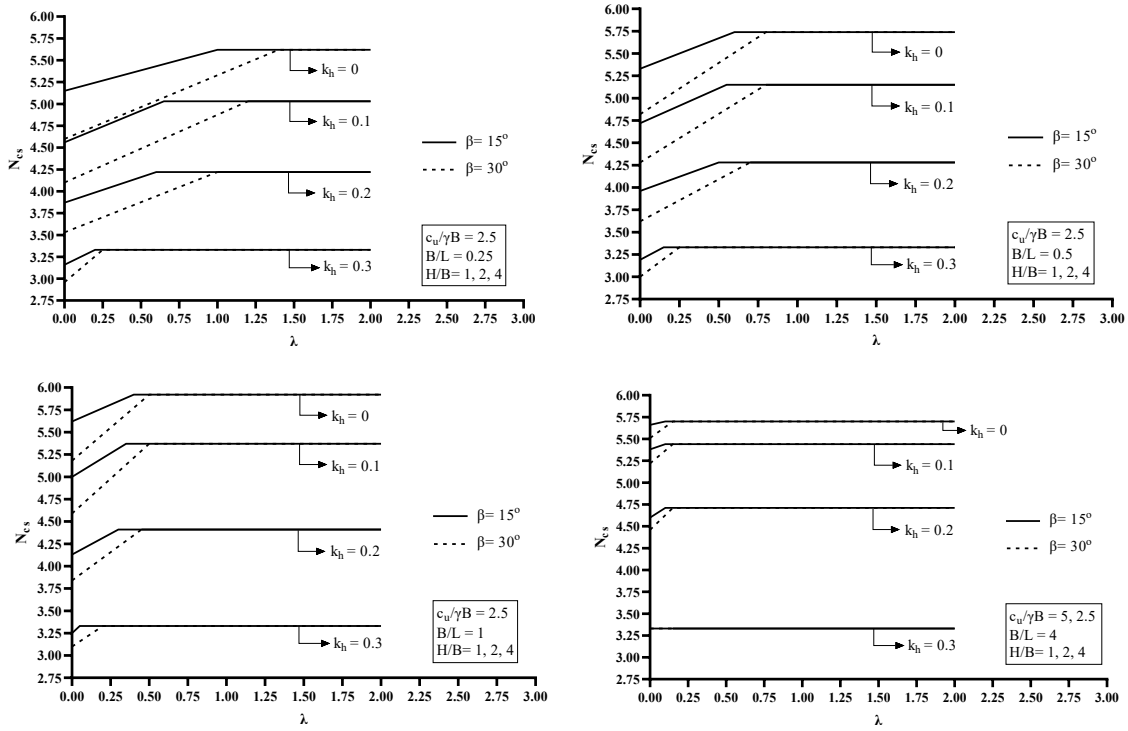



*Figure 4. Design chart for seismic bearing capacity factor of rectangular surficial footings near cohesive slopes (β= 15°, 30°, cu/γB= 2.5, H/B= 1, 2, 4).*

## 5. CONCLUSION

The seismic bearing capacity of foundations located next to cohesive slopes is significantly influenced by the shape of the foundation, as indicated by the parameter B/L. However, this study only explored a limited number of footing dimensions due to the extensive analysis required. To gain more comprehensive insights, future research should consider expanding the range of B/L values and investigating the impact of circular footing shapes. By doing so, more precise and accurate results can be obtained concerning the effect of the footing shape on seismic bearing capacity. It can be observed that the critical point $\lambda_o$ is decreased while increasing the B/L value. The reason for this behavior is that increasing the B/L will reduce the length of the footing, resulting in a decrease in the stress applied from the footing onto the slope. Therefore, the footing becomes less influenced by the slope effect, particularly at shorter distances.

## REFERENCES

Gourvenec, S., Randolph, M., Kingsnorth, O., 2006. Undrained bearing capacity of square and rectangular footings. Int. J. Geomech. 6 (3), 147–157.

O. Cinicioglu, A. Erkli, 2018. “Seismic bearing capacity of surficial foundations on sloping cohesive ground”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 111 (2018) 53-64.

Erkli A. “Seismic bearing capacity of surficial footings near cohesive slopes“ [M.Sc.thesis]. Istanbul, Turkey: Department of Civil Engineering, Bogazici University;2015.

Skempton, A. W., 1951, “The Bearing Capacity of Clays”, Building Research Congress, London, pp. 180-189.

Zhu, M., Michalowski, R.L., 2005. “Shape factors for limit loads on square and rectangular footings“. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 131 (2), 223–231.

Salgado, R., Lyamin, A.V., Sloan, S.W., Yu, H.S., 2004. “Two-and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay“. G´eotechnique 54 (5), 297–306.

S. Yang, W. Ci, B. Leshchinsky, K. Cui, F. Zhang. “Scale effects on the ultimate bearing capacity of rectangular footings placed on slopes“. Computers and Geotechnics 137 (2021) 104254.

Georgiadis K. “Undrained bearing capacity of strip footings on slopes“. J Geotech Geoenviron Eng 2010;136(5):677–85.

# ENJEKSİYON PARAMETRELERİ VE TEKNİKLERİNİN HOMOJEN ZEMİN BİO-İYİLEŞTİRMESİNE ETKİSİ: BÜYÜK ÖLÇEKLİ BİR DENEYDEN GÖRÜŞLER

# ON THE EFFECT OF INJECTION PARAMETERS AND TECHNIQUES TOWARDS ACHIEVING HOMOGENOUS SOIL BIO-IMPROVEMENT: INSIGHTS FROM A LARGE-SCALE EXPERIMENT

**Merih Büyüklü[1], Dimitrios Terzis[2], Lyesse Laloui[3]**

## ABSTRACT

Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP) utilizes soil microorganisms to precipitate calcium carbonate minerals, which serve as binding elements for soil improvement applications. However, achieving precipitation homogeneity throughout the targeted soil volume can be challenging and requires experiments at a scale which can be considered representative of typical geotechnical works. This study focuses on understanding the effect of different injection methods and parameters on the spatial distribution of calcium carbonate precipitates in sand and on proposing a suitable soil treatment protocol for MICP applications. This large-scale experiment is carried out on 80m$^3$ of 0-4mm sand via alternative injection methods, including, among others: (i) the use of double packers similar to those commonly applied for cement grouting; (ii) the use of permeation grouting methods; (iii) the application of various treatment protocols, to ultimately allow a comprehensive comparison of the effectiveness of each technique. Continuous quality control and injection monitoring, including in-situ piezometers and fixed sampling points for chemical analyses, are further performed to enable the quantification of parameters linked to the temporal and spatial evolution of MICP. The outcomes identified in this work can serve as a reference for implementing successfully field-scale applications of soil bio-improvement or calibrating numerical models which aim to simulate the MICP process.
***Keywords:*** *MICP treatment; soil improvement; homogeneity; injection techniques*

## 1. INTRODUCTION

In geotechnical engineering, the quest for sustainable alternatives to conventional soil improvement methods has increased the interest in MICP over the last two decades. Since its inception in the literature nearly twenty years ago, MICP has garnered attention as a promising approach for enhancing soil properties, offering a potential replacement for traditional techniques. By harnessing the capabilities of specific microorganisms to provoke the precipitation of calcium carbonate within soil pores, MICP contributes to increased soil strength and improved overall stability, thereby revolutionizing soil improvement practices.

The efficacy of MICP hinges on many interrelated factors, spanning the selection of microorganisms, the uniformity of soil improvement, the intrinsic attributes of the soil matrix, and the rigorous application of quality control protocols. Extensive investigations have predominantly spotlighted *Sporosarcina pasteurii* as the microorganism of choice for initiating urease-driven reactions. Its non-hazardous nature, ease of cultivation, and remarkable adaptability to diverse environmental conditions have positioned it as a front-runner in MICP endeavors (Harran et al., 2023). Moreover, its ability to adhere to grain surfaces bolsters urease activity, resulting in a profusion of stable calcite precipitates, thus consolidating its standing as a pivotal agent in MICP applications.

([1]) *Research Associate, Laboratory of Soil Mechanics, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), Lausanne 1015, Switzerland., merih.buyuklu@epfl.ch*
[2] *Postdoctoral Researcher, Laboratory of Soil Mechanics, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), Lausanne 1015, Switzerland., dimitrios.terzis@epfl.ch*
[3] *Professor, Laboratory of Soil Mechanics, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), Lausanne 1015, Switzerland., lyesse.laloui@epfl.ch*

In the context of large-scale field implementation, a critical challenge emerges—ensuring the homogeneity and durability of MICP-treated soils. A comprehensive overview of pioneering studies in the field is described in Terzis and Laloui (2021) with the majority of available works focusing on highlighting the role of mixing conditions of bacteria, nutrients, urea, and calcium sources in attaining uniform soil treatment at the scale of typical geotechnical laboratory testing. The chosen injection techniques, encompassing variables such as injection rate, pressure, and spacing, intricately govern the extent of dispersion of microbial solutions and calcium sources within the soil matrix, resulting in bio-cementation. Moreover, the interplay between soil properties—ranging from particle size distribution and permeability to porosity influences the interaction between injected solutions and soil constituents. Understanding these properties is a prerequisite for tailoring MICP strategies to the distinct attributes of specific soil types, ensuring optimal treatment outcomes. Against this backdrop, the present study endeavors to unravel the optimal injection parameters and tube configurations that facilitate the most efficacious and uniform improvement of sand under unsaturated sand conditions.

## 2. MATERIALS AND METHODS

### 2.1. Installation

In this study, a 70m³ reinforced concrete basin was utilized to investigate soil behavior using the MICP technique. In order to maintain an unsaturated state, eight drainage tubes were positioned along the bottom surface of the tank allowing drainage towards a ditch positioned outside of the side wall of the basin. The experimental medium chosen was sand with a granular class of 0/4mm, filled at a target porosity of 30%.




a) b) (c) (d) (e)

Figure 1. a) The reinforced concrete basin, b) Types of tubes, c) Filling of sand in layers, d) Injection with double packer, e) Measurement setup

Preceding the placement of sand, a 15cm layer of gravel drainage was established and covered with a layer of geotextile material (as shown in Figure 1a). This dual-purpose geotextile served the functions of drainage facilitation and prevention of sand migration into the underlying gravel layer. For the MICP treatment, a total of 6 injection tubes were employed. Among these, three adhered to the conventional tube-a-manchette (T.A.M.) design, each measuring 2.25m in length and with a diameter of 28/32mm. The remaining three tubes had distinctive configurations: T.A.M. tubes with slits, T.A.M. tubes with softer sleeves, and a steel injection tube (as depicted in Figure 1b). The positioning of the tubes was integrated during the incremental layering of sand (as illustrated in Figure 1c). To monitor soil pressure during the injection procedures, nine pressuremeter probes were strategically placed at varying depths adjacent to the second injection well. The double inflatable packer was chosen to ensure uniform distribution of the solution introduced into the soil through each port. Both injection lines were equipped with a manometer and a water counter, enabling the continuous monitoring and recording of injection pressures, flow rates, and flow amounts. Various parameters, such as the number of cycles, flow amounts, flow rates (pressure), and different injection tubes, were utilized during the experiment. The summary of the parameters can be seen in Table 1.

### 2.2. Preparation and Injection of the Mixing Solution

The mixtures utilized in the experiment comprises two distinct solutions: the Bacterial Solution (BS) and the Cementation Solution (CS). The BS includes *S. pasteurii*, soy peptone, urea, and water, while the BS consists of $CaCl_2$, urea, and water.

Table 1. Injection Parameters applied at different injection wells

| Injection Wells | Type of Injection Tube | Distance between ports on tubes | Cycles | | Flow (l/min) | | Pore Volume x (…) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | BS | CS | BS | CS | |
| 1 | T.A.M. tube | 50cm | 1 | 1 | 1,5 | 1,5 | 1,25 |
| 2 | T.A.M. tube | 50cm | 1 | 1 | 1,1 | 1,1 | 1,70 |
| 3 | T.A.M. tube | 50cm | 1 | 3 | 7,0 | 7,0 | 1,25 |
| 4 | Tube with Slits | 5cm | 1 | 1 | 10,0 | 10,0 | 1,25 |
| 5 | Steel tube | 25cm | 1 | 1 | 14,0 | 10,0 | 1,25 |
| 6 | T.A.M. tube with softer sleeves | 50cm | 1 | 1 | 7,0 | 7,0 | 0,95 |

The BS contains the necessary components to foster the growth and activity of *S. pasteurii*. The CS, on the other hand, provides the necessary compounds for calcium carbonate precipitation (Table 2.) Following the preparation of the agents for the BS in 1m$^3$ (IBC) tanks, the solution was allowed to undergo a mixing process under air stirring for 72 hours. Throughout this mixing period, samples were periodically collected, while pH values and conductivity measurements were documented. After a one-day interval following the completion of the BS injection, the CS solution was prepared and injected into the designated well. This interval was implemented to allow the BS mixture sufficient time to attach to soil particles. The injections were directed into the soil through different types of injection tubes, as specified in Table 1. These unique tube variations were selected to examine their effects on the distribution and behavior of the injected solutions within the soil structure.

Table 2. Treatment solutions constituents.

| AGENTS | BS | CS |
|---|---|---|
| Peptone (kg/m$^3$) | 1 | - |
| Bacteria (l/m$^3$) | 10 | - |
| Urea (kg/m$^3$) | 20 | 60 |
| Calcium Chloride (kg/m$^3$) | - | 10 |

In addition, a double-packer system was utilized for the injections. Before the injection, the packer was positioned, and the rubber membranes were inflated with water. Afterward, the solution was pumped from the tanks to the ports of the injection tubes using a pump, hoses, and the packer. The valves were configured to ensure the desired flow rate during the injection, and the injection process was continually monitored.

### 2.3. Dynamic Penetrometer Readings

A dynamic penetrometer (Panda, Solsolutions) was employed to assess the soil improvement resulting from the injections. This instrument measures the resistance of the soil as it penetrates the ground, providing valuable data on soil characteristics. Prior to the injections, penetrometer readings were taken at various locations in the concrete basin to establish a baseline of the tip resistance of the untreated sand for comparison after the improvement. Following the completion of the injections, soil testing was carried out around each injection axis at two distinct distances: 12 cm and 25 cm. These tests were conducted in four directions: North, South, East, and West. Subsequently, the data collected from the dynamic penetrometer tests were compared. This comparison aimed to evaluate both the radial homogeneity of the soil improvement and its vertical homogeneity.

## 3. RESULTS

The detailed tip resistance diagrams for all wells are presented in Figure 2. for all directions and distances from the injection axis. Results are discussed per injection well as follows:

### 3.1. Injection Well 1

It's evident that the boundary conditions at the top and bottom of the fill, along with surface settlement occurring during injections, have reduced the thickness of the layer above the first port, causing pressure release and fluid escape. This, in turn, results in lower improvement in those areas. The surface settlement is believed to be due to the rearrangement of sand upon the pressurized introduction of the first batch of the treatment solution. The study revealed a noticeable improvement within a limited range of 12 cm, showcasing resistance levels ranging from 4 to 8 MPa. However, achieving uniform improvement across the entire depth proved challenging. Evident peaks were discernible at the port levels, suggesting variations in the treatment level. While radial homogeneity was generally achieved, an exception arose in one direction (yellow curve) where the pressure might not have been adequate to open the sleeve, leading to some deviations from the expected results.

### 3.2. Injection Well 2

Even though a larger quantity of solution was injected, there wasn't a significant difference in improvement compared to the first borehole. This could be attributed to the low flow rates, which may have led to the migration of solution due to gravity flow towards the draining bottom, before it could reach a sufficient distance. Improvement was observed exclusively within a 12 cm radius, displaying resistance levels above 2 MPa. However, attaining uniformity across the entire depth proved unattainable. Evident peaks surfaced at the port levels, indicating disparities. Nevertheless, radial homogeneity was realized, with relatively consistent values at equivalent depths across various directions. It was understood that the 1 – 1.5 liters/min flow rate was insufficient to improve further than the equivalent column of a diameter of 25 cm.

### 3.3. Injection Well 3

While no improvement was observed at 25cm distance for wells 1 and 2, this was achieved for the third well. This could be attributed to the higher pressure and flow rate employed. In addition, using three cycles of CS resulted in greater improvement values, reaching up to 20 MPa in a 12cm radius. Soil improvement was observed within a radius of 25 cm, encompassing a tip resistance range between 4 and 5 kPa. Distinct peaks became evident at the port level, specifically at a radius of 12 cm. Achieving greater uniformity across the depth was realized when considering a radius of 25 cm. The injection ensured radial homogeneity, with consistent outcomes across different directions.

### 3.4. Injection Well 4

A uniform treatment was achieved within a 12cm radius. Additionally, homogeneity is apparent between the initial 70cm depth and the rest, from 70 cm to 140 cm, measured at 25cm from the injection well. The differentiation between these zones can be attributed to backflow at the surface. Significantly, the pressure relief at the surface did not affect the improvement within the 12cm zone, as the pressure in that region was already adequately high. For Well 4 improvement is captured within a radius of 25 cm, with a resistance of 3 MPa, but in contrast to what was observed for previous wells, no significant peaks were detected at the level of the injection ports this time. Rather, an enhanced consistency across the depth was realized at radii of both 12 and 25 cm. While radial homogeneity was almost achieved, the level of resistance increased did not match that observed for other wells. This could be attributed to the specific type of slit pipes manufactured for the purpose of this study.

### 3.5. Injection Well 5

The steel rod was raised at intervals of 25 cm during injection, and the soil was evenly injected through the depth While complete homogeneity wasn't achieved, noteworthy improvement rates were still observed with this alternative setup.

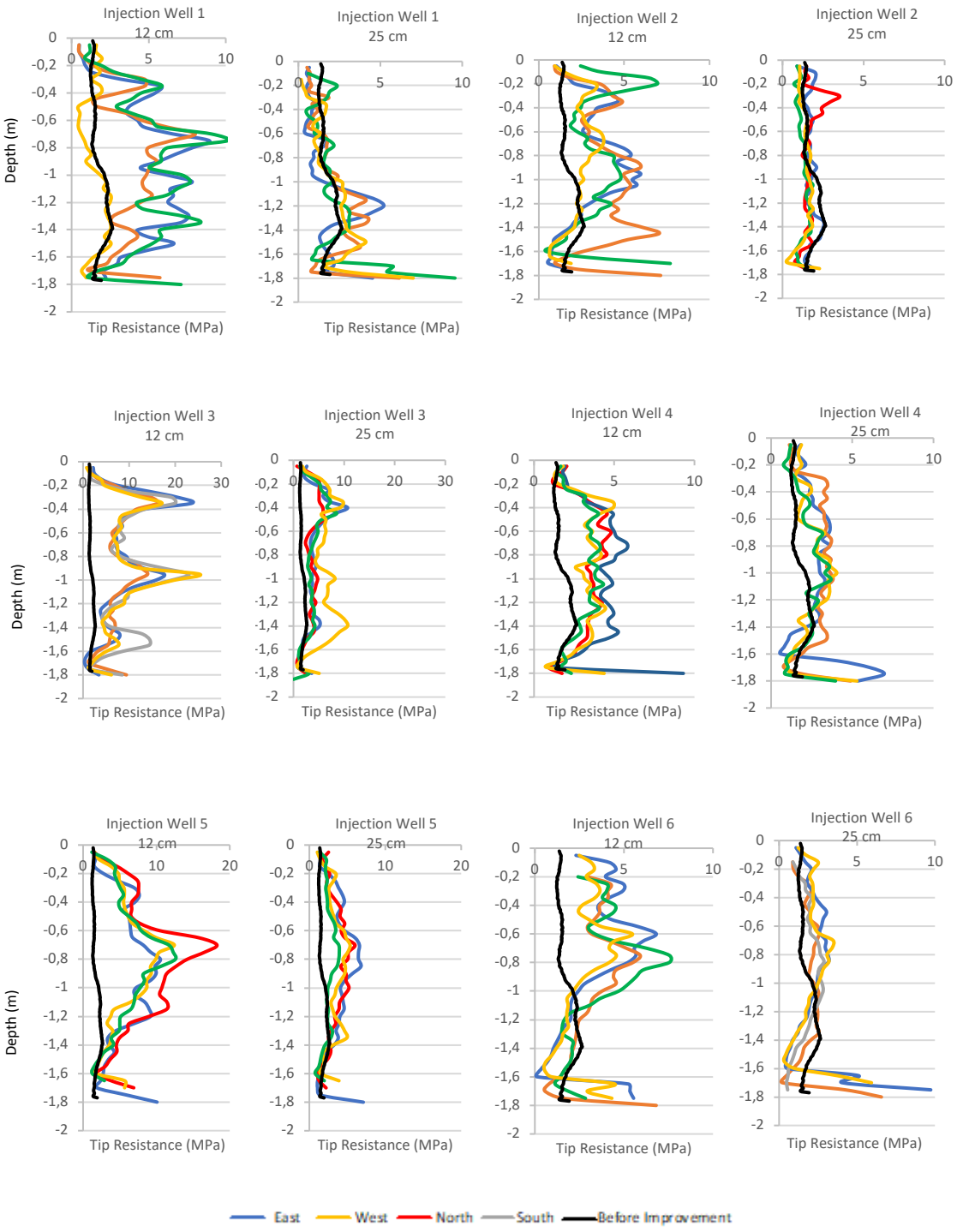



Figure 2. The tip resistance values for each injection well at 12cm and 25cm distances in four directions. (The black curve represents the tip resistances before soil improvement.)

### 3.6. Injection Well 6

The sleeves of the T.A.M. pipe were substituted with bike inner tubes. A reduced amount of solution, totalling 450 liters, was employed. Importantly, noticeable peaks weren't apparent down to a depth of 1 meter within the 12cm radius zone, indicating homogeneous treatment. Nevertheless, the graphical representation reveals

that the final port exhibited ineffective functioning, which will be understood once the tube is extracted from the basin, as it appears that the injected fluid was washed away, leading to a lack of improvement in that area. Improvement was detected within a 25cm radius, achieving tip resistance values of 2-3 MPa, while within a 12cm radius, tip resistance values range from 3 to 5 MPa. Radial homogeneity was upheld.

## 4. CONCLUSIONS

This study investigated the application of the MICP technique for soil improvement under unsaturated conditions using a series of experiments involving six injection wells within a reinforced concrete basin filled with 0-4mm grain size sand. Notably, the observed soil improvement under various injection methods, revealed via a dynamic penetrometer campaign, validate the potential the MICP technique holds in improving substantially soil properties.

More precisely, a critical factor influencing the degree of homogeneity in soil improvement is the design of the injection tube and the spatial arrangement of the outlet ports along it. The results of Injection Wells 1, 2, and 3, clearly suggest that greater distances between ports lead to localized peak resistance values at the port levels. Conversely, decreasing these distances results in smaller and more evenly distributed peak values, yielding a more homogenous improvement profile throughout the soil depth.

The study also underscores the significance of the effective improvement diameter, which is influenced by injection parameters such as flow rate and pressure. The optimum pressure setting should be carefully determined, considering the spacing between ports on the injection tubes. Moreover, the application of additional CS cycles has substantially impacted tip resistance values, thus providing a feasible means to achieve higher strength. This highlights the importance of tailoring the injection parameters to the site's unique characteristics and project requirements to ensure optimal and effective soil improvement outcomes by optimizing the ratio of injected volume over achieved soil strength.

In summary, this study contributes valuable insights into the practical application of the MICP technique for the improvement of sands under unsaturated conditions. The results suggest the viability of MICP as a conventional soil improvement technique at the scale of conventional geotechnical works and provide guidelines for refining its implementation in terms of homogeneity, injection design, pressure optimization, and injection parameter determination. Further research and experimentation across diverse soil types will undoubtedly enhance the versatility and efficacy of MICP as a sustainable and innovative approach for soil enhancement as results suggest certain, targeted, refinements which are essential towards achieving homogenous improvements and towards extending the applicability of MICP to diverse soil types.

## ACKNOWLEDGMENT

*The authors would like to acknowledge the financial support of the European Research Council (ERC) under the European Union's Horizon 2020 research and innovation program (grant agreement No. 788587).*

## REFERENCES

Terzis, D. and Laloui, L., (2019), "A decade of progress and turning points in the understanding of bio-improved soils: A review", Geomechanics for Energy and the Environment, 19, p.100116.

Harran, R., Terzis, D. and Laloui, L., (2023), "Adressing the challenges of homogeneity, quality control and waste handling in soil bio-cementation: A large-scale experiment. Soils and Foundations", 63(4), p.101332.

Terzis, D. and Laloui, L., (2018), "3-D micro-architecture and mechanical response of soil cemented via microbial-induced calcite precipitation", Scientific reports, 8(1), p.1416.

# CHANGES IN THERMAL PROPERTIES OF SATURATED SOIL BASED ON FINE FRACTION

## SUYA DOYGUN ZEMİNLERDE İNCE DANE ORANINA BAĞLI OLARAK TERMAL ÖZELLİKLERİN DEĞİŞİMİ

**Durmuş Ata İNCE[1] Okan ÖNAL[2]**

## ÖZET

Bu çalışmada kum-bentonit karışımlarının ısıl iletkenlik, ısıl özdirenç, özgül ısı kapasitesi ve ısıl yayılma özellikleri incelenmiştir. Zeminlerin ısıl özelliklerinin termal iğne metodu ile nasıl ölçüldüğü ve ve bu metod ile çalışan termal analiz cihazı Tempos hakkında bilgi verilecektir. Son olarak ince dane oranına bağlı olarak suya doygun zeminin ısıl özelliklerinin değişimine değinilecektir.
***Anahtar Kelimeler:*** *zemin ısıl özellikleri, zeminin termal analizi, kum-bentonite karışımları*

## ABSTRACT

In this study, thermal conductivity, thermal resistivity, specific heat capacity and thermal diffusivity of sand-bentonite mixtures were investigated. Information will be given about how the thermal properties of soils are measured by the thermal needle method and about the thermal analysis device Tempos that works with this method. Finally, the change of the thermal properties of the saturated soil will be discussed depending on the fine fraction.
***Keywords:*** *soil thermal properties, soil thermal analysis, sand-bentonite mixtures*

## 1. INTRODUCTION

One of the physical properties of the soil is its thermal properties. Thermal properties vary depending on the void ratio, porosity, water saturation, mineralogy, effective stress on the soil, and density of the soil. Contact between soil particles is important in conduction and heat transfer. The wider contact area between the grains, soil grains will conduct heat more easily (Ahn & Jung, 2017).

The thermal conductivity of the soil is defined as the amount of heat passing through a unit soil area per unit time. If the thermal conductivity is high, heat conduction will be easy. Thermal conduction takes place by means of conduction, convection and radiation. Since there is no convection and radiation phenomena on the soils, it can be assumed that heat is transmitted only by conduction (Hamdhan & Clarke, 2010). Thermal conductivity is usually denoted by the symbol "λ" or "K" and its unit is $\frac{w}{m.K}$ . In soils, thermal conductivity increases as water saturation and effective stress increase, and decreases as the void ratio increases.

The thermal resistivity of the soil is the temperature difference between the two faces of a unit cubed soil when 1 watt of heat is transferred. It is the opposite of thermal conductivity and its unit is $\frac{m.K}{w}$ .

[1] The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Dokuz Eylul University, Turkey,
[2]Prof.Dr.,Dokuz Eylül University, Engineering Faculty, Department of Civil Engineering, okan.onal@deu.edu.tr

The specific heat capacity of the soil is the amount of energy required to heat the soil in a given volume by 1 degree. It is denoted by C, its unit is $\frac{J}{kg.K}$ . The specific heat capacity of the soil increases linearly as the water content increases.

The thermal diffusivity of the soil is the ratio of the thermal conductivity of the soil to the specific heat capacity of the soil. It is an indicator of how quickly the temperature change spreads during thermal conduction. If the thermal diffusivity is high, the temperature variation within the ground spreads rapidly. It is denoted by k and its unit is $\frac{m^2}{s}$ .

In this study, the thermal properties of the soil was investigated depending on the fine content by using sand-bentonite mixtures. This study was part of developing a method that could predict soil class by making thermal measurements of saturated soils.

## 2. MATERIALS AND METHOD

### 2.1. Materials

In this study, sand and bentonite were used by mixing in certain proportions. The sand was taken from a facility in the Izmir region. The sand is close to a clean sand. The fine fraction in it is around 3%. The specific gravity of the sand is 2.65. A calcium bentonite activated with sodium bicarbonate was obtained from Ünye Madencilik. All of the bentonite passes through the sieve no 200. The specific gravity of bentonite is 2.60. The grain size distribution curve of the sand is shown in Figure 1. As can be seen from the graph, the sand is clean sand.

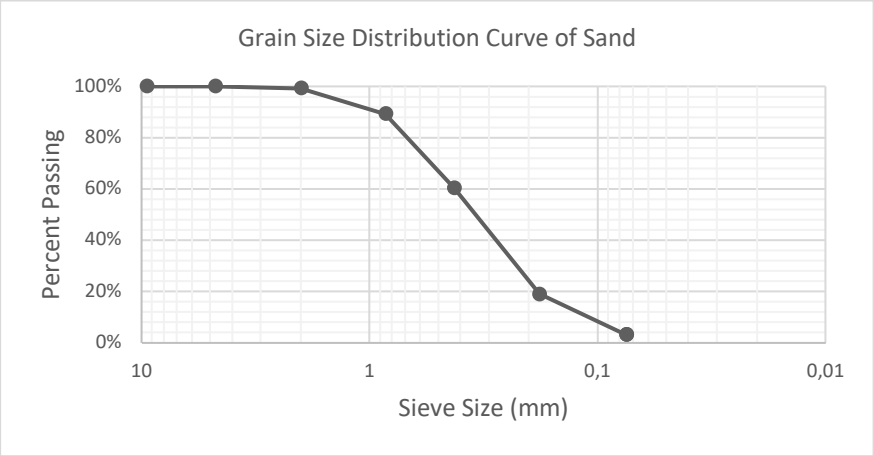



Figure 1. Grain size distribution of sand

Six different samples were prepared by mixing sand with 5%, 10%, 15%, 20%, 25% and 30% bentonite by dry weight, respectively. Sample names and proportions are shown in table 1. All samples were prepared and compacted at water contents between 8% and 26%. Thermal conductivity properties were measured from all samples at each water content.

Table 1. Proportions of samples

| Name | Sand (%) | Clay (%) |
|---|---|---|
| S95.C05 | 95 | 5 |
| S90.C10 | 90 | 10 |
| S85.C15 | 85 | 15 |
| S80.C20 | 80 | 20 |
| S75.C25 | 75 | 25 |
| S70.C30 | 70 | 30 |

## 2.2. Method and Equipments

In order to determine the dry unit weight and optimum water content of the samples, they were compacted in accordance with ASTM-D698 standard. To determine the optimum water content, each sample was compacted at 4 different water contents. The thermal properties of the samples were measured at each of these 4 points.

The thermal properties of the samples were measured in accordance with the ASTM-D5334 standard. It is a guide that determination of thermal conductivity of soil and soft rock by thermal needle probe procedure. The thermal needle method consists in placing a probe with a certain resistance through which a known amount of direct current flows, into the soil sample. The electrical current applied to the resistor inside the probe increases the temperature of the probe. The heat flux is constant. The heating rate of the soil sample is determined and the measurement is taken depending on time. As a result, it is possible to determine whether there is an increase or decrease in the temperature of the soil sample. A mathematical solution to the problem based on the assumption of an infinitely long and infinitely thin heat source was developed by Carslaw & Jaeger (1959).

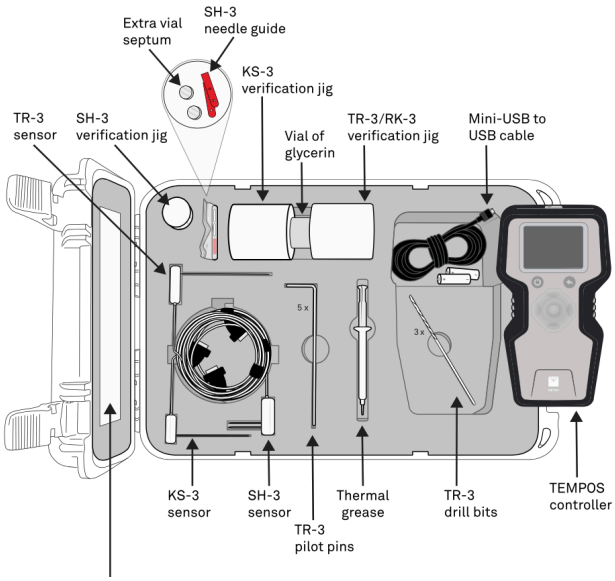



Figure 2. Tempos Thermal Analyzer (Tempos User Manual)

Tempos Thermal Analyzer was used for the measurements. The Tempos Thermal Analyzer is suitable for many materials that can measure thermal conductivity, thermal diffusivity and specific heat capacity using the thermal needle method. The sensor's performance should be validated before beginning each series of measurements by measuring the thermal conductivity of certified reference material given by the manufacturer. The test process can be carried out on soil samples if the verification result is valid. This device, which works with the principle described below, is shown in the Figure 2.

The needle sensor should be properly put in the sample's center. In all directions, a minimum of 2 cm of material should be allowed parallel to the sensor. The sensor should be fully inserted into the soil being measured. Thermal paste must be used to increase interaction between soil and needle. The sensor location should not be modified once it has been put within the specimen to ensure the best possible thermal contact between the sensor and the measured medium. It is recommended that you wait 15 minutes before starting the measurement to allow the samples and sensor to reach temperature equilibrium (Ryzynski & Zerun, 2020).

Each sample was subjected to 5-6 measurements in accordance with the technique. The placement of the probe was not modified during or between readings. The sensor-sample temperature equilibrated best with a fifteen-minute wait between observations. Different types of thermal probes should be chosen depending

on the physical qualities of the substance being evaluated. The TR-3 sensor is used to determine the thermal properties of soft soils, while the RK-3 is recommended for rock and concrete.

Basically, there are two types of thermal needles that are compatible with the soil. One of these needles is "TR-3 single needle". Thermal conductivity values are measured with this needle. It is the best needle for wet soils, dry soils and granular materials. It is 10 cm long and 2.4 mm in diameter. It calculates the thermal conductivity value in the range of 0.1-4.0 w/m.K with 10% accuracy. Second of these needles is "SH-3 double needle" measures thermal conductivity, thermal diffusivity and specific heat capacity. It can be used for wet floors, dry floors and granular materials. It consists of two needles with a diameter of 1.3 mm, a length of 3 cm and a gap of 6 mm between them. It measures the thermal conductivity value in the range of 0.02-2.00 w/m.K with 10% sensitivity. It can calculate thermal diffusivity values in the range of 0.1-1.00 $mm^2/s$ with 10% sensitivity. It finds the specific heat capacity in the range of 0.5-4.2 $MJ/m^3$ with 10% sensitivity.

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

The compaction curves obtained for clay ratios of 5%, 10%, 15%, 20%, 20%, 25% and 30% respectively are shown in Figure 3. It is observed that the maximum dry unit weight decreases as the clay content increases in sand-bentonite mixtures. As can be seen in the graph, the amount of water required for the best compressibility increased with increasing clay content. It is known that denser materials conduct heat better. In this case, the higher the $\gamma_{dry}$, the more conductive the soil is. However, as $\gamma_{dry}$ decreased, water content also increased. As the water content of soils increases, their thermal conductivity also increases. While the thermal conductivity of quartz mineral, which is a sand mineral, is 7.7-8.4 w/m.K, the thermal conductivity of clay minerals is between 1.6-2.6 w/m.K (Zhang et al., 2016). A decrease in thermal conductivity is expected when sand consisting of more conductive minerals is mixed with less conductive bentonite. In summary, it is very difficult to observe a thermal conductivity change depending only on the clay ratio in this study. (Simpson & Evans, 2015)

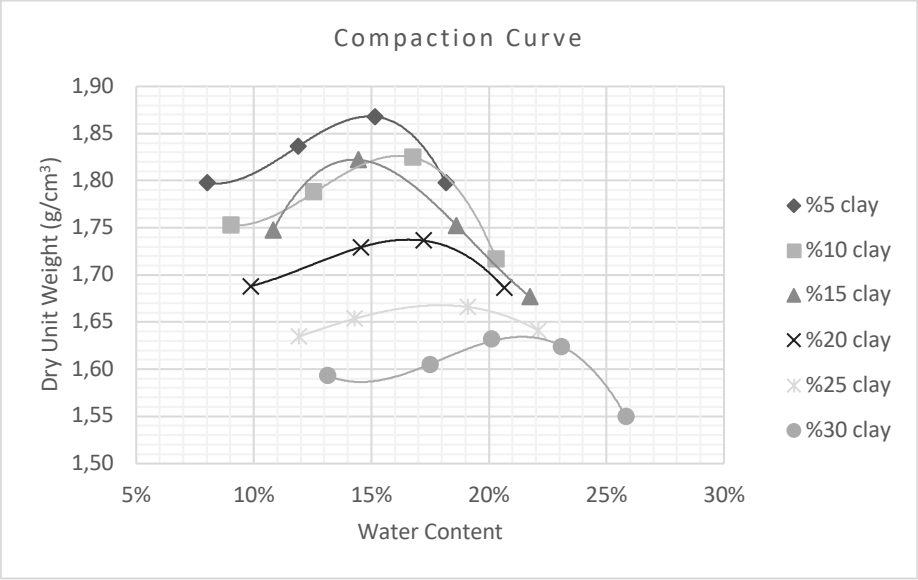



Figure 3. Compaction curve of sand-bentonite mixtures

Figure 3. was obtained when the most similar soil parameters were analyzed in the water saturated condition. In the water saturated state, the closest values of $\gamma_{dry}$ and $\gamma_{wet}$ were selected. Soil consists of three phases: grain, water and air. The soil structure is porous and filled with air or water. Since the thermal conductivity of water (0.56 W/m.K) is about 25 times higher than that of air (0.026 W/m.K), an increase in the degree of saturation causes an increase in thermal conductivity (Yun & Santamarina, 2007). In this case, when only fully saturated samples are compared, the effects of this situation can be minimized and only the change due to the fine ratio can be better examined. If two soils of different dry unit weights are present in a fixed volume,

the soil with the higher dry unit weight will have lower porosity and a larger contact surface between the grains. Since the thermal conductivity of soil grains is higher than that of water and air, an increase in $\gamma_{dry}$ will lead to an increase in thermal conductivity. In this case, the effects of this situation were minimized as samples with close dry weights were examined.

In Figure 4, measurements with the TR-3 sensor are shown with the K' index and measurements with the SH-3 sensor are shown with the K" index. Recall that the TR-3 sensor has a single needle and had the best thermal conductivity measurement accuracy. The SH-3 sensor, on the other hand, has a dual needle and was more suitable for specific heat capacity and diffusivity measurements. The measurements taken with both sensors were similar to each other. The increase in clay content caused a significant decrease in thermal conductivity values. This can be explained by the fact that the clay mineral has a lower thermal conductivity value than the sand mineral. As the clay content increases, clays will come into contact with clays instead of sands coming into contact with sands. In this case, even if there is thermal contact, the thermal conductivity will decrease because the material itself has low conductivity. If the soil was not saturated with water, an increase of 5-10% in the clay content could cause the soil to be better graded and more in contact, which could lead to some increase in thermal conductivity, but since the soil is saturated with water, maximum thermal contact is already achieved.

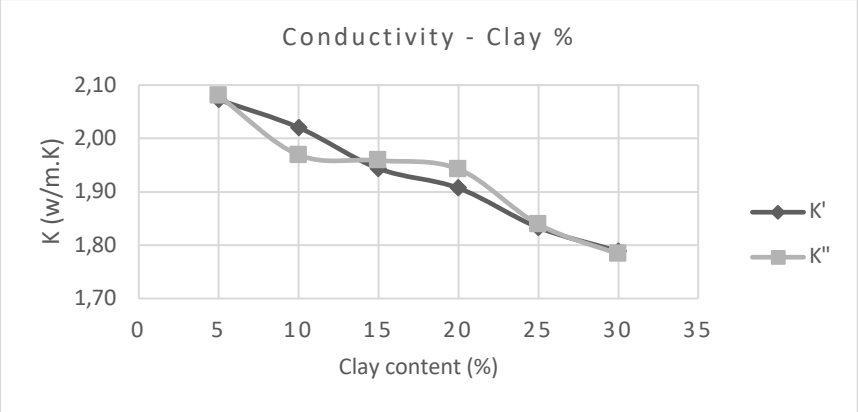



Figure 4. Thermal conductivity variation depending on clay content

Zhang et al. (2016) developed a general model for the thermal conductivity of sand-kaolin mixtures. Similar results were observed with the experiments performed in this study. The sand-clay mixtures were prepared 0%, 5%, %10, 20%, 20%, 30% and 100% clay by weight, respectively. As can be seen from the Figure 5, as the clay content increases, a decrease in thermal conductivity is observed even at each water saturation level.

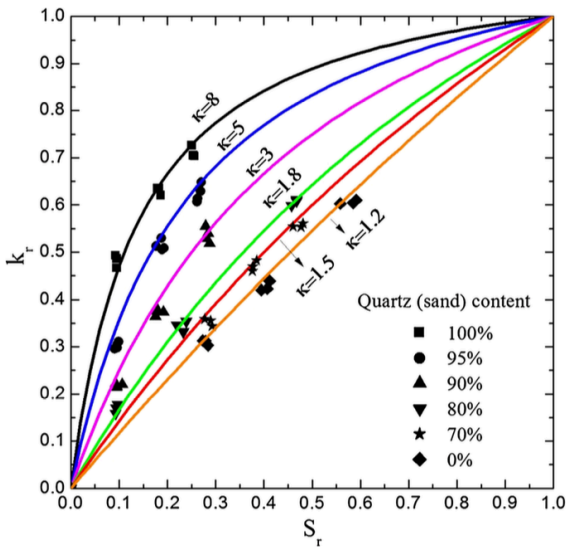



Figure 5. Normalized thermal conductivity ($k_r$) and degree of saturation ($S_r$) (Zhang et al., 2016)

Although the increase in thermal conductivity due to water saturation rather than clay content was examined more in the study, it is clearly seen that there is a significant decrease in thermal conductivity as the clay content increases. In the study, it was observed that the thermal conductivity increased in each mixture as the water saturation increased. The apparent increase in thermal conductivity due to water saturation in pure sand is due to the formation of a thermal bridge of voids with water films. As the clay content increases in the mixture, the water films do not form a thermal bridge and are present in the clay due to the clay's affinity of water. This shows that the increment in thermal conductivity decreases with higher saturation levels in sand-clay mixtures. The decrease in thermal conductivity due to clay content can also be explained by the increase of clay minerals with low thermal conductivity in the solid phase of the soil.

## 4. CONCLUSION

As a result, as the clay content increased in sand-bentonite mixtures, the water requirement of the soil increased due to the water affinity of bentonite. Therefore, it was observed that the optimum water content required for compaction increased depending on the clay content. The dry unit weight of the soil decreased as the clay content increased. When saturated sand-bentonite mixtures were examined in terms of thermal properties, a more insulating soil was obtained when more conductive sand mineral was mixed with less conductive clay. In summary, it was observed that thermal conductivity decreased as the clay content increased in saturated sand-bentonite mixtures.

## REFERENCES

ASTM D698-12. (2012). “Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (600 kN-m/m3)”. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

ASTM D5334-22. (2022). “Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Rock by Thermal Needle Probe Procedure”. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

Carslaw, H.S and Jaeger, J.C. (1959). “Conduction of Heat in Solids”. Oxford Science Publications: UK.

D.C. Simpson and T. M. Evans. (2015). “Behavioral Thresholds in Mixtures of Sand and Kaolinite Clay”. American Society of Civil Engineers

Indra Noer Hamdhan and Barry G. Clarke. (2010). “Determination of Thermal Conductivity of Coarse and Fine Sand Soils”. Proceedings World Geothermal Congress. Bali, Indonesia

Jaehun Ahn and Jongwon Jung. (2017). “Effects of Fine Particles on Thermal Conductivity of Mixed Silica Sands”. Applied Sciences

Łukawska, A., Ryzynski, G. and Zerun, M. (2020). “Serial Laboratory Effective Thermal Conductivity Measurements of Cohesive and Non-cohesive Soils for the Purpose of Shallow Geothermal Potential Mapping and Databases-Methodology and Testing Procedure Recommendations”. Energies Journal

Meter Group. (2023). Tempos: User Manual. Retrieved from http://publications.metergroup.com/Manuals/20645%20TEMPOS_Manual_Web.pdf.

Nan Zhang, Xinbao Yu, Asheesh Pradhan and Anand J. Puppala. (2016). “A new generalized soil thermal conductivity model for sand–kaolin clay mixtures using thermo-time domain reflectometry probe test”. Acta Geotecnica

T. S. Yun and J. C. Santamarina. (2007). “Fundamental study of thermal conduction in dry soils”. Granular Matter

# VİDA KAZIK KAPASİTELERİ İÇİN SAHA DENEYİ SONUÇLARININ VE LİTERATÜR HESAPLAMALARININ KARŞILAŞTIRILMASI

## COMPARISON OF FIELD EXPERIMENTS' RESULTS AND LITERATURE CALCULATIONS FOR SCREW PILE CAPACITIES

**Levent ÜNKAP[1], Havvanur KILIÇ[2]**

### ÖZET

Bu çalışmada, vida kazıkların (helezonik kazıklar) basınç, çekme ve yanal yük kapasiteleri sahada yapılan vida kazık deneyleri ile belirlenmiştir. Bu amaçla, bir villa projesi sahasında basınç, çekme ve yanal yük kapasitelerini belirlemek için deneyler yapılmıştır. Sahadan alınan zemin örnekleri üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak endeks özellikleri ve mukavemet parametreleri belirlenmiştir. Bu parametreler dikkate alınarak literatürde vida kazık ve/veya kazıklar için önerilen basınç, çekme ve yanal yük kapasiteleri hesaplanmıştır. Yükleme ve çekme deneylerinden ölçülen yük ve yer değiştirmelere göre belirlenen kapasite değerleri ile literatüre göre hesaplanan kapasite değerlerinin karşılaştırılması yapılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Vida Kazık, Helezonik Kazık, Kazık Yükleme Testi, Kazık Kapasitesi*

### ABSTRACT

Within this study, it is targeted to compare and evaluate compression, tension and lateral load capacities of screw piles (helical piles) which are calculated according to geotechnical literature and others obtained via field loading tests. During the study, in the field of a villa project, pile loading tests were applied to screw piles to determine compression, tension and lateral load capacities. Besides, compression, tension and lateral load capacities of piles which are suggested by academic literature were calculated according to geotechnical parameters of soil which were determined with respect to laboratory tests done via samples taken from field. Finally, capacity values obtained from field loading tests were compared to the capacity values calculated according to academic literature and the relationship between the results were stated.
***Keywords:*** *Screw Pile, Helical Pile, Pile Loading Test, Pile Capacity*

## 1. GİRİŞ

Yapı yüklerinin zemine güvenle aktarılması geoteknik mühendisliğinin ana konularından biridir. Sığ temeller kazı, beton, kalıp, donatı demiri ve dolgu masraflarının yanısıra tüm inşaat planlaması içinde önemli bir zaman kaybına yol açmaktadır ve zemine kalıcı etkileri nedeniyle sürdürülebilir değildir. Hem klasik inşaat giderlerini (kazı, beton, kalıp, donatı demiri, dolgu, vb.) azaltma, hemde temel inşaatı süresini kısaltma açısından, hafif yapılar için, sığ temellere bir alternatif olan vida kazıklar, sürdürülebilirliğe katkısı nedeniyle iyi bir alternatif olarak ön plana çıkmaktadır.

Vida kazıkların taşıma kapasitelerinin hesaplanması için literatürde yaklaşımlar olsa da, saha yükleme deneyleri ile literatür verilerinin kontrol edilmesi ihtiyacı olduğu görülmüştür. Bu nedenle sahada vida kazıklar için kazık yükleme deneyleri yapılmış ve bu deneylerle elde edilen kazık kapasitesi değerleri, teorik hesaplamalarla elde edilen kazık kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Deney yapılan sahadaki zemin tipine benzer

[1] İnş.Müh. , Mercan Proje , leventunkap@mercanproje.com (Sorumlu Yazar)
[2] Doç.Dr. , Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü , kilic@yildiz.edu.tr

zeminlerde, literatürde önerilen kazık kapasitelerinin gerçekteki durumu ne kadar yansıtabildiği değerlendirilmiştir.

## 2. VİDA KAZIK

Uygulaması ilk kez İngiltere'de, 1836 yılında yapılan Vida Kazık teknolojisi aradan geçen 180 yıldan fazla sürede gelişerek yaygınlaşmıştır. İlk başlarda deniz fenerleri, iskele ve köprü ayakları gibi yapılarda kullanılan vida kazıklar, günümüzde depo, villa veya daha karmaşık yapılarda da kullanılmaktadır.

Vida kazık uygulamasında, geoteknik mühendisi tarafından zemin profili dikkate alınarak basınç, çekme ve yanal yük kapasiteleri hesaplanır ve üst yapıdan aktarılacak yüklere göre kazıkların sayısı ve lokasyonları belirlenir. Devamında, kazıkların lokasyonları sahada işaretlenir ve tork uygulayan bir makine ile kazıkların, dik bir şekilde (su terazisi yardımı ile), dönerek zemine girmesi sağlanır (Şekil-1a). İstenilen derinliğe ulaşıldıktan sonra uygulanan tork sonlandırılır ve makinenin bağlantıları sökülür. Tüm kazıklar yerleştirildikten sonra kazıkları birbiriyle ve üstyapı ile bağlayacak olan çerçevenin yerleştirilmesi ile üstyapı inşaatına devam edilir. Tek bir kazığın yerleştirilmesi yaklaşık 15~20 dakika sürmektedir. Zeminin mukavemet özelliklerine bağlı olarak bu süre değişkenlik gösterebilir.





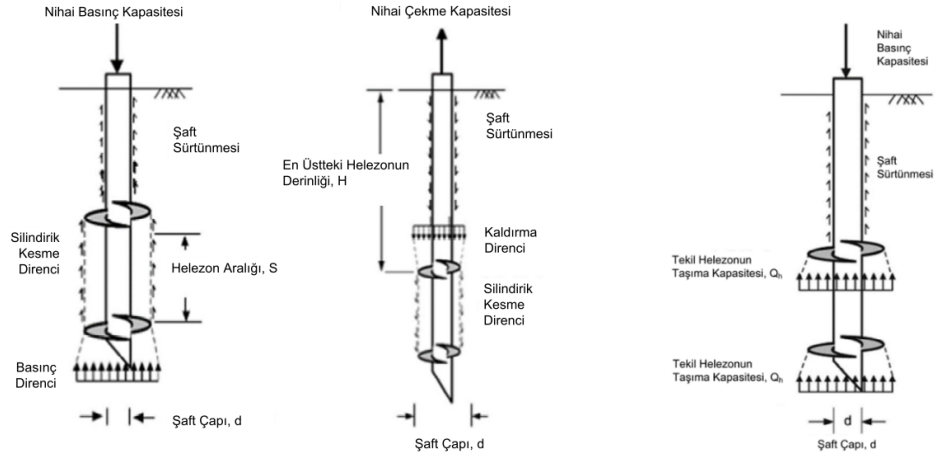

(a) (b)

Şekil 1. a) Vida Kazıkların Yerleştirilmesi b) Çalışma Kapsamında Kullanılan Vida Kazıkların Özellikleri

Günümüzde vida kazıkların malzeme ve boyut özellikleri üreticiden üreticiye değişiklik göstermektedir. Türkiye'de kullanımı yeni yeni yaygınlaşmakta olan vida kazıklar, yaygın olarak 60mm~120mm arasında değişen çap değerlerine ve 60cm~300cm arası değişken boya sahip olarak üretilmekte ve kullanılmaktadır. Tasarım ihtiyacına göre farklı boy, çap ve malzeme ile kazık kullanılması mümkündür. Bu çalışma kapsamında kullanılan vida kazıkların özellikleri Şekil 1b'de gösterilmiştir.

Vida kazıkların zeminde karşılaştığı direnç, klasik kazıklarda (betonarme/çelik) olduğu gibi uç direnci ve sürtünme direnci şeklindedir. Bu dirençlere ilave olarak vidanın helezonlarında da, kazık üzerindeki kuvvetin yönüne bağlı olarak helezonların altında veya üstünde, ilave bir direnç oluşmaktadır. Literatürde vida kazıkların hesabı için çoğunlukla kullanılan 2 yöntem önerilmiştir. Bunlardan ilki Silindirik Kesme Metodudur (Cylindirical Shear Method). Bu metoda göre kazığın helezon bölgesinde oluşan sürtünme direnci, helezonları da içeren bir çapa sahip silindirik bir hacmin yüzeyinde oluşmaktadır (Şekil 2a). İlgili sürtünme kuvveti hesapları bu yüzeye göre yapılmaktadır.

Tekil Taşıma Metoduna (Individual Bearing Method) göre ise her helezon bağımsız olarak ayrı ayrı zemin direncine maruz kalmaktadır (Şekil 2b). Helezonlar arasında ayrıca sürtünme direnci düşünülmemekte, sürtünme direnci sadece kazığın, helezonlarının olmadığı üst kısmı için hesaplanmaktadır. Silindirik Kesme Metodu hem basınç hem de çekme için sonuçlar verirken, Tekil Taşıma metodu sadece çekme için sonuçlar vermektedir.




(a) (b)

Şekil 2. Gerilme Dağılımı (Mohejerani, 2014) a) Silindirik Kesme Metodu b) Tekil Taşıma Yöntemi

Silindirik Kesme Metoduna göre hesaplamalarda, basınç kapasitesi için Mooney et al. (1985), Narasimha Rao and Prasad (1993) ve Lutenegger (2009)'in çalışmalarından, çekme kapasitesi için ise Lutenegger (2009) çalışmalarından faydalanılmıştır. Tekil Taşıma Metoduna göre hesaplamalarda ise çekme kapasitesi için Chance (1993) ve Nasr (2009) çalışmalarından yararlanılmıştır. Kazıkların yanal yük kapasiteleri hesapları için Broms(1965)'den faydalanılmıştır.

## 3. DENEY ALANI VE ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Deneyler, İstanbul İli, Çekmeköy İlçesi Reşadiye Mahallesi sınırları içerisinde yer alan arazide gerçekleştirilmiştir. Tüm yönlerden çevresi orman ile kaplı, yaklaşık 6000m$^2$ büyüklüğünde olan arazi yaklaşık %15 eğime sahiptir.

Sahada yapılması planlanan villa projesi için sondaj çalışması yapılmıştır. Ancak, elde edilen veriler zemin yüzeyinden itibaren 2.5m derinlik için net bilgi vermediğinden sahada ayrıca iki adet 2.5m derinlikte araştırma çukurları açılmıştır. Araştırma çukurlarından, sarımsı-kahverenkli, sert KİL birim gözlenmiştir. Çukurdan elde edilen zeminlerden belirlenen endeks özellikler ve mukavemet parametreleri Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Zemin özellikleri

| | |
|---|---|
| Grup Sembolü, | *CL* |
| Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_n$ (gr/cm$^3$) | *$\gamma_n$ (gr/cm$^3$) = 1,84 – 2,00 (ortalama değer $\gamma_n$ (gr/cm$^3$)=1,90)* |
| Doğal Su Muhtevası, | *Wn (%) = 13,4 – 26,4 (ortalama değer Wn(%)=19,1)* |
| Kil/Silt Oranı, | *C-M (%) = 35,3 – 88,4 (ortalama değer C-M(%)=68)* |
| Kum Oranı, | *S (%) = 2,9 – 39,1 (ortalama değer S(%)=19)* |
| Çakıl Oranı, | *G (%) = 1,4 – 26,8 (ortalama değer G(%)=13)* |
| Likit Limiti, | *LL (%) = 26,4 – 44,4 (ortalama değer LL(%)=36)* |
| Plastik Limiti, | *PL (%) = 14,8 – 25,5 (ortalama değer PL(%)=18)* |
| Plastisite İndeksi, | *PI (%) = 11,3 – 26,1 (ortalama değer PI(%)=18)* |
| Serbest Basınç Deneyi, $q_u$ (kPa) | *$q_u$ (kPa) = 95,3 – 159,6 (ortalama değer $q_u$(kPa)=127)* |
| Üç Eksenli Basınç Deneyi, c (kPa) | *c(kPa)=91 (ortalama değer )* |
| Üç Eksenli Basınç Deneyi, ϕ (°) | *ϕ (°)=12 (ortalama değer )* |

Bu veriler ışığında hesaplamalarda drenajsız kohezyon değeri, cu = 80 kPa, ve doğal birim hacim ağırlık $\gamma_n$ = 19 kN/m$^3$ olarak dikkate alınmıştır.

## 4. KAZIK YÜKLEME DENEYİ VE SONUÇLARI

Deneyler 3 adet basınç deneyi, 3 adet çekme deneyi ve 3 adet yanal yükleme deneyi olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde, kazık yükleme deneyi standartlarında tarif edildiği gibi deney kazığının yanısıra, aynı doğrultuda deney kazığının her iki yanından eşit uzaklıkta konumlanacak şekilde 2 adet reaksiyon kazığı kullanılmıştır. Yükleme hidrolik bir kriko ile yapılmış ve yük hücresi ile ölçümler alınmıştır. Yer değiştirme ölçümleri, deney düzeneğinden bağımsız bir şekilde konumlanmış, her deney için 2'şer adet olacak şekilde mikrometreler ile yapılmıştır. Deney düzenekleri Şekil 3'de gösterilmiştir. Vida kazıkların yerleştirme işlemi sonunda yaklaşık 50cm'lik kısmı zemin seviyesi üstünde kalmıştır.

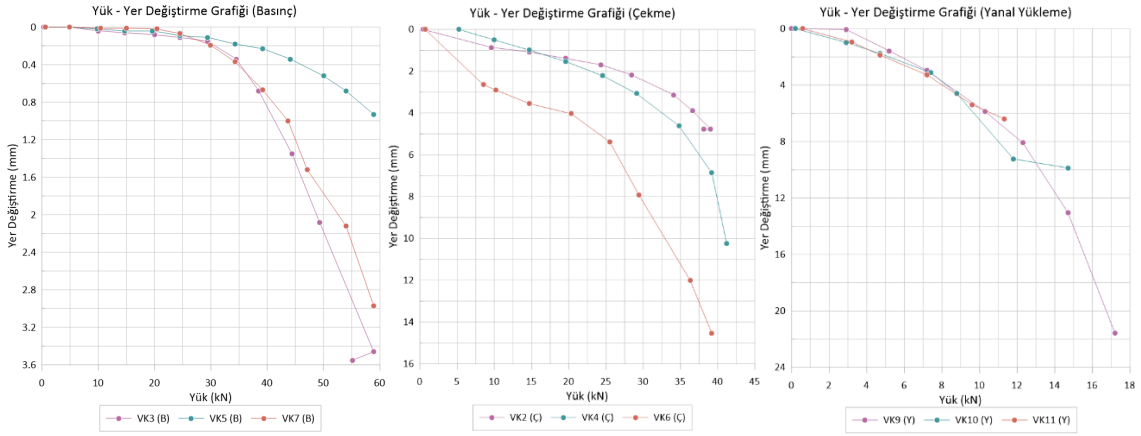



(a) (b) (c)

Şekil 3. Vida kazık deneyleri a) Basınç b) Çekme c) Yanal Yükleme Deneyleri

Deneylerde, kriko ile kademe kademe yükleme yapılarak ve her kademede bir süre beklenerek yer değiştirme değerleri ölçülmüştür. Krikonun daha fazla yükleme yapamadığı veya yer değiştirme değerlerinin sabitlenemediği durumda deneyler sonlandırılmıştır. Basınç deneylerinde, vida kazığın çelik dayanımının elverdiği en yüksek yüke ulaşılmış ve çelikte yenilme meydana gelmemesi için deney sonlandırılmıştır.

Saha deneyleri sırasında yapılan yüklemeler ve bu yüklemelere karşılık gelen yer değiştirme değerleri Şekil 4'de gösterilmiştir. Saha Deneyleri sonucunda elde edilen basınç, çekme ve yanal kazık kapasiteleri Tablo 2' de sunulmuştur. Tablo 1'de belirlenen zemin parametreleri kullanılarak literatüre göre elde edilen kazık kapasiteleri Tablo 3'de gösterilmiştir.




(a) (b) (c)

Şekil 4. Yük – Yer Değiştirme Grafikleri a) Basınç b) Çekme c) Yanal Yükleme

Tablo 2. Saha Deneylerinden Elde Edilen Kazık Kapasiteleri

| Deney Adı | Vida Kazık No: | Ölçülen Maksimum Kuvvetler | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Basınç (kN) | Çekme (kN) | Yanal (kN) |
| Basınç-1 | VK3 | 58.9 | - | - |
| Basınç-2 | VK5 | 58.9 | - | - |
| Basınç-3 | VK7 | 58.9 | - | - |
| Çekme-1 | VK2 | - | 39.1 | - |
| Çekme-2 | VK4 | - | 41.3 | - |
| Çekme-3 | VK6 | - | 39.3 | - |
| Yanal-1 | VK9 | - | - | 17.2 |
| Yanal-2 | VK10 | - | - | 14.8 |
| Yanal-3 | VK11 | - | - | 11.3 |
| | Ortalama: | 58.9 | 39.9 | 14.4 |

Tablo 3. Literatür Çalışmalarına Göre Elde Edilen Kazık Kapasiteleri

| Method | Literatür | Maks. Taşıma Kapasitesi *(kN/vida kazık)* | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Basınç | Çekme | Yanal Yük |
| Silindirik Kesme Metodu | Mooney at al (1985) ve Narasimha Rao and Prasad (1993) | 28 | 29 | - |
| | Lutenegger (2009) | - | 26 | - |
| Tekil Taşıma Metodu | Chance (1993) | - | 48 | - |
| | Nasr (2009) | - | 50 | - |
| Yanal Yük Yaklaşımı | Broms (1965) | - | - | 16 |

Saha deneylerinden elde edilen kazık kapasiteleri (Tablo-2) ve literatüre göre hesaplanan kazık kapasiteleri Tablo 3'de sunulmuştur. Her bir deney için aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır;

**Basınç Kapasitesi:** Silindirik Kesme Metodu ile elde edilen değerlerin, kazık yükleme deneyinden elde edilen değerlerin yaklaşık %50'si mertebesinde olduğu gözlenmiştir.

**Çekme Kapasitesi:** Silindirik Kesme Metodu ile hesaplanan çekme kapasitesi değerlerinin, kazık yükleme deneyinden belirlenen çekme kapasitelerinin %70'i kadar olduğu tespit edilmiştir. Tekil Taşıma Metodu ile hesaplanan çekme dayanımları ise, ölçümlerin yaklaşık %20-25 oranında daha fazla olduğu tespit edilmiştir.
**Yanal Yük Kapasitesi:** Vida kazıkların yanal yük kapasitelerinde elde edilen sonuçlar genel olarak literatür verilerinden biraz daha yüksek olsa da genel olarak literatür hesaplamaları ile tutarlı olduğu görülmüştür.

Kapasite değerleri karşılaştırıldığında, kazık kapasitesinde, helezon yüzeyinde oluşan zemin direncinin, sürtünme direncinden daha fazla katkı yaptığı sonucuna ulaşılmaktadır. Çoğunlukla sürtünme direncini baz alan Silindirik Kesme Metodu ile elde edilen kapasite değerlerinin saha değerlerinden bu nedenle daha düşük olduğu düşünülmektedir.

Tekil Taşıma Metodu ile belirlenen sonuçların saha deneyi ile elde edilen kapasitelerden daha yüksek olmasının nedeninin ise kazığın yerleştirilmesi sırasında zeminin örselenmesinden kaynaklı olabileceği düşünülmektedir.

Yanal yük kapasitesi vida kazığın çapına bağlı olarak yüzeyden itibaren ilk 10~40 cm'lik zemin tabakasında karşılaştığı dirence bağlı olarak şekillenmektedir. Vida kazığın doğası gereği yüzeydeki dolgu/nebati toprak kaldırılmadığından vida kazıkların yanal kapasitesi bahsi geçen bu birimlerin direncinden etkilenmektedir. Genel olarak sahanın genel formasyonundan daha düşük dayanımlı olacağı öngörülen dolgu/nebati toprağın düşük dayanımı nedeniyle vida temellerin yanal kapasitesi oldukça düşük çıkmaktadır. Sahada yapılan deneylerde de literatürden elde edilen bu düşük kapasite değerlerine benzer sonuçlar elde edilmiştir.

## 5. SONUÇ

İlgili saha için yerinde yapılan vida kazık yükleme deneyleri ile vida kazıkların basınç, çekme ve yanal yük kapasiteleri ölçülmüştür. Sahadan alınan zemin numunelerinde yapılan laboratuvar deneylerinden belirlenen geoteknik parametreler ile kazık kapasiteleri hesaplanmıştır. Hesaplanan kapasiteler ile, sahada alınan ölçümlerin karşılaştırılması yapılmıştır.

Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, ilgili arazi için, vida kazıkların basınç kapasitelerinde literatür hesaplamalarının, kazık yükleme deneyi ile elde edilen kapasitelerin yaklaşık yarısı (%50) kadar olduğu belirlenmiştir. Çekme kapasitelerinde ise Silindirik Kesme Metodunun sonuçlarının güvenli tarafta kaldığı (yaklaşık %70) ancak Tekil Taşıma Metodu sonuçlarının, testte elde edilen çekme kapasitesinin üzerinde olduğu (yaklaşık %20-25 üzerinde) tespit edilmiştir. Yanal yüklemede ise literatür hesap sonuçlarının saha test sonuçları ile tutarlı olduğu tespit edilmiştir.

## TEŞEKKÜR

*Saha çalışmalarındaki desteklerinden ötürü Sn. Alper Zümrüt'e (Vida Temel-Kaletek İnşaat), Sn. Süha Afacan'a (İki Mimar Proje&İnşaat), Sn. Hadiye İnceoğlu'na (Elfa Mühendislik), Sn.İdil Ayanoğlu'na (Elfa Mühendislik) ve Sn.Güliz Ünlü'ye (Mercan Proje) içtenlikle teşekkür ederiz.*

## KAYNAKLAR

Lutenegger, A.J., 2011, "Historical Developments of Iron Screw-Pile Foundations: 1836-1900", Int. J. for The History of Eng. & Tech. , Vol. 81 No. 1, January, 2011, 108–28

Mooney et al., 1985, "Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt", American Society of Civil Engineers, 48 – 72

Narasimha Rao and Prasad, 1993, "Estimation of Uplift Capacity of Helical Anchors in Clays", J. Geotech. Eng. 119 (2), 352 – 357

Lutenegger, 2009, "Cylindrical Shear or Plate Bearing?: Uplift Behaviour of Multi-Helix Screw Anchors in Clay", Contemporary Topics in Deep Foundations. American Society of Civil Engineers, USA, pp. 456 – 463

Chance., 1993, "Basic Guidelines for Designing Helical Piers for Underpinning", A.B Chance Company, USA

Nasr, 2009, "Performance-Based Design for Helical Piles. In:Contemporary Topics in Deep Foundations", Contemporary Topics in Deep Foundations. American Society of Civil Engineers, USA, pp. 496 – 503

Mohajerani, A., Bosnjak, D., Bromwich, D., 2014, "Analysis and Design Methods of Screw Piles: A Review", Soils and Foundations 2016;56(1):115 – 12

# MİKROKAPSÜLLENMİŞ FAZ DEĞİŞTİREN MALZEMELERİN DONMA ÇÖZÜLMEYE MARUZ KALAN DOLGU ZEMİNİN MUKAVEMET DAVRANIŞI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

# EFFECTS OF MICROENCAPSULATED PHASE CHANGE MATERIALS ON THE STRENGTH BEHAVIOR OF FREEZE-THAWED FILL SOILS

**Hazal Berrak GENÇDAL[1], Havvanur KILIÇ[2]**

## ÖZET

Soğuk iklim bölgelerinde inşa edilen toprak dolgular donma çözülme çevrimlerine (DÇ) maruz kaldığında, zeminin mukavemet ve sıkışabilirlik özellikleri etkilenmektedir. Bu kapsamda, yüksek plastisiteli bir siltli kil zeminin yol dolgusu inşasında kullanılması durumunda, yapının hizmet ömrü boyunca maruz kalacağı donma çözülme çevrimleri etkisinde mukavemetinde meydana gelecek değişimler deneysel olarak incelenmiştir. Çalışmada zemin içine mikrokapsüllü faz değişim malzemesi (mPCM) eklenmiş ve zeminin sıcaklık dalgalanmasını azaltmaya yardımcı olan ısı depolama kapasitesi arttırılmıştır. mPCM farklı oranlarda (%5, %8 ve %10) zemin içine katılarak hazırlanan deney numuneleri, farklı donma çözülme çevrimlerine (1, 3, 5, 7, 9, 11) maruz bırakılarak mPCM'in zeminin mukavemet davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, standart kompaksiyon enerjisi kullanılarak optimum su muhtevasında kompakte edilerek hazırlanan numuneler, donma çözülme çevrimlerine maruz bırakılmış, mukavemet davranışı için serbest basınç deneyleri yapılmıştır. mPCM katkılı zemin üzerinde yapılan deneyler ile mPCM'in zeminin mukavemet davranışı üzerindeki etkileri belirlenmiştir. mPCM katkısının zeminin serbest basınç mukavemetini (qu) azalttığı gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, artan DÇ sayısı ile zeminin mukavemeti sabit tutulmuştur. Ayrıca, mPCM katkı maddesi içeriğindeki artış, zeminin mukavemetini arttırmıştır. Serbest basınç mukavemeti için, %10 mPCM ilavesinin donma çözülme çevrimlerinden en az etkilenen katkı oranı olduğu belirlenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Mikrokapsüllü faz değiştiren malzeme, serbest basınç mukavemeti, donma çözülme çevrimi.*

## ABSTRACT

When soil fills built in cold climates are exposed to freeze-thaw cycles (FT), the strength and compressibility properties of the soil are affected. In this context, if a high plasticity silty clay soil is used in the construction of road embankment fill, the changes that will occur in the strength of the structure under the influence of freeze-thaw cycles during its service life have been experimentally investigated. In the study, microencapsulated phase change material (mPCM) was added to the soil, and the heat storage capacity of the soil was increased, which helped to reduce the temperature fluctuation. The effects of mPCM on the strength behavior of the soil were investigated by exposing the test samples prepared by adding mPCM material in different ratios (5%, 8%, and 10%) into the soil to different freeze-thaw cycles (1, 3, 5, 7, 9, 11). For this purpose, samples prepared by compacting at optimum water content using standard compaction energy were exposed to freeze-thaw cycles, and unconfined pressure tests were carried out for strength behavior. The effects of mPCM on the strength behavior of the soil were determined by the experiments performed on the mPCM-added soil. It has been observed that the mPCM additive reduces the unconfined compressive strength (qu) of the soil. However, the strength of the soil was kept constant with the increasing number of FT. In addition, the increase in the mPCM additive content increased the strength of the soil. For unconfined compressive strength, 10% mPCM addition was determined to be the least affected additive ratio from freeze-thaw cycles.

[1] Yük.İnş.Müh., Yıldız Teknik Üniversitesi, berrak.gencdal@std.yildiz.edu.tr (sorumlu yazar)
[2] Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, kilic@yildiz.edu.tr

***Keywords:*** *Microencapsulated phase change material, unconfined compressive strength, freeze-thaw cycle.*

## 1. GİRİŞ

Mevsimsel olarak donma ve çözülmenin meydana geldiği bölgelerde yer alan zeminler, mikro ve makro yapıda hasar görmektedir. Donma-çözülme çevrimleri zeminin yapısında bozulmalara neden olarak, fiziksel ve mekanik özelliklerinde önemli değişimler meydana getirmektedir. Meydana gelen bu değişimler iklim şartlarına, zemin türüne (dane dağılımı, mineralojik yapı) ve özelliklerine, ortamdaki su miktarına, sürşarj yükü ve sıcaklık gibi birçok faktöre bağlıdır (Işık, 2014).

Yapılan literatür çalışmalarında, özellikle soğuk bölgelerde yer alan yüksek plastisiteli zeminlerin mühendislik uygulamalarında iyileştirilmeden kullanılmaması gerektiği vurgulanmıştır (Viswanadham vd., 2009). Çünkü, donma çözülme çevrimlerine maruz kalan zeminlerde dane yapısının bozulduğu (Ozgan vd. (2012), mukavemetin azaldığı (Li vd. (2012)), sıkışabilirlik (Ozgan vd. (2015)) ve hidrolik iletkenliğin (Chamberlain vd. (1979)) arttığı, sıcaklık değişimleri nedeni ile dolgu stabilitesinin bozulduğu (Çiftlikli oğlu (2018)) yapılan literatür çalışmaları ile ortaya konulmuştur. Bu amaçla, yapılan iyileştirme çalışmalarında uçucu kül, kireç ve çimento gibi tipik kimyasal stabilizatörler kullanılmıştır (Yılmaz, 2018). Ancak, bu malzemelerle yapılan iyileştirmenin yeterli sonuçlar vermediği gözlemlenmiştir. Bu bulgular, zeminin donma-çözülme performansını iyileştirmek için geleneksel yöntemlerden farklı ve etkili bir alternatif belirlenmesi ihtiyacını doğurmuştur.

Bu çalışmada "faz değiştiren malzeme (FDM-PCM)" olarak adlandırılan, belirli sıcaklık altında faz değiştirebilen ve bu faz değiştirme sırasında büyük miktarda ısıyı gizli ısı şeklinde depolayan ve serbest bırakan kimyasal katkı malzemesi kullanılmıştır (Chen vd., 2021). Faz değiştiren malzemeler, kimya, havacılık, askeriye, tekstil, inşaat malzemeleri, otomotiv, gıda vb. çok geniş alanlarda yaygın olarak kullanılan termal arayüzlü malzemelerdir (Acar, 2014). Son yıllarda beton (Farnam vd. (2016)) ve asfalt (Chen vd. (2012)) üzerinde yapılan çalışmalar sonunda PCM'in zeminde kullanılabilirliği konusunda umut verici bulgular elde edilmiştir. Bu veriler doğrultusunda, zeminin donma çözülme performansını iyileştirmek için çalışmalarda PCM kullanılmıştır (Chen vd., 2021; Farnam vd., 2016; Rao vd., 2021; Mahedi vd., 2019).

PCM'ler organik, inorganik ve kompozit olmak üzere üç ana gruba ayrılmaktadır. PCM seçiminde, çalışma sıcaklık aralığı (termal özellik), kinetik, kimyasal, ekonomik ve çevresel faktörler göz önünde bulundurulmaktadır. PCM çeşitleri birbiri ile kıyaslandığında, organik PCM'ler diğer PCM'lere göre daha avantajlıdır (Crespoa vd., 2018). Bu amaçla bu çalışma için, çevre dostu, aşındırıcı özelliği olmayan, kimyasal kararlılığı ve uygun maliyetli, oda sıcaklığında likit halde bulunan parafin bazlı organik PCM tercih edilmiştir.

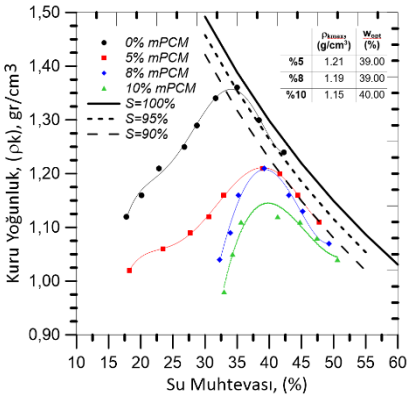
Bu çalışmada, donma-çözülme çevrimlerine maruz kalan yüksek plastisiteli killi silt bir zeminin mukavemet davranışında mPCM katkısının etkileri incelenmiştir. Sınıflandırma deneyleri yapılmış, standart ve modifiye kompaksiyon deneyleri ile kullanılacak enerji seviyesine karar verilmiştir. Zemine %5, %8 ve %10 mPCM ilave edilerek standart kompaksiyon enerjisi ile hazırlanan numuneler, 1, 3, 5, 7, 9 ve 11 donma-çözülme çevrimlerine tabi tutulmuştur. Donma-çözülme çevrimlerine maruz bırakılan numunelerde serbest basınç deneyleri yapılmış, mPCM katkılı ve mPCM katkısız deney sonuçları karşılaştırılmıştır.

## 2. MALZEME VE YÖNTEM

Bu çalışma kapsamında, mPCM katkısının zeminin mukavemet özelliklerine etkisini araştırmak için Kocaeli, Türkiye mevkiinden tedarik edilen yüksek plastisiteli ve donmaya karşı hassas olduğu bilinen, kaolen minerali yüksek olan beyaz-krem renkli killi silt bir zemin kullanılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan zemin üzerinde yapılan elek ve hidrometre analizi (ASTM D6913 ve ASTM D7928), Atterberg limitleri (ASTM D4318) deneyleri ile zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)'ne göre yüksek plastisiteli killi silt (MH) olarak belirlenmiştir (Tablo 1). Standart ve modifiye kompaksiyon (ASTM D1557) deneyleri ile optimum su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlık ilişkisi incelenmiştir (Şekil 1). Ayrıca, zeminin mineralojik yapısının tespiti için yaptırılan XRD ve XRF analizlerinde, zeminde kaolen (%89), kuvars (%4), feldspat (%4) ve illit-montmorillonit (%3) mineralleri görülmüştür.

Tablo 1. Deneysel çalışmada kullanılan zemin özellikleri

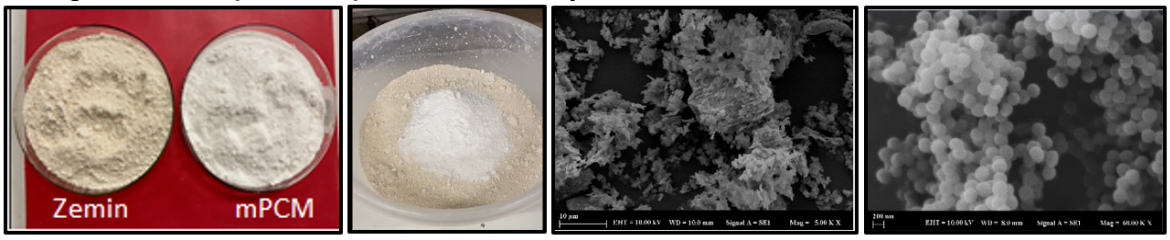
| Özellik | Değer |
|---|---|
| Silt, (%) | 55.00 |
| Kil, (%) | 45.00 |
| Özgül Ağırlık, Gs | 2.65 |
| Likit Limit, $w_L$ | 54.00 |
| Plastik Limit, $w_P$ | 38.00 |
| $\rho_{kmax\text{-}standard}$, (g/cm$^3$) | 1.36 |
| $w_{opt\text{-}standard}$, (%) | 34.80 |
| $\rho_{kmax\text{-}modified}$, (g/cm$^3$) | 1.41 |
| $w_{opt\text{-}modified}$, (%) | 31.00 |




Şekil 1. Kompaksiyon deney verileri

MH zeminin, standart kompaksiyon enerjisine göre optimum su muhtevası %34.80, maksimum kuru birim hacim ağırlığı 1.36 g/cm$^3$, modifiye kompaksiyon enerjisine göre optimum su muhtevası %31.00, maksimum kuru birim hacim ağırlığı 1.41 g/cm$^3$ olarak tespit edilmiştir.

Bu çalışmada katkı malzemesi olarak, tahriş edici olmayan, kokusuz, çekirdek malzemesi parafin olan, uygulanan donma (-20°C) ve çözülme (+20°C) sınır şartları arasında faz değiştirme özelliği gösteren beyaz renkli bir mPCM kullanılmıştır. Likit halde temin edilen PCM'in çalışmalardaki olumsuz sonuçları sebebi ile doğrudan kullanılmaması gerektiği belirtilmiş, bu sebeple, PCM Kimya Laboratuvarı'nda bir kabuk malzeme ile kaplanarak mikrokapsüllenmiştir (Rao vd., 2021; Mahedi vd., 2019; Chen vd., 2021). mPCM üzerinde yapılan dane boyutu analiz sonuçlarına göre malzemenin %10'unun 0.02 mm'nin, %90'ının 0.4 mm altında olduğu belirlenmiştir. mPCM boyutunun küçük ve zeminin dane boyutuna yakın oluşu, mikrokapsüllerin zemin ile homojen olarak karışmasında önemli rol oynamıştır. Zemin (MH) ve mPCM'in ayrı ayrı ve bir aradaki görüntüleri Şekil 2a ve Şekil 2b'de, zemin ve mPCM üzerinde yaptırılan SEM (Taramalı Elektron Mikroskopisi) analiz görüntüleri ise Şekil 2c ve Şekil 2d'de sunulmuştur.




(a) (b) (c) (d)

Şekil 2. Zemin (MH) ve mPCM görselleri, Zemin (MH) ve mPCM SEM analiz sonuçları
a) MH ve mPCM (ayrı şekilde), b) MH ve mPCM (bir arada), c) MH-SEM, d) mPCM-SEM

mPCM'in termal özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla yaptırılan DSC (Diferansiyel Taramalı Kalorimetre) analiz sonuçlarına göre, mPCM'in aktif olduğu sıcaklık aralıkları endotermik reaksiyon için 1.1 ile 9.2°C arasında, ekzotermik reaksiyon için ise -3.6 ile 3.3°C arasındadır.

mPCM'nin, donma çözülme çevrimlerine maruz kalan MH zeminin mukavemet davranışına etkilerinin incelenebilmesi için, serbest basınç deneyleri yapılmıştır. No. 200 elekten geçen zemin numunesi, 105 °C'de etüvde 24 saat bekletilmiş, etüvden alındıktan sonra sıcaklığını kaybetmesi için beklenmiş ve optimum su muhtevasında distile su eklenerek 24 saat kür uygulanmıştır (sızdırmaz poşet, alüminyum folyo, strech film ve desikatör). Kuru zemin ağırlığının %5, %8, 10%'u kadar mPCM zemin ile karıştırılarak, mPCM katkısının kuru zemin içinde homojen olarak dağılımı sağlanmıştır. Her bir katkı oranı için kompaksiyon deneyleri yapılmış, optimum su muhtevası değerleri belirlenmiş ve elde edilen değerler Şekil 1'de ve Şekil 1 içerisindeki tabloda sunulmuştur. Standart kompaksiyon enerjisine göre; %5, %8 ve %10 mPCM katkılı zeminin optimum su muhtevası değerleri sırasıyla %39, %39 ve %40 olarak belirlenmiştir. Tüm katkı oranları için belirlenen

optimum su muhtevası değerlerinde, zemin-mPCM karışımına distile su eklenerek 15 dk karıştırılmış ve tüm dane yüzeylerinin tekdüze olması sağlanmıştır. Bu ön-hazırlama işleminden sonra zemin karışımları standart kompaksiyon enerjisinde sıkıştırılmıştır.

Serbest basınç deneyleri için, standart kompaksiyon enerjisi ile optimum su muhtevasında kompakte edilerek hazırlanan numuneden 37.5mm çap ve 75mm yüksekliğinde silindirik serbest basınç deney numuneleri alınmıştır. Deney numuneleri su muhtevasını kaybetmemesi için strech filme sarılmış ve ilgili donma çözülme çevrimlerine maruz bırakılmak üzere donma çözülme kabinine yerleştirilmiştir. Numuneler aynı yöntemle mPCM (%0 PCM) eklenmeden ve (%5, 8, 10 mPCM) eklenerek hazırlanmıştır. Katkısız (%0 mPCM) ve katkılı (%5, %8, %10) deney numunelerinde ilgili donma çözülme çevrimleri (0, 1, 3, 5, 7, 9, 11) uygulanarak ASTM D2166 yönetmeliğine göre serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneylerde 1.27 mm/dk sabit kesme hızı uygulanarak numunenin serbest basınç mukavemeti (qu) belirlenmiştir.

Şekil 1'de verilen kompaksiyon deney verileri dikkate alındığında, mPCM oranının artması zeminin maksimum kuru yoğunluğunu azaltmış, optimum su muhtevasını arttırmıştır. Lecompte vd. (2015), bu durumu, mPCM'in daha düşük özgül ağırlığa ve daha çok su emme kapasitesine sahip olması ile ilişkilendirmiştir. Artan mPCM oranı ile elde edilen optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim arasındaki ilişki literatür çalışmalarını desteklemektedir (Mahedi vd., 2019).

## 3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Açıklanan prosedüre göre hazırlanan katkısız (%0 mPCM) ve katkılı (5, 8 ve %10 mPCM) deney numunelerinde donma-çözülme çevrimi uygulanmadan serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Bu deney verileri referans değerleri temsil etmiştir. Aynı prosedürde hazırlanan katkısız ve katkılı deney numunelerine 1, 3, 5, 7, 9, ve 11 donma-çözülme çevrimi uygulanmış ve ardından numuneler üzerinde yapılan deneyler, referans deneyler ile karşılaştırılmıştır.

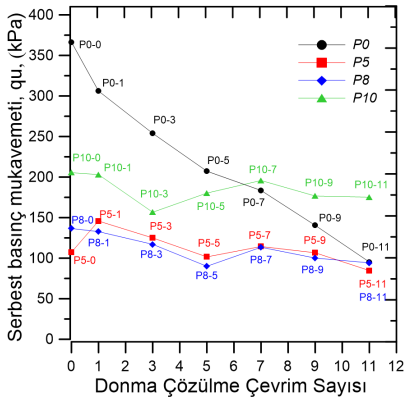
Literatürde yer alan deneysel çalışmalarda, numuneler -20°C'de 24 saat ve +20°C'de 24 saat bekletilerek 1 donma çözülme çevrimi tamamlanmıştır (Çiftlikli oğlu, 2018; Mahedi vd., 2019). Bu çalışmada da donma ve çözülme çevrimleri için -20°C ile +20°C'de çalışan bir kabin kullanılmıştır. -20°C'de 24 saat bekletilen numuneler donma sürecini, +20°C'de 24 saat bekletilen numuneler çözülme sürecini tamamlayarak 1 donma-çözülme çevrimi tamamlanmıştır. Numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneyleri Tablo 2'deki gibi isimlendirilmiştir.

Tablo 2. Serbest basınç deney numunelerinin isimlendirilmesi

| mPCM oranı (%) | Donma Çözülme Çevrim Sayısı | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 |
| 0 | P0-0 | P0-1 | P0-3 | P0-5 | P0-7 | P0-9 | P0-11 |
| 5 | P5-0 | P5-1 | P5-3 | P5-5 | P5-7 | P5-9 | P5-11 |
| 8 | P8-0 | P8-1 | P8-3 | P8-5 | P8-7 | P8-9 | P8-11 |
| 10 | P10-0 | P10-1 | P10-3 | P10-5 | P10-7 | P10-9 | P10-11 |

Tablo 2'de yapılan isimlendirmede, ilk terim zemine katılan mPCM oranını, ikinci terim ise donma çözülme çevrim sayısını temsil etmektedir. Buna göre "P8-5", %8 mPCM katkılı deney numunesinin 5 donma-çözülme çevrimine maruz kaldığını ifade etmektedir. Deney numuneleri üzerinde ilgili donma çözülme çevrimleri tamamlandıktan sonra mukavemet deneyleri yapılmıştır.

Tablo 2'de isimlendirilmesi verilen deney numuneleri üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiş, deneyler sonunda elde edilen serbest basınç mukavemeti (qu) ile uygulanan donma çözülme çevrim sayısı arasındaki ilişki Şekil 3'te sunulmuştur.




Şekil 3. Serbest basınç mukavemeti (qu) – donma çözülme çevrim sayısı ilişkisi

Şekil 3'te sunulduğu üzere, katkısız zeminde (P0) serbest basınç mukavemeti 366,54 kPa'dır. 1, 3, 5, 7, 9 ve 11 donma çözülme çevrimlerinden sonra mukavemet sırasıyla %16, %31, %43, %50, %62, %74 azalarak önemli kayıplar meydana gelmiştir. Katkısız zemin için en büyük mukavemet kaybı %74 mertebesinde P0-11 isimli numunede olmuştur. P5-0, P8-0, P10-0 numunelerinin serbest basınç mukavemetleri, P0-0 numunesine göre sırasıyla %71, %63 ve %44 azalmıştır. %5 ve %8 mPCM katkılı zeminin (P5 ve P8) mukavemet davranışı birbirine oldukça yakındır. P5-11 ve P8-11 numunelerinin mukavemet değerleri P0-11 numunesinin mukavemet değeri ile aynıdır. P0-11, bu değeri 11 çevrim sonunda %74 kayıp ile görürken, P5-11 ve P8-11 numuneleri tüm çevrimlerde hemen hemen sabit bir değerde kalmaktadır. Bu da mPCM katkılı zeminin sıcaklık dalgalanmasından etkilenmeden mukavemet değerinin sabit tutulabildiğini göstermektedir. Ayrıca, mPCM oranının %10 olması durumunda mukavemetin diğer oranlara kıyasla arttığı, donma çözülme çevrimlerinde daha iyi bir davranış gösterdiği belirlenmiştir. P10-11 numunesinin maksimum %14 mukavemet kaybı ile performansını diğer katkı oranlarına göre daha çok koruduğu görülmüştür.

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, soğuk bölgelerde yer alan ve donma çözülme çevrimlerine maruz kalan bir zeminin, değişen sıcaklıklar altındaki davranışında, mPCM'in performansı araştırılmıştır. Bu amaçla, çekirdek malzemesi parafin olan kapsüllenmiş bir mPCM ile donmaya karşı duyarlı yüksek kaolen içeriği olan yüksek plastisiteli killi silt (MH) zemin kullanılmıştır. mPCM'in, MH zemine farklı oranlarda (%5, %8, %10,) ilave edilmesi ile dolgu zemininin farklı donma çözülme çevrimlerine (1, 3, 5, 7, 9, 11) maruz kalması durumunda göstereceği mukavemet davranışı incelenmiştir.

