



.....



DÜZENLEYEN: TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBESİ





ULUSLARARASI KATILIMLI EOTEKNİK SEMPOZYUMU

22-23-24 KASIM 2017 / İSTANBUL

DÜZENLEYEN: TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBESİ

TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBESİ

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
- Facebook: www.facebook.com/imoistanbulsube
- Twitter : http://twitter.com/imoistanbulsube

ISBN No: 978-605-01-1103-3

Oda Yayın No: .E/17/05

Baskı Tarihi: Kasım 2017

Baskı:

MAYA BASIN YAYIN MAT. TİC. LTD. ŞTİ.

Davutpaşa Cad. Güven İş Merkezi No: 83 A Blok-56 Topkapı 34010 İST. Tel: (0212) 638 64 08 Pbx Fax: (0212) 638 64 09 E-posta: maya@mayadergi.com

TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI 45. DÖNEM YÖNETİM KURULU

CEMAL GÖKÇE - BAŞKAN ŞÜKRÜ ERDEM - II. BAŞKAN HÜSEYİN KAYA - SEKRETER ÜYE CEM OĞUZ - SAYMAN ÜYE CEMAL AKÇA - ÜYE CİHAT MAZMANOĞLU - ÜYE NECATİ ATICI - ÜYE

TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBESİ 45. DÖNEM YÖNETİM KURULU

NUSRET SUNA - BAŞKAN MURAT SERDAR KIRÇIL - SEKRETER ÜYE TEMEL PİRLİ - SAYMAN ÜYE İSMAİL UZUNOĞLU - ÜYE BAYKAL HANCIOĞLU - ÜYE GÜLSÜN YAŞIN ARSLANOĞLU - ÜYE CANER ZAFER - ÜYE

DÜZENLEME KURULU

Feyza ÇİNİCİOĞLU Başkan	lÜ	İlknur BOZBEY	lÜ
Nusret SUNA	імо	Özer ÇİNİCİOĞLU	BÜ
Kutay ÖZAYDIN	ΥTÜ	Havvanur KILIÇ	ΥTÜ
Mustafa LAMAN	LIVERPOOL Ün.	Pelin ÖZENER	ΥTÜ
Recep İYİSAN	ΙΤÜ	Sadık ÖZTOPRAK	lÜ
Selçuk BİLDİK	NÜ	Rezan BULUT	İMO

DANIŞMA KURULU

Cemal GÖKÇE	імо	Ayşe AKTÜRK BASIK	ÇŞB
Necati ATICI	імо	Sina KİZİROĞLU	KGM
Ahmet Tuna ACAR	ÇŞB	Halil İbrahim POLAT	ÇŞB

ULUSLARARASI BİLİM KURULU

Fatma BALIGH	HELWAN UNIVERSITY	Charles NG	THE HONG KONG UNIVERSITY
Mounir BOUSSIDA	UNIVERSITÉ DE TUNIS EL MANAR	Jovan Br. PAPIC	University "Cyril and Methodius", Republic of Macedonia
Braja DAS	CALIFORNIA STATE UNIVERSITY	Eun Chul SHIN	VP for Asia, issmge
Pedro FERREIRA	UNIVERSITY COLLEGE LONDON	Siva SIVAKUGAN	JAMES COOK UNIVERSITY
Lyesse LALOUİ	SWISS FEDERAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY	Chungsik YOO	SUNGKYUNKWAN UNIVERSITY
Mario MANASSERO	POLITECNICO DI TORINO	Askar ZHUSSUPBEKOV	EURASIAN NATIONAL UNIVERSITY

ULUSAL BİLİM KURULU

Oğuzhan Sami AKBAŞ (GAZİ Ün.)	Tuğba ESKİŞAR (EGE Ün.)	Aşkın ÖZOCAK (SAKARYA Ün.)
Suat AKBULUT (YTÜ)	Alp GÖKALP (KASKTAS)	Baran ÖZSOY (GEODİNAMİK)
Cem AKGÜNER (TED Ün.)	Erol GÜLER (BOĞAZİÇİ Ün.)	Selman SAĞLAM (ADNAN MENDERES Ün.)
İsmail Hakkı AKSOY (İTÜ)	Zeynep GÜLERCE (ODTÜ)	Ahmet SAĞLAMER (İTÜ)
Salih AKSOY (GEOMED)	Hamza GÜLLÜ (GAZİANTEP Ün.)	Nejan HUVAJ SARIHAN (ODTÜ)
Yeliz YÜKSELEN AKSOY (DOKUZ EYLÜL Ün.)	Zeki GÜNDÜZ (SAKARYA Ün.)	Altuğ SAYGILI (MUĞLA SITKI KOÇMAN Ün.)
Halil Murat ALGIN (HARRAN Ün.)	Yücel GÜNEY (ANADOLU Ün.)	Sedat SERT (SAKARYA Ün.)
Selim ALTUN (EGE Ün.)	Ayhan GÜRBÜZ (GAZİ Ün.)	Alper SEZER (EGE Ün.)
Atilla ANSAL (ÖZYEĞİN Ün.)	Yeşim GÜRTUĞ (MARMARA Ün.)	Osman SİVRİKAYA (ÖMER HALİS DEMİR Ün.)
Cavit ATALAR (YAKIN DOĞU Ün.)	Banu İKİZLER (KTÜ)	Bilge SİYAHİ (GEBZE TEKNİK Ün.)
Sadık BAKIR (ODTÜ)	Müge İNANIR (GEOGRUP)	Aykut ŞENOL (İTÜ)
Esra Ece BAYAT (İTÜ)	Mete İNCECİK (İTÜ)	Özcan TAN (SELÇUK Ün.)
Gökhan BAYKAL (BOĞAZİÇİ Ün.)	Zülküf KAYA (ERCİYES Ün.)	Taha TAŞKIRAN (DİCLE Ün.)
Ayşe ERDİNÇLER BAYKAL (BOĞAZİÇİ Ün.)	Kubilay KELEŞOĞLU (İSTANBUL Ün.)	Niyazi Uğur TERZİ (AKSARAY Ün.)
Mehmet BERİLGEN (YTÜ)	Nilay KESKİN (SÜLEYMAN DEMİREL Ün.)	Berrak TEYMUR (İTÜ)
Saadet Arzu BERİLGEN (YTÜ)	Salih KESKİN (DİCLE Ün.)	Ergün TOĞROL (İTÜ)
Özgür BEZGİN (İSTANBUL Ün.)	Fatih KULAÇ (ZETAŞ)	Selçuk TOPRAK (CORNELL Ün.)
Huriye BİLSEL (DOĞU AKDENİZ Ün.)	Aslı KURTULUŞ (ÖZYEĞİN Ün.)	Hasan TOSUN (ESKİŞEHİR OSMANGAZİ Ün.)
Oğuz ÇALIŞAN (ÇALIŞAN GEO.)	Ayşen LAV (İTÜ)	Gökçe TÖNÜK (MEF Ün.)
Hanifi ÇANAKÇI (GAZİANTEP Ün.)	Gizem MISIR (KARAMANOĞLU MEHMETBEY Ün.)	Ahmet TUNCAN (ANADOLU Ün.)
Ömer Faruk ÇAPAR (ZETAŞ)	Murat MOLLAMAHMUTOĞLU (GAZİ Ün.)	Erdal UNCUOĞLU (ERCİYES Ün.)
Kemal Önder ÇETİN (ODTÜ)	Murat MONKUL (YEDİTEPE Ün.)	Berna UNUTMAZ (HACETTEPE Ün.)
Erdal ÇOKÇA (ODTÜ)	Utkan MUTMAN (KOCAELİ Ün.)	Derin URAL (MEF Ün.)
Ozan DADAŞBİLGE (GEOCON)	Mustafa Serdar NALÇAKAN (KİLCİ MÜH.)	Soner UZUNDURUKAN (SÜLEYMAN DEMIREL Ün.)
Ahmet DEMİR (OSMANIYE KORKUT ATA Ün.)	Volkan OKUR (ESKİŞEHİR OSMANGAZİ Ün.)	Deniz ÜLGEN (MUĞLA SITKI KOÇMAN Ün.)
Turan DURGUNOĞLU (ZETAŞ)	Murat OLGUN (SAKARYA Ün.)	M.B. Can ÜLKER (İTÜ)
Rasin DÜZCEER (KASKTAŞ)	Okan ÖNAL (DOKUZ EYLÜL Ün.)	Temel YETİMOĞLU (ATATÜRK Ün.)
Nurhan ECEMİŞ (İYTE)	Akın ÖNALP (İSTANBUL KÜLTÜR Ün.)	Hüseyin YILDIRIM (İTÜ)
Tuncer EDİL (WISCONSIN Ün.)	Hakan ÖREN (DOKUZ EYLÜL Ün.)	Sönmez YILDIRIM (YTÜ)
Ufuk ERGUN (ODTÜ)	Murat ÖRNEK (İSKENDERUN TEKNİK Ün.)	Abdulazim YILDIZ (ÇUKUROVA Ün.)
İbrahim Hakkı ERKAN (NECMETTIN ERBAKAN Ün.)	Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN (YTÜ)	Mustafa YILDIZ (SELÇUK Ün.)
Ayfer ERKEN (İTÜ)	Gürkan ÖZDEN (DOKUZ EYLÜL Ün.)	Gülgün YILMAZ (ANADOLU Ün.)
Orhan EROL (ODTÜ)	Tolga ÖZER (OKAN Ün.)	Elif YILMAZ (GEOSTAR)
Yusuf ERZİN (MANİSA CELAL BAYAR Ün.)	Tuğrul ÖZKAN (İTÜ)	Şahin ZAİMOĞLU (ATATÜRK Ün.)