- Dane boyu analizlerinde, mPCM ve zeminin dane boyutlarının birbirine yakın olduğu, bu sayede mPCM ve zeminin homojen olarak karıştığı belirlenmiştir.
- Kompaksiyon deney verilerinden, mPCM ilavesinin zeminin kuru birim hacim ağırlık değerinde azalmaya, optimum su muhtevasında artışa sebep olduğu görülmüştür.
- Yapılan serbest basınç deneyleri ile artan donma-çözülme çevrimlerinin, katkısız zeminin mukavemetini kademeli olarak önemli derecede azalttığı belirlenmiştir. Bunun yanında, mPCM katkısının zeminin mekanik davranışını etkilediği, mPCM katkı oranı ile donma çözülme çevrim sayısı arasında önemli bir ilişki olduğu tespit edilmiştir. mPCM'in, katkısız zeminin mukavemetinde azalmaya neden olduğu, ancak artan donma çözülme çevrimlerinde mukavemetin sabit kaldığı görülmüştür. Artan mPCM oranı ile mukavemette artış sağlanmış ve özellikle %10 katkı oranının, donma çözülme çevrimleri boyunca (−20°C ile +20°C), mukavemet davranışı için en uygun oran olduğu belirlenmiştir.
- Yapılan bu çalışmalar, mPCM katkılı zeminin sıcaklık dalgalanmasından etkilenmeden davranışı sabit tutulabildiğini göstermektedir. Böylece, ısı verme-alma özelliği ile mPCM'in zemin içine katılmasının donma-çözülme çevrimlerinde meydana gelen olumsuz değişimleri etkili bir biçimde azalttığı tespit edilmiştir. Ayrıca, mPCM ile yapılacak olan zemin uygulamalarında mutlaka, mPCM'in türü, zeminle uyumluluğu, kimyasal kararlılığı, termal özellikleri, çevre koruyuculuğu ve bölgesel iklim koşulları ile proje hedef sıcaklığı dikkate alınmalıdır.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma, Yıldız Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından FBA-2022-5048 ve İstanbul Kültür Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından BAP-2206 numaralı projeler ile desteklenmektedir.*

## KAYNAKLAR

Acar, S.S. (2014), "Faz Değiştirici Maddeler Ve Uygulamaları". Fırat Üniversitesi, FBE, Yüksek Lisans Tezi.

ASTM D6913. (2004), "Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis." ASTM Int. West Conshohocken, PA, 04, 1–35.

ASTM D7928-17. (2017), "Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis". ASTM Int. 1–25.

ASTM D4318-00. (2000), "Standards,for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils This c of Soils" ASTM Int. 04, 1–14.

ASTM D1557. (2003), "International Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using." ASTM Stand. Guid. 3, 1–10.

ASTM D2166. (2014), "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil." ASTM Int., 1–7.

Chamberlain, E. ve Gow, A. (1979), "Effect of Freezing and Thawing on the Permeability and Structure of Soils". Engineering Geology 13: 73–92.

Chen vd. (2021), "Freeze-thaw Performance of Phase Change Material (PCM) Incorporated Canal Foundation Expansive Soil". DOI: https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-401566/v1.

Ciftliklioğlu, K. (2018), "Donma-Çözülme Çevrimlerinin Uçucu Kül ve Kireç Katkılı Killerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışına Etkisi" İstanbul Teknik Üniversitesi, FBE, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.

Crespoa, A., Barrenechec, C., Ibarraa, M. ve Platzera, W. (2018), "Latent Thermalenergy Storage For Solar Process Heat Applications At Medium High Temperatures"– A review. Science Direct, 4860.

Chen, M., Wan, L., Lin, J. (2012), "Effect of Phase-Change Materials on Thermal and Mechanical Properties of Asphalt Mixtures". J. Test. Eval. 40 (2012) 20120091, https://doi.org/10.1520/JTE20120091.

Farnam, Y., Krafcik, M., Liston, L., Washington, T., Erk, K., Tao, B. ve Weiss, J. (2016), "Evaluating The Use of Phase Change Materials in Concrete Pavement to Melt Ice And Snow". Journal of Materials in Civil Engineering, 28(4), 04015161. DOI 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001439.

Işık, A. (2014), "Sıkıştırılmış Zeminlerde Donma-Çözülme Olayının Deneysel İncelenmesi". İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Lecompte, T., Le Bideau, P., Glouannec, P., Nortershauser, D. ve Le Masson, S., (2015), "Mechanical and Thermo-Physical Behaviour of Concretes and Mortars Containing PCM." Energy Build 94:52–60.

Li, G., Wei, M., Zhao, S. ve Mao, Y. (2012), "Effect of Freeze-Thaw Cycles on Mechanical Behavior of Compacted Fine-Grained Soil". August 2012, DOI: 10.1061/9780784412473.008.

Mahedi, M., Cetin, B., Cetin, K.S. (2019), "Freeze-Thaw Performance of Phase Change Material (PCM) İncorporated Pavement Subgrade Soil". Constr Build Mater 2019;202:449–64.

Ozgan, E., Ertürk, S. ve Serin, S. (2012), "Donma ve Çözülmenin Kohezyonlu Zeminlerin Fiziksel Özelliklerine Etkisinin İncelenmesi". İleri Teknoloji Bilimleri Dergisi Cilt 1, No 1, 7-16.

Ozgan, E., Serin, S. ve Vural, I. (2015), "Effects of Freezing and Thawing on the Consolidation Settlement of Soils". Soil Mechanics and Foundation Engineering. DOI: 10.1007/s11204-015-9336-6.

Rao vd. (2021), "Effects of Microencapsulated Phase Change Material Characteristics on The Thermal Performance and Mechanical Behaviour of Silty Clay". Transportation Geotechnics. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100584.

Viswanadham, B.V.S., Phanikumar, B.R., Mukherjee, R.V. (2009), "Effect of polypropylene tape fibre reinforcement on swelling behaviour of an expansive soil." Geosynthetics International, 16(5), 393–401. DOI 10.1680/gein.2009.16.5.393.

Yılmaz, F. (2018), "Uçucu Kül ve Mermer Tozu Katkılarının Zeminin Stabilizasyonuna ve Donma Çözülmesine Etkisinin Araştırılması". Academic Platform Journal of Engineering and Science 8-1, 56-61. Doi: 10.21541/apjes.488373.

# GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ ARAŞTIRMALARI İÇİN BÜYÜK ÖLÇEKLİ ARAZİ DENEY DÜZENEĞİ KURULUMU

## LARGE-SCALE FIELD TEST SETUP FOR GEOTECHNICAL ENGINEERING RESEARCH

**Yakup TÜREDİ [1] Murat ÖRNEK [2] Abdulazim YILDIZ[3]**

**ABSTRACT**

In order to determine the behavior of many engineering materials or their performance in the design/application process, material or system-based tests must be performed. In foundation engineering, many different variables can be examined with specific tests carried out in model size and large-scale field size, and important contributions are observed to the determination of the general behavior. In this study, the design and construction/production process of the "Geotechnical Field Laboratory", which can enable the construction of many different foundation engineering tests, is mentioned. The constructed “Geotechnical Field Laboratory”, has become a place where different types of tests can be performed with different soil types, soil conditions, loading conditions, footing types, etc.
**Keywords:** Field test, geotechnical field laboratory, large-scale tests, model tests

**ÖZET**

Birçok mühendislik malzemesinin davranışını veya tasarım/uygulama sürecindeki performanslarını belirlemek için malzemeye veya sisteme özgü deneylerin yapılması bir zorunluluktur. Temel mühendisliğinde de, model boyutta ve büyük ölçekli arazi boyutunda yapılan deneylerle farklı birçok değişken incelenebilmekte ve genel davranışın belirlenmesine önemli katkılar sunulmaktadır. Bu çalışmada, birçok farklı temel mühendisliği deneylerinin yapımına imkan sunabilen “Geoteknik Arazi Laboratuvarı”nın tasarım ve inşa / imal sürecinden bahsedilmiştir. İnşa edilen “Geoteknik Arazi Laboratuvarı” farklı zemin türü, zemin koşulları, yükleme koşulları, temel türleri vb. farklı tip deneylerin yapılabileceği bir ortam haline getirilmiştir.
**Anahtar Kelimeler:** Arazi deneyi, geoteknik arazi laboratuvarı, büyük ölçekli deneyler, model deneyler

[1] Arş. Gör. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, yakup.turedi@iste.edu.tr
[2] *Prof. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, murat.ornek@iste.edu.tr (yazışma yapılacak yazar)
[3] Prof. Dr., Çukurova Üniversitesi, azim@cu.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Birçok mühendislik malzemesinin davranışının belirlenebilmesi ile tasarım ve uygulama sürecinde performanslarının tayini için malzeme özelinde deneylerin yapılması bir gerekliliktir. Farklı mühendislik malzemelerine kıyasla oldukça karmaşık bir davranışa sahip olan zeminler için gerek kısa gerekse de uzun dönem davranışın belirlenmesinde deneye bağlı bir tasarım metodolojisinin geliştirilmesi oldukça önemlidir. Bu doğrultuda zeminlerde geleneksel deneylerin (endeks, mukavemet, oturma vb.) yanı sıra laboratuvar ortamında model boyutlarda küçük ölçekli ve arazi ortamında büyük ölçekli deney prosedürleri geliştirilmiştir. Geleneksel zemin mekaniği deney düzenekleri ile ilgili olarak uluslararası düzeyde kabul gören standartlar ve ayrıntılı uygulama esasları bulunmaktadır. Geleneksel deney yöntemlerine nazaran daha sınırlı oranda literatürün bulunduğu model boyutta ve büyük ölçekli deney düzenekleri özellikle temel mühendisliği uygulamalarına rehberlik etmekte, genel davranışın daha az maliyetle belirlenmesine yardımcı olmaktadır. Aynı zamanda her bir geoteknik problem türü ve doğası gereği birbirinden farklı olabileceğinden, bu deney düzeneklerinin de özel olarak tasarlanması gerekmektedir.

Literatür çalışmaları incelendiğinde, büyük ölçekli arazi deney düzeneklerinin mevcut olduğu görülmektedir. Örnek (2009) tarafından yapılan çalışmada, geogrid donatı ile güçlendirilmiş doğal kil zeminlere oturan yüzeysel temellerin taşıma gücü ve oturma davranışları, arazi ortamında büyük ölçekli yükleme deneyleri yapılarak incelenmiştir. Lutenegger (2011) tarafından çok plakalı helisel ankrajların kumdaki davranışı, kare gövdeli ankrajlar üzerinde bir dizi tam ölçekli eksenel çekme deneyi yapılarak incelenmiştir. Demir ve ark. (2013) tarafından yapılan çalışmada, geogrid donatı ve stabilize dolgu tabakası ile güçlendirilen doğal kil zeminlere oturan yüzeysel temellerin davranışları, arazi ortamında yükleme deneyleri ile analiz edilmiştir. Lanyi (2017) tarafından yapılan çalışmada helisel kazıkların basınç yükü altında eksenel davranışı kohezyonlu zeminde arazi deneyleri ile araştırılmıştır. Li ve Deng (2019) tarafından kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminde basınç ve çekme yüküne maruz helisel kazıkların davranışı arazi deneyleri ile araştırılmıştır. Türedi (2021) tarafından gerçekleştirilen çalışmada arazi ortamında büyük ölçekli helisel kazıkların basınç yükü altındaki davranışı incelenmiştir.

Bu çalışma kapsamında İskenderun Teknik Üniversitesi Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı bünyesinde tasarlanan “Geoteknik Arazi Laboratuvarı”nın tasarım ve inşa / imal süreci anlatılmıştır. Bahsi geçen bu arazi laboratuvar ortamı farklı zemin türü (kil, kum, çakıl vb.) farklı zemin durumu (tabakalı, gevşek, sıkı, kuru, suya doygun vb.), farklı yükleme koşulları (eksenel basınç, eksenel çekme, eksantrik, yanal vb.) farklı temel türleri (büyük ölçekli yüzeysel temel, derin temel vb.), farklı temel yerleşim düzenekleri (tekil, grup), farklı zemin ve temel davranışı (yük, düşey deplasman, yatay deplasman, gerilme vb.) için deneyler yapabilecek donanıma sahip şekilde tasarlanmış ve inşa/imal edilmiştir.

# 2. BÜYÜK ÖLÇEKLİ ARAZİ DENEY DÜZENEĞİ KURULUMU AŞAMALARI

## 2.1. Arazi Ortamında Yapılan Zemin Etüt Çalışmaları

Bu aşamada ilk olarak 100m derinliğindeki sondaj kuyusunda SPT (Standart Penetrasyon Deneyi) deneyleri yapılmış, sondaj sırasında alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde endeks ve mukavemet deneyleri gerçekleştirilmiştir (Şekil 1a). Ayrıca, ilave olarak proje sahası zeminine ait yatay ve düşey profiller elde etmek için jeofizik deneyler de yapılmıştır (Şekil 1b).



(a) (b)

**Şekil 1.** Etüt çalışmaları (a: sondaj çalışmaları, b: jeofizik deneyler)

İlk 10m'lik derinlikteki SPT deney sonuçları ve SPT deney verilerine bağlı olarak zeminin yorumu Çizelge 1'de, düşey doğrultudaki zemin profili Çizelge 2'de ve jeofizik deneylerinden elde edilen zemin dinamik parametreleri de Çizelge 3'te yer almaktadır.

**Çizelge 1.** SPT deney sonuçları ve zemin sınıflaması

| SPT No | Derinlik (m) | SPT (N) | Tanımlama |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50-1,95 | 16 | Çok katı |
| 2 | 3,00-3,45 | 12 | Orta sıkı |
| 3 | 4,50-4,95 | R | Refü |
| 4 | 9,00-9,45 | 15 | Orta sıkı |
| 5 | 10,50-10,95 | 43 | Çok sıkı |

**Çizelge 2.** Zemin profili

| Derinlik (m) | Tanımlama |
|---|---|
| 0,00 – 1,50 | Bitkisel toprak |
| 1,50 – 3,40 | Kumlu kil |
| 3,40 – 13,00 | Kum |

**Çizelge 3.** Zemin dinamik parametreleri

| Parametre | Birim | 1. tabaka | 2. tabaka |
|---|---|---|---|
| S-dalgası – $V_{s(30)}$ | m/s | 312 | |
| Yoğunluk ($\gamma$) | gr/cm$^3$ | 1,41 | 1,96 |
| Maksimum kayma modülü ($G_{max}$) | kg/cm$^2$ | 579,1 | 2170,8 |
| Elastisite modülü (E) | kg/cm$^2$ | 1566,2 | 6414,0 |
| Poisson oranı ($\nu$) | - | 0,35 | 0,48 |
| Bulk modülü (K) | kg/cm$^2$ | 1766,3 | 47220,5 |
| Titreşim periyodu ($T_0$) | s | 0,6 | |
| Serbest basınç mukavemeti ($q_u$) | kg/cm$^2$ | 2,55 | 7,81 |
| Zemin büyütme değeri | - | 2,2 | |
| SPT (N) – SPT (30) | - | 20 | R |

## 2.2. Yükleme Havuzlarının İmalat Süreçleri

Bu aşamada yükün alınacağı ve uygulanacağı alanlara ait imalat süreçleri gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla ilk olarak reaksiyon kazıkları ve reaksiyon kirişleri imal edilmiştir. Deneylerde ulaşılabilecek muhtemel maksimum yük değerleri göz önüne alınarak sayısal analiz yöntemleri ile reaksiyon kazıklarının geometrileri (kazık çapı ve boyu) belirlenmiştir. Bu süreç sonunda, her biri 30cm çapında ve 6,0m boyunda toplam 14 adet donatılı kazık (fore kazık) imal edilmiştir. Kazıklar arası mesafe 2,30mx2,80m olarak seçilmiştir. Reaksiyon kazıkların donatıları 7,0m olarak tasarlanmış, son 1,0m'lik kısmı zemin yüzünde bırakılmıştır.
Kazık boyutları ve aralıkları seçildikten sonra reaksiyon kazıklarının imalat aşamalarına geçilmiştir. İlk aşamada, arazi ortamında JCB ile yüzey düzeltmesi yapılıp, ardından reaksiyon kazıklarının yerleri işaretlenmiştir (Şekil 2).



**Şekil 2.** Arazi ortamı yüzey düzeltmesi ve kazık yerlerinin işaretlenmesi

İkinci aşamada, delgi işlemleri gerçekleştirilmiştir (Şekil 3). Delgi çukurunun göçmemesi için bentonit kili kullanılmıştır.



**Şekil 3.** Reaksiyon kazıkları delgi aşaması

Üçüncü aşamada, 7φ16mm nervürlü boyuna donatı ve φ10mm etriye kullanılarak hazırlanan kazık donatısı yerleştirme işlemleri yapılmıştır (Şekil 4). Dördüncü aşamada ise tremi borusu vasıtasıyla beton dökümü işlemi gerçekleştirilmiştir (Şekil 5).



**Şekil 4.** Reaksiyon kazıklarında donatıların delgi içerisine yerleştirilmesi



**Şekil 5.** Reaksiyon kazıklarında betonlama işlemi

Beşinci aşamada reaksiyon kazıklarının yüzeyde kalan 1m'lik kısımlarına ise daire kesitli başlık betonu imal edilmiştir (Şekil 6).



**Şekil 6.** Reaksiyon kazıklarında başlık betonu imalatı

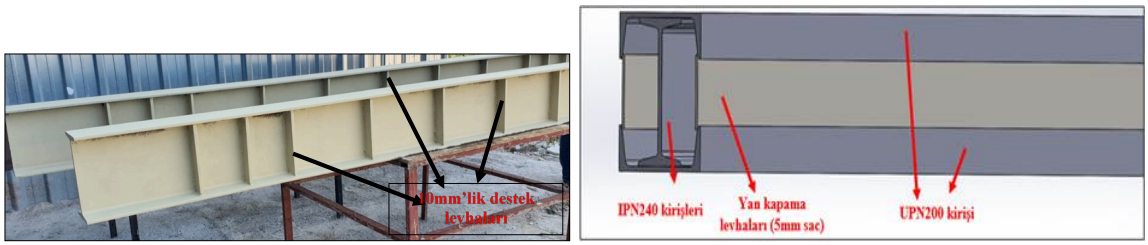
Altıncı aşamada reaksiyon kazı işlemleri ve kenar duvar imalatları yapılarak deney havuzları oluşturulmuştur (Şekil 7).



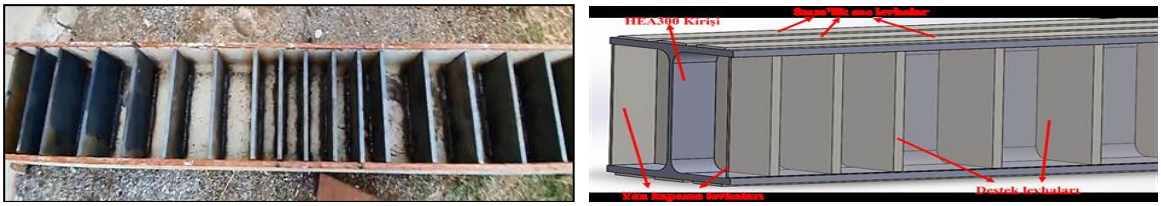
**Şekil 7.** Deney havuzlarının kazı aşaması ve duvar imalatları

### 2.3. Yüklemeler için Mekanik Aksamların İmalat Süreçleri

Bu aşamada Basınç ve çekme yüklemelerinin uygulanabilmesi için reaksiyon kazıklarına monte edilebilen reaksiyon kirişleri ve kiriş montaj elemanların imalatları gerçekleştirilmiştir. Detayları Şekil 8'de verilen iki adet IPN-240 çelik profili kullanılmıştır. Pistonun yerleştirileceği kiriş olan HEA300 kirişi için yapılan güçlendirmeler, iç kısımlara 20mm kalınlıkta destek levhalarının yerleştirilmesi, alt ve üste üçer adet 70mmx8mmx2600mm ebatlarında levhaların yerleştirilmesi ve yan yüzeylere de eğilme momenti oluşmasını önlemek için 5mm'lik sac levhaların kapatılması şeklinde olmuştur (Şekil 9). Bu çalışmalar öncesinde kirişler üç boyutlu olarak sayısal ortamda modellenmiş ve dayanım hesaplamaları yapılmıştır. Hesaplamalar sonunda güçlendirmeleri ile beraber yükleme sisteminin yaklaşık 60 ton yükü karşılayabileceği hesaplanmıştır. Kiriş montaj elamanlarına ait görünümler Şekil 10'da verilmiştir.




**Şekil 8.** IPN240 üzerine yerleştirilen destek levhaları ve üç boyutlu çizim görünümü




**Şekil 9.** HEA300 kirişi iç kısımlara 20mm'lik destek levha uygulaması ve üç boyutlu çizim görünümleri



**Şekil 10.** Kiriş montaj elemanları

### 2.3. Deneylerde Kullanılan Zeminin Geoteknik Özelliklerinin Belirlenme Süreci

Zemin malzemesi seçim ve tedarik sürecinde hem laboratuvar model deneylerinde hem de büyük ölçekli arazi deneylerinde kullanılabilirlik durumu, inşaat mühendisliği uygulamalarında kullanılabilir olması ve kolay bulunabilmesi gibi etkenler dikkate alınmıştır. Bu amaçla, karayolu uygulamalarında, yapı inşaatlarında ve dolgu uygulamalarında kullanılan ve tedarik konusunda süreklilik sağlayabilecek bir kum ocağından zemin malzemesi tedarik edilmiştir.

Bu amaçla model deneylerde ve büyük ölçekli deneylerde kullanabilmek amacıyla özel olarak imal edilen bir elek sistemi ile elenen ve küçük aralıkta derecelenmiş bir zemin granülometrisinin (0.18mm-2.00m) seçilmesine karar verilmiştir.

Zemine ait endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Çukurova Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı'nda bir seri deney gerçekleştirilmiştir. Endeks özelliklerine ait sonuçlar Çizelge 4'te verilmiştir.

**Çizelge 4.** Elek analizi sonuçları

| Parametre | Birim | Değer |
|---|---|---|
| Efektif dane çapı, $D_{10}$ | mm | 0,261 |
| $D_{30}$ | mm | 0,441 |
| $D_{60}$ | mm | 0,775 |
| Üniformluk katsayısı, $C_u$ | - | 2,973 |
| Süreklilik katsayısı, $C_r$ | - | 0,961 |
| Zemin sınıfı (USCS) | - | SP |

Deneylerde zemin yükleme havuzunun tamamına üç farklı sıkılıkta; (gevşek, $D_r$=%30-35-$\gamma_k$=1,552 gr/cm$^3$), (orta sıkı, $D_r$=%50-55-$\gamma_k$=1,601 gr/cm$^3$) ve (sıkı, $D_r$=%75-80-$\gamma_k$=1,681 gr/cm$^3$) yerleştirilebilir şekilde planlanmıştır. Zemine ait diğer parametreler ise; $\gamma_s$=2,722 gr/cm$^3$ ve kayma mukavemeti açısı gevşek ve sıkı halde sırasıyla φ=30-32° ve φ=41-44° arasında elde edilmiştir.

### 2.4. Yükleme Aşamalarının Takibi İçin Ölçüm Cihazlarının Tedarik Süreci

Arazi deney aşamalarında Şekil 10'da yer alan yükleme ünitesi, piston, deplasman ölçer, yük hücresi vb. gibi yükleme sistemi ve ölçüm ekipmanları kullanılmıştır.



(a) piston



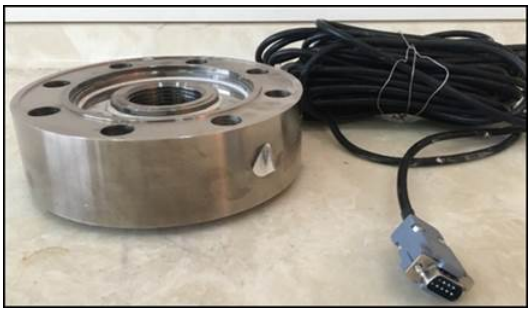
(b) güç ünitesi



(c) data logger



(d) deplasman ölçer



(e) yük ölçer



(f) yükleme seti

**Şekil 10.** Yükleme sistemi ve ölçüm ekipmanları

## 2. BÜYÜK ÖLÇEKLİ ARAZİ DENEY DÜZENEĞİ FARKLI TEMEL MÜHENDİSLİĞİ DENEYLERİ

İmalat süreçleri tamamlanan arazi yükleme düzeneği üzerinde farklı temeller ve yüklemeler altında büyük ölçekli deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda arazi deney düzeneğine yerleştirilen helisel kazıklar üzerinde basınç, çekme ve yanal yüklemeler altında deneyler yapılmıştır (Şekil 11). Benzer şekilde baret temellerin gömülü olduğu kum dolu yükleme havuzunda eksenel yükleme deneyleri yapılarak yük-deplasman eğrileri elde edilmiş, baret kazıkların davranışı belirlenmeye çalışılmıştır. Burada verilen iki örnek temel çeşidinin yanı sıra birçok temel türü kullanılarak yükleme deneyleri yapılabilmektedir.



**Şekil 11.** Farklı yüklemeler altında helisel kazık yükleme deneyleri

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında İskenderun Teknik Üniversitesi Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı bünyesinde oluşturulan "Geoteknik Arazi Laboratuvarı"nın tasarım ve inşa / imal süreçleri ve bu laboratuvar ortamında yapılabilecek deneyler ifade edilmiş, bu kapsamda elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- 2.5m x 2.3m x 2.8m (yükseklik x en x boy) boyutlarında olan arazi deney ortamında büyük ölçekli farklı temel boyutları ile deneysel çalışmalara olanak sağlayabilecek bir imkan sunulabilmektedir.
- Deney havuzları kum, kil, çakıl vb. gibi farklı zemin türlerinin yerleştirilebilmesi için uygundur.
- Arazi laboratuvar ortamında, kompaktör gibi araçlar kullanılarak tabakalı, gevşek, sıkı, kuru, suya doygun vb. zemin durumlarını oluşturulabilme imkanı sunulmaktadır.
- Özel olarak imal edilen reaksiyon kazıkları ve reaksiyon kiriş sistemi ile farklı yükleme koşulları (eksenel basınç, eksenel çekme, eksantrik, yanal vb.) altında yüklemeler geçekleştirilebilmektedir.
- Farklı temel tipleri (büyük ölçekli yüzeysel temel, derin temel vb.) ve temel konfigürasyonlarında (tekil, grup vb.) deneyler yapabilme imkanı bulunmaktadır.

## 6. TEŞEKKÜR

Bu çalışma, 218M571 numaralı proje kapsamında TÜBİTAK tarafından desteklenmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunarlar.

## KAYNAKLAR

Demir A. , Laman M. , Yildiz A. amd Örnek M. (2013), "Large scale field tests on geogrid reinforced granular fill underlain by clay soil", Geotextiles and Geomembranes, 38, 1-15.

Lanyi, S. A. (2017), Behavior of helical pile groups and individual piles under compressive loading in a cohesive soil. MSc Thesis, University of Alberta.

Li, W. and Deng, L. (2019). Axial load tests and numerical modeling of single-helix piles in cohesive and cohesionless soils. Acta Geotechnica, 14 (2), 461-475.

Lutenegger, A. J. (2011), Behavior of multi-helix screw anchors in sand. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 64th Canadian Geotechnical Conference, October 2-6, Toronto, Ontario, Canada.

Örnek M., (2009), Yumuşak kil zeminlerin geogrid donatı ile güçlendirilmesi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

Türedi Y., (2021), Basınç yüküne maruz helisel kazık davranışının laboratuvar ve arazi deneyleri ile araraştırılması. Doktora Tezi, İskenderun Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Hatay.

# INVESTIGATING THE EFFECTS OF LATERAL DEFORMATIONS IN CPS EMBANKMENTS ON SOIL ARCHING: A PARAMETRIC STUDY USING FINITE ELEMENT ANALYSIS

## KAZIKLARLA DESTEKLENMIŞ GELENEKSEL DOLGULARDA KEMERLENME MEKANIZMASI ÜZERINDE YATAY DEFORMASYONLARIN ETKISI: SONLU ELEMANLAR YÖNTEMI ILE PARAMETRIK ARAŞTIRMA

**Araz Salimnezhad[1], Mostafa Almasraf[2]**
**Safiye Feyza Cinicioglu[3], Ozer Cinicioglu[4]**

### ABSTRACT

The behavior and design of piled embankments constructed on soft soils are significantly influenced by soil arching, characterized by the redistribution of stresses between the yielding mass and the surrounding non-yielding soil. On the other hand, lateral spreading action within the embankment acts as another factor that influences the load distribution mechanism. Paying attention to the role of lateral deformations and stress axis rotation, this study investigated arching behavior in piled embankments under self-weight using nine FEM analyses under plane strain conditions. A series of Plaxis models were employed to examine the impact of geometry parameters such as embankment height and center-to-center pile spacing on arching evolution. The lateral earth pressure coefficients and horizontal deformations inside the fill were utilized to understand the center, shoulder, and toe arch formation mechanism. The results indicate that the lateral earth pressure coefficient can be a logical indicator of soil arching.
***Keywords:*** *Soil arching, piled embankments; principal stress directions, lateral earth pressure coefficient, horizontal deformation*

## 1. INTRODUCTION

Transportation systems play a critical role in modern societies, covering large distances and requiring unique considerations for their design. In particular, soil-structure interaction is a crucial factor in the design of transportation structures such as embankments, tunnels, and pipelines. Embankments are commonly built in lowland areas with soft and alluvial soils, making them susceptible to significant settlements and deformations. To address these challenges, two common approaches are used: controlled stage construction techniques (Indraratna et al. 2005, Oztoprak and Cinicioğlu 2005, Oser and Cinicioglu 2017) or embedding piles into the soft soil beneath the embankment (Han and Gabr 2002, Kelesoglu and Cinicioğlu 2010). The latter approach can facilitate soil arching, a phenomenon resulting from soil-structure interaction that has garnered academic interest in recent decades. Several studies have explored the economic and optimal use of piles beneath embankments and their potential to enhance soil arching. Nevertheless, the stability and durability of the load transfer system, which arise from arching, continue to be areas of ongoing research and demand further investigation (Van Eekelen et al. 2013, King et al. 2017).

Embankments supported by piles or containing high modulus columns are commonly referred to as "conventional pile-supported (CPS) embankments." CPS embankments are more efficient than the embankments built using the staged construction approaches as they can significantly reduce anticipated settlement and shorten the construction duration (Mesri and Choi 1985, Mesri et al. 1994, Fagundes et al.

[1] Department of Civil Engineering, Ozyegin University, Istanbul, Turkey, araz.salimnezhad@ozu.edu.tr
[2] Department of Civil Engineering, Ozyegin University, Istanbul, Turkey, mostafa.almasraf@ozyegin.edu.tr
[3] Department of Civil Engineering, Ozyegin University, Istanbul, Turkey, feyza.cinicioglu@ozyegin.edu.tr
[4] Department of Civil Engineering, Bogazici University, Istanbul, Turkey, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

2017, King et al. 2017). Additionally, CPS embankments can prevent local failure and deformation (Van Eekelen et al. 2020). In these systems, the load from the fill material is primarily transferred to the piles through the arching mechanism established in the granular fill, with only a minimal portion of the load being carried by the underlying soft soil (Hewlett and Randolph 1988, Van Eekelen et al. 2013). The arching mechanism plays a vital role in governing the behavior of these structures as it controls the stress distribution between soil and structural elements with different rigidities. Soil arching occurs due to the relative displacement of piles and soil. CPS embankment design and performance rely heavily on the arching mechanism, and several factors can impact the stability and performance of these formations (Rui et al. 2019).

In accordance with the Hewlett and Randolph (1988) model, the lateral earth pressure coefficient (k) can be categorized into three states within the arched zone between two piles. These K values correspond to the active, passive, and at-rest states for the points above the pile, above the subsoil, and above the equal settlement plane, respectively. Examining the variation of K values in both the horizontal and vertical directions inside the fill can effectively monitor the arching behavior and its geometry. Moreover, K values can provide a valuable means of interpreting pile efficiency and avoiding misinterpretation of evidence related to arching formation. Prior research on the behavior of CPS embankments has primarily focused on modeling specific sections of the embankments, typically the span between the centerlines of mid-piles, while assuming horizontally rigid side boundaries. Physical and numerical models, such as single or multi-trapdoor models, developed to investigate arching behavior were also restricted by horizontally constrained rigid side walls. Therefore, the effect of the embankment's lateral spreading (deformation) on soil arching and its behavior has been overlooked. Moreover, the piles located at the sides of embankments undergo considerable lateral deformation, resulting in a different arching behavior and consequently affecting the transfer of loads to the piles.
This study investigates the potential interrelationships between piles layout, embankment heights, horizontal displacement of the fill, piles' deflection, lateral earth pressure coefficient value, and arching evolution through parametric 2D finite element analyses. The parametric study comprises different embankment heights and pile spacings constructed over a specific soil profile. For this purpose, nine Plaxis 2D model tests were conducted, and the results are presented in this paper.

## 2. MAIN FEATURES OF THE PARAMETRICAL ANALYSES

The conventional pile-supported (CPS) embankment under self-weight in a plane strain 2D condition was modeled using the finite element method (FEM) based software Plaxis 2D Ultimate. The soil profile of Stanstead Abbots (Willow Plantation or Harlow) was selected as a well-documented case history to represent the soft ground over which the embankment will be constructed (Oztoprak and Cinicioglu 2007, Hird et al. 1995). The Stanstead Abbotts embankment was constructed in 1988 on very soft alluvial deposits with a height of 8.05 m in 274 days. The soil stratigraphy and geotechnical properties of Stanstead Abbotts are presented in Fig. 1 and Table 1, respectively. The groundwater table is located at a depth of 1.5 m beneath the ground surface. To focus on the arching behavior, the embankment's shoulder slopes were defined as 1:3 (V: H) to prevent potential slope instability.

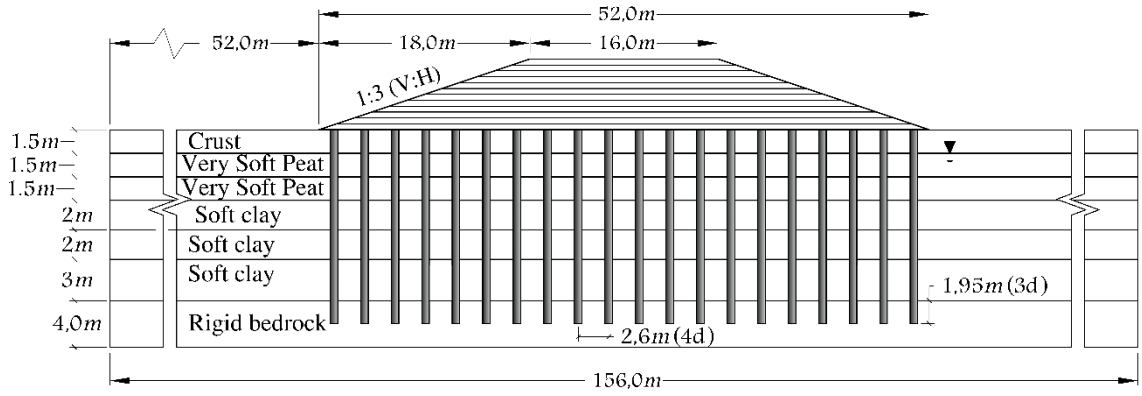



Figure 1. Considered embankment model.

The behavior of the soft ground beneath the embankment was modeled using the Soft Soil model with undrained loading stages followed by the consolidation stages in between. This model was found to be appropriate for simulating the settlement behavior of the soft peat and clay layers, which undergo consolidation in the presence of groundwater at a depth of 1.5m. The soft soil model is based on the Cam-Clay model and is particularly well-suited for modeling near-normally consolidated clays, silty clays, and peat, especially during primary compression scenarios. Changes in void ratio and therewith, in soil permeability during the consolidation process were considered using the void ratio dependency factor $C_k$ = 0.5 $e_0$ and defined as log $k$ = log $k_0$ – (($e_0$ – $e$)/$C_k$), where $k_0$ and $e_0$ represent the initial values of permeability and void ratio, respectively (Taylor 1948, Tavenas et al. 1983).,

The Modified swelling and compression indices defined as $\lambda^* = \lambda/(1+e)$ and $k^* = k/(1+e)$ are used in the Soft Soil model and differ from their original Cam-Clay counterparts, described by Burland (1965) as the modified parameters are a function of volumetric strain rather than the void ratio. Three different heights (6, 8, and 10m) were considered to analyze the behavior of the piled embankments resting on the considered soil profile. Stage construction technique was adopted, and sublayer thicknesses were chosen as 0.5m. After completion of the embankment construction, a final consolidation phase was allowed to let excess pore pressure dissipate.

Table 1. Material parameters for the piled embankment.

| Material | Soil Model | Unit weight | | Poisson's ratio | Permeability | Void ratio | Adopted from Hird et al., 1993 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\gamma_{unsat}$ (kN/m$^3$) | $\gamma_{sat}$ (kN/m$^3$) | $\nu_{ur}$ | $K_x$=$k_y$ (m/s) | $e_0$ | $\lambda^*$ | $\kappa^*$ | $\phi'$ (°) |
| Crust | Soft Soil | 13 | 16 | 0.15 | $2.5\times10^{-5}$ | 0.8 | 0.060 | 0.009 | 29 |
| Very soft peat | | 7.4 | 11.4 | 0.15 | $2.5\times10^{-5}$ | 7.3 | 0.147 | 0.006 | 34 |
| Very soft peat | | 7.4 | 11.4 | 0.15 | $2.5\times10^{-5}$ | 8.2 | 0.179 | 0.020 | 34 |
| Soft clay | | 13.2 | 16.2 | 0.15 | $2.5\times10^{-10}$ | 1.5 | 0.163 | 0.015 | 28 |
| Soft clay | | 13.2 | 16.2 | 0.15 | $2.5\times10^{-10}$ | 1.45 | 0.158 | 0.013 | 28 |
| Soft clay | | 13.2 | 16.2 | 0.15 | $2.5\times10^{-10}$ | 1.4 | 0.060 | 0.009 | 28 |
| Embankment fill | Hardening Soil | 16 | 19 | 0.2 | $4\times10^{-5}$ | 0.5 | $E_{50}^{ref}$ (kN/m$^2$) | $E_{oed}^{ref}$ (kN/m$^2$) | $E_{ur}^{ref}$ (kN/m$^2$) |
| | | | | | | | $25\times10^3$ | $25\times10^3$ | $75\times10^3$ |
| Bedrock | Mohr-Coulomb | 27 | 30 | 0.3 | - | 0.5 | $E'_{ref}$ (kN/m$^2$) | - | - |
| | | | | | | | $4.9\times10^6$ | | |
| Pile | Linear Elastic | 24 | 24 | 0.3 | - | - | $30\times10^6$ | - | - |

Consolidation proceeded until almost a full dissipation of the excess pore pressure state was reached, and the termination value was selected as 1 kN/m$^2$ for the excess porewater pressure. A reduction factor ($R_{inter}$) of 2/3$\phi'$ was applied on the shear strength angle of the soil surrounding the piles to define the interaction in the soil-structure system (Karthigeyan et al. 2007, Zheng et al. 2019, Jenck et al. 2007). A bedrock layer with a thickness of 3.95 m was placed at the bottom of the soft soil layers. The piles of 13.45 meters were considered to embed for a depth of 3d into the bedrock. The pile diameters (d) were taken as 0.65m across all models. The center-to-center spacing of the piles varied as 4d, 5d, and 6d (Table 1).

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

Figure 2a displays the variation in K values against the fill height through a vertical cross-section from the top to the bottom of the embankment centerline for a 4d pile spacing. The K value is 0.33 between the top of the embankment and 3.5m above the subsoil, which represents the critical active condition within this range. The active condition is controlling the behavior between 3.5m to 2.25m above the piles, while the fill is in a passive condition under a height of 2.25m above the subsoil. For the 8H-4d case, the K value is $K_p$=3 at a height of 0.8m above the subsoil, based on an internal friction angle of 30° for the fill material. Irrespective of fill height, the highest K value (greatest compression) for the 4d case lies in the 0.5m to 0.8m range above the subsoil.

The variation in K values with respect to the fill height through a vertical cross-section from the top to the bottom of the embankment fill centerline for the 5d pile spacing is depicted in Figure 2b. The K value is 0.33 between the top of the embankment and 4m above the subsoil, representing $K_a$ in this range. For all heights in the 5d spacing, the K value almost reached the critical $K_p$=3 at a height of 0.75m for 6m, and 10m fill heights, and at 1m above the subsoil for an 8m fill height. Under a height of approximately 3m above the subsoil, the fill is in a passive condition.

Figure 2c illustrates the variation in K values with respect to the fill height through a vertical cross-section from the top to the bottom of the embankment fill centerline for a 6d pile spacing. The K value is 0.33 between the top of the embankment and 4.5m above the subsoil, representing Ka in this range. For all heights in the 6d spacing, the K value almost reached the critical $K_p$=3 in the range of 0.8m to 1.2m above the subsoil. Under a height of approximately 3.5m above the subsoil, the fill is in a passive condition ($K_p$ >K> $K_0$).
The passive region (compression) is a key indicator of arching and mobilized shear strength. The thickness of the passive region increases with the increase of pile spacing. Therefore, increasing pile spacing for the same fill height will result in the arched shear bands (or force chains) reaching a higher height above the subsoil. However, the strongest part of the formed arches is located where the K value is closest to $K_p$, indicating the greatest compression of the soil grains.

Previous studies using trapdoor models or specific embankment sections have shown that, due to the rigidity of the side walls or boundaries, the K values through the same vertical cross-section start from $K_0$=0.5 and reach $K_p$ in the arching zone (Meena et al., 2020). This behavior is due to the limited horizontal deformation of soil in models with rigid side boundaries. In contrast, modeling the full-size embankment allows for lateral spreading of the fill from the centerline towards the sides, resulting in the formation of the active zone under the crest. The height above the subsoil that the arches reach their strongest mode (the greatest compression) increases with the increase of the pile spacing. This observed behavior is consistent with the Hewlett and Randolph (1988) model.

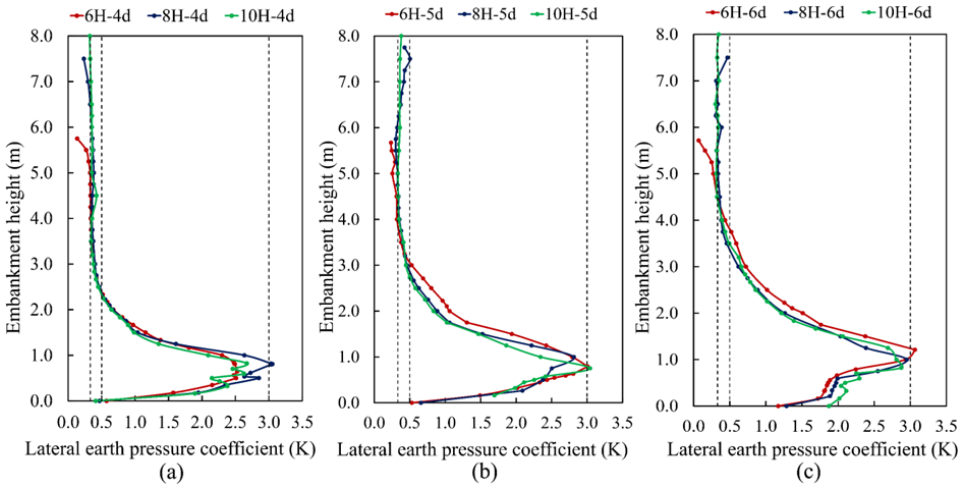



Figure 2. Lateral earth pressure at the embankment centerline for different heights for: a. 4d spacing; 5d spacing; 6d spacing.

Figure 3a illustrates the variation of the K value throughout the horizontal cross-sections in the right half of the 8H-4d embankment, extending from the centerline to the shoulder slope, at heights of 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, and 3m above the sub-soil. The figure also shows the change in the K value across the horizontal cross-section at the base of the 8m high embankment with no piles, and the location of the piles is included to aid in tracking the K values' alteration. The K values were averaged for the 0.5m high horizontal cross-section above the subsoil span. As shown in the 0.5m high cross-section, the K values almost reach the critical $K_p$=3 value at the central parts of the fill, indicating strong compression and a stable arch structure. However, the K value decreases towards the toe to almost half the $K_p$ on the same cross-section. The K value on the pile heads is also noteworthy, being equal to Ka=0.33 (active condition), indicating the punching of the piles into the embankment base. With an increase in the height of the horizontal cross-sections, the K value decreases due to the increased distance from the subsoil vertically, resulting in the K value being equal to $K_a$=0.33 at a height of 3m above the subsoil in the central part of the fill, indicating the decompression and degradation of the arches.

The K value variation for the non-piled 8m high embankment at the fill base exhibits that up to a 13m distance from the embankment centerline in the horizontal direction, the K value is almost identical to $K_a$, but beyond that point, the K value begins to increase (up to 2) as it approaches the toe. The absence of any high modulus structural element eliminates arching as a possible cause for the increased K value. Rather, the main reason for the increased K value is the inclined nature of the loads at the sloped part under the fill's shoulders. This is due to the fact that the magnitude of the vertical stress along the embankment base decreases from the centerline up to the toe, while the magnitude of the horizontal stress of the non-piled 8H embankment rises, moving from the centerline towards the toe. Over the range of 13.5m from the centerline, the horizontal stress is nearly constant at approximately 40 kN/m$^2$, and from 13m to 22m, this value grows to a peak of 95.5 kN/m$^2$, before decreasing steadily to 0 kN/m$^2$ at the edge of the toe. Consequently, the K value's increasing trend for the 8H-4d embankment along the horizontal cross-sections from the center towards the toe at a height beyond 1m is not exclusively due to arching, and the inclination of the fill shoulders has a much greater impact.

Figure 3b illustrates the total horizontal displacement values of the 8m high embankment at the base level for the piled (4d spacing) and non-piled cases. In the non-piled embankment, the displacement is negligible at the center, but it increases to a maximum value of 0.56m at a distance of 16.5m from the center and remains almost constant thereafter. In contrast, the model supported with piles shows significantly smaller horizontal displacement values, with a maximum of 0.04m (14 times smaller) due to the presence of high modulus elements (piles). The horizontal displacement trend of the piled embankment differs from the non-piled model. For the piled embankment, the horizontal displacement increases up to a distance of 17.5m from the center and remains constant (0.04m) up to a distance of 21.5m from the center before reaching a value of 0.016m over the last pile. The distance from the center at which the horizontal displacement starts to decrease from the maximum value is nearly the same as the onset point distance for horizontal stress reduction.

Figure 3c displays the principal stress direction and geometry of the arch structures formed at three locations along an 8m high embankment base with 4d pile spacing. The three locations are the center, mid-half, and toe of the embankment base and are labeled 1, 2, and 3, respectively. At the center of the fill, the principal stresses above the subsoil indicate a rotation to a horizontal state at a specific height above the subsoil centerline, forming an arched area that carries the burden of the fill portion above the arch structure. The arch has a symmetrical geometry, as indicated by the dashed lines representing shear bands emanating from the corners of the center piles (Figure 3-c1).
In the mid-half region, which almost coincides with the middle of the inclined fill shoulder, the inclined nature of the soil loads causes the directions of the principal stress to be not aligned vertically above the arching zone. As a result, the angle between the shear band trajectories (arch legs) with the pile heads is not equal for two consecutive piles, resulting in an asymmetrical parabolic geometry of the formed arch structure (Figure 3-c2).

In the span close to the toe, the principal stress directions are almost parallel to the slope of the inclined fill shoulders, resulting in ineffective overlapping to form an arch. Due to the low fill height at the toe part, the

arching was not fully mobilized, and the arch did not carry a noticeable burden (Figure 3-c3). The trajectory of the principal stress directions suggests that the arches extended to the fill surface.

Figure 3d shows the lateral deflection of piles at head level versus their distance from the centerline of the 8m high embankment for various pile spacing values. The pile deflection behavior was similar for all models, starting from approximately zero at the center, rising to a peak value under the middle of the inclined shoulder, and falling to a final value at the edge. The lateral deflection of piles reached its maximum value at a distance of 20m from the centerline and increasing the pile spacing resulted in higher pile deflection. The peak value of pile lateral deformation for 4d, 5d, and 6d cases was determined to be 2.8cm, 4.4cm, and 5.7cm, respectively.

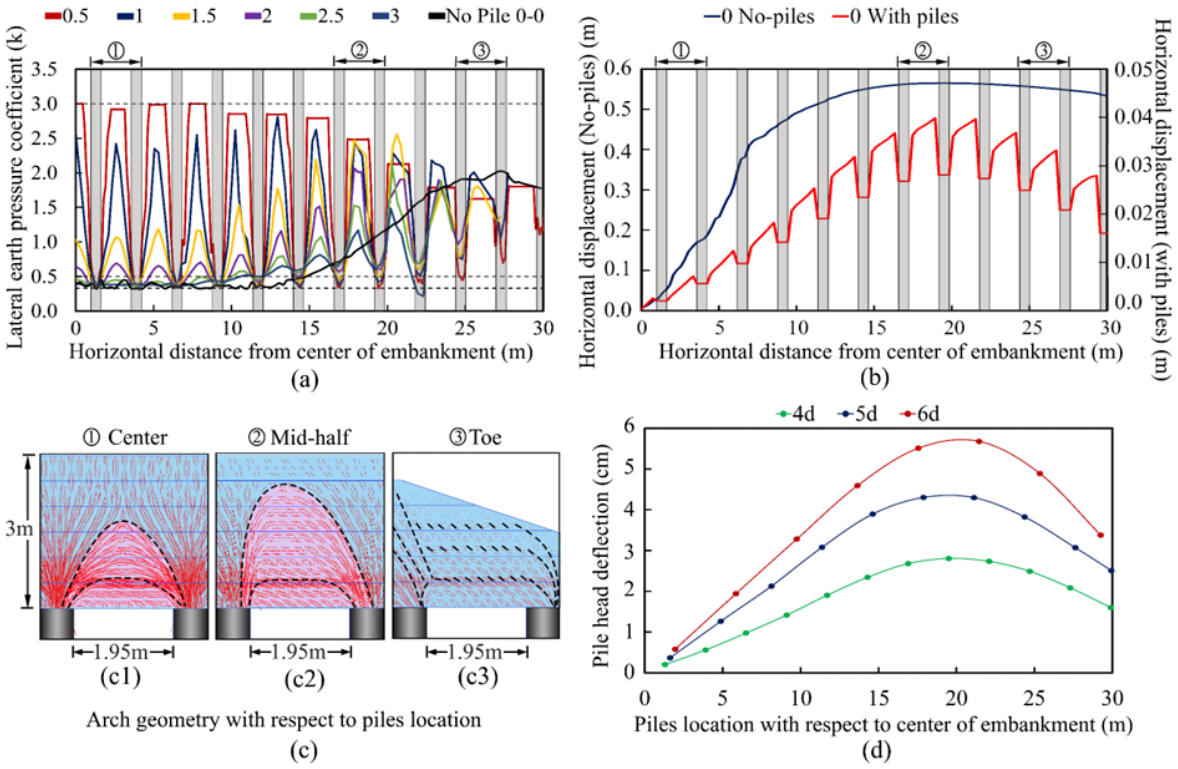



Figure 3. Numerical analyses results of (8m H-4d) embankment for: a. Lateral earth pressure along the embankment's half-length; b. Horizontal displacement of the embankment base; c. Principal stress directions for different pile location; d. Pile head deflection for different pile spacing.

Comparing and analyzing the geometries of various arch structures, it was noted that the height of the mid-half arch is greater than that of the central full arch, which agrees with the findings reported by Lai et al. (2018). Based on the observed changes in arch geometry depicted in Fig. 3c, it can be hypothesized that the reason for such variations is the dependence of arch geometry on the stress state. Higher levels of stress lead to more compact arch geometries.

## 4. CONCLUSIONS

This study presents a numerical investigation on the behavior of pile-supported embankments under plane strain conditions, focusing on soil arching. The study utilizes the Soft Soil model for soil layers beneath the embankment and Hardening Soil model to examine the evolution of soil arching. A parametric study is conducted to investigate the effects of varying parameters, such as pile spacing and embankment height, on the mechanism of soil arching formation. Based on the finite element analysis, the following conclusions can be drawn from this study:

The height and geometry of the arch was found to be considerably influenced by the piles' location and deflection in the embankment.

The height of the arching zone is increased by the increase of the pile spacing for a fixed fill height.

The main reason for the increased K value near the toe compared to the centerline is the inclined nature of the loads at the sloped part under the fill's shoulders not the arching behavior.

The principal stress directions successfully captured the distinct arch geometries at the embankment center, shoulders, and toes.

## ACKNOWLEDGMENT

*The authors would like to thank the Scientific and Research Council of Turkey (TUBITAK) for supporting this study with project number 122M040.*

## REFERENCES

Burland, J. B. (1965). The yielding and dilation of clay. correspondence, Géotechnique, 15(1), 211-214.

Chen, R. P., Liu, Q. W., Wu, H. N., Wang, H. L., and Meng, F. Y. (2020). Effect of particle shape on the development of 2D soil arching. Computers and Geotechnics, 125, 103662.

Fagundes, D. F., Almeida, M. S., Thorel, L., and Blanc, M. (2017). Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments. Geotextiles and Geomembranes, 45(2), 1-10.

Han, J., Bhandari, A., and Wang, F. (2012). DEM analysis of stresses and deformations of geogrid-reinforced embankments over piles. International Journal of geomechanics, 12(4), 340-350.

Han, J., and Gabr, M. A. (2002). Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 128(1), 44-53.

Hewlett, W. J., and Randolph, M. F. (1988). Analysis of piled embankments. In International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts (Vol. 25, No. 6, pp. 297-298). Elsevier Science.

Hird, C. C., Pyrah, I. C., Russell, D., and Cinicioglu, F. J. C. G. J. (1995). Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. Canadian Geotechnical Journal, 32(5), 795-807.

Indraratna, B., Sathananthan, I., Bamunawita, C., and Balasubramaniam, A. S. (2005). Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay. In Elsevier geo-engineering book series (Vol. 3, pp. 51-89). Elsevier.

Jenck, O., Dias, D., and Kastner, R. (2007). Two-dimensional physical and numerical modeling of a pile-supported earth platform over soft soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(3), 295-305.

Karthigeyan, S., Ramakrishna, V. V. G. S. T., and Rajagopal, K. (2007). Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(5), 512-521.

Kelesoglu, M. K., and Cinicioglu, S. F. (2010). Free-field measurements to disclose lateral reaction mechanism of piles subjected to soil movements. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(2), 331-343.

King, D. J., Bouazza, A., Gniel, J. R., Rowe, R. K., and Bui, H. H. (2017). Load-transfer platform behaviour in embankments supported on semi-rigid columns: implications of the ground reaction curve. Canadian Geotechnical Journal, 54(8), 1158-1175.

Lai, H. J., Zheng, J. J., Cui, M. J., and Chu, J. (2020). "Soil arching" for piled embankments: insights from stress redistribution behaviour of DEM modelling. Acta Geotechnica, 15, 2117-2136.

Lai, H. J., Zheng, J. J., Zhang, J., Zhang, R. J., and Cui, L. (2014). DEM analysis of "soil"-arching within geogrid-reinforced and unreinforced pile-supported embankments. Computers and Geotechnics, 61, 13-23.

Lai, H. J., Zheng, J. J., Zhang, R. J., and Cui, M. J. (2016). Visualization of the formation and features of soil arching within a piled embankment by discrete element method simulation. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A, 17(10), 803-817.

Lai, H. J., Zheng, J. J., Zhang, R. J., and Cui, M. J. (2018). Classification and characteristics of soil arching structures in pile-supported embankments. Computers and Geotechnics, 98, 153-171.

Low, B. K., Tang, S. K., and Choa, V. (1994). Arching in piled embankments. Journal of geotechnical engineering, 120(11), 1917-1938.

Meena, N. K., Nimbalkar, S., Fatahi, B., and Yang, G. (2020). Effects of soil arching on behavior of pile-supported railway embankment: 2D FEM approach. Computers and Geotechnics, 123, 103601.

Mesri, G., and Choi, Y. K. (1985). Settlement analysis of embankments on soft clays. Journal of Geotechnical Engineering, 111(4), 441-464.

Mesri, G., Lo, D. O. K., and Feng, T. W. (1994, January). Settlement of embankments on soft clays. In Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Part 2 (of 2) (pp. 8-56). Publ by ASCE.

Nunez, M. A., Briançon, L., and Dias, D. C. F. S. (2013). Analyses of a pile-supported embankment over soft clay: Full-scale experiment, analytical and numerical approaches. Engineering Geology, 153, 53-67.

Oztoprak, S., and Cinicioglu, S. F. (2005). Soil behaviour through field instrumentation. Canadian geotechnical journal, 42(2), 475-490.

Oztoprak, S., and Cinicioglu, S. F. (2007). Looking into an appropriate methodology for the embankment design and construction on soft soils. Lowland Technology International, 9(2, Dec), 21-28.

Oser, C., and Cinicioglu, S. F. (2017). Embankment Design Method Combining Limit-State Approach with Stress-Path Application. International Journal of Geomechanics, 17(4), 04016101.

Terzaghi, K. 1943. "Theoretical soil mechanics," John Wiley and Sons, New York, 11-15.

Van Eekelen, S. J. M., Bezuijen, A., and Van Tol, A. F. (2013). An analytical model for arching in piled embankments. Geotextiles and Geomembranes, 39, 78-102.

Van Eekelen, S. J. M., and Han, J. (2020). Geosynthetic-reinforced pile-supported embankments: state of the art. Geosynthetics International, 27(2), 112-141.

Zheng, G., Yang, X., Zhou, H., and Chai, J. (2019). Numerical modeling of progressive failure of rigid piles under embankment load. Canadian Geotechnical Journal, 56(1), 23-34.

# SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN SPT VE KAYMA DALGASI HIZI KULLANILARAK BELİRLENMESİ – İSTANBUL MİKROBÖLGELEME SAHA ÖRNEKLERİ

## DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL BASED ON SPT AND $V_S$ – MICROZONATION CASE STUDIES IN ISTANBUL

**Serdar GÜNAY[1], Burak ÇATLIOĞLU[2], Hakan MEHMETOĞLU[2], Kemal DURAN[2]**

## ÖZET

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından yürütülen mikrobölgeleme çalışmaları doğrultusunda yapılan doğal afet tehlikelerinin belirlenmesi çalışmalarından biri de sıvılaşma analizleridir. Sıvılaşmaya elverişli zemin tabakalarının tespiti için literatürde plastisite ve ince dane oranına dayanan birçok kriter yer almaktadır. Bu kriterler sınırlı veri setlerine, nispeten öznel değerlendirmelere ve tanımlara dayanarak hazırlandığı için dikkatle kullanılmalıdır. Sıvılaşma tetikleme potansiyelinin değerlendirilmesi için önerilen yöntemler, dinamik laboratuvar deneyleri (dinamik basit kesme ve dinamik üç-eksenli deney) ve saha deneyleri (SPT, CPT ve jeofizik yöntemler) olarak iki kategori altında incelenmektedir. Bu çalışmada sıvılaşmaya duyarlı olduğu değerlendirilen 30 noktada SPT ve kayma dalgası hızı kullanılarak sıvılaşma tetikleme potansiyelleri araştırılarak iki yöntemin avantaj ve dezavantajları irdelenmiştir. Çevrimsel yükler altında killerde yoğrulma ve aşırı boşluk suyu basıncı kaynaklı kayma mukavemetinde azalmalar gerçekleştiği bilinmektedir. Bu durumu temsilen çok kalın (>35 m) yumuşak ve orta katı kil tabakasının seçilen bir deprem kaydı etki ettirilerek sahaya özel zemin davranış analizi gerçekleştirilmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *sıvılaşma potansiyeli, kayma dalgası hızı, standart penetrasyon deneyi, sahaya özel zemin davranış analizi*

## ABSTRACT

Within the framework of microzonanation projects undertaken by the Istanbul Metropolitan Municipality, one of the essential analyses is liquefaction assessments. The methodologies proposed for assessing the liquefaction triggering potential are categorized into two primary groups: dynamic laboratory tests (including dynamic simple shear and dynamic triaxial tests) and field tests (encompassing SPT, CPT, and geophysical methods). This study focuses on examining the liquefaction triggering potential at 30 sites deemed sensitive to liquefaction, using SPT and $V_s$. Additionally, a comprehensive comparison of the advantages and disadvantages of these two methodologies are given. Under cyclic loads, it is well-established that clays might undergo shear strength reduction and excessive shear strains. To assess this phenomenon, a seismic site response analysis has been conducted, applying a selected seismic record to a particularly thick (>35 m) layer of soft and medium hard clay.
***Keywords:*** *liquefaction potential, shear wave velocity, standard penetration test, seismic site response analysis*

## 1. GİRİŞ

1964 Niigata ve Alaska depremleri sonrasında geoteknik deprem mühendisliği alanının önemli konularından biri haline gelen sıvılaşma ile ilgili çalışmalar geçtiğimiz 60 yılda önemli ilerlemeler kaydetmiştir. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş ve Hatay depremlerinde, Hatay-Antakya ve Adıyaman-Gölbaşı gibi bölgelerde zemin

[1] İnşaat Yüksek Mühendisi, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, serdar.gunay@ibb.gov.tr (sorumlu yazar)
[2] Jeofizik Yüksek Mühendisi, İstanbul Büyükşehir Belediyesi

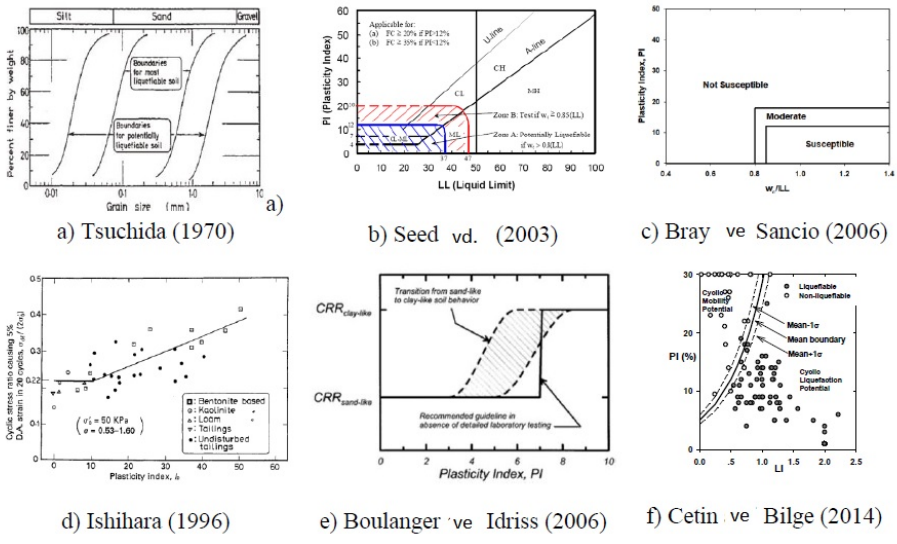
sıvılaşması nedeniyle binaların, temel özelliklerine bağlı olarak farklı boyutlarda etkilendikleri; yanal yayılma neticesinde yollarda ve altyapı sistemlerinde hasarların oluştuğu bildirilmiştir. Özellikle sismik aktivitenin yüksek olduğu, genç alüvyal çökeltilerden oluşan ovalar, nehir, deniz ve göl kenarları, yapay dolgu alanları sıvılaşma potansiyeli yüksek alanlardır. Genel kanı olarak, bir miktar ince daneli malzeme içeren kumlu zeminlerin sismik sıvılaşmaya duyarlı olduğu bilinmekle birlikte siltli ve killi zeminlerin, çakıllı zeminlerin ve kaya dolguların sıvılaşma potansiyelleri ile ilgili önemli çelişkiler ve karışıklıklar mevcuttur (Çetin, 2004).

Bu doğrultuda, bildiri kapsamında öncelikle mikrobölgeleme çalışmalarında, yeni yapıların tasarımında ya da mevcut yapıların sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde kullanılan, uygulamada kabul görmüş yöntemlerden standart penetrasyon test (SPT) sonuçları ve kayma dalgası hızı ($V_s$) değerleri kullanılarak gerçekleştirileni yöntemlerden bahsedilmiştir. Sonrasında İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından yürütülen mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında saha örnekleri verilerek bu iki analiz yönteminin sonuçları karşılaştırılmış ve yorumlanmıştır. Tam olarak sıvılaşmaya denk gelmese de deprem anında kohezyonlu zeminlerde mukavemet kaybına neden olan yumuşama olayı da örnek bir alan için DEEPSOIL programı kullanılarak çalışılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

## 2. SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

Sıvılaşma potansiyeli, yapı özelinde tasarım ve değerlendirme ile mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında arazi kullanımı ve planlama olmak üzere iki amaç için belirlenir. Her iki amaç benzer yöntemler içerse de mikrobölgeleme çalışmaları planlamadan sorumlu otoritenin işlerini kolaylaştırmak için sıvılaşma tehlikesi içeren bölgelerin tespitini ve haritalanmasını da kapsar.

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinin ilk aşaması sıvılaşmaya karşı duyarlılığın (susceptibility) değerlendirilmesidir. Sıvılaşmaya duyarlı zeminlerin çoğunlukla plastik olmayan (kohezyonsuz) zeminler olduğu kabul edilmiştir. Temiz kumların potansiyel olarak sıvılaşabilirliği uzun zamandır bilinmekle birlikte siltli ya da siltli killi kumlar ile çakıllı zeminlerin sıvılaşabilirliği konusunda halen bir anlaşmazlık söz konusudur. Sıvılaşmaya elverişli zemin tabakalarının tespiti için literatürde plastisite ve ince dane oranına dayanan birçok kriter yer almaktadır (Çetin v.d., 2023) (Şekil 1). Bu kriterler sınırlı veri setlerine, nispeten öznel değerlendirmelere ve tanımlara dayanarak hazırlandığı için dikkatle kullanılmalıdır.




a) Tsuchida (1970) b) Seed vd. (2003) c) Bray ve Sancio (2006)

d) Ishihara (1996) e) Boulanger ve Idriss (2006) f) Cetin ve Bilge (2014)

Şekil 1. Sıvılaşmaya karşı duyarlılık kriterleri a) temiz, iri daneli zeminler ve b-f) ince dane içeren zeminler

Bu çalışma kapsamında incelenen bölgelerin sıvılaşmaya karşı duyarlılığının değerlendirilmesinde TBDY 2018'deki kriterler dikkate alınmıştır. TBDY (2018) belirli deprem tasarım sınıfları (DTS) (Kısa periyot tasarım spektral ivmesi, $S_{DS}$≥0.50) ve zemin grupları (ZD, ZE ve ZF) için sıvılaşma potansiyelinin bulunup bulunmadığının incelenmesini zorunlu tutmuştur. Yönetmelikte sıvılaşma, yeraltı su seviyesi altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu (PI<%12) zeminlerin deprem

sarsıntısı altında, boşluk suyu basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki önemli oranda azalış olarak tanımlanmıştır.

Sıvılaşmaya duyarlı olduğu değerlendirilen alanların tespitinden sonra deprem etkisinde meydana gelecek sıvılaşma talebi ile zeminin sıvılaşmaya karşı direnci karşılaştırılır ve bir güvenlik sayısı ortaya konulur. TBDY (2018)'te sıvılaşmaya karşı kayma direnci ($\tau_R$) ve zeminde depremden dolayı oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi ($\tau_{deprem}$) kavramları tanıtılarak, sıvılaşma karşı güvenlik koşulu $\tau_R/\tau_{deprem} \geq 1.10$ olarak verilmiştir.

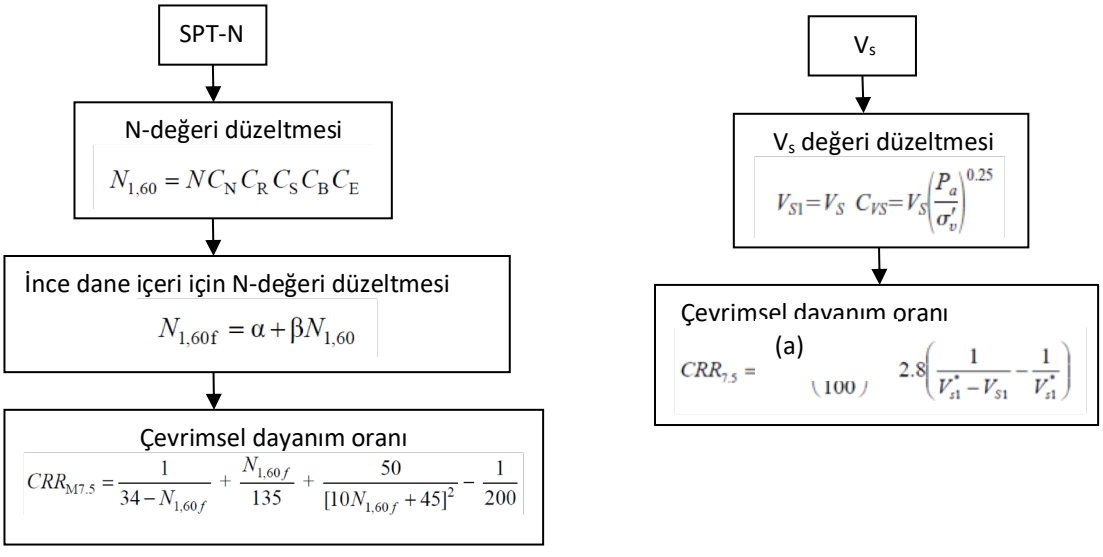
Ülkemizdeki mevzuat ve uygulama el kitaplarında önerilen sıvılaşma tetikleme potansiyelinin değerlendirilmesi yöntemleri; dinamik laboratuvar deneyleri (dinamik basit kesme ve dinamik üç-eksenli deneyi) ve saha deneyleri (SPT, CPT ve jeofizik yöntemler) olarak ikiye ayrılmaktır. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde laboratuvar deneyleri örselenmemiş numune almadaki güçlükler ve deprem durumundaki zemin durumunun deney esnasında temsiliyle ilgili problemler nedeniyle analizlerde tavsiye edilmemekte, arazi gözlemleri ve arazi deneyleri arasındaki korelasyona ve geniş veri tabanına dayanan saha deneyleri tavsiye edilmektedir. Örnek kalitesinin iyi olduğu geniş bir veri tabanına dayanan bir yöntem diğer yöntemlere göre daha güvenilirdir.

TBDY (2018)'te zeminde depremden dolayı oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi ($\tau_{deprem}$) hesabı için Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilen yöntem sunulmuştur (Denklem 1).

$$\tau_{deprem}=0.65\ \sigma_{vo}\ (0.4S_{DS})r_d \quad (1)$$

Bu çalışmada sıvılaşma direncinin hesabı için TBDY (2008)'te sunulan SPT deney sonuçlarının ve Andrus vd. (2000) tarafından geliştirilen kayma dalgası hızının kullanıldığı yöntemlerin algoritmaları aşağıda sunulmuştur. İki yöntemde de çevrimsel dayanım oranı bulunduktan sonra öngörülen deprem büyüklüğüne göre düzeltme yapılarak sıvılaşmaya karşı kayma direnci ($\tau_R$) hesaplanmaktadır (Denklem 2).

$$\tau_{deprem}=CRR_{M7.5}\ C_M\ \sigma_{vo}' \quad (2)$$




Şekil 2. Çevrimsel dayanım oranı hesabı için SPT deney sonuçlarının(a) ve kayma dalgası hızının(b) kullanıldığı algoritmalar

Sıvılaşma olasılığını "sıvılaşabilir" ve "sıvılaşmaz" olarak dar bir sınır içerisinde tanımlayan sıvılaşma karşı güvenlik koşulu kontrol edildikten sonra, mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında incelenen bölgenin sıvılaşma tehlikesini göstermek için sıvılaşma tehlike indeksi ($L_I$) belirlenerek sıvılaşma tehlike haritaları oluşturulur (Iwasaki vd., 1982; Sönmez, 2003). Sıvılaşma tehlike indeksinin arkasındaki temel mantık,

"sıvılaşabilen tabaka kalın, yüzeye yakın ve sıvılaşma güvenlik sayısı (FS) 1'den ne kadar küçükse yapılarda meydana gelecek hasar da o kadar fazla olacaktır" şeklinde açıklanabilir (Denklem 3).

$$L_I = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \tag{3}$$

Tablo 1. Sıvılaşma Tehlike İndeksleri

| Iwasaki vd., 1982 | | Sönmez, 2003 | |
|---|---|---|---|
| 0 | Çok düşük | 0< $L_I$ <2 | Düşük |
| 0< $L_I$ <5 | Düşük | 2< $L_I$ <5 | Orta |
| 5< $L_I$ <15 | Yüksek | 5< $L_I$ <15 | Yüksek |
| $L_I$ >15 | Çok yüksek | $L_I$ >15 | Çok yüksek |

## 3. İSTANBUL MİKROBÖLGELEME SAHA ÖRNEKLERİ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından yürütülen mikrobölgeleme çalışmaları kapsamındaki SPT, Sismik Kırılma ve laboratuvar deney verileri kullanılarak sıvılaşma duyarlılığının yüksek olduğu değerlendirilen 30 noktada sıvılaşma potansiyelini irdelemek amacıyla sıvılaşma tehlike indeksleri hesaplanmıştır.

Tablo 2. Sıvılaşma Tehlike İndeksleri Karşılaştırmaları

| Nokta | Zemin Sınıfı | Standart Penetrasyon Deneyi | | Kayma Dalgası Hızı | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Iwasaki (1982) | Sönmez (2003) | Iwasaki (1982) | Sönmez (2003) |
| **1** | ZC | 23.84 (Çok Yüksek) | 23.84 (Çok Yüksek) | 19.2 (Çok Yüksek) | 19.2 (Çok Yüksek) |
| **2** | ZD | 57.83 (Çok Yüksek) | 57.83 (Çok Yüksek) | 20. 3 (Çok Yüksek) | 20. 3 (Çok Yüksek) |
| **3** | ZE-ZF | 57.2 (Çok Yüksek) | 57.2 (Çok Yüksek) | 65.8 (Çok Yüksek) | 65.8 (Çok Yüksek) |
| **4** | ZD | 75.5 (Çok Yüksek) | 75.5 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) |
| **5** | ZC | 60.67 (Çok Yüksek) | 60.67 (Çok Yüksek) | 11. 3 (Yüksek) | 11. 3 (Yüksek) |
| **6** | *ZD* | *37.14 (Çok Yüksek)* | *37.14 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **7** | ZD | 15.99 (Çok Yüksek) | 15.99 (Çok Yüksek) | 27.7 (Çok Yüksek) | 27.7 (Çok Yüksek) |
| **8** | ZD | 0 (Çok Düşük) | 0 (Düşük) | 3.7 (Çok Düşük) | 3.7 (Orta) |
| **9** | ZD | 34.64 (Çok Yüksek) | 34.64 (Çok Yüksek) | 26.7 (Çok Yüksek) | 26.7 (Çok Yüksek) |
| **10** | ZD | 10.59 (Yüksek) | 10.59 (Yüksek) | 16.5 (Çok Yüksek) | 16.5 (Çok Yüksek) |
| **11** | ZD | 23.39 (Çok Yüksek) | 23.39 (Çok Yüksek) | 24.6 (Çok Yüksek) | 24.6 (Çok Yüksek) |
| **12** | ZE-ZF | 55.10 (Çok Yüksek) | 55.10 (Çok Yüksek) | 86.9 (Çok Yüksek) | 86.9 (Çok Yüksek) |
| **13** | ZE-ZF | 59.2 (Çok Yüksek) | 59.2 (Çok Yüksek) | 84.7 (Çok Yüksek) | 84.7 (Çok Yüksek) |
| **14** | ZD | 37.26 (Çok Yüksek) | 37.26 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) | 21.0 (Çok Yüksek) |
| **15** | ZD | 69.87 (Çok Yüksek) | 69.87 (Çok Yüksek) | 50.8 (Çok Yüksek) | 50.8 (Çok Yüksek) |
| **16** | ZE-ZF | 75.02 (Çok Yüksek) | 75.02 (Çok Yüksek) | 92.2 (Çok Yüksek) | 92.2 (Çok Yüksek) |
| **17** | ZD | 0.01 (Çok Düşük) | 0.26 (Düşük) | 0.2 (Çok Düşük) | 0.3 (Düşük) |
| **18** | *ZD* | *36.14 (Çok Yüksek)* | *36.14 (Çok Yüksek)* | *2.2 (Çok Düşük)* | *2.2 (Orta)* |
| **19** | *ZD* | *29.2 (Çok Yüksek)* | *29.2 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **20** | *ZC* | *27.87 (Çok Yüksek)* | *27.87 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **21** | *ZC* | *15.68 (Çok Yüksek)* | *15.68 (Çok Yüksek)* | *0 (Çok Düşük)* | *0 (Düşük)* |
| **22** | ZD | 30.52 (Çok Yüksek) | 30.57 (Çok Yüksek) | 45.1 (Çok Yüksek) | 45.1 (Çok Yüksek) |
| **23** | ZE-ZF | 59.29 (Çok Yüksek) | 59.29 (Çok Yüksek) | 72.1 (Çok Yüksek) | 72.1 (Çok Yüksek) |
| **34** | ZE-ZF | 51.41 (Çok Yüksek) | 51.41 (Çok Yüksek) | 63.9 (Çok Yüksek) | 63.9 (Çok Yüksek) |
| **35** | ZD | 27.3 (Çok Yüksek) | 27.3 (Çok Yüksek) | 20.1 (Çok Yüksek) | 20.1 (Çok Yüksek) |
| **26** | *ZD* | *15.39 (Çok Yüksek)* | *15.62 (Çok Yüksek)* | *2.1 (Çok Düşük)* | *2.1 (Orta)* |
| **27** | ZD | 22.01 (Çok Yüksek) | 22.26 (Çok Yüksek) | 19.4 (Çok Yüksek) | 19.4 (Çok Yüksek) |
| **28** | ZD | 31.04 (Çok Yüksek) | 31.04 (Çok Yüksek) | 49.5 (Çok Yüksek) | 49.5 (Çok Yüksek) |
| **29** | ZE-ZF | 28.67 (Çok Yüksek) | 28.67 (Çok Yüksek | 42.2 (Çok Yüksek) | 42.2 (Çok Yüksek) |
| **30** | ZD | 37.89 (Çok Yüksek) | 37.89 (Çok Yüksek) | 33.8 (Çok Yüksek) | 33.9 (Çok Yüksek) |

Sıvılaşmaya duyarlı zemin tabakalarının tespiti için literatürde plastisite ve ince dane oranını dikkate alan birçok çalışma yer almaktadır. Çetin ve Bilge (2016) PI <30 zeminlerin sıvılaşabildiğini, bu değerin ötesindeki zeminlerin ise sıvılaşmaz olduğunu ancak devirsel hareketliliğe (cyclic mobility) maruz kalabileceklerini belirtmiştir. Çalışmaya konu olan noktaların seçiminde Çetin ve Bilge (2016) sıvılaşma duyarlılığı kriterleri kullanılmıştır.

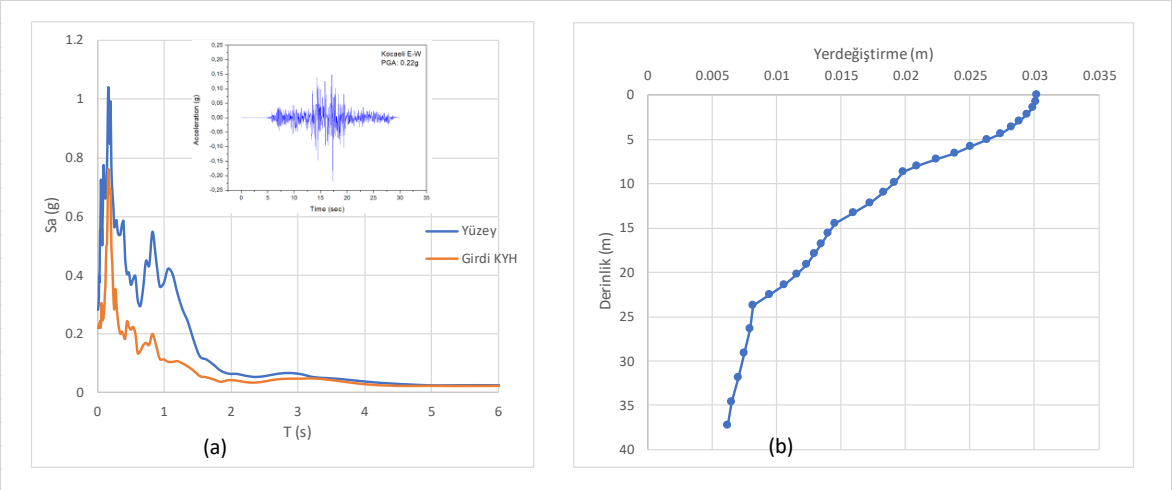
## 4. SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞ ANALİZİ

Sıvılaşmaya duyarlı olmadığı halde kayma dalgası hızının düşük olduğu zeminlerde çevrimsel yükler altında meydana gelen şekil değiştirmelerin ve taşıma gücü kayıplarının incelenmesi amacıyla DEEPSOIL programı kullanılarak zemin davranış analizleri yapılmıştır.

Örnek olarak seçilen noktadaki zemin profili ve litolojinin büyük bir kısmını oluşturan kil birimlerin zemin özellikleri aşağıda verilmiştir (Tablo 3). Çok kalın (>35 m) yumuşak ve orta katı kil tabakasında seçilen bir deprem kaydı (1999 Kocaeli Depremi EW Kozlu-PGA:0.22g) etki ettirilerek bir boyutlu doğrusal olmayan (NL) sahaya özel zemin davranış analizi gerçekleştirilmiştir. Anakaya ve yüzey için çizilen zemin davranış spektrumlarında (Şekil 3.a) çevrimsel yükleme sonrasında zeminde meydana gelen amplifikasyon ve yer değiştirme derinlik grafiğinde (Şekil 3.b) zemin yüzeyinde meydana gelen yer değiştirmeler görülmektedir.

Tablo 3. Seçilen Noktanın Zemin Özellikleri

| Derinlik (m) | Litoloji | $V_s$ (m/s$^2$) | $s_u$ (kN/m$^3$) | g (kN/m$^3$) | PI (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **0 - 8.7** | Organik Kil | 92 | 43 | 14 | 52.4 -6 4.1 |
| **8.7 - 23.7** | Yumuşak Kil | 148 | 55 | 15 | 37-53.9 |
| **23.7 - 38** | Katı Kil | 329 | 70 | 17 | 21-37 |




Şekil 3. (a) zemin davranış spektrumu (b) en büyük yer değiştirmeler

## 5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Sıvılaşma direncinin hesabı için SPT sonuçlarının ve $V_s$'nin kullanıldığı iki yöntemin de avantaj ve dezavantajları vardır. Sadece sismik ölçümlerin mümkün olduğu ya da çok geniş alanların çalışıldığı durumlarda; aynı zamanda SPT sonuçlarının güvenilir olmayabileceği çakıllı zeminlerde $V_s$'ye göre yapılan sıvılaşma potansiyeli analizleri tercih edilebilir. Ancak $V_s$'nin küçük şekil değiştirme (<0.001%) bölgesinde ölçüldüğü, sıvılaşmanın ise büyük şekil değişmelerin gerçekleştiği (>1%) bir olay olduğu unutulmamalıdır. Bir diğer nokta ise sıvılaşmaya duyarlı ince tabakaların bazı durumlarda $V_s$ ölçümlerinde tespit edilememesidir. SPT sonuçlarına göre yapılan değerlendirme ise özellikle enerji düzeltmesi olmak üzere SPT-N düzeltmelerinden oldukça etkilenmektedir.

İncelenen noktaların %80'inde SPT-N ve $V_s$ ile yapılan analizlerin birbiriyle uyumlu olduğu; iki yöntemin farklı sonuçlar verdiği, yani düşük ve yüksek sıvılaşma tehlikesinin birlikte hesaplandığı durumlarda ise bazı tabakalardaki çakıllı birimlerin yüksek SPT-N okumalarına neden olduğu ya da yüksek sismik hızlar arasındaki sıvılaşmaya duyarlı ince tabakaların $V_s$ ölçümlerinde tespit edilemediği görülmüştür. Dolayısıyla bir bölgenin sıvılaşma potansiyeli incelenirken kullanılan yöntemin avantaj ve dezavantajları dikkate alınmalı, mümkünse sonuçlar ikinci bir yöntemle doğrulanmalı ve zemin profili mümkün olduğunca doğru ortaya konmalıdır.

Çevrimsel yükler altında killerde yoğrulma ve aşırı boşluk suyu basıncı kaynaklı kayma mukavemetinde azalmalar gerçekleştiği bilinmektedir. Kil oranı yüksek zeminlerde parçacık yapısı, mineral bileşimi ve yapışma kuvvetleri literatürde tanımlanan sıvılaşma (flow liquefaction) olayını önleyebilir. Ancak deprem anında kohezyonsuz zeminlerle birlikte kohezyonlu zeminlerde de devirsel hareketlilik (cyclic mobility) ve kohezyonlu zeminlerde devirsel yumuşama (cyclic softening) nedenli deformasyonlar ve taşıma gücü kayıpları gerçekleşebilir. Örneğin bu çalışma kapsamında seçilen noktada gerçekleştirilen bir boyutlu doğrusal olmayan zemin davranış analizi sonuçlarında, kil tabakasında %0.4'e ulaşan kayma şekildeğiştirmeleri gözlemlenmiştir. Netice itibariyle sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerle beraber bulunan bu zeminlerin sıvılaşmaya duyarlı olmadığı değerlendirilerek oluşabilecek büyük deformasyonların göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

## KAYNAKLAR

Çetin, K. Ö. (2004). "Sismik Zemin Sıvılaşmasını Değerlendirme Yöntemleri. Belediyeler için Sismik Mikrobölgeleme Örnek Uygulamalar ", Afet işleri Genel Müdürlüğü.

Çetin, K. Ö., Ilgaç, M. ve Can, G. (2023). "Probabilistic Models for Seismic Soil Liquefaction Susceptibility", PEER Workshhop on Liquefaction Susceptibility.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018), Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar.

Seed, H.B. ve Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE 97, SM9, 1249-1273.

Andrus, R. D., Stokoe II, K. H. (2000). "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", 126(11), 1015-1025.

Iwasaki, T., Arakawa, T., & Tokida , K. (1982). "Simplified procedures for assessing soil liquefaction during Earthquakes", Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering,925-939.

Sonmez, H. (2003), "Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)", Environmental Geology, 44, 862-871.

Çetin, K. Ö. ve Bilge, H.T. (2014). "Recent Advances in Seismic Soil Liquefaction Engineering", In: Ansal, A. (eds) Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, vol 34. Springer, Cham.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., ve Park, D. (2020) "DEEPSOIL 7.0, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# ANKRAJLI DERİN KAZI STABİLİTESİNİN GÜVENİLİRLİK ANALİZLERİ İLE İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF THE RELIABILITY OF AN ANCHORED DEEP EXCAVATION BY STABILITY ANALYSES

**Tuba TEKE[1], Pelin ÖZENER[2], Mehmet M.BERİLGEN[3]**

## ÖZET

Bu bildiride ankrajlarla desteklenen derin kazıların stabilitesinin güvenilirlik analizleri ile belirlenmesi ele alınmıştır. Bu kapsamda, kum zeminde yer alan tek sıra öngerme ankrajlı bir destekleme sisteminin güvenilirliği Monte Carlo Benzeşimi dikkate alınarak yapılan stabilite analizleri ile incelenmiştir. Stabilite analizleri Kranz Blok Göçme ve Mukavemet Azaltımı yaklaşımları ile yapılmıştır. Analizler Python Ekosistemi ile gerçekleştirilmiştir. Dört aşamada hesaplamaları gerçekleştiren bu kod, birinci aşamada öngerme ankrajlı destekleme sisteminin limit dengeye dayalı olarak boyutlandırmakta, ikinci aşamada Kranz Yöntemi ile blok göçme analizi yapmakta, üçüncü aşamada verilen bilgiler ve hesaplanan verileri Plaxis 2D yazılımına aktararak adımsal sayısal analizler gerçekleştirmesini sağlamakta ve son aşamada Monte Carlo Simülasyonu ile ikinci ve üçüncü aşamadaki hesapların yinelenmesini organize ederek sonuçları oluşturduğu database'e aktarmakta ve grafikler çizdirmektedir. Homojen kumun kayma mukavemeti açısı($\phi$) ve tanjant elastistite modülünün ($E_{50}^{Ref}$) olasılık dağılım fonksiyonları hesaplarda girdi olarak tanımlanmıştır. $\phi$ için log-normal dağılım, $E_{50}^{Ref}$ için normal dağılım dikkate alınmıştır. Adezyon açısı ($\delta$) kayma mukavemeti açısına, ödometre ve boşaltma modülleri ($E_{oed}^{Ref}$, $E_{ur}^{Ref}$) tanjant elastisite modüllerine bağlı olarak dikkate alınmıştır. Analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayıları ile maksimum yanal yer değiştirmeler dikkate alınarak grafikler çizdirilmiş ve güvenlik sayıları ile kazının toptan göçme olasılığı ve güvenilirlik indeksi ($\beta$) hesaplanmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Kazı Destekleme Sistemleri, İksa Yapıları, Ankrajlı Perdeler, Güvenilirlik Analizi, Olasılık Hesapları*

## ABSTRACT

This paper investigates the reliability of a deep excavation supported by an anchored wall on sandy ground. Stability analyses were done using Monte Carlo Simulations for a single-row prestressed anchor. Python code was utilized for calculations in four steps. First, dimensions of the anchorage system were defined using limit equilibrium analysis. Then, block failure analysis was performed using the Kranz method. In the third step, numerical calculations were conducted with Paxis 2D using previous data. The fourth step involved Plaxis automation for stability analysis in Monte Carlo simulations, creating graphs, and storing results in the database. Probability distribution functions were used for shear strength angle ($\phi$) and tangent modulus of elasticity ($E_{50}$Ref), with log-normal and normal distributions considered. Adhesion angle ($\delta$) depended on the shear strength angle, while odometry and release moduli ($E_{oed}^{Ref}$, $E_{ur}^{Ref}$) were based on the tangential elastic modulus. The factor of safety and the factor of maximum lateral displacement are plotted. Estimate the general failure probability and block failure probability for excavation and calculate the ($\beta$)-reliability index.
***Keywords:*** *Excavation Support Systems, Shoring Structures, Anchored Curtains, Reliability Analysis, Probability Calculations*

[1] İnşaat Y.Müh, ..Şirketi, teketuba8@gmail.com (Sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fak., İnşaat Müh. Böl.
[3] Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fak., İnşaat Müh. Böl. (Emekli)

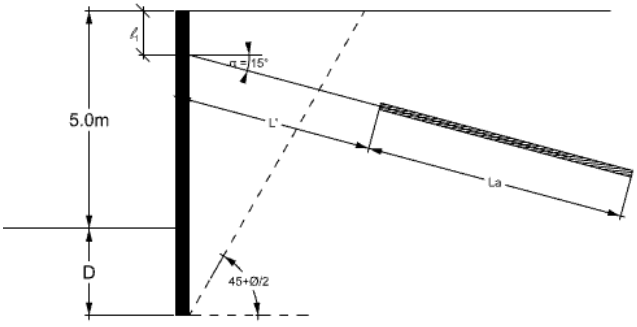
## 1. GİRİŞ

Derin kazıların öngermeli ankrajlarla desteklenmesi, geoteknik mühendisliğinde yaygın bir uygulamadır. Bu yönetmelik veya standartlarda yük ve jeolojik ortamdaki belirsizlikler ile uygulama hatalarının meydana getireceği olumsuzlukları önlemek için tasarımda güvenlik sayısı ve/veya yük-malzeme katsayıları kullanılmasını zorunlu kılmaktadır. Aynı zamanda inşaat yönetimi, hukuk ve sigorta işlemleri için risklerin rakamsal olarak ifade edilmesi gerekebilir. Gelişen bilişim olanakları, olasılığa dayalı analizlerin kullanımını artırarak Excel, MATLAB, R programming, Python gibi programlama dilleri ile kolaylıkla gerçekleştirilmesini sağlamıştır. Bu sayede sonlu elemanlar yöntemi gibi nonlineer mühendislik problemlerinin olasılık veya güvenilirlik analizleri hızlı ve etkili bir şekilde yapılabilir. Schweiger ve Thurner (2007) Plaxis yazılımı ile bir konsol palplanşla desteklenen kazı ve bir tünel kazısının nümerik simülasyonu için Nokta Tahmin Yöntemi ile olasılığa dayalı sayısal analizler yaparak bu konuda geoteknik mühendisliğindeki ilk çalışmalardan birini gerçekleştirmişlerdir. Ankrajlı destekleme sistemlerinin güvenilirlik analizleri ile incelenmesi konusunda Cherubini (1999), Cushing vd. (2003), Basha ve Babu (2008), Aslay(2013), Rippi ve Teixeria (2016), Bozkurt ve Akbaş (2023), Low(2005), Schweckendiek vd. (2006), Rippi (2016), Sert vd. (2016), Sekhavatian ve Choobbasti (2018), Chai (2019), Roy ve Hazra (2019) tarafından yapılan çalışmalar dikkate değerdir.

Bu bildiride öngerme ankrajla desteklenen bir derin kazının stabilitesinin güvenilirlik analizleri ile belirlenmesi ele alınmıştır. Bu kapsamda, kum zeminde yer alan tek sıra öngerme ankrajlı bir destekleme sisteminin güvenilirliği Monte Carlo Benzeşimi dikkate alınarak yapılan blok göçme ve sayısal analizler ile incelenmiştir. Stabilite analizleri Kranz Blok Göçme ve Mukavemet Azaltımı yaklaşımları ile yapılmıştır. Dikkate alınan öngerme ankrajlı destekleme yapısının güvenirliğe göre tasarımı için limit dengeye dayalı olarak destekleme elemanlarının boyutlandırılması yapıldıktan sonra stabilite tahkikleri ile olası güvenlik durumu hesaplanmıştır. Stabilite tahkikleri blok göçme ve mukavemet azaltımı yöntemleri ile gerçekleştirilmiştir. Blok göçme analizinde Kranz Yöntemi esas alınmış, mukavamet azaltımı ile stabilite analizi ise sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis ticari yazılımı ile, elasto-plastik zemin davranışı dikkate alınarak yapılmıştır. Tüm bu hesap adımları Python programlama dili ile yazılan bir kod ile yürütülmüştür. Bu kod destekleme sisteminin limit dengeye göre boyutlandırılmasını standartlara uygun şekilde iterasyonla bulduktan sonra blok göçme analizleri ve olasılık hesaplarını yapmakta ve Plaxis yazılımının otomasyonunu sağlayarak onunla bilgi alışverişi yapabilmektedir.

## 2. DESTEKLEME SİSTEMİ

Dikkate alınan öngerme ankrajlı perde 5m yüksekliğinde olup bir homojen kum zeminde yer aldığı kabul edilmiştir. Destekleme sisteminin geometrisi Şekil 1'de verilmiştir. Şekil 1'de verilen destekleme sistemi perdenin gömülü ucunun zemine sabit mesnetlendiği kabulü ile yapılan limit denge analizi ile boyutlandırıllmıştır. Destekleme sisteminin boyutlandırılması için yapılan analizlerin ayrıntıları aşağıda açıklanmıştır.




Şekil 1. Dikkate alınan öngerme ankrajlı destekleme sistemi

## 3. MALZEME PARAMETRELERİ

Deterministik analizlerde ve güvenilirlik analizlerinde kum zemin için göz önüne alınan malzeme parametreler Tablo 1'de verilmiştir. Bu malzeme değerleri Brinkgreve vd. (2010) ile Phoon ve Kulhawy(1999) tarafından yapılan çalışmalardan alınmıştır. Güvenilirlik analizleri için kayma mukavemeti açısı ve elastisite modüllerinin

olasılık dağılım fonksiyonları dikkate alınmıştır. Sayısal analizlerde Hardening Soil Model bünye modeli kullanıldığından tanjant modülü $E_{50}$Ref 'e bağlı olarak referans ödometre modülü ($E_{oed}$Ref = $E_{50}$Ref) ve referans boşaltma modülü ($E_{ur}$Ref = 3$E_{50}$Ref) değerleri kullanılmıştır.

Tablo 1. Analizlerde dikkate alınan malzeme parametreleri

| Tanım | Sembol | Birim | En Olası Değer | Standart Sapma | Olasılık dağılımı |
|---|---|---|---|---|---|
| Birim Hacim Ağırlık | γ | kN/m3 | 17 | - | - |
| Kohezyon | c | kPa | 0 | - | - |
| Kayma Mukavemeti Açısı | Ø | ° | 35 | 2,64 | log-normal |
| Gevşeme Açısı | ψ | ° | Ø-30 | - | - |
| Tanjant Elastisite Modülü | $E_{50}^{Ref}$ | MN/m$^2$ | 35 | 7 | normal |
| Poisson Oranı | ν | - | 0,20 | - | - |
| Arayüz Oranı | $R_{inter}$ | - | $tan(^2/_3 \emptyset)/tan\emptyset$ | - | - |

Destekleme sisteminde 50 cm kalınlığında betonarme perde ve 3 adet 0,6" öngerme halatı ile 30cm çapında enjeksiyonla oluşturulan bir ankraj kökü dikkate alınmıştır. Bu destek elemanı boyutlarına göre analizlerde kullanılan mekanik parametreler Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Destekleme elemanlarının mekanik parametreleri

| Eleman | d(m) | A(m2) | I(m4) | E(MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Perde | 0.50 | 1.04e-2 | 2.0e4 | - |
| Ankraj | 3x0,0152 | 5,74e-4 | - | 1.9e5 |
| Ankraj Kökü | 0.15 | 1.77e-2 | 2,48e-5 | 2.0e4 |

## 4. DETERMİNİSTİK ANALİZLER

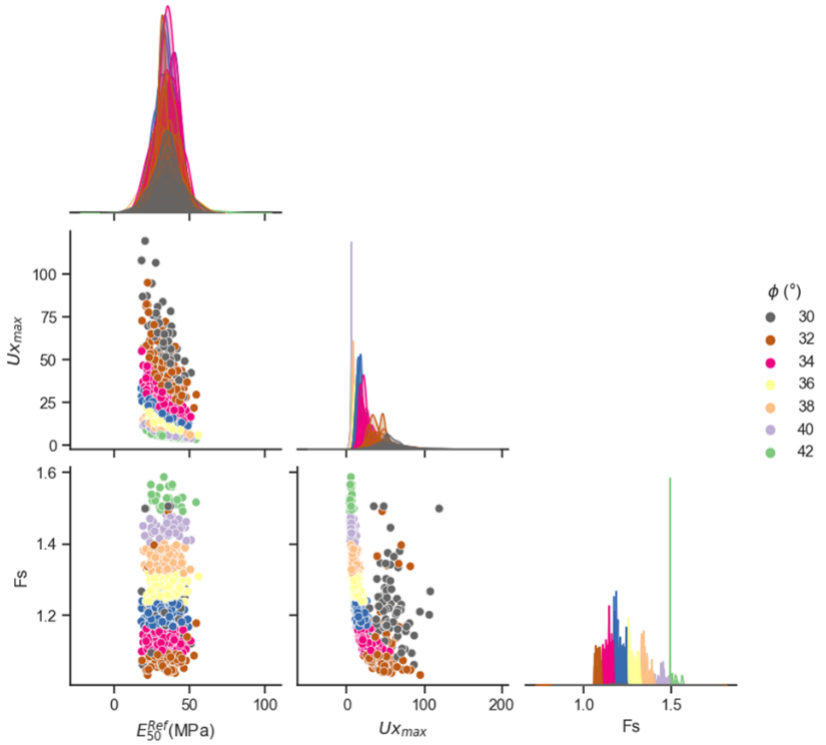
Deterministik analizler yukarıda anıldığı gibi üç adımda gerçekleştirilmiştir. Birinci adımda zemine sabit mesnetlenen bir palplanş perde kabülü ile tek sıra ankrajlı destekleme sisteminin gömülme derinliği ve ankraj kuvveti belirlenmiştir. Bu analizde toprak basınçları Rankine Toprak Basıncı Teorisi'ne göre bulunmuştur. İkinci adımda ankraj serbest uzunluğu ve kök uzunluğu hesaplanmış ve birinci adımda bulanan ankraj kuvveti değeri kullanılarak ankraj aralıkları belirlenmiştir. Ankraj kök uzunluğu ve ankraj aralığı güvenlik sayısı 1.5 kabul edilerek nihai ankraj taşıma gücünden hesaplanılmaktadır (Hanna, 1982). Bu hesapta adezyon açısı kayma mukavemeti açısının 2/3 katı alınmıştır. Ankraj aralığı (s) için 1.2 < s < H/2 kriteri göz önünde bulundurularak ankraj kök uzunluğu ve ankraj aralığı belirlenmiştir. Bu analizlerden belirlenen destekleme sistemi boyutları ve ankraj kuvveti değerleri program çıktısı olarak Şekil 2'de verilmiştir.

```
Serbest Ankraj uzunluğu=  3.14 m, Ankraj kök uzunluğu =  6 m
Palplanş çakma derinliği=  1.24 m
Ankraj yatay aralığı = 1.4 m
Nihai Ankraj Kuvveti=  92.3 kN
Toplam perde uzunluğu=  6.736 m
s=  1.4 m Lk=  6 m
```

Şekil 2. Python kodundan alınan deterministik limit denge analizi sonucu

Şekil 2'de görüldüğü gibi teorik perde gömülme derinliği D=1.24m hesaplanmıştır. Bu değer uygulama için 1.4 faktörü ile çarpılarak toplam perde boyu belirlenmiştir.
Deterministik analizlerin üçüncü adımında boyutları ve ankraj kuvveti belirlenen destekleme sistemi için Kranz Yöntemi (Kranz, 1953) ile blok göçme analizi yapılmıstır. Blok göçme analizi sonucunda güvenlik sayısı Fs= 1.494 bulunmuştur.

Dördüncü adımda Plaxis yazılımı ile kazı ve inşa adımları izlenerek nihai kazı derinliği için ankrajlı sistemin gerilme şekil değiştirme ve stabilite analizleri yapılmıştır. Yeraltı suyunun mevcut olmadığı varsayılmıştır. Sayısal analizler sonucunda maksimum yanal yer değiştirme ve güvenlik sayısı değerleri Ux, max= 6.6 ve Fs=1,905 olarak bulunmuştur. Perdede hesaplanan maksimum yanal yer değiştirme Ux, max. ve toptan göçme analizinden hesaplanan güvenlik sayısının farklı kayma mukavemeti açılarına (KMA) göre tanjant elastisite modülü ($E_{50}$Ref)ne göre değişimleri ve karşılaştırılmaları toplu olarak Şekil 3'de verilmiştir.

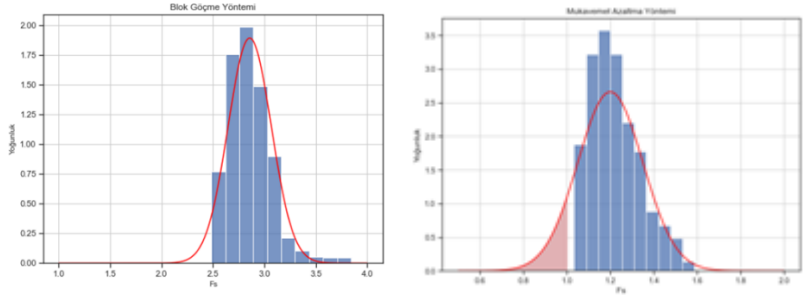



Şekil 3. Sayısal analizlerle nihai kazı durumunda hesaplanan max. yanal yerdeğiştirme ve güvenlik sayısının farklı kayma mukavemeti açıları için tanjant modülü $E_{50}$Ref'e göre değişimi

Yukarıdaki şekillerden görüldüğü gibi yanal yer değiştirmeler elastisite modülü ve kayma mukavemeti açısının değişiminden önemli oranda etkilenmektedir. Yerdeğiştirmenin bu parametrelere göre değişimi nonlineer olup bu değişim kayma mukavameti açısı değeri küçüldükçe elastististe modülüne göre değişim daha fazladır. Güvenlik sayısı beklendiği şekilde kayma mukavemeti açısına göre değişim göstermekte ve elastisite modülünden etkilenmemektedir. Güvenlik sayısının yanal yer değiştirme ile değişimi nonlineer olup dikkate alınan düşük kayma mukavemeti açılarında (30° - 32°) saçılım göstermiştir. Bu saçılımın mukavemet azaltımı analizlerinin yeterince yakınsamamasından kaynaklanmıştır.

## 5. GÜVENİLİRLİK ANALİZLERİ

Öngerme ankrajlı destekleme sisteminin güvenilirlik analizleri, Monte Carlo Simülasyonu ile yapılmıştır. Olasılık dağılım fonksiyonlarına uygun olarak rastgele parametrelerle analizler yapılmış ve sonuçların olasılık dağılımları elde edilmiştir. Öngerme ankrajlı destekleme sisteminde, kayma mukavemeti açısı ve elastisite modülleri için olasılık dağılım fonksiyonları kullanılmıştır. Kayma mukavemeti açısı için log-normal dağılım, elastisite modülleri için ise normal dağılım kabul edilmiştir. Kayma mukavemeti açısı 28° ile 40° arasında, tanjant elastisite modülü $E_{50}^{Ref}$ ise 18 MPa ile 60 MPa aralığında sınırlandırılmıştır. Ödometre ve boşaltma modüllerinin rastgele değerleri, Tablo 1'de verilen tanjant modülüne göre üretilmiştir.Öngerme ankrajlı destekleme sisteminin güvenilirlik analizleri için yapılan 2000 çevrimlik Monte Carlo Simülasyonunda, Blok Göçme ve Mukavemet Azaltımı Yöntemleri'nden elde edilen güvenlik sayılarının olasılık histogramları Şekil 4a ve 4b'de gösterilmektedir.




Şekil 4. Monte Carlo Simulasyonu ile elde edilen güvenlik sayıları (a) Kranz (b) Mukavemet azaltımı

Şekil 4a ve 4b'de gösterilen histogramlara göre, 1000 çevrimlik Monte Carlo Simülasyonu sonuçlarına dayanarak Kranz ve Mukavemet Azaltımı yöntemleriyle elde edilen güvenlik sayılarının ortalama ve standart sapma değerleri belirlenmiş ve bu değerler kullanılarak elde edilen normal dağılımlar histogramlara yerleştirilmiştir. Her iki göçme durumu için güvenlik sayısının 1.0'dan küçük olma olasılığını veren $P_f$ değeri kolaylıkla hesaplanabilir (Şekil 4a). $P_f$'nin hesaplanması, analiz sonuçlarındaki belirsizliğin genel bir ölçüsünü sağlar. Daha kesin $P_f$ değerleri için log-normal güvenilirlik indeksi, $\beta_{LN}$'nin aşağıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanabilir (Duncan, 2000):

$$\boldsymbol{\beta_{LN}} = \frac{\ln\left(\frac{F_{MLV}}{1+V^2}\right)}{\sqrt{\ln(1+V^2)}} \tag{1}$$

burada $\beta_{LN}$ = lognormal güvenilirlik indeksi; V = güvenlik faktörünün değişim katsayısı; ve $F_{MLV}$ = güvenlik sayısının en olası değerini göstermektedir. $\beta_{LN}$ hesaplandığında, $P_f$ değeri standart kumilatif normal dağılım fonksiyonun tablolarından, Excel gibi bir hesap tablosu yazılımından veya Matlab, Python gibi bilişim ekosistemlerinin kütüphanelerindeki modüller yardımı ile hesaplanabilir. Burada Python'un Scipy ve Numpy modülleri kullanılmıştır.

Tablo 3. Güvenilirlik analizleri sonuçları

| Yöntem | $F_{MLV}$ | V | $\beta_{LN}$ | $P_f$ |
|---|---|---|---|---|
| Kranz | 1,495 | 0,041 | 9.770 | 5,8e-16 |
| Muk. Azaltımı | 1,223 | 0,083 | 3,935 | 0.0257 |

Tablo 3'ten görüldüğü gibi Kranz Yöntemi'nde en olası güvenlik sayısı değeri 1,495, varyasyonu 0,041, güvenilirlik indeksi $\beta_{LN}$ 9,77 ve göçme olasılığı $P_f$ %0 merteblerinde belirlenmiştir. Genel göçme durumu için mukavemet azaltımı yönteminden elde edilen en olası güvenlik sayısı 1.223, varyasyonu 0.083, güvenilirlik indeksi 3,935 ve göçme olasığı $P_f$ %2.6 mertebelerinde bulunumuştur. Bu verilere göre tasarımda dikkate alınan verilere göre inceleme konusu destekleme yapısının blok göçmeye güvenilirliği %0 ve toptan göçmeye karşı güvenilirliği %97.4 olmaktadır.

## 6. SONUÇLAR

Bu bildiride, öngermeli ankrajla desteklenen bir derin kazının stabilitesinin güvenilirlik temelinde incelenmiştir. Bu amaçla Monte Carlo Benzeşimi, Kranz Blok Göçme ve Mukavemet Azaltımı yöntemleri kullanılmıştır. Analizler, Python Ekosistem olanaklarıyla yazılan bir kod ile gerçekleştirilmiştir. Bu kod, verilen kazı derinliği ve malzeme parametreleri dikkate alınarak boyutlandırılan destekleme sisteminin blok göçme analizleri ve mukavemet azaltımı yöntemi için gerilme şekil değiştirme analizlerinin otomasyonunu sağlamış ve sonuçları grafiklere dönüştürmüştür. Ayrıca, her iki stabilite durumu için göçme olasılığı ve belirsizlik katsayısı belirlenmiştir.Gerçekleştirilen bu çalışmalardan şu sonuçlar çıkarılabilir:

1) Geoteknik mühendisliği pratiğinde güvenlik analizlerine genellikle ihtiyaç hissedilmese de inşaat yönetimi, hukuk ve sigorta işlerinde riskin rakamsallaştırılmasına ihtiyaç vardır. Günümüz bilişim imkanları ile bu ihtiyaç geoteknik mühendisleri tarafından kolaylıkla karşılanabilir.

2) Yönetmeliklerle belirlenen deterministik güvenlik sayıları, farklı zemin ve çevre koşullarında aynı uygulanır ve aşırı güvenli tasarımlara yol açabilir.

3)Güvenilirliğe göre tasarımda deterministik analizler yanında modellemede olasılık dağılım fonksiyonları kullanıldığı için belirsizliğin durumunu belirlemek mümkündür. Bundan dolayı güvenilirliğe göre tasarımın deterministik tasarımdan daha kapsamlıdır.

4)Model parametrelerinin mekansal ve/veya zamana bağlı değiştiği durumlarda, örneğin deniz aşırı yapılar, güvenliğe dayalı tasarımın tercih olunması daha uygun bir mühendislik yaklaşımı olduğu açıktır.

## KAYNAKLAR

Schweiger, H. F., & Thurner, R. (2007). Basic concepts and applications of point estimate methods in geotechnical engineering. In Probabilistic methods in geotechnical engineering (pp. 97-112). Vienna: Springer Vienna.

Cherubini, C. (1999). Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. Computers and Geotechnics 26 (3), 309-330.

Cushing, A. G., Withiam, J. L., Szwed, A., & Nowak, A. S. (2003). Reliability analysis of anchored and cantilevered flexible retaining structures. In Limit State Design In Geotechnical Engineering Practice: (With CD-ROM).

Basha, B.M. and Sivakumar Babu, G.L. (2008). Target reliability based design optimization of anchored cantilever sheet pile walls. Canadian Geotechnical Journal 45(4), 535-548.

Aslay, Z. (2013). Derin Kazılara Komşu Yapılar İçin Geoteknik Risk Analizleri (Doctoral dissertation, Fen Bilimleri Enstitüsü.

Rippi, K., & Teixeira, A. (2016). Reliability-based assessment of a retaining wall using FEM. In Proceedings of the 25th European Young Geotechnical Engineers Conference.

Bozkurt, S., & Akbas, S. O. (2023). Finite element-based geotechnical risk analysis for anchor-supported deep excavations. Arabian Journal of Geosciences, 16(8), 470.

Low, B.K. (2005). Probabilistic design of anchored sheet pile wall. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Vol. 4, 2825-2828.

Rippi, K., & Teixeira, A. (2016). Reliability-based assessment of a retaining wall using FEM. In Proceedings of the 25th European Young Geotechnical Engineers Conference.

Sert, S., Luo, Z., Xiao, J., Gong, W., & Juang, C. H. (2016). Probabilistic analysis of responses of cantilever wall-supported excavations in sands considering vertical spatial variability. Computers and Geotechnics, 75, 182-191.

Sekhavatian, A., & Janalizadeh Choobbasti, A. (2018). Comparison of Point Estimate and Monte Carlo probabilistic methods in stability analysis of a deep excavation. International Journal of Geo Engineering, 9(1), 20.

Zheng, G., Yang, X., Zhou, H., & Chai, J. (2019). Numerical modeling of progressive failure of rigid piles under embankment load. Canadian Geotechnical Journal, 56(1), 23-34.

Roy, P., & Hazra, P. Probabilistic Analysis of Cantilever Sheet Pile Walls Using Copula Models.

Hanna, A. M. (1982). Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit. Canadian Geotechnical Journal, 19(3), 392-396.

Brinkgreve, R, Engin, K. ve Engin, E., (2010) “Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands”, 7th Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010), Ed. Benz, T., Nordal, S., Trondheim, Norway

Duncan, J.M., “Factors Of Safety And Reliability In Geotechnical Engineering”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, April 2000.

Phoon, K-K. ve Kulhawy, F.H., (1999) “Characterization of geotechnical variability and Evaluation of geotechnical property variability”, Canadian Geotechnical Journal; Aug 1999; 36, 4; 612-624.

# FARKLI ZEMİN PROFİLLERİNDE PATLATMA TİTREŞİMLERİNİN SAHA TEPKİ ANALİZİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

# INVESTIGATION OF THE EFFECT OF BLAST VIBRATIONS ON SITE RESPONSE ANALYSIS IN DIFFERENT SOIL PROFILES

**Gülnisa ÖZKAN[1], Kaveh DEHGHANIAN[2], Ali KAHRİMAN[3]**

## ÖZET

Eski zamanlardan bu yana farklı amaçlarla kullanılan patlayıcı maddeler zamanla inşaat sektöründe de kullanılmaya başlanmıştır. Yapıya kısa süreli ve birden bire etkiyen patlatma yükü dinamik bir yüktür. Yapılan patlatmalarda yersarsıntısı (titreşim) ve gürültü, binaları yapısal olarak etkilerken şikayetler oluşturur. Bu etkileri minimuma indirmek için yönetmelikler parçacık hızı ve frekansını kısıtlamışlardır. Bu çalışmada patlatma titreşimlerinin zemin üzerindeki etkisi nonlineer (lineer olmayan) yöntemle basınca bağlı MKZ (Dependent Modified Kondner Zelasko) formülasyonu ile DeepSoil v7.0 programında yapılmıştır. Saha üzerinde uygulanan patlatma kaynaklı titreşimlerin titreşim ölçer cihazla ölçüldükten sonra hız-zaman değerleri yönetmeliğe uygun olarak alınmıştır. Farklı zemin profillerinin etkisini görmek amacıyla 3 adet zemin kullanılmıştır. Bu zeminlerden biri sert katmanları arasında yumuşak tabaka barındıran teorik zemin ve iki tanesi gerçek sahadan alınan sondaj verilerine göre oluşturulmuş zemindir. Sonuç olarak, derinliğe bağlı pik ivme, maksimum gerilme ve şekil değiştirme değişimleri incelenmiştir. Yumuşak zemin katmanlarında belirtilen parametrelerin değişiminin yüksek olduğu gözlemlenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Patlatma Titreşimi, Saha Tepki Analizi, Nonlineer Analiz, Gerilme, Yer Değiştirme*

## ABSTRACT

Explosives used for different purposes since ancient times have started to be used in the construction sector over time. The blasting load, which is short-term and suddenly acting on the structure, is a dynamic load. In the blastings, shaking (vibration) and noise structurally affect buildings, creating complaints. To minimise these effects, regulations have restricted particle speed and frequency. In this study, the effect of blasting vibrations on the ground was made in the DeepSoil v7.0 program with the pressure-dependent MKZ (Dependent Modified Kondner Zelasko) formulation by nonlinear method. After the blasting-induced vibrations applied on the field were measured with the vibration metre device, the acceleration-time values were taken in accordance with the regulation. 3 floors were used to see the effect of different floor profiles. One of these floors is the theoretical ground with a soft layer between the hard layers and two of them are the ground created according to the drilling data obtained from the real field. As a result, peak acceleration, maximum stress and deformation changes due to depth were examined. It was observed that the change of the parameters specified in the soft ground layers was high.

***Keywords:*** *Blasting Vibration, Site Response Analysis, Nonlinear Analysis, Stress, Strain*

[1] İnşaat Mühendisi, İstanbul Aydın Üniversitesi, gulnisaozkan8@gmail.com (Sorumlu Yazar)
[2] Dr. Öğr. Üyesi, İstanbul Aydın Üniversitesi, kavehdehghanian@aydin.edu.tr
[3] Prof. Dr., İstanbul Okan Üniversitesi, ali.kahriman@okan.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Yapıların mukavemeti inşaat mühendisliğindeki en önemli konuların başında gelmektedir. Yapılar bulundukları ortama göre aniden etkileyen ve kısa süreli şekil değiştirmeye sebep olan birçok dinamik yüke maruz kalmaktadır. Sürekli gelişen nüfusla paralel olarak şehirleşme ve ulaşım ihtiyacı ortaya çıkmaktadır. Bu doğrultuda büyük ölçekli projelerde zemin yapısına bağlı olarak patlatmaya gereksinim olmaktadır (Karakaş vd., 2015). Eski zamanlarda daha çok askeri ve savunma amaçlı olarak kullanılan patlayıcı malzemeler inşaatlarda kaya kazılarında kullanılmaya başlamıştır. Gelişen teknolojiyle birlikte patlayıcı malzemelerin üretimi ucuzlamış, kullanım teknolojisi sınırlı olan makinalı kazı gibi konvansiyonel yöntemlere göre maliyet ve süre açısından daha avantajlı bulunduğundan yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır (Kahriman,1995). Patlayıcı maddenin şiddet ve yerine göre değişen patlatma yükü deterministik bir yüktür. Patlayıcı maddelerin kullanımı sırasında bir delikte bulunan patlayıcı maddenin patlatılması sonucu büyük bir enerji ortaya çıkar. Bu büyük enerjinin çok az bir kısmı kaya parçalanması ve ötelenmek için kullanılırken geriye kalan sönümlenememiş enerji yersarsıntısı, gürültü, aşırı kırılma ve geri çatlaklar gibi etkileri oluşturmaktadır (Hagan, 1973). Bu nedenle patlatmalı kazı çalışmalarında kaya fırlaması, toz emisyonu, yer sarsıntısı ve gürültü gibi farklı olumsuzluklar bulunmaktadır. Patlatmadan kaynaklanan yer sarsıntıları kısa süreli ve düzensiz zemin hareketi meydana getirir. Sıfırdan başlayarak en yüksek değerine ulaşıp giderek sönümlenen bu zemin hareketlerindeki en önemli unsur yapının sarsılma şiddetini etkileyen en yüksek parçacık hızıdır (PPV). PPV değeri önemli bir hasar göstergesi olduğundan yer sarsıntısını patlatma tasarımı, deliklerin düzeni, patlayıcı madde miktarı, ateşleme yönü ve aralığı etkilemektedir. Kaya veya zemin ortamının özelliklerinden de etkilenen yer sarsıntısının frekansı ve arazi katsayıları da hasar oluşup oluşmaması konusunda önemlidir. Çoğu zaman yerleşim birimlerine yakın olduklarından yersarsıntısı ve gürültü çevre sorunlarına yol açmaktadır. Can ve mal güvenliği, psikolojik sorunlar da göz önünde tutularak patlatma sırasında bu tür sorunların engellenmesi veya tehlike sınırlarının altında tutulması dikkate alınmalıdır. İyi bir patlatmadan beklenen en önemli özellikse çevresel etkiler açısından emniyetli olmasıdır (Kahriman,1995). Patlatma kaynaklı titreşimler sebebiyle oluşan hasarların USBM tarafından hazırlanan “Hasar Sınıflandırma Tablosu”nda sadece görünüm bozucu nitelikte olan eşik hasarda olması önemlidir. Günümüzde şehir içlerinde yaygın hale gelen patlatmalı kazı çalışmalarında yer sarsıntısı ve gürültü sebebiyle şikâyetler oluşurken binaları yapısal olarak da etkilendiğinden T.C. Çevre, Şehircilik ve İklimlendirme Bakanlığı tarafından hazırlanan yönetmelikler uygulanmaktadır. Yapılan patlatmalarda bina türlerine ve frekanslara göre değişen PPV değerlerinin geçilmemesi gerekmektedir.

# 2. MALZEME VE METHOD

### 2.1. Patlatma Verilerinin Alınması

Patlatma faaliyetlerinde, patlatma anında ölçüm alınmaktadır. Yapılan patlatmalı kazı anında bu titreşim ölçer cihazlar sismik olarak yayılan patlatma dalgalarını yatay, düşey ve dikey olarak üç boyutta kaydederken cihazda bulunan mikrofon ile ortaya çıkan gürültüyü ölçer. Ölçümler sonucunda veriler bilgisayarlara aktarılarak hız ve ivme kayıtları alınır. Bu çalışmada patlatmalı temel kazısı yapılan bir sahada ölçümler yapılmış ve bu ölçüm değerlerinden sınır değerlere en yakın olan veriler patlatma verisi olarak kullanılmıştır. Yönetmelikte belirtilen beton binalar ve endüstriyel binalar işlevlerine göre sınıflandırılır: Beton yapılar şehirlerde yer alır ve endüstriyel binaların sadece endüstriyel fonksiyonlara sahip olduğu varsayılır. Çalışma için seçilen patlatma verileri, frekanslara göre sınır değerlerde seçilmiştir. Analizler sonucu oluşturulan grafiklerde “evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapılar” için b1 1-10 Hz, b2 10-50 Hz ve b3 50 Hz üstündeki frekanslardaki sınır değerleri; “endüstriyel yapılar” için e1 1-10 Hz, e2 10-50 Hz ve e3 50 Hz üstündeki frekanslardaki sınır değerleri ifade etmektedir.

### 2.2. Zeminlerin Seçilmesi

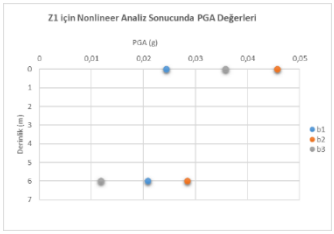
Bu çalışmada, araziden elde edilen sondaj verileri kullanılarak 2 adet, denklem kullanılarak 1 adet olmak üzere toplamda 3 adet zemin profili tanımlanmıştır. Zemin profilleri patlatma veri kayıtlarına tabi tutulmuştur. Zeminlerin patlatma kaynaklı oluşan dinamik yükleri altındaki davranış analizi, nonlineer yöntemle basınca bağlı MKZ (Dependent Modified Kondner Zelasko) formülasyonu ile tek boyutlu olarak DeepSoil v7.0 programında yapılmıştır (Hashash vd., 2020). 6 farklı patlatma verisi kullanılarak toplam 12 adet nonlineer

analiz yapılmıştır. Zemin 1(Z1) ve Zemin 2 (Z2) patlatma yapılan sahadaki "Yüzey Dalgalarının Çok Kanallı Analizinden (MASW)" alınmıştır (Özçelik ve Zan, 2020). Teorik Zemin (TZ) ise Dehghanian ve Yılmaz'dan alınan (Dehghanian, 2016) d derinliği ifade etmek üzere $Vs= 120\times(1+d)^{0.32}$ formülü ile oluşturulmuştur. Z1 ve Z2 iki tabakadan, TZ 13 tabakadan oluşmaktadır. TZ'de iki sert katman arasına yumuşak zeminlerin etkisini inceleyebilmek için yumuşak zemin yerleştirilmiştir. Kayma gerilmeleri ve kayma şekil değiştirmeleri oluşturan dinamik yüklemeler zemin davranışını etkilemektedir. Oluşan deformasyonlar doğrusal olmayan davranışına neden olarak yapı temellerini destekleyen zemin davranışı oluşabilecek yapısal hasarı etkileyebilmektedir. Saha tepki analizleri yapılırken nonlineer analizlerde dinamik zemin parametreleri olarak kayma dalgası hızı değerlerinin yanında rijitlik ve sönüm oranı azalım eğrileri kullanılmaktadır. Analizlerde yumuşak zemin katmanı için Vucetic and Dobry, diğer katmanlarda ise Seed and Idriss (Orta Limit) kullanılmıştır.

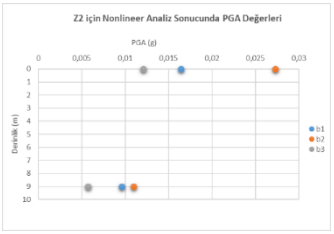
## 3. ANALİZLER VE SONUÇ

### 3.1. Tepe (Pik) Yer İvmesi

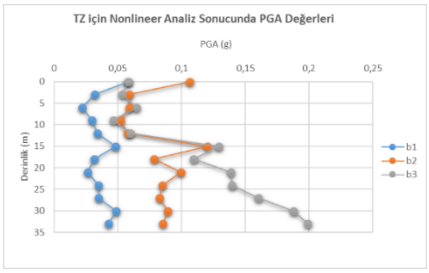
Yer sarsıntısı anında meydana gelen en büyük yer ivmesine tepe (pik) ivme (PGA) denir. Şekil 1a, 1b ve 1c'de sırasıyla sondaj zeminleri Z1, Z2 ve Teorik zemin TZ için evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapılar sınır değerlerdeki patlatma yüklerinin etkisi altında PGA değişimini göstermektedir.




(a)



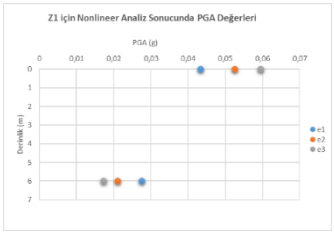

(b)



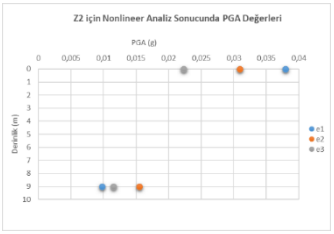

(c)

Şekil 1. Evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapıların sınır değerlerindeki patlatma yükleri etkisi altında (a) Z1 için, (b) Z2 için, (c) TZ için PGA Değerlerinin Değişimi

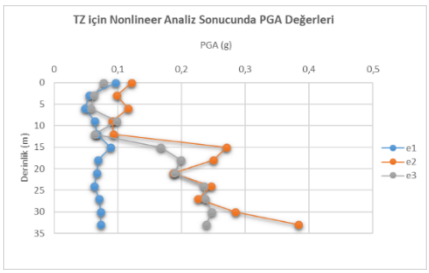
Şekil 2a, 2b ve 2c'de sırasıyla sondaj zeminleri Z1, Z2 ve Teorik zemin TZ için endüstriyel yapılar sınır değerlerdeki patlatma yüklerinin etkisi altında PGA değişimini göstermektedir.




(a)




(b)



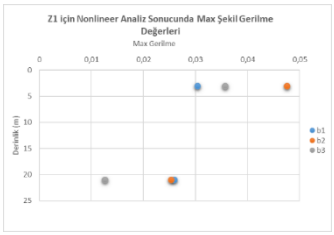

(c)

Şekil 2. Endüstriyel yapıların sınır değerlerindeki patlatma yükleri etkisi altında (a) Z1 için, (b) Z2 için, (c) TZ için PGA Değerlerinin Değişimi

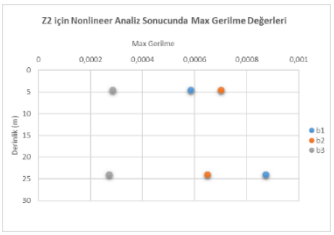
PGA grafikleri incelendiğinde tüm zeminlerde uygulanan iki bina türü için sınır değerlerdeki bütün patlatma verilerine ait etkilerin altında, yüzeyde en yüksek değere sahip olduğu ve derinlik arttıkça azaldığı sonucuna ulaşılmaktadır. Sondaj zeminleri olan 2 katmanlı Z1 ve Z2 zemininde derinlik arttıkça PGA azalırken Teorik zemin olan TZ zemininde 15 m derinlikte ani bir artış söz konusudur. Bunun sebebi TZ'de 15 m derinlikte bulunan yumuşak zemindir ve büyütme (Amplifikasyon) görünmektedir.

### 3.2. Maksimum Gerilme

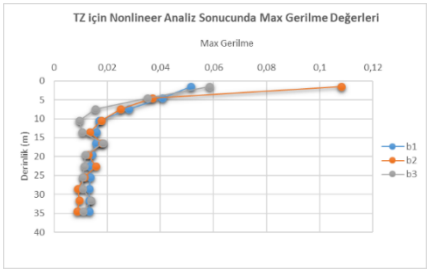
Şekil 3a, 3b ve 3c'de sırasıyla sondaj zeminleri Z1, Z2 ve Teorik zemin TZ için evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapılar sınır değerlerdeki patlatma yüklerinin etkisi altında maksimum gerilme değişimini göstermektedir.




(a)



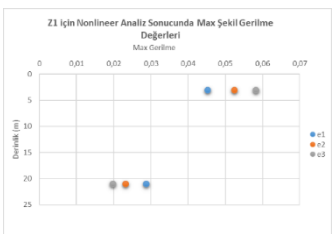

(b)



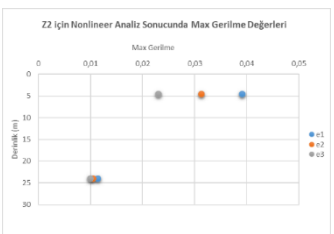

(c)

Şekil 3. Evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapıların sınır değerlerindeki patlatma yükleri etkisi altında (a) Z1 için, (b) Z2 için, (c) TZ için Maksimum Gerilme Değerlerinin Değişimi

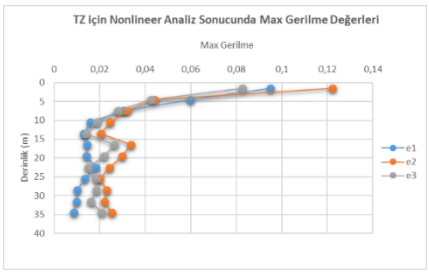
Şekil 4a, 4b ve 4c'de sırasıyla sondaj zeminleri Z1, Z2 ve Teorik zemin TZ için endüstriyel yapılar sınır değerlerdeki patlatma yüklerinin etkisi altında maksimum gerilme değişimini göstermektedir.




(a)




(b)



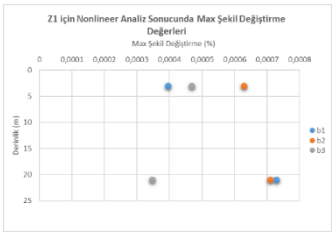

(c)

Şekil 4. Endüstriyel yapıların sınır değerlerindeki patlatma yükleri etkisi altında (a) Z1 için, (b) Z2 için, (c) TZ için Maksimum Gerilme Değerlerinin Değişimi

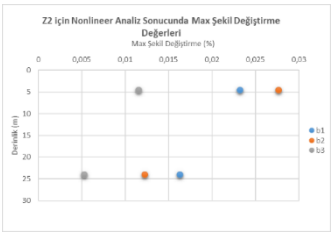
Grafiklere göre tüm zeminler ve patlatma verilerinde zeminin yüzeyinde maksimum gerilme değerlerinin en yüksek değerde olduğu ve derinlik arttıkça azalarak birbirine yaklaşmaktadır. TZ zemininde 15 m derinlikte iki sert katman arasında bulunan yumuşak zeminden kaynaklanan ani bir artış vardır. Z2 zeminine etkiyen b1 verisindeki gerilme artışının sebebi kayma gerilmesinin artmasıyla alakalıdır.

### 3.2. Maksimum Yer Değiştirme

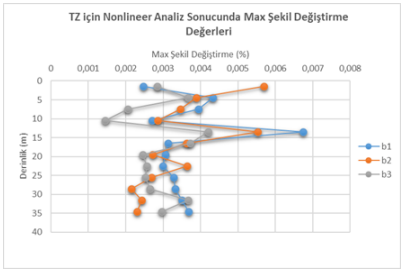
Şekil 5a, 5b ve 5c'de sırasıyla sondaj zeminleri Z1, Z2 ve Teorik zemin TZ için evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapılar sınır değerlerdeki patlatma yüklerinin etkisi altında maksimum yer değiştirmelerin değişimini göstermektedir.




(a)




(b)



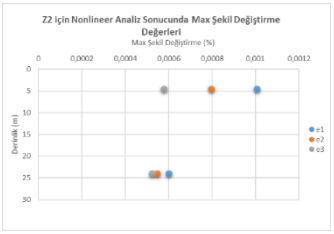

(c)

Şekil 5. Evler, tuğla ve beton gibi dayanıklı yapıların sınır değerlerindeki patlatma yükleri etkisi altında (a) Z1 için, (b) Z2 için, (c) TZ için Maksimum Yer Değiştirme Değerlerinin Değişimi

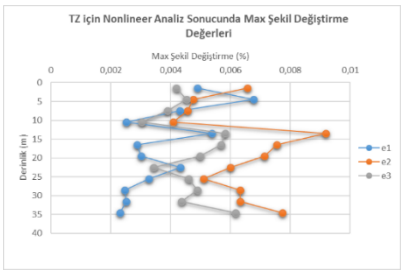
Şekil 6a, 6b ve 6c'de sırasıyla sondaj zeminleri Z1, Z2 ve Teorik zemin TZ için endüstriyel yapılar sınır değerlerdeki patlatma yüklerinin etkisi altında maksimum yer değiştirmelerin değişimini göstermektedir.




(a)




(b)




(c)

Şekil 6. Endüstriyel yapıların sınır değerlerindeki patlatma yükleri etkisi altında (a) Z1 için, (b) Z2 için, (c) TZ için Maksimum Yer Değiştirme Değerlerinin Değişimi

Grafikler incelendiğinde yer değiştirme değerlerinin yüzeyde maksimumken, zeminin sertliği ve derinliği arttıkça azaldığı gözlemlenmiştir. TZ'de 15 m derinlikteki iki sert katman arasında bulunan yumuşak katmanda ise ani bir artış görülmektedir. Maksimum gerilme ve şekil değiştirme grafiklerinde TZ'de bulunan diğer artışların sebebi ise patlatma verisinin periyodu ile zeminin hakim periyodunun aynı olmasıdır. Böylece saha tepki analizlerinin sonuçlarına göre yumuşak zemin katmanlarının patlatma dalgalarının doğal frekansını etkilediği ortaya çıkmıştır.

Çalışmada kullanılan tüm ölçümler bir sahada yapılmış ve patlatma bölgelerindeki en yakın yapılarının temellerinin yanından (zeminden) ölçüm alınmıştır. Ölçüm sonuçlarına göre seçilen patlatma verileri yönetmeliğe göre sınır değerlerde seçilmiştir. İki yapı türü için farklı frekanslarda zeminlere etkiyen patlatma yüklerinin etkisi altında PGA, Maksimum Gerilme ve Maksimum Yer Değiştirme değerlerinin zemin yüzeyinde en yüksek değerde olması ile zeminin sertliğinin ve derinliğinin arttıkça azalması tüm zeminlerin ortak sonucudur. Ancak TZ'de iki sert katman arasında bulunan yumuşak zemindeki ani artışlar mevcuttur. Ani artışların asıl sebebi ise yumuşak zeminlerin büyütme etkisinin yüksek olmasıdır. Bu ani artışların sebebi ise yumuşak zeminlerin büyütme etkisinin yüksek olmasıdır. Tüm saha tepki analizleri incelendiğinde yumuşak zemin katmanlarının ana kayayla olan sismik empedanstan dolayı patlatma dalgasındaki doğal frekanslarının yükselmesi nedeniyle önemli ani artışlara sebep olduğu ortaya çıkmıştır. Bu ani artışlar hasar düzeyini etkileyeceğinden göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

## KAYNAKLAR

Karakaş, E., Kahriman A., Çeltikçi, A. ve Bağdatlı, S. (2015), "Türkiye'deki Patlayıcı Mevzuatının İncelenmesi", 8. Delme – Patlatma Sempozyumu, İstanbul, 19 – 20 Kasım 2015.

Hagan, T.N. (1973), "Rock Breakage by Explosives", Int. Proc. Of the National Symposium on Rock Fragmentation, Adelaide, 1-17.

Dehghanian, K. (2016), "A Semi-empirical method for estimation of maximum seismic shear strain in imperforated ground excited by vertically propagating shear waves", Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi.

Çevre, Şehircilik ve İklimlendirme Bakanlığı (2022), "Çevresel Gürültü Kontrol Yönetmeliği", Resmi Gazete, no.32029

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A. ve Park, D. (2020), "DeepSoil v7.0 User Manual".

Kahriman, A. (1995), "Sivas Ulaş Yöresi Sölestit Cevheri ve Yankayaçları için Optimum Patlatma Koşullarının Araştırılması ve Kayaç Özellikleri ile İlişkilendirilmesi", Doktora Tezi, Sivas Cumhuriyet Üniversitesi.

Iskind D E, Stagg M S, Kopp J W and Dowding C H 1980 Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting United States.

Seed H B, and Idriss I M 1970 Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses [Report No. EERC 70-10].

Vucetic, M. Ve Dobry, R. (1991) "Effect of soil plasticitu on cyclic response", Journal of Geotechnical Engineering, 89-107.

Özçelik, M.T. ve Zan, M.O. (2022) "Üsküdar Kentsel Dönüşüm Projesi Zemin ve Temel Etüdü Raporu".

# GELENEKSEL KEMALİYE EVLERİNİN DÜZ TOPRAK DAMLARININ DRENAJ DAVRANIŞI VE KAPİLER BARİYER ETKİSİNİN İNCELENMESİ

# INVESTIGATION OF DRAINAGE BEHAVIOUR AND CAPILLARY BARRIER EFFECT OF EARTHEN FLAT ROOFS OF TRADITIONAL KEMALİYE HOUSES

**Ayşenur ASLAN FİDAN[1], Mehmet Muhit BERİLGEN [2]**

## ÖZET

Kapiler bariyer, iri ve ince daneli tabakaların üst üste gelmesiyle oluşan bir örtü sistemidir. Son yıllarda özellikle katı atık depolama sahalarında kullanımı veya yağış nedeniyle sızmanın engellenerek şev dayanıklılığının artırılması amacıyla kullanımı oldukça dikkat çekmektedir. Kapiler bariyeri oluşturan görece ince ve iri daneli tabakaların dane boyutlarındaki farklılık, bu tabakaların zemin-su karakteristik eğrisi, hidrolik iletkenlik eğrisi ve permeabilite katsayısı gibi hidrolik özelliklerinin farklı olmasını sağlar. Bu nedenle suyun ince daneli zeminden iri daneli zemine düşey hareketi sınırlanır ve yüzeyden sızan su, tabakaların ara yüzünde yön değiştirir.Kapiler bariyer, eski ve geleneksel bir teknik olmamakla birlikte, Erzincan ilinin Kemaliye ilçesindeki koruma altında olan tarihi Kemaliye evlerinin yüzyıllardır varlığını sürdüren toprak damlarında kapiler bariyer etkisinin gözlemlenebileceği bir tasarım ilgi çekmektedir. Bu çalışmada geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damlarının yağışın etkisi altındaki drenaj davranışı ve kapiler bariyer etkisi incelenmiştir. Bu bağlamda, geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damlarının inşasında kullanılan iki yerel zemin temin edilerek, damın yapım tekniği göz önünde bulundurularak bir boyutlu sızma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları geri analizlerde kullanılarak toprak dam sayısal olarak modellenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Doygun olmayan koşullarda kararsız akım, Düz toprak dam, Kapiler bariyer, Kemaliye evleri, Yağış*

## ABSTRACT

The capillary barrier is a cover system formed by the overlapping of coarse and fine-grained layers. In recent years, its utilization, particularly in solid waste landfills or to enhance slope stability by preventing infiltration due to precipitation, has gained significant attention. The difference in grain size between the relatively finer and coarser layers that constitute the capillary barrier leads to distinct hydraulic characteristics, including the soil-water characteristic curve, hydraulic conductivity curve, and permeability coefficient of these layers. As a result, the vertical movement of water from the finer layer to the coarser one is restricted, and water infiltrated into the surface diverted at the interface of the layers. Although not an old or traditional technique, the design that may exhibit the capillary barrier effect on the earthen roofs of historically preserved Kemaliye houses, which have existed for centuries in the Kemaliye district of Erzincan Province, is drawing attention. In this study, the drainage behavior under the influence of rainfall and the capillary barrier effect of the earthen roofs of traditional Kemaliye houses were investigated. Two local soil used in the construction of the earth roofs of traditional Kemaliye houses were obtained, and one-dimensional infiltration experiments were conducted considering the roof construction technique. The results of the experiments were utilized in back analysis, and the earthen roof was numerically modeled.

***Keywords:*** *Capillary barrier, Earthen flat roof, Kemaliye houses, Unsaturated transient seepage analysis, Precipitation*

[1] Arş Gör., YTÜ, aslana@yildiz.edu.tr(Sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr., YTÜ, berilgen@yildiz.edu.tr

## 1. KAPİLER BARİYER

Doygun olmayan koşullarda, nispeten daha ince daneli bir zemin tabakası, daha iri daneli bir tabakanın üstünde yer aldığında kapiler bariyer etkisi ortaya çıkmaktadır (Abdolahzadeh vd. 2011, , Aubertin vd. 2006). Dane boyutları arasındaki fark, zemin-su karakteristik eğrisi, hidrolik iletkenlik eğrisi ve permeabilite katsayısı gibi zeminin hidrolik özelliklerinin farklılaşmasına yol açar. İri daneli zeminler, yüksek matrik emme aralığında, ince daneli zeminlere göre daha düşük hidrolik iletkenliğe sahiptir (Yang ve diğ. 2004). Bu nedenle, kapiler bariyer, suyun ince daneli tabakadan iri daneli tabakaya dikey yönde hareketini kısıtlar ve/veya suyu tabakaların ara yüzeyinde kapiler kuvvetlerle yönlendirir (Ho ve Webb 1998, Khire ve diğ. 2000, Aubertin ve diğ. 2006). Bu nedenle, iri daneli bir zemin tabakasıyla çevrili olan zemin tabakası, serbest drenajlı aynı zemin tabakasına göre daha fazla su depolama kapasitesine sahiptir (Stormont 1996).

Ancak kapiler bariyer etkisi geçicidir; sızma başladığında üst tabaka doygunlaşmaya başlar ve ara yüzeydeki matrik emme giderek azalır. İki zemin tabakasının ara yüzeyindeki emme, 'kırılma yükü'ne (breakthrough head) ulaştığında yenilme meydana gelir. Bu yenilme, sızma hızı ve ince tabakalı zeminin matrik emme profilinden bağımsız olarak, her koşulda, kırılma yüküne ulaşıldığında meydana gelmektedir. Kapiler bariyer etkisi, dane boyutu ve homojenlik arttıkça artar (Stormont ve Anderson 1999). Khire ve diğ. (2000), iri daneli tabaka kalınlığının ihmal edilebilir olduğunu belirtse de, Qian ve diğ. (2010), kapiler bariyer etkisinin iri daneli tabakanın kalınlığı ile doğrudan ilişkili olduğunu vurgulamıştır. İri daneli tabaka olarak düşük su matrik emmesine sahip zeminler kullanıldığında, kapiler bariyer etkisi artar (Yang ve diğ. 2004). İri daneli tabakanın özellikleri, ince daneli tabakanın su depolama kapasitesini, sızma hızını ve sistemin sızıntısını kontrol eder (Stormont ve Anderson 1999).

Kapiler bariyer eski ve geleneksel bir teknik olmamakla birlikte Erzincan ilinin Kemaliye ilçesindeki koruma altında olan tarihi Kemaliye evlerinin yüzyıllardır varlığını sürdüren toprak damlarında kapiler bariyer etkisi gösterebilecek bir tasarım dikkat çekmektedir. Bu toprak damların işlevini gerçekleştirebilmesi için yağış sırasında ve/veya sonrasında sıkıştırılmasını gerektirmektedir. Sıkıştırma işlevi oldukça zahmetli olduğundan, bu durum toprak damların terkedilmesine ve mevcutların çatı ile kapatılmasına yol açmıştır. Geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damlı olarak varlığını sürdürebilmesi için bu damların drenaj davranışının ve mevcutsa kapiler bariyer özelliğinin iyileştirilmesine ihtiyaç olduğu düşünülerek deneysel ve nümerik modeller ile dam üzerinde aletsel gözlemlere dayalı bir araştırma projesi gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damının yağışta drenaj davranışı ve kapiler bariyer özelliği incelenmiştir. Bu kapsamda geleneksel bir Kemaliye evlerinin inşasında kullanılan yerel zeminler temin edilerek, elek analizi, kıvam limitleri, dane birim hacim ağırlık, kompaksiyon ve permeabilite deneyleri yapılmış ve bu deneylerden elde olunan bilgilere dayalı olarak yöreden sağlanan zemin numuneleri ile 1D model sızma deneyleri yapılmış ve bunların sayısal analizleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneylerden ve gerçekleştirilen sayısal analizlerden elde edilen bulgular ışığında, geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damlarının, tabakaların başlangıç koşullarına bağlı olarak kapiler bariyer davranışı gösterdiği sonucuna varılmıştır.

## 2. TARİHİ KEMALİYE EVLERİ VE DÜZ TOPRAK DAMLARI

Kemaliye evleri, taş, ahşap ve kerpicin bir arada kullanıldığı özgün karma yapı sistemiyle Anadolu mimarisinin istisnai örnekleri arasında yer almaktadır. Bu evlerde kullanılan inşaat tekniği, ana kat seviyesine kadar yığma moloz taş tekniği, ahşap kirişler ve çamur harcı kullanımını içermektedir. Ayrıca, ana kat ve çatı katlarında "hımış" yapım tekniği kullanılarak kerpiçle doldurulmuş ahşap bir iskelet kullanılmıştır. Ana kattaki kerpiç duvarların dış yüzeyi ince ahşap kalaslarla kaplanmıştır (Şekil 1.) (Korkmaz ve Akdemir 2015, Alper 1990, Torbaoğlu 2010). Bu tarihi evlerin düz toprak damları, yerel topraklar, rıhtım (nehir) taşları, ahşaplar ve özgün yapım tekniği kullanılarak inşa edilmiştir.

Geleneksel yapım yöntemi, yerel bir usta ile küçük bir dam prototipi hazırlanarak elde edilmiştir. Bu yapım yönteminde, yaşkuru adı verilen daha iri ve kohezif olmayan zemin, bulamaç halinde ilk katman olarak 10-15 cm kalınlığında yerleştirilir ve 1-2 gün kuruması beklenir. 'Gavcin' adı verilen daha ince kohezyonlu bir zemin, aynı kalınlıkta kuru durumda 'Yaşkuru' üzerine yerleştirilir. Daha sonra zemin tabakaları 30 cm çapında, 60 cm uzunluğunda ve 80-100 kg ağırlığında silindirik taşlarla sıkıştırılır. Silindirik taş üst katman üzerinde birkaç kez

yuvarlanır ve toprak dam sert ve sıkı hale gelir. Bu işlemden sonra gavcin tabakası ıslatılır ve 3-4 cm çapında rıhtım taşları yerleştirilir. Son olarak, toprak dam silindirik taş ile tekrar sıkıştırılır (Şekil 1).




Şekil 1. Tarihi Kemaliye evi ve toprak damının prototipi

## 3. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Bu çalışmada killi kum ve siltli kum olmak üzere iki tür yerel zemin kullanılmıştır. Üst (ince) katman olarak kullanılan killi kum mavi-gri renkte ve kohezyonlu iken, alt (kaba) katman olarak kullanılan siltli kum kahverengi renkte ve kohezyonsuzdur. Geleneksel toprak damın zemin tabakalarının özelliklerini belirlemek amacıyla Kemaliye Bölgesi'nden alınan numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yerel malzemelerin zemin özellikleri Tablo 1'de verilmektedir.Killi ve siltli kum zeminlerin kuruma zemin-su karakteristik eğrileri (SWCC) Basınç plakası deneyi ile elde edilmiştir. Deneylerden elde edilen hacimsel su içeriği ve matrik emme verileri van Genuchten (1980) denklemi kullanılarak zemin su karakteristik eğrileri elde edilmiştir (Şekil 6). Elde edilen eğri parametreleri (Tablo 2)'de gösterilmiştir.

Tablo 1. Özgün zeminlerin özellikler

| | Gavcin | Yaşkuru |
|---|---|---|
| Çakıl (%) | 4 | 2 |
| Kum (%) | 70 | 89 |
| İnce dane (%) | 26 | 9 |
| LikitLimit | 28 | - |
| Plastik Limit | 20 | - |
| Plastisite İndeksi | 8 | - |
| Özgül Ağırlık | 2.73 | 2.7 |
| Zemin sınıfı (USCS) | SC | SM |
| Permeabilite katsayısı (m/sec) | $4.14x10^{-8}$ -$1.85x10^{-7}$ | $4.01x10^{-5}$ |

Tablo 2. Özgün zeminlerin zemin-su karakteristik eğrilerinin parametreleri

| Zemin | θs | θr | α (kPa-1 ) | n |
|---|---|---|---|---|
| SC (e=0.48) | 0.32 | 0.1 | 0.6941 | 1.1341 |
| SC (e=0.40) | 0.29 | 0.1 | 0.4273 | 1.1482 |
| SC (e=0.30) | 0.23 | 0.1 | 0.2873 | 1.1523 |
| SM | 0.44 | 0.08 | 0.9140 | 1.3229 |

## 4. DENEYSEL ÇALIŞMA VE SAYISAL MODEL

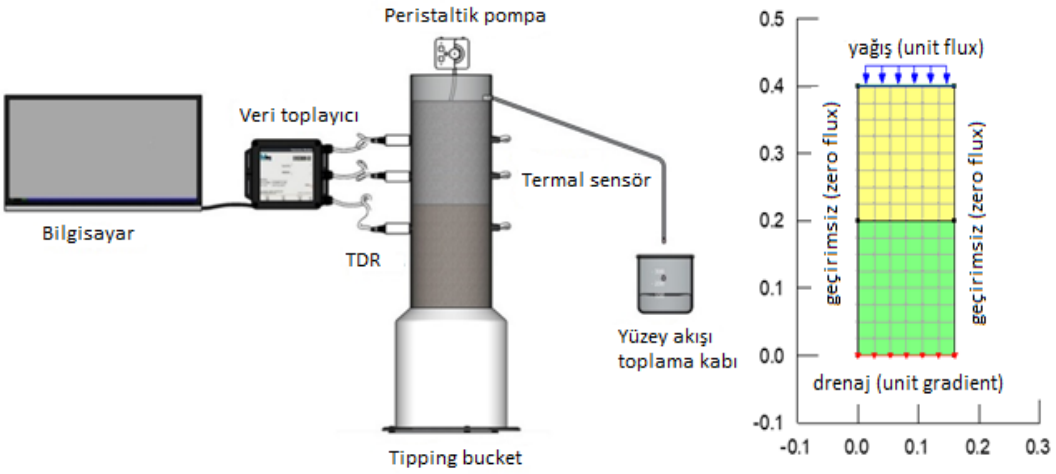
Geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damının kapiler bariyer etkisine sahip olup olmadığını belirlemek için bir boyutlu laboratuvar model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu model deneylerde, özgün yapım yöntemi dikkate alınarak, yerel zeminler pleksiglas tüpler içinde tabakalar halinde sıkıştırılmış ve ardından yağış uygulanmıştır (Tablo 3). Deney düzeneği üç ana bileşenden oluşmaktadır: a. zemin kolonu: 16 cm çapında silindirik şeffaf pleksiglas tüp içinde sıkıştırılmış, b. yağış simülatörü: sabit debi elde etmek için peristaltik pompa. c. ölçüm cihazları: TDR, termal sensörler, tipping bucket, veri kaydedici ve bilgisayar. İki tabakalı deney

düzeneği Şekil 2'de gösterilmektedir. Deneyler sırasında hacimsel su muhtevasının zamana ve derinliğe bağlı değişimi incelenmiştir. Ayrıca yüzey akışı, tabakalarda depolanan su miktarı ve sızıntı miktarı zamana bağlı olarak ölçülmüştür. Bu ölçümler dikkate alınarak belirlenen sızma hızı sayısal modelde kullanılmıştır.

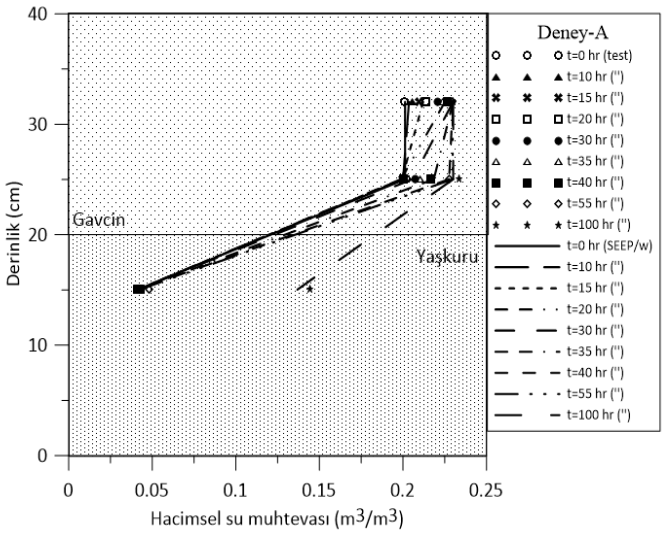
Tablo 3. 1B deneylerin başlangıç koşulları

| Deney Adı | Kuru yoğunluk (Mg/m3) | | Başlangıç su muhtevası (%) | | Sızma hızı (mm/hr) |
|---|---|---|---|---|---|
| | Gavcin | Yaskuru | Gavcin | Yaskuru | |
| A | 2.09 | 1.5 | 9 | 1 | 3 |
| B | 1.95 | 1.5 | 12 | 1 | 3 |
| C | 2.00 | 1.5 | 7.5 | 1 | 3 |

Geleneksel Kemaliye evlerinin toprak damlarının drenaj davranışını modellemek için sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan bu sayısal analizlerde SEEP/w (GEO-SLOPE International, Ltd.) yazılımı kullanılmıştır. Sayısal analizler, 1B sızma deneyleri kullanılarak geri analizlerle kalibre edilerek gerçekleştirilmiştir. Model geometrisi ve sınır koşulları, laboratuvar deney modeli ve ölçümler dikkate alınarak belirlenmiştir (Şekil 3).

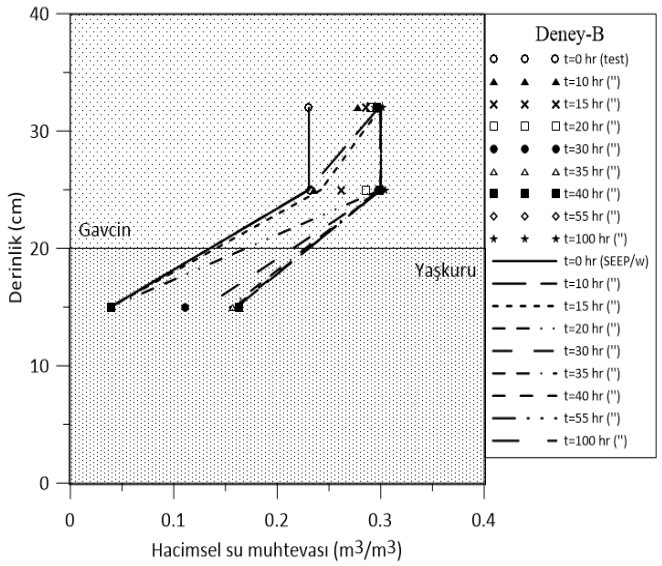



Şekil 2. 1B zemin kolonu deneylerinin laboratuvar modeli ve sonlu elemanlar modeli



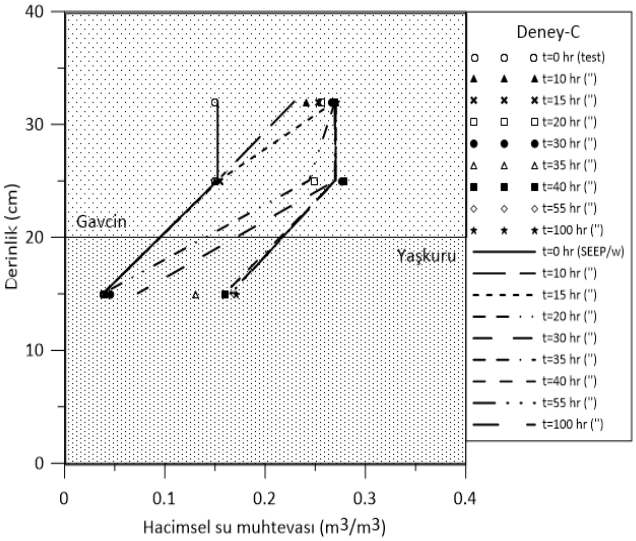

Şekil 3. Hacimsel su muhtevasının zamanla ve derinlikle değişimi (Deney A)

Deney A'da gavcin içerisine yüzeyden 8 ve 15. cm derinliklere yerleştirilen TDR-1 ve TDR-2 sensörlerinde yaklaşık 10 saatin sonunda homojen bir şekilde hacimsel su muhtevasında artış gözlemlenmiştir. Yaşkuru içerisinde ve arayüzeyden 5 cm derinlikte bulunan TDR-3 sensöründe bu artış 55 saat sonunda ve ani bir şekilde meydana gelmiştir. Deney 100 saatin sonunda sızıntı gözlemlenemeden sonlandırılmıştır. Yapılan sayısal model, deney ölçümleriyle oldukça uyumlu sonuçlar göstermektedir (Şekil 3).




Şekil 4. Hacimsel su muhtevasının zamanla ve derinlikle değişimi (Deney B)

B deneyinde, TDR1 ve TDR2 ölçümleri yaklaşık 3. ve 10. saatlerde artmıştır. Ayrıca arayüzeyin üzerinde bulunan TDR-2 sensörünün hacimsel su muhtevası ölçümleri arayüzeyde daha fazla su muhtevası depolandığını göstermektedir. Yaşkuru içerisinde arayüzeye 5 cm mesafede bulunan TDR-3'te hacimsel su muhtevası 27. saat sonunda artmaya başlamıştır. Buna göre suyun alt tabakaya sızmasının daha fazla zaman aldığı görülmektedir. Zemin kolonunun tabanından 52. saatte sızıntı başlamıştır. Sayısal model sonuçlarının da ölçüm noktalarıyla oldukça uyumlu olduğu görülmektedir.




Şekil 5. Hacimsel su muhtevasının zamanla ve derinlikle değişimi (Deney C)

C deneyinde Gavcin optimum su muhtevasının kuru tarafında sıkıştırılmış ve TDR-1 sensöründe yaklaşık 5 saatin sonunda su muhtevası artışı gözlemlenmiştir. Arayüzey üzerinde Gavcin içerisinde bulunan TDR-2'de su muhtevası 16. Saatte artarken arayüzeyin hemen altında su muhtevası artışı 30 saat sonunda gözlemlenmiştir. Ayrıca arayüzeyin üzerinde daha fazla su depolandığı hacimsel su muhtevası ölçümlerinden görülmektedir. Yapılan sayısal analizde sensör okumalarıyla oldukça uyumlu sonuçlar elde edilmiştir.

## 5. SONUÇLAR

Araştırma, tarihi toprak dam üzerinde kapiler bariyer etkisinin varlığını ortaya koymuştur. Hacimsel su içeriği ölçümleri testler sırasında suyun başlangıç koşullarına bağlı olarak değişen sürelerde arayüzeyde tutulduğunu göstermektedir. Ayrıca hacimsel su muhtelarındaki değişim üst katmanda arayüzeye yakın bölgede daha fazla su tutulduğunu doğrulamıştır.

Üst tabakadaki zeminin permeabilitesi, sızma hızını permeabilitesine indirgeyerek bariyerin içine sızmayı kısıtlamaktadır. Sonuç olarak, sızma hızı azalmakta ve buna bağlı olarak kapiler bariyer etkisi artmaktadır. Yüksek sıkıştırılmış üst tabaka homojen bir şekilde doygun hale gelirken sıkıştırma enerjisi veya su içeriği azaldıkça üst tabakada bir ıslanma cephesi gözlenmiştir. Öte yandan, üst tabakanın kuru tarafta sıkıştırılması bariyerin kırılma süresini arttırmakta ve gavcinde daha fazla su depolanmaktadır.

Zeminler, hidrolik iletkenlik eğrisini tahmin etmek ve doygun olmayan koşullarda akımı modellemek için temel parametre olan zemin su karakteristik eğrisi ile ilgili histeretik bir davranışa sahiptir. Bu nedenle, 1B deney sonuçları kullanılarak yapılan geri analizlerle eğriler kalibre edilmiştir. Sayısal sonuçlara göre, hacimsel su içeriğinin zamanla değişimi laboratuvar testleriyle benzerlik göstermekte ve bariyerde kırılma aynı zamanda gerçekleşmektedir. Bu durum sayısal olarak kapiler bariyer etkisini gözlemlemek için kuruma eğrilerinin kalibrasyonunun gerekliliğini göstermektedir.

## TEŞEKKÜR

*Araştırma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından 217M561 numaralı "Kemaliye Evlerinin Geleneksel Düz Toprak Damlarının Korunması ve Rehabilitasyonu İçin Çözüm Önerileri" araştırma projesi ile desteklenmektedir. Yazarlar, bu çalışmada sunulan laboratuvar deneyleri sırasında verdiği destek için yüksek lisans öğrencisi Fırat SARGIN'a teşekkür eder.*

## KAYNAKLAR

Abdolahzadeh, A. M., Vachon B. L., and Cabral A. R. (2011). "Assessment of the Design of an Experimental Cover with Capillary Barrier Effect Using 4 Years of Field Data", Geotechnical and Geological Engineering, Vol 29 (5): 783–802. https://doi.org/10.1007/s10706-011-9417-x.

Alper, B. (1990), "Kemaliye(Eğin) yerleşme dokusu ve evleri üzerine bir araştırma." Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi

Aubertin, M., Cifuentes, E., Martin, V., Apithy, S., Bussière, B., Molson, J., Chapuis, R.P. ve Maqsoud, A. (2006), "An Investigation of Factors That Influence the Water Diversion Capacity of Inclined Covers with Capillary Barrier Effects", Unsaturated Soils 2006. https://doi.org/10.1061/40802(189)47.

Ho, C. K., ve. Webb S. W. (1998), "Capillary Barrier Performance in Heterogeneous Porous Media",Water Resources Research, Vol 34 (4): 603–9. https://doi.org/10.1029/98wr00217.

Khire, Milind V., Craig H. Benson, and Peter J. Bosscher. 2000. "Capillary Barriers: Design Variables and Water Balance." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126 (8): 695–708.

Korkmaz, E. ve Akdemir, M. Z. (2015), "Evaluation of Conservation Interventions that Use Local Knowledge and Experience at Traditional Houses Located in Kemaliye and Surrounding Settlements", MEGARON, Vol 10(4):494-502 https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:8(695).

Qian, T., Huo L., ve Zhao D. (2009), "Laboratory Investigation into Factors Affecting Performance of Capillary Barrier System in Unsaturated Soil", Water, Air, and Soil Pollution, Vol 206 (1–4): 295–306. https://doi.org/10.1007/s11270-009-0106-9.

Stormont, J. C. (1996), "The Effectiveness of Two Capillary Barriers on a 10% Slope", Geotechnical and Geological Engineering, Vol 14 (4): 243–67. https://doi.org/10.1007/bf00421943.

Stormont, J. C. ve Anderson, C. E. (1999), "Capillary Barrier Effect from Underlying Coarser Soil Layer", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 125 (8): 641–48. https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(1999)125:8(641).

Yang, H., Rahardjo H.,. Leong E. C, ve Fredlund D. G. (2004), "A Study of Infiltration on Three Sand Capillary Barriers.", Canadian Geotechnical Journal, Vol 41 (4): 629–43. https://doi.org/10.1139/t04-021.

Torbaoğlu, E. (2010), "Özgün Yerleşimlerin Sürekliliği Üzerine Bir Araştırma: Kemaliye Örneği". Master Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi

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. doi: 10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

# INTENSITY AND DURATIONAL CHARACTERISTICS OF SEISMOGRAMS RECORDED DURING THE FEBRUARY 6, 2023, M7.8 TÜRKİYE KAHRAMANMARAŞ PAZARCIK EARTHQUAKE

## INTENSITY AND DURATIONAL CHARACTERISTICS OF SEISMOGRAMS RECORDED DURING THE FEBRUARY 6, 2023, M7.8 TÜRKİYE KAHRAMANMARAŞ PAZARCIK EARTHQUAKE

**Kemal Onder Cetin[1], Alaa Elsaid[2]**

## ABSTRACT

The seismograms recorded at a total of 71 strong ground motion stations located within 100 km of the fault rupture were used to investigate the intensity and durational variability observed during the February 6, 2023, M7.8 Türkiye-Kahramanmaraş-Pazarcık earthquake. More specifically, the recorded intensity levels were compared with the ones predicted by the three ground motion models of the 2014 NGA WEST-2 Ground Motion Prediction Equations (GMPEs) and by the Turkish earthquake design code (TEC, 2018). Moreover, the significant duration (D) and equivalent number of uniform stress cycles (N), estimated by using these accelerograms, were compared with the ones predicted by Tafreshi and Bora (2023) and Cetin et al. (2021) models, respectively. To facilitate the comparisons, residuals were estimated and presented with reference to the i) station codes, ii) distance and angular orientation of the SGMS relative to the fault, iii) site class, and iv) recorded intensity levels.
***Keywords:*** *Duration, Intensity, GMPEs, Turkish Earthquake code, Kahramanmaraş earthquake, Pazarcık earthquake.*

## 1. INTRODUCTION

On February 6, 2023, two earthquakes, with moment magnitudes M7.8 and M7.6, occurred in southeastern Türkiye on the East Anatolian Fault Zone (EAFZ), at local times of 04:17 and 13:24, respectively. The epicenter of the first event, which has a focal depth of 8.6 km, is in Kahramanmaraş-Pazarcık. Kahramanmaraş-Pazarcık earthquake initiated approximately 20 km southeast of the main strand of the EAFZ along a splay fault (Narlı fault), which is oriented in the northeast-southwest direction (Melgar et al., 2023; Okuwaki et al., 2023, Petersen et al., 2023). The first objective of the manuscript is to comparatively assess the recorded spectral acceleration intensity levels with the ones i) predicted by three ground motion models from the 2014 NGA WEST-2 Ground Motion Prediction Equations (GMPEs): Abrahamson, Silva and Kamai (2014), (ASK); Campbell and Bozorgnia (2014), (CB); and Chiou & Youngs (2014), (CY); and ii) recommended by the Turkish earthquake design code (2019), (TEC) for return periods of 475 (DD2) and 2475 (DD1) years.
The second objective is to comparatively assess the variability in the duration of the seismograms recorded during the Kahramanmaraş-Pazarcık M7.8 event. For this purpose, two durational parameters, namely, significant durations (D5-95 and D5-75), and the equivalent number of stress cycles (N) are to be assessed.

[1] Prof. Dr., Middle East Technical University, Department of Civil Engineering, ocetin@metu.edu.tr (corresponding author)
[2] Ph.D. Student, Middle East Technical University, Department of Civil Engineering, e19477@metu.edu.tr

## 2. STRONG GROUND MOTION DATA

To start with, the seismograms from strong ground motion stations (SGMS) within 100 km of the rupture plane ($R_{rup} \leq 100$ km) were accessed from Turkish Disaster and Emergency Management Authority (AFAD) web portal, accessible at https://tadas.afad.gov.tr. The stations with seismograms that did not meet the data validity criteria were excluded. As a result, a total of 71 stations were included in the final database. 51 out of 71 stations have measured shear wave velocity ($V_s$) profiles to estimate the representative value for the upper 30 meters (i.e.: $V_{s30}$). The estimated $V_{s30}$ values vary in a range of 210 m/s to 1380 m/s. The available $V_s$ profiles are accessible at https://tadas.afad.gov.tr. For SGMS, where site specific shear wave velocity Vs profiles are not available, $V_{s30}$ values are estimated based on local geological and geotechnical data, considering available topographical, morphological and water saturation information (Okay, 2022).

## 3. COMPARATIVE ASSESSMENT OF INTENSITY AND DURATION PARAMETERS DURING THE FEBRUARY 6, 2023, M7.8 TÜRKİYE KAHRAMANMARAŞ PAZARCIK EARTHQUAKE

In this section, the seismic intensity predictions by 2014 NGA WEST-2 Ground Motion Prediction Equations (GMPEs) by ASK, CB, and CY models are compared with the recorded PGA values. Similarly, the TEC basis intensities are comparatively presented. Moreover, the significant duration ($D_{5\text{-}95}$, $D_{5\text{-}75}$), and equivalent number of uniform stress cycle, N values were separately estimated for the seismograms recorded at the 71 strong ground motion stations. These duration parameters will be compared with the predictions by Tafreshi and Bora (2023) and Cetin et al. (2021). For both the Intensity and the duration parameters, the inter-event residuals are estimated for each ground motion station. These residuals are shown against Joyner-Boore distance ($R_{jb}$), $V_{s30}$, recorded PGA values, and the azimuth angle ($\theta$), which is selected to represent rupture directivity and/or velocity effects. Consistent with Somerville et al. (1997) it should be noted that due to fault rupture planes reaching the ground surface, $R_{rup}$ and $R_{jb}$ values are the same.

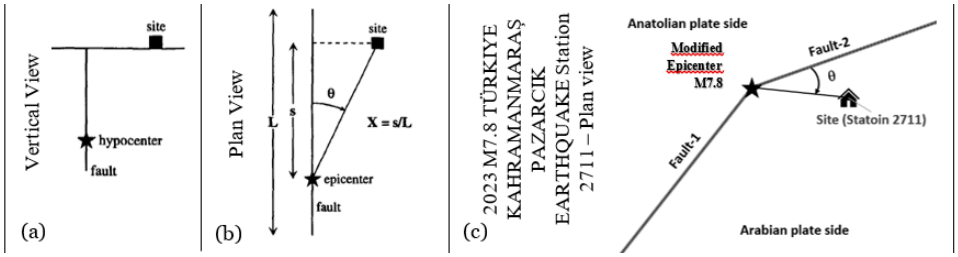



Figure 1. Rupture directivity parameters for a strike-slip fault (after Somerville et al., 1997)

### 3.1. Variability in PGA and Duration Residuals with Geographical Locations

In this section, the estimated residuals geographically grouped into city bins and presented in Table 1.

Table 1. A summary of mean ± σ residuals estimated for each city bin

| Name | ASK | CB | CY | $D_{5\text{-}95}$ | $D_{5\text{-}75}$ | N |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Şanlıurfa | -0.25 ± 0.44 | -0.24 ± 0.42 | -0.31 ± 0.44 | 0.49 ± 0.06 | 0.45 ± 0.11 | -0.04 ± 0.54 |
| Kahramanmaraş | -0.08 ± 0.39 | -0.03 ± 0.39 | -0.15 ± 0.39 | 0.36 ± 0.04 | 0.01 ± 0.05 | -0.13 ± 0.33 |
| Elazığ | -0.02 ± 0.50 | 0.00 ± 0.50 | -0.15 ± 0.51 | -0.26 ± 0.39 | -0.52 ± 0.42 | -0.69 ± 0.95 |
| Malatya | 0.70 ± 0.10 | 0.71 ± 0.19 | 0.66 ± 0.08 | 0.40 ± 0.38 | 0.55 ± 0.46 | 0.25 ± 0.72 |
| Hatay | 0.42 ± 0.62 | 0.48 ± 0.63 | 0.29 ± 0.62 | -0.39 ± 0.51 | -0.66 ± 0.84 | -0.43 ± 0.58 |
| Osmaniye | 0.21 ± 0.96 | 0.23 ± 0.94 | 0.16 ± 0.95 | 0.49 ± 0.10 | 0.42 ± 0.15 | -0.02 ± 0.37 |
| Gaziantep | 0.21 ± 0.31 | 0.27 ± 0.29 | 0.10 ± 0.29 | 0.22 ± 0.32 | 0.07 ± 0.32 | -0.35 ± 0.44 |
| Diyarbakır | 0.07 ± 0.04 | 0.14 ± 0.05 | -0.01 ± 0.01 | 0.31 ± 0.05 | 0.33 ± 0.14 | 0.32 ± 0.31 |
| **OVERALL** | 0.03 ± 0.31 | 0.13 ± 0.32 | -0.04 ± 0.34 | 0.32 ± 0.01 | -0.16 ± 0.22 | -0.37 ± 0.78 |

Interpretation of Table 1 reveals in general that Şanlıurfa, Adana and Kahramanmaraş cities were shaken by PGA levels less intense than the levels predicted by GMPEs. In the overall, among others, CY model provided the least unbiased predictions, producing the lowest overall mean residual. The highest positive residual value is estimated for SGMS # 3135 in Hatay, where the most structural damage was concentrated. Moreover, cities of Hatay and Malatya were subjected to significant duration levels shorter than those predicted by the Tafreshi and Bora (2023) predictive model. In contrast, Kahramanmaraş, Adana, Osmaniye, Diyarbakır, and Elazığ cities experience slightly higher significant durations than the ones predicted.

Table 1 suggests that the stations located on the Arabian plate side of the fault rupture are shaken by longer durations than the ones on the Anatolian side. From equivalent number of uniform stress cycle, N-perspective, Kahramanmaraş and Diyarbakır show positive N residuals, indicating underpredicted N values. And the stations located on the Arabian plate side of the rupture were concluded to be subjected to a smaller number of stress cycles, when compared to ones situated on the Anatolian plate side. The highest positive N residual value is estimated for SGMS # 2703 in Gaziantep, a city that also endured significant damage.

### 3.2. Variability in PGA And Duration Residuals with $V_{s30}$

In this section, Table 2 presents a summary of the statistics of the residuals estimated for each $V_{s30}$ bin. Residuals are grouped consistent with Turkish earthquake code-based soil site classifications scheme: ZB, ZC and ZD. It should be noted that TEC soil site classification scheme is identical with the one of NEHRP, and groups soil sites with 180 ≤ Vs30 < 360 , 360 ≤ Vs30< 760 , and 760 ≤ Vs30 < 1500 m/s with site class symbols of ZD, ZC and ZB, respectively. Interpretation of Table 2 reveals that the PGA and duration parameters were not significantly affected by site conditions. The scatter (i.e.: standard deviation) in residuals is observed to be higher in sites ZC for the PGA, ZC and ZB for duration parameter.

*Table 2.* A summary of mean ± σ residuals estimated separately for site class ZB, ZC and ZD. $V_{s30}$ (m/s)

| Predictive Model | | $180 \le V_{s30} < 360$ ZD | $360 \le V_{s30} < 760$ ZC | $760 \le V_{s30} < 1500$ ZB |
|---|---|---|---|---|
| ASK | | -0.24 ± 0.42 | -0.31 ± 0.44 | 0.49 ± 0.06 |
| CB | | -0.03 ± 0.39 | -0.15 ± 0.39 | 0.36 ± 0.04 |
| CY | | 0.00 ± 0.50 | -0.15 ± 0.51 | -0.26 ± 0.39 |
| Tafreshi and Bora (2023) | $D_{5-95}$ | 0.71 ± 0.19 | 0.66 ± 0.08 | 0.40 ± 0.38 |
| | $D_{5-75}$ | 0.48 ± 0.63 | 0.29 ± 0.62 | -0.39 ± 0.51 |
| Cetin et al. (2021) | | 0.13 ± 0.32 | -0.04 ± 0.34 | 0.32 ± 0.01 |

### 3.3. Variability in PGA And Duration Residuals with *Azimuth Angle, θ*

Figure 2 illustrates the dependency of the inter-event residuals on azimuth angle θ. An overall trend is evident across all GMPEs considered, wherein the residuals increase with decreasing θ angles. As the θ angle increases, the scatter in residuals also decreases. the weak trend of PGA residuals increasing with decreasing θ is preliminarily attributed to rupture shear effects (speculated as super shear) as opposed to the directivity ones. However, this conclusion is premature and deserves further in-depth assessments, which is not within the scope of our preliminary reconnaissance evaluations.

The $D_{5-95}$ and $D_{5-75}$ residuals increase as θ angle value increases. One can notice that at an azimuth angle of around 5°, residuals change sign. For the azimuth angles less than 5°, residuals are concluded to be negative, hence durations from recordings were overpredicted. Conversely, beyond 5°, the residuals are positive, indicating an underpredicted significant duration values. This observation confirms the effects of directivity and/or rupture propagation velocity effects on the duration of the seismic shaking during the Kocaeli-Pazarcık event. An overall weaker trend is evident across N residuals, wherein the residuals for SGMSs located in the Arabian plate side increase with decreasing θ angles. In contrast, SGMSs located in the Anatolian plate side decrease with decreasing θ angles, with a relatively weaker trend.

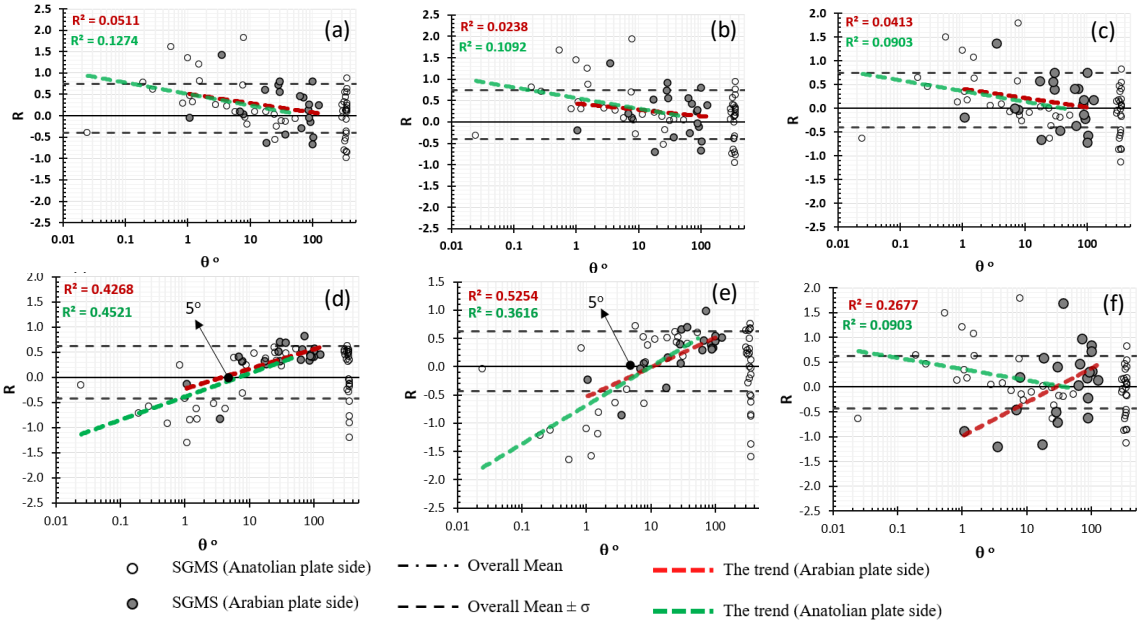



Figure 2. Inter-event PGA residuals for (a) ASK, (b) CB, and (c) CY, GMPEs and Inter-event duration residuals (d) $D_{5\text{-}95}$, (e) $D_{5\text{-}75}$, (f) and N, and their distribution with respect θ.

### 3.4. Variability in PGA And Duration Residuals with Distance to the Rupture Plane

In Figure 3, PGA and duration residuals are presented against $R_{jb}$ (or $R_{rup}$).