RESMİ SPONSORLAR











DESTEKLEYEN KURULUŞLAR



İÇİNDEKİLER

İnsöz - Nusret SUNAXVII
Sunuş - S. Feyza ÇİNİCİOĞLUXIX
ÇAĞRILI KONUŞMACILAR1
ağrılı Konuşmacılar: Lyesse LALOUI, Alessandro F. ROTTA LORIA RECENT DEVELOPMENTS IN THE MULTIPHYSICAL ANALYSIS AND DESIGN OF ENERGY PILES
çağrılı Konuşmacılar: Mounir BOUASSIDA, JM DEBATS A HIGHLIGHT ON STABILITY OF ROAD EMBANKMENTS ON SOIL REINFORCED BY FLOATING STONE COLUMNS: A TUNISIAN CASE STUDY
çağrılı Konuşmacı: Kutay ÖZAYDIN Y ENİ DEPREM YÖNETMELİĞİ: GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ JYGULAMA KURALLARI
ağrılı Konuşmacı: C. YOO .ESSONS LEARNED FROM A LOW AND INTERMEDIATE LEVEL NUCLEAR WASTE REPOSITORY CONSTRUCTION PROJECT IN KOREA
ağrılı Konuşmacı: S. Feyza ÇİNİCİOĞLU BERİLME-DEFORMASYON KONTROLLÜ LİMİT DENGE ANALİZLERİ İLE DOLGU-ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİ EMBANKMENT-SOFT SOIL-PILE INTERACTION THROUGH STRESS-STRAIN CONTROLLED LIMIT STATE ANALYSES
çağrılı Konuşmacı: Alp GÖKALP F ARKLI DESTEK SİSTEMLERİ UYGULANAN DİYAFRAM DUVARLARIN PERFORMANSI71 THE PERFORMANCE OF DIFFERENT SUPPORT SYSTEMS APPLIED TO DIAPHRAGM WALLS
ENERJİ GEOTEKNİĞİ 99
SERVICEABILITY ASSESSMENT OF ENERGY PILE GROUPS THROUGH DESIGN CHARTS 101 Alessandro F. ROTTA LORIA, Lyesse LALOUI

ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE ZEMİN DAVRANIŞI113
YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL NUMUNELERİ ÜZERİNDE TEKRARLI DİREKT KESME DENEYİ İLE REZİDÜEL KAYMA DAYANIMI İNCELEMESİ
GEOTEKNİK ALTYAPI PROJELERİNDE TASARLANAN KUM-BENTONİT DOLGULARIN KONSOLİDASYON ÖZELLİKLERİ CONSOLİDATION BEHAVIOR OF SAND-BENTONITE SOIL LAYERS DESIGNED FOR GEOTECHNICAL INFRASTRUCTURAL PROJECTS Burcu DIŞKAYA, Tanay KARADEMİR
KABARMAYA EĞİLİMLİ KİLLİ ZEMİNLERİN KABARMA VE KONSOLİDASYON ÖZELLİKLERİ 137 SWELLING AND CONSOLIDATION PROPERTIES OF CLAYEY SOILS WITH SWELLING TENDENCY Atilla ANSAL, Ayşen ÇELEBİ
DÜŞÜK MALİYETLİ BİR BENDER ELEMAN DÜZENEĞİ TASARIMI VE GELİŞTİRİLMESİ 149 <i>DESIGN AND DEVELOPMENT OF A LOW COST BENDER ELEMENT SETUP</i> Nihat DİPOVA
GÖRÜNTÜ ANALİZİ TEKNİKLERİNİN SERBEST BASINÇ DAYANIMI DENEYİNDE KULLANIMI
EFEKTIF GERILMELER VEYA KAYMA MUKAVEMETI PROFILLERINE DAYALI DOLGU STABILITE ANALIZLERININ GÜVENILIRLIĞI
TEK NOKTA LİKİT LİMİT DENEYİNDE GEREKLİ OLAN TANB DEĞERİNİN KOCAELİ İLİ İÇİN BELİRLENMESİ
YÜKSEK GERİLMELER ALTINDA HACİMSEL GENLEŞİMİN GÖÇME YÜZEYİ GEOMETRİSİNE ETKİSİ 185 THE INFLUENCE OF DILATANCY ON FAILURE SURFACE GEOMETRY UNDER HIGH STRESSES Çağdaş ARDA, Özer ÇİNİCİOĞLU
DOLGU TASARIMINDA TEMEL ZEMİNİ GÖÇMESİNE DAYALI YAKLAŞIM

NUMUNE ÇAPININ VE BOYUNUN KİL ZEMİNLERİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE ETKİSİ 20 EFFECT OF SPECIMEN DIAMETER AND LENGTH ON UNCONFINED COMPRESSION STRENGTH OF CLAY SOILS Recep AKAN, S.Nilay KESKİN	9
SOIL BEHAVIOUR OPTIMISATION PROCEDURE OF COHESIONLESS SOIL AROUND PRESSUREMETERE	21
PRESFEREMETRE ÇATLAK TOPRAKLIK TOPRAKLIGININ TOPRAK DAVRANIŞI OPTİMİZASYON PROSEDÜRÜ Younes AED, Djillali AMAR BOUZID, Ilhem TOUMI TOUMI	
DENIZ TABANI ZEMINLERDE DEĞIŞKENLIK VE SÜREKLI TEMELLERDE OTURMA VE TAŞIMA GÜCÜNE ETKİSİ	15
AND SETTLEMENT OF STRIP FOUNDATIONS Emir Ahmet OGUZ, Nejan HUVAJ	
BOF ÇELİK CÜRUFUNUN KAYMA DAYANIMI PARAMETRELERİNİN BÜYÜK-ÖLÇEKLİ DİREK KESMEDENEYİ SONUÇLARINA GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ24EVALUATION OF SHEAR STRENGTH PARAMETERS OF BOF STEEL SLAG BASED ON24LARGE-SCALE DİRECT SHEAR TESTS1Irem Zeynep YILDIRIM, Monica PREZZI1	7
PAMUKÇAY BARAJININ ÖLÇÜLEN DEPLASMAN/BOŞLUKSUYU PARAMETRELERİNİN SONLUELEMAN ANALİZ SONUÇLARIYLA KARŞILAŞTIRILMASI25A COMPARATIVE STUDY BETWEEN MEASURED VALUES OF DİSPLACEMENT/PORE WATERPRESSURES WITH FINITE ELEMENT ANALYSIS RESULTS OF PAMUKCAY DAMTaha TAŞKIRAN, İbrahim Halil ORAL	57
COMPLEX LABORATORY TESTS FOR DETERMINATION OF STRENGTH-DEFORMABILITY PARAMETERS IN UNSATURATED CONDITIONS FOR SAND FROM TAILING DAM	;9
METHODOLOGY FOR PREPARATION OF THEMATIC GEOTECHNICAL MAPS FOR URBANIZATIONPURPOSES USING POLYNOMIAL INTERPOLATION METHOD27POLINNOMIAL INTERPOLATION METHOD27POLINNOMIAL INTERPOLATION METHOD27POLINNOMIAL INTERPOLASYON YÖNTEMINI KULLANARAK KENTLEŞME AMAÇLARI İÇİNTEMATİK JEOTEKNİK HARİTALARIN HAZIRLANMASINA YÖNELİKNatasha NEDELKOVSKA	'7
TAŞIMA KAPASİTESİ HESAPLAMASINDA KULLANILAN SAHA DENEYLERİNİN KIBRIS ERCANHAVALİMANI PROJESI KAPSAMINDA DEĞERLENDİRİLMESİ28EVALUATION OF BEARING CAPACITY CALCULATIONS VIA VARIOUS SITE INVESTIGATIONTECHNIQUES ON CYPRUS ERCAN AIRPORT PROJECTAbdullah EKİNCİ, Gizem BENGÜSU	17

TAŞ VE ZIMPARA KAĞIDI KATKILI KIBRIS KİLİNİN MEKANİKSEL ÖZELLİKLERİ 299 <i>MECHANICAL PROPERTIES OF STONE AND SAND PAPER REINFORCED CYPRUS CLAY</i> Abdullah EKİNCİ, Mehmet Burak KIN
TEMEL MÜHENDİSLİĞİ311
EUROCODE 7' NİN TEMEL MÜHENDİSLİĞİNE KATKISI
KABUK TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ
RIBBED MAT FOUNDATION DESIGN
SÜLFATLI SU İÇERİKLİ KUM ZEMİNLERDE OLUŞTURULAN JET-GROUT KOLONLARININTAŞIMA GÜCÜNE SÜLFATIN ETKİSİ343THE EFFECT OF SULFATE ON BEARING CAPACITY OF JET_GROUT COLUMN CONSTRUCTEDTHROUGH THE SAND SOILS CONTAINING SULFATED WATERSMustafa YILDIZ, Tuba Özge DEMİRAL
YANAL YÜKLÜ EĞİK RİJİT KAZIKLARIN İKİ BOYUTLU OLARAK MODELLENMESI
TABAKALI ZEMİNLERE OTURAN DAİRESEL TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ
STATİK VE DİNAMİK KAZIK YÜKLEME DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ VE KARŞILAŞTIRILMASI
KİREÇTAŞINDA YAPILAN OSTERBERG CELL KAZIK YÜKLEME DENEYİNİN SONLU ELEMANLAR Yöntemi ile sayısal simülasyonu
FINITE ELEMENT ANALYSIS Nejla YILDIZ HELVACIOĞLU, Erol GÜLER
YÜKSEK YOĞUNLUKLU POLİETİLEN BORULARIN PERFORMANS LİMİTLERİ VE TASARIMI

ZEMİN İYİLEŞTİRME415
ATIKSU ÇAMURU KÜLÜ VE POLİPROPİLEN FİBER KATKILARININ KUMUN TAŞIMA Gücüne etkişi
THE EFFECT OF SEWAGE SLUDGE ASH AND POLYPROPYLENE FIBER INCLUSIONS ON BEARING CAPACITY OF SAND
Halil İbrahim FEDAKAR, Hamza GÜLLÜ
ÇELİKHANE CÜRUFU KATKISININ CBR SONUÇLARINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI 429 <i>INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF STEEL SLAG ON CBR RESULTS</i> Yakup TÜREDİ, Murat ÖRNEK, Berfin Bahar BAL, Ali Onur IŞIK
SILT ZEMININ DRENAJSIZ KAYMA DIRENCININ BAZALT FIBER KATKISI ILE ARTIRILMASI
ÜRE ve CaCL2'NİN FARKLI KONSANTRASYONLARINDA ÜROLİTİK BAKTERİLER TARAFINDAN Kum zeminlerde mikrobiyal CaCO3 oluşumu ve sem ile görüntüleme
MICROBIAL CACO ₃ FORMATION BY UREOLYTIC BACTERIA IN DIFFERENT CONCENTRATIONS OF
Nazlıhan YILDIRIM, Yeşim GÜRTUĞ, N. Cenk SESAL
DARBELİ KIRMATAŞ KOLONLAR® (DKK) İLE İYİLEŞTİRİLEN LİMAN SAHASINDA ALAN YÜKLEME DENEYİ İLE OTURMA DAVRANIŞININ GÖZLEMLENMESINE İLİŞKİN VAKA ANALİZİ 461 THE PERFORMANCE MONITORING OF RAMMED AGGEREGATE PIERS®AT A CONTAINER
Ece KURT BAL, Lale ÖNER, Kemal Önder ÇETİN
KALSİYUM KARBÜR İLE İYİLEŞTİRİLEN BİR ZEMİNİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ
DİP TARAMA MALZEMELERİNİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN ÇİMENTO İLE İYİLEŞTİRİLMESİ Ve yol dolguşu için kullanımı
THE TREATMENT OF ENGINEERING PROPERTIES OF DREDGED MATERIAL WITH CEMENT
<i>AND THE USE FOR ROAD FILLING</i> Ece BAYRAM, Ümit KARADOĞAN, Gökhan ÇEVİKBİLEN, Berrak TEYMÜR
THE USE OF INDUSTRIAL LIMESTONE WASTE IN SAHARAN ROAD DESIGN
BARET KAZIKLI RADYE TEMELLERİN ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

JET GROUT KOLONLARLA TAKVİYE EDİLMİŞ SIĞ TEMELLERİN OTURMA ANALİZLERİ
KOHEZYONSUZ DONATILI ZEMİNE GÖMÜLÜ KARE ANKRAJ PLAKALARININ ÇEKMEKAPASİTESİNİN SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ525NUMERICAL ANALYSIS OF UPLIFT CAPACITY OF SQUARE PLATE ANCHORS INREINFORCED COHESIONLESS SOILSMehmet Salih KESKİN, Bilal KORKMAZ
SİLTLİ ZEMİNDE OLUŞTURULAN DERİN KARIŞTIRMA KOLONLARININ DAYANIM ÖZELLİKLERİNİN ARAŞTIRILMASI
INFLUENCE OF CALCIUM AND SODIUM BENTONITE ON SHEAR PARAMETERS OF MUNICIPAL SWEAGE SLUDGE
DERİN KAZI VE İKSA YÖNTEMLERİ555
ÇEKME YÜKÜ ALTINDA ÇALIŞAN MİNİ KAZIKLAR – VAKA ANALİZLERİ
DERİN KAZILARDA JET GROUT GRUP KOLONLARLA PASİF DİRENCİ ARTTIRILMIŞ İÇ DESTEKLİ DİYAFRAM DUVAR SİSTEMLERİNİN ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZİ
JET GROUT KAZI DESTEKLİ AESCHER (ZÜRİH, İSVİÇRE) KANOPİ TÜNELİNİN ÜÇ BOYUTLU DEFORMASYON ANALİZİ
DERIN KAZI DESTEK SISTEMI TASARIMINDA ZEMIN MODELI SEÇIMI: BIR VAKA ANALIZI
DERİN KAZILARDA ALETSEL GÖZLEMLERİN ÖNEMİ
DESTEKLİ DERİN KAZILARIN İNŞA VE TASARIM PERFORMANSI

GEOTEKNİK DEPREM MÜHENDİSLİĞİ	609
BİR VAKA ANALİZİNDE KAZIKLARIN DAVRANIŞININ KİNEMATİK ETKİLEŞİM YÖNTEMİ İl FİDDELENMESİ	611
A CASE STUDY ON THE INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF PILES BY KINEMATIC INTERACTION ANALYSIS	. 011
Selçuk BİLDİK, Kubilay SAVAŞERİ, Şamil Şeref POLAT, Mustafa LAMAN	
ELAZIĞ ŞEHİR MERKEZİ ZEMİNLERİNİN SİSMİK DAVRANIŞININ DEĞERLENDİRİLMESİ <i>EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF THE GROUND OF ELAZIĞ CITY CENTER</i> Y. Bülent SÖNMEZER, Abdussamed AKYÜZ, Murat ÇELİKER	. 625
TÜRKİYE DEPREM VERİLERİNE GÖRE NEWMARK YÖNTEMİNİN UYGULANMASI APPLICATION OF NEWMARK METHOD ACCORDING TO TURKEY EARTHQUAKE DATA Adil YIĞİT, Musaffa Ayşen LAV, Abdullah GEDİKLİ	. 637
SİLTLİ ZEMİNLERİN SIVILAŞMA DAVRANIŞI ÜZERİNE DENEYSEL BİR ÇALIŞMA AN EXPERIMENTAL STUDY ON LIQUEFACTION BEHAVIOR OF SILTY SOILS Eyyüb KARAKAN, Nazar TANRINIAN, Alper SEZER	. 647
BİR BOYUTLU DİNAMİK ANALİZ VE MİKROTREMOR ÖLÇÜM SONUÇLARININ Karsılastırılması	. 655
COMPARISON OF ONE DIMENSIONAL DYNAMIC ANALYSIS AND MICROTREMOR MEASUREMENT RESULTS	
Ozan SUBAŞI, M. Emre HAŞAL, Bilal ÖZASLAN, Recep İYİSAN, Hiroaki YAMANAKA, Kosuke CHIMOTO	
SIVILAŞMANIN UBC3D-PLM MODEL İLE TAHMİN EDİLMESİ: SANTRİFÜJ DENEYİ ÖRNEĞİ <i>ESTIMATION OF LIQUEFACTION WITH UBC3D-PLM MODEL: A CENTRIFUGE TEST EXAMPLE</i> Selçuk DEMİR, Pelin ÖZENER	. 667
KUM - LASTİK KIRPINTI ÇAPININ VE KARIŞIM ORANININ SIVILAŞMA POTANSİYELİNE Etkişinin sadsma tarlaşı deneyi edi ile incelenmeşi	677
INVESTIGATION OF THE EFFECT OF SAND-TIRE CHIPS MIXTURE ON LIQUEFACTION POTENTIAL WITH SHAKE TABLE TESTS Mustafa KARAMAN, Nurhan ECEMIŞ	. 0//
ADAPAZARI ZEMİNLERİNE AİT ELASTİSİTE VE KAYMA MODÜLÜNÜN DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ Deney Aleti İle Belirlenmesi	. 689
DETERMINATION OF ELASTICITY AND SHEAR MODULUS OF ADAPAZARI SOILS WITH DYNAMIC TRIAXIAL TEST EQUIPMENT Zülküf KAYA, Ayfer ERKEN	
KURU KUM NUMUNELERIN SISMİK SIVILAŞMA POTANSIYELİNİN DİNAMİK BASİT KESME	co
DENEYINDEN BELIKLENMESI DETERMINING THE SEISMIC LIQUEFACTION POTENTIAL OF DRY SAND SPECIMENS FROM CYCLIC SIMPLE SHEAR TESTS	. 697
M. Murat MONKUL, Şenay YENİGUN, Ece ESELLER-BAYAT	