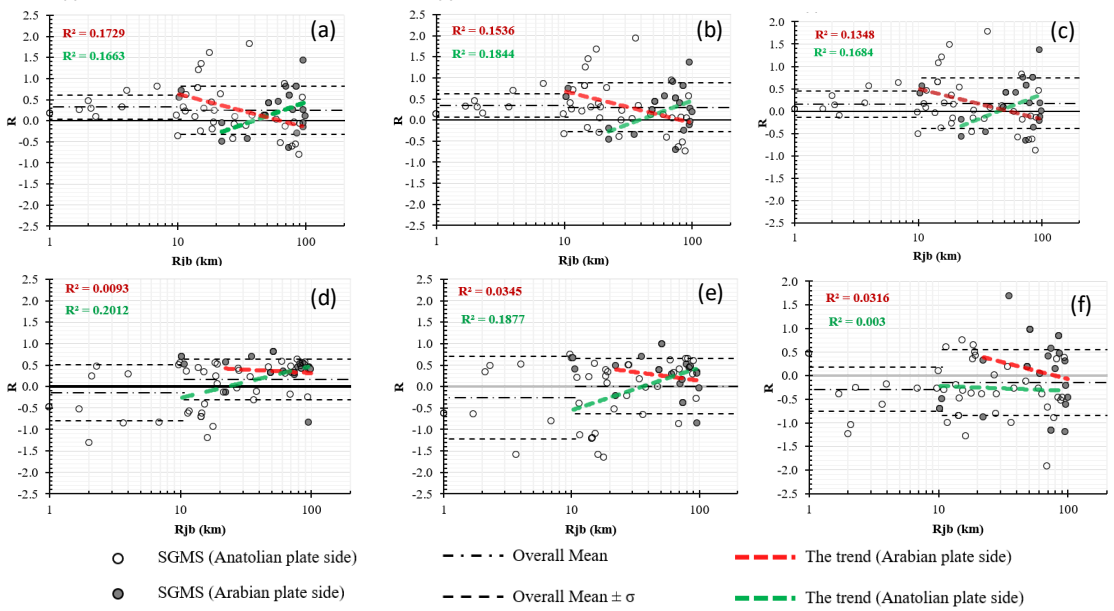



Figure 3. Inter-event PGA residuals for (a) ASK, (b) CB, and (c) CY, GMPEs and Inter-event duration residuals (d) $D_{5\text{-}95}$, (e) $D_{5\text{-}75}$, (f) and N, and their distribution with respect $R_{jb}$ distances.

As revealed by Figure 3, in the overall, PGA residuals are observed to slightly increase with increasing $R_{rup}$, more pronounced for the residuals estimated by CY-GMPE. The trend lines suggest that residuals increase with $R_{rup}$ for the stations located on the Arabian side. Conversely, it decreases for the stations located on the Anatolian plate side. The differences in estimated residual trends address the importance of path effects on the recorded PGA intensity levels.

Moreover, the overall, duration residuals are observed to increase slightly with increasing $R_{rup}$, more pronounced for the significant duration parameters. For significant duration residuals, the trends suggest that residuals decrease with $R_{jb}$ for the stations located on the Arabian side. Conversely, it increases for the stations located on the Anatolian plate side. Hence for the stations on the Arabian plate side, significant duration decreases with increasing $R_{jb}$. From number of equivalent uniform stress cycle of view, N residuals show a decreasing trend with $R_{jb}$, more pronounced for the ones on the Arabian plate side. The differences in estimated residual trends exhibited by the recording from stations on the Arabian or Anatolian sides address the importance of path effects on the duration parameters.

### 3.5. Variability in PGA And Duration Residuals with PGA

Figure 4 presents the estimated residuals varying with the recorded PGA levels. On the same figure the linear and nonlinear trends are shown separately for the stations located on the Anatolian and Arabian plate sides of the rupture. Valid for all four GMPE models, residuals increase with increasing recorded PGA levels. In simpler terms, the employed three GMPEs overpredicted lower PGA levels and underpredicted the higher ones. The duration residuals decrease with increasing recorded PGA levels with a weaker trend for N values. In the overall, the duration of the shaking and its intensity levels are observed to inversely correlated. The residuals for the stations on the Anatolian plate side exhibited a more correlated residual trend with the recorded PGA intensity levels.

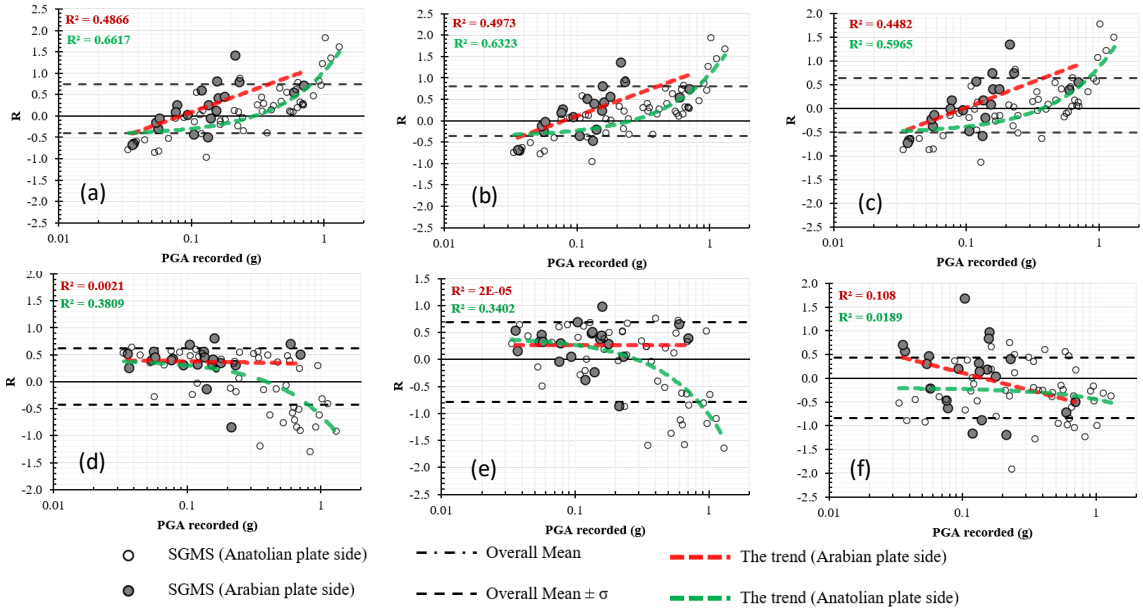



Figure 4. Inter-event PGA residuals for (a) ASK, (b) CB, and (c) CY, GMPEs and Inter-event duration residuals (d) $D_{5\text{-}95}$, (e) $D_{5\text{-}75}$, (f) and N, and their distribution with respect PGA.

### 3.6. Comparisons of the Recorded vs. PGA and SA Levels Recommended By Turkish Earthquake Code

Consistent with the Turkish Earthquake Design Code (TEC), the PGA and $S_A$ values were assessed for the design scenarios of DD-1 and DD-2, which correspond to the return periods of 2475 and 475 years, respectively. These values are compared with the recorded seismic demand levels at SGMS sites. The results, as presented in Figure 5 reveal that the Turkish earthquake code DD-1 and DD-2 PGA levels were exceeded at 5 and 22, out of 71 stations, respectively. The stations where the seismic PGA demand was exceeded, are class ZC or softer sites. PGA levels for the DD-1 seismic scenario were exceeded at SGMS # 3135, 3125, 3129, 3126, and 3141, which are all located in the city of Hatay. On the basis of the residual trends provided in Figure 5, structures with spectral periods of 0.7 s and longer, were subjected to approximately 20 to 30 % higher seismic demands than the ones defined by TEC for the DD-2 design basis scenario. This conclusion is also in conformance with the concentrated structural damage in residential buildings with number of stories higher than 5 to 7 (Çetin et al., 2023a; Çetin and Ilgaç, 2023).

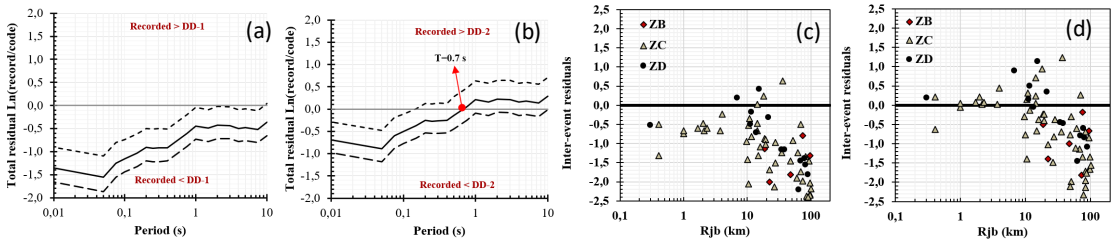



Figure 5. Inter-event residuals estimated for (a) $S_A$ -TEC DD-1, (b) $S_A$ -TEC DD-2, (c) PGA - TEC DD-1 and (b) PGA -TEC DD-2 seismic scenario levels. The dashed lines in each plot show mean ± $\sigma$ limits.

## 4. SUMMARY AND CONCLUSIONS

This manuscript presents the findings of preliminary evaluations during the February 6, 2023, Türkiye-Kahramanmaraş-Pazarcık earthquake (M7.8), which aim to comparatively assess the recorded intensity levels with the ones i) predicted by three ground motion models from the 2014 NGA WEST-2 Ground Motion Prediction Equations (GMPEs): Abrahamson & Silva & Kamai (ASK), Campbell & Bozorgnia (CB), and Chiou & Youngs (CY), and ii) recommended by the Turkish earthquake design code (TEC) for return periods of 475 and 2475 years. And the durational parameters, more specifically, the significant duration and equivalent number of uniform stress cycles estimated from accelerograms recorded with the ones predicted by Tafreshi and Bora (2023) and Cetin et al. (2021), respectively.

For the intensity parameters, The overall mean $\pm\,\sigma$ residuals for the stations located on the Anatolian and Arabian plate sides of the fault rupture plane are estimated as 0.04 ± 0.63 and 0.16 ± 0.54, respectively. Hence, stations located on the Arabian plate side of the rupture demonstrate more pronounced underpredicted inter-event residuals when compared to those situated on the Anatolian plate side. The highest positive residual value is estimated for SGMS # 3135, in Hatay, where the most structural damage was concentrated. The PGA residuals increase with $R_{jb}$ for the stations located on the Arabian side. Conversely, residuals decrease for the stations located on the Anatolian plate side. In the overall PGA residuals are observed to increase slightly with increasing rupture distances. The scatter (i.e.: standard deviation) in residuals is observed to be the highest for site class ZC. Valid for all three GMPE models, the PGA residuals increase with increasing recorded PGA levels. The dependency of the inter-event residuals on azimuth angle, $\theta$ was also assessed and the residuals increase with lower $\theta$ angles, and as the $\theta$angle increases, the residual PGAs decrease, and the scatter is reduced.

The PGA values were assessed for the TEC seismic scenarios of DD-1 and DD-2. DD-1 and DD-2 PGA levels were exceeded at 5 and 22 out of 71 stations, respectively. The stations where the seismic PGA demand was exceeded are all site class ZC or softer sites. PGA levels for the DD-1 seismic scenario were exceeded at stations 3135, 3125, 3129, 3126, and 3141, which are in all located in the city of Hatay. The extensive structural damage levels witnessed in these cities can be partially attributed to high levels of seismic intensities exceeding the ones defined by TEC DD-2.

Additionally, the structures with spectral periods of 0.7 seconds and longer were subjected to approximately 20 to 30 % higher seismic demands than the ones defined by TEC for the DD-2 design basis scenario. This conclusion is also in conformance with the concentrated structural damage in higher than 5 to 7 story residential buildings (Çetin et al., 2023a; Çetin and Ilgaç, 2023).

For Duration parameters, the overall mean $\pm\,\sigma$ residuals for the stations located on the Anatolian and Arabian plate sides of the fault rupture plane were estimated as -0.02 ± 0.54 and 0.37 ± 0.33, respectively. These significantly different mean residual values suggests that the stations located on the Arabian plate side of the fault rupture were shaken by longer durations than the ones on the Anatolian side. Duration residuals are observed to increase slightly with increasing $R_{rup}$. The scatter (i.e.: standard deviation) in residuals is observed to be higher in SGMS sites classified as ZC as compared to site classes ZB and ZD. Finally, a relatively stronger dependency of the inter-event duration residuals on azimuth angle $\theta$ is estimated. As azimuth angle $\theta$ increases, the significant duration residuals increase.

## REFERENCES

AFAD - TADAS (n.d.): <https://tadas.afad.gov.tr>.

Abrahamson, N., W. Silva W,(2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations, Earthquake Spectra 24, no. 1, 67–97, doi: 10.1193/1.2924360.

Abrahamson, N., Silva, W., (2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion Relations. Earthquake Spectra 24 1 , 67–97. doi:10.1193/1.2924360

Ambraseys, N.N., (1989). Temporary seismic quiescence: SE Turkey. Geophysical Journal International 96 2 , 311–331. doi:10.1111/j.1365-246x.1989.tb04453.x

Campbell, K.W., Bozorgnia, Y., (2023). Ground-motion model for the standardized version of cumulative absolute velocity. Earthquake Spectra 39 1 , 634–652. doi:10.1177/87552930221144063

Chiou, B., Darragh, R., Gregor, N., Silva, W., (2008). NGA Project Strong-Motion Database. Earthquake Spectra 24 1 , 23–44. doi:10.1193/1.2894831

Chiou, B.S.-J., Youngs, R.R., (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. Earthquake Spectra 30 3 , 1117–1153. doi:10.1193/072813eqs219m

Cetin, K. Ö., Altinci, E., Bilge. H. T., (2021). Probability-based assessment of number of equivalent uniform stress cycles, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 143, 106583, doi: 10.1016/j.soildyn.2021.106583.

Çetin, K. Ö., Ilgaç, M., Çakır, E., (2023a). Preliminary Reconnaissance Report on February 6, 2023, Pazarcık Mw=7.7 and Elbistan Mw=7.6, Kahramanmaraş-Türkiye Earthquakes, METU/EERC 2023-01. doi: 10.13140/RG.2.2.32975.97446, Middle East Technical University Earthquake Engineering Research Center (METU EERC).

Çetin, K. Ö., Bray, J., Frost, A., Miranda, E., Moss, R., Stewart, J. (2023b). February 6, 2023 Türkiye Earthquakes: Report on Geoscience and Engineering Impacts, https://10.18118/G6PM34, GEER Association Report 082.

Çetin, K. Ö., Ilgaç, M., (2023). Reconnaissance Report on February 6, 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık (Mw=7.7) and Elbistan (Mw=7.6) Earthquakes, 10.13140/RG.2.2.15569.61283/1., Türkiye Earthquake Reconnaissance and Research Alliance, Türkiye.

Davatgari-Tafreshi, M., Bora, S.S., (2023). Empirical ground-motion models (GMMs) and associated correlations for cumulative absolute velocity, Arias intensity, and significant durations calibrated on Iranian strong motion database. Bulletin of Earthquake Engineering 21 9 , 4139–4166. doi:10.1007/s10518-023-01708-9

Okay, H. B. (2022) A new Vs30 prediction strategy taking geology, terrain, and saturation into account: application to Türkiye (2022), Middle East Technical University , Türkiye: <https://open.metu.edu.tr/handle/11511/99454> (accessed August 21, 2023).

Melgar, D., Taymaz, T., Ganas, A., Crowell, B., Öcalan, T., Kahraman, M., Tsironi, V., Yolsal-Çevikbil, S., Valkaniotis, S., Irmak, T.S., Eken, T., Erman, C., Özkan, B., Dogan, A.H., Altuntaş, C., 2023. Sub- and super-shear ruptures during the (2023) Mw 7.8 and Mw 7.6 earthquake doublet in SE Türkiye. Seismica 2 3 . doi:10.26443/seismica.v2i3.387

Okuwaki, R., Yagi, Y., Taymaz, T., Hicks, S.P., (2023). Multi-Scale Rupture Growth With Alternating Directions in a Complex Fault Network During the 2023 South-Eastern Türkiye and Syria Earthquake Doublet. Geophysical Research Letters 50 12 . doi:10.1029/2023gl103480

Petersen, G.M., Büyükakpinar, P., Vera Sanhueza, F.O., Metz, M., Cesca, S., Akbayram, K., Saul, J., Dahm, T., (2023). The 2023 Southeast Türkiye Seismic Sequence: Rupture of a Complex Fault Network. The Seismic Record 3 2 , 134–143. doi:10.1785/0320230008

Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W., Abrahamson, N.A., (1997). Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity. Seismological Research Letters 68 1 , 199–222. doi:10.1785/gssrl.68.1.199

Turkish Building Earthquake Code (2018), T.C. Resmi Gazete. , Ankara, Türkiye.

Wang, D., Mori, J., Koketsu, K., (2016). Fast rupture propagation for large strike-slip earthquakes. Earth and Planetary Science Letters 440, 115–126. doi:10.1016/j.epsl.2016.02.022

Wang, G., Wang, Y., Lu, W., Yan, P., Zhou, W., Chen, M., (2016). A general definition of integrated strong motion duration and its effect on seismic demands of concrete gravity dams. Engineering Structures 125, 481–493. doi:10.1016/j.engstruct.2016.07.033

# KUŞADASI (AYDIN) KENTİNİN DEPREMSELLİĞİ VE YEREL ZEMİN ÖZELLİKLERİ

## SEISMICITY OF KUSADASI (AYDIN) CITY AND LOCAL SITE CONDITIONS

**Recep OKAN[1], Musaffa Ayşen LAV[2]**

## ÖZET

Kuşadası kentinin yerel zemin koşullarının tespiti amacı ile derlenen jeolojik, jeofizik ve geoteknik veriler ışığında, kentin jeolojisini temelde Paleozoyik yaşlı şistler, Triyas yaşlı kireçtaşları, Jura yaşlı kritalize kireçtaşları, Kretase yaşlı metafiliş, Neojen yaşlı sedimanter kayaçlar, Kuvaterner yaşlı alüvyon, yamaç molozu ve yapay dolgu oluşturmaktadır. Alüvyon birimde yeraltı suyu seviyesi kıyıya yakın yerlerde yüzeye oldukça yakındır (0,80-1,50 m). Alüvyonun iri daneli seviyeleri tümüyle SM (siltli kum) biriminden oluşmaktadır. İnce daneli seviyeler ise genel olarak düşük-orta plastisiteli killer ile temsil edilmektedir. Alüvyon için 172-580 m/sn arasında geniş bir Vs30 hız yelpazesi bulunmaktadır. Kentin güneybatısında yer alan, suya doygun alüvyon zeminin tamamı için sıvılaşma riski bulunmaktadır. Kuşadası kentinde, Neojen formasyonları ve bunların üzerinde bulunan değişken kalınlıktaki yamaç molozu varlığı, duraylılık açısından risk taşımaktadır. Bölge itibari ile yaz aylarının ciddi miktarda kurak seyreden iklim şartları kış aylarında yerini yağışlı döneme bırakmaktadır. Bu nedenle, yaz aylarında suyunu kaybeden genel olarak killi birimler, kuruma çatlaklarından sızdırdığı yağış kaynaklı yüzey suları nedeni ile yamaç duraylılıklarında bozulmalara ve yüzey hareketlenmelerine sebep olmaktadır. Kentin coğrafi yapısı dolayısı ile genişleme alanları genellikle ya sıvılaşma riski yüksek alüvyonal, düz eğime yakın tarım arazilerine doğru ya da yamaç / şev problemlerinin risk olduğu eğimli arazilere doğru olmaktadır.

***Anahtar Kelimeler:*** *Kuşadası, sıvılaşma, yamaç şev duraysızlığı, depremsellik, yerel zemin koşulları*

## ABSTRACT

In the light of geological, geophysical and geotechnical data compiled to determine the local ground conditions of Kuşadası, the geology of the city is mainly composed of Paleozoic aged schists, Triassic aged limestones, Jurassic aged crystallized limestones, Cretaceous aged metaformation, Neogene aged sedimentary rocks, Quaternary aged alluvium, slope rubble and artificial fill. The groundwater level in the alluvium is very close to the surface (0.80-1.50 m) near the coast. The coarse grained levels of the alluvium consist entirely of SM (silty sand) unit. The fine-grained levels are generally represented by low-medium plasticity clays. There is a wide range of Vs30 velocity between 172-580 m/s for the alluvium. There is a liquefaction risk for the entire water-saturated alluvium located in the southwest of the city. In Kuşadası city, the presence of Neogene formations and the variable thickness of slope debris on top of them carries a risk in terms of stability. As of the region, the climatic conditions in the summer months are severely arid and are replaced by a rainy period in the winter months. For this reason, the clayey units, which lose their water in the summer months, cause deterioration in slope stability and surface movements due to precipitation-induced surface waters leaking through drying cracks. Due to the geographical structure of the city, expansion areas are generally either towards alluvial, flat sloping agricultural lands with high liquefaction risk or towards sloping lands where slope / slope problems are at risk.

***Keywords:*** *Kusadasi, liquefaction, slope instability, seismicity, local site conditions*

[1] İnşaat Yük. Mühendisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Dr. Programı (Tez Aşaması), rokan@itu.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı, lavay@itu.edu.tr

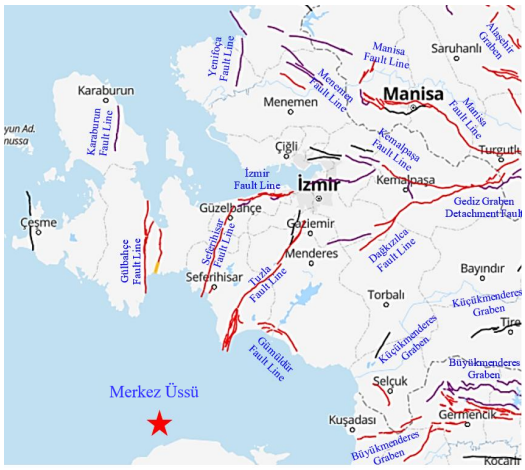
## 1. GİRİŞ

Kuşadası, Türkiye'nin batısında Ege bölgesinde kendi adıyla anılan Kuşadası körfezinde Aydın ilinin bir ilçesi olarak yer alır. İlçenin kuzeyinde İzmir'in Selçuk ilçesi, doğusunda ve güneyinde Aydın'ın Söke ilçesi, batısında Ege Denizi bulunmaktadır. Yüzölçümü ~265 km²'dir. Deniz seviyesinden ortalama 5 m yüksektedir. İlçenin kuzeybatısında bulunan Aydın'ın merkez ilçesi olan Efeler'e ~71 km uzaklıktadır. İzmir iline uzaklığı ~95 km, Selçuk ilçesine ~21 km, Söke ilçesine ~22 km, Bodrum ve Çeşme ilçelerine ~157 km uzaklıktadır. Kuşadası'nın batısında deniz, kuzeyinde, güneyinde ve doğusunda dağlar ve tepeler vardır.

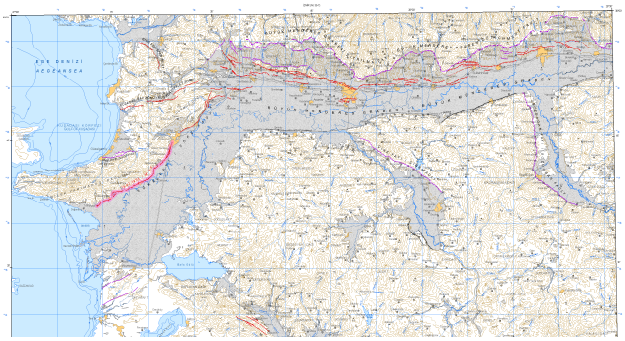
## 2. KUŞADASI KENTİNİN DEPREMSELLİĞİ

"Batı Anadolu Genişleme Bölgesi" sismik açıdan oldukça aktif bir alandır ve özellikle Ege denizi kıyı kesimi boyunca son 10 yılda Sisam, Kos ve Midilli depremleri gibi birçok önemli deprem aktivitesi meydana gelmiştir. Bu sebeple, bölgedeki diri faylar ve bunların özellikleri Kuşadası kenti için büyük önem arz etmektedir. Kuşadası bölgesindeki diri faylar başlıca; (i) D-B uzanımlı ve ~20 km uzunluğundaki Kuşadası Fay Zonu, (ii) KB-GD doğrultulu ve KD'ya eğimli olan Efes Fayı, (iii) D-B doğrultulu ve kuzeye eğimli olan Davutlar Fayı, (iv) KD-GB doğrultulu ve GD'ye eğimli olan Söke Fayı ve (v) 2020 Sisam Depremi'nin kaynak fayı olarak nitelendirilen D-B uzanımlı ve kuzeye eğimli Sisam Fayı olarak tanımlanmaktadır (Şekil2, 3 ve 4).

Samos Fayı'nın doğuya doğru devamı boyunca, karadaki olası devamı olan Kuşadası Fay Zonu Kuşadası ilçe merkezi çevresinde yer almaktadır. Bölgede saptanan fayların aktifliğini belgelemek için; Miyosen yaşlı Kuşadası formasyonunu ve/veya Kuvaterner yaşlı çökellerinin kesilmesi, düşen bloğunda Kuvaterner yaşlı çökellerin gelişmiş olması ve güncel drenaj ağındaki ötelenmeler bölge için çalışan araştırmacılarca referans alınmaktadır.




Şekil 2. İzmir ve civarındaki aktif fay hatları (MTA ile Emre ve diğerleri, 2005).

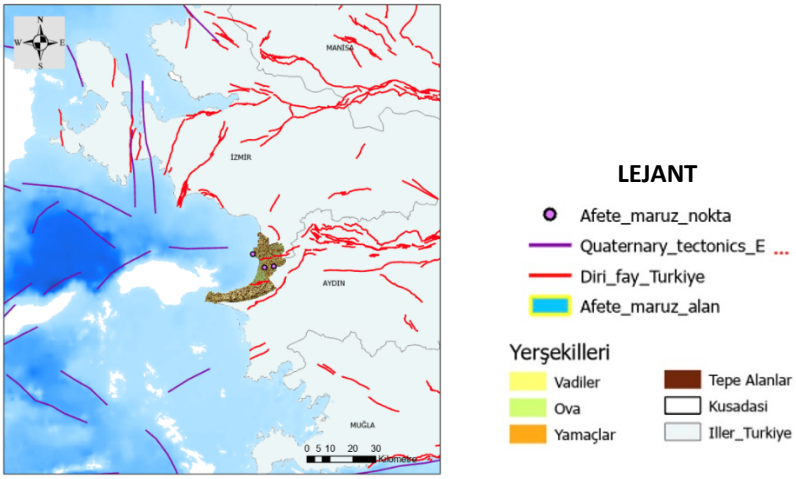


Şekil 3. MTA Genel Müdürlüğü, Türkiye Diri Fay Haritası Serisi, Aydın Paftası, 2011.

Bölgedeki diri fayların KD-GB yönlü genişleme kuvvetleri ile kontrol edildiği görülmektedir.

Aydın ili Kuşadası ilçesi açıklarında, Kuşadası Körfezi içinde, Sisam adasının kuzeyi ile Doğanbey-İzmir açıkları arasında (37.9020 Kuzey, 26.7942 Doğu) 30 Ekim 2020 tarihinde yerel saatle 14.51'de, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE) tarafından aletsel büyüklüğü Ml=6.6 (Mw=6.9) olarak hesaplanmış çok şiddetli bir deprem meydana gelmiştir. Depremin odak derinliği yaklaşık 12 km civarında olup sığ odaklı bir depremdir. Deprem sonrasında binlerce artçı sarsıntı meydana gelmiştir.

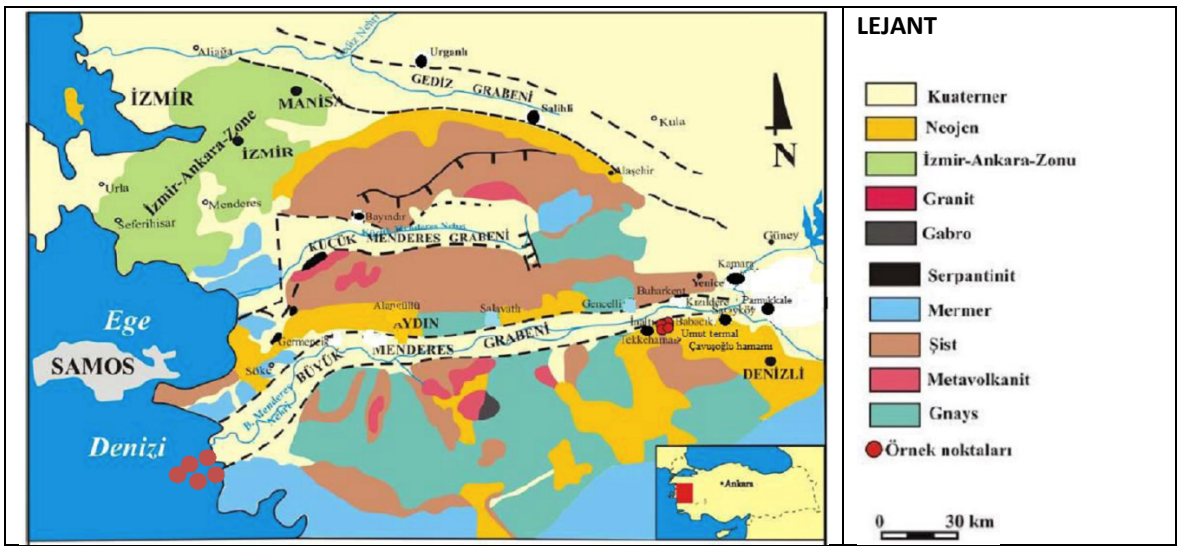
B.Ü. KRDAE (2020) Sisam Depremi'nin odak mekanizma çözümü, yaklaşık DB uzanımlı ve kuzeye eğimli bir normal fayın bu depreme kaynaklık ettiğini göstermektedir. Bu depremden sonra binlerce artçı sarsıntı meydana gelmiş, bunlardan KD uzanımlı doğrultu atımlı fay mekanizmasına sahip depremler, bu iki farklı doğrultudaki fayların birbirleri ile eş yaşlı olarak deprem ürettiğini göstermiştir.




Şekil 4. Kuşadası kenti çevresinde karada ve denizde diri fay durum haritası (AFAD, MTA, Avrupa Birliği EMODnet diri fay kayıtlarının çakıştırması)

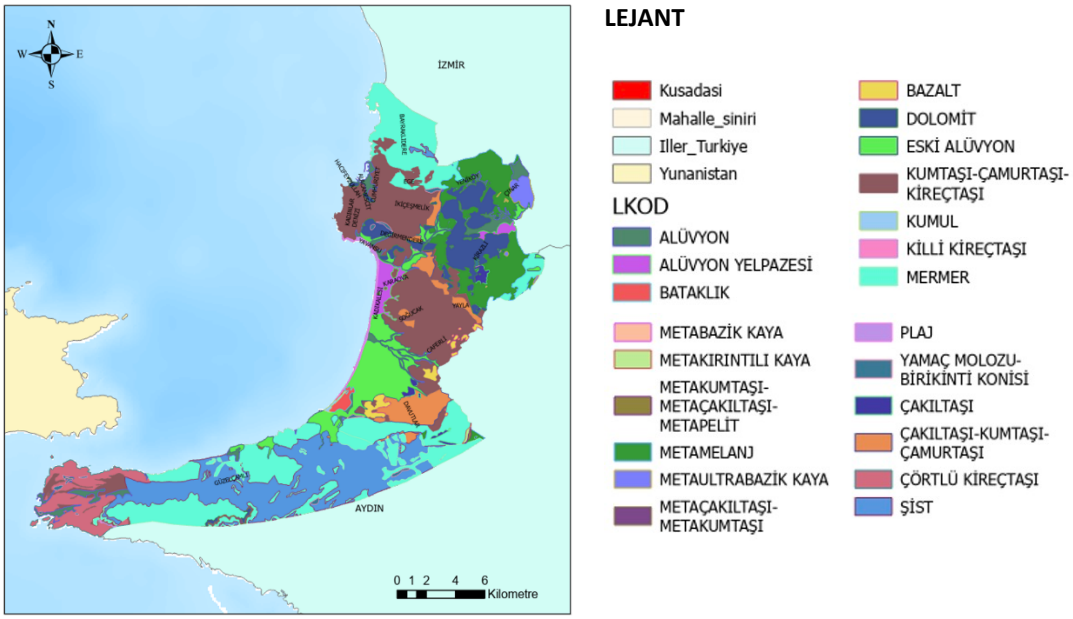
## 3. KUŞADASI KENTİNİN YEREL ZEMİN KOŞULLARI

Kuşadası kentinin yerel zemin koşullarının tespiti ve bunların yapıların deprem davranışına etkisinin tespiti amacı ile resmi ve özel birçok kaynaktan detaylı jeolojik, jeofizik ve geoteknik veriler derlenmiştir. İnceleme alanının jeolojisini, temelde Paleozoyik yaşlı şistler (Pmş), Triyas yaşlı kireçtaşları (tkçt), Jura yaşlı kritalize kireçtaşları (Jkmr), Kretase yaşlı metafiliş (k2mm), Neojen yaşlı sedimanter kayaçlar (n), örtü birimleri ise Holosen yaşlı alüvyonal yelpaze, Kuvaterner yaşlı alüvyon (Qal-1/Qal-2), yamaç molozu (Qym) ve yapay dolgu oluşturmaktadır (Şekil 5). Alüvyon birimde yeraltı suyu seviyesi kıyıya yakın yerlerde yüzeye oldukça yakındır (0,80-1,50 m). Alüvyonun iri daneli seviyeleri tümüyle SM (siltli kum) biriminden oluşmaktadır. İnce daneli seviyeler ise genel olarak düşük-orta plastisiteli killer ile temsil edilmektedir. Alüvyon (Qal) için 172-580 m/sn arasında geniş bir Vs30 hız yelpazesi bulunmaktadır. Batıdan doğuya gidildikçe (denizden uzaklaşıldıkça) alüvyondaki Vs30 hızları bu yelpazeye göre artmaktadır. Şehir mevcut arazi yapısı nedeni ile denize yakın, sıvılaşma, oturma / şişme ve şev stabilitesi problemli alanlara doğru genişlemektedir. Bu kısımlar için ortalama Vs30 değerleri ise 172 – 345 m/sn arasında bulunmaktadır.

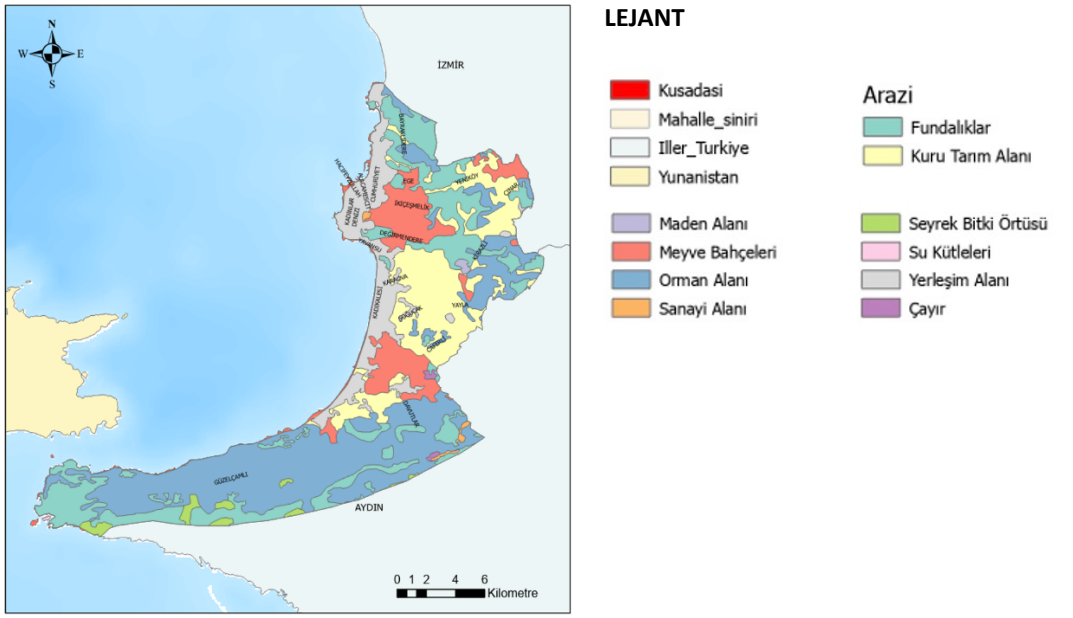



Şekil 5. Menderes masifinin jeolojik haritası ve örnek noktaları (Şengör, 1982 ve Dora vd., 1995: Özgür vd., 1998)

Şekil 6 ve Şekil 7'de kent arazilerinin kullanım durumu ve litolojik formasyonlar gösterilmiştir.
Şekil 8'de kentin 3 boyutlu yükselti durumu, Şekil 9'da ise



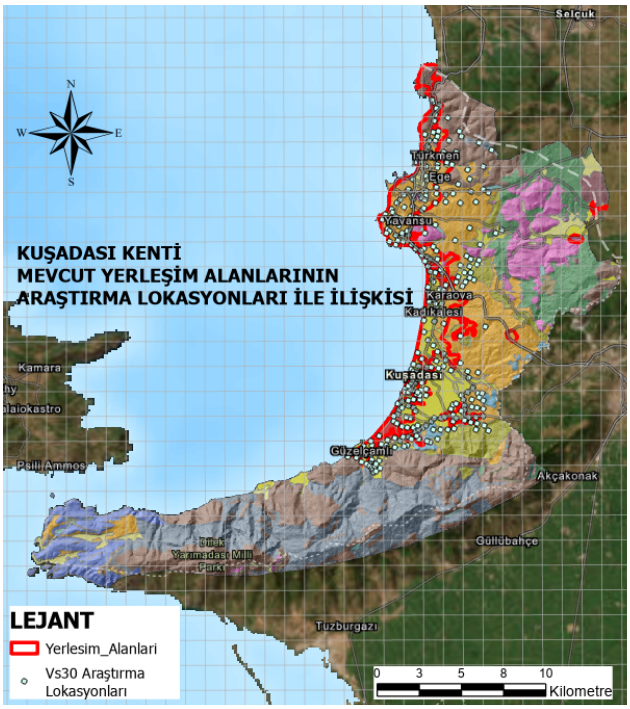

Şekil 6. Kuşadası kentinin litolojik durumu




Şekil 7. Kuşadası kentinin arazi kullanım durumu



Şekil 8. Kuşadası kentinin uydu görüntüsünün 3 boyutlu haritalaması üzerinde su akım çizgilerinin gösterimi (ArcScene 10.8.2 kullanımı ile)




Şekil 9. Kuşadası kenti genelinde yerleşim alanları, litoloji ve araştırma veri setine girilen sondaj, sismik kırılma, MASW ve mikrotremor ölçüm lokasyonlarının harita üzerinde gösterimi

### 3.1. Sıvılaşma Risk Durumu

TBDY 2018 Ek 16B / 16B.3.1 maddesi uyarınca sıvılaşma direnci ve akabilinde de 16.6.9 maddesi uyarınca da sıvılaşmaya karşı güvenlik koşul durumu hesaplanmaktadır.

Sıvılaşma direnci $\tau_R$ , moment büyüklüğü 7.5 olan depreme karşı gelen çevrimsel dayanım oranının ($CRR_{M7.5}$), tasarım depremi moment büyüklüğü düzeltme katsayısı ($C_M$) ve efektif düşey gerilme ($\sigma'_{v0}$) ile çarpılması ile hesaplanmaktadır.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik koşulu;

$$F_s = \tau_R / \tau_{Deprem} \geq 1{,}1$$ ile belirlenmektedir.

Denklemde verilen koşulun sağlanamaması durumunda, sıvılaşması beklenen tabakaların dayanım ve rijitlik özelliklerindeki azalma, olası taşıma gücü kayıpları, duraylılık bozuklukları ile oturma ve yanal yayılma türündeki zemin hareketlerinin değerlendirilmesi gereği de TBDY 2018 uyarınca dikkate alınmalıdır.
Suya doygun alüvyon birimlerde açılan sondaj kuyuları için yapılan hesaplamalar sonucunda elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının 0,59 – 0,90 arasında değiştiği, dolayısı ile kentin güneybatısında yer alan, şehrin genişleme potansiyeli yüksek olan ve Qal-2 ismi ile sınıflandırılan, suya doygun alüvyon zeminin tamamı için sıvılaşma riskinin bulunduğu sonucuna varılmaktadır. Zemin araştırmalarına göre örnek zemin profili baskın olarak siltli kumdan oluşmakta olup, profilde yer yer siltli killi kum, kumlu kil, çakıllı kum, silt, killi silt birimler de olabilmektedir.

Sıvılaşma riski olan yerlerde muhakkak suretle sıvılaşmaya karşı gerekli zemin iyileştirme önlemleri alınmadan yapılaşmaya gidilmemelidir.

### 3.2. Yamaç / Şev Duraylılığı

Kuşadası kentinde, Neojen formasyonları ve bu formasyonların üzerinde bulunan değişken kalınlıktaki yamaç molozu varlığı, duraylılık açısından risk taşımaktadır. Bölge itibari ile yaz aylarının ciddi miktarda kurak seyreden iklim şartları, kış aylarında yerini yağışlı döneme bırakmaktadır. Bu nedenle, yaz aylarında suyunu

kaybeden genel olarak killi birimler, kuruma çatlaklarından sızdırdığı yağış kaynaklı yüzey suları nedeni ile yamaç duraylılıklarında bozulmalara ve yüzey hareketlenmelerine sebep olmaktadır.
Bunun yanında, Neojen formasyonları içerisinde yer alan silttaşı seviyeleri, yine yüzeysel veya birimler içinde askıda kalmış suların etkisi ile borulanma etkisine neden olabilmektedir.
Yerleşim alanları içerisinde, yamaç eğimi genel olarak %10 ve daha düşük değerlerde olmasına rağmen yukarıda belirtilen nedenlerden ötürü kentte çeşitli yamaç / şev hareketleri sık karşılaşılabilen bir durumdur.
Bölgedeki heyelanları tetikleyen bir diğer önemli unsur da her geçen yıl yerli ve yabancı kişilerin yoğun talepleri sonucu yapılaşmanın çok yoğun ve hızlı biçimde artmasıdır. Üstyapıların her ne kadar özen gösterilerek inşa edildiği ifade edilse de, zeminde gerekli iyileştirme ve koruyucu önlemlerin yeteri kadar alınmaması, site proje alanları sınırlarında inşa edilen yüzme havuzu veya benzeri ortak alan yapılarının zemin iyileştirme ve/veya iksa destek sistemlerinin uygulama ve projelendirme konusunda uzman mühendislerden yeteri destek alınmadan yapılmalarından dolayı meydana gelen yamaç / şev / zemin hareketleri mevcut ve yeni yapılmakta olan yapılar açısından ciddi bir tehlike oluşturmaktadır.

## 4. SONUÇLAR

Kuşadası kentinde genel olarak topoğrafik eğim, kıyıdan doğuya doğru artış göstermektedir. Bölgenin jeolojik yapısı ve kaya birimleri topoğrafik eğim ile uyumludur. Genç alüvyon çökellerin bulunduğu güney kesimler, Değirmendere deresi tarafından taşınan alüvyonlar ile örtülmüştür. Kuzeyde Bahçecik deresi diğer bir alüvyon taşıyıcısıdır. Kentin güney kısmında bulunan alüvyonal birimlerde topoğrafik eğim, %0-10 arasında değişmektedir. Neojen-Miyosen yaşlı çökel kayaçların bulunduğu bölümlerin aşınmaya eğilimli kiltaşı-killi kireçtaşı türü birimlerden oluşması nedeni ile bu birimlerin olduğu kesimlerde topoğrafik eğim ekseriyetle %10-20, nadiren de %20-40 arasında değişmektedir. İnceleme sahasının aşınmaya karşı dirençli, kireçtaşı ve temel kayalarının bulunduğu bölümler, sahanın kuzey doğu kesiminde yer almaktadır. Bu bölümde dik yamaçlar ve nispeten yüksek eğimli tepeler %20-40, nadiren de %40 ve üzerinde eğimli olarak yer almaktadır.

Kentin coğrafi yapısı dolayısı ile genişleme alanları ya sıvılaşma riski yüksek alüvyonal, düz eğime yakın tarım arazilerine doğru ya da yamaç / şev problemlerinin risk olduğu eğimli arazilere doğru olmaktadır.

Kuşadası kenti için yürütülen yerel zemin koşullarının deprem davranışına etkisinin tespiti çalışmalarına bu çalışmadaki ön bulgular temel olacak olup, detaylı analiz ve çalışmalar devam ettirilecektir.

## TEŞEKKÜR

*Kuşadası kentinin yerel zemin koşullarının tespiti açısından gerekli zemin etüt rapor ve verilerini sağlayan T.C. Kuşadası Belediyesi İmar ve Şehircilik Müdürlüğü'ne, T.C. Aydın Büyükşehir Belediyesi İmar ve Şehircilik Dairesi Başkanlığı'na ve Aydın Valiliği Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği İl Müdürlüğü'ne teşekkür ederiz.*

## KAYNAKLAR

AFAD (Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Aydın İRAP (İl Afet Risk Azaltma Planı), Güncel.

Atina Ulusal Gözlem Merkezi (NOA) tarafından hazırlanan Ege Denizi aktif fay dijital haritaları www.arcgis.com/apps/mapviewer/index.html?layers= 356cd3306c99 4007bd25687dbd44c4d5

Avrupa Birliği, Copernicus programı scihub.copernicus.eu internet sitesi yardımı ile Sentinel uydularından elde edilen dijital haritalar.

Avrupa Birliği, EMODnet organizasyonunun emodnet.ec.europa.eu internet sitesi yardımı ile denizde diri faylar ve batimetri dijital harita verileri.

B.Ü. Kandİllİ Rasathanesİ Ve DAE. Bölgesel Deprem-Tsunamİ İzleme ve Değerlendİrme Merkezİ (2020). 30 Ekim 2020 Ege Denizi Depremi, Basın Bülteni.

B.Ü. Kandİllİ Rasathanesİ Ve DAE. Bölgesel Deprem-Tsunamİ İzleme ve Değerlendİrme Merkezİ (2022). 14 Ağustos 2022 Kuşadasi Körfezi (Ege Denizi) Depremi, Basın Bülteni.

Demirtaş, R., 22006. Aydın İli, Kuşadası İlçesi, Türkmen Mah. Kalafatdağı Mevkii'nde Yapılması Planlanan Toplu Konut Alanının Aktif Tektonik, Paleosismolojik ve Yüzey Faylanması Tehlike Zonu Açısından Değerlendirilmesi, Teknik Rapor.

Dora, O.Ö., Kun, N, Candan, O, 1992. Menderes Masifi'nin Metamorfik Tarihçesi ve Jeotektonik Konumu. 35 (1), 1-14.

Emre Ö., Özalp S., Doğan A., Özaksoy V., Yıldırım C. ve Göktaş, F. (2005). "İzmir ve yakın çevresinin diri fayları ve deprem potansiyelleri." Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü (MTA), Jeoloji Etütleri Dairesi, Rapor No. 10754, Ankara.

Eskisar, T., Kuruoglu, M., Altun, S., Ozyalin, S., & Yilmaz, H. R. (2014). Site response of deep alluvial deposits in the northern coast of Izmir Bay (Turkey) and a microzonation study based on geotechnical aspects. Engineering Geology, 172, 95-116. doi:10.1016/j.enggeo.2014.01.006

MTA (Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü), 2020a. https://www.mta.gov.tr/v3.0/hizmetler/yenilenmis-diri-fay-haritalari.

Open Street Map firmasının www.openstreetmap.org/#map=11/37.7637 /27.1513 internet sitesinden güncel arazi kullanım durumu, konut yerleşim yerleri, sanayi yerleşim yerleri, akarsular, yollar, orman, geçici ve kalıcı tarım alanları vd. dijital harita verileri

Şavkay, M. (2001). Geçmişten Geleceğe Kuşadası sempozyumu, Kuşadası.

Şengör, A.M.C., 1982. Ege'nin neotektonik evrimini yöneten etkenler. Batı Anadolu'nun Genç Tektoniği ve Volkanizması Paneli, Türkiye Jeoloji Kurultayı, 59-71.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2018.

# GRANÜLER ORTAMDA AÇIK UÇLU KAZIK PENETRASYONUNUN AYRIK ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE MODELLENMESİ

## DISCRETE ELEMENT MODELING OF OPEN ENDED PILE PENETRATION IN GRANULAR MEDIUM

**Ahmet Talha GEZGİN [1], S. Feyza Çinicioğlu[2], Özer Çinicioğlu[3]**

## ÖZET

Açık uçlu tekil kazıklar özellikle rüzgar türbinlerinin temeli olarak sıklıkla kullanılmaktadır. Bu nedenle, bu tip kazıkların düşey ve yatay yükler altındaki davranışlarının araştırılması büyük önem taşımaktadır. Ayrık elemanlar yöntemi (DEM), zeminlerin tanecikli malzemeler olarak sayısal modellenmesini sağlaması ile bu araştırmalar için güçlü bir ortam sunmaktadır. Bu yöntemin kullanılabilmesi için ilk olarak deney verileriyle doğrulanmış bir DEM modeli oluşturmak gerekmektedir. Dolayısıyla, bu çalışma granüler ortamda açık uçlu kazık penetrasyonunun doğrulanmış bir DEM modeli oluşturma aşamalarını sunmaktadır. Bu doğrultuda, ilk aşamada cam kürelerden oluşan granüler malzeme üzerinde yapılan bir dizi Jenike direkt kesme deneyi doğrulama amacıyla kullanılmıştır. Söz konusu direkt kesme deneyleri DEM ortamında modellenmiş ve bu deneyler ile uyumlu sonuçlar elde edilen tanecik parametreleri belirlenmiştir. Sonraki aşamada, doğrulanmış DEM kesme deneyi modelindeki parametreler kullanılarak, tanecikler içeren silindirik bir hazne ve kazığı temsil eden bir açık uçlu bir çubuk eleman içeren bir DEM modeli oluşturulmuştur. Son aşama olarak ise, hem simülasyon sonuçları hem de hesaplama süresi üzerinde etkisi bulunan temel faktörlerden olan tanecik rijitliği için optimum değerler belirlenmiştir. Tüm bu aşamaların sonucunda, ilerleyen çalışmalarda kullanılmak amacıyla doğrulanmış bir açık uçlu kazık penetrasyonunun DEM modeli oluşturulmuştur.
***Anahtar Kelimeler:*** *Açık Uçlu Kazıklar, Ayrık Elemanlar Yöntemi (DEM), Jenike Direkt Kesme Deneyi*

## ABSTRACT

Open-ended monopiles are frequently used as foundations for wind turbines. Therefore, it is important to investigate monopile behavior under vertical and horizontal loading. The discrete element method (DEM) provides a powerful tool for such investigation since it allows to numerically model soils as granular materials. However, in this method, it is first necessary to construct a validated DEM model through experimental data. Accordingly, this study presents the steps to create a validated DEM model for open-ended pile penetration in granular media. Firstly, a series of Jenike direct shear tests on assembly of glass beads are used for validation. The tests are simulated in the DEM medium and the parameters that are compatible with the experiments are determined. Then, using the parameters obtained from the validated shear test model, a DEM model, involving a cylindrical chamber that contains particles and a bar element that simulates the pile, is generated. Finally, the optimum value for particle stiffness, which is one of main factors that have an impact on both simulation results and computation time, was determined. As a result, a DEM model of a validated open-ended pile penetration is created to be used in further studies.
***Keywords:*** *Open Ended Piles, Discrete Element Method (DEM), Jenike Direct Shear Test*

[1] Dr. Öğr. Üyesi, Bursa Uludağ Üniversitesi, ahmettalhagezgin@uludag.edu.tr (Sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr., Özyeğin Üniversitesi, feyza.cinicioglu@ozyegin.edu.tr
[3] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Sürdürülebilir enerji kaynakları kullanılarak elektrik üretilmesi için yapılan çalışmalar her geçen gün artmaktadır. Hem karada hem de deniz üstünde inşa edilen rüzgar türbinleri bu çalışmalar arasında önemli yer tutmakla birlikte, yararlanılan rüzgar enerjisi potansiyelinin fazla olması nedeniyle son zamanlarda deniz üstü inşa edilen türbinler daha ön plandadır. Deniz üstü rüzgar türbinleri gerek kendi ağırlıkları gerekse rüzgar, dalga ve deprem gibi dış etkenler sebebiyle statik ve dinamik yüklere maruz kalmaktadırlar. Bu nedenle, rüzgar türbinleri için tasarlanan temel sistemlerinin maruz kalabilecekleri tüm bu yükler altında stabilitelerini koruyabilmeleri büyük önem arz etmektedir. Özellikle sığ deniz seviyelerinin bulunduğu bölgelerde, rüzgar türbinleri için temel sistemi olarak tekil kazıklar kullanılmaktadır (Gavin vd., 2011). Kolay yerleşimleri nedeniyle deniz üstü rüzgar türbini temeli olarak tasarlanan tekil kazıkların açık uçlu olması ayrıca tercih edilmektedir. Açık uçlu kazıklar zemine yerleşimleri sırasında iç kısımları ile zemin arasında oluşan sürtünme ve uç teması oluşmaması nedeniyle kazık uçlu kazıklardan farklı davranışlar sergilemektedirler. Bu durum, açık uçlu kazıkların düşey ve yatay yükler altındaki davranışlarının ayrıca araştırılması gerekliliğini ortaya koymaktadır.

Açık uçlu tekil kazık davranışlarının ve zemin – kazık etkileşiminin araştırılması için tercih edilen yöntemlerden biri de ayrık elemanlar yöntemidir (DEM). DEM, zeminlerin doğası gereği sahip oldukları tanecikli yapıda modellenmesine olanak sağlaması açısından diğer sayısal analiz yöntemlerine karşı önemli avantajlar sunan bir yöntemdir. Cundall ve Strack (1979) tarafından geliştirilen bu yöntemin çalışma prensibi Newton'un ikinci yasasının ve basit temas yasalarının uygulanmasına dayanmaktadır. Bu durum, sonlu elemanlar yönteminde (FEM) var olan bünye modellerine olan ihtiyacı ortadan kaldırmaktadır. Ayrıca, DEM zemin davranışlarının hem makro hem de mikro ölçekte gözlemlenmesine olanak sağlamaktadır. Bu nedenle DEM, birçok geoteknik araştırma alanında olduğu gibi, açık uçlu kazıklar üzerine yapılan birçok çalışmada tercih edilmiştir (Guo vd., 2020; Liu vd., 2019; Zhu vd., 2021).

DEM yönteminin kullanılması öncesinde, belirlenen parametrelere sahip modellerden elde edilen sonuçların gerçekçi olup olmadığını göstermek için önerilen modelin doğrulanması gerekmektedir. Bu doğrultuda, önerilen modelleme parametrelerini doğrulamak için daha önce yapılmış deney veya sayısal analiz sonuçları kullanılmaktadır (Müller vd., 2009; Grima ve Wypych, 2011; Mack vd., 2011; Gezgin vd., 2021). DEM yöntemi kullanımında gerekli uygulamalardan biri de seçilen parametrelerin optimizasyonunun sağlanmasıdır. Bu yöntemin en önemli dezavantajlarından biri yüksek sayıda tanecik içermesinden kaynaklı uzun hesaplama süreleridir. Bu sürenin sonuçları etkilemeyecek seviyede azaltılması yöntemin uygulanabilirliği açısından büyük önem taşımaktadır (Lommen vd., 2014; Gezgin vd., 2022a; Gezgin vd, 2022b).

Bu doğrultuda, ilerleyen çalışmalarda kullanılmak üzere, granüler ortamda açık uçlu kazık penetrasyonu için üç boyutlu bir DEM modeli oluşturulması amaçlanmıştır. Bu çalışma kapsamında tüm modellemeler ticari DEM yazılımı olan Altair EDEM (2022) kullanılarak yapılmıştır. Çalışma sonunda, deney verileriyle doğrulanmış ve sonuçların tanecik rijitliğinden bağımsız olduğu en düşük hesaplama süresini sağlayan bir DEM modeli elde edilmiştir.

## 2. KESME DENEYİ İÇİN DOĞRULANMIŞ DEM MODELİNİN ELDE EDİLMESİ

Çalışmanın bu kısmında direkt kesme deney sonuçları kullanılarak doğrulanmış bir DEM modeli elde etmek amaçlanmıştır. Bu doğrultuda, Härtl ve Ooi (2008) tarafından gerçekleştirilen deneylerin sonuçları kullanılmıştır. Söz konusu deneylerde; çapı 143 mm, alt ve üst halka yükseklikleri ise sırasıyla 19 mm ve 24 mm olan silindirik bir hücreye sahip bir Jenike kesme deneyi cihazı kullanılmıştır. Silindirik hücre 6 mm çapında küresel cam boncuklar kullanılarak farklı yöntemlerle (merkezi, yağmurlama ve sıkıştırma) granüler malzemeler hazırlanmıştır (Härtl ve Ooi, 2008). Hazırlanan granüler malzemeler üzerinde dört farklı normal gerilme (3,1 kPa, 6,4 kPa, 12,5 kPa ve 24,2 kPa) altında kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında, Härtl ve Ooi (2008) tarafından uygulanan numune hazırlama yöntemlerinden yağmurlama yöntemi tercih edilmiş ve bu yöntemin kullanıldığı eldeki deney verilerinden yararlanılarak DEM modeli oluşturulmuştur. DEM modelinin hazırlanmasında Härtl ve Ooi (2008)'nin önerdiği parametreler kullanılmıştır (Tablo 1).

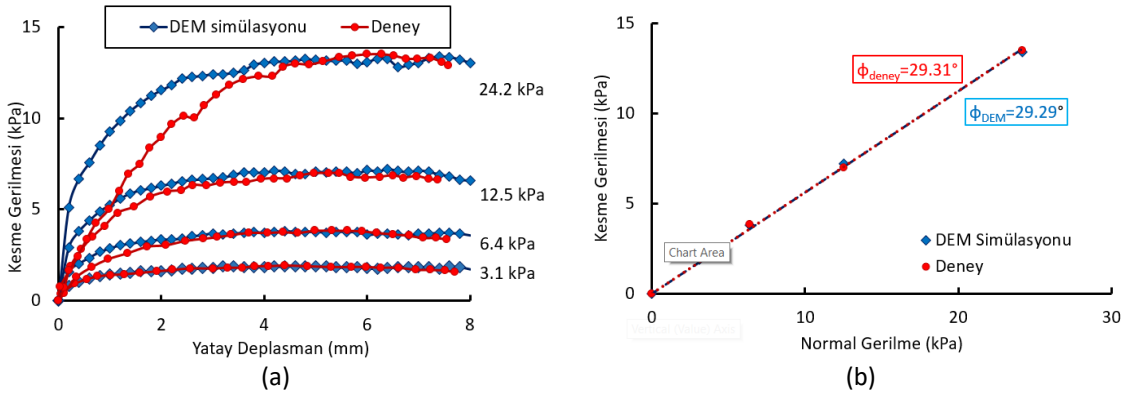
Tablo 1. DEM model parametreleri

| Tanecik özellikleri | Değer |
|---|---|
| Tanecik yoğunluğu (kg/m$^3$) | 2550 |
| Tanecik kesme modülü (MPa) | 167 |
| Tanecik Poisson oranı (-) | 0,22 |
| Tanecikler arası sürtünme katsayısı (-) | 0,2 |
| Tanecik ve hücre halkaları arasındaki sürtünme katsayısı (-) | 0,13 |
| Sıçrama katsayısı (-) | 0,87 |
| Yuvarlanma katsayısı (-) | 0 |

Modelin oluşturulması sırasında yağmurlama yöntemi ile hazırlanan numuneler için hesaplanan yükleme öncesi porozite değerine (n=0,4) ulaşabilmek amacıyla, silindirik hücrenin dolum aşamasında tanecikler arası statik sürtünme katsayısı Härtl ve Ooi (2008) tarafından önerildiği gibi 0,05 olarak girilmiştir. Yükleme ve kesme aşamalarında ise Tablo 1'de gösterildiği gibi katsayı 0,2 değerine yükseltilmiştir. Üst ve alt plakaların yüksek seviyede pürüzlülüğe sahip olması için plaka malzemeleri ile tanecikler arasındaki sürtünme ve yuvarlanma katsayıları 0,9 olarak girilmiştir. DEM modelinin hazırlanması sırasında kesme deneylerinden farklı seçilen parametrelerden biri de taneciklerin kesme modülüdür. Deneyde kullanılan cam boncukların kesme modülü 16,7 GPa olarak belirlenmiştir (Härtl ve Ooi, 2008). Bununla birlikte, atanan tanecik kesme modülü değerleri DEM analizlerindeki hesaplama süresini yüksek oranda etkilemektedir (Gezgin vd., 2022a). Bu nedenle, Härtl ve Ooi (2008)'nin sonuçları etkilemediğini ortaya koyduğu 167 MPa değeri tanecik kesme modülü olarak Tablo 1'de gösterildiği üzere seçilmiştir.

Numune hazırlık aşaması sonrasında, seçilen normal gerilmeyi oluşturacak yük üst plakaya uygulanmış, Janda ve Ooi (2016) tarafından önerildiği gibi, taneciklerin kinetik enerjilerinin potansiyel enerjilerinin %$10^{-4}$'ünden daha az olduğu zamana kadar uygulanan yük altında yerleşmesine izin verilmiştir. Taneciklerin yerleşme sürecinin tamamlanmasının ardından, 2 mm/s sabit hız ile hücrenin alt halkası ve alt plaka hareket ettirilmiş ve halkalar arası bölgede yer alan numunede kesmenin gerçekleşmesi sağlanmıştır. Härtl ve Ooi (2008) 10 mm/s hıza kadar sonuçların etkilenmediğini belirtmiş olsalar da güvenli tarafta kalınarak daha düşük bir kesme hızı seçilmiştir.

DEM simülasyonlarında dört farklı normal gerilme seviyesi için granüler malzemenin kesmeye karşı verdiği tepkiler Härtl ve Ooi (2008) tarafından gerçekleştirilen deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır (Şekil 1a). Nihai kesme gerilmeleri için simülasyon ve deney arasındaki karşılaştırma iyi bir niceliksel uyum göstermektedir. Bununla birlikte, tanecik sertliğinin 100 kat azaltılmasına rağmen yine de simülasyonların deneylerden daha yüksek bir başlangıç rijitliği ürettiği görülmektedir. DEM'in fiziksel deneylerden daha sert bir kesme tepkisi ürettiği gerçeği önceki araştırmacılar tarafından da bulunmuştur (O'Sullivan vd., 2004; Härtl ve Ooi, 2008). Dört farklı seviyede normal gerilmeler ve bu gerilmeler altında elde edilen kesme gerilmeleri kullanılarak, deney ve simülasyon sonuçlarına göre içsel sürtünme açıları belirlenmiş ve sonuçların büyük bir uyum sergiledikleri Şekil 1b'de gösterilmiştir. Bu sonuçlarla birlikte, kullanılan DEM simülasyon parametrelerinin doğrulanma aşaması tamamlanmıştır.

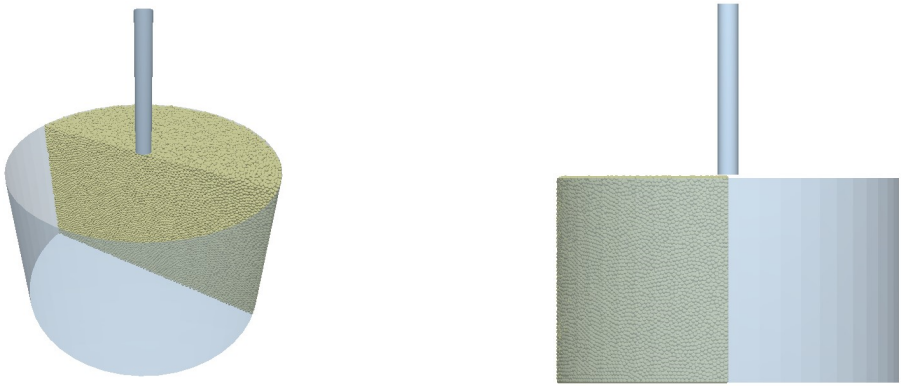



Şekil 1. Deneyler ile DEM simülasyonları için karşılaştırma (a) kesme tepkisi (b) içsel sürtünme açısı

## 3. AÇIK UÇLU KAZIK PENETRASYONUNUN DEM YÖNTEMİYLE MODELLENMESİ

### 3.1. DEM Modelinin Oluşturulması

Çalışmanın bu kısmında, kesme deneyinin DEM simülasyonu vasıtasıyla doğrulanmış parametreler kullanılarak hazırlanan açık uçlu kazık penetrasyonunu temsilen oluşturulan DEM modeli sunulmuştur. Model, tanecikler içeren silindirik bir hazne ve kazığı simüle eden açık uçlu bir çubuk eleman içermektedir (Şekil 2). Şekil 2'de gösterildiği üzere, haznenin sadece yarısı doldurulmuştur. Numunenin belli bir oranının kullanılması DEM modellemelerinde hesaplama süresini azaltmak için sıkça tercih edilen bir yöntemdir (McDowell vd., 2012; Gezgin vd, 2022b). Hesaplama süresinin azaltılması için uygulanan bu yöntem, kazık penetrasyonunun eksenel simetrik bir problem olması sebebiyle zemin-kazık etkileşiminin nicel gözleminde olumsuz bir etki teşkil etmemektedir (McDowell vd., 2012). Numunenin daha küçük kısımlarının dikkate alınması mümkün olmasına rağmen, ilerleyen çalışmalarda açık uçlu kazıkların yatay yükler altındaki davranışının incelenmesinin amaçlanması nedeniyle sisteminin yarısının kullanılması uygun görülmüştür.



(a) (b)

Şekil 2. Açık uçlu kazık penetrasyonu DEM modelinin görünümü (a) üç boyutlu (b) iki boyutlu

Model haznenin ve model kazığın boyutları Tablo 2'de verilmiştir. Hazne çapının kazık çapına oranı 16,67'dir. Bu çap oranı Falagush vd. (2015) ile Gezgin vd. (2022a)'nin çalışmalarını takiben seçilmiştir. DEM numuneleri yağmurlama yöntemi kullanılarak oluşturulmuştur. Yağmurlama yöntemi, taneciklerin yerçekiminin etkisi altında sabit bir yükseklikten ve sabit bir hızda hazneye düşerek yerleşmesini içermektedir.

Tablo 2. Açık uçlu kazık penetrasyonu DEM modelinin boyut özellikler

| Boyut | Değer |
|---|---|
| Haznenin çapı (mm) | 500 |
| Haznenin yüksekliği (mm) | 300 |
| Kazık iç çapı (mm) | 30 |
| Kazık gömülme derinliği (mm) | 150 |

Açık uçlu çubuk eleman ile tanecikler arasındaki sürtünme katsayısı, doğrulanmış direkt kesme deney simülasyonunda tanecikler ile çelik hücrenin halkaları arasındaki gibi 0,13 olarak ayarlanmıştır. Granüler bir ortama yarı statik penetrasyon için penetrasyon hızı ($\vartheta_{penetrasyon}$), 6mm çapında tanecikler için Eşitlik (1) kullanılarak 34 mm/s olarak hesaplanan üst sınır hızından ($\vartheta_c$) daha az olmalıdır.

$$\vartheta_c = \sqrt{2gd_p}/10 \tag{1}$$

Burada $d_p$ tanecik çapı, $g$ ise yerçekimi ivmesidir. Bu çalışmada penetrasyon hızı 25 mm/s olarak seçilmiştir.

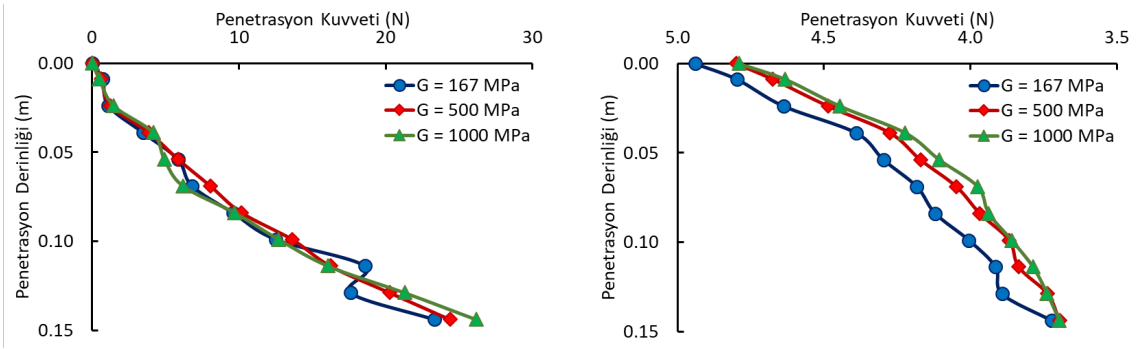
### 3.2. Penetrasyon Verilerinin Düzenlenmesi

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen penetrasyon simülasyonlarından elde edilen verilerin derinlikle değişimi yüksek seviyede anlık dalgalanmaları içermektedir. Bunun nedeni, DEM analizlerinde zaman adımlarının

önemli ölçüde küçük olması sonucunda deneysel çalışmalara kıyasla çok yüksek oranda veri toplanmasına neden olmasıdır (Gezgin vd., 2022a). Bu nedenle, Janda ve Ooi (2016)'nin önerisi doğrultusunda penetrasyon verileri üzerinde zamansal bir ortalama alma işlemi gerçekleştirilmiştir. Bu doğrultuda, her 5 saniye içinde işlenen verilerin ortalaması alınarak tek bir veri şeklinde sunulmuştur.

### 3.3. Optimum Tanecik Rijitliğinin Belirlenmesi

DEM simülasyonlarında taneciklerin kesme modüllerinin artması analiz süresinde de artışa sebep olmaktadır. Bu nedenle, DEM analizlerinde düşük kesme modülü kullanılması hesaplama sürelerinin azaltılması için tercih edilen yöntemlerden biridir (Malone ve Xu, 2008). Fakat, aşırı yumuşak taneciklerin granüler malzeme davranışı üzerinde istenmeyen etkileri olabilmektedir. Bu durum, gerçekçi granüler malzeme tepkisinden sapmaya neden olmayan minimum tanecik sertliğinin belirlenmesini gerektiren bir optimizasyon problemi ortaya çıkarmaktadır. Kesme deneyi için doğrulanmış DEM modeli oluşturulması sırasında cam küreler için kesme modülü olarak ayarlanan 167 MPa değerinin sonuçlar üzerinde olumsuz etki oluşturmadığı Şekil 1'de gösterilmiştir. Bununla birlikte, DEM simülasyonlarında kullanılabilecek minimum tanecik rijitlik büyüklüğü simüle edilen probleme özgüdür ve dikkate alınan mekanizmaya bağlı olarak değişebilmektedir (Lommen vd., 2014). Bu nedenle penetrasyon problemi için yeterli tanecik sertliğinin belirlenmesi için üç farklı kesme modülü değeri (167 MPa, 500 MPa ve 1000 MPa) ayarlanarak üretilen taneciklerden oluşan granüler malzemeler modellenmiştir. Taneciklere ait kesme modülü değerleri dışındaki tüm parametreler sabit tutulmuştur. Farklı sertlikte taneciklerin üretildiği modeller için karşılaştırmalar çoklu ölçekli yapılmıştır. Makro ölçekteki karşılaştırma toplam penetrasyon dirençleri üzerinden gerçekleştirilmiştir (Şekil 3a). Mikro ölçekte karşılaştırma için ise, kazık iç bölgesindeki ortalama koordinasyon sayılarından yararlanılmıştır (Şekil 3b). Koordinasyon sayısı, tanecikli bir numune içindeki temas yoğunluğu hakkında bilgi veren mikro ölçekli bir göstergedir ve tanecik başına ortalama temas sayısı olarak tanımlanır. Her iki ölçek için karşılaştırma sonuçları Şekil 3'te gösterilmiştir. Şekil 3a penetrasyon direnci açısından önemli derecede bir fark olmadığını göstermektedir. Bu durum, kesme simülasyonunda kullanılan kesme modülü değerinin yeterli olduğunu göstermektedir. Bununla birlikte, penetrasyon derinliği ile ortalama koordinasyon sayısı değişimleri karşılaştırıldığında, 167 MPa değerinin sonuçları etkileyecek ölçüde düşük olduğu görülmektedir. 500 MPa ile 1000 MPa değerlerin kullanıldığı modellerin sonuçları arasında ise yeterli seviyede uyum olduğu gözlemlenmiştir. Sonuç olarak bu makro ve mikro ölçekteki karşılaştırmalar gösteriyor ki, tanecik kesme modülü olarak 500 MPa değerinin ayarlanması penetrasyon problemi için tanecik sertliğini sağlamaktadır. Elde edilen bu sonuç, Gezgin vd. (2022a) çalışmasının sonuçları ile de uyum göstermektedir.




Şekil 3. Tanecik kesme modülünün penetrasyon verileri üzerindeki etkisi (a) toplam penetrasyon direnci (b) kazık iç kısmını içeren bölgedeki ortalama koordinasyon sayısı

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, granüler ortamda açık uçlu kazık penetrasyonunun DEM modeli elde edilmiştir. Bu kapsamda ilk olarak, cam boncuklardan oluşan granüler malzeme üzerinde gerçekleştirilen kesme deneyleri DEM yöntemiyle modellenmiştir. Deneylerden elde edilen veriler ile uyumlu sonuçları sağlayacak model parametreleri belirlenmiş ve doğrulanmış DEM simülasyonu tanımlanmıştır. Sonraki aşamada, tanımlanan DEM modelinde belirtilen tanecik parametreleri kullanılarak açık uçlu kazık penetrasyonu DEM yöntemiyle modellenmiştir. Oluşturulan DEM modelinin boyut parametreleri literatürde yapılan çalışmalara uygun

şekilde belirlenmiştir. Seçilen penetrasyon hızının belirlenmesinde yarı statik penetrasyon üst limit hızı dikkate alınmıştır. Tanecik sertliği modellenen problem mekanizmasına bağlı olduğu için kesme deneyi simülasyonunda uygun sonuç veren tanecik kesme modülü değeri penetrasyon problemi için de denenmiştir. Yapılan karşılaştırmalar neticesinde öncesinde belirlenen tanecik sertlik seviyesinin penetrasyon probleminin simülasyonu için yeterli olmadığı gözlemlenmiş olup, kesme modülü sonuçları etkilemeyecek bir mertebeye kadar yükseltilmiştir.

## TEŞEKKÜR

*Yazarlar, bu çalışmayı 118C564 numaralı proje ile destekleyen Türkiye Bilimsel ve Araştırma Kurumu (TÜBİTAK)'na teşekkür ederler.*

## KAYNAKLAR

Altair EDEM (2022), Altair Engineering.

Cundall, P. A. ve Strack, O. D. L. (1979), "A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies", Géotechnique, Vol 29(1), 47–65.

Falagush, O., McDowell, G. R., Yu, H. S., ve de Bono, J. P. (2015), "Discrete Element Modelling and Cavity Expansion Analysis of Cone Penetration Testing", Granular Matter, Vol 17, 483-495.

Gavin, K., Igoe, D., ve Doherty, P. (2011), "Piles for Offshore Wind Turbines: A State-of-the-Art Review", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, Vol 164(4), 245-256.

Gezgin, A. T., Soltanbeigi, B., Altunbas, A., ve Cinicioglu, O. (2021), "Multi-Scale İnvestigation of Active Failure for Various Modes of Wall Movement", Frontiers of Structural and Civil Engineering, Vol 15, 961-979.

Gezgin, A. T., Soltanbeigi, B., ve Cinicioglu, O. (2022a), "Discrete-Element Modelling of Pile Penetration to Reveal İnfluence of Soil Characteristics", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 175(4), 365-382.

Gezgin, A. T., Soltanbeigi, B. ve Çinicioğlu, Ö. (2022b), "Ayrık Elemanlar Yöntemi Hesaplama Süresini Azaltma Teknikleri: Granüler Zeminlerde Penetrasyon Modellemesi", Zemin Mekaniği Ve Geoteknik Mühendisliği Onsekizinci Ulusal Kongresi, Erciyes Üniversitesi, Kayseri, 347-359.

Grima, A. P., ve Wypych, P. W. (2011), "Development and Validation of Calibration Methods for Discrete Element Modelling", Granular Matter, Vol 13(2), 127-132.

Guo, Y., Dong, S., Li, J., ve Yu, X. (2020), "Numerical and Experimental Study on Soil Plug Resistance of Open-Ended Pipe Pile with a Restriction Plate", Advances in Civil Engineering, Vol 2020, 1-14.

Härtl, J., ve Ooi, J. Y. (2008), "Experiments and Simulations of Direct Shear Tests: Porosity, Contact Friction and Bulk Friction", Granular Matter, Vol 10, 263-271.

Janda, A., ve Ooi, J. Y. (2016) "Dem Modeling of Cone Penetration and Unconfined Compression in Cohesive Solids", Powder Technology, Vol 293, 60-68.

Liu, J., Duan, N., Cui, L., ve Zhu, N. (2019), "DEM İnvestigation of Installation Responses of Jacked Open-Ended Piles", Acta Geotechnica, 14, 1805-1819.

Lommen, S., Schott, D., ve Lodewijks, G. (2014), "DEM Speedup: Stiffness Effects on Behavior of Bulk Material", Particuology, Vol 12, 107-112.

McDowell, G. R., Falagush, O, ve Yu, H. S. (2012), "A Particle Refinement Method for Simulating DEM of Cone Penetration Testing in Granular Materials", Geotechnique Letters, Vol 2(3), 141–147.

Mack, S., Langston, P., Webb, C., ve York, T. (2011), "Experimental Validation of Polyhedral Discrete Element Model" Powder Technology, Vol 214(3), 431-442.

Malone, K. F. ve Xu, B. H. (2008), "Determination of Contact Parameters for Discrete Element Method Simulations of Granular Systems", Particuology, Vol 6(6), 521-528.

Müller, C. R., Scott, S. A., Holland, D. J., Clarke, B. C., Sederman, A. J., Dennis, J. S., ve Gladden, L. F. (2009), "Validation of a Discrete Element Model Using Magnetic Resonance Measurements", Particuology, Vol 7(4), 297-306.

O'Sullivan, C., Cui, L., ve Bray, J. D. (2004), "Three-Dimensional Discrete Element Simulations of Direct Shear Tests", Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, 373-382.

Zhu, N., Cui, L., Liu, J., Wang, M., Zhao, H., ve Jia, N. (2021), "Discrete Element Simulation on the Behavior of Open-Ended Pipe Pile Under Cyclic Lateral Loading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 144, 106646.

# 1915 ÇANAKKALE KÖPRÜSÜ AVRUPA YAKLAŞIM VİYADÜĞÜ ZEMİN İYİLEŞTİRME PROJESİ

## 1915 ÇANAKKALE BRIDGE EUROPEAN APPROACH VIADUCT SOIL IMPROVEMENT PROJECT

**Rasin DÜZCEER[1], Alp GÖKALP[2], ŞenolADATEPE[3], Ahmet DİNÇ[4]**

## ÖZET

Avrupa ile Asya'yı beşinci kez birine bağlayan 1915 Çanakkale köprüsü, 2023 metre orta açıklığı ile dünyanın en uzun açıklıklı asma köprüsüdür. Proje kapsamındaki Avrupa yaklaşma viyadüğü 365 m uzunluğundadır. Köprü ayaklarının oturduğu temellerin, deprem yükleri altında sıvılaşmaya karşı güvenliğininim sağlanması ve dinamik yükler altında zeminde oluşacak yanal zemin hareketlerin kısıtlanması amacıyla derin zemin iyileştirme ve derin temeller teşkil edilmiştir. Bu bildiride Avrupa yaklaşım viyadüğü, zemin iyileştirme projesi kapsamında yapılan DSM (Derin Karıştırma Kolonu) imalatlarına ait detaylar ve kalite kontrol testlerinin sonuçları anlatılacaktır.

***Anahtar Kelimeler:*** Zemin iyileştirme*, Derin zemin karıştırma, Sıvılaşma.*

## ABSTRACT

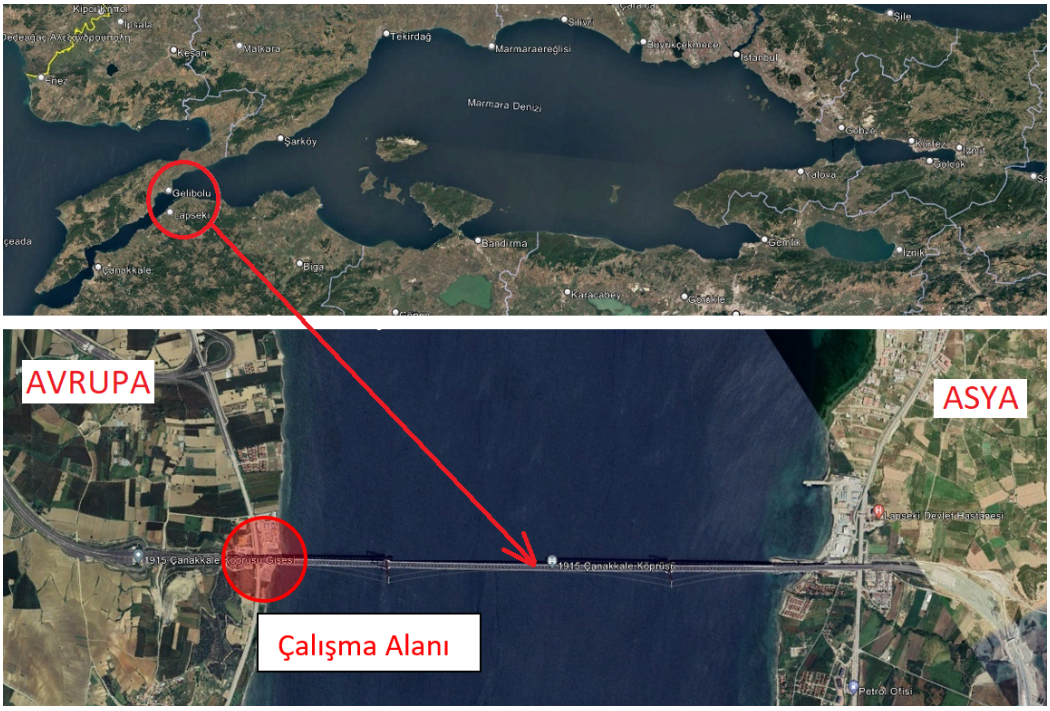
The 1915 Çanakkale Bridge, which connects Europe and Asia for the fifth time, is the world's longest suspension bridge with a middle span of 2023 meters. The European approach viaduct within the scope of the project is 365 m long. Deep soil improvement and deep foundations have been established in order to ensure the safety of the foundations on which the bridge piers sit against liquefaction under seismic loads and to limit the lateral ground movements that will occur on the ground under dynamic loads. In this paper, the details of the DSM (Deep Soil Mixing) productions and the results of the quality control tests will be presented within the scope of the European approach viaduct, soil improvement project.

***Keywords:*** *Soil improvement, Deep soil mixing, Liquefaction.*

[1] Ph. D. C.E., Kasktas A.S., rasin.duzceer@kasktas.com.tr
[2] MS. C.E., Kasktas A.S. , alp.gokalp@kasktas.com.tr
[3] MS. C.E., Kasktas A.S. , senol.adatepe@kasktas.com.tr
[4] MS. C.E., Kasktas A.S. , ahmet.dinc@kasktas.com.tr

## 1. GİRİŞ

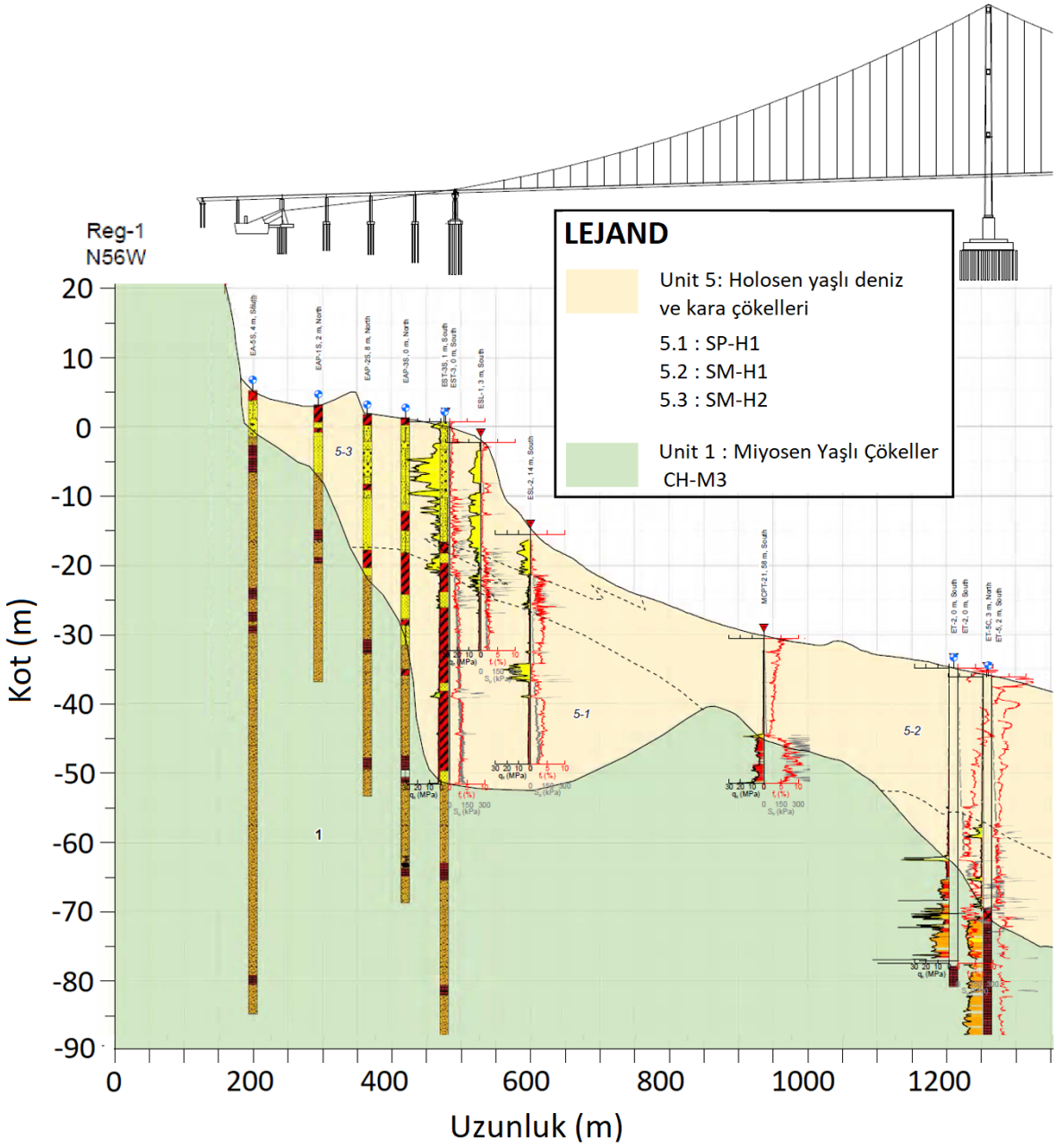
Türkiye Cumhuriyeti'nin kuruluşunun yüzüncü yıl dönümü anısına 2,023 metre ana açıklığa sahip 1915 Çanakkale Köprüsü, Japonya'daki Akashi Kaikyo Köprüsü'nü geçerek dünyanın en büyük orta açıklıklı asma köprüsü olmuştur. 1915 Çanakkale Köprüsü; 2023 metre orta açıklık, 770'er metre yan açıklıklar ve 365 ve 680 metrelik yaklaşım viyadükleri ile toplam 4.608 metre uzunluktadır.1915 Çanakkale Köprüsü'nün Asya yakasındaki (Lapseki) yaklaşım viyadüğü 680 metre, Avrupa yakasındaki (Gelibolu) yaklaşım viyadüğün ise 365 metre uzunluğundadır. Yapılan detaylı zemin araştırmaları sonucunda hem Asya hem de Avrupa yakası yaklaşım viyadüklerinin Holosen yaşlı derin alüvyon çökeller üzerine oturacağı belirlenmiştir. Köprü tasarımı 50 yılda aşılma olasılığı %2, tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan DD-1 deprem yer hareketi dikkate alınarak yapılmıştır. Bu denli büyük bir deprem hareketinde, her iki yakada yer alan yaklaşım viyadüklerinin temel zeminini oluşturan Halosen yaşlı alüvyon çökellerde sıvılaşma potansiyelinin oldukça yüksek olması nedeniyle detaylı zemin iyileştirme çalışmaları yapılmıştır. Bu bildiride Avrupa Yakası (Gelibolu) yaklaşım viyadükleri temellerinde, sıvılaşmaya karşı güvenliğin sağlanması amacıyla Derin Karıştırma (Deep Soil Mixing, DSM) kolonları ile yapılan zemin iyileştirme işleri kapsamında yapılan çalışmalar ve deney sonuçları özetlenmiştir. Çalışma alanının uydu fotoğrafı Şekil 1'de verilmiştir.




Şekil 1. Proje alanı uydu görüntüsü

## 2. ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Çalışma alanında Fugro(Ref1, Ref2) tarafından detaylı zemin araştırmaları yapılmıştır. Derinlikleri 30-70 m arasında değişen 4 adet sondaj ve derinlikleri 10.6 m-35.70 m arasında değişen 6 adet CPT deneyi yapılmıştır. Zemin sınıflandırması CPT deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak Robertson 1990 sınıflandırma grafiği kullanılarak yapılmıştır. İdealize zemin profili Şekil 2 'de, tabakalara ait geoteknik parametreler ise Tablo 1'de verilmiştir.