YTÜ DAVUTPAŞA KAMPÜSÜNDEKİ YAPILARA AİT TASARIM SPEKTRUMLARININ TDBY 2016 VE DBYBHY 2007'YE GÖRE KIYASLANMASI
COMPARISON OF DESIGN SPECTRUMS CONCERNING THE STRUCTURES IN THE YTU DAVUTPASA CAMPUS BY TDBY 2016 AND DBYBHY 2007 Ekrem GÖKBULUT, Barış SEVİM
STRESS AND SETTLEMENT INTERACTION OF CLOSELY SPACED FOUNDATIONS
SIKIŞABİLEN ZEMİNLER ÜZERİNDE İNŞA EDİLEN YAKIN MESAFELİ TEMELLERİN GERİLME VE OTURMA ETKİLESİMİ
Mostafa ALMASRAF, M.Kubilay KELESOGLU, Sadık ÖZTOPRAK, İlknur BOZBEY
İNCE TANELİ ZEMİNLERDE DEVİRSEL BOŞLUK SUYU BASINCI OLUŞUMU VE
CYCLIC PORE PRESSURE GENERATION AND LIQUEFACTION SUSCEPTIBILITY OF FINE GRAINED SOILS Selman SAĞLAM
İÇİ BOŞ HENDEKLERİN TİTREŞİM YALITIM PERFORMANSININ SONLU ELEMANLAR Yöntemi ile incelenmesi 741
INVESTIGATION OF OPEN TRENCH'S VIBRATION ISOLATION PERFORMANCE BY FINITE
Deniz ÜLGEN, Onur TOYGAR, Selda DURMAZ, Ali TUTAR
INAPPROPRIATNESS OF THE CURRENT OFFSHORE GUIDELINES FOR THE DESIGN OF Large-diameter monopiles in Sands – demonstration through 5-mw reference
WIND TURBINE FROM NREL 753 Djillali Amar BOUZID 753
SIVILAŞMA BÖLGELERİ İÇİN SIVILAŞMA ŞİDDETİ KATSAYISI (LSN) İLE BORU HASARLARI Arasında İlişkilerin geliştirilmesi
DEVELOPMENT OF RELATIONSHIPS BETWEEN LIQUEFACTION SEVERITY NUMBER (LSN) AND PIPELINE DAMAGES IN LIQUEFACTION ZONES
Selçuk TOPRAK, Engin NACAROĞLU, A. Cem KOÇ, Sjoerd Van BALLEGOOY, Mike JACKA, Eric TORVELAINEN, Thomas D. O'ROURKE
GEOSENTETİKLERİN TEMEL İZOLASYONU OLARAK KULLANILMASINDA YERLEŞİM ŞEKLİNİN AZ KATLI BİNANIN SİSMİK PERFORMANSINA ETKİSİ
THE EFFECTS OF CONFIGURATION TYPE OF FOUNDATION ISOLATION WITH GEOSYNTHETICS ON SEISMIC PERFORMANCE OF LOW RISE BUILDING Ayşe EDİNÇLİLER, Murat ÇALIKOĞLU
SALİHLİ (MANİSA) KENT MERKEZİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN HARİTALANMASI

BORU HATLARININ SİSMİK PERFORMANSININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE "GEOFOAM"
THE USE OF "GEOFOAM" FOR THE IMPROVEMENT OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF PIPELINES
Ayşe EDİNÇLİLER, Yasin Sait TOKSOY
ZAYIF KİLLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN SARSMA MASASI DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ 801 DETERMINATION OF DYNAMIC PROPERTIES OF SOFT CLAYS WITH SHAKE TABLE TESTS Cihan CENGİZ, Erol GÜLER
ŞEVLER, HEYELANLAR
ŞEVLİ ORTAMLARDA ZEMİN TÜRÜ VE KOŞULLARININ DURAYLILIĞA ETKİSİNİN
LABORATUVAR ORTAMINDA INCELENMESI
YAMAÇ DURAYLILIK ANALİZİNDE PARAMETRE SEÇİMİ
ŞEV DURAYLILIĞINDA DETERMİNİSTİK ANALİZLERİN OLASILIKSAL YÖNTEMLERLE
DEGERLENDIRILMESI
HEYELAN HAREKETLERININ FIBER OPTIK SISTEMLERLE IZLENMESI VE DEĞERLENDIRILMESI 843 MONITORING AND EVALUATION OF LANDSLIDE MOVEMENTS BY OPTICAL FIBER SYSTEMS Arzu ARSLAN KELAM, Mustafa Kerem KOÇKAR, Haluk AKGÜN
YAĞIŞ PARAMETRELERİ VE ZEMİN HİDROLİK İLETKENLİĞİNİN DOYGUN OLMAYAN
KOŞULLARDAKI BIR ŞEVIN STABILITESINE ETKISI
ZEMİN YAPI ETKİLEŞİMİ
DEMİRYOLU TAŞIT TEKERLEKLERİNDE OLUŞABİLEN GEOMETRİK KUSURLAR NEDENİYLE MEYDANA GELEN DİNAMİK DARBE YÜKLERİNİN TAHMİNİ İÇİN YENİ BİR YÖNTEM
BETONARME BİR YAPIDA GELENEKSEL YÖNTEM VE TABAN İZOLATÖRÜ KULLANIMININ
COMPARATIVE ANALYSIS OF A CONCRETE STRUCTURE MADE WITH CONVENTIONAL TECHNIQUE AND WITH BASE ISOLATION Halil İbrahim POLAT

GEOFOAM BLOK YOL DOLGUSUNUN KISA VADE PERFORMANSININ ALETSEL GÖZLEMLER IŞIĞINDA DEĞERLENDIRİLMESİ SHORT TERM PERFORMANCE EVALUATION OF GEOFOAM BLOCK EMBANKMENT USING FIELD INSTRUMENTATIONS A.Tolga ÖZER, Emre AKINAY	891
ULAŞTIRMA VE ÇEVRE GEOTEKNİĞİ	903
YÜKSEK HIZLI DEMİRYOLLARINDA KULLANILAN FARKLI YAKLAŞIM DOLGU TİPİ PERFORMANSLARININ SAYISAL ANALİZ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ EVALUATION OF DIFFERENT APPROACH BACKFILL TYPE PERFORMANCES USED IN HIGH SPEED Utkan MUTMAN, Kenan OĞUL, Evren POŞLUK	905
YOL TEMEL VE ALTTEMEL MALZEMESİ ÖZELLİKLERİNİN GÖRÜNTÜ İŞLEME TEKNİĞİYLE İLİŞKİLENDİRİLMESİ ASSOCIATING CHARACTERISTICS OF HIGHWAY BASE AND SUBBASE MATERIAL WITH IMAGE PROCESSING TECHNIQUE	913
DÖKÜMHANE CÜRUFUNUN KARAYOLU İNŞAATINDA DOLGUDA VE GRANÜLER TABAKALARDA KULLANIM OLANAKLARININ ARAŞTIRILMASI INVESTIGATION OF FOUNDRY SLAG UTILIZATION IN FILL AND GRANULAR BASE APPLICATIONS IN HIGHWAY CONSTRUCTION Fatih YONAR, H. Atilla DİKBAŞ, Işıl DOĞAN	925
ZEMİN YAPILARI	937
PAYANDALI BETONARME İSTİNAT DUVARLARININ JAYA ALGORİTMASIYLA OPTİMUM TASARIMI OPTIMUM DESIGN OF REINFORCED CONCRETE CONTERFORT RETAINING WALL USING JAYA ALGORITHM Hasan Tahsin ÖZTÜRK, Tayfun DEDE	939
SİSMİK ETKİLER ALTINDA TOPRAKARME İSTİNAT DUVARLARININ MALİYET OPTİMİZASYONU İÇİN YENİ BİR YAKLAŞIM A NOWEL APPROACH FOR COST OPTIMIZATION OF REINFORCED EARTH WALL UNDER SEISMIC EFFECT Ahmet KUVAT, Erol SADOĞLU, S. Banu İKİZLER, Seda ÖZTÜRK	951
KÜÇÜK DOLGU BARAJLARDA ŞEV TASARIMI VE UYGULAMALAR SLOPE DESIGN FOR SMALL DAMS AND CASE STUDIES Hasan TOSUN, T. Vatan TOSUN	961
KUZEY MARMARA OTOYOLU PROJESİ V27 VİYADÜĞÜ G19 YAKLAŞIM DOLGUSU YEŞİL TERRAMESH İSTİNAT DUVARI UYGULAMASI GREEN TERRAMESH RETAINING WALL AS EMBANKMENT FILL AT V27 VIADUCT IN NORTH MARMARA HIGHWAY PROJECT Doğan GÜNDOĞDU, Serap KAYMAKCI, Ceren DEMİREL	973