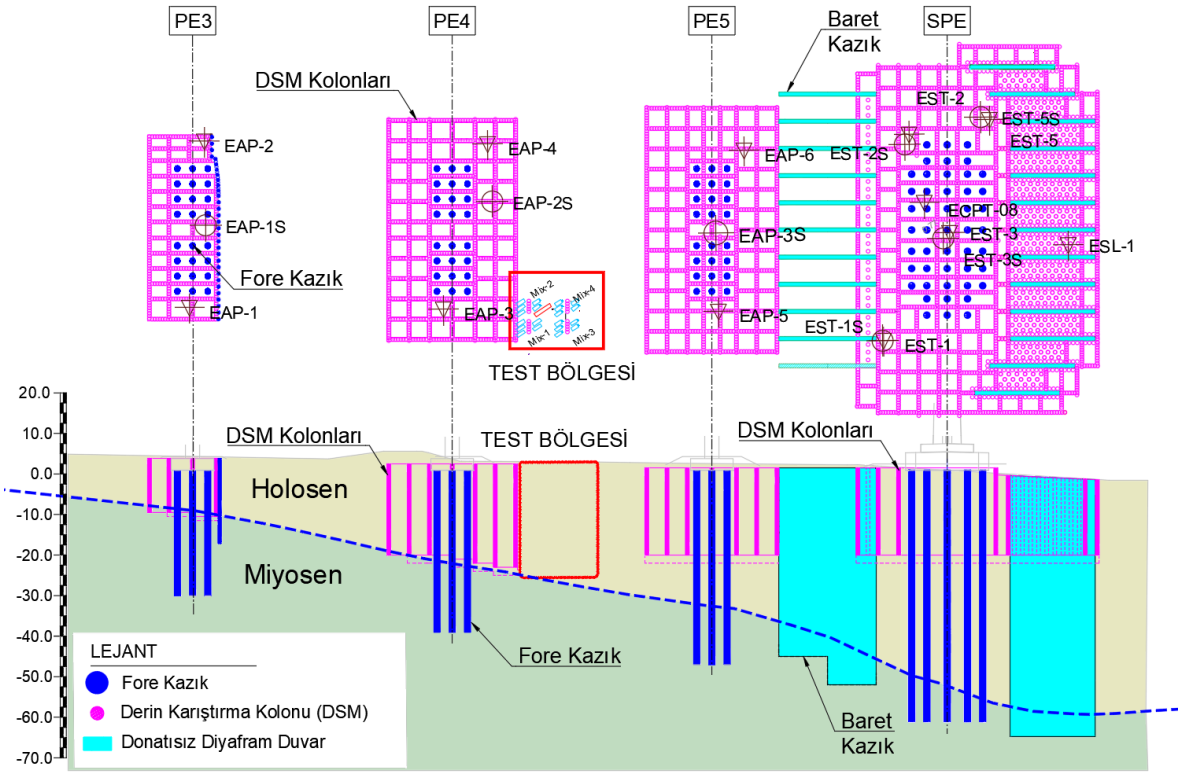

Şekil 2. İdealize zemin profili

Tablo 1. Zemin tabakalarına ait geoteknik parametreler

| Zemin Tipi | | $\gamma$ [KN/m³] | $w$ [%] | $\phi'$ [°] | $c'$ [kPa] | $c_u$ [kPa] | $E$ [MPa] | $C_c$ [-] | $C_r$ [-] | $k$ [m/s] | $v_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Holosen | SP-H1 | 19.0 | 16.5 | 35 | 0 | - | 27.5 | - | - | 0.001 | 0.5 |
| | SM-H1 | 18.0 | 30.0 | 30 | 0 | - | 7.5 | - | - | 1.60E-05 | 0.5 |
| | SM-H2 | 18.2 | 25.4 | 33 | 0 | - | 17.5 | - | - | 2.50E-05 | 0.5 |
| Miyosen | CH-M3 | 22.7 | 9.9 | 40 | 40 | 500 | - | - | 0.008 | - | 0.5 |

## 3. ZEMİN İYİLEŞTİRME PROJESİ

Proje kapsamında, yaklaşım viyadükleri ayakları altında çapı 1500mm olan boyları 26m-60m arasında değişen Fore kazıklar ve zemin iyileştirmesi amacıyla 44-54 metre arasında değişen donatısız diyafram duvarlar yapılmıştır. Bununla birlikte deniz kıyısına yakın kule ve yaklaşım viyadüklerinin olduğu bölgede deniz içi dolgu alanı oluşturulmuştur. Bu alanın oluşturulduğu dolgu ve alanın altındaki zeminde sıvılaşmaya karşı derinlikleri 15-25 m arasında değişen hücresel olarak kapalı kutu şeklinde, kesişen DSM kolonları ile zemin iyileştirmesi yapılmıştır. Yapılan imalatların genel yerleşim planı ve tipik sistem kesiti Şekil 3'te verilmiştir (Ref.3)




Şekil 3. Proje sahasının zemin iyileştirme uygulamaları yerleşim planı ve tipik kesiti (Ref3)

## 4. TAM ÖLÇEKLİ SAHA DENEYLERİ

Uygulamada kullanılacak DSM parametrelerinin belirlenmesi amacıyla, Tablo 2'de verilen imalat parametreleri ve farklı çimento dozajlarından oluşan 4 farklı karışım oluşturulmuş ve her karışım için 5 adet olmak üzere toplam 20 adet kolon imal edilmiştir. Kolonların imalat parametreleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Deneme imalatları için kullanılan imalat parametreleri

| Karışım No. | Çimento Dozajı (kg/m³) | w/c | $N_d$(rpm) | $N_u$ (rpm) | $V_d$(m/min) | $V_u$ (m/min) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | 250 | 1.0 | 50 | 55 | 1.0 | 3.0 |
| **2** | 300 | 1.0 | 50 | 55 | 1.0 | 3.0 |
| **3** | 350 | 1.0 | 50 | 55 | 1.0 | 2.1 |
| **4** | 400 | 1.0 | 50 | 55 | 1.0 | 1.8 |

Proje kapsamında belirlenen zemin profili dikkate alınarak, farklı imalat parametreleri ve/veya çimento oranıyla imal edilen her karışımdan ıslak numuneler alınmıştır. Islak numune kotları CPT deneylerine göre belirlenen zemin profiline göre tabaka sınırları dikkate alınarak, sırasıyla; -3.0m,-13.0m, -21.0m ve -24.0m olarak belirlenmiştir. UCS (Tek Eksenli Basınç Mukavemeti) ve birim hacim ağırlık testi için her bir karışım ile imal edilen kolonlardan, yukarıda belirtilen her kotta, 8 adet numune özel olarak tasarlanmış ıslak numune alıcı kullanılarak alınmış ve alınan numuneler %100 bağıl nem ve sıcaklığın 20 ile 25 °C arasında olduğu bir laboratuvarda test edilinceye kadar muhafaza edilmiştir.



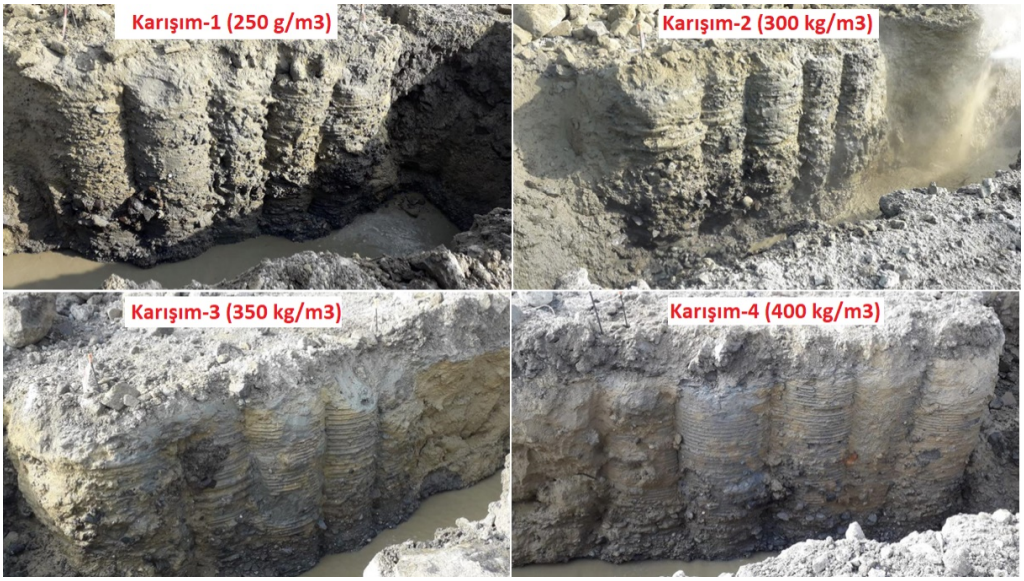
Şekil 4. Islak numene alma işlemi

Islak test numunelerinde yapılan testlerden elde edilen sonuçlar Tablo 3'te verilmiştir.

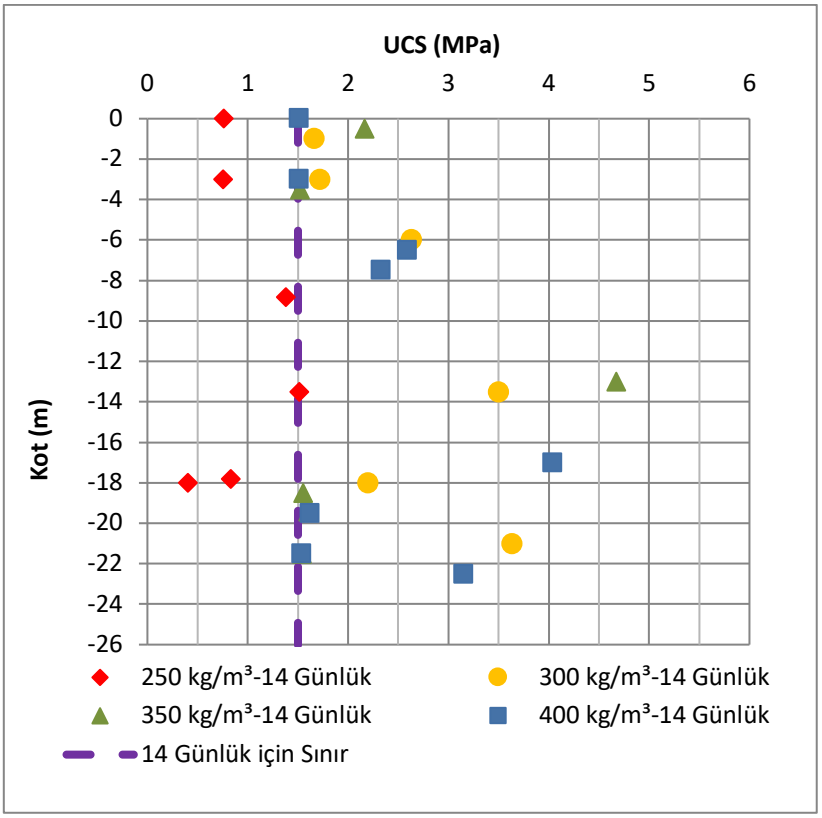
Tablo 3. Islak Numune Test Sonuçları

| Krş. No. | Çimento Dozajı (kg/m³) | Kot (m) | B. Hacim Ağırlığı (kN/m³) | | | | | Tek Eksenli Basınç Mukavemeti (MPa) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 3. Gün | 7. Gün | 14. Gün | Kriter | Knt. | 3. Gün | 7. Gün | 14. Gün | | | Kriter | Knt. |
| | | | | | | | | | | 1 | 2 | Ort. | | |
| M1 | 250 | -3.0 | 18.5 | 19.3 | 19.2 | 16.5 | ✓ | - | - | 1.0 | 0.8 | 0.9 | 1.5 | ☒ |
| | | -13.0 | 18.5 | 20.5 | 19.8 | 16.5 | ✓ | 2.4 | 5.1 | 4.3 | 4.4 | 4.4 | 1.5 | ✓ |
| | | -21.0 | 18.5 | 20.7 | 20.4 | 16.5 | ✓ | 2.5 | 4.8 | 6.6 | 7.3 | 7.0 | 1.5 | ✓ |
| | | -24.0 | 185.1 | 18.8 | 19.0 | 16.5 | ✓ | 0.7 | 1.2 | 1.7 | 2.4 | 2.0 | 1.5 | ✓ |
| M2 | 300 | -3.0 | 19.0 | 19.0 | 19.0 | 16.5 | ✓ | 1.2 | 1.7 | 2.4 | 2.5 | 2.4 | 1.5 | ✓ |
| | | -13.0 | 19.8 | 19.8 | 20.2 | 16.5 | ✓ | 1.2 | 2.6 | 5.1 | 5.9 | 5.5 | 1.5 | ✓ |
| | | -21.0 | 17.9 | 18.8 | 19.0 | 16.5 | ✓ | 1.2 | 1.0 | 1.8 | 1.9 | 1.9 | 1.5 | ✓ |
| | | -24.0 | 18.4 | 19.6 | 19.1 | 16.5 | ✓ | 1.4 | 1.8 | 1.4 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | ☒ |
| M3 | 350 | -3.0 | 18.0 | 18.7 | 19.0 | 16.5 | ✓ | 1.2 | 1.5 | 2.2 | 2.0 | 2.1 | 1.5 | ✓ |
| | | -13.0 | 18.8 | 19.2 | 19.0 | 16.5 | ✓ | 1.2 | 2.3 | 2.3 | 2.4 | 2.3 | 1.5 | ✓ |
| | | -21.0 | 19.9 | 19.3 | 19.9 | 16.5 | ✓ | 4.8 | 5.8 | 8.3 | 7.2 | 7.7 | 1.5 | ✓ |
| | | -24.0 | 18.8 | 18.8 | 19.3 | 16.5 | ✓ | 1.3 | 2.3 | 2.8 | 2.5 | 2.7 | 1.5 | ✓ |
| M4 | 400 | -3.0 | 18.3 | 18.9 | 18.6 | 16.5 | ✓ | 1.3 | 1.9 | 2.7 | 2.3 | 2.5 | 1.5 | ✓ |
| | | -13.0 | 18.3 | 18.9 | 18.6 | 16.5 | ✓ | - | 2.2 | 2.6 | 2.4 | 2.5 | 1.5 | ✓ |
| | | -21.0 | 19.0 | 18.9 | 19.9 | 16.5 | ✓ | 1.6 | 4.8 | 6.8 | 6.3 | 6.5 | 1.5 | ✓ |
| | | -24.0 | 18.7 | 18.9 | 19.1 | 16.5 | ✓ | 1.4 | 1.4 | 4.1 | 3.1 | 3.6 | 1.5 | ✓ |

Her bir parametre seti ile imalatları tamamlanan kolonların, karot örnekleme işleminden önce tek taraftan 4 m kazılmış ve her karışım alanı için görsel inceleme yapılmıştır. Her bir deneme karışım alanı için çekilen fotoğraflar Şekil 5'te verilmiştir.




Şekil 5. Deneme DSM kolonları görsel kontrol resimleri

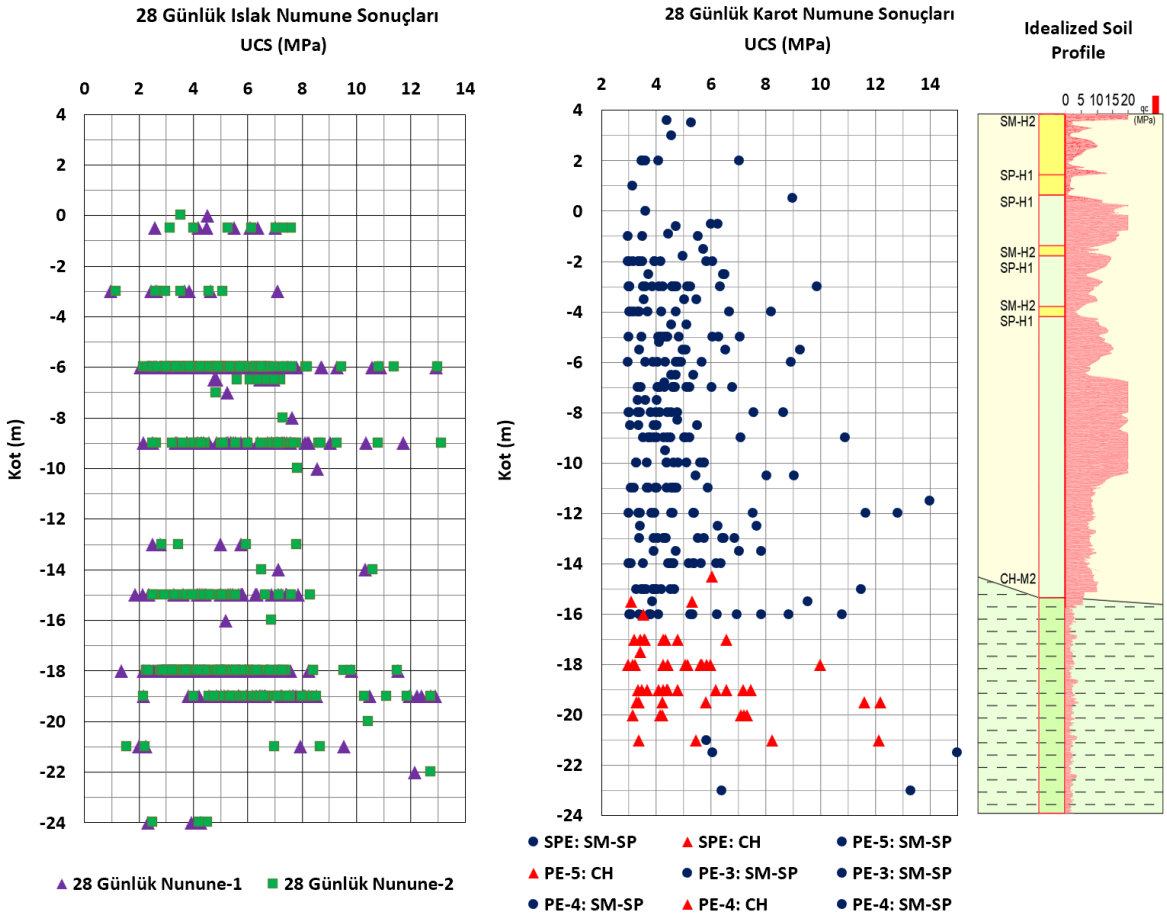



Şekil 6. Karot numunelerine ait tek eksenli basınç test sonuçları

Deneme imalatlarının tamamlanmasından sonra elde edilen tüm sonuçlar birlikte değerlendirildiğinde, imalatların Karışım-3 (350 kg/m³) ve Karışım-4 (400 kg/m³) ile yapılması durumunda teknik şartnamede verilen tüm kriterlerin sağlandığı belirlenmiştir.

## 5. DSM İMALATLARI VE KALİTE KONTROL TEST SONUÇLARI

Ön testler ile belirlenen parametreler kullanılarak 116000 m D=90 cm çaplı hücresel olarak kapalı kutu şeklinde kesişen DSM kolon imalatları başarı ile tamamlanmıştır. İmal edilen kolonlardan 1382 adet ıslak numune ve 672 adet karot numunesi alınarak test edilmiştir. Test sonuçları Şekil 7'de verilmiştir.




Şekil 7. İmalat kolonlarında yapılan kalite kontrol deney sonuçları

Proje kapsamında imal edilen DSM kolonlarının kabul kriteri olarak; 28-38 günlük, karot numunelerin en az %80'inin, qu=3.0 Mpa'nın üzerinde olması gerekmektedir. Tüm ayaklarda, karot numuneleri üzerinde gerçekleştirilen UCS test sonuçları Tablo 4'te özetlenmiştir.

Tablo 4. Uygulama DSM kolonları test sonuçlarının proje kriterlerine göre değerlendirilmesi

| Ayak | Ortalama 28-38 Günlük UCS (MPa) | UCS>3.0 MPa | Kriter | Kontrol |
|---|---|---|---|---|
| **PE3** | 4.76 | 100% | >80% | ✓ |
| **PE4** | 6.69 | 100% | >80% | ✓ |
| **PE5** | 5.25 | 100% | >80% | ✓ |
| **SPE** | 4.68 | 100% | >80% | ✓ |

## 6. SONUÇLAR

- Avrupa Yakası Viyadük temelleri kapsamında 150 cm çapında, 67 m derinliğinde ~6.600m Fore Kazık, 100 cm kalınlığında ve 66 m derinliğinde ~30,000 $m^3$ Donatısız Diyafram Duvar ve 90 cm çapında ve 27 m derinliğinde ~116.000 m Derin Karıştırma Kolonu (DSM) başarı ile imal edilmiştir.

- Deneme kolonları üzerinde yapılan görsel incelemeler, uygulama projesindeki yerleşim dikkate alındığında (25 cm kesişim) birincil kolonların tamamlanmasından ~24 saat sonra ikincil kolon imalatlarına başlanmasının uygun olacağını göstermektedir.

- Tablo 4'te görüleceği üzere tüm numunelerin 3.0 MPa üzerinde olduğu ve seçilen uygulama parametreleri ile ortalama 5.35 MPa tek eksenli basınç mukavemetinin sağlandığı görülmüştür.



Şekil 8. Çalışa alanı genel görüntüsü

**TEŞEKKÜR**

Proje kapsamında birlikte çalışmaktan büyük mutluluk duyduğumuz, başta **Öncü Gönenç** olmak üzere tüm Yapı Merklezi çalışanlarına ve proje kapsamında yapılan tüm imalatları iş güvenliği kurallarına uygun şekilde ve istenilen sürede başarı ile tamamlayan başta **Ahmet Metin Akkaya** olmak üzere tüm Kasktaş saha ekibine teşekkürlerimizi sunuyoruz.

**KAYNAKLAR**

Fugro, (2017) Onshore Investigation European Approach Piers Factual Report, 1915 Çanakkale Bridge, Çanakkale, Turkey, November 2017

Fugro, (2017) Preliminary Interpretive Report, 1915 Çanakkale Bridge, Çanakkale, Turkey, June 2017Fugro, Fugro, (2017) Liquefaction Analyses Report, 1915 Çanakkale Bridge, Çanakkale, Turkey, August 2017

COWI, (2018) 1915 Çanakkale Bridge Detailed Designside Span Pier, European and Asian Foundation Geotechnical Design Çanakkale, Turkey, July 2018

# GEOGRİD TAKVİYELİ ŞEV YAKININA YERLEŞTİRİLEN ŞERİT TEMEL VE GÖMÜLÜ BORUNUN ÜÇ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ

## THREE-DIMENSIONAL NUMERICAL ANALYSIS OF STRIP FOUNDATION AND BURIED PIPE PLACED NEAR GEOGRID REINFORCED SLOPE

**Buse EMİRLER**[1]

## ÖZET

Bu çalışmada, geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının şerit temel ve gömülü boru davranışına olan etkileri PLAXIS 3D sonlu eleman yazılımı ile parametrik olarak araştırılmıştır. Geogridin gerçek geometrisi sayısal modelde birebir oluşturulmuş ve bu yaklaşım literatürdeki deneylerle doğrulanmıştır. Parametrik çalışma sonuçları taşıma kapasitesi-deplasman, göçme mekanizması ve boru deplasmanı ile sunulmuştur. Geogrid takviyesinin, taşıma kapasitesini artırdığı ve deplasmanı önemli ölçüde azalttığı görülmüştür. Temelin şev tepesinden uzaklaşmasıyla taşıma kapasitesinin arttığı belirlenmiştir. Göçme mekanizmalarına göre donatısız durumda deplasman yoğunluğunun fazla olduğu ve şevin mekanizma üzerinde yoğunluğa sebep olduğu gözlenmiştir. Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesinden uzaklaşması ile mekanizmadaki yoğunluk azalmıştır. Gömülü borunun şev tepesinden uzağa konumlandırılmasının ve boru üzerine yerleştirilen donatının, meydana gelecek deplasmanları ve boruda oluşabilecek hasarları önlemede önemli bir etkiye sahip olduğu sonucuna ulaşılmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Geogrid, Gömülü boru, Şerit temel, Şev, Sayısal analiz*

## ABSTRACT

In this study, the effects of geogrid reinforcement and the distance of the foundation from the top of the slope on the behavior of strip foundation and buried pipe were investigated parametrically by PLAXIS 3D finite element software. The actual geometry of the geogrid was created the same in the numerical model and this approach was verified by experiments in the literature. Parametric study results were presented with bearing capacity-displacement, failure mechanism, and pipe displacement. Geogrid reinforcement was seen to increase bearing capacity and to significantly reduce displacement. It was determined that the bearing capacity increased as the foundation moved away from the top of the slope. It was observed that the displacement intensity was higher in the unreinforced case compared to the failure mechanisms and the slope caused intensity on the mechanism. With the geogrid reinforcement and the movement of the foundation away from the top of the slope, the intensity on the mechanism decreased. It was concluded that positioning the buried pipe away from the top of the slope and the reinforcement placed on the pipe had a significant effect on preventing possible displacements and damage to the pipe.
***Keywords:*** *Geogrid, Buried pipe, Strip foundation, Slope, Numerical analysis*

## 1. GİRİŞ

Geosentetikler, inşaat mühendisliği yapılarında 1970'lerin sonlarından beri kullanılmakta ve kullanımları hızla artmaktadır. Ulaşım, geoteknik, çevre ve hidrolik uygulamaları ile geniş bir uygulama yelpazesine sahiptirler. Geosentetik türlerinden biri olan geogridler, güçlendirme malzemesi olarak işlev görürler (Koerner, 2005; Das, 2010). Su, atık su, gaz, petrol vb. birçok akışkanın iletimi, elektrik ve telefon kablolarının yer altına alınması

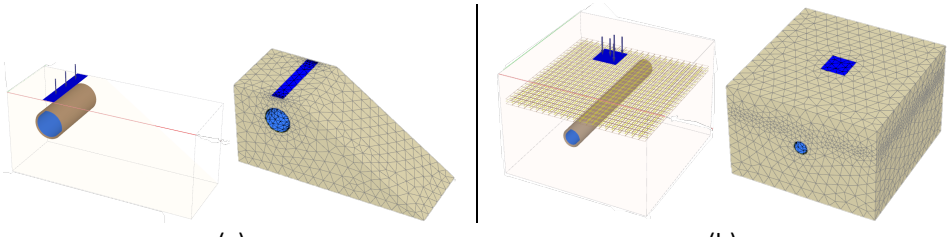
[1] Dr., Çukurova Üniversitesi, bemirler@cu.edu.tr

gibi pek çok kullanım alanı olan gömülü boru hatları, kentsel yaşamın sürdürülebilirliği açısından önemli altyapı sistemleridir. Borunun etrafının zeminle çevrili olması, gömülü borunun yanlış yerleştirilmesi, boru ve ekipman seçimindeki hatalar, deprem vb. doğal afetler gömülü boru sisteminde hasara neden olabilir (Bildik, 2013; Yılmaz, 2019; Öner, 2020). Mühendisler gömülü boruların tasarımı ve kurulumunda çeşitli zorluklarla karşı karşıyadır. İnşaat projesi engebeli arazide yer alıyorsa, erozyon ve eğim dengesizliği nedeniyle ilave değerlendirmeler yapılması gerekmektedir. Ancak literatürde şevli zemine gömülü borularla ilgili çalışmalar sınırlıdır (Khan ve Shukla, 2021; Khan vd., 2022; Ranjan vd., 2022). Basınca maruz kalan gömülü boru hatlarının korunması için geosentetik donatılar kullanılabilir. Bu sayede; meydana gelebilecek hasarlara karşı korumanın yanı sıra, boru üzerindeki gerilmeler azaltılabilir ve boru patlamasının sonuçları en aza indirilebilir (Moghaddas Tafreshi ve Khalaj, 2008; Tavakoli Mehrjardi vd., 2012; Plácido ve Portelinha, 2019). Gömülü borular üzerinde güçlendirilmiş zemin koşullarında çeşitli deneysel ve sayısal çalışmalar yapılmıştır (Hegde ve Sitharam, 2015; Fattah vd., 2016; Kou vd., 2018; Bildik ve Laman, 2020; Pires ve Palmeira, 2021). Önceki çalışmalar incelendiğinde gömülü boru hatlarının davranışını etkileyebilecek birçok faktörün olduğu söylenebilir. Ancak literatürde donatılı zemin şevindeki gömülü boru davranışının karakterize edilmesi konusunda hala bazı eksiklikler bulunmaktadır. Bu çalışma, şerit temel ve gömülü boruda geosentetiklerin etkinliğini araştırmayı amaçlamaktadır. Donatısız/donatılı şev yakınına yerleştirilen şerit temel ve gömülü boru için taşıma kapasitesi, göçme mekanizması ve boru deplasmanının belirlenmesi amacıyla üç boyutlu sonlu eleman yazılımı olan PLAXIS 3D'de sayısal analizler yapılmıştır. Bu araştırmanın ilk adımı, sayısal analizin literatürdeki deneysel çalışmalarla doğrulanmasıdır. Bu işlem, geogrid donatılı ve donatısız durum için ayrı ayrı yapılmıştır. Donatısız şevli zemine gömülü boru ve yüzeysel temelin sayısal analizi, Khan vd. (2022) tarafından yapılan laboratuvar deney çalışması kullanılarak doğrulanmıştır. PLAXIS 3D'de geogridin doğrudan dörtgen yüzey formu yerine gerçek şekliyle sayısal modellenmesi yeni bir yaklaşım olduğundan, geogrid malzemesi Hegde ve Sitharam (2015) tarafından gerçekleştirilen laboratuvar deney çalışması kullanılarak doğrulanmıştır. İkinci adımda ise doğruluğu literatürdeki deneysel çalışmalarla gösterilmiş olan PLAXIS 3D kullanılarak geogrid takviyeli şeve gömülü boru ve yüzeysel temel davranışı araştırılmıştır. Bu amaçla, geogrid takviyesi ve şev tepesine uzaklığın etkisi taşıma gücü, göçme mekanizması ve boruda meydana gelen deplasmanla sunulmuştur.

## 2. MATERYAL VE METOT

### 2.1. Doğrulama Analizleri

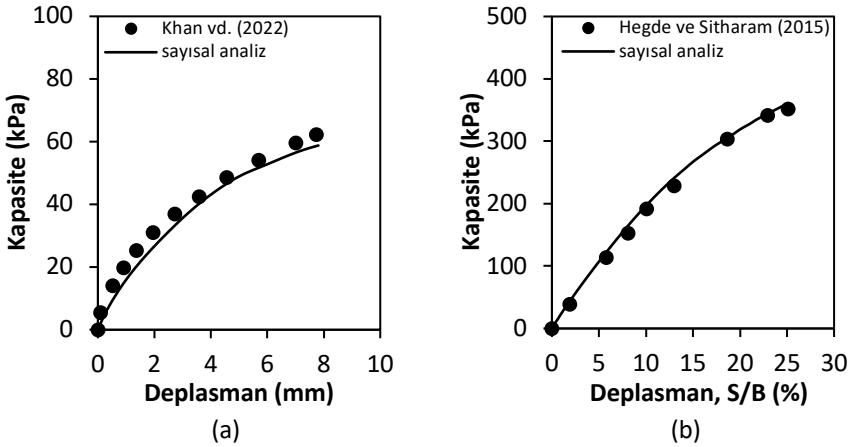
Doğrulama analizleri, üç boyutlu sonlu eleman yazılımı olan PLAXIS 3D kullanılarak yapılmıştır. Gömülü boru yerleştirilen geogrid takviyeli ve takviyesiz zeminlerin sayısal modelleri, literatürdeki laboratuvar deneyleri kullanılarak doğrulanmıştır. Khan vd. (2022), şevli zemine gömülü bir boru hattının üzerinde yer alan yüzeysel temelin yük-oturma davranışı ve taşıma kapasitesi ile ilgili deneyler yapmışlardır. Sayısal analiz modeli; 1250 mm uzunluğunda, 450 mm genişliğinde ve 560 mm yüksekliğinde deney boyutuna uygun olarak oluşturulmuştur. Zemin kum ve şevin açısı 35°'dir. Borunun çapı 160 mm, kalınlığı 5 mm, gömülme derinliği ise 80 mm'dir. Zemin yüzeyine yerleştirilen çelik temelin uzunluğu 440 mm, genişliği 80 mm ve kalınlığı 35 mm'dir. Temel, orta noktası 240 mm kret mesafesinde olacak şekilde konumlandırılmıştır. Zemin ve boru arasındaki etkileşim arayüz kullanılarak sağlanmıştır. Üç boyutlu ağ prosedüründe, zemin bölgesi 10 düğümlü dörtyüzlü elemanlar kullanılarak oluşturulurken, bilgisayarın çabasından ve zamandan tasarruf etmek için orta ağ sıkılığı ve geliştirilmiş ağ iyileştirmesi seçilmiştir. Sayısal modele ait görüntü Şekil 1'de verilmiştir. Sayısal analizin taşıma kapasitesi-deplasman ilişkisi, Şekil 2'de deneyle karşılaştırılmıştır. Şekil 2'ye göre deneyin sayısal analiz sonucuyla uyum içinde olduğu görülmüş ve sayısal modelin, deney davranışını başarıyla simüle ettiği belirlenmiştir.



(a) (b)

Şekil 1. Doğrulama analizleri için sayısal modeller (a) Khan vd. (2022) (b) Hegde ve Sitharam (2015)

Literatürdeki çalışmalarda geogridin üç boyutlu gerçek şeklini simüle etmek için PLAXIS 3D dışında yazılımlar kullanılmıştır. PLAXIS 3D'nin geogridin gerçek şeklini simülasyonundaki başarısını kanıtlaması gerekmektedir. Bu amaçla Hegde ve Sitharam (2015) tarafından gerçekleştirilen çalışma analiz edilmiş ve modelin kapasite-deplasman davranışı deneysel veriyle karşılaştırılmıştır. Sayısal model; 900 mm uzunluğunda, 900 mm genişliğinde ve 600 mm yüksekliğinde deney boyutuna uygun olarak oluşturulmuştur. Zemin yüzeyine 20 mm kalınlığında ve 150 mm kenar uzunluğunda kare çelik temel yerleştirilmiştir. 35 mm×35 mm açıklık boyutlarında geogrid kullanılmıştır. Geogrid 1,1B derinliğe (B, temel genişliği) yerleştirilmiş olup genişliği ise 5,8B'dir. Borunun dış çapı 75 mm, kalınlığı 1,4 mm, gömülme derinliği 1,5B'dir. Zemin-boru arasındaki etkileşimi modellemek için arayüz kullanılmıştır. Çalışma ortamı, geogrid takviyesiz doğrulama analizine benzer şekilde orta ağ sıkılığında elemanlara ayrılmış ve geliştirilmiş ağ iyileştirmesi seçilmiştir. Sayısal modele ait görüntü Şekil 1'de verilmiştir. Sayısal analizden elde edilen kapasite-deplasman ilişkisi, Şekil 2'de deneyle karşılaştırılmıştır. Şekil 2'ye göre deney ve sayısal analiz sonucunun uyum içinde olduğu görülmüş, sayısal analizin deneyi modellemedeki başarısı doğrulanmıştır.



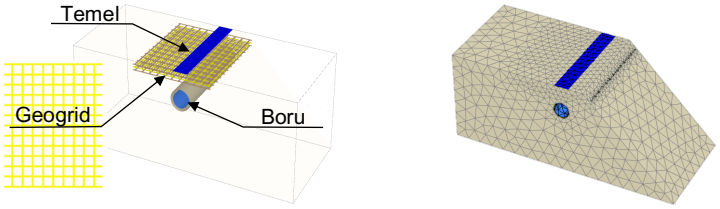

Şekil 2. Doğrulama analizlerinden elde edilen kapasite-deplasman ilişkileri (a) Khan vd. (2022) (b) Hegde ve Sitharam (2015)

**2.2. Parametrik Çalışma**

Doğrulama analizleri ile üç boyutlu sayısal modelin, geogrid ve gömülü boru davranışını modellemedeki başarısı ortaya konduktan sonra parametrik çalışma yapılmıştır. Parametrik çalışmada, geogrid takviyeli şeve yerleştirilen şerit temel ve gömülü borunun davranışı sayısal analizlerle incelenmiştir. Analizlerde şev eğimi, β=45°'dir. Çalışma ortamının (zemin) boyutları; 1175 mm alt yüzey uzunluğu, 700 mm üst yüzey uzunluğu, 500 mm genişlik ve 475 mm yükseklikten oluşmuştur. Zemin yüzeyinde kullanılan şerit temel; 500 mm uzunluğunda, 75 mm genişliğinde (B) ve 20 mm kalınlığında çelik malzeme olarak modellenmiştir. Parametrik çalışmadaki zeminin özelliklerini belirlemek amacıyla Brinkgreve vd. (2010) tarafından kumlu zeminler için geliştirilen ampirik formüllerden faydalanılmıştır. Zeminin rölatif sıkılığı ($D_r$), kumlu zeminin parametrelerini tahmin etmek için kullanılmıştır. Bu çalışmada rölatif sıkılık $D_r$=%50 olarak seçilmiş olup zemin özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Güçlendirme amaçlı kullanılan geogridin açıklık boyutu 31 mm×31mm, gömülme derinliği 0,5B ve uzunluğu 5B'dir (geogrid özellikleri olarak Secugrid® 60/60 Q1 kullanılmıştır). Analizlerde dış çapı 75 mm, kalınlığı 2,2 mm olan boru kullanılmış ve 75 mm derinliğe (şev tepesindeki zemin yüzeyinden) gömülmüştür. Birim hacim ağırlık, Young modülü ve Poisson oranı değerleri günümüzde kullanılan PVC boru özelliklerinden derlenmiştir (Nirmala ve Rajkumar, 2016; Gemperline ve Rinehart, 2018; Khan vd. 2022). Çalışma ortamının sonlu eleman ağı, üç boyutlu ağ prosedüründe 10 düğümlü dörtyüzlü elemanlar kullanılarak oluşturulurken, bilgisayarın zorlanmasının önüne geçmek ve zamandan tasarruf sağlamak için orta ağ sıkılığı ve geliştirilmiş ağ iyileştirmesi seçilmiştir. Zemin, temel, boru ve geogride ait parametreler Tablo 1'de, sayısal modele ait görüntü ise Şekil 3'te verilmiştir. Parametrik çalışmada, geogrid takviyesi (N=0; 1) ve temelin şev tepesine uzaklığının (e/B=0; 1; 2) taşıma kapasitesi, göçme mekanizması ve boru deplasmanına olan etkileri incelenmiştir.

Tablo 1. Parametrik çalışmada kullanılan malzeme özellikleri

| **Parametreler** | **Değerler** |
|---|---|
| **Zemin** | |
| Malzeme modeli | Hardening Soil |
| Drenaj türü | Drenajlı |
| Doymamış durumdaki birim hacim ağırlık, $\gamma_{unsat}$ (kN/m$^3$) | 17,0 |
| Doygun durumdaki birim hacim ağırlık, $\gamma_{sat}$ (kN/m$^3$) | 19,8 |
| Sekant modülü, $E_{50}^{ref}$ (kN/m$^2$) | 30000 |
| Tanjant modülü, $E_{oed}^{ref}$ (kN/m$^2$) | 30000 |
| Boşaltma/yeniden yükleme modülü, $E_{ur}^{ref}$ (kN/m$^2$) | 90000 |
| Rijitlik oranı, m | 0,54 |
| Poisson oranı, *ν* | 0,30 |
| İçsel sürtünme açısı, ϕ (°) | 34,25 |
| Dilatasyon açısı, Ψ (°) | 4,25 |
| Göçme oranı, $R_f$ | 0,94 |
| Dayanım azaltma faktörü, $R_{inter}$ (geogrid) | 0,90 |
| Dayanım azaltma faktörü, $R_{inter}$ (boru) | 0,45 |
| **Temel** | |
| Kalınlık, d (mm) | 20 |
| Birim hacim ağırlık, γ (kN/m$^3$) | 77 |
| Young modülü, E (kN/m$^2$) | 2×10$^8$ |
| Poisson oranı, *ν* | 0,30 |
| **Boru** | |
| Kalınlık, d (mm) | 2,2 |
| Birim hacim ağırlık, γ (kN/m$^3$) | 14 |
| Young modülü, E (kN/m$^2$) | 3,1×10$^6$ |
| Poisson oranı, *ν* | 0,40 |
| **Geogrid** | |
| Eksenel rijitlik, EA (kN/m) | 1200 |

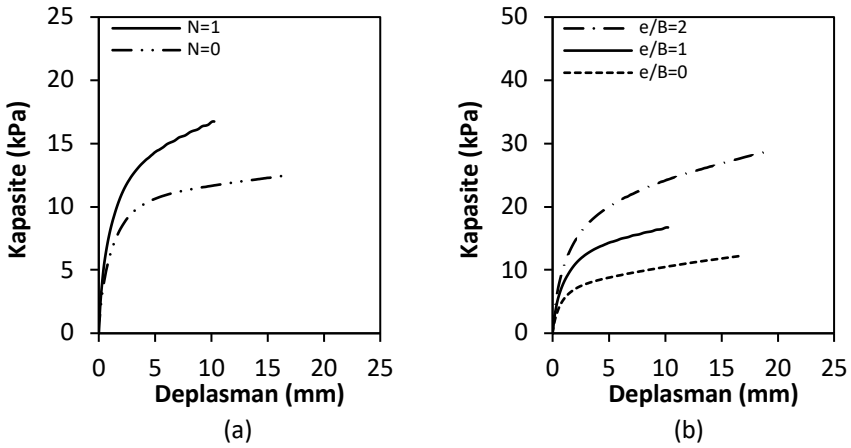



Şekil 3. Sayısal analiz modeli

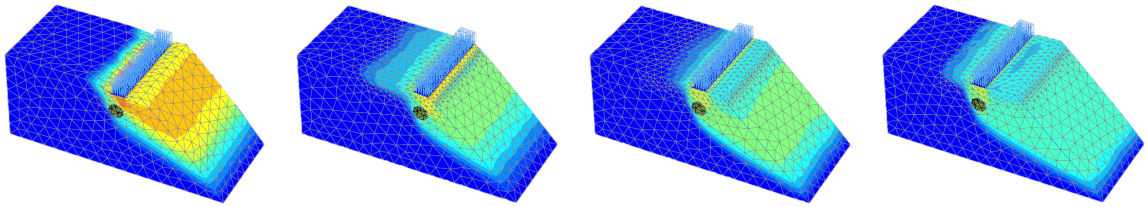
## 3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Geogrid donatı takviyesi (N=0; 1) ve temelin şev tepesine uzaklığının (e/B=0; 1; 2), şerit temel ve gömülü boru davranışına olan etkileri; taşıma kapasitesi-deplasman, göçme mekanizması ve boru deplasmanı bulguları ile ortaya konmuştur (Şekil 4-6). Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının taşıma kapasitesi-deplasman ilişkisine etkisi Şekil 4'te sunulmuştur. Geogrid takviyesi, temelin taşıma kapasitesini yaklaşık %45 artırmış ve yerleştirildiği derinlikte (0,5B) efektif çalışarak kapasiteye önemli oranda katkı sağlamıştır. Deplasman değerleri, 10 kPa'lık kapasite için geogridsiz durumda yaklaşık 3,63 mm iken, geogridli durumda yaklaşık 1,61 mm olarak elde edilmiştir. Geogrid varlığının deplasmanı büyük oranda azalttığı sonuçlardan anlaşılmıştır. Her iki durumda da genel kayma göçmesine benzer eğri davranışı elde edilmiştir (Şekil 4a). Temelin şev tepesine uzaklığının (e/B) taşıma kapasitesine olan etkisi Şekil 4b'de verilmiştir. e/B'nin artmasıyla taşıma kapasitesi önemli miktarda artış göstermiş ve bu oranın 0'dan 2'ye artmasıyla 10 mm deplasman için kapasitedeki artış miktarı yaklaşık 2,3 kat olmuştur. Bu durum, taşıma kapasitesi üzerinde şevin etkisinin azalmaya başlamasıyla açıklanabilir.

Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının göçme mekanizmasına etkisi Şekil 5'te sunulmuştur. Göçme mekanizmaları üzerinden sonuçlar incelendiğinde, donatısız durumda meydana gelen deplasman yoğunluğunun fazla olduğu ve şevden etkilendiği görülmüştür. Donatı kullanılmasıyla birlikte yoğunluğun azaldığı belirlenmiş ve temelin şev tepesinden uzaklaşmasıyla ise şevin, göçme mekanizmasında oluşturduğu etkinin azaldığı tespit edilmiştir. Aynı yaklaşım gömülü boru için de geçerli olmuştur. Borunun, her ne kadar kayma düzlemi içinde olsa da etkili bir mekanizma yoğunluğu içerisinde kaldığından söz edilemeyeceği analiz sonuçlarından anlaşılmıştır.



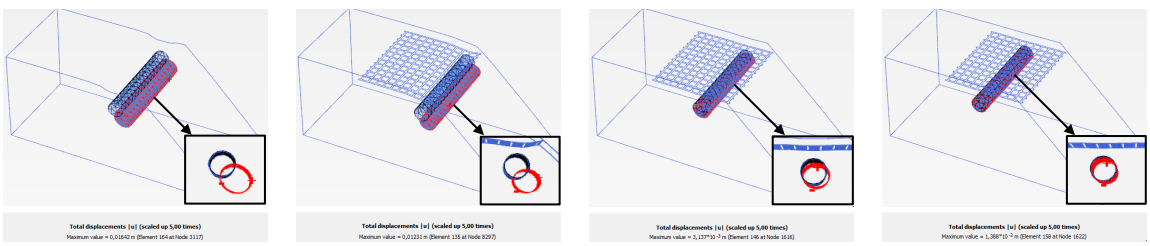

Şekil 4. Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının taşıma kapasitesine etkisi



(a) N=0, e/B=1 (b) N=1, e/B=0 (c) N=1, e/B=1 (d) N=1, e/B=2

Şekil 5. Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının göçme mekanizmasına etkisi

Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının boru deplasmanına etkisi Şekil 6'da sunulmuştur. Bu serideki tüm analizlerde şerit temel, N=1 ve e/B=0 durumu için elde edilen taşıma kapasitesi değeri olan 12,29 kPa'lık yüklemeye maruz bırakılmıştır. Bu yüklemeye karşılık, geogrid takviyesiz şevli zemin için boruda meydana gelen deplasman 16,4 mm iken, takviyeli zemin durumunda 3,1 mm'ye düşmüş ve yaklaşık 5 kat azalmıştır. Analiz sonuçları, gömülü boru üzerine yerleştirilen donatının meydana gelen deplasmanları ve boruda oluşabilecek hasarları önlemede önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Temelin şev tepesine uzaklığının boru deplasmanına olan etkisi incelendiğinde, e/B=0 durumunda boruda meydana gelen deplasman 12 mm iken, e/B=2'de 1,4 mm'ye düşmüş ve yaklaşık 8,5 kat azalmıştır. Gömülü borunun mümkünse şev tepesinden daha uzak bir konuma yerleştirilmesinin, olası hasarların önüne geçilmesini sağlayabileceği analiz sonuçlarından anlaşılmıştır.



a) N=0, e/B=1 (b) N=1, e/B=0 (c) N=1, e/B=1 (d) N=1, e/B=2

Şekil 6. Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının boru deplasmanına etkisi

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada geogrid takviyesi ve temelin şev tepesine uzaklığının şerit temel ve gömülü boru davranışına olan etkileri; taşıma kapasitesi-deplasman, göçme mekanizması ve boru deplasmanı ile incelenmiştir. Geogrid donatının, gerçek geometrisinin sayısal modelde birebir oluşturulması bu çalışmanın önemli bir değeridir. Geogrid takviyesinin, taşıma kapasitesini artırdığı ve deplasmanı önemli ölçüde azalttığı görülmüştür. Temelin şev tepesinden uzaklaşmasıyla taşıma kapasitesinin arttığı belirlenmiş ve bu durum, kapasite üzerinde şevin etkisinin azalmasıyla açıklanmıştır. Göçme mekanizmalarına göre donatısız durumda deplasman yoğunluğunun fazla olduğu ve şevin mekanizma üzerinde yoğunluğa sebep olduğu tespit edilmiştir. Geogrid takviyesi ve temelin şev tepesinden uzaklaşması ile mekanizmadaki yoğunluk azalmıştır. Borunun şev tepesinden uzaklaşması ile de benzer bir durum elde edilmiştir. Gömülü borunun şev tepesinden uzağa konumlandırılmasının ve boru üzerine yerleştirilen donatının, meydana gelecek deplasmanları ve boruda oluşabilecek hasarları önlemede önemli bir etkiye sahip olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

## KAYNAKLAR


Bildik, S., 2013, "Farklı Zemin ve Yükleme Koşullarındaki Gömülü Boru Sistemlerinin Davranışının Araştırılması", Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana.

Bildik, S., Laman, M., 2020, "Effect of Geogrid Reinforcement on Soil - Structure - Pipe Interaction in terms of Bearing Capacity, Settlement and Stress Distribution", Geotextiles and Geomembranes, 48, 844-853.

Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin, H.K., 2010, "Validation of Empirical Formulas to Derive Model Parameters for Sands", Proceedings of the Seventh European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Taylor & Francis Group, London, 137-142.

Das, B.M., 2010, "Principles of Geotechnical Engineering", Cengage Learning, Connecticut.

Fattah, M.Y., Zbar, B.S., Al-Kalali, H.H.M., 2016, "Three-Dimensional Finite Element Simulation of the Buried Pipe Problem in Geogrid Reinforced Soil", Journal of Engineering, 22, 60-73.

Gemperline, M.C., Rinehart, R.V., 2018, "Soil-Pipe Interface Friction Coefficients for Buried PE4710 Pipe", Plastics Pipe Institute.

Hegde, A.M., Sitharam, T.G., 2015, "Experimental and Numerical Studies Protection of Buried Pipelines and Underground Utilities Using Geocells", Geotextiles and Geomembranes, 43, 372-381.

Khan, M.U.A., Shukla, S.K., 2021, "Numerical Investigation of the Structural Response of a Conduit Buried within a Soil Slope", Transportation Geotechnics, 30, 100614.

Khan, M.U.A., Shukla, S.K., Paraskeva, T.S., 2022, "Stress Distribution around the Conduit Buried within a Soil Slope - An Experimental Investigation", Transportation Geotechnics, 32, 100687.

Koerner, R.M., 2005, "Designing with Geosynthetics", Pearson Prentice Hall, New Jersey.

Kou, Y., Shukla, S.K., Mohyeddin, A., 2018, "Experimental Investigation for Pressure Distribution on Flexible Conduit Covered with Sandy Soil Reinforced with Geotextile Reinforcement of Varying Widths", Tunnelling and Underground Space Technology, 80, 151-163.

Moghaddas Tafreshi, S.N., Khalaj, O., 2008, "Laboratory Tests of Small-Diameter HDPE Pipes Buried in Reinforced Sand Upper Repeated-Load", Geotextiles and Geomembranes, 26, 145-163.

Nirmala, R., Rajkumar, R., 2016, "Finite Element Analysis of Buried UPVC Pipe", Indian Journal of Science and Technology, 9, 1-5.

Öner, C., 2020, "Gömülü Boruların Sığ Temellerin Yakınında Oluşan Deformasyonlar Üzerindeki Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Pires, A.C.G., Palmeira, E.M., 2021, "The Influence of Geosynthetic Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soil-Pipe Systems", Geotextiles and Geomembranes, 49, 1117-1128.

Plácido, R., Portelinha, F.H.M., 2019, "Evaluation of Geocomposite Compressible Layers as Induced Trench Method Applied to Shallow Buried Pipelines", Geotextiles and Geomembranes, 47, 662-670.

PLAXIS, 2023, "PLAXIS 3D Geotechnical Engineering Software", Plaxis bv, Bentley Systems, the Netherlands.

Ranjan, R., Choudhary, A.K., Choudhary, A.K., 2022, "Numerical Analysis of Buried Pipelines Located in Slopes", Stability of Slopes and Underground Excavations, Lecture Notes in Civil Engineering, Springer, Singapore, 121-131.

Tavakoli Mehrjardi, Gh., Moghaddas Tafreshi, S.N., Dawson, A.R., 2012, "Combined Use of Geocell Reinforcement and Rubber-Soil Mixtures to Improve Performance of Buried Pipes", Geotextiles and Geomembranes, 34, 116-130.

Yılmaz, M., 2019, "Fiber ile İyileştirilmiş Zemine Gömülü Boruların Sismik Etkiler Altındaki Dinamik Davranışı", Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

# ANKARA KİLİNİN DERİNLİĞE BAĞLI ZEMİN DAVRANIŞININ VE ÖRSELENME ETKİSİNİN GEOTEKNİK ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİNE BAĞLI OLARAK İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF DEPTH-DEPENDENT SOIL BEHAVIOR AND DISTURBANCE EFFECT OF ANKARA CLAY BASED ON GEOTECHNICAL FIELD AND LABORATORY TESTS

**Gökhan ŞAHİN[1*], Mustafa Kerem KOÇKAR[2]**

## ÖZET

Ankara Kilinin aşırı konsolide, aktif, yüksek derecede plastisite ve katı kıvamlılığı gibi karakteristik özelliklerinin bir sonucu olarak, örselenmemiş numune alınabilmesinin zor oluşu, laboratuvar uygulamalarında yapılan çalışmaların güvenilirliğini olumsuz yönde etkilemektedir. Bu araştırma kapsamında, Ankara'nın batısında yer alan killi birimlerin farklı derinliklerinden alınmış yaklaşık 5500 numunenin, yerinde arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak derinliğe bağlı zemin karakterizasyonu çalışmaları yapılmış, geoteknik parametrelerin frekans dağılımları istatistiksel açıdan incelenmiş, parametreler arasında ampirik denklemler geliştirilmiş ve numuneler üzerindeki örselenme etkisi değerlendirilmiştir. Örselenme etkisini sayısal anlamda belirleyebilmek ve zemin parametreleri arasında oluşturulan ilişkilerin doğruluğunu kontrol edebilmek amacıyla laboratuvar deney sonuçları mevcut literatürdeki bulgular ile kıyaslanmıştır. Literatürde benzer yapıya sahip yüksek plastisiteli killer üzerinde yapılan çalışmalar incelenerek örselenmiş-yoğrulmuş ve örselenmemiş numunelerin, drenajsız kayma dayanımı ($c_u$) ve likitlik indisi (LI) değerleri arasındaki hassasiyet (sensitivite) değişimleri saptanmıştır. Bu çalışmalar göz önüne alınarak, örselenmiş numunelerin tespit edilebilmesine ilişkin ampirik bir yöntem önerisinde bulunulmuştur. Yöntem, benzer zemin özelliklerine sahip killi zeminlerden elde edilmiş laboratuvar deney sonuçları kullanılarak yapılan doğrulama çalışmaları ile test edilmiştir. Önerilen yöntem dahilinde örselenmiş olarak tespit edilen numunelerin veri setinden çıkartılması sonucunda, literatürde ve çalışma kapsamında drenajsız kayma dayanımının tahmin edilebilmesine yönelik geliştirilmiş olan ampirik denklemlerin tahmin başarılarında (determinasyon katsayısında) yüksek oranlarda artışlar gözlemlenmiştir.

***Anahtar Kelimeler:*** *Ankara Kili, örselenme etkisi, sensitivite, zemin indeks ve mukavemet parametrelerinin derinliğe bağlı değişimi.*

## ABSTRACT

As a result of the characteristics of Ankara Clay, such as its over-consolidated, active, highly plastic, and stiff consistency, obtaining undisturbed samples is challenging, and it adversely affects the reliability of laboratory test results. Within the scope of this research, soil characterization studies related to depth have been carried out using approximately 5500 samples obtained from in-situ field and laboratory tests from clay units located in the west of Ankara at different depths. The frequency distributions of geotechnical parameters have been statistically examined, empirical equations have been developed between parameters, and the effect of sample disturbance has been evaluated. To quantify the effect of disturbance and to verify the accuracy of the identified relationships between soil parameters, laboratory test results have been compared with the existing literature, and sensitivity changes between undisturbed-disturbed and remolded samples, in terms of undrained shear strength ($c_u$) and

[1*] Research Assistant, Hacettepe University Civil Engineering Department, gokhan.sahin@hacettepe.edu.tr, {Corresponding author}
[2] Assoc. Prof. Dr., Hacettepe University Civil Engineering Department, mustafakockar@hacettepe.edu.tr

liquidity index (LI) values, have been identified. Considering these studies, an empirical method for identifying disturbed samples has been proposed. The method was tested with validation studies using laboratory test results obtained from clayey soils with similar soil properties. As a result of excluding the samples detected as disturbed within the proposed method from the dataset, high percentages of increases have been observed in the success of predicting undrained shear strength in the empirical equations (determination coefficient) developed both in the literature and within the scope of the study.
***Keywords:*** *Ankara Clay, effects of sample disturbance, sensitivity, depth-related variation of the soil index and shear strength parameters.*

## 1. GİRİŞ

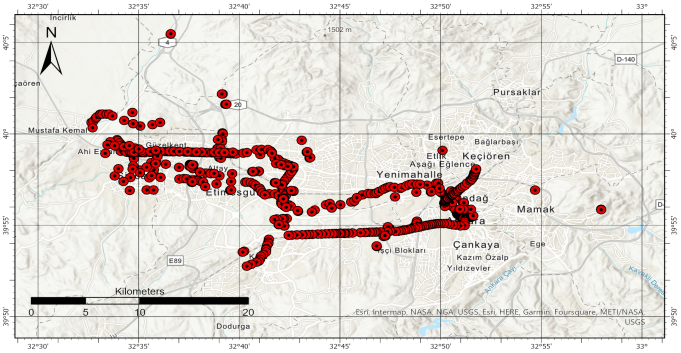
Ankara Kili, günümüze kadar pek çok geoteknik ve jeolojik çalışmanın konusu olmuştur (örn., Birand, 1977; Kasapoğlu, 1980; Kiper, 1983; Ergüler ve Ulusay, 2002; Koçkar, 2006; Çokça ve Tilgen, 2010; Met ve Akgün, 2015; Dağar, 2017). Çökelim ortamları ve formasyonlar açısından Ankara Kili, Üst Pliyosen-Pleistosen fluvyal sedimanlar, taşkın ovalarındaki Kuvaterner teraslar ve yakın dönem alüvyon birimlerden oluşmuştur. Bu sedimanter birimler, bölgenin jeolojik tarihindeki flüviyal ve iklim rejimlerine bağlı olarak farklı düzeylerde yüzey kurumasına ve erozyona maruz kalmıştır. Bu etkiler, belirli birimlerde 150 ila 180 metre derinlikteki rezidüel materyalin karşılığı olan bir önkonsolidasyon basıncının oluşmasına neden olmuştur. Kiper (1983), konsolidasyon testi sonuçlarından elde edilen önyükleme basınç değerlerinin, yüzey kuruması nedeniyle kapiler kuvvetlerden etkilendiğini bildirmiştir.

Bahsedilen süreçlerin bir sonucu olarak, Ankara Kilinin önkonsolide (Kiper, 1983), yüksek plastisite (Birand, 1977), katı-çok katı kıvam (Yaman, 2006) veya yüksek aktivite (Akgün ve diğ., 2017) gibi çeşitli zemin özellikleri bulunmaktadır. Birçok araştırmacı tarafından uygulanan Atterberg test sonuçlarına göre (örn., Mirata, 1976; Ergüler ve Ulusay, 2002; Met ve Akgün, 2015; Akgün ve diğ., 2017), plastisite indisi (PI) değerinin %20-80 gibi geniş bir aralıkta değişmekte olduğu belirtilmiştir. Yüksek plastisite indisi, kilin farklı su muhtevası değerlerinde hacim ve kıvamında önemli değişiklikler oluşabileceğini göstermektedir (Ördemir vd., 1977). Ankara Kili, su tablası seviyesine bağlı olarak problemlere neden olabilecek bir şişme ve büzülme davranışı için aktiftir (Birand, 1977). Bu durum, örselenmemiş numunelerin elde edilmesinde zorluklar oluşturmakta, test sonuçlarından elde edilen verilerin hata payı içermesine (Kiper, 1983) ve bu numuneler ile yapılan çalışmaların geçerliliği hakkında soru işaretleri ortaya çıkmasına sebep olmaktadır. Örselenme etkisi ile zeminin doğal durumu değişmekte ve laboratuvar testlerinden elde edilen sonuçların doğruluğu etkilenmektedir (Nhuan, 1981). Ankara Kilinde örselenme etkisi, literatürde araştırma konusu olarak yeterince incelenmemiş olsa da benzer karakteristik özelliklere sahip kil birimlerinin (örn., London Clay, Norwegian Marine Clay) örselenmiş-yoğrulmuş ve örselenmemiş davranışlarının araştırıldığı çalışmalar mevcuttur (örn., Kulhawy ve Mayne, 1990; Shimobe ve Spagnoli, 2019). Bu çalışmalarda, örselenmiş-yoğrulmuş ve örselenmemiş numunelerin drenajsız kayma dayanımı ($c_u$) parametreleri arasındaki oranın (sensitivite-hassasiyet) değişim aralıkları analiz edilmiştir (Şahin, 2022). Benzer şekilde mevcut çalışmada, Ankara Kili için likitlik indisi değerlerine göre drenajsız kayma dayanımı hassasiyet parametresine bağlı olarak incelenmiştir. Literatürdeki araştırmaların da rehberliğinde, örselenmiş numunelerin drenajsız kayma dayanımı ve likitlik indisi değerlerine bağlı olarak tespit edilebilmesine ilişkin bir yöntem önerisinde bulunulmuştur.

## 2. GEOTEKNİK VERİTABANI KARAKTERİZASYONU VE METODOLOJİ

### 2.1. Veritabanı

Araştırma, 26 farklı geoteknik projeden elde edilen veriler kullanarak, Ankara şehir merkezinin batısında yer alan 250 km²'lik bir bölgede yürütülmüştür (Şekil 1). Verilerin çoğu, öne çıkan ve büyük ölçekli çeşitli kamu, belediye ve akademik araştırma projeleri kapsamında yapılmış olan arazi ve laboratuvar raporlarından derlenmiştir. Derlenen geoteknik raporlar, testlerin ve prosedürlerin nasıl gerçekleştirildiği hakkında her zaman kesin bilgiler vermemektedir. Farklı veri tabanları ile gelecekteki entegrasyonu kolaylaştırmak amacıyla zemin parametre sınıfları uluslararası standartlara göre (ASTM) tanımlanmıştır. Tablo 1'de standardizasyon ve filtreleme işlemleri sonrası veri tabanında Ankara Kili olarak tanımlanmış zeminlerin istatistiksel detayları paylaşılmıştır. İstatistiksel çalışmalar sonucunda elde edilen parametrelere dair aralıklar (minimum-maksimum değerler) ve ortalama değerler incelendiğinde, literatürde yapılan çalışmalar ile büyük ölçüde uyumlu olduğu görülmektedir.




Şekil 1. Sondaj kuyusu konumlarının Ankara içerisindeki mekânsal gösterimi

Kayma dayanımı ($c_u$) değerleri, Çokça ve Tilgen'in (2010) gözlemleri ile benzerlik göstermektedir. SPT-N değerleri, Yaman (2007)'nin çalışması ile; Atterberg limit test sonuçları ise, Dağar (2017) ve Akgün ve diğ. (2017)'nin çalışmaları ile örtüşmektedir. Ayrıca konsolidasyon parametreleri Kiper (1983) tarafından belirlenen sınırlar ile benzerlik göstermektedir.

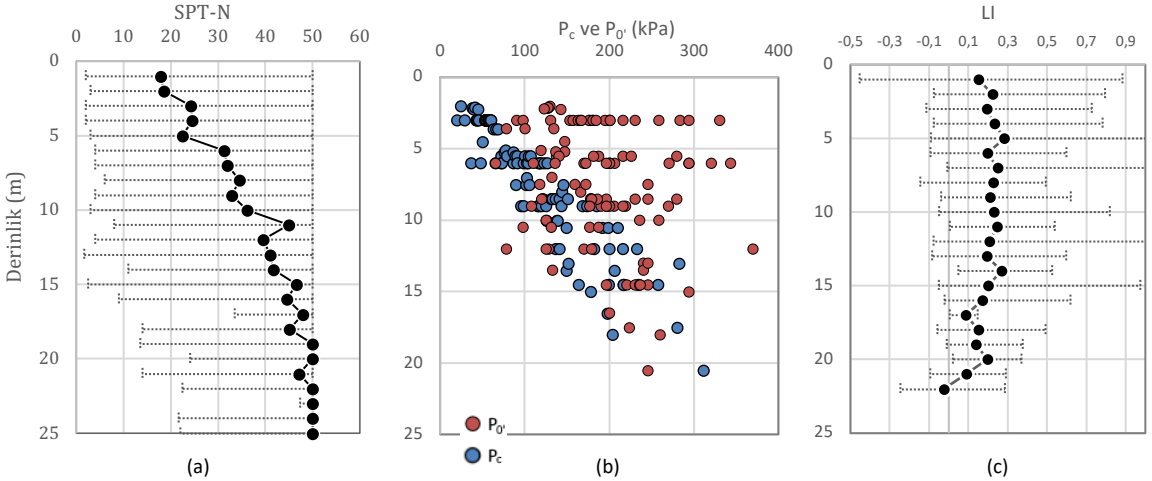
Tablo 1. Ankara Kili 'ne dair geoteknik parametreler ve istatistiksel detayları

| Değişken | Adet | Minimum | Maksimum | Ortalama | Standart sapma |
|---|---|---|---|---|---|
| SPT-N | 2442 | 2 | 50+ | 32.9 | 21 |
| LL | 2568 | 24 | 126 | 57.1 | 16 |
| PL | 2570 | 5 | 67 | 22.8 | 5.4 |
| PI | 2568 | 4.4 | 88 | 34.2 | 13.1 |
| $f_1$ | 1372 | 0.1 | 76 | 5.2 | 5.5 |
| $f_{15}$ | 2590 | 2 | 100 | 81.7 | 13.5 |
| clay fraction (%) | 198 | 8 | 72 | 34.9 | 13 |
| $w_n$(%) | 2655 | 1.2 | 72 | 28.8 | 7.2 |
| $G_s$ | 111 | 2.59 | 2.86 | 2.71 | 0 |
| $m_v$ ($cm^2$/kg) | 201 | 0.0032 | 0.0686 | 0.0181 | 0.0100 |
| $c_v$ ($cm^2$/sn) | 82 | 0.0008 | 0.0150 | 0.0051 | 0.0023 |
| $E_p$ (MPa) | 19 | 205.0 | 522 | 359.3 | 89.2 |
| $p_L$ (MPa) | 19 | 20.3 | 40.2 | 32.4 | 5.5 |
| $p_{L*}$ (MPa) | 19 | 17.9 | 36.1 | 29.1 | 4.7 |
| $P_c$ (kPa) | 220 | 48.8 | 588.4 | 204.8 | 78.9 |
| LI | 2571 | -1.1 | 3.5 | 0.2 | 0.3 |
| $c_u$ (kPa) | 438 | 4.9 | 467.3 | 107 | 74.7 |

### 2.2.Zemin Özelliklerinin Derinliğe Bağlı Değişimleri

Zemin parametrelerdeki derinliğe bağlı değişimlerin incelenmesi, özellikle konsolidasyon özelliklerinin değerlendirilebilmesi ve zemin parametreleri arasındaki ilişkilerin belirlenebilmesi için büyük önem taşımaktadır. Mevcut çalışma kapsamında yapılan incelemelerde, $c_u$ değerlerinin genel olarak derinliğe bağlı olarak artış gösterdiği fakat 0-10 m arası derinliklerde yüksek değerlerin mevcut olduğu saptanmıştır. SPT-N ($N_{field}$) değerlerinin ise derinlikle birlikte doğrusal olarak artmakta olduğu gözlemlenmektedir (Şekil 2.a). Ancak, yüzeye yakın derinliklerde (0-10 metre arasında) çok sayıda yüksek SPT-N değerleri görülmüş ve bu sonuçların, yüzeyde çatlama ve kuruma nedeniyle aşırı konsolide olmuş killerin varlığı sebebiyle elde edildiği sonucuna varılmıştır. Önkonsolidasyon basıncının ($P_c$) derinliğe bağlı değişimi incelendiğinde, yüzeyden 6-10 metre derinliklere kadar efektif stres değerlerinin çok üzerinde yer alan değerlere rastlanılmıştır (Şekil 2.b). OCR değerlerinin bu derinliklerde 6-7 seviyelerine kadar çıktığı yapılan hesaplar ile ortaya koyularak, yüzeydeki aşırı konsolide killerin varlığı doğrulanmıştır. Likitlik indisi değerleri incelendiğinde yüzeyden 5 metre derinliğe kadar artış göstermekte olduğu, sonrasında 20 metre derinliklere kadar doğrusal olarak azalış

gösterdiği belirlenmiştir (Şekil 2.c). Buna rağmen yüzeyde çok sayıda negatif LI değerine sahip numuneye rastlanılmıştır. Ayrıca, şişme indisi ($c_s$) değerlerinin derinlikteki artışa bağlı olarak doğrusal olarak azaldığı yapılan değerlendirmeler sonucunda gözlemlenmiştir.

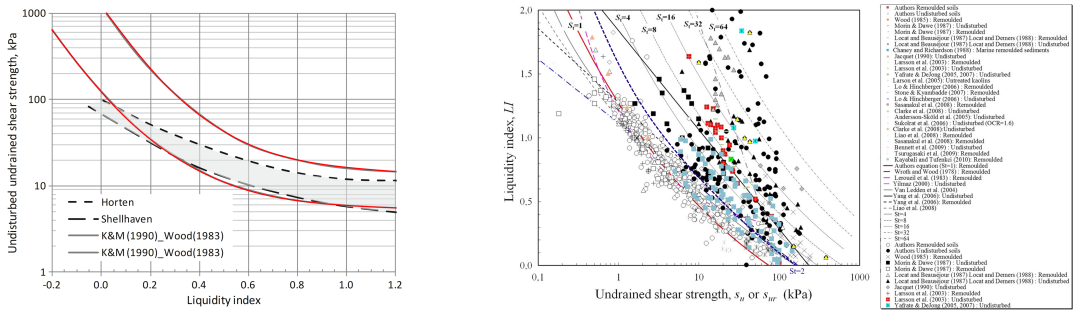



Şekil 2. Pliyo-Kuvaterner flüvyal sedimanların (Ankara Kili) derinliğe bağlı olarak değişen, SPT-N (a), düşey efektif stres ve ön-konsolidasyon basıncı (b) ve likidite indisi (c) grafikleri

### 2.3.Metodoloji

Zemin parametrelerindeki derinliğe bağlı olarak yapılan gözlemler sonucunda, yüzeyden 5 metre derinliğe kadar artan likitlik indisi ve doğrusal olarak azalan şişme indisi değerlerine karşılık, aşırı konsolide killerin varlığına bağlı olarak yüksek drenajsız kayma dayanımı değerleri mevcuttur. Ancak yüzeyde, düşük likitlik indisi ve yüksek şişme indisi değerlerine karşılık düşük drenajsız kayma dayanımı değerlerine rastlanılmış olması ve yüzeyden itibaren derinliğe bağlı olarak SPT-$N_{field}$ değerlerindeki doğrusal artış, yüksek hassasiyet değerlerine sahip killerin varlığını ve buna bağlı olarak numune üzerindeki örselenme etkisinin mevcut olabileceği olasılığın değerlendirilmesini gerektirmiştir. Bu konuda Ankara Kiline benzer killer ile örselenmiş-yoğrulmuş ve örselenmemiş numunelerin kayma dayanımları ve likitlik indisi arasındaki ilişkilerin konu alındığı farklı çalışmalar incelenmiştir. İlk olarak Ameratunga ve diğ. (2016) tarafından, Kulhawy ve Mayne'in (1990) örselenmiş-yoğrulmuş kayma dayanımı ve likitlik indisi arasındaki ilişkiyi konu alan çalışmalarından yola çıkarak oluşturduğu grafikler kullanılarak, örselenmemiş kayma dayanımı ve LI arasında benzer bir bant oluşturmuştur (Şekil 3.a). Bahsedilen yaklaşımın, tüm örselenmiş-yoğrulmuş kil numuneleri için LI-kayma dayanımı ilişkisinin aynı olduğunu kabul ederek verileri normalize ettiği de belirtilmelidir. Bu nedenle belirli bir likitlik indisine karşılık gelen örselenmemiş kayma dayanımı değeri yerine, yazarlar tarafından belirlenmiş bant sınırları tercih edilmiştir. Bu sınırlar kullanılarak, her bir Ankara Kili numunesi için belirli bir LI değerine karşılık gelen minimum ve maksimum muhtemel örselenmemiş kayma dayanımı değerleri tahmin edilmiştir. Minimum zarfın aşağısında kalan numuneler, potansiyel örselenmiş olarak nitelendirilmiştir. İkinci olarak, Shimobe ve Spagnoli (2019) tarafından 20'nin üzerinde farklı kil grubu üzerine yapılan çalışmalar derlendiği ve LI-hassasiyet-drenajsız kayma dayanımı ilişkilerinin konu alındığı çalışmadan faydalanılmıştır. Hem örselenmemiş hem de örselenmiş-yoğrulmuş numunelerin eş zamanlı olarak kullanıldığı çalışmada, örselenmiş ve örselenmemiş-yoğrulmuş numunelerin büyük çoğunluğunun hassasiyet değerinin "1.5-2" sınırında ayrıştığı gözlemlenmektedir (Şekil 3.b). Bu çalışmadaki gözlemler ve denklem (1) kullanılarak, tüm numuneler için potansiyel hassasiyet ($S_t$) değerleri hesaplanmıştır.

$$s_u = 98 * S_t * \left\{ \frac{ln\left(\frac{0.4755}{LI + 0.5012(1 - LI)}\right)}{0.19} \right\} \quad (1)$$




(a) (b)

Şekil 3. Örselenmemiş drenajsız kayma dayanımına karşı likidite indeksi (Ameratunga vd., 2016) (a), LI ve drenajsız kayma dayanımlarına karşılık gelen hassasiyet zarfları (Shimobe ve Spagnoli, 2019'dan değiştirilmiştir) (b)

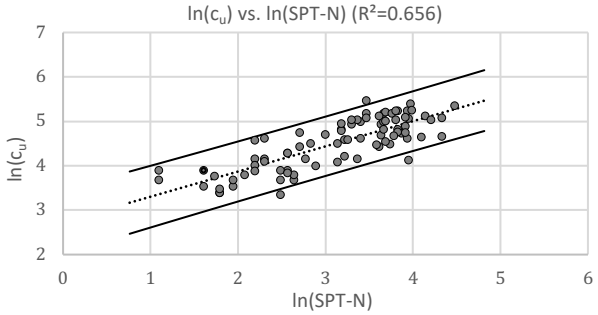
## 3. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında güvenilir tarafta kalmak adına, her iki yaklaşım kullanılarak ortak olarak örselenmiş olarak nitelendirilen numuneler veri setinden çıkarılmıştır. Buna göre, değerlendirmeye alınan 412 veriden (hem LI, hem $c_u$ değerleri veri setinde mevcut olan) 93 adeti örselenmiş olarak nitelendirilmiştir. Sonuçlar incelendiğinde beklenildiği üzere, örselenmiş olarak nitelendirilen numunelerin LI ve $c_u$ değerlerinin nispeten düşük olduğu gözlemlenmektedir. Ayrıca örselenmiş olarak nitelendirilen verilerin çıkarılması sonrasında, $c_u$ ve çeşitli zemin parametreleri arasındaki ilişkiler tekrar incelenmiştir. Buna göre $c_u$-SPTN parametreleri arasında yüksek determinasyon katsayısına ($R^2$= 0,656) sahip empirik bir denklem önerilmiştir (2). Şekil 4, $c_u$-SPT-N parametreleri arasında gerçekleştirilen doğrusal regresyon analizinin sonuçlarını göstermektedir. Ayrıca, hem geliştirilen ampirik denklemin tahmin başarısının test edilebilmesi, hem de örselenmiş numunelerin tespit edilmesine yönelik önerilen yöntemin kontrol edilebilmesi amacıyla doğrulama çalışmaları yapılmıştır. Bu amaçla, çalışma kapsamında geliştirilen denklem haricinde (2), SPT-N değerlerine bağlı olarak literatürde Hara et al. (1974) tarafından killi zeminlerin drenajsız kayma dayanımının tahmin edilmesine yönelik geliştirilen denklem (3) ve Ankara Kilinin drenajsız kayma dayanımının tahminine yönelik olarak Yılmaz (2000) tarafından geliştirilmiş denklem (4) kullanılmıştır. Doğrulama çalışmalarında veri seti olarak Ankara çevresinden ve Ankara Kiline benzer nitelik gösteren bir projeden derlenmiş deney sonuçları kullanılmıştır. 67 veriden oluşan bu veri setinin ortalama SPT-N değeri 12, ortalama LI değeri 0,41 ve zemin sınıflandırması CH ile CL arasındadır. Bu değerler Ankara kili için belirtilen minimum-maksimum aralıklar içerisinde olup doğrulama çalışmaları için uygun nitelik göstermektedir. Proje raporlarında, üç eksenli ve serbest basınç deneylerinden drenajsız kayma mukavemeti sonuçları elde edildiği belirtilmiştir.

$$c_u = 15.425 * N^{0.567} \quad (2)$$

$$\frac{c_u}{p_a} = 0.29 * N^{0.72} \quad (3)$$

$$c_u = e^{(0.026-1.21*LI)} \quad (4)$$




Şekil 4. $c_u$ ve SPT-N arasında uygulanan doğrusal regresyon analizi sonuçları

Öncelikle veri setinden herhangi bir veri çıkarılmaksızın bahsedilen üç denklem kullanılarak drenajsız kayma dayanımı parametresi, SPT-N değişkenine bağlı olarak tahmin edilmiştir. Lineer regresyon analizleri sonucunda denklemlerden elde edilen determinasyon katsayısı ($R^2$) sonuçları sırasıyla denklem (2) için 0.375, denklem (3) için 0.344 ve denklem (4) için 0.296 olarak hesaplanmıştır. Ardından, örselenmiş numunelerin tespit edilebilmesi için önerilen yöntem kullanılarak, 23 adet potansiyel örselenmiş numune belirlenmiştir. Bu verilerin çıkarılması sonucunda, 44 veri kullanılarak analizler tekrarlanmış, denklemlerden elde edilen determinasyon katsayısı ($R^2$) sonuçları sırasıyla denklem (2) için 0.824, denklem (3) için 0.842 ve denklem (4) için 0.652 olarak hesaplanmıştır. 23 adet potansiyel örselenmiş verinin çıkarılması sonucunda, denklemlerin tahmin başarılarında büyük artışlar gözlemlenmiştir. Bu araştırma, Ankara Kilinin numune kalitesi ve örselenme etkisine dair literatürde mevcut olan boşluğu doldurmuş ve Ankara Kilinin zemin karakterizasyonunun ilk kez geniş bir veri seti ile ve derinliğe bağlı olarak analiz edilmesiyle önemli katkılarda bulunmuştur. Çalışma sırasında, örselenmiş numunelerin belirlenmesine yönelik yeni bir yöntem önerilmiş ve doğrulama çalışmaları ile başarısı değerlendirilmiştir. İlerleyen dönemlerde, bu yöntemin farklı veri setleri ile daha ayrıntılı bir şekilde değerlendirilmesi hedeflenmektedir.

## KAYNAKLAR


Akgün H., Türkmenoğlu AG., Met İ., Yal GP., Koçkar MK., Karakas ZS. (2017). The use of Ankara clay as a compacted clay liner for landfill sites. Clay Miner 52(3):391–412

Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering. Springer India.

Birand, A.A. (1977). Ankara yöresi zeminlerde ön yükleme isotropisi. 4. Tubitak Teknik Kongresi, Altınyunus, Izmir, pp.277-287.

Çokça, E., & Tilgen, H. P. (2010). Shear strength-suction relationship of compacted Ankara clay. Applied Clay Science, 49(4), 400-404.

Dağar, V. (2017). A study on the tensile strength of compacted Ankara clay and kaolin clay (Master's thesis). Middle East Technical University.

Ergüler, Z. A., & Ulusay, R. (2003). A simple test and predictive models for assessing swell potential of Ankara (Turkey) Clay. Engineering Geology, 67(3-4), 331-352.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T., (1974). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," Soils and Foundations, Vol.14, No.3, pp.1-12.

Kasapoğlu, K.E. (1980). Geo engineering properties of the city of Ankara foundation soils. (Associate Professorship Thesis). Hacettepe University, Geological Engineering Department, Beytepe, Ankara.

Kiper, O.B. (1983). Etimesgut-Batıkent yöresindeki üst pliosen çökellerinin jeomühendislik özellikleri ve konsolidasyonu (Ph.D. Dissertation). Hacettepe University, Ankara.

Koçkar, M.K. (2006). Engineering geological and geotechnical site characterization and determination of the seismic hazards of Upper Pliocene and Quaternary deposits situated towards the west of Ankara (Ph.D. Dissertation). METU, Geological Eng. Dept., Ankara.

Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design (No. EPRI-EL-6800). Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA).

Met, I., & Akgün, H. (2015). Geotechnical evaluation of Ankara clay as a compacted clay liner. Environmental Earth Sciences, 74(4), 2991-3006.

Mirata, T. (1976). Short-term stability of slopes in Ankara Clay.

Nhuan, B. D. (1981). Effect of sample disturbance on the geotechnical properties of soft clay.

Ördemir, I., Soydemir, C., Birand, A. (1977). Swelling problems of Ankara clays. 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1, 243-247.

Shimobe, S., & Spagnoli, G. (2019). Some relations among fall cone penetration, liquidity index and undrained shear strength of clays considering the sensitivity ratio. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 78(7), 5029-5038.

Şahin, G. (2022). Investigation of Soil Behavior of Ankara Clay Based on Geotechnical Field and Laboratory Experiments. (Master's Thesis). Hacettepe University, Ankara.

Yaman, G. (2007). Prediction of geotechnical properties of cohesive soils from in-situ test: an evaluation of a local database (Master's thesis). Middle East Technical University.

Yılmaz, I., (2000). Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index, Bulletin of engineering Geology and the Environment, 59(3), 227-229.

# EVALUATION OF MICRO-MECHANICAL SHEAR RESPONSE OF SANDY SOIL IN TERMS OF PARTICLE SHAPE EFFECT

## KUMLU ZEMİNİN MİKRO-MEKANİK KESME TEPKİSİNİN DANE ŞEKLİ ETKİSİ AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ

**Abdulmuttalip ARİ[1], Suat AKBULUT[2]**

### ÖZET

Bu çalışmada, mikro mekanik parametreler kullanılarak kumlu zeminlerin kayma gerilmesi ve şekil değiştirme davranışı dane şekli etkisi açısından değerlendirilmiştir. Bu kapsamda, ayrık elemanlar sayısal yöntemi ile iki farklı kum numunesi için direkt kesme kutusu deneyi modellenmiştir. Danelerin şekilsel özellikleri görüntü işleme tekniği kullanılarak analizlere yansıtılmıştır. Dane kontaklarının dağılım özellikleri sayısal analizler sonucunda elde edilmiştir. Sonuçlar, dane şeklinin kayma direnci ve hacim değişimi üzerindeki etkilerinin, mikro ölçekli parametrelerde gözlemlenen değişiklikler dikkate alınarak değerlendirilebileceğini göstermiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Dane şekli, kayma direnci, hacim değişimi, mikro ölçek, ayrık elemanlar yöntemi*

### ABSTRACT

In this study, shear stress and strain behavior of sandy soils were evaluated in terms of particle shape effect by using micro-mechanical parameters. In this context, the direct shear box experiment was modeled for two different sand samples using the discrete element numerical method. The shape characteristics of the particles were reflected in the analyses using the image processing technique. The distribution properties of particle contacts were obtained as a result of numerical analysis. The results showed that the effects of particle shape on shear strength and volume change can be evaluated by considering the observed changes in microscale parameters.
***Keywords:*** *Particle shape, shear strength, volume change, micro-scale, discrete element method*

## 1. INTRODUCTION

Particle shape is the prominent factor affecting the mechanical response of the sandy soils (Cho et al. 2006; Sadrekarimi and Olson 2011; Zhou et al. 2015). The conventional direct shear tests can evidently reveal the effect of particle shape on the stress-strain (i.e., macroscale) response of the soils. However, the mechanism behind this response is still undistinguishable; therefore, the place of particle shape in the mathematical expression of shear strength remains unclear. The discrete element method (DEM) offers an effective way to observe the interaction of the particles at contact level (i.e., microscale) (Danesh et al. 2020; Gong and Liu 2017; Xie et al. 2017). In this way, the evolution of shear strength can be associated with the variation of micro-scale parameters.

The response of granular soils is constituted by the distinct behavior of particles. The particles exhibit various forms of movements such as sliding, rotation, and interlocking depending on the properties of the external loads and boundary conditions (Kandasami and Murthy 2017; Zhao et al. 2015). These movements generally occur in a combination in the case of shear, but the geometry of the particles assigns the dominant type of

[1] Grad. Research Asst., Yildiz Technical University , talipari@yildiz.edu.tr (Corresponding author)
[2] Prof., Yildiz Technical University, sakbulut@yildiz.edu.tr

movement (Vangla et al. 2018). The angular particles promote the interlocking mechanism in the sample and so the granular system tends to show dilative response. In addition, due to the energy accumulated at the contact points through interlocking, the system produces higher strength than samples with round particles. On the other hand, the round particles show rotation and the particle frustration is eliminated (Guo and Su 2007; Santamarina and Cho 2004). These responses can be quantified by investigating the orientation of contacts in microscale (Maeda et al. 2010; Seyedi Hosseininia 2012).

Considering all this evidence, combining the shear response with microscale parameters will strengthen the understanding of the effect of particle shape on the shear strength and dilatancy. In this study, the effect of particle shape on the shear response was evaluated in terms of micro-scale perspective using discrete element modeling. For this purpose, two different sand shapes were simulated considering the realistic particle forms through the image processing technique. Conventional direct shear test setup reflected the model to study the shearing response. In this context, the coordination number and anisotropy coefficients were used to associate stress-strain response with the micro-scale properties.

## 2. DISCRETE ELEMENT MODELING (DEM)

In this study, Particle Flow Code two-dimensional software, PFC2D, (Itasca 2008) was used in the simulation of the direct shear test. The particles of beach sand (S1) and crushed sand (S2) were used to reflect the realistic particle forms. The particle size of the sands is in the range of 2.0 – 3.0 mm and is classified as poorly graded sand (SP) according to the Unified Soil Classification System. Four particles from each sand group were selected to represent the shape feature of the samples. For this purpose, the image of the particles was processed in ImageJ open-source software (Schneider et al. 2012), as shown in Fig. 1.

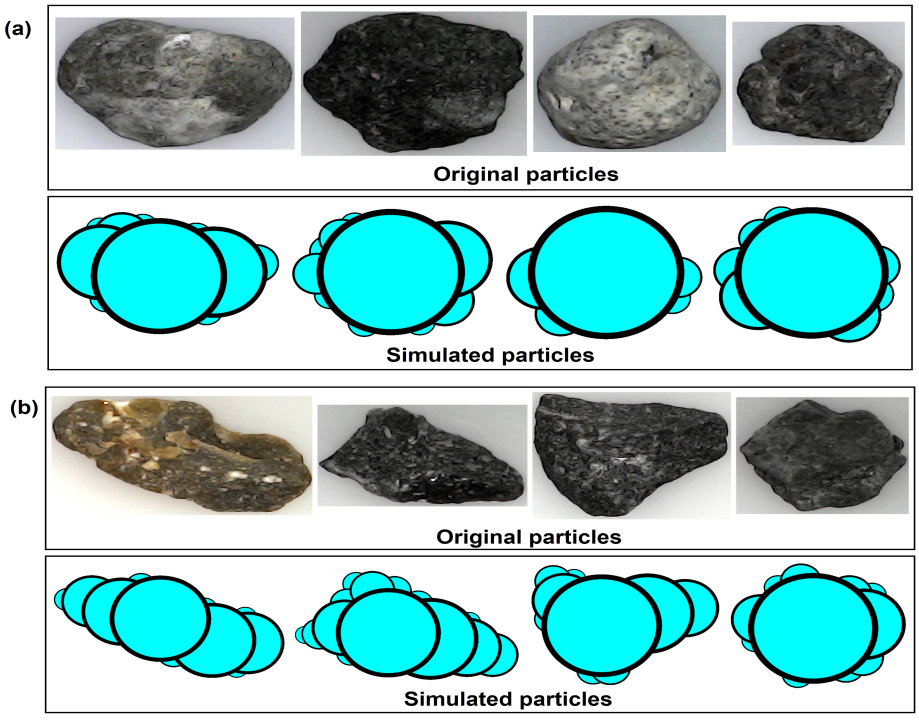



**Fig. 1** Original and simulated particles for (a) S1 and (b) S2 sands

To quantify the shape feature of the S1 and S2 sands, the roundness (R) parameter suggested by (Cox 1927) was used as shown in the following definition.

$$R = \frac{4\pi A}{P^2} \tag{1}$$

where A is the area and P is the perimeter of the particle. The roundness parameter takes values between 0 and 1. As a result, the average roundness for S1 and S2 sands was measured as 0.728 and 0.665, respectively. It can be observed that S1 particles have higher roundness than S2 particles.

In the DEM model, the shear response is controlled by the contact models between sand particles. Table 1 presents the contact properties used in this study. A Hertz-Mindlin contact model was utilized as adopted by many prior studies (Grabowski et al. 2020; Lu et al. 2019; Taghizadeh et al. 2017). Direct shear analyses were performed by simulating a box with 100 mm (Width) × 30 mm (Height) size in PFC2D. The samples were prepared for the densest sample conditions. For this purpose, the interparticle friction coefficient was set to 0.01 at the sample generation state. In the simulations, the normal stress was arranged to 55 kPa through servo-control mechanism. After a mechanical equilibrium was achieved in the model, the shear test was launched by forcing the bottom half of the box with a low constant velocity of 0.01 m/s. The test was stopped when the shear strain was reached to 10%. Shear stress was obtained by dividing the total contact forces applied to the side walls by the width of the shear box. Fig. 2 shows the sample states at the initial and end of the analysis.

**Table 1** Contact parameters for DEM simulation

| Parameter | Value |
|---|---|
| Particle density (kg/m$^3$) | 2650 |
| Shear modulus (Pa) | $8.0\times10^9$ |
| Poisson's ratio | 0.12 |
| Friction coefficient | 0.35 |

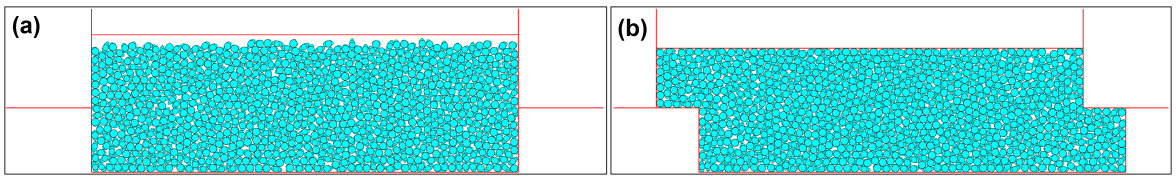



**Fig. 2** Sample state for (a) initial and (b) end of analysis

## 3. SIMULATION RESULTS

The macroscale response of the samples was investigated using stress-strain plots. Fig. 3 shows the variation of stress ratio ($\tau/\sigma$) and volumetric strain ($\varepsilon_v$) plots with respect to shear strain ($\gamma$). It is noted that the shear strain corresponds to the ratio of shear displacement to the width of shear box (i.e., 100 mm). In volume change response, the expansion is considered to be positive. It is shown that the angular S2 sample led to a higher shear strength than the round S1 sample. In addition, the dilative volume change is more pronounced in S2. The reason behind this effect was revealed by investigating the variation of micro-scale parameters with respect to the particle shape.

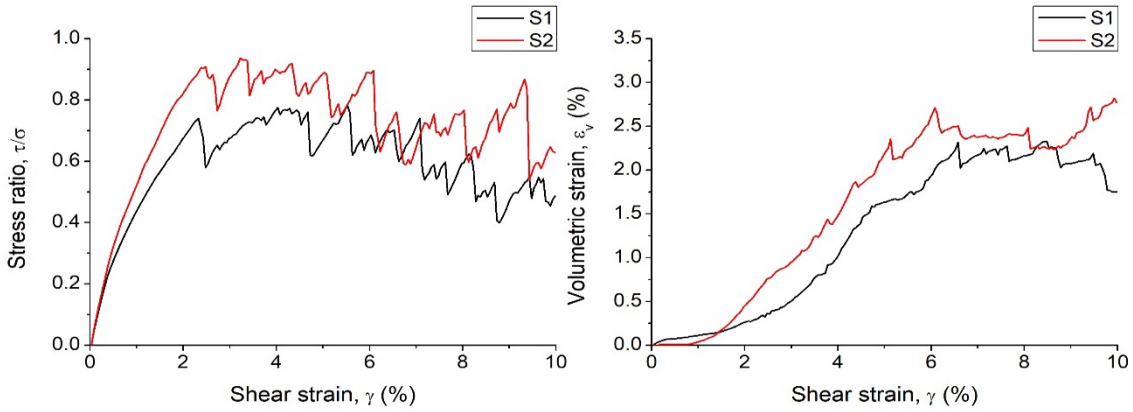



**Fig. 3** Variation of shear stress and volumetric strain with respect to shear strain

The overall strength in granular media is formed by the sum of the force accumulated at each contact. The distribution of contacts therefore provides valuable information to clarify the context of the shear response. The contact distribution property of the samples can be quantified with coordination number parameter (*Z*).

The coordination number simply describes the average number of contacts a particle makes with surrounding particles, and it is calculated with the following expression.

$$Z = 2N_c/N_p \tag{2}$$

where $N_c$ is contact number and $N_p$ is the particle number. Fig. 4 shows the variation of $Z$ during the shear test.

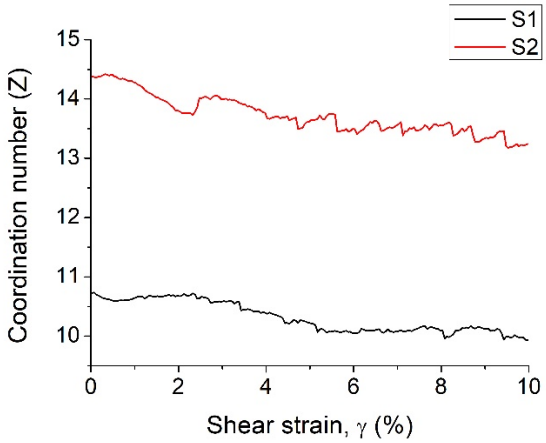



**Fig. 4** Variation of coordination number with shear strain

S2 angular particles produced a higher coordination number than S1 particles. It shows that the angular particles tend to create more contact than the round particles. This increases the possibility of interlocking in angular sand samples during the shear (Nie et al. 2020). Therefore, the S2 sample led to higher shear strength than S1. In addition, Z values steadily decrease with shear strain. This is because the sample experiences a volume increase (i.e., dilatation) as observed in Fig. 3 and so the number of contacts decreases with the shear strain.

The orientation of the contacts is another important point in understanding the microstructure of the granular system. Fig. 5 presents the probability distribution function (PDF) of the contact normal for the initial (i.e., 0 mm) and residual state (i.e., 10 mm) of the shear tests. The plots were produced with an interval of 10°.

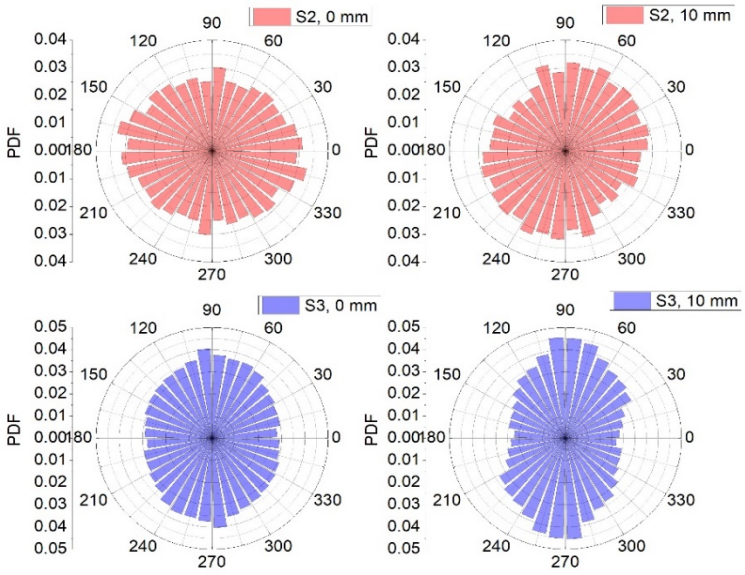



**Fig. 5** Orientation of contact normal for S1 and S2 sands

In Fig. 5, it can be observed from rose diagrams that the contacts have an isotropic distribution at initial state of the test. With increasing shear strain, the contact distribution becomes anisotropic. Moreover, the plots show that S2 angular particles lead to more anisotropic distribution than S1 round particles. In order to

present the variation of anisotropy with a parameter, second-order Fourier series approximation proposed by (Bathurst and Rothenburg 1990) was used. In this approach, the anisotropy for contact normal, contact normal force, and contact shear force is denoted by $a_c$, $a_n$, and $a_s$ coefficients. These coefficients take values between 0 and 1. As the level of anisotropy increases, the coefficients approach 1. Fig. 6 shows the variation of anisotropy coefficients with respect to the shear strain.

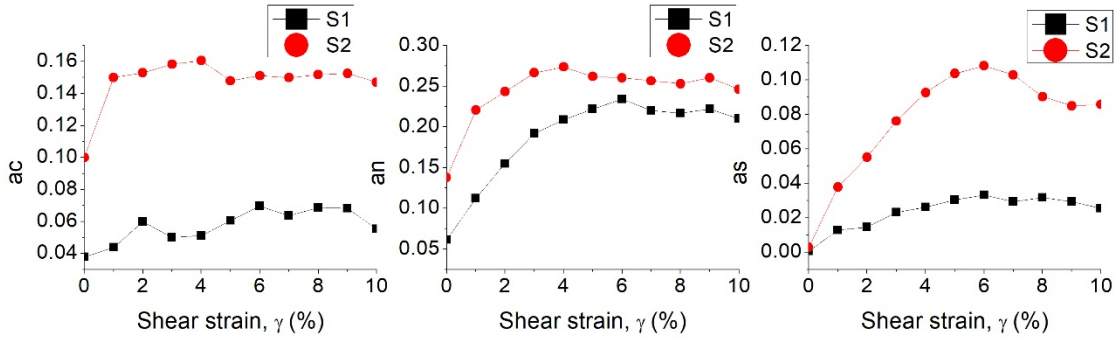



**Fig. 6** Variation of anisotropy coefficients with shear strain

The angular S2 sand produces higher anisotropy coefficients. It is seen that the anisotropy coefficients first increase with shear strain and then follow a plateau. This behavior is similar to the variation of shear stress presented in Fig. 3. In particular, the force anisotropies (i.e., $a_n$, and $a_s$) demonstrate more similar trends as the shear stress-strain plots. Based on this evidence, it can be stated that the macro-scale shear response can be evaluated by investigating the micro-scale parameters. In future studies, more comprehensive mathematical definitions for shear strength can be produced using micro-scale parameters.

## 4. CONCLUSION

In this study, the shear behavior of sandy soils was evaluated using the discrete element method in terms of particle shape effects. Micro-mechanical parameters were used to understand the shear stress and strain responses of the samples. Overall, it was concluded that the strength and dilatation increase with the angularity of the particles. The interlocking mechanism is more pronounced in S2 angular particles, as angular particles produce a greater number of contacts than round particles. This leads to the increase of shear strength and dilatation in the angular sand samples. Shear stress-strain plots have similar trends with the variation of anisotropy coefficients. This shows that the definition of shear strength can be updated by taking into account the effect of particle shape using anisotropy coefficients.

## REFERENCES


Bathurst, R. J., and L. Rothenburg. 1990. “Observations on stress-force-fabric relationships in idealized granular materials.” Mech. Mater., 9 (1): 65–80. https://doi.org/10.1016/0167-6636(90)90030-J.

Cho, G.-C., J. Dodds, and J. C. Santamarina. 2006. “Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands.” J. Geotech. geoenvironmental Eng., 132 (5): 591–602. American Society of Civil Engineers.

Cox, E. 1927. “A method of assigning numerical and percentage values to the degree of roundness of sand grains.” J. Paleontol., 1 (3): 179–183.

Danesh, A., A. A. Mirghasemi, and M. Palassi. 2020. “Evaluation of particle shape on direct shear mechanical behavior of ballast assembly using discrete element method (DEM).” Transp. Geotech. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100357.

Gong, J., and J. Liu. 2017. “Effect of aspect ratio on triaxial compression of multi-sphere ellipsoid assemblies simulated using a discrete element method.” Particuology. https://doi.org/10.1016/j.partic.2016.07.007.

Grabowski, A., M. Nitka, and J. Tejchman. 2020. “3D DEM simulations of monotonic interface behaviour between cohesionless sand and rigid wall of different roughness.” Acta Geotech., 1–26. Springer Science and Business Media Deutschland GmbH. https://doi.org/10.1007/s11440-020-01085-6.

Guo, P., and X. Su. 2007. “Shear strength, interparticle locking, and dilatancy of granular materials.” Can. Geotech. J., 44 (5): 579–591. https://doi.org/10.1139/t07-010.

Itasca. 2008. “PFC 2D-User manual.” Minneapolis, USA: Itasca Consulting Group.

Kandasami, R. K., and T. G. Murthy. 2017. “Manifestation of particle morphology on the mechanical behaviour of granular ensembles.” Granul. Matter. https://doi.org/10.1007/s10035-017-0703-z.

Lu, Z., A. Yao, A. Su, X. Ren, Q. Liu, and S. Dong. 2019. “Re-recognizing the impact of particle shape on physical and mechanical properties of sandy soils: A numerical study.” Eng. Geol., 253 (February): 36–46. Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.03.011.

Maeda, K., H. Sakai, A. Kondo, T. Yamaguchi, M. Fukuma, and E. Nukudani. 2010. “Stress-chain based micromechanics of sand with grain shape effect.” Granul. Matter. https://doi.org/10.1007/s10035-010-0208-5.

Nie, Z., C. Fang, J. Gong, and Z. Liang. 2020. “DEM study on the effect of roundness on the shear behaviour of granular materials.” Comput. Geotech., 121: 103457. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103457.

Sadrekarimi, A., and S. M. Olson. 2011. “Critical state friction angle of sands.” Géotechnique, 61 (9): 771–783. https://doi.org/10.1680/geot.9.P.090.

Santamarina, J., and G. Cho. 2004. “Soil behaviour: The role of particle shape.” Adv. Geotech. Eng. Skempt. Conf. Proc. a three day Conf. Adv. Geotech. Eng., 604–617. London: Institution of Civil Engineers.

Schneider, C. A., W. S. Rasband, and K. W. Eliceiri. 2012. “NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis.” Nat. Methods.

Seyedi Hosseininia, E. 2012. “Discrete element modeling of inherently anisotropic granular assemblies with polygonal particles.” Particuology. https://doi.org/10.1016/j.partic.2011.11.015.

Taghizadeh, K., H. Steeb, V. Magnanimo, and S. Luding. 2017. “Elastic waves in particulate glass-rubber mixture: Experimental and numerical investigations/studies.” EPJ Web Conf.

Vangla, P., N. Roy, and M. L. Gali. 2018. “Image based shape characterization of granular materials and its effect on kinematics of particle motion.” Granul. Matter, 20 (1). https://doi.org/10.1007/s10035-017-0776-8.

Xie, Y. H., Z. X. Yang, D. Barreto, and M. D. Jiang. 2017. “The influence of particle geometry and the intermediate stress ratio on the shear behavior of granular materials.” Granul. Matter. https://doi.org/10.1007/s10035-017-0723-8.

Zhao, S., X. Zhou, and W. Liu. 2015. “Discrete element simulations of direct shear tests with particle angularity effect.” Granul. Matter, 17 (6). https://doi.org/10.1007/s10035-015-0593-x.

Zhou, B., J. Wang, and B. Zhao. 2015. “Micromorphology characterization and reconstruction of sand particles using micro X-ray tomography and spherical harmonics.” Eng. Geol., 184: 126–137. Elsevier B.V. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.11.009.

# GÖRÜNÜR TOPRAK BASINCI YAKLAŞIMIYLA İKSA SİSTEMİ TASARIMININ GRANÜLER ZEMİNLER İÇİN DEĞERLENDİRİLMESİ

## CONSIDERATION OF RETAINING STRUCTURE DESIGN WITH APPARENT EARTH PRESSURE APPROACH ON GRANULAR SOILS

**Bünyamin ODABAŞI[1], Sami ARSOY[2]**

## ÖZET

İçten destekli iksa sistemleri; günümüzde gerek altyapı projelerinde gerekse bitişik nizam yapıların yoğunlukta olduğu ve şevli temel kazılarının yapılamadığı şehir merkezlerindeki yapı inşaatlarında sıklıkla kullanılmaktadır. Söz konusu sistemlerin doğru bir şekilde projelendirilmesi hem ekonomik anlamda hem de güvenlik anlamında büyük önem arz etmektedir. İçten destekli iksa sistemlerinin tasarımı, hâlihazırda dayanma yapılarının tasarımında yaygın olarak kullanılan Rankine veya Coloumb gibi belli kabuller (zeminin kuru ve limit denge durumunda olması vb.) altındaki teorik yaklaşımlara dayanan yanal toprak basıncı teorilerinden ziyade arazi ölçümlerine dayanan görünür toprak basıncı dağılımları kullanılarak yapılmaktadır. Görünür toprak basıncı diyagramları için Terzaghi&Peck (1967) ve Tschebotarioff (1973) gibi birçok öneri mevcuttur ve bu öneriler için çeşitli hesap yöntemleri kullanılarak elde edilen sonuçlar arasında çoğu zaman tasarımı ciddi anlamda etkileyecek farklılıklar bulunmaktadır. Çalışma kapsamında granüler zeminlerde içten destekli iksa sistemlerinin tasarımında kazı güvenliği için yanal ve düşey hareketler gibi problemlere karşı sunulan çözümlerle birlikte literatürde yer alan ve yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları derlenerek sunulmuş ve bu dağılımlardan elde edilen sonuçlar yorumlanmıştır.
***Anahtar Kelimeler:*** *Derin Kazılar, Görünür Toprak Basıncı, İçten Destekli İksa Sistemleri, Limit Denge, Yanal Toprak Basıncı, Yanal ve Düşey Hareketler*

## ABSTRACT

Internally supported excavation systems; is frequently used both in infrastructure projects and in excavation for foundations at city centers where adjacent structures are congested**.** Proper design and implementation of these systems are of great importance both in terms of economy and safety. Internally supported excavation systems; is frequently used both in infrastructure projects and in excavation for foundations at city centers where adjacent structures are congested. Proper design and implementation of these systems are of great importance both in terms of economy and safety. The design of internally supported shoring systems is to use the apparent soil pressure distributions based on field measurements rather than the lateral soil pressure theories based on theoretical approaches such as Rankine or Coloumb, considering the ground conditions weather it is dry and/or is in limit equilibrium state, etc. .There are many suggestions for apparent earth pressure diagrams, such as Terzaghi & Peck (1967) and Tschebotarioff (1973). Differences often exist among the results obtained using various earth pressure calculation methods, which will significantly affect the design. Within the scope of this study, common apparent earth pressure distributions in the literature are compiled and presented with solutions for problems such as lateral and vertical movements for excavation safety in the design of internally supported shoring systems in granular soils, and the results obtained from these distributions are interpreted.

[1] Doktora Öğr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, bunyaminodabasi@gmail.com (Sorumlu yazar)
[2] Prof. Dr., Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, samiarsoy@yahoo.com

***Keywords:*** *Apparent Earth Pressure, Deep Excavations, Internally Supported Excavation Systems, Lateral and Vertical Movements, Lateral Earth Pressure, Limit Equilibrium State*

## 1. GİRİŞ

Hâlihazırda dayanma yapılarının tasarımında yaygın olarak kullanılan Rankine ve Coloumb gibi yanal toprak basıncı teorilerinde, iksa yapısının belli bir deplasman yapması sonucu oluşan zeminin tümden yenildiği limit denge durumu ele alınmaktadır. Destekli kazı sistemlerinde ise, kullanılan yatay destekler iksa sisteminin deplasmanını sınırladığı için limit denge durumundaki yanal toprak basıncının tasarımda kullanılması uygun olmamaktadır. İksa sisteminin deplasman miktarı arttıkça sisteme etki eden yanal toprak basıncı azalarak sükûnet halinden limit denge durumuna ulaşılır. Söz konusu yanal toprak basıncı değişimi net olarak belirlenemediğinden destekli kazı sistemlerinin tasarımı için arazi ölçümlerine dayanan görünür toprak basıncı yaklaşımı geliştirilmiştir. Bu yaklaşım kimi araştırmacılar (Terzaghi&Peck, Tschebotarioff vd.) tarafından, çeşitli kazılarda, arazide yatay destek elemanlarında yapılan ölçümler kullanılarak geri analizle iksa sistemi arkasındaki yanal toprak basınçlarını hesaplanıp genelleştirilmesi ile ortaya konmuştur. Ancak bazı durumlarda farklı görünür toprak basıncı yaklaşımlarıyla elde edilen sonuçlar arasında tasarımı etkileyecek derecede farklılıklar bulunmaktadır.

Çalışma kapsamında içten destekli iksa sistemlerinin tasarımı için hâlihazırda yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları derlenerek içten destekli iksa sistemi yapım adımları sunulmuş ve farklı arazi ölçümlerinden elde edilen değerler ile kıyaslanarak yorumlanmıştır.

## 2. İÇTEN DESTEKLİ İKSA SİSTEMLERİ VE GÖRÜNÜR TOPRAK BASINCI YAKLAŞIMI

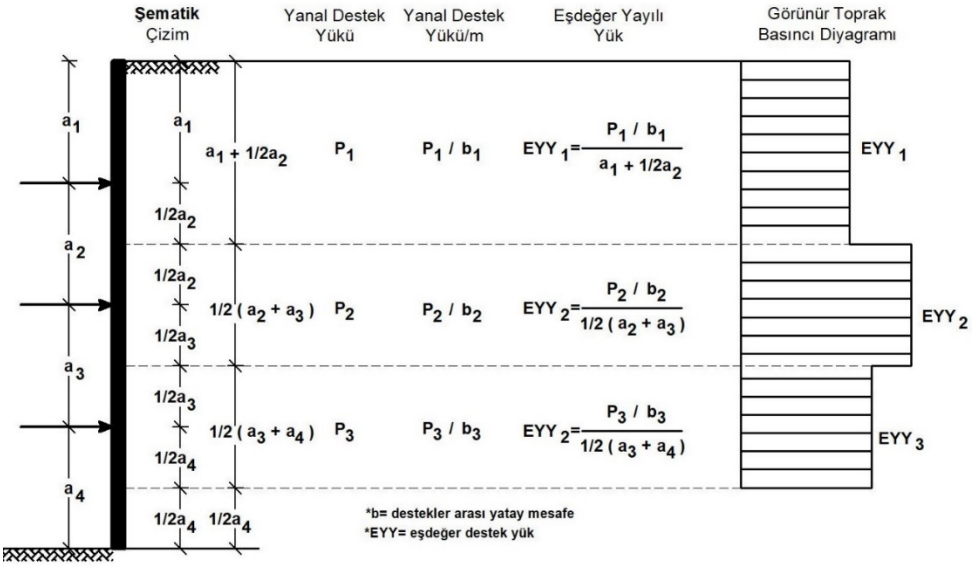
İçten destekli kazı sistemleri; iksa elemanı (palplanş, fore kazık, ahşap kaplama, diyafram duvar vb.), göğüsleme kirişleri ve yatay destek elamanından oluşur ve şu sıralama ile inşa edilirler. İlk önce düşey iksa elemanı imalatı tamamlanarak ilk yatay destek kotuna kadar kazı yapılır ve karşılıklı olarak göğüsleme kirişleri yerleştirilir. İlk sıra yatay destek elemanı karşılıklı yerleştirilen göğüsleme kirişleri arasına konulur. Planlanan zemin kotuna ulaşılıncaya kadar bu adımlar tekrar edilir ve yapı temeli inşa edilip yapının yan duvarlarının imalatı yatay destek kotlarına kadar tamamlanarak yatay destek elemanları sırayla kaldırılır. Tüm bu imalat süreçlerinin öncesinde gelen projelendirme safhasında en kritik adım ise göğüsleme kirişleri ve düşey iksa elemanının da tasarımında kullanılan yatay destek elamanlarına gelecek yüklerin belirlenmesidir. Söz konusu yükler ise ancak iksa sistemi arkasındaki yanal toprak basıncının belirlenmesiyle elde edilebilir.

Destekli kazı sistemlerinde sisteme etki eden yanal toprak basıncı sistemin deplasman şekline ve miktarına bağlıdır. Kazı alanına doğru herhangi bir deplasman (dönme,ötelenme) durumunun gerçekleşmediği sükûnet hâlinden, kazı alanına doğru belli bir miktar deplasman olması durmunda gerçekleşen destek sistemi arkasındaki zeminin tümden yenildiği aktif limit denge durumuna kadar kazı sistemine etki eden yanal toprak basıncı azalma eğilimindedir. Yanal toprak basıncındaki bu değişim Eş.1 ile ifade edilebilir.

$$E = [(1-\alpha)K_0 + \alpha K_a]\gamma z \qquad (1)$$

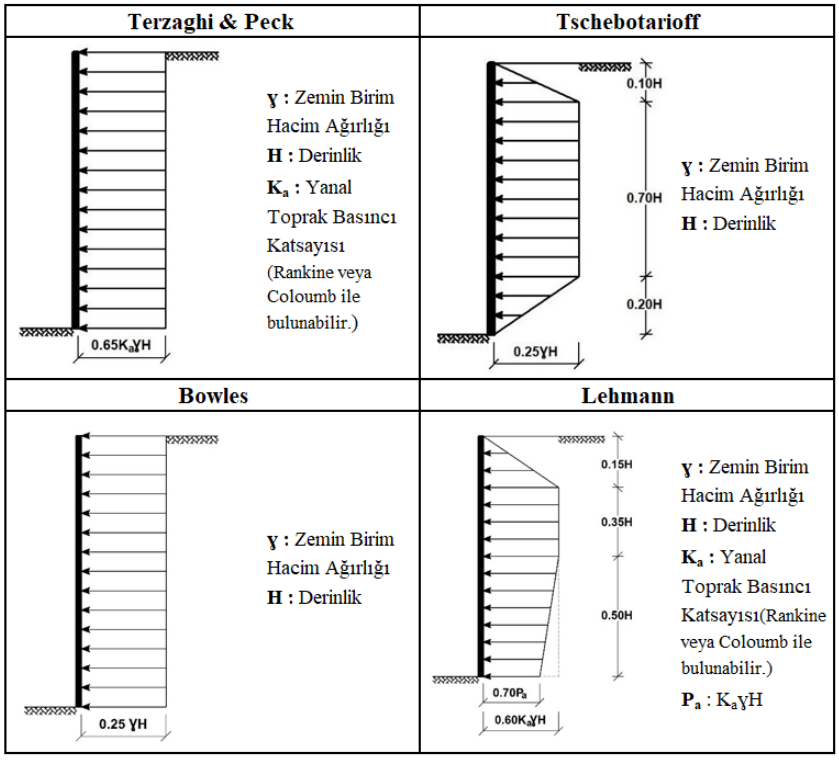
Eşitlikte $K_0$ sükûnet hali yanal toprak basıncı katsayısını, $K_a$ aktif limit denge durumu yanal toprak basıncı katsayısını, $\gamma$ zeminin birim hacim ağırlığını z ise yüzeyden derinliği temsil etmektedir. Eşitlikteki $\alpha$ katsayısı sistemin yanal deplasmanın olmadığı durumda 0, yenilmeye sebebiyet veren deplasman durumunda ise 1 alınmalıdır. Geleneksel dayanma yapısı tasarımlarında $\alpha$ katsayısı 1 alınıp aktif limit denge durumunda hesap yapılmakta ve devrilme, dönme, toptan göçme gibi stabilite tahkiklerinde güvenlik katsayıları kullanılmaktadır. Destekli kazı sistemlerinde ise yanal destekler sistemin deplasmanını sınırladığından $\alpha$ değeri 0 ile 1 arasında kalmaktadır. Söz konusu değeri teorik olarak belirlemek oldukça zor olduğundan destekli kazı sistemlerinin tasarımı yapılan arazi ölçümlerine dayanarak gerçekleştirilen görünür toprak basıncı dağılımları kullanılarak yapılmaktadır. Arazi ölçümlerinden görünür toprak basıncı diyagramları ilk olarak Terzaghi&Peck tarafından Şekil.1'de gösterildiği gibi elde edilmiştir.

Arazide ölçülen yatay destek yükleri, desteklerin plandaki aralığına bölünerek 1 m başına olan değeri bulunmuştur. Bulunan bu değerlere karşılık gelen eşdeğer yayılı yükler destekler arası mesafelerle orantılı olacak şekilde elde edilmiştir.




Şekil.1 Arazi ölçümlerinden görünür toprak basıncı diyagramlarının elde edilmesi.

Elde edilen basınç dağılımları; tasarımda kullanılabilmesi için, zemin birim hacim ağırlığı ve kazı derinliği gibi parametrelere bağlı olarak genelleştirilmiştir. Kimi araştırmacılar bu parametrelere ilave olarak aktif limit denge durumu yanal toprak basıncı katsayısını da eklemişlerdir. Granüler zeminler için çeşitli araştırmacılar tarafından geliştirilen ve yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları Şekil-2'de verilmiştir.




Şekil.2 Yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları.

## 3. ÇALIŞMA KAPSAMINDA DERLENEN ARAZİ ÖLÇÜMLERİ

Çalışma kapsamında yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımlarını değerlendirmek amacıyla granüler zeminlerde çeşitli arazi ölçümlerinden derlenen veriler kullanılmıştır. Kullanılan verilere ait temel bilgiler Tablo-1'de özetlenmiştir.

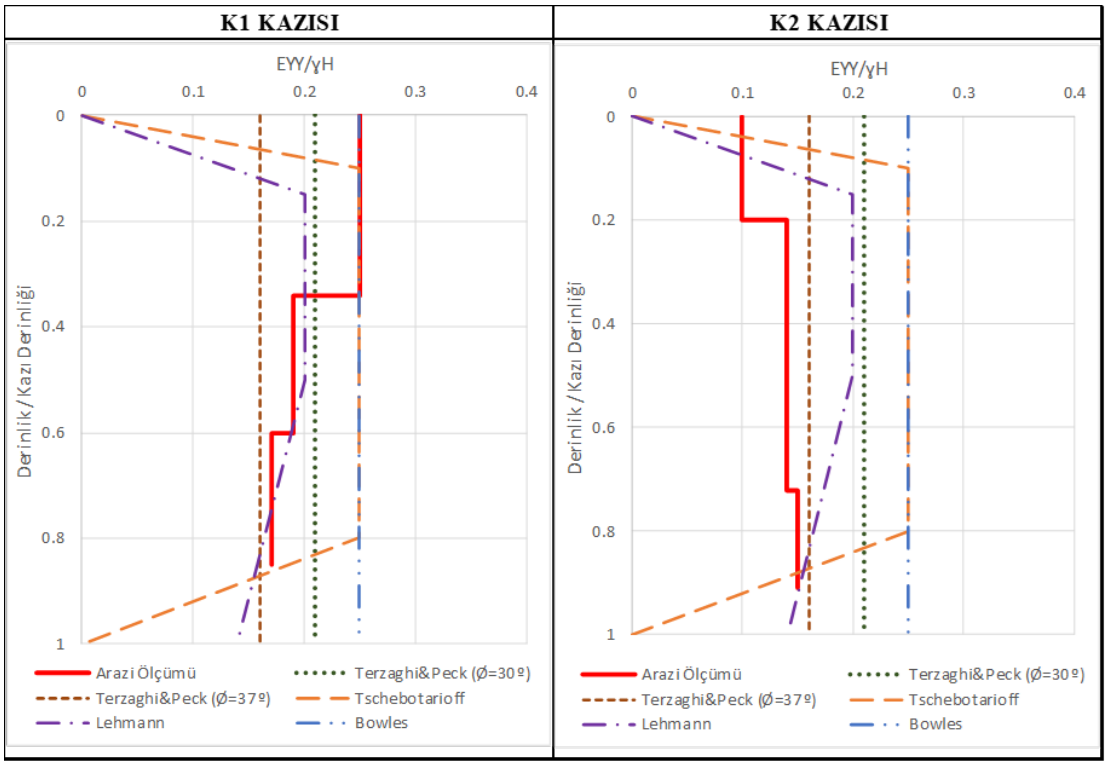
Veriler; arazide yatay destekler üzerinde yapılan yük ölçümleri kullanılarak Şekil-1'de verilen yaklaşım ile iksa sistemi arkasındaki yanal toprak basıncı dağılımı hesaplanıp zemin birim hacim ağırlığı ve derinliğe bağlı olarak boyutsuz hale getirilerek elde edilmiştir. Elde edilen dağılımlar yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları ile kıyaslanmıştır.

Tablo.1 İncelenen arazi verilerine ait temel bilgiler

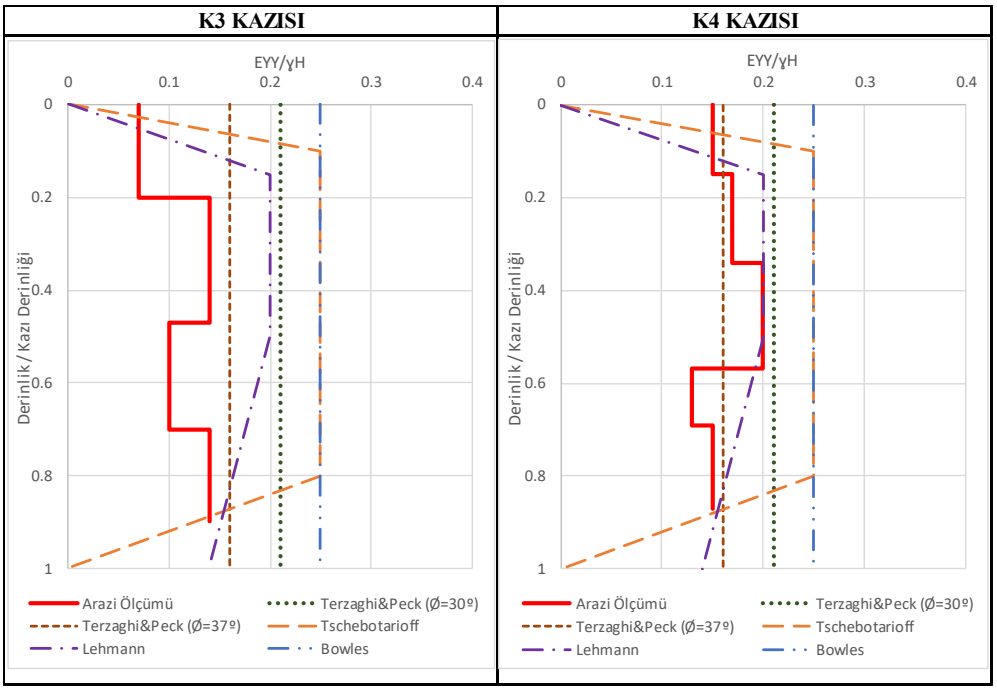
| VERİ | Yatay Destek Sayısı | Kazı Derinliği (m) | Zemin B.H.A (kN/m³) | Referans |
|---|---|---|---|---|
| K1 | 3 | 8,6 | 17,7 | FLAATE, K S (1966) |
| K2 | 4 | 10,7-11,8 | 16,7-16,9 | FLAATE, K S (1966) |
| K3 | 4 | 12,2 | 16,7 | FLAATE, K S (1966) |
| K4 | 5 | 18,3 | 18,9 | O'ROURKE and CORDING (1974) |
| K5 | 4 | 11,9 | 19,6 | FLAATE, K S (1966) |
| K6 | 5 | 20,7 | 19,6 | ARMENTO. W J (1972) |

Derlenen verilerde K1,K3 ve K5 kazılarında yeraltı su seviyesi bilgisi bulunmamakta olup sisteme etki eden bir hidrostatik kuvvet bulunmadığı kabul edilmiştir. K2,K4 ve K6 kazılarında ise suyun drenajı için düşey kaplama elemanları arasında boşluklar bırakılmıştır.

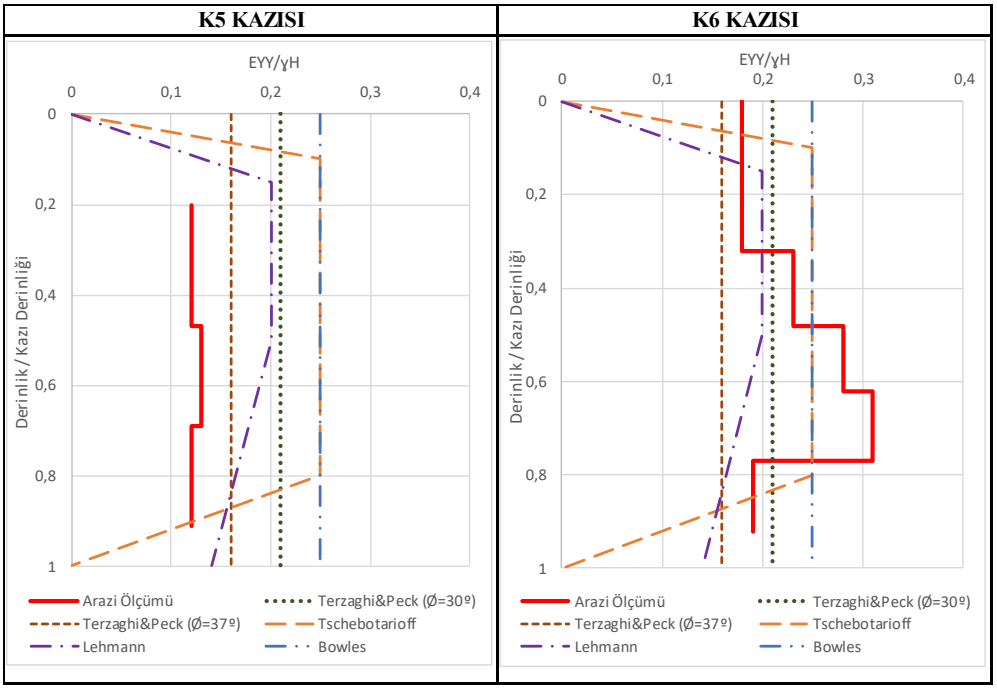
Bununla birlikte derlenen verilerde granüler zeminler için temel kayma mukavemeti parametresi olan içsel sürtünme açısı bilgileri detaylı olarak bulunmamaktadır. Derlenen verilerin özellikle Terzagi&Peck görünür toprak basıncı önerisi ile kıyaslanabilmesi için içsel sürtünme açısının 30º ve 37º olduğu durumlardaki (aktif yanal toprak basıncı katsayısı için Rankine önerisi kullanılmıştır.) göz önünde bulundurulmuştur.




Şekil.3 K1 ve K2 kazılarındaki arazi ölçümlerinin yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları ile kıyaslanması




Şekil.4 K3 ve K4 kazılarındaki arazi ölçümlerinin yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları ile kıyaslanması




Şekil.5 K5 ve K6 kazılarındaki arazi ölçümlerinin yaygın olarak kullanılan görünür toprak basıncı dağılımları ile kıyaslanması

## 4. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında yaygın olarak kullanılan görünür toprak bacıncı dağılımı önerileri arazi ölçümleri ile kıyaslanmıştır. Eldeki veriler ile yapılan kıyaslamalarda özellikle Tschebortarioff ve Bowles önerilerinin hemen hemen tüm durumları kapsadığı görülmüştür. Yalnızca K6 kazısında bu durum sağlanmamakta olup buna arazi ölçümü verisinde belirtilmeyen sürsarj yükünün sebebiyet verdiği düşünülmektedir. Terzaghi-Peck önerisi ise,

Tschebortarioff tarafından da belirtildiği üzere sıkı kumlarda (büyük içsel sürtünme açısı değerlerinde) doğru sonuç vermemektedir. Bowles ve Tschebortarioff önerilerinin tasarımda kullanımı, iksa sistemi yapı elemanlarının dayanımı için güvenlik katsayıları kullanıldığı göz önüne alındığında uygun görülmektedir. Ancak uygulamada en azından ilk sıra destek elemanlarında yapılan yük ölçümlerine istinaden hangi dağılımın kullanımının daha uygun olacağı öngörülebilir. Yatay zemin hareketlerinin çok düşük değerlerde tutulmak istendiği kazılarda yatay destek elemanlarına ön yükleme yapılabilir. Ön yükleme değeri ise incelenen dağılımlardan en yüksek değeri veren dağılımdan elde edilen yatay destek yüklerine göre ya da aktif limit denge durumuna sebebiyet vermeyecek deplasman değerlerinde çalışıldığından sükûnet hali yanal toprak basıncı dağılımına göre de belirlenebilir. Ancak iksa sistemi arkasında pasif limit denge durumuna sebebiyet vermemek için ön yüklemeler, ilk etapta kazı kademelerine göre hesaplanan sükunet hali yanal toprak basıncından elde edilen değerlere göre yapılmalı ve kazı derinliği arttıkça ön yükleme değerleri de nihai kazı derinliğe göre hesaplanan sükûnet hali yanal toprak basıncından elde edilen değere kadar kademeli olarak artırılmalıdır. Yeraltı su seviyesi altında yapılan kazılarda drenaj sistemi ile suyun kazı alanından tam olarak uzaklaştırılması büyük önem arz etmektedir. Drenajın tam olarak sağlanamadığı durumda toprak basıncı dağılımı kuru halde belirlenen dağılımdan daha büyük olabilecek olup K6 kazı verilerini inceleyen Twine ve Roscoe (1999) tarafından raporlanmıştır.

Sonuç olarak yapılan çalışma ve derlenen bilgiler, granüler zeminlerde içten destekli iksa sistemi tasarımının yüksek özen gösterilerek ve hem çalışma sahası hem de komşu sahalardaki zemin koşulları iyi irdelenerek yapılması gerektiği öne çıkmaktadır. Teorik olarak bakıldığında ise iksa sistemine gelecek olan yüklerin elde edilmesinde, zeminin limit denge durumu ile sükûnet hali arasındaki mobilizasyon derecesinden yola çıkılarak deplasman bazlı bir tasarım yöntemi geliştirilmesinin daha yararlı olacağı düşüncesine varılmıştır.

## KAYNAKLAR


Armento, W. J., (1972), “Criteria for lateral pressures for braced cuts”, American Society of Soil Mechanics Speciality Conference on Performance of Earth-Supoorted Structures, Indiana

Flaate, K. S., (1966), “Stresses and movements in connection with braced cuts in sand and clay”, PhD Thesis University of Illinois

Hanna, H.T., (1982), “Foundations in Tension – Ground Anchors”, Mc Graw Hill Book Co. Inc., New York.

Karray M., Gobrial F., Morsi M.M., Fayed A.L., (2011), “Numerical analysis of the effect of Wall roughness in deep excavation in sand”, İnternational Journal of Geotechnical Engineering, DOI:10.3328/IJGE.2011.05.03.315-327.

Moorman, C., (2004), “Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations in Soft Soil Based on New Worldwide Data Base”, Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol 44, (1), pp87-98

NAVFAC, (1988), “Design Manuals 7.1 and 7.2, Foundations and Earth Structures”, Department of the Navy, Alexandia VA.

O'rourke T. D., Cording E. J., (1974), “Observed Loads and displacements for a Deep Subway Excavation”, Proceedings of Rapid Excavation and Tunnelling Conference, San Francisco

Peck, R. B., (1969), “Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground”, 7th. International Con. Soil Mech. Found. Engrg,. pp.225-281

Terzaghi, K., Peck, R.B., (1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley Sons Inc., New York.

Tschebotarioff G. P., (1973), “Foundation, Retaining and Earth Structures”, 2nd ed., Mc Graw Hill Book Co. Inc., New York.

Twine D., Roscoe H., (1999), “Temporary Propping of deep excavations-guidance on design”, CIRIA C517, London.

Yıldırım, S. (2004), “Zemin İncelemesi ve Temel Tsarımı”, Birsen Yayınevi, İstanbul.

# YAĞIŞIN HEYELAN MEKANİZMASI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİNİN SAHADA ALETSEL GÖZLEM ÇALIŞMALARIYLA İNCELENMESİ: BARTIN İLİ ÖRNEĞİ

# INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF RAINFALL ON THE LANDSLIDE MECHANISM BY INSTRUMENTAL OBSERVATION STUDIES IN THE FIELD: A CASE OF BARTIN/TURKIYE

**Serdar ALLI[1], Taha TAŞKIRAN[2], Yüksel YILMAZ[3]**

## ÖZET

Bu çalışmada Türkiye'de yağış kaynaklı heyelanların en fazla görüldüğü illerinden Bartın'da heyelanlı bir bölge belirlenmiş, yağış infiltrasyonunun heyelanı tetikleme mekanizması sahada iki yıl süren aletsel izleme çalışmalarının sonuçları kullanılarak incelenmiştir. Mevsimsel koşullara bağlı olarak kuru ve ıslak dönemlerde ölçülen matrik emmelerin ve yer altı su seviyelerinin ortalama değişimleri kullanılarak limit denge stabilite analizleri yapılmıştır. Yamacın göçmeye karşı güvenlik sayısı kuru dönem başlangıç koşullarında 1.74, ıslak dönem başlangıç koşullarında 1.32 bulunmuştur. Yapılan analizler dönemsel matrik emme ve pozitif boşluksuyu basıncında meydana gelen değişimlere göre stabilitenin ne şekilde etkilendiğini ortaya koyması açısından önemlidir. Islak dönem koşullarının kuru dönem koşullarına göre yenilme öncesi daha kritik bir durum oluşturduğu yapılan çalışmalarda görülmüştür.

***Anahtar Kelimeler:*** *Heyelan, Yağış, Matrik Emme, Stabilite, Erken Uyarı, Veri Toplama ve Analiz*

## ABSTRACT

In this study, a landslide area was determined in Bartın/Turkiye, one of the provinces where rainfall-induced landslides are most common in Turkiye, and the landslide triggering mechanism of rainfall infiltration was investigated using the results of instrumental monitoring studies that lasted for two years in the field. Limit equilibrium stability analyzes were carried out by using the average changes of matric suctions and groundwater levels measured in dry and wet periods depending on seasonal conditions. Factor of safety of was 1.74 in the dry period initial conditions and 1.32 in the wet period initial conditions. The analyzes are important in terms of revealing how the stability is affected according to the changes in periodic matric suction and positive pore water pressure. It has been seen that wet period conditions create a more critical situation before failure compared to dry period conditions.

***Keywords:*** *Landslide, Rainfall, Matric Suction, Stability, Early Warning, Data Collection and Analysis*

## 1. GİRİŞ

Yağmurla tetiklenen heyelanlar dünyanın pek çok ülkesinde olduğu gibi ülkemiz açısından da olumsuz neticeleri olan doğal afetlerin başında gelmektedir. Yağış kaynaklı heyelanların tahmin edilmesinde kullanılan yöntemler incelendiğinde bunların çoğunlukla ampirik (istatistiksel) yağış eşiği bağıntılarına veya doygun zemin mekaniğinde kullanılan prensiplere dayandığı görülmektedir. Bu yöntemler, zeminin doygun olmayan

[1] Arş. Gör., Bartın Üniversitesi, salli@bartin.edu.tr
[2] Prof. Dr., Ankara Yıldırım Beyazıt Üniversitesi, ttaskiran@ybu.edu.tr
[3] Prof. Dr., Gazi Üniversitesi, yyuksel@gazi.edu.tr
(Sorumlu Yazar: Serdar ALLI)

hidro-mekanik özelliklerini ve yağmur suyunun doygun olmayan zemine sızma mekanizmasını dikkate almadığından heyelan vakalarının tahmin edilmesinde güvenilirliği önemli ölçüde etkilemektedir. Yağmurla tetiklenen heyelanların mekanizmasının ve heyelanlara neden olan faktörlerin anlaşılmasında yağmurun zemine sızmasıyla zeminin matrik emmesinde, su içeriğinde, boşluk suyu basıncında ve hidro-mekanik özelliklerinde meydana gelen değişimlerin incelenmesi gerekmektedir.

Yeryüzündeki yağış ve buharlaşma döngüsüne bağlı olarak zeminin su içeriğinde, matrik emmesinde ve yeraltı su seviyesinde çeşitli şekillerde değişimler söz konusudur. Bu değişimlere bağlı olarak zeminlerin kayma dayanımı değişmektedir. Yamaçların stabilitesi üzerine yapılan çeşitli çalışmalarda (Ng ve Shi,1998; Yeh vd., 2006; Sharma ve Nakagawa, 2010; Oh ve Lu, 2015; Pramusandi vd., 2015; Song vd., 2016; Tran vd., 2016; Zaky ve Oh, 2017) doygun olmayan zemin ortamına yağmur suyunun infiltrasyonunun yamaçların duraylılığını önemli ölçüde etkilediği ifade edilmiştir. Başlangıçta suya doygun olmayan zeminler yağmurdan önce belli bir matrik emme değerine sahiptir. Bu matrik emme değerinin zeminin kayma dayanımı üzerinde artırıcı bir etkisi söz konusudur. Yağmur suyunun doymamış zemin şevine infiltrasyonu ile zeminin su içeriği ve doygunluğu artmaya, matrik emmesi azalmaya başlamaktadır. Yamaçlarda duraysızlık zeminin kritik kayma yüzeyindeki matrik emmelerin azaldığı durumda olabileceği gibi matrik emmelerin tamamen kaybolup pozitif boşluksuyu basınçlarının geliştiği durumda da olabilmektedir. Bu davranışın gelişimi yağış şiddeti, yağış süresi, yamaç geometrisi, zeminin hidro-mekanik özellikleri, şevin başlangıç sınır koşulları (yeraltı su seviyesi, su içeriği, doygunluk derecesi, matrik emmesi vs) gibi çeşitli parametrelere bağlı oldukça karmaşık bir konudur. Yağmurla tetiklenen heyelanların gözlemlendiği çeşitli coğrafi bölgeler için bu mekanizmanın aydınlatılması heyelan literatürüne önemli katkılar sunacaktır.

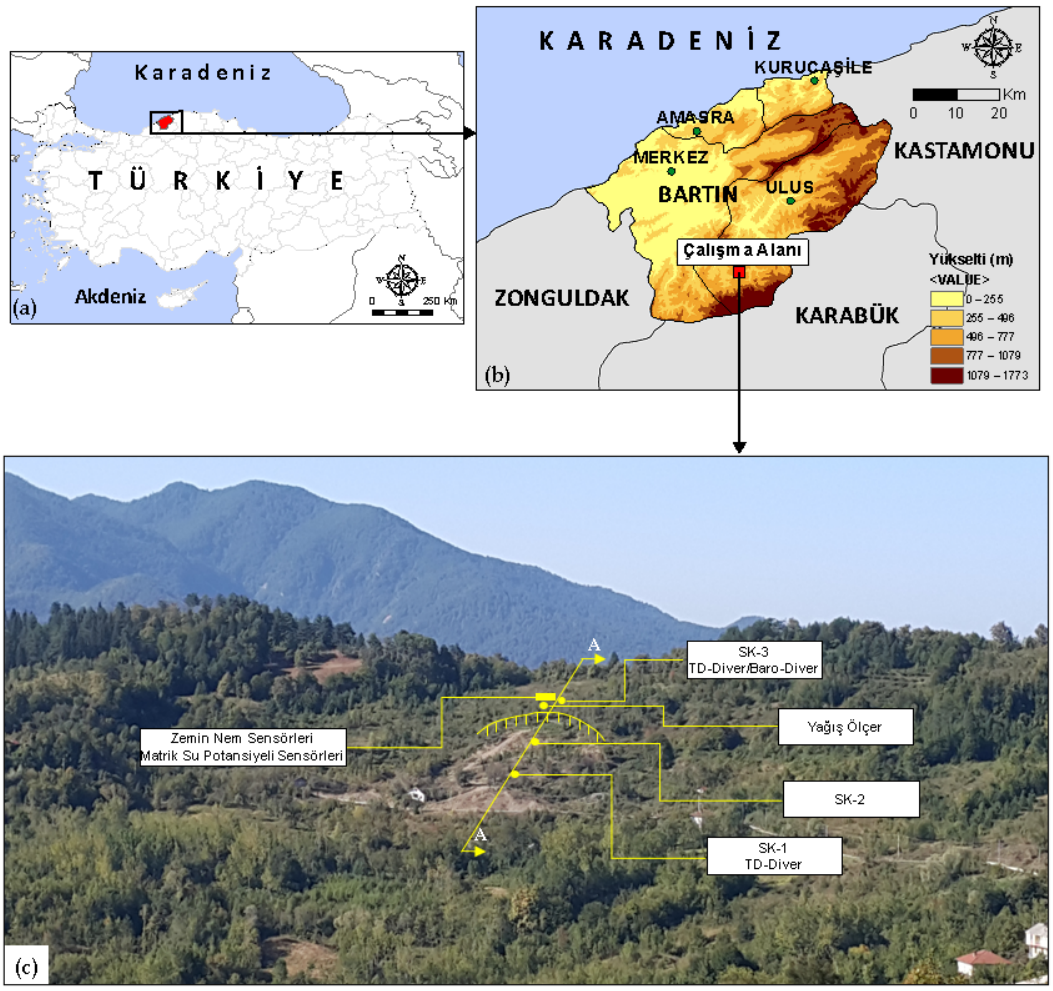
Bu çalışmada heyelanların hidro-mekanik davranışının aydınlatılması amacıyla Bartın'da temsili bir heyelanlı bölge belirlenmiştir. Yağış infiltrasyonunun heyelanı tetikleme mekanizması sahada iki yıl süren aletsel izleme çalışmalarının sonuçları kullanılarak incelenmiştir. Heyelanlı bölge zemininin temel fiziksel, mekanik ve hidrolik özellikleri laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Sahada mevsimsel koşullara bağlı olarak kurak ve ıslak dönemlerde ölçülen ortalama zemin matrik emme gerilmeleri ve yer altı su seviyeleri kullanılarak limit denge stabilite analizleri yapılmıştır. Yamacın stabilitesinin dönemsel olarak ne ölçüde etkilenebileceği yapılan çalışmalarda gösterilmiştir.

## 2. ÇALIŞMA SAHASI

Türkiye'nin Batı Karadeniz Bölgesinde yer alan Bartın ili, heyelan vakaları açısından oldukça aktif bir bölgede bulunmaktadır. Topografya, yağış rejimi ve zemin koşulları yağış kaynaklı heyelanların oluşumuna uygun bir ortam teşkil etmektedir. Bartın ilinde 1950-2004 yılları arasında yapılan heyelan etütleri ile 59 yerleşim biriminde toplam 955 konutun heyelandan etkilendiği kaydedilerek nakil yolu ile korunmaları öngörülmüştür. Geçmişte meydana gelen heyelanlar sonucu altyapıda üstyapıda önemli hasarlar oluşmuş, birçok tarım ve orman alanı kullanılamaz duruma gelmiştir. Coğrafi Bilgi Sistemi ortamında Bartın İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü yetkililerince yapılan çalışmalarda ilde hareketine devam eden, eski ve duraklamış toplam 475 adet heyelanlı alan tespit edilmiştir. İlin yüz ölçümünün %15'i çok yüksek, %28'i yüksek, %38'i orta, %17'si düşük, %2'si çok düşük duyarlılıkta heyelan afeti meydana gelebilecek özelliklere sahiptir (Saraç vd., 2017). İlde geçmiş dönemlerde meydana gelen heyelanların Ulus formasyonu olarak tanımlanan Kretase yaşlı filiş çökellerinde yoğunlaştığı görülmüştür. Gökçe vd. (2008)'e göre Bartın'ın Ulus ilçesi Türkiye'nin en fazla heyelan vakasının görüldüğü ilçesidir.

Yağmurla tetiklenen heyelanların hidro-mekanik davranışının anlaşılmasına katkı sunmak amacıyla Bartın ili Ulus ilçesine bağlı Hisar köyünde temsili bir heyelanlı bölge belirlenmiştir. Çalışma alanının konumu ve genel görünümü Şekil 1 'de verilmektedir. Hisar köyü Bartın Merkeze 42 km, Ulus ilçe merkezine 24 km mesafede yer almaktadır. İncelenen heyelan bölgesi Hisar köyü'nün Çandırlar mahallesinde yer almaktadır. Heyelan, mahalleye giden aşağıdaki yolun sağ tarafındaki yamaçta meydana gelmiştir. Yamacın stabilitesini kaybettiği bölgede eğim ortalama 18 derece kadardır. Heyelan nedeniyle topoğrafyada gerilme çatlakları, ondülasyonlar ve kayma şeklinde değişimler gözlemlenmiştir. Yamaç üzerinde yaklaşık 70 -75 metre genişliğinde 100 – 110 metre uzunluğunda zemin malzemesi yamaç aşağı ötelenerek hareket etmiştir. Sahada yapılan gözlemlerden kayma derinliğinin 4,5 – 5,00 metre kadar olduğu tahmin edilmektedir. Heyelanın meydana geldiği zemin üzerinde konut bulunmamakla birlikte topuk kısmında yer alan tek katlı metruk bir konutta heyelan nedeniyle çeşitli ölçeklerde hasar oluşmuştur. [i]

İklim koşullarına bağlı olarak zemin bünyesinde meydana gelen değişimler sahada iki yıl süren aletsel izleme programı kapsamında incelenmiştir. Bu bağlamda heyelanlı bölgeye zemin nem sensörleri, matrik su potansiyeli sensörleri, yeraltı su seviyesi ölçüm sensörleri (TD-Diver ve Baro-Diver), yağış ölçüm sensörü ve veri toplama üniteleri Şekil 1c'de verilen plana göre yerleştirilmiştir. Yerleştirilen sensörler ve veri toplam üniteleri ile heyelanlı bölgeye yağan yağış miktarı, yeraltı su seviyesindeki değişimler, zeminin su içeriği ve matrik emme gerilmelerinde meydana gelen değişimler saatlik olarak ölçülmüştür. Heyelan bölgesine 2 adet zemin nem sensörü ile 3 adet matrik su potansiyeli sensörü heyelanın taç bölgesinin gerisinde sırasıyla 1.10, 1.63 metre ve 0.58, 1.10, 1.63 metre derinliklerinde açılan 5 adet sensör kuyusuna yerleştirilmiştir. Yeraltı su seviyesi ölçümleri SK1 ve SK3 kuyularında yapılmıştır. 2019 – 2021 yılları arasındaki iki yıllık periyotta gerçekleşen saha izleme ölçümlerine göre heyelan bölgesinde yılların ilk beş ayının ıslak, diğer ayların kurak geçtiği gözlemlenmiştir. Dönemsel matrik emme ve yeraltı su seviyeleri Tablo 1'te belirtildiği şekilde sınıflandırılmıştır.




Şekil 1. Heyelan bölgesinin konumu ve genel görünümü

Tablo 1. Heyelan bölgesi dönemsel matrik emme ve yeraltı su seviyeleri

| Derinlik (m) | Kuru Dönem Haziran-Aralık | | Islak Dönem Ocak-Mayıs | |
|---|---|---|---|---|
| | Matrik Emme (kPa) | Yeraltı Su Seviyesi (m) | Matrik Emme (kPa) | Yeraltı Su Seviyesi (m) |
| Yamaç Yüzeyi | 60 | 3.49 | 0 | 2.21 |
| 0.58 | 60 | | 0 | |
| 1.10 | 60 | | 0 | |
| 1.63 | 15 | | 0 | |

## 3. NUMERİK ANALİZ

Saha çalışmaları ve laboratuvar çalışmaları sonucunda elde edilen verilerden yararlanılarak heyelan bölgesinin Şekil 1'de gösterilen kritik kesiti modellenmiştir. İdealize zemin profili jeolojik gözlem, araştırma sondajı verileri ve çalışma bölgesinin topografyası göz önüne alınarak oluşturulmuştur. Heyelan bölgesinde numerik modellemeye esas idealize zemin profilini, yüzeyde değişken kalınlıkta zemin karakterli birim ile bu birimin altında Bartın ilinde heyelanların en fazla görüldüğü Ulus formasyonunun orta-çok ayrışmış seviyeleri oluşturmaktadır. Zemin nitelikli birimin kalınlığı SK-3 ve SK-2 sondaj bölgelerinde 4.50 m, SK-1 sondaj bölgesinde 6.50 m olup yamaç yüzeyi boyunca değişmektedir.

Heyelan bölgesinin stabilite analizleri Slope/W yazılımında Bishop limit denge yöntemiyle kuru dönem ve ıslak dönem olmak üzere iki türde yapılmıştır. Kuru ve ıslak dönem stabilite analizleri Tablo 1'de sunulan iki yıllık gözlem süresince sahada ölçüme dayalı elde edilen ortalama matrik emmelerin ve yeraltı su seviyelerinin modele başlangıç sınır koşulu olarak tanımlanmasıyla yapılmıştır. Doygun olmayan zeminlerin kayma dayanımının hesaplanmasında Vanapalli vd. (1996) tarafından önerilen aşağıdaki denklemden yararlanılmıştır.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi' \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)\right] \quad (1)$$

Denklemde τ zeminin kayma dayanımını, c' efektif kohezyonu, $(\sigma - u_a)$ yenilme düzlemindeki net normal gerilmeyi, $\phi'$ efektif içsel sürtünme açısını, $(u_a - u_w)$ kayma düzlemindeki matrik emmeyi, $\Theta_w$ hacimsel su içeriğini, $\Theta_r$ residüel su içeriğini, $\Theta_s$ doygun su içeriğini göstermektedir. Heyelan bölgesinin zemin ve kaya kütlesi geoteknik özellikleri laboratuvar deneyleri ve sondaj verilerine dayalı olarak Taskiran vd. (2023) tarafından incelenmiştir. Analizlerde bu araştırmacılar tarafından elde edilen değerler kullanılmıştır. Modellemede kullanılan zemin özellikleri Tablo 2'de, kaya kütlesi özellikleri Tablo3'te verilmiştir.

Tablo 2. Zemin malzemesine ait modellemede kullanılan geoteknik özellikler

| **Parametre** | **Zemin** |
|---|---|
| Malzeme Modeli | Mohr-Coulomb |
| c'(kPa) | 8 |
| $\phi'$ | 21 |
| γ (kN/m$^3$) | 20 |
| α | 0.015 |
| n | 3.045 |
| m | 0.134 |
| $\Theta_s$ (%) | 40.8 |

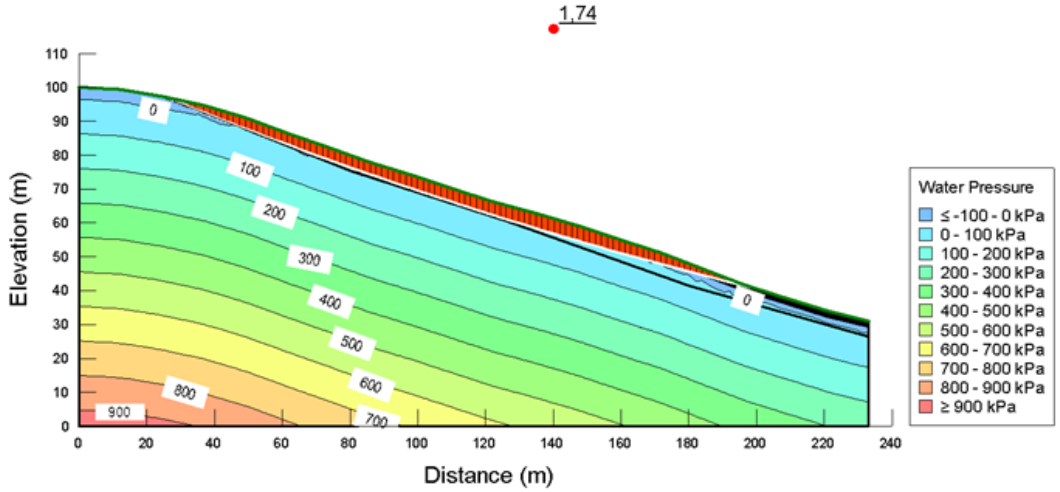
Tablo 3. Kaya kütlesine ait modellemede kullanılan geoteknik özellikler

| **Parametre** | **Ayrışmış Kaya** |
|---|---|
| Malzeme Modeli | Hoek-Brown |
| γ (kN/m$^3$) | 23 |
| $\phi_b$ (°) | 0 |
| GSI | 30 |
| D | 0 |
| $m_i$ | 6.65 |
| $\sigma_{ci}$ (MPa) | 9.81 |

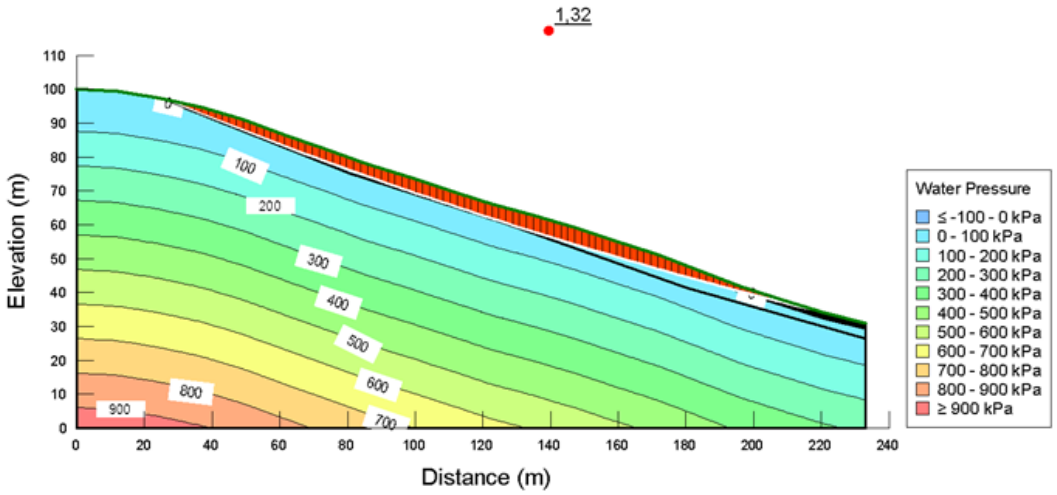
## 4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Kuru ve ıslak dönem stabilite analizleri sonucu elde edilen güvenlik sayıları ve kayma yüzeyleri Şekil 2 ve 3'te verilmiştir. Kuru dönem için yapılan stabilite analizinde yamacın göçmeye karşı güvenlik faktörü 1.74, ıslak dönem için 1.32 hesaplanmıştır. Yapılan analizler heyelan bölgesinde mevsimsel koşullara bağlı olarak zemin matrik emme profilinde ve pozitif boşluksuyu basıncında meydana gelen değişimlere göre stabilitenin ne şekilde etkilendiğini ortaya koyması açısından önemlidir.

Yamaçların göçmeye karşı güvenlik sayılarının 1.50'nin altında olması stabilite açısından kritik bir durum oluşturabilir. Islak dönem zemin koşulları dikkate alınarak yapılan analizde güvenlik sayısının 1.32 olması, incelenen bölgeye benzer olan kesimlerde yamaç güvenliğinin kritik olduğunu ve kritik eşiğe yakın bir yağışın olması durumunda güvenlik sayısının 1.00'a kadar düşebileceğini göstermektedir. Islak dönem koşulları burada göçme öncesine çok yakın kritik bir durum meydana getirmektedir.




Şekil 2. Kuru dönem başlangıç koşullarında güvenlik sayısı ve kritik kayma yüzeyi




Şekil 3. Islak dönem başlangıç koşullarında güvenlik sayısı ve kritik kayma yüzeyi

## 5. SONUÇLAR

Bartın'da heyelanlı bir bölge belirlenmiş, yağış infiltrasyonunun heyelanı tetikleme mekanizması sahada iki yıl süren aletsel izleme çalışmalarının sonuçları kullanılarak incelenmiştir. Sahaya özgü mevsimsel matrik emme, yeraltı su seviyesi değişimleri, zeminin hidro-mekanik özellikleri göz önüne alınarak stabilite analizleri yapılmıştır.

Mevsimsel koşullara bağlı olarak yeraltı su seviyesinde ve matrik emme gerilmelerinde meydana gelen değişimlerinin incelenmesi, sahaya özgü başlangıç koşullarının oluşturulması ve bir heyelanın stabilite durumunun izlenebileceğinin gösterilmesi açısından oldukça önemlidir. Sahada yapılan ölçümlere göre çalışma bölgesinde yılın ilk beş ayının ıslak, diğer ayların kuru geçtiği görülmüştür. Yamacın göçmeye karşı güvenlik sayısı kuru dönem başlangıç koşullarında 1.74, ıslak dönem başlangıç koşullarında 1.32 bulunmuştur. Yapılan analizler dönemsel matrik emme ve pozitif boşluksuyu basıncında meydana gelen değişimlere göre

stabilitenin ne şekilde etkilendiğini ortaya koyması açısından önemlidir. Islak dönem koşullarının kuru dönem koşullarına göre yenilme öncesi daha kritik bir durum oluşturduğu görülmüştür.

## TEŞEKKÜR

*Bu çalışma Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından 120M436 no'lu projenin ve Gazi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlük Birimi tarafından 06/2018-29 no'lu projenin mali destekleriyle gerçekleştirilmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı ilgili kurumlara teşekkür ederler.*

## KAYNAKLAR

Gokce, O., Ozden, S., Demir, A. (2008), "Spatial And Statistical Distribution Of Disasters In Turkiye, Disaster Information Inventory", Turkiye General Directorate Of Disaster Works, Ankara, (in Turkish) https://www.afad.gov.tr/kurumlar/AFAD.gov.tr/3491/xfiles/abep_kitap_matbaa_final_04122008_small.pdf

Ng, C. W. W., Shi, Q. A. (1998), "Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage", Comput. Geotech, 22 (1), 1–28. https://doi.org/10.1016/S0266-352X(97)00036-0.

Oh, S., Lu, N. (2015), "Slope Stability Analysis under Unsaturated Conditions: Case Studies of Rainfall-Induced Failure of Cut Slopes", Eng. Geol. 184, 96–103. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.11.007.

Pramusandi, S., Rifa'i, A., Suryolelono, K. B. (2015), "Determination of Unsaturated Soil Properties and Slope Deformation Analysis Due to the Effect of Varies Rainfall", Procedia Eng. 125, 376–382. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.090.

Saraç, F., Saraç, T.Ö., Soydaş, D., Dilsiz, E., Kaya, S. (2017) "Bartın İli Heyelan Duyarlılık Analizi Raporu", Bartın İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü.

Sharma, R. H., Nakagawa, H. (2010), "Numerical Model and Flume Experiments of Single- and Two-Layered Hillslope Flow Related to Slope Failure", Landslides, 7 (4), 425–432. https://doi.org/10.1007/s10346-010-0205-0.

Song, Y. S., Chae, B. G., Lee, J. A (2016), "Method for Evaluating the Stability of an Unsaturated Slope in Natural Terrain during Rainfall", Eng. Geol. 210, 84–92. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.06.007.

Taskiran, T., Alli, S., Yilmaz, Y. (2023) "Hydro–Mechanical Behaviour of a Rainfall-Induced Landslide by Instrumental Monitoring: Landslide–Rainfall Threshold of the Western Black Sea Bartin Region of Türkiye", Appl. Sci., 13, 8703. https://doi.org/10.3390/app13158703

Tran, A. T. P., Sim, Y., Kim, A.-R., Cho, G.-C., Kim, D.-H. (2016), "Numerical Modeling of Rainfall-Induced Slope Failure", 2016 World Congr. Adv. Civil, Environ. Mater. Res., 1–10.

Yeh, H.-F., Chang, P.-H., Chen, J.-F., Lee, C.-H. (2006), "Instability of Unsaturated Soil Slopes Due to Infiltration", In International Symposium on Geohazards Mitigation; Tainan, Taiwan; p 6.

Zaky, F. A., Oh, S. (2017), "Transient Infiltration and Stability Analysis of Unsaturated Soils in Busan Landslide Area", Int. J. Environ. Sci., 2 (May), 40–44.

# NUMERICAL MEASURUMENT OF DEFORMATIONS DURING T1 TUNNEL COLLAPSE ON THE ALGERIAN EAST-WEST HIGHWAY

**Mohamed Djabri[1], Fethi Kitchah[2]**

## ABSTRACT

On January 1, 2014, the left tube of T1 tunnel located in Constantine (Algeria) collapsed during construction. The collapse incident caused enormous damage and significant economic losses. T1 tunnel is mainly excavated in a formation which consists principally of a poor behaviour altered argillite. Preliminary investigations have shown that the collapse for the most damaged part is due to stress concentration around the tunnel and the low mechanical strength of the preliminary support, which could not support the development of ground pressures. In this paper, two-dimensional numerical modelling using a finite difference calculation code was performed. In order to identify the causes of the collapse incident, the attention is therefore focused on the deformations the lining system. The final results are in good agreement with measurements, and also clearly highlight the inefficiency of the adopted support system.

***Keywords:*** *T1 tunnel, Collapse, Numerical modelling, Deformations*

## 1. INTRODUCTION

Particularly in weak grounds, the construction of tunnels may create risks during all project stages, especially at the excavation stage. Due to the uncertainties about the ground response, the geological and hydrogeological conditions and the lining performance, the engineers are constantly exposed to different risks which may lead to the tunnel's collapse. In order to estimate the tunnel accidents and especially collapses, numerical analyses are the most effective means in this case. Therefore, using the FLAC2D program which has the advantage of being faster and requires less computer memory capacity, numerous study were carried out such as "Alija et al. (2013)".

Several strategies and techniques are used to prevent or repair damages such as reinforcing the tunnel face with fiberglass bolts, jet grouting, umbrella arch method and ground freezing (Lunardi, 2008). In squeezing ground, a yielding support system (light method) can be used, which consists of shotcrete combined with light steel (TH-type), in which HDC (highly deformable concrete) elements are installed.

In this paper, two-dimensional numerical modelling using a finite difference calculation code was conducted in order to identify the causes for the collapse accident of the left tube of T1 tunnel situated in Constantine (Algeria) and deformations are examined.

## 2. T1 TUNNEL: EAST–WEST HİGHWAY

### 2.1. Situation and geological environment

The East‑West highway is a part of the 7000 km of the Maghreb Unity Highway (MUH) which crosses Algeria with a length of 1200 km.

[1] Associate professor, Research Laboratory of Sedimentary Environment, Mineral and Water Resources of Eastern Algeria, Echahid Cheikh Larbi Tebessi University–Tebessa, Algeria, mohamed.djabri@univ-tebessa.dz

[2] Associate professor, Technical Sciences Department, AbdelHafid Boussouf University Center, Mila, Algeria, fethikitchah@yahoo.fr

It links the Tunisian border to the Moroccan border, passing by major Algerian cities (Figure. 1a). T1 tunnel is part of Sect. 4 of this highway; it crosses the mountain Jebel El-Ouahch in the north-east of Constantine City.
This project consists of two practically parallel tubes (right and left) with a total length of 1891.5 m (from chainage 205 + 393 to 207 + 284.5 for the left tube and from chainage 205 + 407.5 to 207 + 299 for the right one). The tubes are separated by a distance of 21 m and each tube provides one-way traffic in three lanes (Figure 1b).




Figure. 1 (a) T1 tunnel location in Algeria, (b) Site image of both tubes, right and left.

The tunnel cross-section height and width are about 13 m and 17.9 m, respectively (Figure. 2). The excavation and installation of the right tube concrete lining was successfully completed. The works on the left tube have been stopped due to the collapse incident which occurred at the chainage 206 + 220 ~ 260.

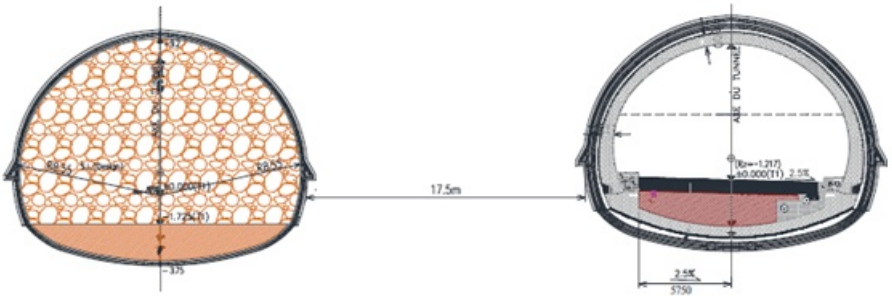



Figure. 2 Cross section of T1 tunnel with the support system at the collapse area.

As regards the geotechnical investigations by coring boreholes, these showed clayey marls at the surface and argillites from 5 to 150 m deep (Figure 3).

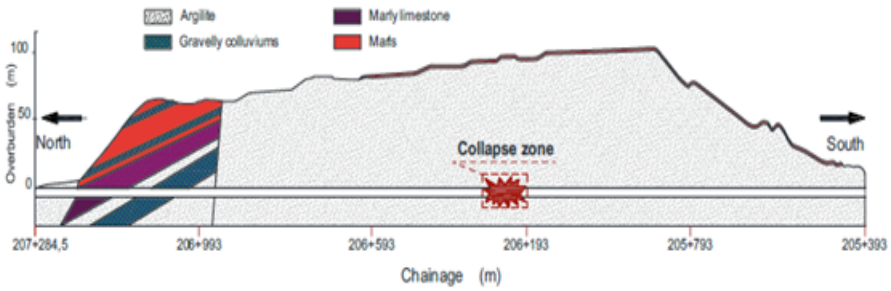



Figure. 3 Geological longitudinal section along T1 tunnel.

### 2.2. Tunnel construction method

In T1 tunnel, several rows of fibreglass boltswere used; the distance between bolts is about 1.5 m verticallyand 2.5 m horizontally. The umbrella arch methodis another pre-support system which was used during excavation. This technique consists of placing inclined longitudinal steel bars in the ground in order to ensure sufficientstability during advancement and to limit deformations. Thehalf umbrella arch consisted of 14 bolts, which are 12.25 mlong and 11.4 cm in diameter. To have a strong internal liaisonbetween the ground and the bolts, the silicate resin waschosen as an injection material and each group of bolts isrenewed every 9 m.

The temporary support was chosen according to the AFTES classification. Several criteria havebeen taken into account such as soil mechanical properties,discontinuities, alteration, swelling and hydrology. According to theclassification of the different geological units, two supportsystems were adopted: the double steel lining and the singlesteel lining (Table 1). The right tube is completely excavated using the double steel lining that means two HEB 200 steelarches combined with a shotcrete applied around the entiretunnel perimeter. However, for the left tube, the support systemvaries from single to double lining as a function of thenature and geological ground conditions.

Table 1. Temporary support system installed in the T1 tunnel

| | Tunnel support | Tunnel invert |
|---|---|---|
| Double steel lining |  Shotcrete thickness: 0,6 m<br>Steel lining : HEB 200 + HEB 200<br>$E_{steel}$ = 210 GPA, $\nu_{steel}$ = 0,25 |  Shotcrete thickness:0,45 m<br>Steel lining : HEB 200 + HEB 200 |
| Single steel lining |  Shotcrete thickness:0,4 m<br>Steel lining : HEB 200 |  Shotcrete thickness: 0,4 m<br>Steel lining :HEB 200 |

## 3. INSTRUMENTATİON AND MONİTORİNG

For the left tube, the beginning of the excavation from the south is conducted by the advance core reinforcement and the installation of a double steel associated with shotcrete over a length of 827 m. Then, from the chainage 206 + 220 and over a length of 40 m, the temporary support is composed of a single steel lining associated with 40 cm of shotcrete. After this modification of the support system, a collapse incident occurred on 1 January 2014. This incident caused enormous damages, fortunately during the Christmas and New Year holidays where loss of human life's had been avoided. However, it caused also some damages to the right tube which was operated only for 3 months before its closure (Figure. 4).

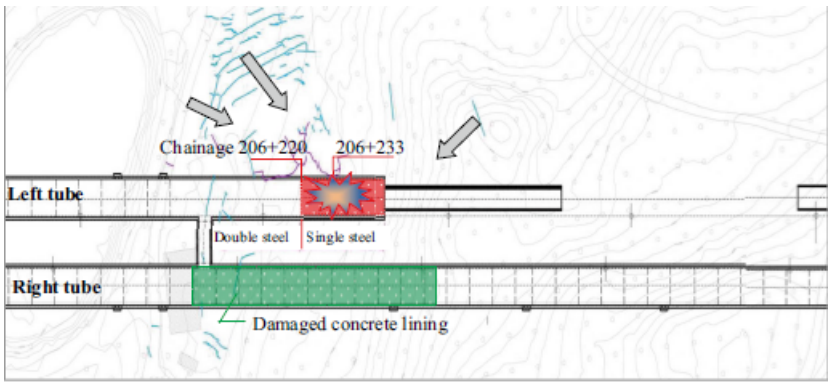



Figure. 4 Plan view of the collapsesite.

Figure 5 shows the deformation of the left tube and the failure of the primary support system. It clearly shows the breaking of the shotcrete and the buckling of the arched steel used to support the tunnel crown. Significant cracks, 5 to 10 cm deep in several places in the crown and the sidewall, with the detachment of concrete blocks of the right tube (in order to get a clear picture, these photos were taken in the opposite direction of the tunnel). The most remarkable damages in the concrete tunnel of the right tube are located nearby the single steel lining supported section of the left tube (approximately 100 m).

Figure 6 shows the settlement evolution of the temporary lining over the time registered at chainage 206 + 233 (see Figure. 4). Five points were considered for each measurement. It can be seen that from 1 December, a rapid acceleration in the settlement velocity of the tunnel, the decision threshold value was exceeded (vertical displacement of 100 mm for one side); this acceleration caused the development of cracks in the shotcrete.

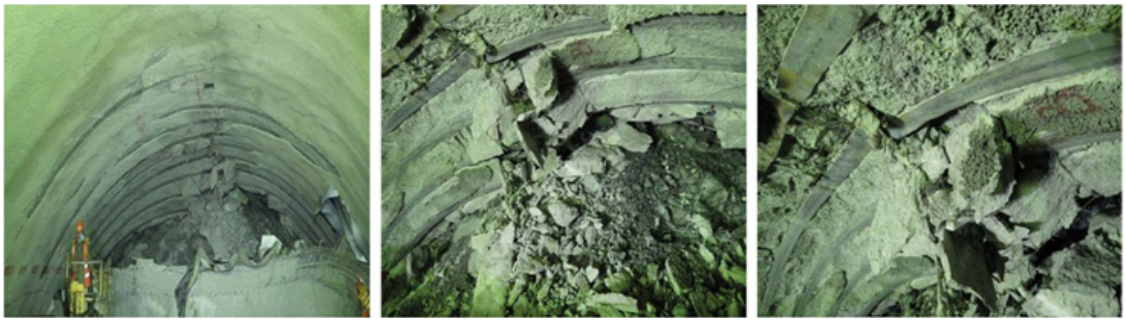


Figure. 5 Plan view of the collapse site.

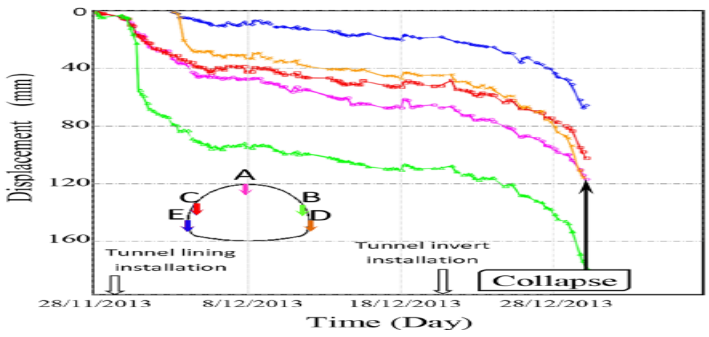



Figure. 6 Left tube settlement values as a function of time at chainage 206 + 233.

After this accident, a committee of experts has carefully analysed the damages to identify the most probable causes of the collapse. They concluded that quality control of materials; processes and support system thickness were not followed. The concerned team has been accused for not taking the intervention measures at the appropriate time to prevent potentially dangerous phenomena when cracks were detected in the shotcrete.

## 4. 2D SİMULATİON, RESULTS AND DİSCUSSİON

The usual practice of tunnel calculation methods still relies on 2D numerical simulations to estimate both settlements and deormations support system loads. In the context of this approach and in order to understand the causes that have probably led to the collapse incident of T1 tunnel, a numerical modelling on the collapsed section was conducted using a finite difference calculation code FLAC (Itasca, 2009).

In order to reduce the influence of boundary conditions and to take into account the evolution of displacements as a function of depth, the model size was set at 200 m wide and 150 m deep; the cross section of the two tubes is at a depth of 100 m. The mesh size must be relatively dense around the tunnel to adequately represent stress concentrations. The numerical mesh and boundary conditions for this analysis can be found in Figure 7.

The elastic-perfectly plastic model based on the Mohr Coulomb failure criterion is used to represent the ground behaviour. It is well known that the variation of the elastic modulus as a function of the stress state is not taken into account by this constitutive model. Several authors have employed simple constitutive laws that require only a few parameters which are easy to identify such as "Miglizza et al. (2009)", "Kitchah and Benmebark (2016)". Table 2 illustrates the different parameters of the argillite layer crossed by the tunnel.

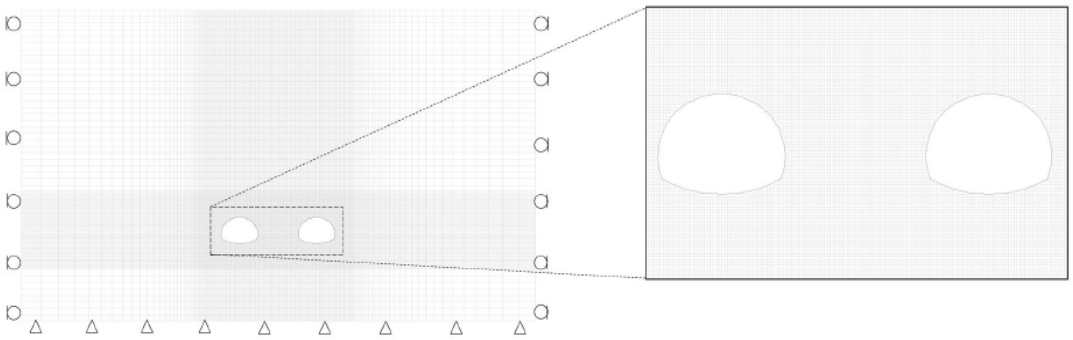


Figure. 7 Finite difference mesh and boundary conditions.

Table 2. Physical and mechanical parameters of argillite

| Parameter | Unit | Value |
|---|---|---|
| Deformation modulus | Mpa | 110 |
| Unit weight | kN/m3 | 24 |
| Cohesion | kPa | 100 |
| Friction angle | (°) | 25 |
| Dilatancy angle | (°) | 0 |
| Coefficient of earth pressure at rest | - | 0.57 |

Once the numerical analysis is completed and in order to validate the numerical model, the final displacements of the left tunnel arch support measured at points A, B, C, D and E as a function of time at chainage 206 + 233 (see Figure 6) are compared to the numerically calculated values (Figure 8).

It is clear that the calculated values are in good agreement with the measurements. In effect, the difference observed at point B and D can be explained by the numerical simplifications that generally do not take into account the immediate and local consequences of the excavation method (the feet of the rib are not modelled, bad blocking of steel lining, construction time, etc.).

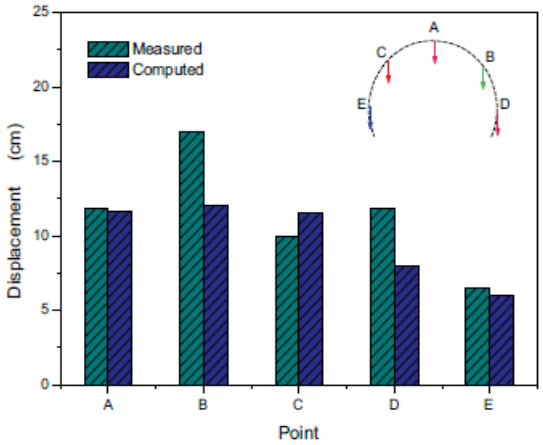



Figure. 8 Comparison of left tunnel support displacement obtained by numerical simulations and in-situ measurements

## 5. CONCLUSİON

In this paper, two-dimensional numerical modelling using a finite difference calculation code was performed in order to better identify the causes for the collapse incident of the T1 tunnel situated in Constantine (Algeria) mainly excavated in argillites.

The preliminary investigations to analyse the damage and identify the most probable causes of the collapse concluded that the quality control of the materials, procedures and the thickness of the support has not been respected. To evaluate the possible scenarios of the collapse incident, the numerical analysis examined the deformations where it is clear that the calculated values are in good agreement with the measurements and double-steel lining used during the excavation of the right tube was able to support the ground loads much more safely.

The obtained results clearly indicate that the principal error that caused the collapse was the unfitness of the single steel lining for the conditions really encountered during the construction. In practice, such type of accident is only a result of an accumulation of several errors in design, planification and management.

## REFERENCES

Alija, S., Torrijo, F.J., Quinta-Ferreira, M. (2013), "Study of the unexpected collapse of the Ampurdan tunnel (Spain) using a finite elements model", Bull Eng Geol Environ, Vol 73, 451–463.

Lunardi, P. (2008), "Design and construction of tunnels—analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)", Springer, Berlin.

Itasca Consulting Group. (2009), "FLAC2D user's manual. Minneapolis: Itasca Consulting Group".

Migliazza, M., Chiorboli, M., Giani, G.P. (2009), "Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground", Comput Geotech, Vol 36,113–124.

Kitchah, F., Benmebarek, S. (2016), "Finite difference analysis of an advance core pre-reinforcement system for Toulon's south tube". J Rock Mech Geot Eng, Vpl 8(5), 703–713.

# PRACTISE FİNİTE ELEMENT ANALYSİS İN GEOTECHNİCS: CASE STUDY OF THE KHERRATA LANDSLIDE (NORTHERN ALGERİA)

**Ahlem Gasri[1], Mohamed Djabri[2]**

## ABSTRACT

The phenomenon of slope instability is a problem of interest for researchers and patricians in the field of geotechnical engineering. The purpose of this paper is to make an analytical and numerical study of the stability of a reference slope located in Kherrata (Bejaia Governorate, Northern Algeria) (case study). Limit equilibrium and finite element methods were using in the analysis. The results obtained will be the subject of a comparative study between the calculations of the safety factor by the classical methods and the finite elements method integrated in the PLAXIS 2D software. The main findings indicate that both limit equilibrium methods and FEM were converging.

***Keywords:*** *Landslide, Safety factor, Finite element, Limit equilibrium*

## 1. INTRODUCTION

The objective of modeling in geotechnics is often the search for an answer, a solution to a particular and complex problem. Therefore, numerical modeling is a powerful and rapid tool for calculating the stability of sloping land.

Landslides are movements that affect natural embankments and slopes. They can cause significant damage to structures and buildings, with a significant economic impact, and sometimes cause casualties. The study of landslides and the prevention of the risks they generate fall within the field of applied geology, geotechnics and soil mechanics.

As we know, land movements are very varied, by their nature (landslides, rock slides, mud flows, collapse of underground voids, subsidence, swelling or shrinkage of soils, etc.) and by their size. Their spatial distribution is guided by topography and geology (nature and fracturing of outcrop formations, hydrogeology). Slope stability problems are frequently encountered in the construction of roads, canals, dikes and dams. In addition, some natural slopes are or may become unstable.

Numerous calculation methods have been proposed to deal with the slope stability problem, using classical methods (limit equilibrium calculation using the slice method) and numerical methods (finite difference methods, finite element methods (Donald and Chen, 1997; Karal, 1977; Fawaz et al., 2014).

However, a long experience has been acquired in both calculation methods, such that slope stability problems can now be solved with fairly good reliability.