ÖNSÖZ

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nın alt disiplinlerinden olan Geoteknik, Odamızın sempozyum formatında ele aldığı konulardan biridir. Odamızın ilk sempozyumu 2005 yılında gerçekleştirdiği bilinmektedir. Zemin-yapı ilişkisinin güvenli yapı üretiminin vazgeçilmezi olduğu gerçeği, geotekniği artan ivmeyle meslek gündemimize taşımıştır.

Bu kapsamda "Uluslararası Katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu "22-24 Kasım 2017 tarihlerinde İstanbul'da gerçekleştirilecektir. Sempozyum Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği ile birlikte Şubemiz tarafından düzenlenmektedir. Ele alınacak konulara bakıldığında sempozyumun, tıpkı bundan öncekiler gibi Geoteknik alanında referans etkinlik çıtasını daha da yukarıya yükselteceği görülecektir.

İnşaat mühendisliği, her zeminde güvenli yapı üretilebileceğini kanıtlayan bir bilim dalıdır. Zemin-tasarım-uygulama bütünlüğünün sağlanması ancak inşaat mühendisliğinin temel kabulleri çerçevesinde mümkün olabilmektedir.

Türkiye'nin bir deprem ülkesi olduğu gerçeği, güvenli yapı üretimini zorunlu kılmaktadır. Ancak zemin özelliklerinden bağımsız olarak güvenli yapı üretimini gerçekleştirmek mümkün değildir. Kabul edilebilir ölçülerdeki projelerden devasa büyüklükteki projelere, alt yapıdan su yapılarına kadar yapım süreci, bir yandan mesleki alanımızla ilgili bilginin, teknolojinin gelişmişliğine dikkat çekerken, bir yandan da sorunun bilimsel-teknik esaslarda nasıl çözülebileceğini göstermektedir.

Aynı kentte, hatta aynı sokakta bulunan yapıların, deprem sırasında farklı tepki verdiği, zemin tipine uygun temel tasarımının gerçekleştirildiği yapıların depremde ciddi hasar görmediği gözlemlenmiştir. Nüfus yoğunluğu, çarpık yapılaşma, malzemenin niteliği, uygulamanın projeyle uyumu, denetim sisteminin işleyişi gibi başka etkenler de sonucu etkilemektedir. Ancak temelin zemine uygunluğu sağlanamamışsa, bir başka ifadeyle zemin-yapı etkileşimi oluşturulmamışsa, diğer olumsuz etkenleri değerlendirmeye almanın anlamı yoktur ve depremin yıkıcı etkisini azaltmak mümkün değildir.

Uluslararası Katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu'nda tartışmaya açılan konular, Bildiriler Kitabı'nda yer alan metinler daha çok zemin-yapı ilişkisini irdelemektedir. Sempozyumda, "Enerji Geotekniği", "Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı", "Temel Mühendisliği", "Zemin Yapı Etkileşimi", "Zemin İyileştirmesi ve Güçlendirilmesi" gibi konular tartışma gündeminin ilk sıralarında yer alacaktır. Sempozyuma uluslararası katılımın sağlanması ise başlı başına öğretici olacaktır. Geoteknik alanının duayenlerinin Düzenleme, Danışma ve Ulusal/Uluslararası Bilim Kurulu üyeliklerinde yer aldığı bir sempozyumun bilimsel çıtasının tasavvurlarımızın ötesine geçeceği açıktır. Bu nedenle sempozyumun öğretici, geliştirici, ufuk açıcı olacağından hiç kuşku bulunmamaktadır.

İnanıyorum ki Bildiriler Kitabı, güvenli yapı üretimini sadece mesleki değil, vicdani ve insani anlamda "dert" edinen tüm meslektaşlarımızın başucu kitabı olacaktır.

Bu sempozyumun düzenlenmesinde başta Düzenleme Kurulumuza, bildirilerin değerlendirilmesinde katkılarını esirgemeyen meslektaşlarımıza, Bilim ve Danışma Kurulu'na, katkı sunan meslektaşlarımıza ve Odamız personeline teşekkür ediyoruz.

Nusret SUNA TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şube Başkanı

SUNUŞ

İnşaat Mühendisleri Odamızın iki yılda bir düzenlemekte olduğu "Geoteknik" sempozyumları kapsamında İMO İstanbul Şubesi tarafından İstanbul'da düzenlenen 7. Geoteknik Sempozyumu'nda siz kıymetli meslektaşlarımızla bir araya gelmenin heyecan ve mutluluğunu yaşıyoruz.

İnşaat Mühendisliği gibi medeniyetin gelişiminin ortamını yaratan ve dünyayı daha yaşanabilir bir yer haline getiren bir mesleğin mensupları olarak gururlu olmakla birlikte, yeniliklere uyum sağlamak ve yenilikler yaratmakla da yükümlüyüz. Günümüzün dünyası dijital ve teknolojik devrimlerin getirdiği hızlı değişime ayak uydururken, inşaat mühendisliği neredeyse tüm mühendislik dallarının temel bilgi ve birikimlerini kullanan bir disiplin haline gelmektedir. Bu özelliğiyle de eğitim, araştırma ve uygulamadaki bakış açımızı çok genişletmemiz gerekmektedir.

İşte böyle bir mesleğin kendi içindeki tüm ihtisas alanları ile en fazla etkileşimi olan, yenilikleri kullanma ve yenileşim yaratma kapasitesi en büyük olan alanlarından biri olarak geoteknik disiplini günümüz dünyasında önemini her geçen gün kapsama alanını genişleterek arttırmaktadır. Otoyollar, demiryolları, köprüler, barajlar, limanlar, seddeler, afet önleme çalışmaları, her çeşit atık depolama alanları, bioteknoloji ve nanoteknoloji uygulamaları dahil her çeşit zemin iyileştirme çalışmaları, enerji tesisleri, metrolar, tüneller, boru hatları, yeraltı yaşam alanlarının oluşturulması, binalar, yer üstü ve yeraltı şehirleri, ve daha pek çok alanda belirleyici ve etkili rol geoteknik mühendisliğine aittir. Diğer taraftan, günümüzde tüm dünya için yaşamsal önemde olan enerji kaynaklarının verimli kullanılmaya dair gereksinimin artması, enerji üretiminin çok yüksek oranda araştırma ve teknolojik tabanlı olması, yeni enerji üretim yöntemlerinin geliştirme ve uygulanması, enerji atıklarının depolanması ve benzeri konular "enerji geotekniği" adı altında yeni bir alanın doğmasına ve hızla gelişmesine yol açmıştır. Bu konuda ülkemizdeki farkındalığın gelişmesine katkıda bulunmak üzere sempozyumumuzda konuya özel önem verilmiş ve konuda çok önemli araştırmalara imza atan değerli bilimadamları sizlere bilgi ve birikimlerini sunmak üzere davet edilmiştir.

Mesleğimizin gelişim sürecini izleyerek, yenilikleri meslektaşlarımızın meslek yaşamlarına yansıtmak ve ülkemizde inşaat mühendisliğinin her anlamda gelişimini sağlamak için gayretlerini esirgemeyen meslek odamız İnşaat Mühendisleri Odası ve Odamızın en büyük Şubesi İstanbul Şubesinin titiz bir çalışmayla düzenlediği "7. Geoteknik Sempozyumu" bu doğrultuda çok önemli işlevlerden birini yerine getirecektir.