[1] Associate Professor, LAMIS Laboratory, Departement of Mathematics and Computre Sciences, Echahid Cheikh Larbi Tebessi Tebessa University-Tebessa, Algeria,
ahlem.gasri@univ-tebessa.dz
[2] Associate professor, Research Laboratory of Sedimentary Environment, Mineral and Water Resources of Eastern Algeria, Echahid Cheikh Larbi Tebessi University–Tebessa, Algeria,
mohamed.djabri@univ-tebessa.dz

The purpose of this paper is to make an analytical and numerical study of the stability of a case study landslide occured in Kherrata (Bejaia Governorate). Both limit equilibrium and finite element methods were used in the analysis. The results of the safety factor (Fs) obtained will be the subject of a comparative study between classical methods and the finite elements method integrated in the PLAXIS 2D 8.2 software.

Therefore, the study is divided into two parts. The first part consists of making a comparison between analytical methods (Bishop, Fellenius) for a reference case (Bishop, 1955; Fellenius, 1927). In the second part, a confrontation between analytical and finite element method using PLAXIS 2D 8 software "Brinkgereve and Vermeer (2003)"are carried out.

## 2. PRESTATION OF THE CASE STUDY

Kherrata is a city in Kabylia in Algeria, located in the Bejaïa governorate. The limestone stratigraphic and pedological composition has the base resting on clay layers which makes not only seismicity a major factor, but also active landslides; such as the Tamaleht landslide, where an active landslide has been faced for more than two decades.

In this paper, we interesting in sliding in this area taken as a reference model (Sellami and Belamri, 2014) . A landslide (Figure 1) affected a section of the governorate road CW16 at a place called "ichhen", in Ait Idriss (Figure 2).

Geologically, the Ait Idris region is essentially represented by the classic facies of black schistose marls with calcite stringers, topped with sometimes conchoidal marls with lenses of yellow limestone. These formations are of Seinian age. Limestone breccias and slope scree formed mainly from heavily cemented Liassic and Jurassic debris. The proprieties of soil already exists according to a study carried out on the site. Therefor, the characteristics of the layers are mentioned in Table 1.



Figure 1. Photos taken on site showing the geomorphology of the land.



Figure 2. Location of the Site (Illustration by Google Map).

Table 1. Physical and mechanical parameters of argillite

| Depth (m) | Soil prorieties | Nature of soil layers |
|---|---|---|
| 0.00- 5.00 | $\gamma$ = 19 $KN/m^3$<br>$C$ = 0.05 $bar$s<br>$\varphi$ = 35° | Silty sandy clays<br>Low mechanical characteristics |
| 5.00-9.00 | $\gamma$ = 19 $KN/m^3$<br>$C$ = 0.14 $bars$<br>$\varphi$ = 20° | Silty clays<br>Low mechanical characteristics |
| 9.00-20.00 | $\gamma$ = 21 $KN/m^3$<br>$C$ = 0.24 $bars$<br>$\varphi$ = 25 | Marnes<br>Good mechanical characteristics |

## 3. ANALYTICAL STUDY

### 3.1. Fellenius method

Several methods for calculating circular slips have been established for calculating the safety coefficient Fs. In this study, we chose, first of all, the method of Fellenius slices which consists of dividing the unstable volume into a certain number of vertical slices, and the calculation is done by considering each slice as an independent solid, and in limit equilibrium on the slip line. The division mode and the number of slices adopted are taken arbitrary (Figure 3).

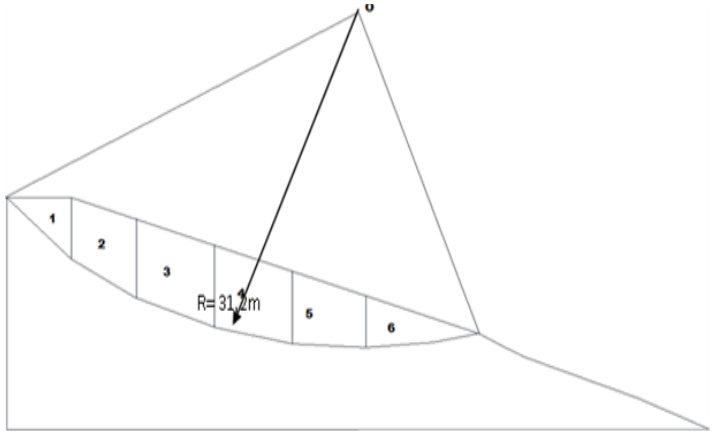



Figure 3. Cutting backfill Slices.

The manual calculation of the stability of a slope is done by trial and error by looking for the most unfavorable slip line while critically observing the geometry, geotechnical and hydraulic characteristics of the slope. This leads to studying very few surfaces.

Starting calculation by considering a rupture circle and we calculate the safety coefficient using the Fellenius method. The circle has the following characteristics: Radius: R = 31.2 m, Center $O$ coordinates: O = (26.8, 720.83 m) and $\alpha$ = 36°.

The calculation results using the Fellenius slice method gave a safety coefficient of around 0.78.

### 3.2. Bishop's Method

To compare between the analytical methods, we calculate the safety coefficient using the Bishop method while keeping the reference model previously analyzed using the Fellenius method. The safety coefficient is estimated at 0.90 in the case of a calculation with the Bishop method.

We can say that the calculation according to the Fellenius method is more unfavorable. So, in the following numerical calculations we focus on the Fellenius method.

## 4. FINITE ELEMENT ANALYSIS

In this part of study, a numerical study is carried out in order to calculate the safety coefficient by the finite element method integrated into the PLAXIS 2D code (V8.2). The objective is to compare the numerical results with the analytical ones.

### 4.1. Reference model and calculation in FEM software

The numerical analysis is carried out on the reference model already calculated manually by the analytical methods (Figure 4). So,The soil input parameters are those used in the analytical calculation. The soil model chosen is that of Mohr-Coulomb.

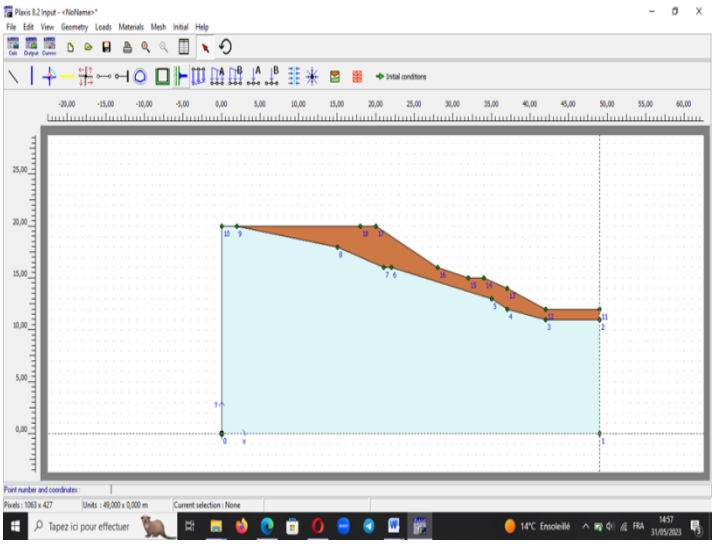


Figure 4. Reference model under the plaxis software.

### 4.2. Mesh and effectiv stress condition

The PLAXIS code allowed us to visualize the regular mesh chosen for the current study study (Figure 5). Firstly, you must pass the generate option in order to choose the water level (hydraulic conditions). Thus, you can also visualize the effective stress in the model (Figure 6).

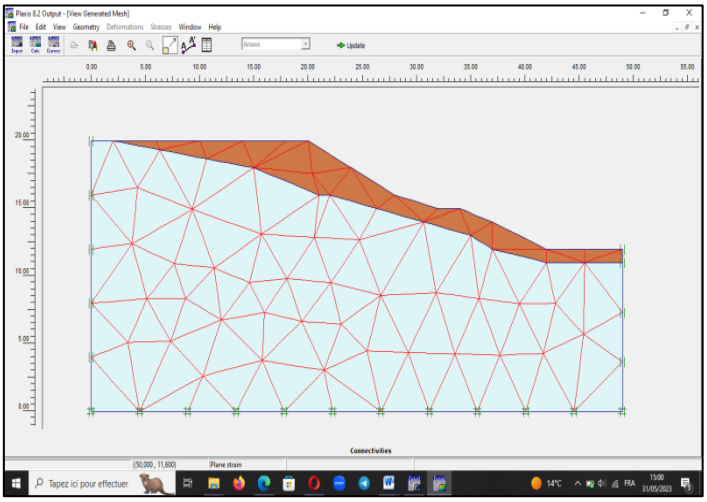


Figure 5. Reference model mesh.

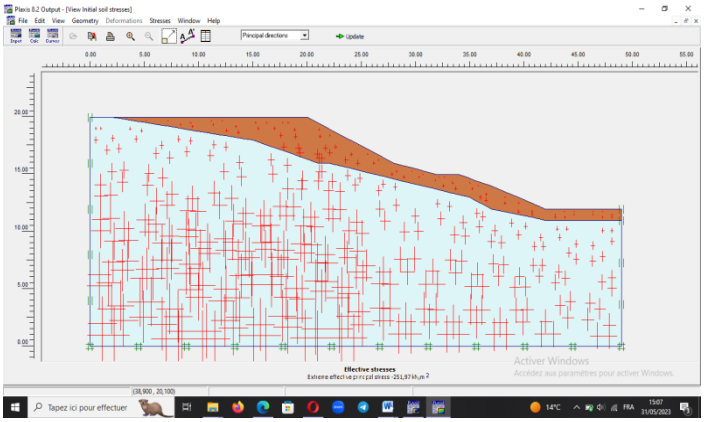


Figure 6. Effective stress.

### 4.3. Numerical calculation phases

In the actuel study, “Phi/C reduction” calculation mode has adopted . The “Phi/C reduction” mode is used in a safety factor calculation where the soil shear parameters are the most dominant. Two calculation phases follow one another; the first consists of the construction of the embankment, and the second consists of calculating the safety coefficient.

### 4.4. Numerical results

We can visualize the appearance of the total displacement; it is indeed a rotational slip (Fig ure 7).
Plaxis gives us the appearance and value of the safety coefficient of the slope studied (Figure 8). The value of the safety coefficient is FsPlaxis=0.72.

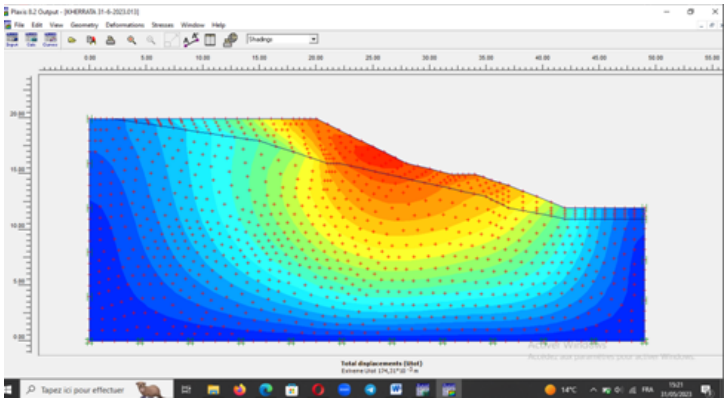


Figure 7. Total deformation.

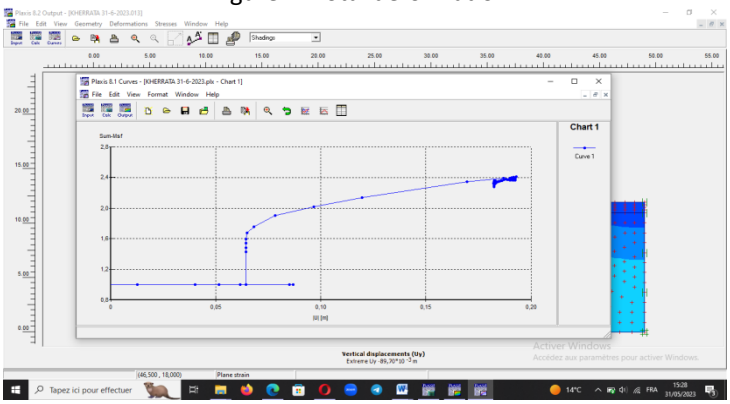


Figure 8. Menu curves, safety sactor calculation.

The analytical and numerical calculation results are presented in Table 2.

Table 2. Comparison between analytical methods (Bishop, Fellenius) and FEMethod

| C | $\varphi$ | $\gamma$ | FS Bishop | Fs Fellenius | Fs PLAXIS |
|---|---|---|---|---|---|
| 14 | 27.5 | 19 | 0.82 | 0.78 | 0.72 |

The results of the analytical method of Bishop and by the numerical method using the PLAXIS code are very close, and are underestimated by 1% to 4% compared to the analytical method of Fellenius.

## 5. CONCLUSION

The analysis of the stability of land against sliding is a complex operation insofar as a multitude of aspects interfere, in particular the uncertainty in the geotechnical parameters.
The sliding mechanism is also complex and is only described in a simplistic manner by slope stability calculation methods.

Limit equilibrium methods are the most classic in soil mechanics but they require predetermination of the failure lines. As for finite element methods in which the most probable slip curve is deduced naturally from the analysis of the state of stress and strain, they require knowledge of the characteristics of the mass in addition to those of resistance.

This study analyzes the sliding stability of sloping lands with a study of the case of the Kherrata “ichhen” embankment, in Ait Idris (Bejaia Governorate), as well as calculations of the safety coefficient by the different methods (analytical and numerical) for comparison between the results.
The main findings drawn from this study are:
• This study allowed us to highlight that the results obtained by the analysis of two approaches (Fellenius and Bishop), despite their principles being totally different, are more or less comparable.
•The analysis of the slope sliding using the analytical methods of limit equilibrium showed that "Fellenius" underestimates the values of the safety factor compared to those calculated by "Bishop".
•The results of calculating the safety factor either by analytical methods or by the numerical method using finite element method integred in PLAXIS 2D software converge. Then we can use all the methods according to the existing conditions (data, time, precision, etc.).
Therefore, modeling the sliding phenomenon in mathematical and computer form simplifies the method of studying this phenomenon.

## REFERENCES

Donald, I.B., Chen, Z. (1997), “Slope stability analysis by the upper bound approach, Fundamentals and methods”, Canadian Géotechnical Journal, Vol34, 853-862.

Karal, K. (1977),“Energy method for soil stability analyses”, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol103 (GT5), 431-45.

Fawaz, A., Farah E., Hagechehade F. (2014),“Slope stability analysis using numerical modelling”, American Journal of Civil Engineering, Vol 2 (3), 60-67.

Bishop, A.W. (1955), “The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes”, Geotechnique, Vol 5(1), 7–17.

Fellenius, W. (1927), “Earth static calculations with friction and cohesion (adhesion), and assuming circular cylindrical sliding surfaces”, Ernst & Sohn, Berlin (In German).

Brinkgereve, R.B.J., Vermeer P.A. (2003), “PLAXIS version 8, Validation manuel”, Delft University of Technology and PLAXIS BV, Netherlands.

Sellami S., Belamri S. (2014), “Study of stability and reinforcement of landslide CW 16 Ait Idriss-Béjaia”, MasterThesis, University of Bejaia, Algeria (In French).

# DETERMINATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF GEOGRID REINFORCED HIGHWAY EMBANKMENTS USING REDUCED SCALE SHAKE TABLE TESTS

# DETERMINATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF GEOGRID REINFORCED HIGHWAY EMBANKMENTS USING REDUCED SCALE SHAKE TABLE TESTS

**Yasin S. Toksoy[1], Ayşe Edinçliler[2]**

## ABSTRACT

Roads and highway embankments are earth structures that are quite susceptible to earthquake hazards. In addition, they are considered to be main lifelines that should be in continuous operation during and after natural disasters like earthquakes. Geosynthetic reinforcement can successfully mitigate earthquake-induced damages on highway embankments. It is one of the smartest reinforcement techniques due to their unique characteristics. The inclusion of geosynthetics in highway embankments may provide additional tensile strength and durability to construct more stable and earthquake-resistant embankments. Reduced scale shake table laboratory testing is a very efficient way to determine the seismic performance of engineering structures. This study represents the experimental results of the reduced-scale shake table tests on the seismic behavior of the geogrid-reinforced embankment. Shake table tests of unreinforced and geogrid-reinforced highway embankment models, which had been modeled with respect to the prototype, have been subjected to harmonic dynamic excitation. Experimental results were compared due to the selected performance criteria. Presented results highlighted that using geogrid reinforcement in highway embankments is an efficient method to mitigate earthquake hazards.

***Keywords:*** *Highway Embankments, Seismic Performance, Geosynthetics, Geogrid, Shake Table Tests*

## 1. INTRODUCTION

Major earthquakes cause significant damage to road and highway embankments. As a result of the recent destructive earthquakes of the 2023 Kahramanmaraş Earthquakes ($M_w$:7.7 and $M_w$:7.6), a significant number of highway embankments failed or were heavily damaged in the region which halted the transportation of the required safety and emergency needs (KRDAE, 2023). This situation clearly shows that highway embankments are seriously vulnerable to earthquake-induced damages. Renovation of earth structures is typically simpler than repairing concrete or other materials.

Structural stability, integrity and durability of roads and highway embankments must be maintained during the early construction stages. Different methods can be implemented to achieve the required stability conditions. There are several techniques available in the literature to reinforce these structures and improve their static and dynamic performance (Edinçliler and Toksoy, 2017; Toksoy, 2014).

[1] Ph.D. Candidate, Boğaziçi University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Earthquake Engineering Department, yasin.toksoy@boun.edu.tr
[2] Prof. Dr., Boğaziçi University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Earthquake Engineering Department, aedinc@boun.edu.tr

Geosynthetics are synthetic materials that are specifically designed to solve engineering problems of engineering structures. The use of geosynthetics has become a smart and cost-effective solution for achieving the required stability conditions in civil, geotechnical, and earthquake engineering applications. Geosynthetics can be used to solve and prevent a variety of problems under static loading conditions as well as under dynamic loading and seismic impact since geosynthetics have the ability to absorb dynamic forces and transmit reduced dynamic loads to engineering structures they are implemented to (Edinçliler and Toksoy, 2018).

Geogrids, which consist of synthetic material formed into a grid-like structure with openings, are one of the most popular and commonly used forms of geosynthetics. The effectiveness of geogrid reinforcement for increasing the performance of embankments, slopes, retaining walls, or any other engineering structures is based on the soil-geosynthetic interface properties such as interface friction and interlocking characteristics. (Koerner, 2005).

Physical modeling represents the behavior of a model structure, which is considered a representative of a prototype. Full-scale modeling is used when all the properties of the prototype structure are replicated with a 1:1 scale in the laboratory. In the small-scale models, a reduced-scale model of a full-size structure, a prototype, is created. The scaled model is instrumented and tested to investigate the behavior of the prototype structure. Various studies in the literature focus on mitigating earthquake hazards in engineering structures. Highway embankments are one of the least studied structures, even though highway embankments and roads are clearly vulnerable to earthquake-induced damage. It is crucial to improve the seismic performance of highways as well as to mitigate earthquake-related hazards to provide continuous operation of such lifeline structures (Toksoy, 2014**;** Edinçliler and Toksoy, 2017). In the literature, a few shake table experiments related to the seismic behavior of reinforced slopes and embankments were performed by Wartman et al. (2005), Lin and Wang (2006), Srilatha et al. (2013), Lin et. al. (2015).

Seismic performance of highway embankments, especially in earthquake-prone areas should attract more attention due to the necessity that highways should be in continuous operation. This experimental study consists of shake table tests performed on a 1/10 scaled unreinforced highway embankment model and a geogrid reinforced highway embankment model. In this study, the similitude requirements for 1g tests (Iai, 1989; Iai, 1997; Iai and Sugano, 1999) were adopted for the embankment models. The obtained results were evaluated and compared with respect to the defined performance indicators of transmitted accelerations and displacements.

## 2. EXPERIMENTAL STUDY

1g shake table tests were performed on reduced scale models. Highway embankment models for shake table experiments were designed using a rigid soil box with dimensions of 90×40×50 cm. The rigid soil box is made of plexiglas with 15mm thickness.

During the study, two different embankment models were studied. These are dimensionally identical unreinforced and geogrid-reinforced embankment models. Preliminary seismic performance tests showed that two layers of geogrid reinforcement is enough to provide the required stability conditions under static and dynamic conditions. Geogrid reinforcement layers are placed at the bottom and precisely in the middle height of the embankment model. The geogrid layers have an ultimate tensile strength of $T_{ult}$:40 kN/m.

Embankment models are designed with respect to the regulations and the recommendations of FHWA-NHI-09-083 and KGM 2013. The prototype highway embankment is considered as a 10mx10m dimensions with 2m height, and the model embankment is designed as a 1:10 scale of the prototype. Embankments were placed over the same foundation soil, which is Silivri Sand with a density of 16.5 kN/m$^3$ and the relative density of Dr: 60%.

Embankment models are dimensionally identical with H:20cm, L:25cm with slope inclination of 45° shake table tests are performed at BU-KOERI laboratory. A total of nine accelerometers and three displacement sensors were used for the experiments. The test set-up is represented in Figure 1 and the instrumentation

plan is given in Figure 2. Time-scaled incremental harmonic excitation (1-50Hz;38sn) used for the shake table experiments is shown in Figure 3.

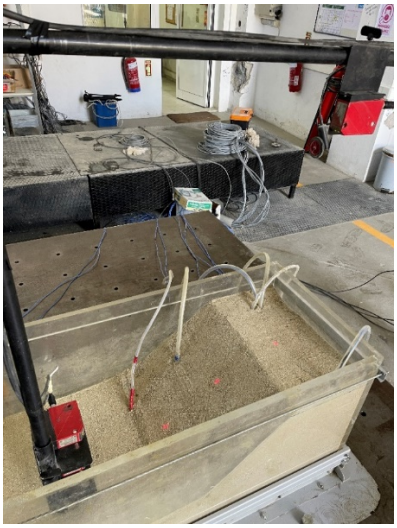


Figure 1. Test set-up of the embankment models.

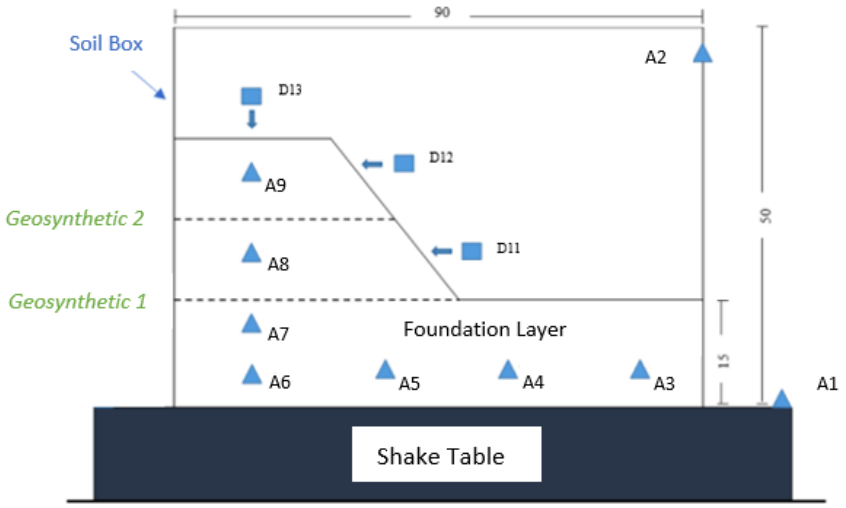



Figure 2. Instrumentation plan.

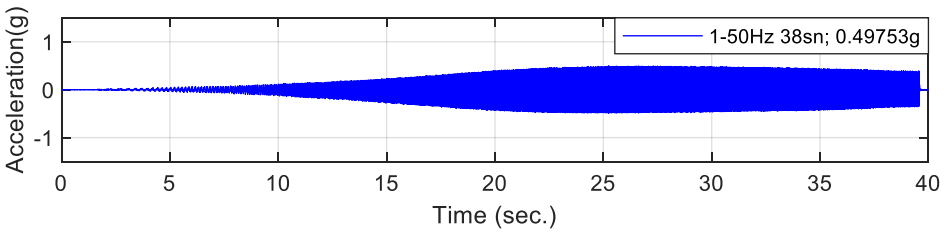



Figure 3. Input dynamic motion.

## 3. RESULTS

When the input dynamic motion is subjected to the unreinforced embankment model, the accelerometers located at the same height in the foundation layer (A3-A6) measure around 0.75g. Transmitted accelerations increase within the embankment body with respect to the increased height and reach to 1.23g on A8 and 1.43g on A9 at crest level (Figure 4).

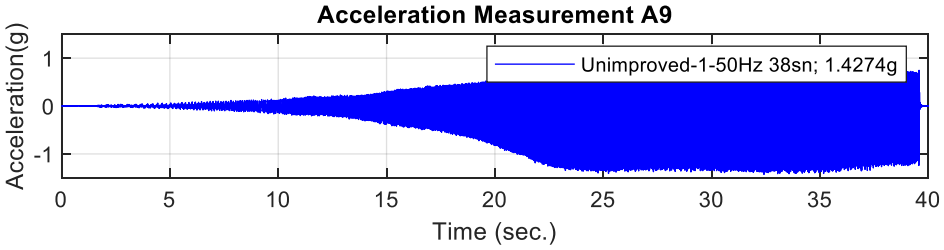



Figure 4. Acceleration-Time History of A9 in unreinforced model.

Due to the applied dynamic motion, the crest of the embankment model displaces 1.40cm horizontally (D12) and 12mm vertically (D13) for the given dynamic excitation, as given in Figure 5 and Figure 6.

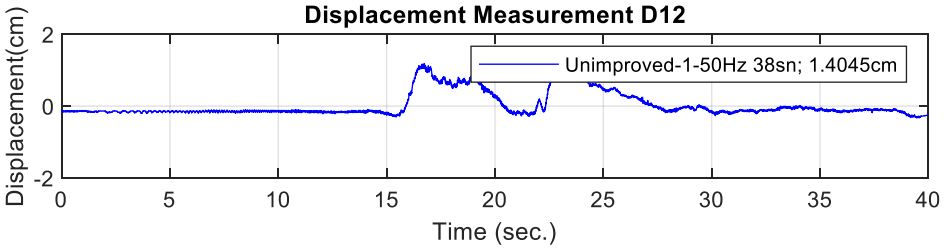



Figure 5. Displacement-Time History of D12 in unreinforced model.

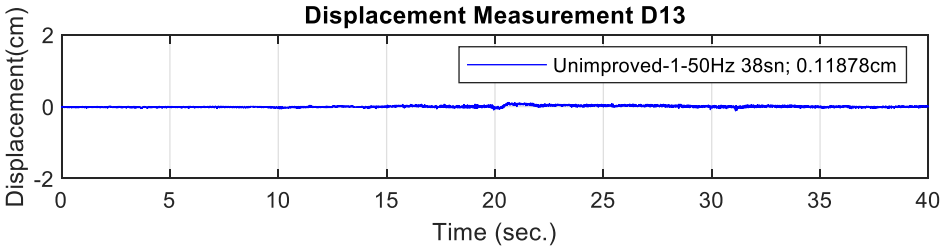



Figure 6. Displacement-Time History of D13 in unreinforced model.

Obtained results from the geogrid reinforced highway embankment model show that, the amplitude of transmitted accelerations increase within the embankment is measured as 0.74g on A8 and 0.95g on A9 (Figure 7).

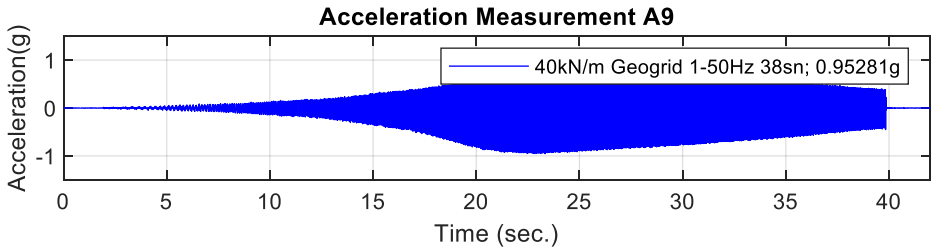



Figure 7. Acceleration-Time History of A9 in geogrid reinforced model.

Under the given motion, the geogrid reinforced embankment model displaces 45mm horizontally (D12) and 32mm vertically (D13), as represented in Displacement-Time histories (Figure 8 and Figure 9).

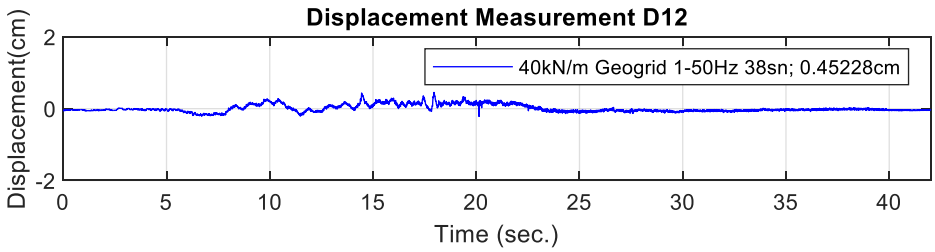



Figure 8. Displacement-Time History of D12 in geogrid reinforced model.

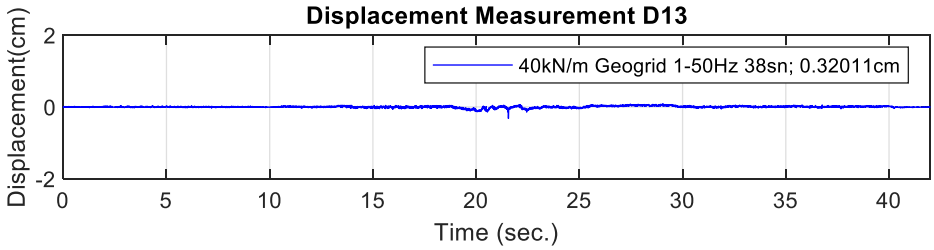



Figure 9. Displacement-Time History of D13 in geogrid reinforced model.

## 4. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

The objective of this study is to investigate the seismic performance of reduced scale unreinforced and geogrid reinforced highway embankments in a comparative manner performing shake
table tests. Evaluation of the seismic performances of unreinforced and geogrid-reinforced embankment models in terms of transmitted accelerations show that the geogrid-reinforced embankment model performs much better Transmitted accelerations measured on A8 and A9 are 39.8% and 33.6% less in geogrid reinforced embankment model under 1-50Hz sine sweep excitations in comparison with the unreinforced case.

The provided additional tensile strength by the geogrid reinforcement successfully reduces the measured displacements on the embankment model. Experimental results show that horizontal displacements measured from the toe (D11) and the crest (D12) of the geogrid reinforced embankment model are 74.6% and 67.9% less, respectively, when compared to the unreinforced model.

The presented results highlighted that using geogrid reinforcement in highway embankments is an efficient method to mitigate the earthquake hazards of such engineering structures. The effectiveness of geogrid

reinforcement for increasing the dynamic performance of structures is based on the soil-geosynthetic interface properties such as interface friction and interlocking characteristics.

It should be highlighted that the obtained results are only valid for the given dimensions, specified embankment, and geosynthetic material properties and applied dynamic excitation.

## ACKNOWLEDGEMENT

*This research has been supported by Boğaziçi University Research Fund Grant Number BAP 15901 and Türkiye Cumhuriyeti Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı Geoteknik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi Projesi Fund Grant Number 2012K120500.*

## REFERENCES

2023 KRDAE Deprem Öndeğerlendirme Raporu v.2 (2023).

Edinçliler, A., Toksoy, Y.S. (2017), "Physical model study of the seismic performance of highway embankments with and without geotextile", Journal of Earthquakes and Tsunami, Vol 11, No 2.

Edinçliler, A., Toksoy, Y.S. (2017), "Shake table tests to measure the dynamic performance of geotextile-reinforced embankment", Periodica Polytech Civil Engineering, Vol 61, No 4, 803–814.

Edinçliler, A., Toksoy, Y.S. (2018), "Effects of improvement techniques on seismic performance of highway embankments", In: 16th European conference on earthquake engineering (16ECEE) proceedings, 18–21 June, Thessaloniki, Greece.

FHWA NHI-07-092. (2008), "Geosynthetic Design & Construction Guidelines", U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, USA.

Iai, S., Sugano, T. (1999), "Soil-structure interaction studies through shaking table tests", Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, 927–940.

Iai, S. (1989), "Similitude for shaking table tests on soil-structure fluid models in 1-g gravitational field", Soils and Foundations, Vol. 29, No 1, 105–111.

Iai, S. (1997), "Discussions: One gravity model testing", Soils and Foundations, Vol. 37, No 1, 137.

Karayolları Teknik Şartnamesi. (2013). Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye.

Koerner, R.M. (2005), "Designing with Geosynthetics", Pearson Education, Inc, Upper Saddle River, NJ, USA.

Lin, M. L., Wang, K. L. (2006), "Seismic behavior in a large-scale shaking table test", Engineering Geology, Vol 86, 118–133.

Lin, Y. L., Leng, W. M., Yang, G. L., Li, L., Yang, J. S. (2015), "Seismic response of embankment slopes with different reinforcing measures in shaking table tests," Nat. Hazards, Vol 76, 791–810, doi:10.1007/s11069-014-1517-5.

Srilatha, N., Latha, G. M., Puttappa, C. G. (2013), "Effect of frequency on seismic response of reinforced soil slopes in shaking table tests", Geotextiles and Geomembranes, Vol 36, 27–32.

Toksoy, Y.S. (2014), "Investigation of the seismic performance of reinforced highway embankments", MSc Thesis, Boğaziçi University, Istanbul, Turkey.

Wartman, J., Seed, R. B., Bray, J. D. (2005), "Shaking table modeling of seismically induced deformations in slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 131, No 5, 610–622.

# EFFECTS OF CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE MOTION ON SEISMIC PERFORMANCE OF RETAINING WALL WITH TIRE WASTE-SAND CUSHION: EXPERIMENTAL STUDY

EFFECTS OF CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE MOTION ON SEISMIC PERFORMANCE OF RETAINING WALL WITH TIRE WASTE-SAND CUSHION: EXPERIMENTAL STUDY

**Ayşe Edinçliler[1], Bilge Sultan Demirtaş[2,3]**

## ABSTRACT

Retaining walls are commonly constructed in earthquake-prone areas. The seismic performance of retaining walls can be increased by using one of the improvement techniques. Recently, lightweight materials as a "cushion layer" has been included behind the retaining wall. These materials have many advantages, including low unit weight, low bulk density, and high vibration absorption capacity. Waste tire-derived materials-sand mixtures and expanded polystyrene (EPS geofoam) are some of the lightweight materials used as cushions behind a retaining wall. This study aims to investigate the effects of earthquake characteristics on the seismic performance of the retaining wall with a tire waste-sand cushion. Tire waste-sand cushion material was used as a 10 percent tire crumb addition to the sand by weight (TC10). Shaking table experiments were carried out by constructing the 1/25 scale retaining wall model with a cushion layer in a rigid-sided soil box. It is observed that the characteristics of input motions have a significant influence on the seismic performance of the cushioned retaining wall.
***Keywords:*** *Tire Waste-Sand Mixtures, Shake Table Tests, Soil Improvement, Retaining Walls, Cushion.*

## 1. INTRODUCTION

In the literature, two different compressible layers as expanded polystyrene (EPS), which is called geofoam, and tire wastes-sand mixtures are placed against the retaining structures to attenuate earthquake-induced dynamic earth pressures against rigid walls and to reduce lateral static earth pressures. Bathurst et al. (2007) showed that the inclusion of geofoam behind the retaining wall reduces lateral earth pressure at varying rates depending on the geofoam properties. Hazarika et al. (2008) used tire chips behind caisson-type walls in shaking table experiments and stated that the cushion layer reduced both seismic forces and permanent displacements. Ertuğrul and Trandafir (2014) stated that adding a compressible layer behind the wall reduces the lateral loads affecting the retaining wall model.

The aim of this study is to examine the influence of the characteristics of earthquake motions on the seismic behavior of retaining walls with cushions. The seismic performance of the 1/25 scaled retaining wall was evaluated by conducting a series of shaking table tests. Edinçliler and Yıldız (2022) observed that tire waste content significantly affects the shear modulus and damping ratio of the tire waste-sand mixtures. The cyclic triaxial tests performed by Edinçliler and Yıldız (2022) showed that 10 percent tire crumb addition to the sand by weight (TC10) had a higher damping ratio compared to the sand. In the shake table tests, the material properties of TC10 are used as cushion material. The cushion material is placed behind the wall by using the (t) thickness of the cushion material under three different earthquake motions. The effects of input motion characteristics on the retaining wall with TC10 cushion are evaluated by comparing the acceleration and displacement response of the retaining wall under the given earthquake motions.

[1] Prof. Dr., Boğaziçi University, aedinc@boun.edu.tr
[2] Res. Asst., İstanbul Gelişim University, bsdemirtas@gelisim.edu.tr
[3] Ph.D. Student, Boğaziçi University, bilge.demirtas@boun.edu.tr

## 2. MATERIALS AND METHODS

Details on the shake table tests conducted on a 1/25 scaled retaining wall model are given in the following parts:

### 2.1. Sand

The experiments were conducted using dry, cohesionless sand called "Silivri Sand." The grain size distribution of Silivri sand was determined using ASTM D422 and D6913 (Figure 1). According to the United Soil Classification System (USCS), Silivri sand is poorly graded sand (SP).

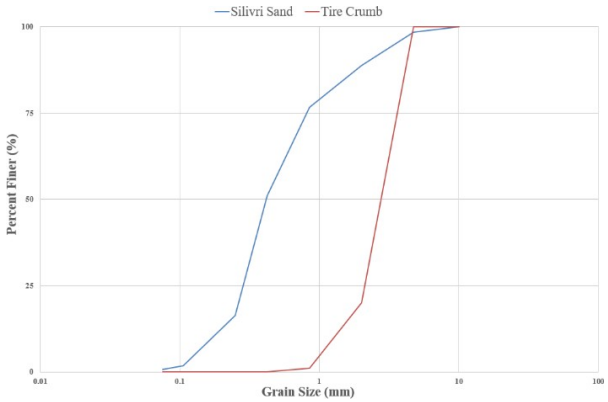



Figure 1. The grain size distribution of Silivri Sand and Tire Crumb.

### 2.2. Tire Crumb

The grain size distribution of tire crumb is presented in Figure 1. The D50 value for the tire crumb was found to be 2.7. The tire waste material is depicted in Figure 2, while TC10 was selected as the cushion material. The unit weight of the TC10 material was determined to be 14.5 kN/m$^3$. The TC10 cushion material was placed behind the model wall with a thickness of 2 cm, corresponding to 50 cm at the prototype wall.



Figure 2. Tire crumbs used in the mixture.

### 2.3. Experimental Program

*Wall Model*

The retaining wall model was created with a scaling factor of 1/25, which was carefully selected based on the dimensions of the rigid-sided soil box. Scaling relations proposed by Iai (1989) and developed by Muir Wood et al. (2002) and Muir Wood (2004), as presented in Table 1, were utilized to determine the scaled model properties. The model itself was constructed using aluminum material, and a comparison of the prototype wall and the 1/25 scaled wall model can be seen in Figure 3.

Table 1. The scale factor for the 1g shaking table test (Iai, 1989)

| Variable | For 1g Model | Scale Factor |
|---|---|---|
| Length | n | 25 |
| Density | 1 | 1 |
| Stiffness | $n^{0.5}$ | 5 |
| Acceleration | 1 | 1 |
| Velocity | $n^{0.5}$ | 5 |
| Displacement | n | 25 |
| Stress | n | 25 |
| Strain | 1 | 1 |
| Dynamic Time | $n^{0.5}$ | 5 |
| Frequency | $1/n^{0.5}$ | 1/5 |

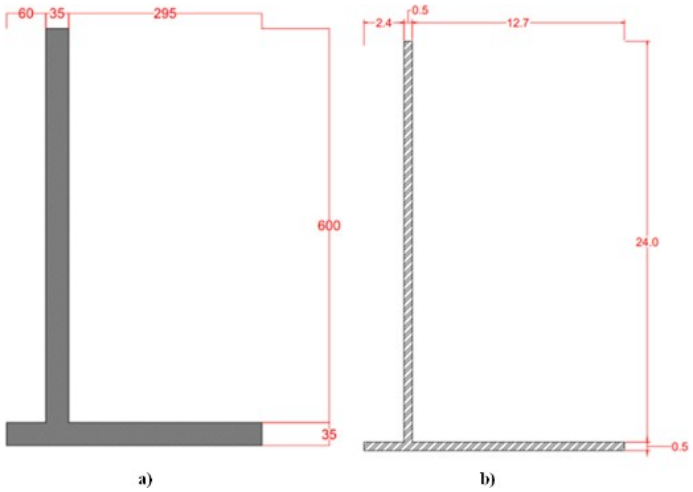



Figure 3. Retaining wall models a) the prototype wall and b) the scaled wall.

*Sample Preparation*

The shake table tests were conducted using a rigid-sided soil box measuring 900x400x500 mm with a thickness of 15 mm developed by Edinçliler and Toksoy (2017a and 2017b). The scaled model of a retaining wall was utilized to establish shaking table models with a TC10 cushion. The foundation soil was then poured into two layers and compacted to reach a density of 16.5 kN/m$^3$. Then, the retaining wall model was placed on the foundation layer. The cushioned case was prepared by placing a 2 cm thick TC10 cushion layer behind the wall before backfill soil was poured. The backfill soil was filled and compacted in two layers. The experimental plan is given in Figure 4.

*Shake Table Tests*

The test model was subjected to three different earthquake recordings. The north-south component of the 1999 Kocaeli Earthquake (Mw=7.4), the north-south component of the 2020 İzmir Earthquake (Mw=6.9), and the north-south component of the 1940 El-Centro Earthquake (Mw=6.9) motions were selected for the experiments. The date, station, predominant frequency, and peak ground acceleration information for selected earthquakes are listed in Table 2. The time-scaled earthquake motions based on the similitude laws by Iai (1989) are shown in Figure 5. During the tests, the acceleration and displacement response are measured.

Table 2. The input motions used in the experimental study.

| Name | Date | Station | Component | f (Hz.) | PGA (g) |
|---|---|---|---|---|---|
| Kocaeli Eq. | 17.08.1999 | Izmit | N-S | 2.3 | 0.22 |
| İzmir Eq. | 30.10.2020 | Kuşadası | N-S | 7.0 | 0.18 |
| El-Centro Eq. | 18.05.1940 | ImperialValley-02 | N-S | 3.4 | 0.32 |

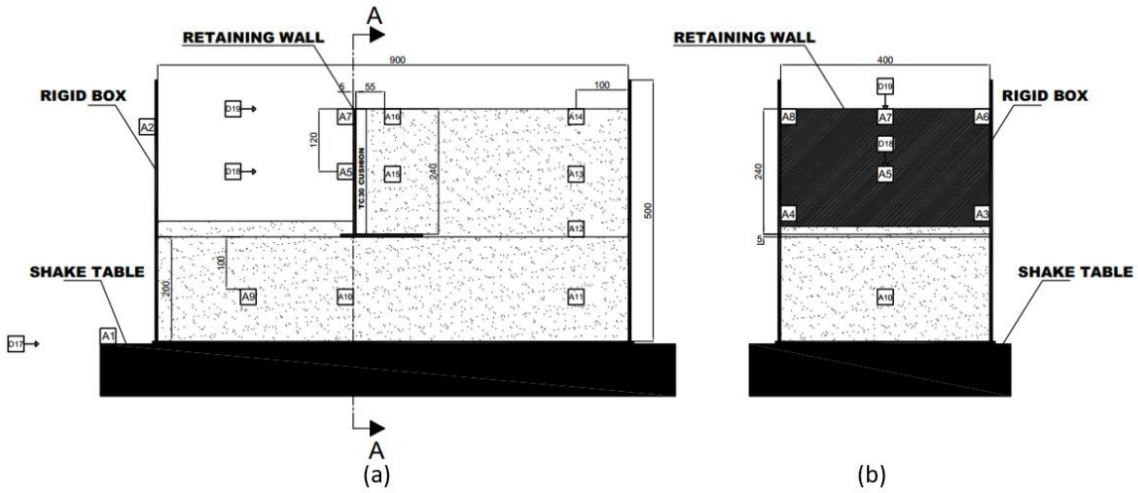



Figure 4. The instrumentation plan a) the side view and b) the cross-section (A-A).

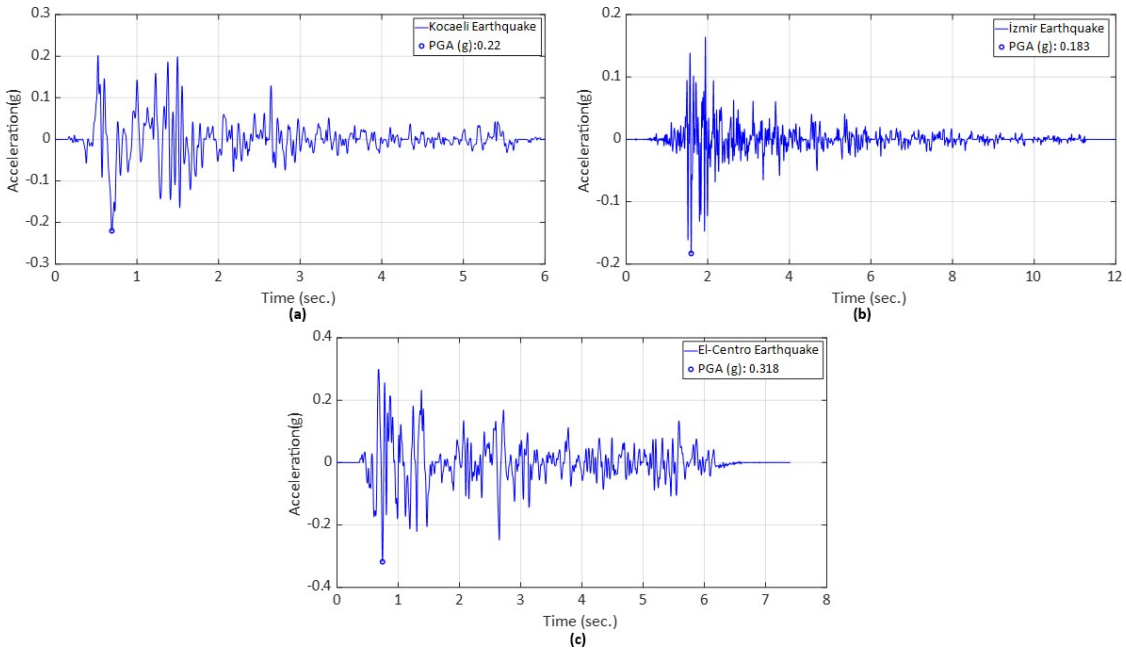



Figure 5. The scaled acceleration-time histories a) Kocaeli Earthquake (Izmit station), b) Izmir Earthquake (Kuşadası Station), and c) El-Centro Earthquake (Imperial Valley-02) motion

## RESULTS AND DISCUSSION

Effects of tire waste-sand cushion under three different earthquake motions are given below:

### 3.1. Acceleration Response

Acceleration time histories measured at the top of the wall with TC10 cushion under the input motions are given in Figure 6. The greatest increase in maximum acceleration at the top of the wall (99%) was observed

under the Izmir earthquake motion. Under Kocaeli and El-Centro earthquake motions, 21% and 29% increases in maximum acceleration value were determined. The Izmir earthquake motion has the lowest PGA and the highest predominant frequency values compared to other input motions. This feature may be the reason for the considerable change in the PGA at the top of the wall.

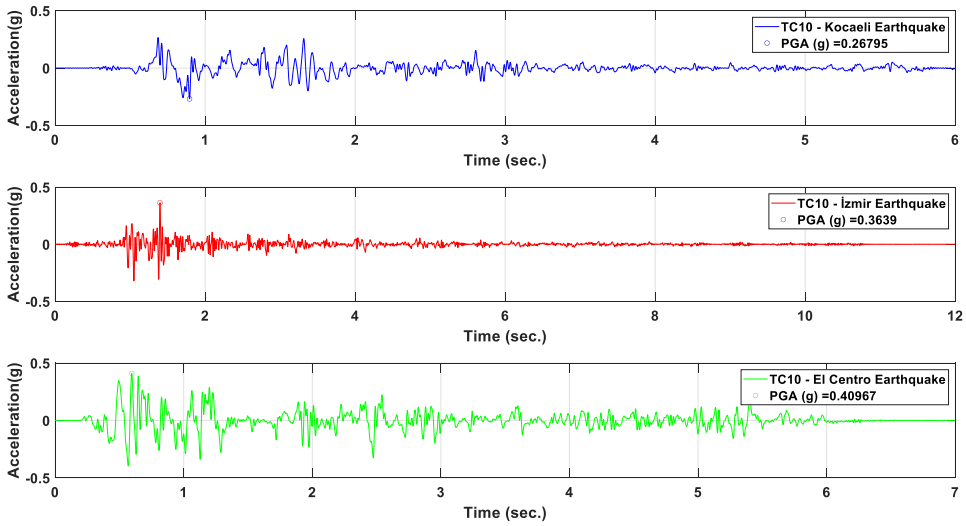



Figure 6. Acceleration time histories measured at the top of the wall with a TC10 cushion under the input motions.

The peak spectral acceleration (SA) values of the scaled input motions as Kocaeli, İzmir, and El Centro earthquake motions are determined as 0.85g (at T=0.060 sec), 0.54g (at T=0.085 sec), and 1.01g (at T=0.110 sec), respectively. Spectral Accelerations at the top of the wall with TC10 cushion under the input motions are given in Figure 7. The increase rates in peak SA at the top of the wall are 28%, 93%, and 15% under Kocaeli, İzmir, and El Centro earthquake motions, respectively. Similar to acceleration response, the greatest increase in short-period spectral acceleration was observed under İzmir earthquake motions.

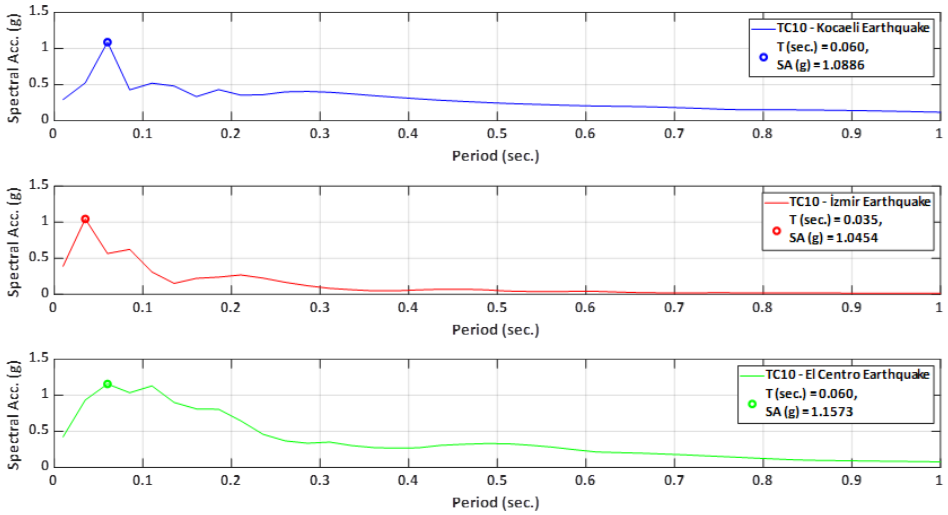



Figure 7. Spectral Accelerations at the top of the wall with TC10 cushion under the input motions.

### 3.2. Displacement Response

The maximum displacements of the scaled Kocaeli, İzmir, and El Centro earthquake motions were measured as 1.69 cm, 0.90 cm, and 1.79 cm, respectively. Displacement time histories at the top of the wall with TC10 cushion under the input motions are given in Figure 8. The lateral displacement values at the top of the wall are lower than those of input motions. The lowest displacement response is observed under İzmir Earthquake. The frequency content of the motion may be the reason for the lowest displacement response.

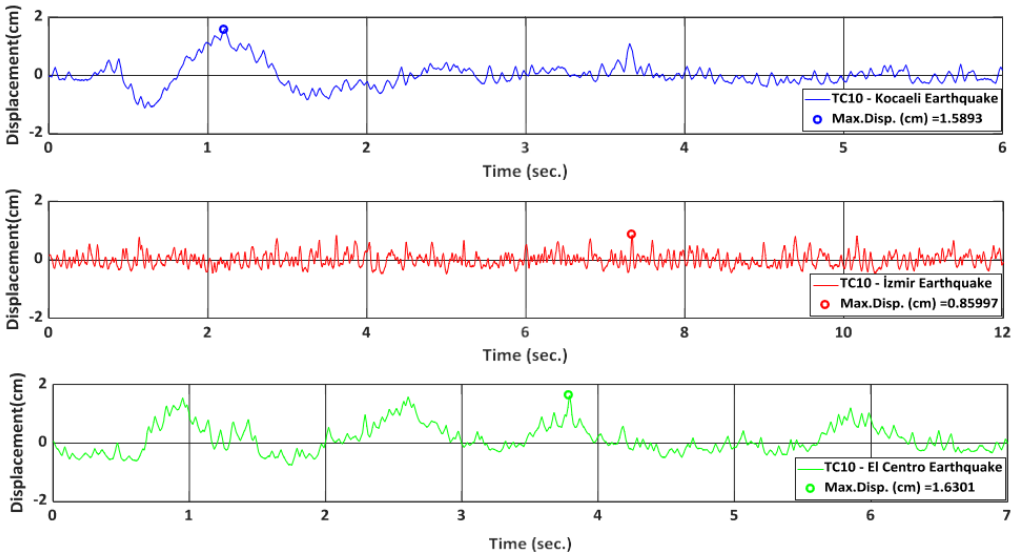



Figure 8. Displacement time histories at the top of the wall with TC10 cushion under the input motions.

## 3. CONCLUSIONS

Test results showed that the seismic performance of the retaining wall model with TC10 cushion is significantly influenced by the earthquake characteristics, including frequency content, PGA, and duration. The effects of these properties have been found to be particularly important in acceleration responses. The findings are based on the test conditions and input motions used in this study.

## REFERENCES

Edincliler, A., Toksoy Y.S. (2017a), "Shake Table Tests to Measure the Dynamic Performance of Geotextile-reinforced Embankment", Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 61, No. 4, pp. 803–814.

Edincliler, A., Toksoy Y.S. (2017b), "Physical Model Study of the Seismic Performance of Highway Embankments with and without Geotextile", Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 11, No. 02, pp. 1750003.

Edinçliler, A., Yildiz O. (2022), "Effects of processing type on shear modulus and damping ratio of waste tire-sand mixtures", Geosynthetics International.

Ertugrul, O.L., Trandafir, A.C. (2014), "Seismic Earth Pressures on Flexible Cantilever Retaining Walls with Deformable Inclusions", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 6, No. 5, pp. 417–427.

Hazarika, H., Kohama E., Sugano T. (2008), "Underwater Shake Table Tests on Waterfront Structures Protected with Tire Chips Cushion" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 134, No. 12, pp. 1706–1719.

Iai, S. (1989), "Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field", Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 105–118.

Muir Wood, D, (2004), "Geotechnical Modelling", Spon Press, London and New York.

Muir Wood, D., Crewe A., Taylor C., (2002), "Shaking table testing of geotechnical models", International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 2, No. 1, pp. 1–13.

# POLYMER SENSOR FOR MEASUREMENT OF SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVES (SWCC)

**Gerarldo Davin Aventian[1], Alfrendo Satyanaga[2*], Jong Kim[3]**

## ABSTRACT

Soil-water characteristic curves (SWCC) are an important properties of unsaturated soil, but the technology used to obtain them has severe constraints, including time, effort, and cost. In this study, a newsensor based polyacrylamide (PAM) polymer sensing technology is developed for measuring soil suction using osmotic pressure rather than capillary pressure. The soil sample from Astana, classified as clayey sand was used for validation of the developed polymer sensor. Tempe Cell was used to assess the performance of the measured data from this new polymer sensor. Since the current developed sensor is only applicable from low to middle suction region, the entire SWCC was created with the help of conventional unsaturated devices such as Tempe Cell for low suction area and WP4C for high suction area. However, it has been demonstrated that the sensor can be used as an alternative device for rapid measurement of SWCC.
***Keywords:*** *Polymer sensor, polyacrylamide, unsaturated soil, soil-water characteristic curves*

## 1. INTRODUCTION

Design of geotechnical structures are affected by the location of groundwater table (GWT) in the soil. The presence of GWT generates the soil suction in the unsaturated zone above GWT, which is a component of soil-water characteristic curves (SWCC). It is defined as the difference between pore-air and pore-water pressures in soil, and it is regulated by capillary movement between macro and micro pores. (Fredlund & Rahardjo, 1993; Zhai et al., 2020).

Numerous indirect and direct measurement techniques for SWCC have been developed. Gardner (1937) proposed indirect measurement, for example, using filter paper, where the methods and data processing are easier than in other methodologies. However, this method is time-consuming, has low measurement precision, and necessitates the use of a calibration curve between soil suction and observed parameters (Ren et al., 2020; Liu et al., 2022). In contrast, examples of direct measurements are Tempe Cell and pressure plates (Abeykoon et al., 2017). Although direct techniques are more accurate, they are also more costly, laborious, and sophisticated. For example, they have the ability to measure suction until 1500 kPa, yet it takes between 6 and 8 weeks to gather 10 results in clayey soil (Rahardjo et al., 2018).

Several tools have been developed with the help of technology to ease the process of measuring SWCC. A conventional tensiometer and a METER group HYPROP can be used to measure suction in the field and laboratory, respectively; however, their suction range is restricted to 100 kPa due to cavitation. A centrifuge in conjunction with a cooled mirror psychrometer may be used, but it requires a high-speed machine to create a greater suction range (Rahardjo et al. 2018). The WP4C potentiometer is not applicable at suction values less than 1500 kPa (Liu et al. 2022). High capacity tensiometers can measure suction up to 1500 kPa (Mendes et al., 2020); nevertheless, the suction of the soil specimen was modified continuously or discretely (Liu et

[1] Research Scholar, Nazarbayev University, gerarldo.aventian@nu.edu.kz
[2] Assistant Professor, Nazarbayev University, alfrendo.satyanaga@nu.edu.kz
[3] Professor, Nazarbayev University, jong.kim@nu.edu.kz
[*] Corresponding author

al., 2022). Thus, polymer has been used as an alternative since it is based on the gradient of hydraulic or osmosis pressure rather than pure water pressure.

In this study, the polymer sensor, were used to measure the SWCC of Astana's soil. The sensor consisted of polyacrylamide (PAM) polymer with 5% concentration of cross-linking, since according to Liu et al., (2022), it provides the highest and most stable pressure of all. The scope of work in this study includes review of polymer characteristic, index properties, preparation of sensor, Tempe Cell validation, and SWCC measurement.

## 2. TOOLS

### 2.1. PAM Polymer

The polymer was made with crosslinking method with the procedure was according to Liu et al. (2021). The crosslinking is chosen since it helps maintain the polymer structure and improves its properties (Kuckling et al. 2012). According to Heidari et al., (2018), the materials are acrylic acid and acrylamide as monomer, N,N'-methylenebisacrylamide as the crosslinker, and potassium peroxodisulphate, potassium persulfate, and sodium hydrogen sulfate as the initiators. The utilized PAM weighs 0.1 gram and has a diameter of 1.51 cm since it is accordance with the previous study conducted by Liu et al., (2021).

### 2.2. Polymer Sensor

The sensor was originally manufactured by KELLER where under the chamber, the sensor is equipped with an insulated piezoresistive sensor (KELLER, 2022). The sensor was later improved by incorporating a ceramic disc with a 15 bar capacity at the cap, which works as a semipermeable barrier for the polymer and water (Figure 1). When the ceramic disc achieves a reading less than the air-entry-value (AEV), it can prevent possible water loss from the saturated ceramic disc during soil suction testing (Liu et al., 2022). Water may flow into the chamber due to the different hydraulic gradient, but the polymer is unable to convey its particle beyond the chamber. The pressure transducer's present capacity is 3 MPa, however this will be enhanced for future study.

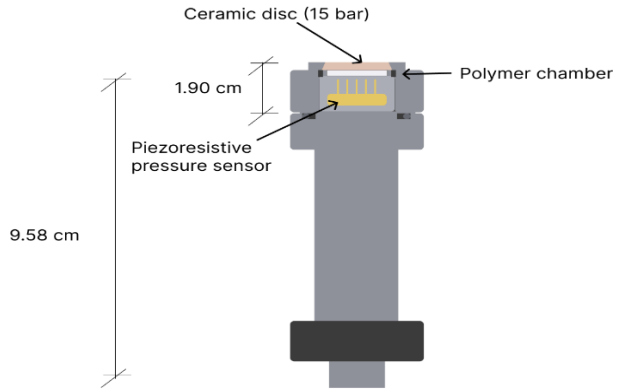



Figure 1.Cross section of polymer sensor

## 3. LABORATORY TESTİNG

### 3.1. Index Properties

The soil that are used in this study is soil from the construction site inside Nazarbayev University, located in Turan Avenue, Astana, Kazakhstan. The index properties were tested using the American Soil Testing Machine (ASTM) standard, and the soil classification was provided using the Unified Soil Classification System (USCS) technique, as shown in Table 1. The compaction test was also carried out in accordance with ASTM D698-12.

Table 1. Index properties

| Index Property Experiment | ASTM Code | Value |
|---|---|---|
| Natural water content, w (%) | D2216-10 | 2.19 |
| Specific gravity, Gs | D854-02 | 2.50 |
| Plastic limit, PL (%) | D4318-00 | 19.33 |
| Liquid limit, LL (%) | | 39.58 |
| Plasticity index, PI | | 20.25 |
| Sand (%) | D422-63 | 84.42 |
| Fines (%) | | 12.64 |
| Soil classification (USCS) | D2487-00 | Clayey sand (SC) |
| Maximum dry density, MDD (g/ $cm^3$) | D698-12 | 1.91 |
| Optimum moisture content, OMC (%) | | 13.5 |

### 3.2. Soil-Water Characteristic Curves

The sample was compacted until it reached the maximum dry density (MDD) condition before the sensor was placed on top of the soil (Figure 2). Water flowed out of the polymer as a result of the difference in osmotic pressure between the polymer and the soil, causing the pressure inside the instrument to fall, acting as a true measurement of soil suction (van der Ploeg, 2008). When the hydraulic gradient between the polymer and the soil became small, the pressure reached equilibrium, indicating that the flow of water stopped and the polymer shrank to its original size. While for the procedure for both Tempe Cell and WP4C is referred to Satyanaga et al. (2019).

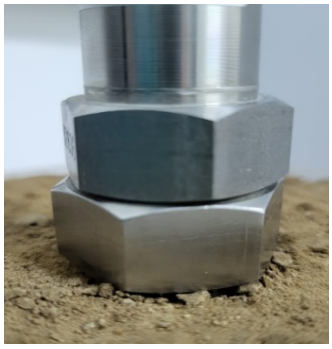


Figure 2. Interaction between sensor cap and soil

The results from all of the data then were best fitted using both Fredlund & Xing (1994) (eq.1) and Satyanaga et al. (2022) (eq.3) equations in order to obtain the SWCC parameter. Both equations need the correction factor (C(ψ)) in eq.2 to guarantee that the water content is negligible at 1 GPa of soil suction (Guan et al. 2009). The Fredlund & Xing (1994) equation was used since it is an effective formula for a variety of soils, whereas Satyanaga et al. (2022) was used to determine whether or not the soil has a bimodal tendency.

$$\theta_w = C_{(\psi)} \left( \frac{\theta_s}{\ln\left[e+\left(\frac{\psi}{\alpha}\right)^n\right]^m} \right) \quad (1)$$

$$C_{(\psi)} = 1 - \frac{\ln\left(1+\frac{\psi}{\psi r}\right)}{\ln\left(1+\frac{10^6}{\psi r}\right)} \quad (2)$$

$$\theta_w = C_{(\psi)}\left[\theta_r + (\theta_{s1} - \theta_{s2})\left(1 - \operatorname{erfc}\frac{\ln\left(\frac{\psi_{a1}-\psi}{\psi_{a1}-\psi_{m1}}\right)}{s_1}\right) + (\theta_{s2} - \theta_r)\left(1 - \operatorname{erfc}\frac{\ln\left(\frac{\psi_{a2}-\psi}{\psi_{a2}-\psi_{m2}}\right)}{s_2}\right)\right] \quad (3)$$

where $\theta_w$ is volumetric water content at any suction; $\theta_s$ is saturated volumetric water content; $\psi$ is soil suction of the soil (kPa); $\alpha$ is soil parameter that is primarily determined by the soil's air entry value (AEV) (kPa); n is a function of the rate of soil water extraction when the AEV has been reached; m is a function of the residual water content; $\psi_m$ is soil suction at the inflection point (kPa); $\psi_a$ is the air-entry value of soil (kPa); and s is the geometric standard deviation.

## 4. RESULTS AND DİSCUSSİON

The sensor was initially tested with Tempe Cell after being soaked in water until it reached its maximum swelling potential. Figure 3 depicts the results. These data indicate that the soil suction from HSPS is confirmed, as it has a similar value to Tempe Cell's soil suction. Further, the regression value is near to 1, implying that it is already verified.

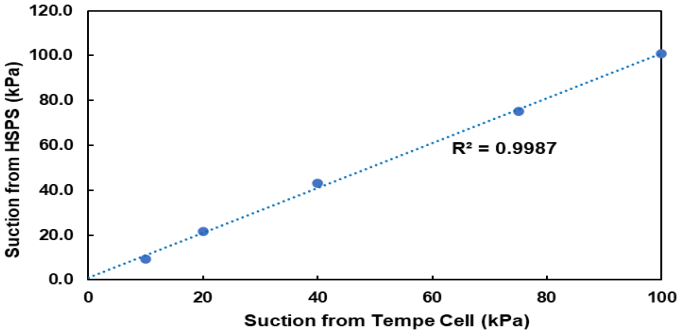



Figure 3. The calibration of HSPS soil suction with respect to Tempe Cell

Figure 4 depicts the SWCC developed by Fredlund & Xing (1994) equation for three conditions: gravimetric water content (w), volumetric water content (θ), and degree of saturation (S). The w result was taken directly from the experimental data, while the θ was calculated by multiplying the w by the MDD from the compaction curve, and the S value was calculated by considering that the starting state was fully saturated. The best fitting SWCC with the parameters indicated in Table 2. The sensor calculates suction in the lower to middle range and links Tempe Cell and WP4C. The suction difference between sensor and WP4C is still large, allowing the development of a polymer that is more efficient than PAM.

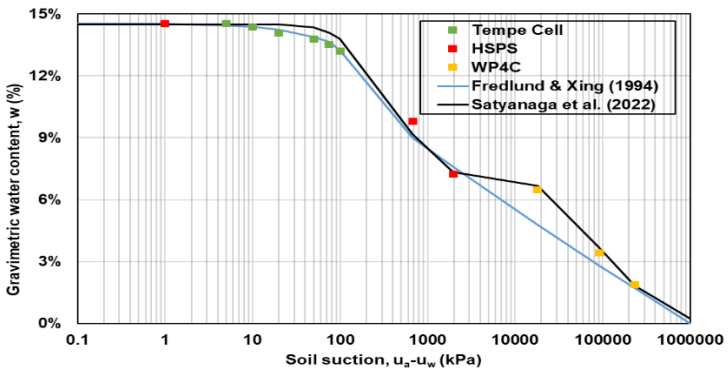
Table 2. Fredlund & Xing (1994) SWCC parameters

| Parameters | w – SWCC | θ – SWCC | S – SWCC |
|---|---|---|---|
| a | 100 | 50.79 | 64.09 |
| n | 50 | 1.89 | 2.94 |
| m | 0.05 | 0.22 | 0.17 |
| $\psi_r$ | 1500 | 1500 | 1500 |
| $R^2$ | 0.999 | 0.998 | 0.988 |

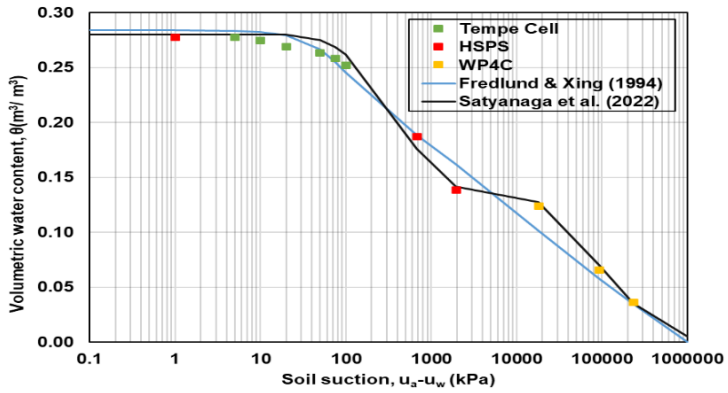
The result is then further verified using Satyanaga et al., (2022) equation as can be seen in Figure 4 with the parameter shown in Table 3. The soil has a bimodal SWCC tendency, as demonstrated by two AEV in the SWCCs. The experimental data, particularly those from the middle to high suction zones measured with sensor and WP4C, correspond more closely using Satyanaga et al. (2022) model, implying that the soil has bimodal pores. The bimodal SWCC resulted from the soil's duality in particle size due to the soil is SC and comprises both granular with big pore-size and fines particle with smaller pore-size.

Table 3. Satyanaga et al. (2022) SWCC bimodal parameters

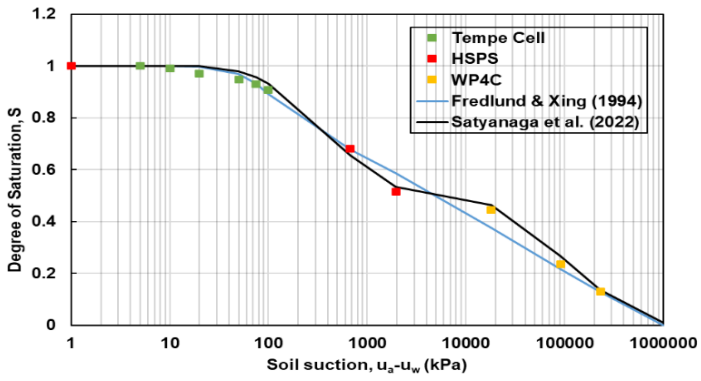
| w – SWCC | | $\theta_w$ – SWCC | | S – SWCC | |
|---|---|---|---|---|---|
| $w_{s1}$ | 0.145 | $\theta_{s1}$ | 0.28 | $S_{s1}$ | 1.00 |
| $\psi_{a1}$ | 10 kPa | $\psi_{a1}$ | 10 kPa | $\psi_{a1}$ | 10 kPa |
| $\psi_{m1}$ | 400 kPa | $\psi_{m1}$ | 380 kPa | $\psi_{m1}$ | 400 kPa |
| $s_1$ | 1.1 | $s_1$ | 1.2 | $s_1$ | 1.3 |
| $w_{s2}$ | 0.068 | $\theta_{s2}$ | 0.13 | $S_{s2}$ | 0.48 |
| $\psi_{a2}$ | | | 25000 kPa | | |
| $\psi_{m2}$ | | | 100000 kPa | | |
| $s_2$ | | | 1.5 | | |
| $\psi_r$ | | | 30000 kPa | | |
| $w_r$ | 0.01 | $\theta_r$ | 0.02 | $S_r$ | 0.15 |
| $R^2$ | 0.997 | $R^2$ | 0.995 | $R^2$ | 0.995 |




(a)




(b)




(c)

Figure 4. Comparison of SWCC results – (a) gravimetric; (b) volumetric; and (c) degree of saturation

## 5. CONCLUSIONS

SWCC was quantified in this study using a polymer sensor and both the Tempe Cell and the WP4C, acting as a link between the two measuring equipment. The sensor can measure soil suction from low to middle suction; however, polymer research should be expanded since it cannot monitor soil suction at high suction. More engineering methodologies should be employed to test the effectiveness and capability of the sensor.

## ACKNOWLEDGMENT

*This research was supported by Nazarbayev University Research Fund under Grants 11022021CRP1512 and 20122022FD4133. The authors are grateful for this support. Any opinions, findings, and conclusions or recommendations expressed in this material are those of the author(s) and do not necessarily reflect the views of the Nazarbayev University.*

## REFERENCES

Abeykoon, T., Udukumburage, R. S., Gallage, C., & Uchimura, T. (2017). Comparison of direct and indirect measured soil-water characteristic curves for a silty sand. *International Journal of GEOMATE*, *13*(39), 9–16.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*.

Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, *31*(4), 521–532.

Gardner, R. (1937). A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. *Soil Science*, *43*(4), 277–284.

Guan, G. S., Rahardjo, H., & Choon, L. E. (2009). Shear Strength Equations for Unsaturated Soil under Drying and Wetting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(4), 594–606.

Heidari, S., Esmaeilzadeh, F., Mowla, D., & Ghasemi, S. (2018). Synthesis of an efficient copolymer of acrylamide and acrylic acid and determination of its swelling behavior. *Journal of Petroleum Exploration and Production Technology*, *8*(4), 1331–1340.

KELLER. (2022). *Data Sheet Series 35X Pressure Transmitter*.

Kuckling, D., Doering, A., Krahl, F., & Arndt, K. F. (2012). Stimuli-Responsive Polymer Systems. *Polymer Science: A Comprehensive Reference*, *8*, 377–413.

Liu, H., Rahardjo, H., Satyanaga, A., & Du, H. (2022). Use of osmotic tensiometers in the determination of soil-water characteristic curves. *Engineering Geology*, *312*.

Mendes, J., Gallipoli, D., Boeck, F., & Tarantino, A. (2020). A comparative study of high capacity tensiometer designs. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, *120*, 102901.

Rahardjo, H., Nong, X. F., Lee, D. T. T., Leong, E. C., & Fong, Y. K. (2018). Expedited soil-water characteristic curve tests using combined centrifuge and chilled mirror techniques. *Geotechnical Testing Journal*, *41*(1), 207–217.

Ren, X., Kang, J., Ren, J., Chen, X., & Zhang, M. (2020). A method for estimating soil water characteristic curve with limited experimental data. *Geoderma*, *360*, 114013.

Satyanaga, A., Moon, S.-W., & Kim, J. R. (2022). Stability analyses of dual porosity soil slope. *Geomechanics and Engineering*, *28*(1), 77–87.

Satyanaga, A., Rahardjo, H., Koh, Z. H., & Mohamed, H. (2019). Measurement of a soil-water characteristic curve and unsaturated permeability using the evaporation method and the chilled-mirror method. *Journal of Zhejiang University: Science A*, *20*(5), 368–374.

van der Ploeg, M. J. (2008). *Polymer tensiometers to characterize unsaturated zone processes in dry soils* [Doctoral Thesis]. Wageningen University.

Zhai, Q., Rahardjo, H., Satyanaga, A., Dai, G., & Du, Y. (2020). Estimation of the wetting scanning curves for sandy soils. *Engineering Geology*, *272*, 105635.

# ŞEVLİ ZEMİNE GÖMÜLÜ BORULARIN YAPISAL DAVRANIŞININ SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

# NUMERICAL INVESTIGATION OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF PIPES BURIED IN SLOPED GROUND

**Hivren NAİBOĞLU[1], Selçuk BİLDİK[2], Mehmet Salih KESKİN[3]**

## ÖZET

Gömülü boru sistemleri, inşaat mühendisliğinin zemin yapı etkileşimini içeren en önemli altyapı unsurlarından biridir. Su, gaz, kanalizasyon ve daha birçok sistemin taşınmasında oldukça önemli bir bölümü oluştururlar. Gömülü yapılar olarak çevrelerinde bulunan zeminle olan etkileşimleri, tepkilerinin anlaşılmasında son derece önemlidir. Bu sebeple, borunun muhtemel yüklere karşı duyarlılığının doğru bir şekilde belirlenmesi, altyapı sisteminin korunması bakımından önemlidir. Bu çalışmada, şevli zemin içerisine gömülü bir borunun, şev tepesine olan mesafesinin ve gömülme derinliğinin, farklı şev açılarında, boruda oluşan deplasmana, eksenel kuvvete ve eğilme momentine etkileri sayısal olarak analiz edilmiştir. Analizler iki boyutlu PLAXIS sonlu elemanlar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çalışma sonunda elde edilen sonuçlara göre, şevli zemin içerisine gömülü boruda oluşan deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerlerinin, gömülme derinliği ve şev açısının artmasına bağlı olarak azaldığı, yükün şev tepesine olan mesafesinin artmasıyla ise arttığı görülmüştür.
***Anahtar Kelimeler:*** *şev, yüzeysel temel, gömülü boru, sonlu elemanlar yöntemi*

## ABSTRACT

Buried pipe systems are one of the most important infrastructure elements of civil engineering that involve soil-structure interaction. They form a very important part in the transportation of water, gas, sewage and many other systems. As buried structures, their interaction with the surrounding soil is extremely important in understanding their reactions. For this reason, accurately determining the sensitivity of the pipe to possible loads is important for protecting the infrastructure system. In this study, the effects of the distance from the top of the slope and the depth of burial of a pipe buried in a sloped soil on the displacement, axial force and bending moment in the pipe at different slope angles were analyzed numerically. Analyzes were carried out using the two-dimensional PLAXIS finite element program. According to the results obtained at the end of the study, it was observed that the displacement, axial force and bending moment values in the pipe buried in the sloped soil decreased as the depth of burial and slope angle increased, and increased as the distance of the load from the top of the slope increased.
***Keywords:*** *slope, shallow footing, buried pipe, finite element method*

## 1. GİRİŞ

Su, gaz, kanalizasyon ve daha birçok sistemin taşınmasında oldukça önemli bir bölümü oluşturan gömülü boru sistemleri, inşaat mühendisliğinin zemin yapı etkileşimini içeren en önemli altyapı unsurlarından biridir. Boruların en iyi şekilde tasarımı, zemin örtüsünün ve uygulanan yüzey basıncının yapısal tepkileri üzerindeki etkilerine ilave olarak, önemli ölçüde zemin-boru etkileşiminin irdelenmesine bağlıdır (Mooser and Folkman,

[1] Öğr. Gör., Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi, hivrennaiboglu@yyu.edu.tr
[2] Dr. Öğr. Üyesi, Nişantaşı Üniversitesi, selcuk.bildik@nisantasi.edu.tr
[3] Prof. Dr., Dicle Üniversitesi, mskeskin@dicle.edu.tr

2008). Gömülü boruların malzeme özellikleri, yük altındaki deformasyon davranışları, tasarım ve boyutlandırılması, ile ilgili literatürde bir çok çalışma bulunmaktadır. Marston ve Anderson (1913) tarafından, zemin-boru etkileşimini irdelemek için gerçekleştirilen çalışmalar, gömülü borular konusundaki ilk çalışmalardan biri olarak kabul edilmektedir. Konu ile ilgili sonraki yıllarda gerçekleştirilen teorik çalışmalar mevcuttur (Watkins ve Spangler, 1958; Greenwood ve Lang, 1990; McGrath, 1998; Sargand vd. 2005) Bildik ve Laman (2015), kumlu zeminlerde gömülü boruların konumunun şerit temelin taşıma kapasitesi üzerindeki etkilerini araştırmak için deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çalışmadaki değişkenler arasında zeminin sıkılığı, borunun gömme derinliği ve borunun temele olan yatay mesafesi bulunmaktadır. Elde edilen sonuçlara göre, borunun gömme derinliği ve borunun temele olan yatay mesafesi arttırıldığında taşıma kapasitelerinde önemli bir artış oluşmaktadır. Deney sonuçlarına dayanarak, boruların konumu ve zemin sıkılığının şerit temelin taşıma kapasitesini etkileyen ana parametreler olduğu belirlenmiştir. Allard ve El-Naggar (2016), hendek geometrisinin, borunun gömme derinliğinin ve zemin sıkılığının sert dairesel boruların yapısal tepkisi üzerindeki etkilerini değerlendirmek için nümerik bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada, gömme derinliğindeki artış, mevcut ve dolgu zemin malzemelerinin sıkılığının boruda oluşan deplasmanlarda, eğilme momentlerinde ve eksenel ve kayma kuvvetlerinde azalmaya yol açtığını belirtmişlerdir. Talesnick ve Frydman (2018), gömülü yüksek yoğunluklu polietilen boru etrafındaki meydana gelen gerilmeleri ve maruz kaldığı trafik yüküne yapısal tepkisini incelemişlerdir. Bu çalışmada yol inşaatı esnasındaki üstte kalan zeminin sıkışması ve ağır inşaat ekipmanının çalışmalarından dolayı boruda önemli derecede deplasmanlar oluştuğu gözlemlenmiştir. Bildik ve Laman (2019), gömme derinliğinin ve üzerindeki temelin konumunun gömülü bir borunun yapısal tepkisi üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Elde ettikleri sonuçlara göre, gömülü boruda gelişen gerilmelerin, boru ve üstteki yüzey temelleri arasındaki dikey ve yatay mesafeler arttıkça büyük ölçüde azaldığını göstermektedir. Zemin-boru etkileşimi üzerine literatürde yapılmış bir çok çalışma mevcuttur. (Cheuk vd.2008;Talesnick vd., 2011; Alzabeebee vd., 2018).

Literatürde mevcut çalışmaların büyük bir bölümü, düz zemin yüzeyi altına gömülü boruların davranışı ile ilgilidir. Şevli zemine gömülü borular konusunda yapılan çalışmalar ise sınırlı sayıdadır. Şevli bir arazide zemin-boru etkileşiminin irdelenmesi, gömülü boruların yapısal bütünlüğünü korumak için oldukça önemlidir. Şevli zemin ortamlarında gömülü olan borular, düz yüzeyli zeminlere gömülü borulara göre daha fazla etkiye maruz kalmaktadır. Düz zeminle karşılaştırıldığında, şevli zeminlere gömülü olan boruların yırtılmasının meydana gelme ihtimalinin daha fazla olduğu gösterilmiştir (Sweeney vd., 2005). Gömülü bir boru etrafındaki zeminin hareketi, boru deplasman ve deformasyonlarının temel nedeni olarak tanımlanmıştır Buna göre, şevli zemine gömülü boruların etrafındaki yer hareketlerinin, 2004'den 2013'e kadar olan dönemde Avrupa gaz boru hattı kazalarının yaklaşık %13'üne neden olduğu gösterilmiştir (Wu vd., 2017). Khan ve Shukla (2020), şevli zemine gömülü bir boru hattı üzerinde yer alan yüzeysel temelin, yük-oturma davranışına ilişkin deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada, gömülü borunun yüzeyse temelin oturması ve taşıma kapasitesi üzerindeki etkilerini açıklamak için analitik olarak hesaplanan zemin-boru etkileşimi sonuçlarından yararlanılmıştır.

Gömülü boruların güvenli tasarımının ve kurulumunun sağlanması için zemin-boru etkileşiminin gerçekçi olarak ortaya konması gerekmektedir. Düz zemin altına gömülü boruların güvenliği genellikle uygulanan basıncın, zemin örtüsünün ve kurulum tekniklerinin anlaşılmasına bağlıdır. Bununla birlikte, şevli zeminlere gömülü olan borular, özellikle şevli yüzeye yakın olmaları nedeniyle ek zorluklarla karşı karşıyadır. Şevli zeminlere gömülü boruların davranışının belirlenmesi ile ilgili çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu çalışmada, şevli zemin içerisine gömülü bir borunun, şev tepesine olan mesafesinin ve gömülme derinliğinin, farklı şev açılarında, boruda oluşan deplasmana, eksenel kuvvete ve eğilme momentine etkileri sayısal olarak analiz edilmiştir.

## 2. SAYISAL MODEL

Bu çalışmada, zemin boru etkileşimi ile uygulanan yüzey basıncının boru üzerinde meydana getirdiği etkileri incelemek için sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan PLAXIS-2D bilgisayar programı kullanılmıştır. PLAXIS-2D programı ile geometrik modelde sınır etkisinin oluşmaması için gerekli analizler yapılmış ve model oluşturulmuştur. Model, şevli dolgu zemin, yüzeysel şerit temel ve gömülü borudan oluşmaktadır. Yüzeysel temel ve gömülü boru plate elemanlarla modellenmiştir. Sayısal modelde, şev açıları β= 30°, 37.5° ve 45°olarak seçilmiştir. Analizlerde, Keskin ve Laman (2013) tarafından gerçekleştirilen çalışmada kullanılan ve deneysel olarak belirlenmiş olan kum zemin parametreleri kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan kum zemin parametreleri Tablo 1'de görülmektedir. Analizlerde, kum zeminin doğrusal olmayan davranışını tanımlamak

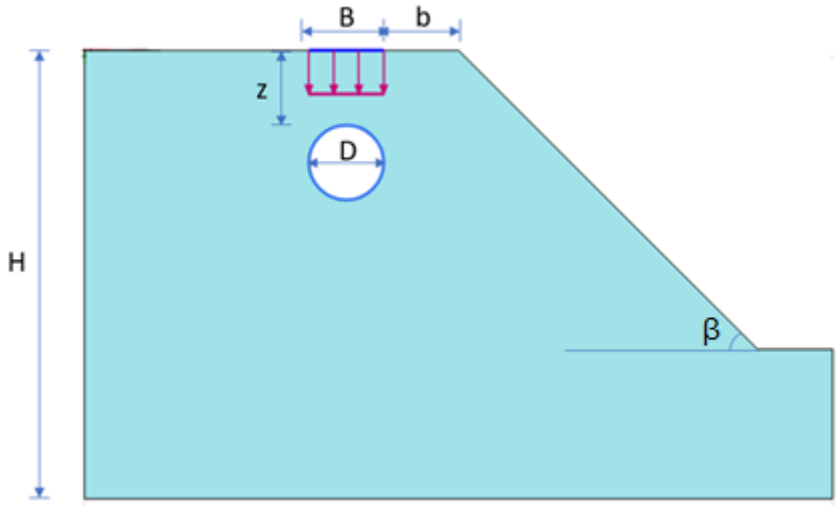
için, programda mevcut Hardening Soil Model (HSM) seçilmiştir. Bu zemin modeli, kum zemin davranışını daha iyi tahmin etmek için üç farklı elastik modül değerinden yararlanan hiperbolik bir zemin modelidir. Boru malzemesi olarak polietilen (PE) boru dikkate alınmıştır. PLAXIS, bir boruyu simüle etmek için Mindlin teorisine dayanan kavisli kiriş elemanlarını kullanır. Kiriş elemanlarına ait giriş parametreleri; normal rijitlik, eğilme rijitliği, eşdeğer kalınlık, ağırlık ve Poisson oranı'dır. Analizlerde kullanılan boru elemanın malzeme özellikleri Tablo 2'de görülmektedir. Model şerit temel, EI=163 kNm²/m eğilme rijitliği ve EA=3.4 x $10^5$ kN/m normal rijitliği olan elastik kiriş elemanları olarak modellenmiştir. Analizler, deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir. Sonlu elemanlar ağı oluşturulurken "mesh" analizleri gerçekleştirilmiş ve sonuçların etkilenmediği sonlu elemanlar ağı seçilmiştir. Analizlerde kullanılan sonlu eleman modeli Şekil 1'de görülmektedir.

Tablo 1. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri (Keskin ve Laman, 2013)

| Parametre | Birim | Değer |
|---|---|---|
| Birim hacim ağırlık, ɣ | $kN/m^3$ | 17.5 |
| Üç eksenli yükleme rijitliği, $E_{50}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 40000 |
| Ödometre yükleme rijitliği, $E_{oed}$ | $kN/m^2$ | 40000 |
| Üç eksenli boşaltma tekrar yükleme rijitliği, $E_{ur}$ | $kN/m^2$ | 120000 |
| Kohezyon, c | $kN/m^2$ | 0.10 |
| İçsel sürtünme açısı, Ø | (°) | 43.5 |
| Dilatasyon açısı, ψ | (°) | 13.5 |
| Poisson oranı, ν | - | 0.25 |
| Toprak basınç katsayısı, $K_0$ | - | 0.319 |

Tablo 2. Analizlerde kullanılan polietilen borunun mekanik özellikleri

| Parametre | Birim | Değer |
|---|---|---|
| Birim hacim ağırlık, ɣ | $kN/m^3$ | 19.0 |
| Eksenel rijitlik, EA | kN/m | $10^5$ |
| Eğilme rijitliği, EI | $kN/m^2/m$ | 8333 |
| Eşdeğer kalınlık, $d_{eq}$ | m | 0.10 |
| Poisson oranı, ν | - | 0.45 |




Şekil 1. Analizlerde kullanılan model geometrisi

Şekil 1'de H = model yüksekliği, β = şev açısı, D = boru çapı, B = temel genişliği, b = temelin şev tepesine olan uzaklığı, z = boru gömülme derinliği değerlerini göstermektedir.

Çalışmada, şevli zemine gömülü borunun davranışının incelenmesi amacıyla 3 grup analiz gerçekleştirilmiştir (Tablo 3).

Tablo 3. Analiz detayları

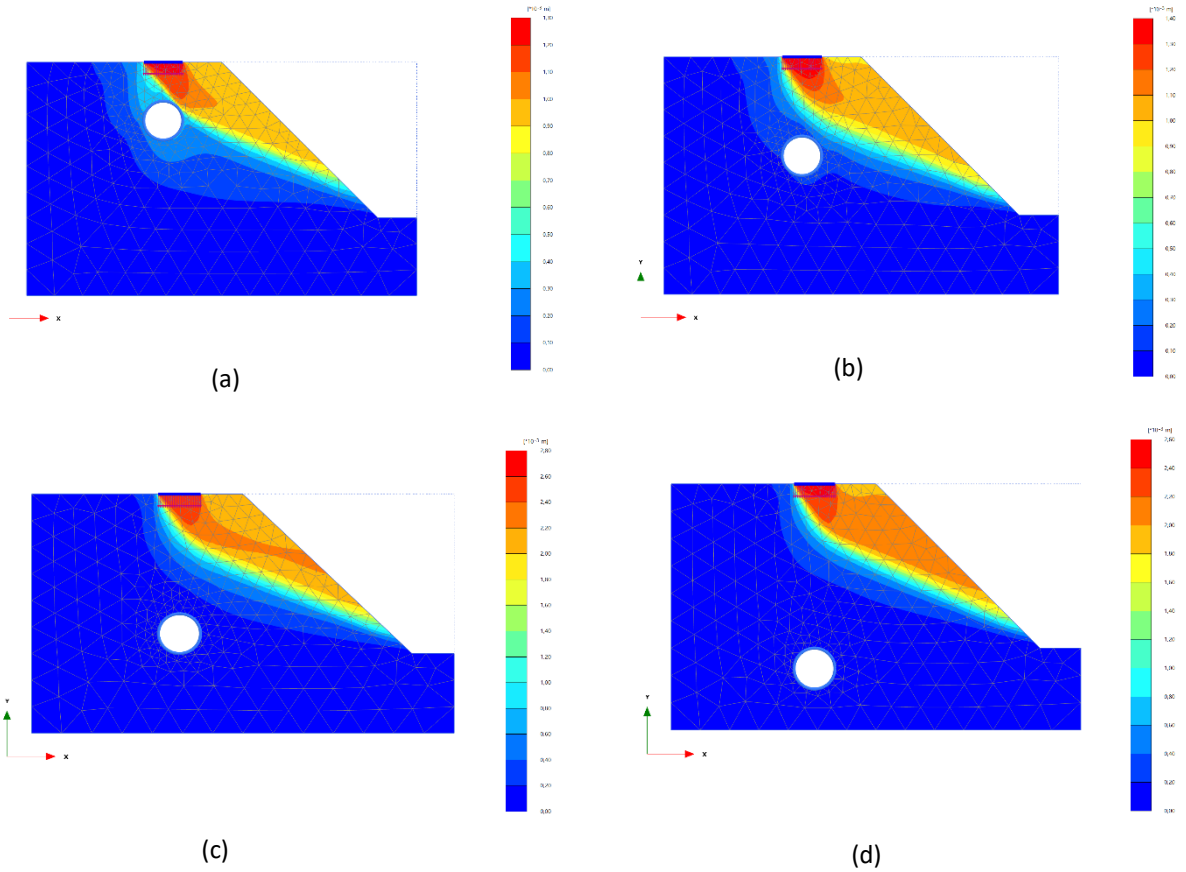
| Grup | Sabit parametreler | Değişken parametreler |
|---|---|---|
| I | β=45°, B=0.1m, b=1.0B, D=0.1m | z=1.0B – 2.0B – 3.0B – 4.0B |
| II | β=45°, B=0.1m, D=0.1m, z=2.0B | b=0B – 1.0B – 2.0B |
| III | B=0.1m, b=1.0B, D=0.1m, z=2.0B | β=30° - 37.5° - 45° |

## 3. BULGULAR VE TARTIŞMA

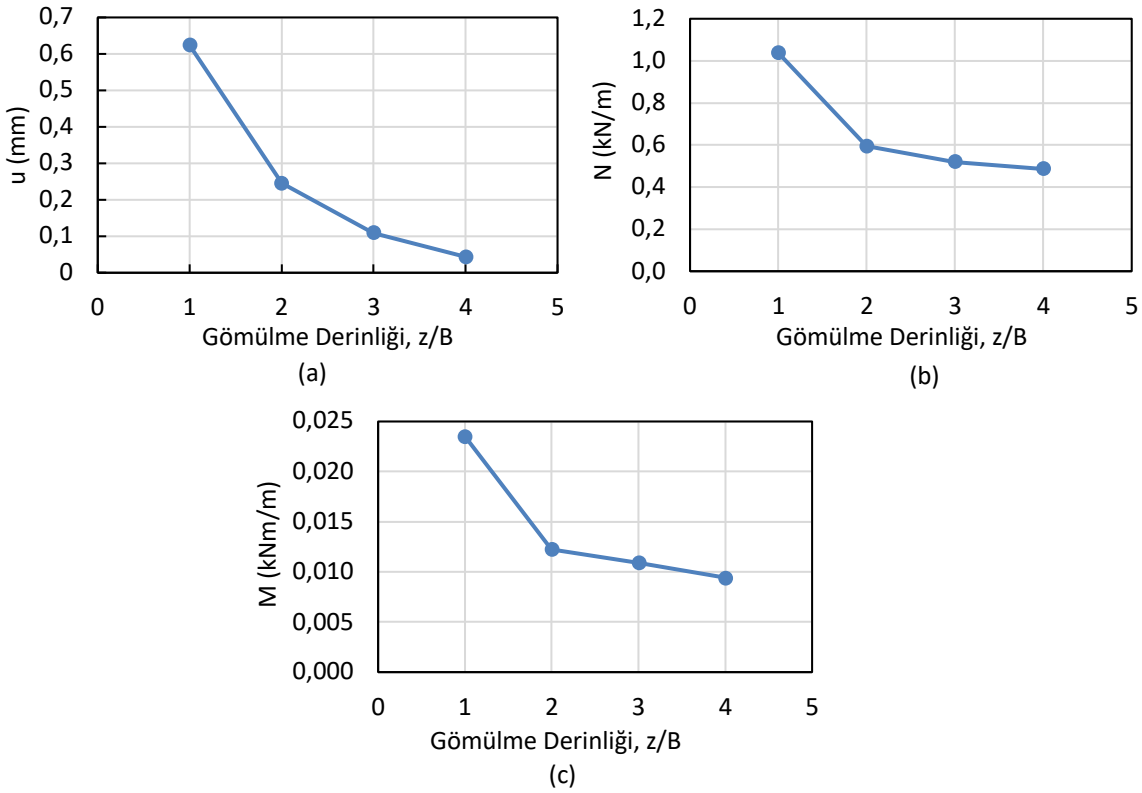
Analizlerde, şevli zemine gömülü borunun gömülme derinliği (z), uygulanan yüzey basıncının şev tepesine olan uzaklığı (b) ve şevin eğim açısının (β), borunun yapısal davranışına etkisi incelenmiştir. Etkiler, boruda meydana gelen deplasman (u), boruda oluşan eksenel kuvvet (N) ve eğilme momenti (M) açısından analiz edilmiştir.

### 3.1. Gömülme Derinliğinin Etkisi

Bu bölümde, şevli zemine gömülü borunun yapısal davranışına, boru gömülme derinliğinin etkisi analiz edilmiştir. Analizlerde, şev açısı β=45°, temelin şev tepesine mesafesi b=1.0B, temel genişliği B=0.10m ve boru çapı D=0.10m olarak sabit tutulmuştur. Borunun gömülme derinliği, z=1.0B, 2.0B, 3.0B ve 4.0B olarak seçilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen toplam deplasman dağılımları Şekil 2'de görülmektedir. Gömülme derinliği arttıkça, boruda meydana gelen deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerlerinde azalma meydana gelmektedir. Bu durum, borunun şevin göçme düzleminden uzaklaşması ve yüzeyde uygulanan yükün boru üzerindeki etkisinin azalması ile açıklanabilir. Sonuç olarak, Şekil 3'de görüldüğü gibi, gömülme derinliği arttıkça u, N ve M değerleri azalmaktadır.



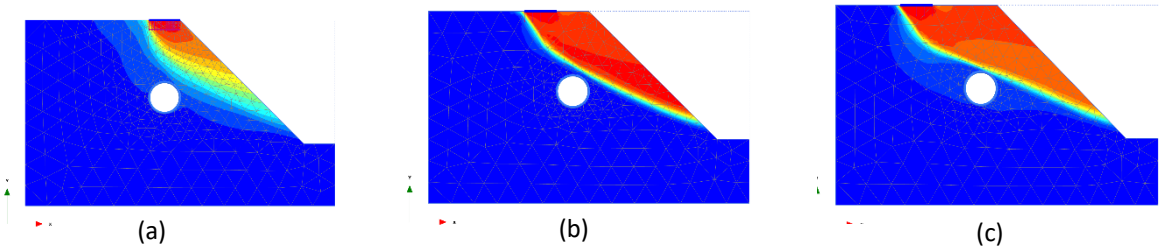

Şekil 2. I. Grup analizlerden elde edilen deplasman dağılımları (a) z= 1B, (b) z= 2B, (c) z=3B, (d) z=4B




Şekil 3. I. Grup analiz sonuçları (a) z/B – u (b) z/B – N (c) z/B – M

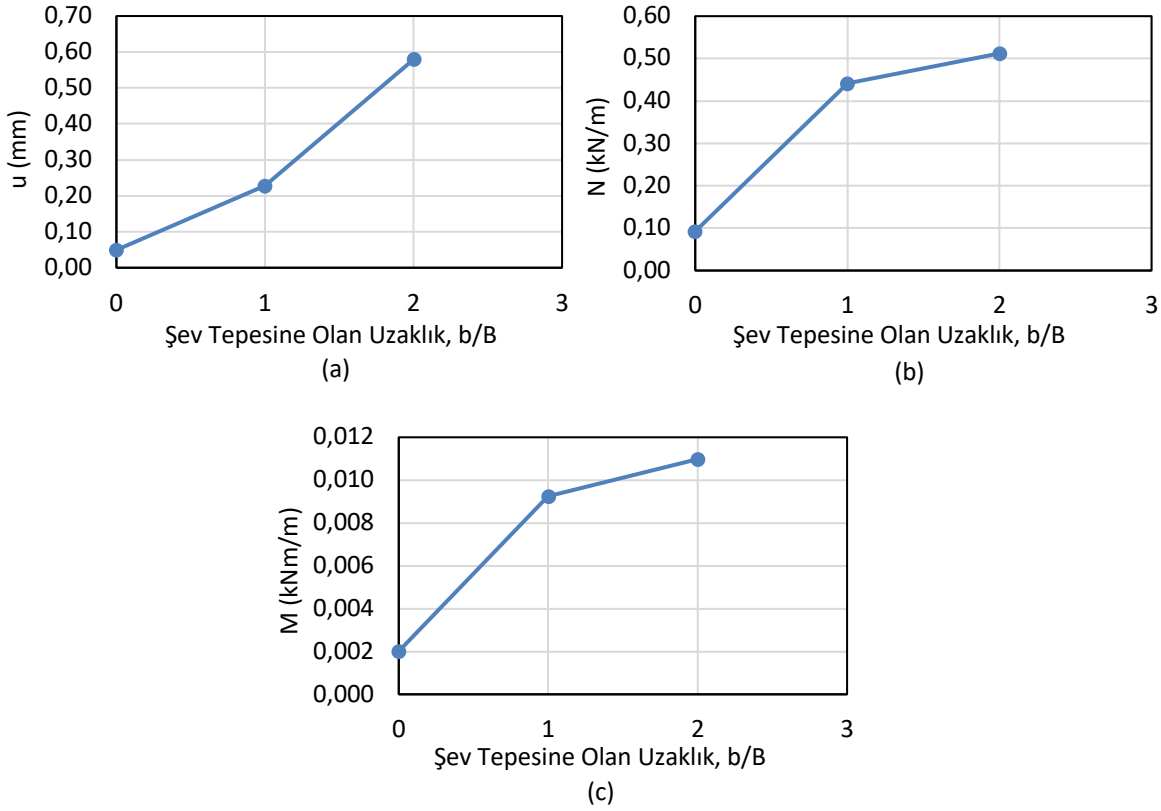
### 3.2. Yükün Şev Tepesine Olan Uzaklığının Etkisi

Yükün şev tepesine olan uzaklığının gömülü borunun davranışına etkisinin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen analizlerde, şerit temelin şev tepesine olan uzaklığı b=0B – 1B – 2B şeklinde seçilmiştir. Boru gömülme derinliği z=2B, şev açısı β=45°, temel genişliği B=0.10m ve boru çapı D=0.10m olarak sabit tutulmuştur. Analizler sonucunda elde edilen deplasman dağılımları Şekil 4'de görülmektedir. Gömülme derinliğinin 2B olduğu durumda boruda deplasman (u), eksenel kuvvet (N) ve eğilme momenti (M) değerlerinin arttığı gözlemlenmektedir (Şekil 5).




Şekil 4. II. Grup analizlerden elde edilen deplasman dağılımları (a) b= 0B, (b) b= 1B, (c) b=2B

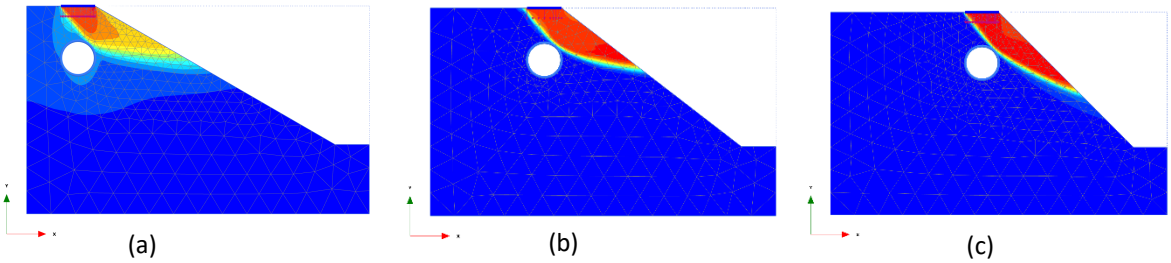
Yükün şev tepesine olan uzaklığının artmasıyla, gömülü boruda elde edilen deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerlerinin artmasının, şerit temelin altında oluşan gerilmelerin daha geniş bir alana yayılması ve dolayısıyla boru üzerindeki etkisinin artmasından kaynaklandığı düşünülmektedir (Şekil 4).




Şekil 5. II. Grup analiz sonuçları (a) b/B – u (b) b/B – N (c) b/B – M

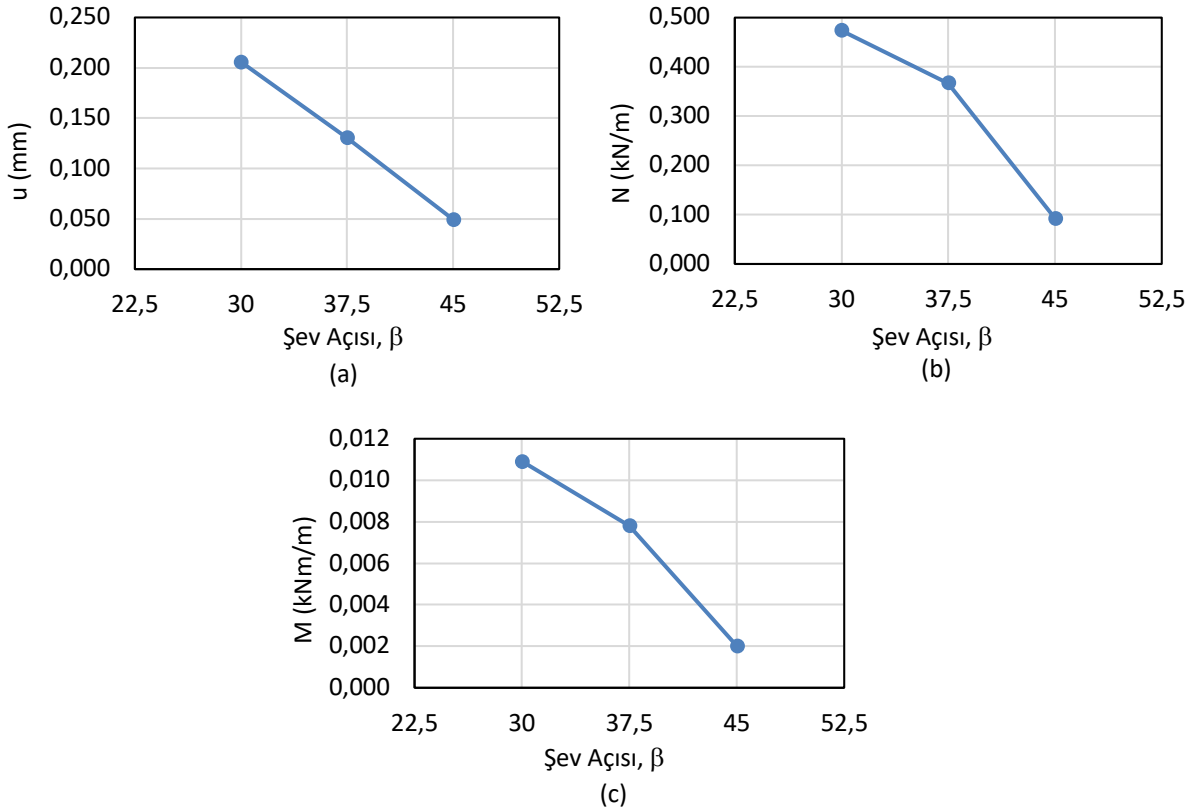
### 3.3. Şev Açısının Etkisi

Şev açısının, gömülü borunun davranışına etkisinin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen analizlerde, şev açısı β=30° – 37.5° – 45° şeklinde seçilmiştir. Boru gömülme derinliği z=2B, şerit temelin şev tepesine olan uzaklığı b=0B, temel genişliği B=0.10m ve boru çapı D=0.10m olarak sabit tutulmuştur. Analizler sonucunda elde edilen deplasman dağılımları Şekil 6'da görülmektedir. Gömülü boruda, şev açısının artmasına bağlı olarak deplasman (u), eksenel kuvvet (N) ve eğilme momenti (M) değerlerinin arttığı gözlemlenmektedir (Şekil 7).




Şekil 6. III. Grup analizlerden elde edilen deplasman dağılımları (a) β=30°, (b) β=37.5°, (c) β=45°

Şev açısının artmasıyla, gömülü boruda elde edilen deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerlerinin azalmaktadır. Bu durum, şev dikleştikçe kayma yüzeyinin lokasyonunun değişmesi ve konumu sabit olan gömülü borunun şev açısının artmasıyla kayma yüzeyinden uzaklaşmasından kaynaklanmaktadır (Şekil 6).




Şekil 7. III. Grup analiz sonuçları (a) β – u (b) β – N (c) β – M

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, şevli zemin içerisine gömülü bir borunun, şev tepesine olan mesafesinin ve gömülme derinliğinin, farklı şev açılarında, boruda oluşan deplasmana, eksenel kuvvete ve eğilme momentine etkileri sayısal olarak analiz edilmiştir. Analizler iki boyutlu PLAXIS sonlu elemanlar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çalışmada gerçekleştirilen analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmaktadır:

- Düz yüzeyli zemin durumunda temel altında simetrik bir basınç dağılımı oluşurken zeminin şevli olması durumunda basınç dağılımı asimetrik olarak oluşmaktadır. Şevli zeminlere gömülü boruların davranışı üzerinde, hem asimetrik olarak oluşan temel basınç dağılımı hem de şevin kayma düzleminin yeri ve derinliği etkili olmaktadır.

- Gömülme derinliği arttıkça, borunun şevin göçme düzleminden uzaklaşması ve yüzeyde uygulanan yükün boru üzerindeki etkisinin azalması sonucunda, boruda meydana gelen deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerlerinde azalma meydana gelmektedir.

- Yükün şev tepesine olan uzaklığının artmasıyla, şerit temelin altında oluşan gerilmelerin daha geniş bir alana yayılması ve boru üzerindeki etkisinin artmasından dolayı gömülü boruda elde edilen deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerleri artmaktadır.

- Şev açısının artmasıyla, kayma yüzeyinin lokasyonunun değişmesi ve konumu sabit olan gömülü borunun şev açısının artmasıyla kayma yüzeyinden uzaklaşmasından dolayı gömülü boruda elde edilen deplasman, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerleri azalmaktadır.

- Sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen deplasman ve gerilme dağılımları konunun daha rahat anlaşılmasına olanak sağlamaktadır.

## KAYNAKLAR


Allard, E. and El Naggar, H. (2016), "Pressure Distribution around Rigid Culverts Considering Soil–Structure Interaction Effects", International Journal of Geomechanics, 16 (2), 04015056.

Alzabeebee, S., Chapman, D. N. and Faramarzi, A. (2018), "A comparative study of the response of buried pipes under static and moving loads", Transportation Geotechnics, 15, 39-46.

Bildik, S. and Laman, M. (2015), "Experimental Investigation of the Effects of Pipe Location on the Bearing Capacity", Geomechanics and Engineering, Vol. 8, No. 2, 221-235.

Bildik, S. and Laman, M. (2019), "Experimental Investigation of Soil-Structure-Pipe Interaction", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 23, 3753-3763.

Cheuk, C. Y., White, D. J. and Bolton, M. D. (2008), "Uplift mechanisms of pipes buried in sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(2), 154-163.

Greenwood., M., E. ve Lang., D.C. (1990), "Vertical deflection of buried flexible pipes", Buried Plastic Pipe Technology, ASTM STp 1093 Philedephia, ABD.

Keskin, M.S. and Laman, M. (2013), "Model Studies of Bearing Capacity of Strip Footing on Sand Slope", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 17, No. 4, 699-711.

Khan, M. U. A. and Shukla, S. K. (2020), "Load–Settlement Response and Bearing Capacity of a Surface Footing Located Over a Conduit Buried Within a Soil Slope", International Journal of Geomechanics, 20 (10), 04020173.

Marston, A. and Anderson, A. O. (1913), Bulliton No:31, Iowa Engineering Experiment Station, Ames Iowa, ABD.

McGrath, T. J. (1998), "Design Method for Flexible Pipe", A Report to the AASHTO Flexible Culvert Liaisom Committee, Simpson Gumpertz and Heger Inc.

Moser, A. P. and Folkman, S. (2008), "Buried Pipe Design", 3rd Edition, Mc Graw- Hill Press, USA.

Sargand, S. M., Masada, T. and Gruver, D. (2005), "Field Performance and Analysis of Large - Diameter High-Density Polyethylene Pipe under Deep Soil Fill", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 131, No. 1, pp. 39-51.

Sweeney, M., Gasca, A.H., Garcia-Lopez, M. and Palmer, A.C. (2005), "Pipelines and Landslides in Rugged Terrain: A Database, Historic Risks and Pipeline Vulnerability", In Sweeney, M., ed., Terrain and Geohazard Challenges Facing Onshore Oil and Gas Pipelines, 641-660. Thomas Telford.

Talesnick, M.L., Frydman, S. (2018), ''Soil Pressure and Pipe Deformation Measurements for Characterizing Flexible Pipe-Soil Systems under Shallow Cover'', Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, Vol. 9, 04017028.

Talesnick, M.L., Xia, H.W., and Moore, I.D. (2011), "Earth Pressure Measurements on Buried HDPE Pipe", Geotechnique, 61 (9), 721-732.

Watkins, R. K and Spangler, M. G. (1958), "Some Characteristics of the Modulus of Passive Resistance of Soil: A Study of Similitude", Highway Research Board Proceedings, Vol. 37., pp. 576-583.

Wu, J., Zhou, R., Xu, S., and Wu, Z. (2017), ''Probabilistic Analysis of Natural Gas Pipeline Network Accident Based on Bayesian Network'', Journal of Loss Prevention in the Process Industries, Vol. 46, 126-136.

# KAZIKLARIN DİNAMİK DAVRANIŞININ SAYISAL OLARAK ARAŞTIRILMASI

## NUMERICAL INVESTIGATION OF DYNAMIC BEHAVIOR OF PILES

**Selçuk BİLDİK[1], Haluk TANRIÖVER[2]**

## ÖZET

Geoteknik mühendisliğinin en önemli problemlerinin başında kazıklı temellerin tasarımı gelmektedir. Kazıklar genellikle düşey ve yatay statik yüklere göre tasarlanmaktadır. Ancak depremselliğin yüksek olduğu bölgelerde kazıkların dinamik yüklere karşı da tasarlanması önem arz etmektedir. Bu çalışmada literatürde yapılmış olan bir santrifüj deneyi sonlu elemanlar programı ile doğrulanmıştır. Bu amaçla yapılan kinematik etkileşim analizleri ile zayıf zemin tabaka kalınlığı ve deprem ivmesi gibi parametrelerin etkisi sayısal olarak araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre deprem büyüklüğünün etkileşim analizlerinde en önemli parametre olduğu anlaşılmıştır.

***Anahtar Kelimeler:*** *Kazık, sonlu elemanlar, kinematik etkileşim, ivme.*

## ABSTRACT

One of the most important problems in geotechnical engineering is the design of pile foundations. Piles are generally designed for vertical and horizontal static loads. However, it is important to design piles against dynamic loads in regions with high seismicity. In this study, a centrifuge experiment performed in the literature was verified with a finite element program. For this purpose, the effects of parameters such as weak soil properties, and earthquake acceleration were investigated numerically through kinematic interaction analysis. According to the results obtained, it was understood that the earthquake magnitude is the most important parameter in interaction analyses.

***Keywords:*** *Pile, finite element, kinematic interaction, acceleration.*

## 1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinin en önemli problemlerinin başında, yapıları taşıma gücü ve oturma açısından sorunlu zeminlerde inşa edilmesi gelmektedir. Zayıf zemin tabakalarının çok derin olmaması ve yapı yükünün az olması durumunda zemin iyileştirme yöntemleri ile bu tür sorunlu zeminlerde çözüm üretilebilmektedir. Ancak zayıf zemin tabakalarının çok derinde olması ve yapı yükünün fazla olması durumunda kazıklı temel sistemlerinin uygulanması zorunlu hale gelmektedir. Kazıkların statik yükler altındaki tasarımı ile ilgili literatürde birçok yöntem mevcut olup, birçok uluslararası yönetmelikte de tasarım esasları detaylı olarak ele alınmaktadır. Ancak kazıklar statik yükler altında yeterli dayanımda olmalarına rağmen dinamik yükler nedeniyle hasar görebilmektedirler. Bu açıdan kazıkların dinamik yükler altındaki davranışının da doğru bir şekilde tasarıma yansıtılması önem arz etmektedir.

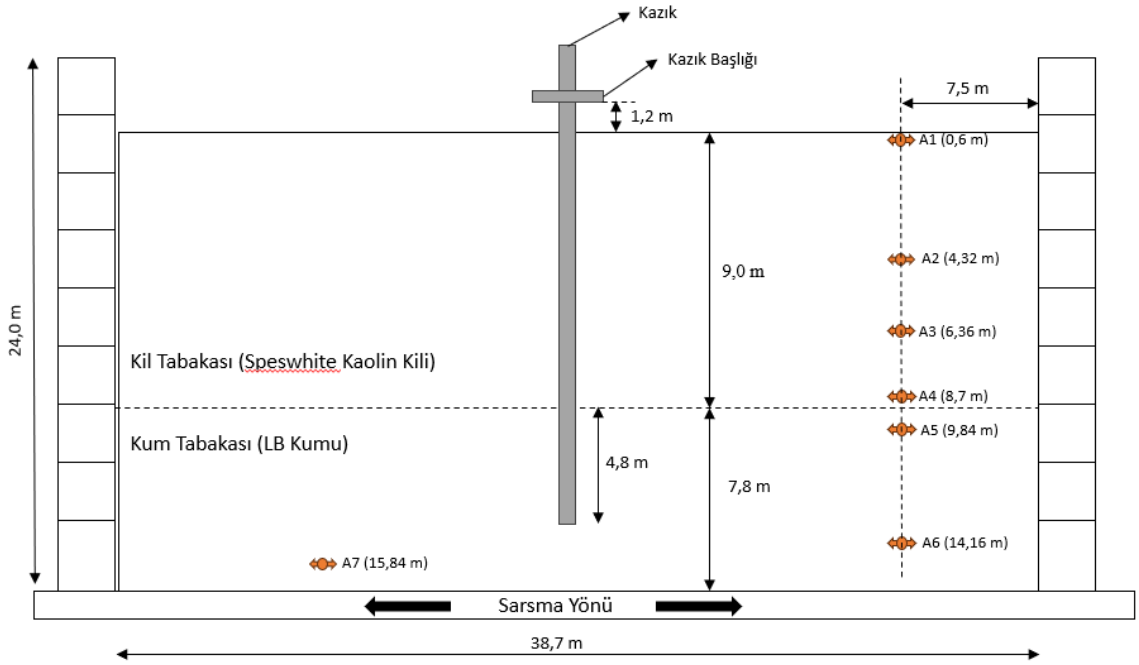
Kazıklı temeller üzerine inşa edilmiş yapılarda, özellikle deprem yükleri altındaki davranışın belirlenmesi daha karmaşık bir tasarım problemine dönüşmektedir. Depremler esnasında kazıklar çevresindeki zeminin yanal sarsıntısı nedeniyle kinematik etkilere ve üst yapı titreşimleri nedeniyle atalet etkileşimine maruz kalmaktadırlar. Bu etkiler deprem esnasında aynı anda meydana geldiği için birbirinden ayrı olarak ele alınması zordur. Yapılan çalışmalarda sığ derinliklerdeki kazıkların atalet kuvvetlerini aktaramadıkları ve bu derinliklerde kinematik etkilerin daha etkin olduğu gözlemlenmiştir (Mizuno, 1985; Gazetas ve diğ., 1993). Literatürde etkileşim analizleri ile ilgili sayısal ve deneysel birçok çalışma mevcuttur (Kaynia, 1982; Fan ve diğ., 1991; Kavvadas ve Gazedas, 1993; Haigh, 2002; Brandanberg ve diğ., 2005; Castelli ve diğ., 2008; Madanhushi

[1] Dr. Öğr. Üyesi, İstanbul Nişantaşı Üniversitesi, selcuk.bildik@nisantasi.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh., Kuzey Marmara Otoyolu, haluktanriover@gmail.com

ve diğ., 2010; Haskell, 2013, Kirkit ve diğ., 2013; Hussien ve diğ., 2015; Luo ve diğ., 2016; Garala ve diğ., 2020; Mallick ve diğ., 2022; Garala ve diğ., 2022). Kaynia (1982) grup kazıkların dinamik davranışını yarı sonsuz zemin ortamında araştırmıştır. Çalışmada zemin elastisitesi ile kazığın sertlik-esneklik matrislerinin kazık-zemin ara yüzeyinde meydana gelen deformasyonlara etkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar grup kazıkların davranışının frekans temelli olduğunu göstermekte olup, çalışmada elde edilen etkileşim faktörlerinin homojen ortamlarda geçerli olduğunu, homojen olmayan ortamlarda geçerliliğinin azaldığını göstermiştir.
Fan ve diğ. (1991) grup kazıklarda kinematik etkileri harmonik S dalgaları altında sayısal olarak araştırmıştır. Çalışma kapsamında kazık-kazık ve kazık-zemin etkileşimleri irdelenmiştir. Homojen iki tabakalı olarak idealize edilen zemin ortamında kazık konfigürasyonları değiştirilerek kinematik etkiler parametrik olarak araştırılmıştır. Çalışmada doğal zemin profilinin tüm frekanslarda etkili olduğu, kazık grubu konfigürasyonu, kazık sayısı ve kazıklar arası mesafenin yanal yer değiştirmeleri etkilemezken kazık başlığının dönmesinde etkili olduğu görülmüştür. Kavvadas ve Gazetas (1993) kinematik etkiler altında serbest başlıklı kazıkların davranışını incelemişlerdir. Çalışma kayma hızları arasında farkın çok olduğu iki tabakalı zeminde gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmadan elde edilen sonuçlar kayma hızı dalgası hızları farklarının eğilme momentini önemli mertebede etkilediği görülmüştür. Kazık tasarımında geçiş tabakalarında oluşacak momentler tasarımı doğrudan etkilemektedir. Castelli ve diğ. (2008), tekil kazıkların sismik yükler altındaki kinematik davranışını sonlu elemanlar programı ile araştırmışlardır. Çalışmada kinematik etkileri değerlendirmek için serbest alan zemini (kazıksız) ve kazıklı durum modellenmiştir. Elde edilen sonuçlar yumuşak zemine geçiş bölgesinde momentlerin önemli mertebede arttığı ve kazık içinde mafsallaşmaların oluştuğu görülmüştür. Luo ve diğ. (2016)üç boyutlu sonlu elemanlar programı yardımıyla zemin-kazık-yapı etkileşimini geliştirilmiş eşdeğer bir doğrusal model ve değiştirilmiş Drucker Prager zemin modeli ile araştırmışlardır. Analizlerde zeminin doğrusalsızlığının davranışı doğrudan etkilediği görülmüş ve eşdeğer model kullanılması durumunda daha düşük ivme tepkileri elde edilmiştir. Çalışma sonucunda etkileşim analizlerinde mutlaka doğrusal olmayan zemin modellerinin kullanılması gerekliliği ve sonuca etki ettiği görülmüştür. Garala ve Madabhushi (2018) santrifüj deneyleri ile yumuşak killerde kazıklı temellerin davranışını dinamik yükler altında araştırmışlardır. Deneyler tekil kazık ile farklı aralıklara sahip 1x3 sıralı kazık grubunda gerçekleştirilmiştir. Çalışma sonucunda yumuşak killerin deprem davranışını karakterize etmede doğrusal olmayan analizin önemi vurgulanmıştır. Kilin tepkisinin hem deprem şiddetine hem de kil tabakasının kayma dayanımına ve rijitliğine bağlı olduğu gösterilmiştir. Bu durum, tekil kazıkların ve kazık gruplarının tepkisini etkilemekte ve küçük şiddetli depremlerde daha büyük amplifikasyon oluşumuna sebep olduğu görülmüştür. Literatürde çalışmalarından elde edilen sonuçlar kinematik etkileşimden kaynaklı hasarların yumuşak zeminlerde kazık başında ve dayanım farklarının oluştuğu ara zemin tabakalarında meydana geldiğini göstermektedir. Literatürde yer alan kinematik etkileşim analizleri ile ilgili çalışmalarda parametrik etkilerin dikkate alındığı çalışmalar sınırlıdır. Bu çalışmada literatürde yer alan deneysel bir çalışma sonlu elemanlar programı ile doğrulanmış olup, daha sonra zemin tabakalanması, yeraltı suyu, kazık rijitliği ve deprem ivmesi parametrelerinin etkileri araştırılmıştır.

## 2. PROBLEMİN TANITILMASI

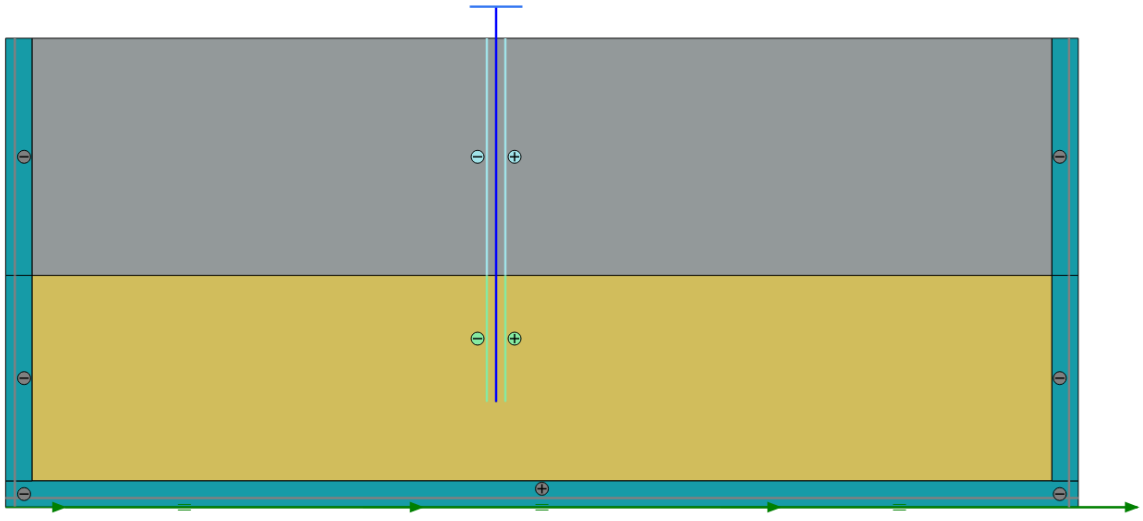
Bu çalışmada kazıkların dinamik yükler etkisi altında davranışı kinematik etkiler altında araştırılmıştır. Bu amaçla literatürden alınan deneysel bir çalışma sonlu elemanlar programı ile modellenmiştir. Deney sonuçları sonlu elemanlar programı yardımıyla sayısal olarak doğrulandıktan sonra farklı parametrelerin davranışa etkisi araştırılmıştır. Çalışmada modellenen deneysel çalışma Garala ve diğ. (2020) tarafından gerçekleştirilmiştir.
Çalışma kapsamında dikkate alınan deneysel çalışmalar santrifüj düzeneğinde gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmada tekil kazık ile 3x1 sıralı grup kazıkların davranışı incelenmiştir. Sayısal modellemede sadece tekil kazıkların davranışı araştırılmıştır. Yapılan deneylere ait düzeneği şematik gösterimi Şekil 1'de gösterilmektedir (Garala ve diğ., 2020). Deneyler yumuşak kil ile sıkı kumdan oluşan tabakalı bir Zemin ortamında gerçekleştirilmiştir. Kum zemin olarak kötü derecelenmiş Fraction-B Leighton Buzzard (LB) kumu kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan Kaolin kilinin özellikleri ise Lau, 2015 çalışmasından alınmıştır.
Deneylerde kullanılan alüminyum kazıklarda gerinim ölçerler yardımıyla eğilme momentleri ölçülmüştür. Ayrıca zeminde derinlik boyunca piezometrik ivmeölçerler ile zemin içinde oluşan ivmeler ölçülmüştür. Bu çalışma kapsamında yapılan sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar, deneylerden elde edilen eğilme momentleri ile zemin içinde oluşan ivmelerle karşılaştırılarak doğrulanmıştır.




Şekil 1. Deneysel çalışmanın şematik görüntüsü (Garala ve ark., 2020)

## 3. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Garala ve arkadaşlarının (2020) yaptığı Santrifüj deneyleri gerçek ölçekte Plaxis 2D programı ile iki boyutlu olarak modellenmiştir. Nümerik model Şekil 2'de sunulmaktadır. Nümerik modelde kazık boyu, zemin tabaka kalınlıkları, yeraltı suyu durumu gibi tüm parametreler deney koşullarını yansıtacak şekilde geometrik model oluşturulmuştur. Modelde dinamik yükleme koşullarının etkileri dikkate alınarak sınır koşulları modele tanımlanmıştır.



Şekil 2. Deneysel çalışmanın sonlu elemanlar modeli (Bildik ve Tanrıöver, 2023)

Dinamik yükler altında doğal zeminlerin gerilme-gerinim davranışı büyük ölçüde nonlinear olup, kayma modülü genellikle kayma birim deformasyonundaki artışla azalmaktadır (Hardin ve Drnevich, 1972). Kayma modülündeki bozulma temel sisteminin performansını önemli ölçüde etkilemektedir (Snyder, 2004). Bu nedenle zemin dinamiği problemlerinde nonlinear zemin davranışına uygun zemin modelinin kullanılması

önem arz etmektedir. Özellikle dinamik yükleme esnasında birim deformasyon büyüklüğünden çok yüklemenin doğasında olan atalet kuvvetleri ve gerinim oranı etkileri ön plana çıkmaktadır. Bu çalışmada dinamik zemin davranışını en iyi yansıtacak olan Plaxis programı içinde de yer alan Hardening Soil Small model kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Tablo 1'de sunulmaktadır. Analizlerde kazık eleman literatürde önerilen şekilde plate eleman olarak seçilmiştir. Kazık ve kazık başlığının sayısal analizlerde kullanılan özellikleri ise Tablo 2'de özetlenmektedir.

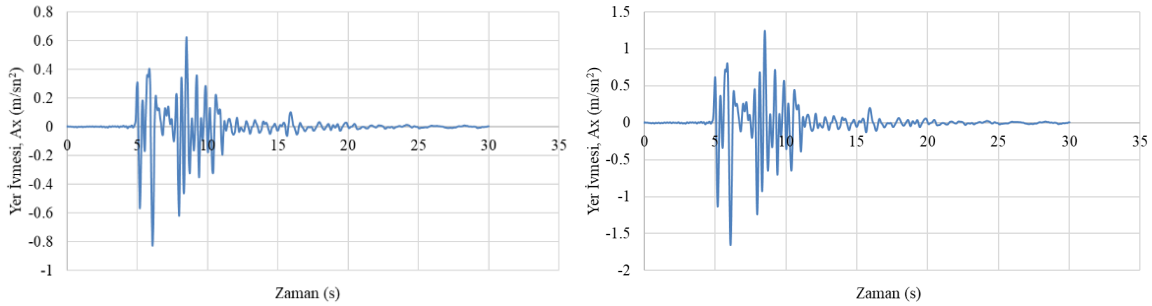
Tablo 3. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri

| Parametreler | Birim | Speswhite Kaolin Kili | Leighton Buzzard Kumu | LE |
|---|---|---|---|---|
| Materyal Tipi | - | HS Small | HS Small | Linear Elastic |
| Drenaj Tipi | - | Undrained (A) | Drained | Drained |
| $\gamma_{unsat}$ | $kN/m^3$ | 16,2 | 18,4 | 24,00 |
| $\gamma_{sat}$ | $kN/m^3$ | 16,4 | 20,36 | 24,00 |
| $e_{init}$ | - | 0,5 | 0,5 | 0,50 |
| Rayleigh $\alpha$ | - | 0,09425 | 0,09425 | 0,00 |
| Rayleigh $\beta$ | - | 7,958E-04 | 7,96E-04 | 0,00 |
| $\nu'$ | - | - | - | 0,20 |
| G | $kN/m^2$ | - | - | 1,04E+07 |
| $E'$ | $kN/m^2$ | - | - | 2,50E+07 |
| $V_s$ | m/s | - | - | 2063,00 |
| $V_p$ | m/s | - | - | 3370,00 |
| $E_{50}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 1500 | 5,10E+04 | - |
| $E_{oed}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 750 | 5,10E+04 | - |
| $E_{ur}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 8000 | 1,53E+05 | - |
| power (m) | - | 0,8 | 0,4344 | - |
| $c'_{ref}$ | $kN/m^2$ | 1 | 0,00 | - |
| φ′ (phi) | - | 21 | 37,20 | - |
| ψ (psi) | - | 0 | 8,625 | - |
| $\nu_{0.7}$ | - | 2,00E-04 | 1,15E-04 | - |
| $G_0^{ref}$ | $kN/m^2$ | 1,398E+04 | 1,178E+05 | - |
| $\nu'_{ur}$ | - | 0,20 | 0,20 | - |
| $P_{ref}$ | $kN/m^2$ | 100,00 | 100,00 | - |
| $K_0^{nc}$ | - | 0,64 | 0,3954 | - |
| $R_f$ | - | 0,90 | 0,90 | - |
| OCR | - | 1,00 | 1,00 | - |
| $R_{inter}$ | - | 0,5 | 0,70 | Rigid |

Tablo 4. Analizlerde kullanılan kazık parametreleri

| Parametreler | Birim | Kazık Başlığı | Kazık |
|---|---|---|---|
| Material Tipi | - | Elastic | Elastic |
| $EA_1$ | $kN/m$ | 9,90E+05 | 9,30E+06 |
| $EA_2$ | $kN/m$ | 9,90E+05 | 9,30E+06 |
| $EI$ | $kN/m^2/m$ | 7425 | 3,439E+05 |
| d | m | 0,3 | 0,6661 |
| w | kN/m/m | 3,5 | 2,8 |
| $\nu$ $(nu)$ | - | 0,37 | 0,3 |
| Rayleigh $\alpha$ | - | 0,2827 | 0,2827 |
| Rayleigh $\beta$ | - | 2,39E-03 | 2,39E-03 |

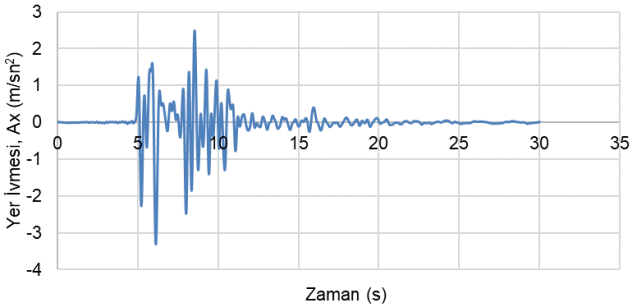
Analizlerde kullanılan deprem kayıtları ölçeklendirilmiş Kobe depreminden seçilmiş olup, deneylerde kullanılan aynı deprem kayıtları sayısal modelde kullanılmıştır. Deprem verisi 0.085g için Şekil 3a'da sunulmaktadır. Ayrıca çalışma kapsamında farklı oranlarda büyütülmüş deprem kayıtları kullanılarak deprem büyüklüğünün etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla Plaxis programı yardımıyla depremler büyütülmüştür. Büyütülen deprem kayıtları 0.17 g ve 0.34g için sırasıyla Şekil 3b ve 3c'de sunulmaktadır.




(a)




(b)




(c)

Şekil 3. Analizlerde kullanılan deprem kayıtları

Garala ve diğ. (2020) tarafından yapılan deneylerin doğrulanması amacıyla tek bir kazık sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal modellemeden elde edilen sonuçların karşılaştırılması amacıyla tekil kazık durumunda deneylerde zemin derinliği boyunca ölçülen ivme değerleri sayısal analizlerden elde edilen ivme değerleri karşılaştırılmıştır. Pik yer ivmesinin sayısal ve deneysel olarak karşılaştırılması Şekil 4a'da sunulmaktadır. Elde edilen sonuçlar ivme değişiminin aynı davranışı gösterdiğini ve büyük ölçüde uyumlu olduğunu göstermektedir. Ayrıca maksimum moment değerleri karşılaştırılmış olup Şekil 4b'de sunulmaktadır. Maksimum moment değerlerinin karşılaştırılması için gerçekleştirilen sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar ile deneysel sonuçların uyumlu olduğu görülmüştür. Beklendiği üzere en yüksek moment değeri kil-kum tabaka geçiş bölgesinde elde edilmiştir ve bu noktadaki uyum %94 olarak gözlenmiştir.

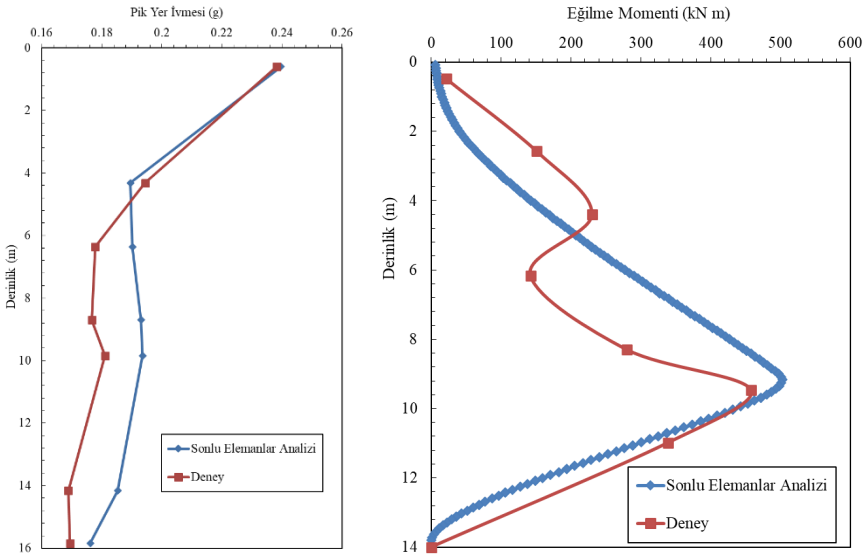
## 4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Çalışma kapsamında deney verileri doğrulandıktan sonra farklı parametrelerin etkileri sayısal olarak araştırılmıştır. Bu kapsamda kil tabaka kalınlığı ve deprem büyüklüğü gibi parametrelerin etkileri analiz edilmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar kazıkta oluşan maksimum moment değerleri dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

### 4.1. Zayıf Tabaka Kalınlığının Etkisi

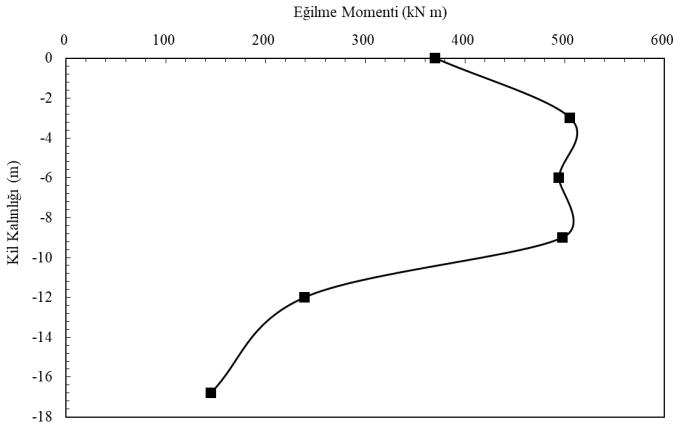
Deneysel çalışmada kil zemine gömülü kazık boyu 9 metre, kum zemine gömülü kazık miktarı ise 4.8 metredir. Kil zemin tabaka kalınlığının değişiminin etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla kazığın tamamen kil zeminde yer

alması durumu ile kil tabaka kalınlığının 3, 6, 9 ve 12 metre olması durumu analiz edilmiştir. Bu analizlerde referans deneydeki gibi yeraltı suyu sayısal analizlerde dikkate alınmamıştır. Analizlerden elde edilen maksimum moment değişim grafiği Şekil 5'de sunulmaktadır. Eğilme momentleri cinsinden de değerlendirildiğinde maksimum momentin kil tabaka kalınlığının toplam kazık boyunun %75'ine eşit olması durumunda ortaya çıktığı görülmektedir. Sağlam zemine soket boyunun belirli bir düzeye gelmesiyle kinematik etkilerin arttığı anlaşılmaktadır. Bu değerden daha az soket boyu durumunda kazık deplasmanı ve maksimum momentin azalma nedeni ise kazığın tek tabakalı durum davranışına geçmesi ve kazık boyunca oluşan rölatif deplasmanların minimize olmasından kaynaklanmaktadır.




(a) (b)

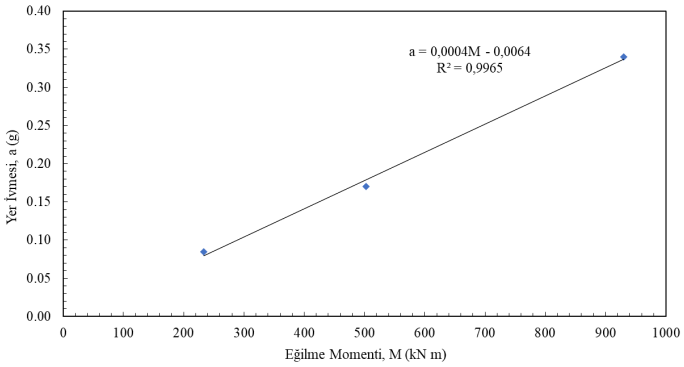
Şekil 4. Deney sonuçları ile sonlu elemanlar analizleri sonuçlarının karşılaştırılması




Şekil 5. Kil tabaka kalınlığını - eğilme momenti değişimi

## 4.2. Deprem Büyüklüğünün Etkisi

Çalışmada deprem büyüklüğünün etkisinin araştırılması amacıyla deneylerde kullanılan deprem kaydı Plaxis programı yardımıyla büyütülerek 0.17g, 0.34g ve 0.51g deprem büyüklüklerinde analizler yapılmıştır. Yapılan analizler deney modeli üzerinde tabakalı zemin koşullarında gerçekleştirilmiştir. Analizlerden elde edilen maksimum moment-ivme grafiği Şekil 6'da sunulmaktadır. Deprem ivmesinin artmasıyla momentlerin lineer olarak arttığı görülmektedir. Elde edilen sonuçlar deprem büyüklüğünün sonuçları etkileyen en önemli parametre olduğunu göstermektedir.




Şekil 6. Kil tabaka kalınlığı - eğilme momenti değişimi

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada kazıkların dinamik yükler altındaki davranışı kinematik etkiler altında araştırılmıştır. Bu amaçla literatürde yer alan bir deneysel çalışma sonuçları sonlu elemanlar programı ile doğrulanarak zemin koşulları, yeraltı su seviyesi, kazık rijitliği ve deprem büyüklüğü gibi parametrelerin etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

- Sonlu elemanlar programı kullanılarak Garala ve arkadaşlarının (2020) yaptığı santrifüj deney sonuçları ile sayısal analiz sonuçları uyumlu şekilde doğrulanmıştır.
- Kinematik etkileşim analizlerinde tabakalı zemin koşullarında zayıf zemin tabaka kalınlığının artmasıyla birlikte ilk etapta deplasman değerlerinde önemli bir artış olmamakla birlikte kil tabaka kalınlığının toplam kazık boyunun yaklaşık %75'ine ulaştığı derinlikte kazık başlık deplasmanında önemli artışlar görülmüştür. Kil tabaka kalınlığının daha büyük değerlere ulaşmasıyla deplasmanlarda önemli bir artış görülmemiştir. Bu durum da kinematik etkiler altında kazığın sağlam birime soket miktarının azalmasıyla birlikte kazığında daha fleksibl davranmasından kaynaklanmaktadır.
- Deprem büyüklüğü etkisinin incelendiği analizlerde, deprem ivmesinin artmasıyla deplasman ve momentlerin lineer olarak arttığı görülmektedir. Elde edilen sonuçlar deprem büyüklüğünün sonuçları etkileyen en önemli parametre olduğunu göstermektedir.

## KAYNAKLAR

Bildik, S., & Tanrıöver, H. (2023). Numerical Investigation of the Pile–Soil Interaction Problem under Dynamic Loads. Applied Sciences, 13(21), 11653.

Brandenberg, S. J., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., & Chang, D. (2005). Behavior of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(11), 1378-1391.

Castelli, F., Maugeri, M., & Mylonakis, G. (2008, July). Numerical analysis of kinematic soil—pile interaction. In AIP Conference Proceedings (Vol. 1020, No. 1, pp. 618-625). American Institute of Physics.

Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E., & Ahmad, S. (1991). Kinematic seismic response of single piles and pile groups. Journal of Geotechnical Engineering, 117(12), 1860-1879.

Garala, T. K., & Madabhushi, G. S. (2018). Comparison of seismic behaviour of pile foundations in two different soft clay profiles. In Physical Modelling in Geotechnics, Volume 2 (pp. 1359-1364). CRC Press.

Garala, T. K., Madabhushi, G. S., & Di Laora, R. (2022). Experimental investigation of kinematic pile bending in layered soils using dynamic centrifuge modelling. Géotechnique, 72(2), 146-161.

Garalaã, T. K., Madabhushı, G. S., & Dı Laora, R. (2020). Experimental investigation of kinematic pile bending in layered soils using dynamic centrifuge modelling. Géotechnique, 72(2), 146-161

Gazetas, G., Tazoh, T., Shimizu, K., & Fan, K. (1993). Seismic response of the pile foundation of Ohba-Ohashi bridge.

Haigh, S. K. (2002). Effects of earthquake-induced liquefaction on pile foundations in sloping ground (Doctoral dissertation, University of Cambridge).

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. Journal of the Soil mechanics and Foundations Division, 98(7), 667-692.

Haskell, J. J. M. (2014). Guidance for the design of pile groups in laterally spreading soil Doctoral dissertation, University of Cambridge.

Hussien, M. N., Karray, M., Tobita, T., & Iai, S. (2015). Kinematic and inertial forces in pile foundations under seismic loading. Computers and Geotechnics, 69, 166-181.

Kavvads, M., & Gazetas, G. (1993). Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. Geotechnique, 43(2), 207-222.

Kaynia, A. M. (1982). Dynamic stiffness and seismic response of pile groups (Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of technology).

Kirkit, M., Taciroglu, E., Berilgen, M., & Akguner, C. EFFECT OF SINGLE PILE ON SITE RESPONSE.

Lau, B. H. (2015). Cyclic behaviour of monopile foundations for offshore wind turbines in clay (Doctoral dissertation, University of Cambridge).

Luo, X., Li, S., & Xu, H. (2016). Results of real-time kinematic positioning based on real GPS L5 data. IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters, 13(8), 1193-1197.

Madabhushi, G., Haigh, S., & Knappett, J. (2009). Design of pile foundations in liquefiable soils. World Scientific.

Mallick, M., Mandal, K. K., & Sahu, R. B. (2022). Effects of axial loading on dynamic response of laterally loaded single piles in liquefiable layered soil of Kolkata city considering nonlinearity of soil. SN Applied Sciences, 4(11), 297.

Mizuno, H. (1987). Pile damage during earthquakes in Japan. Dynamic response of pile foundations, 53-78.

Snyder, J. L. (2004). Full-scale lateral-load tests of a 3× 5 pile group in soft clays and silts. Brigham Young University.

9. Geoteknik Sempozyumu
9th Geotechnical Symposium
22-24 Kasım 2023, İstanbul
22-24th November, Istanbul

# ZEMİN KAYA ORTAMLARDA KARŞILAŞILAN FARKLILIKLARIN DERİN KAZI TASARIMLARINA ETKİSİ ÜZERİNE BİR ÖRNEK ÇALIŞMA

## A CASE STUDY ON THE EFFECT OF ENCOUNTERED DIFFERENT SOIL AND ROCK CONDITIONS ON DEEP EXCAVATION DESIGN

**Abdirahman Yasin Duale[1], Selçuk Bildik[2], Ahmet Arslan[3], Mustafa LAMAN[4]**

## ÖZET

Büyük kentlerde özellikle komşu yapılar ve yolların etki alanında kalan derin kazıların desteklenmesi problemi geoteknik mühendisliğinin en önemli konularından biridir. Bu konuda örnek bir çalışma olarak İstanbul İli, Maltepe İlçesi'nde çok katlı bir bina projesi dikkate alınmıştır. Proje kapsamında 18.30-23.30 metreler arasında değişen derin temel kazısı planlanmıştır. Derin kazı sistemi için proje sahasındaki farklı zemin ve kaya birimler irdelenerek, uygulanacak iksa sisteminin yeteri güvenlikte ve ekonomik çözüm olması hedeflenmiştir. Bu amaçla zemin ortamlarda ankrajlı fore kazık ile kumtaşı ve killi kireçtaşı-volkanik dayk birimlerde ise, zemin çivili püskürtme beton sisteminden oluşan kombine bir derin kazı destek sistemi projelendirilmiştir. İksa sistemi Plaxis 2D sonlu eleman programı ile analiz edilmiştir. İksa imalatları sırasında bazı bölgelerde zemin etüt raporunda sunulan zemin ve kaya birimlerden farklı birimlerle karşılaşılmış olup, özellikle kaya birimlerde 5m-10m gibi geniş yüzeylerde çatlak yoğunlukları gözlenmiş ve çivili-püskürtme betonlarda bölgesel malzeme dökülmeleri oluşmuştur Bu sorunların yaşandığı cephelerin sorunlu bölgelerinde proje revize edilerek, gerekli önlemler alındıktan sonra, ankrajlı mini kazık elemanlar da iksa sistemine dahil edilmiştir.
***Anahtar Kelimeler:*** *Derin Kazı, Ankrajlı fore kazık perde, Zemin çivili püskürtme beton, Plaxis*

## ABSTRACT

The challenge of supporting deep excavations in big cities, especially in areas where there are neighbouring structures and infrastructure, is one of the most important issues of geotechnical engineering. As a case study on this subject, a multi-storey building project in Maltepe District of Istanbul Province was taken into consideration. Within the scope of the project, deep foundation excavations ranging from 18.30 to 23.30 meters are planned. For the deep excavation system, by considering different soil and rock units in the project site, the shoring system to be implemented was aimed to be a safe and economical solution. For this purpose, a combined deep excavation support system consisting of anchored bored piles in soil units and a soil nailed shotcrete system in sandstone and clayey limestone-volcanic dyke units has been designed. The shoring system was analysed with Plaxis 2D finite element program. During the construction and implementation of the shoring project, different soil conditions from the soil conditions reported in the soil investigation report were encountered in some regions, highly weathered materials were observed in wide areas such as 5m-10m along the shoring system, especially in the rock units, and regional soil spills occurred on the nailed-sprayed concrete surfaces. The project was revised in the problematic areas of the facades where these problems were experienced. After taking the necessary precautions, anchored mini pile elements were also included in the shoring system.
***Keywords:*** *Deep Excavation, Anchored bored pile wall, Soil nail and shotcrete, Plaxis*

[1] İnş. Müh., Perform Müh. Müş. Ltd. Şti., a.duale@performgeo.com
[2] Dr. Öğr. Üyesi., Nişantaşı Üniversitesi, selcuk.bildik@nisantasi.edu.tr
[3] İnş. Yük. Müh., Soilteknik Ltd. Şti., ahmet@soilteknik.com
[4] Prof. Dr., Emekli Prof., lamanmustafa@gmail.com

## 1. GİRİŞ

Büyük kentlerdeki yoğun yapılaşma ve çok katlı yapı projelerinin giderek artması yanında, zemin içerisine gömülü (bodrum) katların artırılması ihtiyaçları nedeniyle derin kazılar yapılması gerekmektedir. Proje sahasının güvenli bir ortam olması yanında komşu yapılarla, yol ve her tür altyapının bu kazı faaliyetleri sırasında zarar görmemesi gerekir. Derin kazıların desteklenmesi problemi inşaat mühendisliği geoteknik anabilim dalının en önemli konularından biridir. Bu konuda örnek bir çalışma olarak İstanbul İli, Maltepe İlçesi'nde çok katlı bir bina projesi dikkate alınmıştır. Proje kapsamında 18.30-23.30 metreler arasında değişen derin temel kazısı planlanmıştır. Çok katlı 3 bloktan oluşan projede şevli kazılar için yeterli çekme mesafeleri bulunmamasından dolayı, tüm cephelerde temel kazısı için iksa tedbiri alınması zorunludur. Ayrıca, iksa sistemi planlanırken mevcut arazi zemin profili dikkate alındığında, üst birimlerde şev yapılması uygun görülmemiştir. İksa sisteminin oluşturulacağı tüm cephelerde gerek komşu yapılar gerekse çevre yollardan dolayı, zemin birimlerde ankrajlı fore kazık perde destek sistemi ve takiben kaya birimlerde zemin çivili püskürtme beton destek sistemi seçilmiştir. Proje kapsamında "Kazı Çukurlarının Desteklenmesi ile İlgili Uyulacak Esaslar" adlı genelge (Çevre ve Şehircilik Bakanlığı (2018)) dikkate alınmıştır. İksa sistemi kritik tüm cephelerde Plaxis 2D sonlu eleman programı (Brinkgreve, R.B.J. (2018)) ile analiz edilmiştir. Projeye uygun olarak iksa imalatları yapılmaya başladıktan sonra bazı bölgelerde zemin etüt raporunda sunulan zemin ve kaya birimlerden farklı birimlerle karşılaşılmış olup, özellikle kaya birimlerde 5m-10m gibi geniş yüzeylerde çatlak yoğunlukları gözlenmiş ve çivili-püskürtme betonlarda bölgesel malzeme dökülmeleri oluşmuştur. Bu problemlerin yaşandığı cephelerin sorunlu bölgelerinde proje revizyonuna gidilmiş, gerekli önlemler alındıktan sonra, ankrajlı mini kazık perde destek elemanı da iksa sistemine dahil edilmiştir.

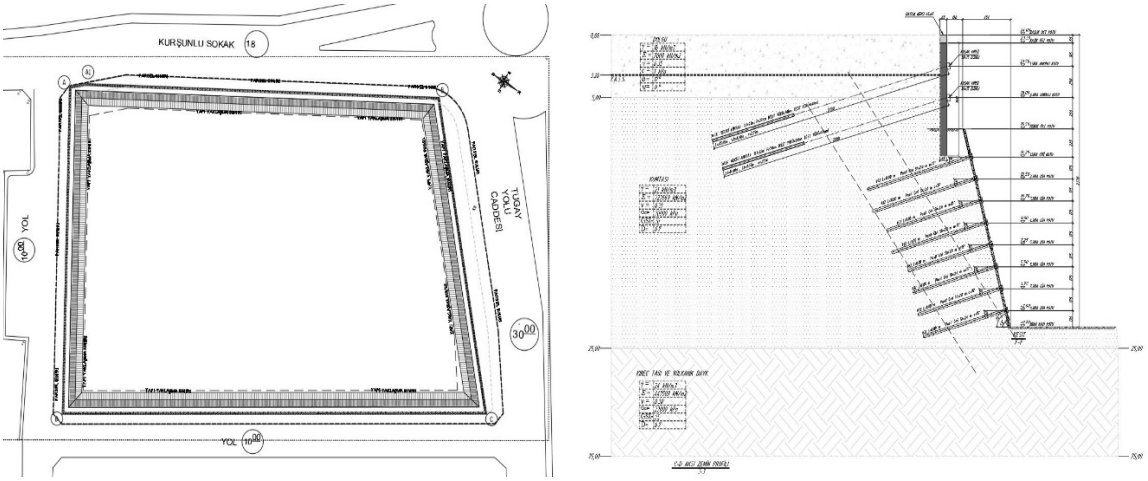
## 2. PROJE BİLGİLERİ VE ARAZİ ÇALIŞMALARI

İstanbul İli, Maltepe İlçesi sınırları içerisinde olan proje sahasında konut ve ofis binaları inşa edilmesi planlanmaktadır. İnceleme alanının uydu görüntüsü Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1. İnceleme alanı uydu görüntüsü

İksa projesinin vaziyet planı ve ankrajlı kazık perde ve zemin çivili püskürtme beton iksa sisteminin tipik kesiti Şekil 2'de verilmektedir. Proje kapsamında A, B ve C olarak 3 adet çok katlı blok yapılması planlanmaktadır. A ve C bloklar 6 bodrum katlı, B blok ise 5 bodrum katlıdır.




Şekil 2. İksa projesi vaziyet planı ve iksa sisteminin tipik kesiti

İnceleme alanında zemin profilinin ortaya çıkarılmasıyla birlikte temel kotundan örselenmiş ve örselenmemiş numune almak amacıyla toplam derinliği 675m olan 18 adet sondaj kuyusu açılmıştır. İnceleme alanında yüzeyde kontrolsüz dolgu, devamında sırasıyla, siltli kumlu sert kil, devamında tümüyle ayrışmış, parçalı kırıklı, çok zayıf dayanımlı ayrışmış grovak, çok zayıf-zayıf-orta nitelikli, orta ayrışmış, sık-çok sık-parçalı kırıklı, orta zayıf dayanımlı kumtaşı, çok zayıf-zayıf-orta nitelikli, az ayrışmış, sık-çok sık-parçalı kırıklı, orta dayanımlı volkanik dayk ve kalsit damarlı, çok zayıf-zayıf orta-iyi-çok iyi nitelikli, az ayrışmış, sık-çok sık parçalı kırıklı, orta dayanımlı killi kireçtaşı yer almaktadır. Yüzeydeki kontrolsüz dolgu kalınlığı 3.00-6.00 metreler arasında değişmektedir.

## 3. İKSA SİSTEMİ TASARIMI

İstanbul İli, Maltepe İlçesi'nde inşa edilecek çok katlı konut ve ofis binaları 5 ve 6 bodrum katlı olduklarından temel kazı derinlikleri 18.30-23.30 metre seviyelerine ulaşacaktır. Derin kazı nedeniyle, proje sahasında geçici iksa sistemi planlanmıştır. İksa projesi 4 cephede planlanmış olup, Şekil 2'de görüldüğü gibi cepheler, A-A1-B, B-C, C-D ve D-A olarak isimlendirilmiştir. İksa sistemi, dolgu birimlerde ankrajlı kazık perde destek sistemi, dolgu birimi takip eden kumtaşı ve killi kireçtaşı-volkanik dayk birimlerde ise, zemin çivili püskürtme beton destek sistemi olarak projelendirilmiştir. Bazı kısımlarda müsaade edilen komşu sınırların yetersiz olması nedeniyle, zemin çivili püskürtme beton perdesinin yatayla yaptığı açıdan dolayı oluşan mesafe yetersiz kaldığından, sınırların dışına çıkmamak için zorunlu olarak ankrajlı kazık perde kısmen kumtaşı birimlerde de devam ettirilmiştir.

Ankrajlı kazık perde sistemi için Φ65 çaplı kazıklar ve bu kazıkları birbirine bağlayan 65 cm kalınlıkta başlık kirişi ile tasarlanmıştır. Kazık aralıkları 20 cm olarak belirlenmiştir. Ankrajlı kazık perde tek sıralı ankraj olan kesitlerde 22.00m ankraj boyu ve çift sıralı ankraj olan kesitlerde ise birinci sıra 23.00 m, ikinci sıra 22.00m ankraj boyu ile tasarlanmıştır. Ankraj kök boyları 8 metredir. Ankrajlar arası mesafe yatayda 2.55 m, düşeyde ise 2.50 m ve ankrajların yatayla yaptığı açı 15 derece olarak belirlenmiştir. Ankraj halatları 3x0.6" ve ankraj tasarım yükü 35 ton olarak belirlenmiştir. Zemin çivili püskürtme beton perdesinin kalınlığı 20 cm, yatay ve düşey aralığı 1.75m, yatayla yaptığı açı 75 derece, Φ32'lik çelikle uygulanan çivi boyları 8, 9 ve 10 metre olarak tasarlanmıştır. Ankrajlı fore kazık ile zemin çivisi arasında 1.50 metre genişlikte palye oluşturulmuştur. Analizlerde Plaxis 2D sonlu eleman yazılım programı kullanılmış olup, mevcut yoldan etkiyen sürşarj yükü 15kPa olarak alınmıştır.

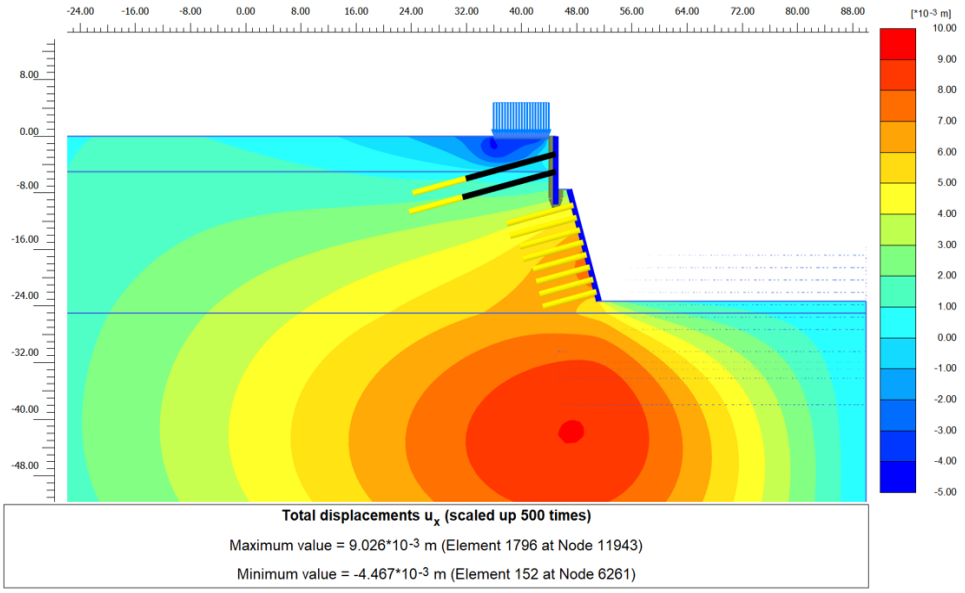
### 3.1. İksa Sistemi Analizleri

İksa sistemi proje hesapları Plaxis 2D sonlu elemanlar yazılımı ile yapılmıştır. Analizlerde idealize zemin profili için dikkate alınan zemin parametreleri Tablo 1´de verilmektedir. Dolgu birimler için Hardening Soil (HS-Pekleşen zemin), kaya birimler için Hoek-Brown malzeme modeli kullanılmıştır. Ayrıca, killeşmiş çok bozuşmuş birim için ise HS modeli kullanılmıştır.

Tablo 1. Zemin Parametreleri

| Parametreler | Dolgu | Killeşmiş Bozuşmuş Birim | Kumtaşı | Kireçtaşı | Birim |
|---|---|---|---|---|---|
| **Birim Hacım Ağırlığı** | 17 | 18 | 21 | 24 | kN/m$^3$ |
| **Erm, Elastisite Modülü** | - | - | 300 | 400 | MPa |
| **E, Deformasyon Modülü** | 7 | 30 | - | - | MPa |
| **v, Poison Oranı** | - | - | 0.35 | 0.30 | - |
| **σci, Tek Eksenli Basınç Dayanımı** | - | - | 30 | 33 | MPa |
| **mi, Malzeme Sabiti** | - | - | 19 | 15 | - |
| **GSI, Jeolojik Dayanım İndeksi** | - | - | 30 | 35 | - |
| **D, Örselenme Faktörü** | - | - | 0.7 | 0.7 | - |
| **c, efektif kohezyon** | 1 | 5 | - | - | kPa |
| **ϕ , kayma mukavemet açısı** | 22 | 27 | - | - | Derece |

İlk tasarımda elde edilen yatay deformasyonlar Şekil 3´te verilmektedir.



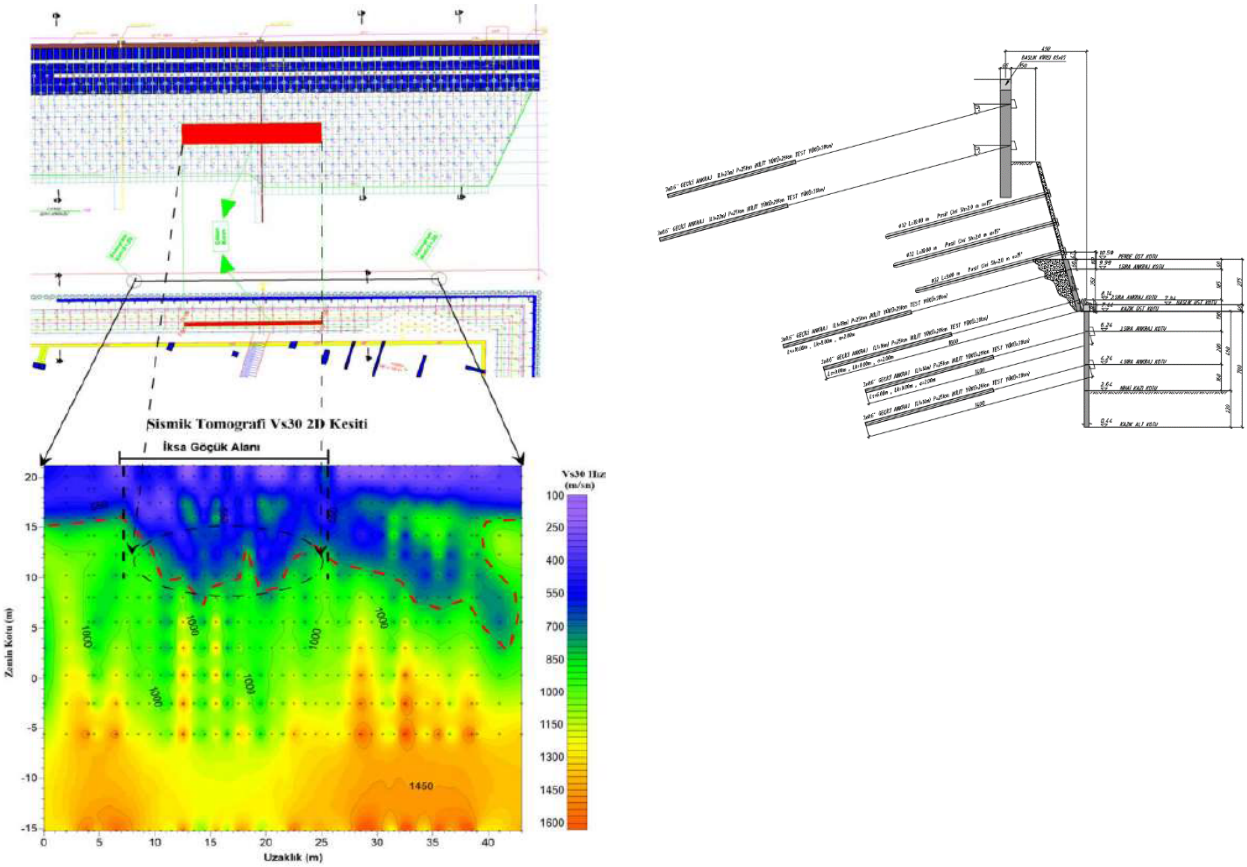

Şekil 3. İksa sisteminin yatay deplasman değerleri

### 3.2. İksa Sisteminin Revizyonu

İksa imalatları sırasında bazı bölgelerde zemin etüt raporunda sunulan verilerin dışında farklı zemin koşulları ile karşılaşılmıştır. C-D aksının güney tarafında iksa çalışmalarının ilerlediği alt seviyelerde yaklaşık 8. metrelerde başlayan ve kireçtaşı birimler için yapılan tanımlamaların dışında olağan dışı 5m-10m gibi geniş alanlarda çatlak yoğunlukları gözlenmiş ve çivi-püskürtme beton yüzeylerinde bölgesel malzeme dökülmeleri oluşmuştur. Benzer şekilde D-A aksında da benzer durumlar gözlenmiştir. Söz konusu cephelerde çatlak sıklığı, derinliği ve ayrışma durumlarının yerinde tespit edilebilmesi amacı ile, 2D sismik tomografi yöntemi kullanılarak jeofizik etüt çalışması (Sonogram Mühendislik Zemin etüt raporu (2017), yapılmıştır. Bu kapsamda göçme hattının hemen üzerinde kazık başlık kirişi arkasında sismik çalışma yapılmıştır. Ölçümler esnasında 43 m'lik bir cephe boyunca 80 adet sismik atış gerçekleştirilmiş, her bir atış veri işlemeye tabi tutularak, zeminin sismik özellikleri 2D sismik tomografi kesiti elde edilerek belirlenmiştir (Şekil 4). Sismik çalışmaların yanı sıra her iki cephede ilave sondaj çalışmaları yapılarak sismik veriler doğrulanmıştır. Sondaj çalışmaları ve sismik ölçümler sonucu aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Göçmenin oluştuğu alan sismik kesit üzerinde işaretlenmiş ve bu kısımda sismik Vs hızlarının, ilk etüt verilerinde genel olarak bu seviyeler için elde edilen değerlerden daha düşük olarak, 200-550 m/sn arasında değiştiği görülmüştür.

- Vs sismik hız değerlerinin düşük olduğu bu bölgede yapılan sondajlardan (Sonogram Mühendislik Zemin etüt raporu (2017) elde edilen karot verileri ayrışma ve çatlak sıklığı derecesi açısından değerlendirildiğinde, bu bölgelerde birimlerin çok sık parçalı kırıklı yapıda ve W4-W5 ayrışma derecesinde olduğu anlaşılmıştır.
- Şekil 4'te görüldüğü üzere bu zayıf zona, göçmenin olduğu alanda ve de iksa cephesinin daha güneyinde, kuzey cepheye göre daha derinlerde ulaşılmaktadır. Kesit üzerinde mavi renk ile temsil edilen ve kesikli kırmızı çizgi ile sınırlandırılan bu alanlarda iksa sırasında göçmeye karşı mevcut projede öngörülen çivili püskürtme beton destek sistemi yerine alternatif bir perde sisteminin uygulanması gerektiği anlaşılmaktadır.
- Sorunlu bölgeler dışında kalan ölçüm alanında genel itibari ile, +5.00 kotundan itibaren (En güneyde +2.00 kotundan itibaren) sismik Vs hızlarının 1000 m/sn seviyelerine çıkması nedeniyle iksa açısından risk içeren bir durum görülmemekte ve bu kısımlarda mevcut iksa projesinde revizyona gidilmesine gerek olmamaktadır.
- Sorunlu bölgelerde ise, mevcut projede öngörülen çivili püskürtme beton destek sistemi yerine, ankrajlı mini kazık iksa projesi yapılmasına karar verilmiştir. C-D aksında uygulanacak kesit Şekil 4´de verilmektedir.



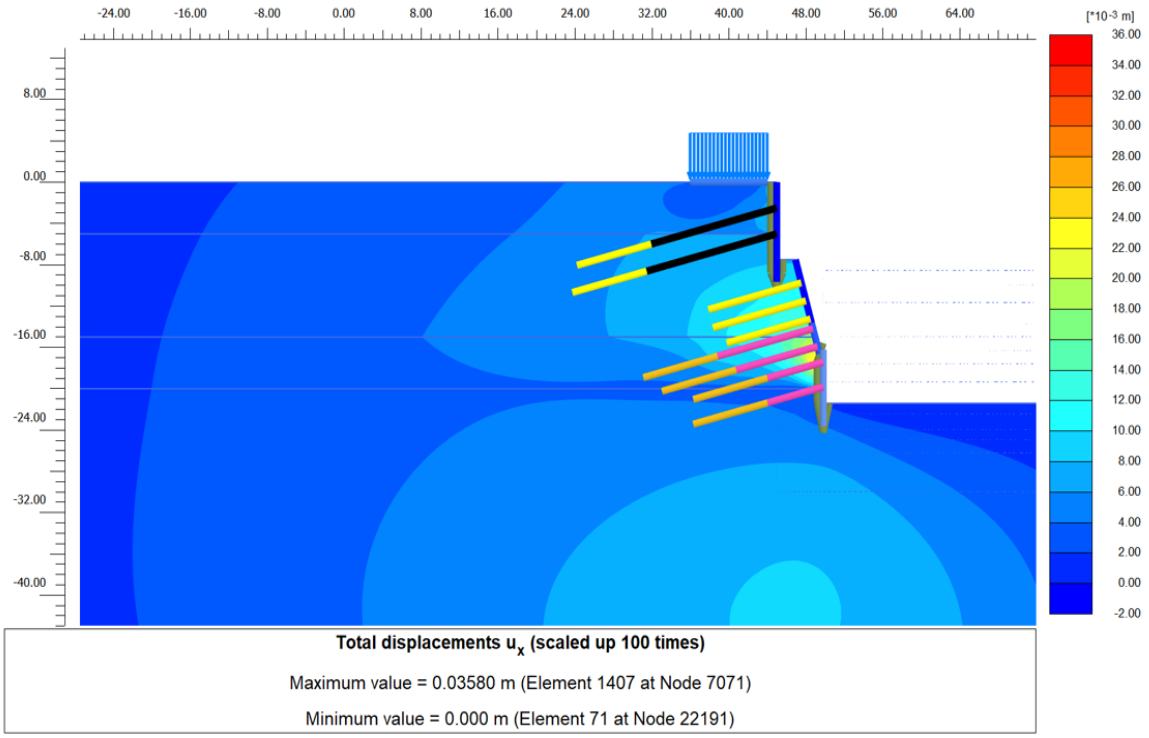

Şekil 4. 2D sismik tomografi kesiti ve revize iksa sistemine ait kesit

Söz konusu C-D aksında çok çatlaklı ayrışmış zondan itibaren iksa düzenlemeleri yapılmış olup, ankrajlı mini kazık perde iksa projesi tasarlanmıştır. Bu durumda, önce 30cm kalınlıkta ankrajlı betonarme perde oluşturulmuştur. Ardından, mini kazıkların imalatlarına geçilmiştir. Mini kazık çapı 30 cm olup, kazık net aralığı 20cm'dir. Ankraj açıları 15$^{o}$ olup, ankraj tasarım yükleri 25 ton olarak belirlenmiştir. Ankraj düşey ve yatay aralığı 2 metre olarak belirlenmiştir. Ankraj boyları ise, ilk sırada 18 metre, devamında 16 metre ve son iki sırada 14 metre olarak planlanmıştır. İmalatı gerçekleştirilen revize kesit Şekil 5´te sunulmaktadır.



Şekil 5. İmalatı gerçekleştirilen revize kesit

Revize tasarımda elde edilen yatay deplasmanlar Şekil 6´da verilmektedir.




Şekil 6. İksa sisteminin yatay deplasman değerleri

Revize tasarımda elde edilen yatay deplasman değerlerinin müsaade edilen limit değerin altında olduğu görülmektedir. Ayrıca, iksa sisteminin toptan göçmeye karşı elde edilen güvenlik sayısının da önerilen minimum değerin üzerinde olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, revize iksa destek sisteminin bulunduğu konum, zemin malzemesi ve ankrajlı mini kazık destek sistemi özelliklerinin girildiği analizlerden elde edilen sonuçlar, revize iksa önlem sisteminin uygun olduğunu göstermiştir. Nitekim bu revize proje ile birlikte devam eden iksa sistemi güvenle tamamlanmıştır. Çok katlı yapıların temel sisteminin inşası ve 5 ve 6 bodrum

katlarının inşası süresince herhangi bir olumsuzluk yaşanmamıştır. Genelgeye uygun olarak yerleştirilen inklinometre okumalarından elde edilen yatay deplasman değerleri maksimum 23.30m seviyelerine kadar yapılan kazılar sonucunda sınır değerlerin altında kalmıştır. Çok katlı konut ve ofis amaçlı binalar yakın zamanda tamamlanmıştır.

## 4. SONUÇLAR

İstanbul İli, Maltepe İlçesi sınırları içerisinde konut ve ofis binaları inşa edilmiştir. Binalar 5 ve 6 bodrum katlı olduklarından temel kazı derinlikleri 18.30-23.30 metre seviyelerine ulaşmıştır. Bu nedenle proje sahasında tüm cephelerde geçici iksa sistemi planlanmıştır. İksa sistemi, dolgu birimlerde ankrajlı kazık perde destek sistemi, dolgu birimi takip eden kumtaşı ve killi kireçtaşı-volkanik dayk birimlerde ise, zemin çivili püskürtme beton destek sistemi olarak projelendirilmiştir. İksa sistemi planlamasında yararlanılan zemin etüt çalışmaları için yapılan sondaj, arazi-laboratuvar deney ve jeofizik etütler, ülkemizde geçerli yönetmeliklere uygun olarak hazırlanmış olmasına rağmen iksa sisteminin uygulanması sırasında sahada bazı bölgelerde rapor verilerinin dışında zayıf birimlerle karşılaşılmıştır.

İksa projesinde C-D aksının güney tarafında iksa çalışmalarının ilerlediği alt seviyelerde yaklaşık 8. metrelerde başlayan ve kireçtaşı birimler için yapılan tanımlamaların dışında olağan dışı 5m-10m gibi geniş alanlarda çatlak yoğunlukları gözlenmiş ve çivi-püskürtme beton yüzeylerinde bölgesel malzeme dökülmeleri gibi problemler yaşanmıştır. Projenin D-A aksında da benzer durumlar gözlenmiştir. Bu durumlardan dolayı projenin ilerleyen safhalarında güvenlik sorunları yaşanacağı anlaşıldığından çalışmalar derhal durdurulmuş ve problemin tüm boyutlarıyla doğru teşhis edilebilmesi için kapsamlı bir ilave etüt çalışması yapılmıştır.

Söz konusu cephelerde çatlak sıklığı, derinliği ve ayrışma durumlarının yerinde tespit edilebilmesi amacı ile, 2D sismik tomografi yöntemi kullanılarak jeofizik etüt çalışması yapılmıştır. Ölçümlerde 43 m'lik bir cephe boyunca 80 adet sismik atış gerçekleştirilmiş, her bir atış veri işlemeye tabi tutularak, zeminin sismik özellikleri 2D sismik tomografi kesiti elde edilerek belirlenmiştir. Ayrıca, Sismik çalışmaların yanı sıra her iki cephede ilave sondaj çalışmaları yapılarak sismik veriler doğrulanmıştır. Bu çalışmalar sonucu, göçmenin oluştuğu bölgelerle kazıya devam edilmesi durumunda yeni oluşacak diğer bölgeler belirlenmiştir.

Bu zayıf zonlar ve göçmenin olduğu alanda iksa sırasında göçmeye karşı mevcut projede öngörülen çivili püskürtme beton destek sistemi yerine alternatif bir perde sisteminin uygulanması gerektiği anlaşılmıştır.

Sorunlu bölgelerde mevcut projede öngörülen çivili püskürtme beton destek sistemi yerine, ankrajlı mini kazık iksa projesi yapılmasına karar verilmiştir. Söz konusu çok çatlaklı ayrışmış zondan itibaren iksa düzenlemeleri yapılmış olup, ankrajlı mini kazık perde iksa projesi tasarlanmıştır. Revize projeye dahil edilen yeni uygulamada önce 30cm kalınlıkta ankrajlı betonarme perde oluşturulmuştur. Ardından, mini kazıkların imalatlarına geçilmiştir. Mini kazık çapı 30 cm olup, kazık net aralığı 20cm'dir. Ankraj açıları $15^{o}$ olup, ankraj tasarım yükleri 25 ton olarak belirlenmiştir. Ankraj düşey ve yatay aralığı 2 metre olarak belirlenmiştir. Ankraj boyları ise, ilk sırada 18 metre, devamında 16 metre ve son iki sırada 14 metre olarak planlanmıştır.

Revize projenin PLAXIS 2D sonlu elemanlar yazılımı ile analizlerinden yatay deplasman değerleri müsaade edilen limit değerin altında kalmıştır. İksa sisteminin bu revize sistemde toptan göçmeye karşı elde edilen güvenlik sayısı da önerilen minimum değerin üzerindedir. Sonuç olarak, revize iksa destek sisteminin bulunduğu konum, zemin malzemesi ve ankrajlı mini kazık destek sistemi özelliklerinin girildiği analizlerden elde edilen sonuçlar, revize iksa sisteminin uygun olduğunu göstermiştir.

Revize proje ile birlikte devam eden iksa sistemi güvenle tamamlanmış ve hedeflenen maksimum 23.30m temel kazısına ulaşılmıştır. Çok katlı yapıların 5 ve 6 bodrum katlarının inşası süresince herhangi bir olumsuzluk yaşanmamıştır. Genelgeye uygun sayı ve konumda yerleştirilen inklinometre okumalarından elde edilen yatay deplasman değerleri sınır değerlerin altında kalmıştır. Çok katlı konut ve ofis amaçlı binalar herhangi bir sorun yaşanmadan yakın zamanda tamamlanmıştır.

## KAYNAKLAR

Sonogram Mühendislik İnş. Son.ve Lab. Hiz. Tic. Ltd. Şirketi (2017), “Zemin etüt raporu”.

Çevre ve Şehircilik Bakanlığı (2018), “Kazı Çukurlarının Desteklenmesi İle İlgili Uyulacak Esaslar”.

Brinkgreve, R.B.J. (2018), “PLAXIS 2D User’s Manual”, Delft University of Technology & PLAXIS bv the Netherlands.

FHWA-IF-99-015 (1999), “Ground Anchors and Anchored Systems”.

FHWA0-IF-03-017 (2003), “Soil Nail Walls”.

**TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI**
**İSTANBUL ŞUBESİ**

Mumhane Cad. No: 21 Karaköy
Beyoğlu / İstanbul
Tel: +90 212 293 20 00 - Faks: +90 212 232 09 12
E-posta: istanbul@imo.org.tr
www.istanbul.imo.org.tr