Meslektaşlarımızın bilgi ve deneyimlerini birbirlerine aktarmak, tartışmak, birlikte değerlendirmek, yeni çalışmalara zemin hazırlamak için ihtiyaç duydukları ortamın hazırlanmasında, başta İMO Başkanı Sayın Cemal Gökçe'nin teşvikleri, İMO İstanbul Şube Başkanı Sayın Nusret Suna ve Şube Sekreteri Sayın Rezan Bulut'un düzenleme kurulunda da yer alarak en iyiyi oluşturma yönünde gösterdikleri inisiyatif, destek, teşvik ve katkıları, düzenleme kurulunun çok kıymetli üyelerinin büyük zaman ayırarak birikim ve deneyimlerini istek ve heyecanla sundukları katkıları, bilim kurulu üyelerimizin titiz hakemlikleri ile bilimsel düzeyi yüksek bir sempozyum yaratma destekleri, spnsorlarımızın özveriyle sundukları mali destekleri ve en önemlisi siz meslektaşlarıızın bildiri ve katılımlarıyla gösterdikleri teveccüh inanıyoruz ki, bu sempozyum ortamında en verimli ve doyurucu karşılığını bulacaktır.

Düzenleme kurulu adına tüm meslektaşlarımıza teşekkürlerim ve saygılarımla,

S. Feyza ÇİNİCİOĞLU Düzenleme Kurulu Başkanı

DAVETLİ KONUŞMACILAR

RECENT DEVELOPMENTS IN THE MULTIPHYSICAL ANALYSIS AND DESIGN OF ENERGY PILES

Lyesse LALOUI^{*1} Alessandro F. ROTTA LORIA^{*2}

ABSTRACT

This study proposes an analysis of the multiphysical phenomena governing the thermomechanical behaviour of energy piles. The analysis is based on the results of a series of fullscale in-situ tests, laboratory experiments and numerical analyses. First, the thermomechanical behaviour of energy piles is considered. Attention is given to both single and groups of energy piles. Next, the response of soils and concrete-soil interfaces subjected to temperature changes is reviewed. The behaviours of clayey soils in different overconsolidation states as well as of both concrete-sand and concrete-clay interfaces are analysed. Finally, aspects considered of paramount importance for the analysis and design (e.g., geotechnical and structural) of energy piles are presented. Both floating and end-bearing energy piles are investigated. The goal of this paper is to increase the confidence of civil engineers on the performance of energy piles.

Energy piles; thermo-mechanical behaviour; analysis; design.

1. INTRODUCTION

Geothermal heat exchanger piles, often referred to as energy piles, are foundations equipped with absorber pipes with a heat carried fluid circulating into them that exchange heat with the surrounding ground. The temperature variations associated to the geothermal operations of these foundations bring new challenges to geotechnical and structural engineers. Thermal expansions and contractions of these elements and the surrounding soil, with associated variations of the stress and displacement fields in these media, are examples of such challenges. These phenomena must be kept within acceptable limits to ensure an adequate serviceability performance (e.g., mechanical) of the energy piles.

This paper proposes insights into the analysis of the various challenges associated to the geothermal and structural support operations of energy piles. In particular, it proposes an analysis of the multiphysical phenomena and mechanisms governing the thermo-mechanical behaviour of these foundations. The analysis is based on the results of a series of full-scale *insitu* tests, laboratory experiments and numerical analyses performed at the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne (EPFL), Switzerland. The goal of this paper is to increase the confidence of civil engineers on the performance of energy piles, looking at their increasing worldwide diffusion.

First, the thermo-mechanical behaviour of energy piles is considered. The results of *in-situ* tests carried out on single [1] and groups [2] of real-scale energy piles are summarised for the considered purpose. Next, the response of soils and concrete-soil interfaces subjected to

^{*&}lt;sup>1</sup> Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, EPFL, Laboratory of Soil Mechanics, LMS, Station 18, CH 1015 Lausanne, Switzerland

^{*&}lt;sup>2</sup> Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, EPFL, Laboratory of Soil Mechanics, LMS, Station 18, CH 1015 Lausanne, Switzerland

temperature changes is reviewed. Data obtained through laboratory experiments dealing with oedometric tests [3] and concrete-soil interface shear tests [4] under non-isothermal cyclic conditions are proposed for this aim. Finally, aspects considered of paramount importance for the analysis and design of energy piles are presented. Results of finite element analyses devoted to analyse the geotechnical and structural performance of single [5] energy piles are presented for this purpose.

2. THERMO-MECHANICAL BEHAVIOUR OF ENERGY PILES

2.1. Single energy piles

A full-scale *in-situ* test was performed by Laloui et al. [1] to investigate the thermomechanical behaviour of single energy piles.

2.1.1 The foundation and site

A four-storey building under construction at the EPFL was chosen for this *in-situ* test. The structure (cf., Figure 1 (a)) was founded on piles approximately 25 m long. The tested pile was 0.88 m in diameter and 25.8 m long and was drilled in soil whose stratigraphic profile is presented in Figure 1 (b). The groundwater table in this zone is located at the ground surface. Polyethylene tubes were attached vertically (U-shaped configuration) to the reinforcing cage of the pile to allow for the heating and cooling of this element for experimental purposes. The instrumentation chosen for the measurement of strain, temperature and load in this test was made up of 58 gauges placed as indicated in Figure 1 (b).

More detailed information on the site and foundation investigated as well as on instrumentation used can be found in Laloui et al. [1].



Figure 1. (a) The single energy pile test at the EPFL. Stratigraphic profile and instrumentation of the tested single energy pile

2.1.2 Features of the experimental test

The tested energy pile was subjected to two types of loading: mechanical and thermal. The mechanical load was applied through the dead weight of the building under construction. The thermal load was applied through a heat pump. The solicitations were alternated in order to show the thermo-mechanical coupling clearly. At the end of the construction of each storey, a thermal loading cycle was applied to the pile. Nine different tests were performed.

2.1.3 Observed behaviour

The result of this study demonstrated that the behaviour of single energy piles is significantly characterised by the thermal loads applied during the geothermal operation of these foundations.

Notable temperature changes can develop in energy piles. In one of the considered tests, starting with initial values of temperature that ranged from 13 to 14 °C along the energy pile length, it was reached an average maximum value of 35 °C (cf., Figure 2 (a)). The thermal loads that are applied to energy piles generate expansive strains upon heating and contractive strains upon cooling. These strains are generally not uniform and develop primarily depending on the friction characterising the pile-soil interface. In one of the considered tests, average expansive vertical strain variations caused by the temperature change in the energy pile up to $\Delta \varepsilon_{\nu} = -200 \ \mu\epsilon$ were measured (cf., Figure 2 (b)). These strains showed a reversible, i.e., thermo-elastic, character.



Figure 3. (a) Temperature and (b) vertical strain in the energy pile during heating

2.2. Energy pile groups

A number of *in-situ* tests were recently performed by Mimouni and Laloui [6] and Rotta Loria and Laloui [2] to investigate the thermally-induced group effects and interactions characterising closely spaced energy pile groups. A short series of results of the *in-situ* test performed by Rotta Loria and Laloui [2], which involved the analysis of closely spaced energy piles that partially operate as geothermal heat exchangers over a time-scale that is typical of practical applications, will be considered in the following.

2.2.1 The foundation and site

The pile foundation that was considered for the experimental test is located under the recently built Swiss Tech Convention Centre, Lausanne, Switzerland (cf., Figure 3 (a)). The foundation supports a $9 \times 25 \text{ m}^2$ water retention tank and comprises a group of four endbearing energy piles (labelled EP1, EP2, EP3 and EP4 in Figure 3 (b)) and sixteen semi-floating conventional piles (labelled P1-16 in Figure 3 (b)) below a heavily reinforced 0.9 m thick slab. The energy piles are 28 m long and 0.9 m in diameter. All of the piles were bored, cast onsite and are made of reinforced concrete. Vertical loads of 0, 800, 2200 and 2100 kN are applied to energy piles EP1, 2, 3 and 4, respectively. The energy piles were equipped with four 24-m-long high-density polyethylene U-loops that are connected in series. These loops were thermally insulated at the inflow and outflow for 4 m to limit the affection of the heat exchange process characterising the energy piles by the surface thermal conditions. All of the

energy piles were instrumented with strain gauges, optical fibres and thermocouples along their lengths as well as with pressure cells at their toes. Piezometers and thermistors were installed in two boreholes in the soil. The soil stratigraphy of the site (cf., Figure 3 (c)) was extrapolated based on information that was obtained during the construction of the foundation and data from Laloui et al. [1, 7] collected for the single energy pile test described above.

More detailed information on the site and foundation investigated as well as on instrumentation used can be found in [2].



Figure 3. (a) The EPFL Swiss Tech Convention Centre (http://www.tstcc.ch/, author: Frédéric Rauss); (b) plan view of the foundation; (c) schematic of the soil stratigraphy

2.2.2 Features of the experimental test

The experimental test involved the application of a heating-passive cooling cycle to energy pile EP1 (for approximately 5 and 10 months, respectively), which was the only energy pile of the group that operated as a geothermal heat exchanger (cf., Figure 3 (b)). Throughout the test, the mechanisms and phenomena occurring in the operating energy pile EP1, in the three surrounding non-operating energy piles EP2, 3 and 4, and in the soil were recorded.

2.2.3 Observed behaviour

The result of this study demonstrated that the behaviour of groups of closely spaced energy piles that operate partially as geothermal heat exchangers over time-scales that are typical of practical applications is characterised by significant thermally induced group effects. These group effects are evidenced through thermal and thermally induced mechanical interactions between the operating and non-operating energy piles.

Thermal interactions between operating and non-operating energy piles occur during successive stages of geothermal operations. In this case study, thermal interactions between a single operating energy pile and the surrounding non-operating energy piles (3 m away; i.e., centre-to-centre spacing of approximately 3D) occurred after 10 days of geothermal operation

(constant thermal power of 3 kW) over 156 days. At the end of the heating phase of the test (t = 156 days of testing), the uninsulated portion of the operating energy pile EP1 was subjected to an average temperature change of $\Delta T = 20$ °C (cf., Figure 4). Because of the aforementioned thermal interactions, the region of the non-operating energy pile EP2 in correspondence with the considered setting was subjected to an average temperature change of $\Delta T = 5.3$ °C (heat diffused in the soil with time).

Thermally induced mechanical interactions are always present throughout geothermal operations. These interactions are governed by the interplay between the responses of the piles, slab and soil to temperature changes. Heating the operating energy pile EP1 resulted in an expansion (negative strain variation) of its thermally active portion and a compression (positive strain variation) of its thermally inactive top portion because of the entrapment with the slab. The aforementioned interactions eventually induced an expansion of the non-operating energy pile EP2 that was comparable in its lower portion to the expansion of EP1. This deformation was also greater than the expansion that this pile would have undergone under free thermal expansion conditions.

Particular attention was devoted to the analysis of these interactions by Rotta Loria and Laloui [2] because they were demonstrated to play an important role in the geotechnical, structural and energy performance (e.g., serviceability) of energy piles.



Figure 4. Temperature and vertical strain variations in operating and non-operating energy piles in a group

3. RESPONSE OF SOILS AND CONCRETE-SOIL INTERFACES SUBJECTED TO TEMPERATURE CHANGES

3.1. Response of soils subjected to monotonic and cyclic temperature changes

The response of soils subjected to monotonic and cyclic temperature changes was recently investigated by Di Donna and Laloui [3].

3.1.1 Experimental setup, material and methods

The devices that were employed for the experiments are four oedometric cells that were adapted to include the control of temperature (cf., Figure 5).

Four natural silty-clay samples were collected near Geneva, Switzerland. The in-situ soil conditions were normally consolidated (NC).

The experimental program was divided into two parts, one devoted to characterise the material from a thermal point of view and the other to study the effects of thermal cyclic loading. This corresponded to two different stress-temperature paths: (*i*) oedometric tests at different constant temperatures (20, 40 and 60 °C) and (*ii*) thermal cycles under constant vertical effective stress.

More detailed information on the experimental setup, materials and methods can be found in Di Donna and Laloui [3].



Figure 5. Experimental setup: (a) global view and (b) detail (1: tubes with circulating water at the desired temperature, 2: LVDTs, 3: thermocouples, 4: water supplier, 5: insulation, 6: acquisition system, 7: heaters)

3.1.2 Observed behaviour: monotonic temperature changes

In accordance to data available in the literature, it was shown that clayey soils are characterised by thermal softening when subjected to increasing temperature changes (cf., Figure 6 (a)). The results also confirmed the known effects of temperature on the primary consolidation coefficient and the hydraulic conductivity: they increase with temperature leading to a faster consolidation. This is mainly linked to the effects of temperature on water viscosity.

3.1.2 Observed behaviour: cyclic temperature changes

The results confirmed that clayey soils show thermo-elastic response if overconsolidated (OC) and thermo-elastic thermo-plastic response if normally consolidated (NC) (cf., Figure 6 (b)). In the latter case, it was shown that these materials undergo most of the thermal plastic deformation during the first heating-cooling cycle, followed by an accommodative behaviour during the subsequent ones. Increments of irreversible deformation are observed in the thermal cycles successive to the first one, which become smaller and smaller cycle after cycle until stabilisation. In the end, the material's stress state tends to remain inside the elastic domain showing a thermo-elastic expansion and contraction during heating and cooling, respectively.



Figure 6. Soil response (a) at different temperature changes and (b) to thermal cycles

3.2. Response of concrete-soil interfaces subjected to temperature changes

The response of soils subjected to monotonic and cyclic temperature changes was recently investigated by Di Donna et al. [4].

3.2.1 Experimental setup, material and methods

The device that was employed for the experiments is a direct shear box produced by GDS InstrumentsTM. This apparatus was modified for reproducing the *in-situ* behaviour of the energy pile-soil interface conditions at the laboratory scale (cf., Figure 7).

The experimental campaign included tests on sand-concrete and clay-concrete interfaces at different temperatures, as well as tests on soil-soil specimens. For both types of interfaces, different degrees of concrete roughness were tested as well as monotonic and cyclic stress paths under constant normal loads (CNL) and constant normal stiffness (CNS) conditions.

More detailed information on the experimental setup, materials and methods can be found in Di Donna et al. [4].



Figure 7. Development of the shear box for soil-concrete investigation at different temperatures: (a) electrical heating tissue, (b) installation of the tissue in the lower part of the shear box, (c) support for the concrete specimen, (d) position of the concrete specimen, (e) initial position of the upper part of the box containing the soil and (f) electrical power supplier and insulation system

3.2.2 Observed behaviour

The sand-concrete interface behaviour did not appear to be affected by temperature changes based on both monotonic and cyclic (cf., Figure 8 (a)) interface shear tests results. This result

was expected because sandy soils are known to behave thermo-elastically, without showing any particular relationship between their strength and temperature. Conversely, the response of the clay-concrete interface changed at different temperatures, indicating an increase in strength with increasing temperature based on both monotonic and cyclic (cf., Figure 8 (b)) interface shear test results. Interestingly, the interface friction angle slightly decreased at higher temperatures and the most significant thermal effect resulted from an increase in the adhesion between the two tested materials. This result was related to the thermal consolidation of the clay, which results in an increase of the contact surface between the two materials. The same effect was shown for the high and medium rough interface, with the second interface having lower adhesion at ambient and high temperatures due to its smaller asperities. In addition, the same response obtained at high temperature was also qualitatively shown at ambient temperature under the same testing conditions but applied to the soil sample over a consolidated state.



Figure 8. (a) Sand-concrete interface (high roughness) and (b) clay-concrete interface (high roughness): comparison between results at 20 and 50 °C

4. ANALYSIS AND DESIGN OF ENERGY PILES

4.1. Geotechnical and structural performance

Several numerical analyses were recently performed for investigating the geotechnical and structural performance of energy piles at both short- and long-term periods. Those include finite difference and finite element analyses. The former technique was applied to consider the mechanical response of single energy piles when subjected to the mechanical and thermal loads associated to their structural support and geothermal operations [8, 9]. The latter technique was applied for the same purpose to single energy piles [5, 7] but has shown a remarkable potential for the analysis of energy pile groups [2, 10].

Rotta Loria et al. [5] remarked that the mechanical behaviour of energy piles can be crucially affected by significant magnitudes of thermal and mechanical loads. Plastic strain can occur in these conditions at the pile-soil interface, involving a redistribution and/or variation of forces in this setting that causes a shift of the null point, i.e., the setting where zero thermally-induced displacements occur in the energy pile when this element is subjected to a temperature change (cf., Figure 9). The location of null point is key for the mechanical analysis of energy pile-related problems because allows the end-restraint conditions and the displacement and stress fields of the pile-soil system to be analysed in detail.

In most cases of practical interest, the mechanical behaviour of energy piles subjected to the serviceability mechanical and thermal loads appears however to be well captured by linear thermo-elasticity theory. This theory, in particular, is considered a sufficiently accurate and expedient tool for both research- and engineering-oriented analyses of energy pile-related problems. The successfulness of numerical analyses exploiting linear thermo-elasticity has been recently demonstrated for energy pile groups by Rotta Loria and Laloui [2].



Figure 9. Null point movements in a semi-floating energy pile

4. CONCLUDING REMARKS

This paper highlighted the significant impact that the thermal and mechanical loads associated to the geothermal and structural support operations of energy piles have on the performance of these ground structures. Some aspects of the thermo-mechanical behaviour of both single and groups of energy piles were presented and discussed. Comments on the response of soils and concrete-soil interfaces subjected to temperature changes were also proposed. Insights on some concepts that appear key for the analysis and design of energy piles were finally presented.

ACKNOWLEDGEMENTS

The financial supports from the Swiss National Science Foundation N. 160117 (Division I-III), and the COST Action TU1405 are much acknowledged.

REFERENCES

[1] Laloui L, Moreni M, Vulliet L. Comportement d'un pieu bi-fonction, fondation et échangeur de chaleur. Canadian Geotechnical Journal. 2003;40(2):388-402.

[2] Rotta Loria AF, Laloui L. Thermally induced group effects among energy piles. Géotechnique. 2017;67(5):374-93.

[3] Di Donna A, Laloui L. Response of soil subjected to thermal cyclic loading: experimental and constitutive study. Engineering Geology. 2015;190(1):65-76.

[4] Di Donna A, Ferrari A, Laloui L. Experimental investigations of the soil-concrete interface: physical mechanisms, cyclic mobilisation and behaviour at different temperatures. Canadian Geotechnical Journal. 2015:10.1139/cgj-2015-0294.

[5] Rotta Loria AF, Gunawan A, Shi C, Laloui L, Ng CW. Numerical modelling of energy piles in saturated sand subjected to thermo-mechanical loads. Geomechanics for Energy and the Environment. 2015;1(1):1-15.

[6] Mimouni T, Laloui L. Behaviour of a group of energy piles. Canadian Geotechnical Journal. 2015;52(12):1913-29.

[7] Laloui L, Nuth M, Vulliet L. Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2006;30(8):763-81.

[8] Knellwolf C, Peron H, Laloui L. Geotechnical analysis of heat exchanger piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2011;137(10):890-902.

[9] Mimouni T, Laloui L. Towards a secure basis for the design of geothermal piles. Acta Geotechnica. 2014;9(3):355-66.

[10] Di Donna A, Rotta Loria AF, Laloui L. Numerical study on the response of a group of energy piles under different combinations of thermo-mechanical loads. Computers and Geotechnics. 2016;72(1):126–42.

A HIGHLIGHT ON STABILITY OF ROAD EMBANKMENTS ON SOIL REINFORCED BY FLOATING STONE COLUMNS: A TUNISIAN CASE STUDY

Mounir BOUASSIDA *¹ JM DEBATS ²

ABSTRACT

Nowadays, the use of floating stone columns to reinforce soft/compressible soils is becoming more common. In fact the optimization of the length of the floating columns will make this improvement technique much more cost-effective. Adopting such reinforcement scheme relies on the verification of the residual settlements within the unreinforced soil layers which should remain within an admissible range. The financial harbor at Raoued (Ariana governorate) located north of Tunis City is a large project where the first step in progress is to build several kilometers of roads over 5000 Acres. The geotechnical profile of this area neighboring the Mediterranean Sea is essentially composed of soft soil layers up to 15 m depth overlying compressible clays horizons extending to30 m depth. Two options of soil improvement techniques were studied: preloading embankments associated to geodrains of 30 m length and reinforcement by floating stone columns of 14-17 m length. Due to the significant savings in time provided by the stone column reinforcement compared to the use of geodrains with preloading the suggested paper details the design of the stone columns, taking into account the requirement of an allowable residual differential settlement of 2 cm within the unreinforced compressible clays having good homogeneity and also an OCR of 1.3 as predicted from CPTu tests. The design of floating column reinforced foundation was carried out by using the methodology suggested by Bouassida and Carter (2014) and inherent verifications detailed by Bouassida and Hazzar (2015).

1. INTRODUCTION

Presently a wide spectrum of improvement techniques is affordable for the treatment of weak and highly compressible soils like soft clays. Prefabricated vertical drains, vacuum consolidation, stone columns, sand compaction piles and deep soil mixing are among the most widely used techniques to enhance bearing capacity, to mitigate settlements and accelerate the consolidation of soft soils. Choosing the suitable solution among these techniques depends on several factors like the ground conditions to ensure suitable installation. This is often checked by performing "trial zones" which also permit to quantify the expected benefits. In this context the Project of Financial Harbor at Raoued (PFHR) at Ariana (Tunisia) is addressed for the construction, in a first step, of roads on embankments with variable height up to 4m. The

^{*&}lt;sup>1</sup> Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis. Ingénierie Géotechnique, LR14ES03, BP 37 Le Belvédère 1002 Tunis, Tunisia. <u>mounir.bouassida@enit.rnu.tn</u>

² Eguilles, Aix en Provence, France.

PFHR is located in a coastal area close to the Mediterranean sea. In such area recent sedimentary deposits, e.g. compressible soft soils, are often encountered.

This paper, first, briefly introduces the consistency of the geotechnical surveys performed at site and the synthesis of the geotechnical data to be considered for the design. Especially the overconsolidation of the compressible clay layers encountered is investigated from oedometer and CPTu test results. The main section details the design of floating stone column reinforcement as a foundation of road embankments. This alternative raises the problem of long term settlement in the unreinforced clay layers: are those settlements admissible in magnitude and in time as a function of embankment height? The design of stone columns reinforcement is carried out by duly taking all those considerations into account.

2. THE PROGRAMME OF GEOTECHNICAL SURVEYS

As reported in [1] and [2], two main geotechnical surveys were carried out in 2014 and in 2017 for the construction of road embankments the geotechnical surveys comprised:

- Eighteen pressuremeter profiles performed to various depths (81 to 96 m);

- Three boreholes performed up to 40 m depth below ground surface. From these boreholes sixteen intact soil specimens were extracted to be used for identification and mechanical laboratory tests. Laboratory tests included grain size distribution, Atterberg limits, unit weight and water content determination and essentially oedometer tests.
- Seven SPT tests were performed.
- Five profiles of CPTu tests were performed to refusal depths varying from 19 to 35 m depth (first survey).
- Eight profiles of CPTu tests were performed to refusal depths varying from 24.9 to 30.3m depth (second survey).
- Detailed experimental results of in-situ and laboratory tests are given in the reports [1] and [2].

3.SYNTHESIS OF GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS

From the existing geotechnical reports two soil profiles were considered for the design as summarized in Table 1.

Profile nº 1 (unfavored data between I-2 &				Profil n° 2 (unfavored data between I-1, III-1					
III-4)			& III-2)						
Horizons	Thickness (m)	E _m (MPa)	P _l * (MPa)	Horizons	Thickness (m)	E _m (MPa)	P _l * (MPa)		
Ι	6	0.9	0.21	II	4	3.5	0.68		
II	6	3.5	0.68	III	38	3	0.45		
III	18	3	0.45	IV	15	5.3	0.9		
IV	20	5.3	0.9	V	21	13	1.55		
V	34	13	1.55	_	_	-	-		

 Table 1. Typical geotechnical profiles

Along the main direction 1-A of road embankments the soil profiles given in Table 1 indicates homogeneous formations interrupted by some inducated layers or lenses. Herein, focus is given on clayey layers of horizon III, in particular the evaluation of their overconsolidation ratio (OCR), compression index and estimates of vertical and horizontal coefficient of consolidation. Those parameters significantly affect the estimation of primary consolidation (or long term) settlement and also its evolution in time.

3.1. Evaluation of OCR of clayey layers (horizon III)

From results obtained from oedometer tests carried out on several intact soil specimens it was recommended by [3] to consider that clay layers of horizon III are, at least, normally consolidated. Such recommendation was checked by analyzing the profiles of CPTu tests in layer III which look quite homogenous, but sometimes are interrupted by thin hard layers or lenses. The recorded results from CPTu tests are helpful to learn much better about the OCR of layers in horizon III. First, the advantage of CPTu test is to record in a direct manner the the tip resistance without any disturbance of the in-situ soil. Whilst from oedometer tests the results can be seriously affected by the disturbance of specimens during their extraction from sampling tubes, transportation and preparation steps before performing the oedometer test itself. Second, since the seventies in Sweden, several correlations were proposed for estimating the preconsolidation pressure σ'_p of clays from the tip resistance q_c or from the corrected tip resistance q_t recorded during the cone penetration test. Due to this the correlation expressed by Eq (1) and shown in Fig. 1 was agreed because its correlation coefficient is quite good as R2 = 0.884 (Bowles, 1982):

$$\sigma'_{\rm p} = 0.5439 \, q_{\rm t} 0.8635 \tag{1}$$



Figure 1. Correlated pre-consolidation pressure vs corrected tip resistance from CPT-u tests (Bowles, 1982)

The evaluation of OCR

From CPTu test results given in [1] the profiles PZ EX2 et PZ EX6 were compiled from which the tip resistance q_c was considered as a safe alternative since q_c is lower than q_t and
therefore, the estimated pre-consolidation pressure from correlation (1) will not be overestimated. Detailed discussion on the method of determination of the OCR of clay layers in horizon III is available in [4]. It was agreed that the minimum and safe OCR value is 1.3 for clay layers encountered between 17 and 28 m depth. This over-consolidation was confirmed from identification laboratory tests, in particular by a consistency index of 0.75, and by the geological era (10,000 years) of the Raoued area that served as the basin of Meliane river.

Overconsolidation of clay layers from -14 m to -28 m depth is essentially attributed to the overlaid formation composed by silt sand horizons having low consistency. For such condition the following explanation might prevail.

Step 1: the deposit of sub clay layers on the prior river bed (e.g. from -30 to -13 m depth for instance) the sea level was zero. At this stage the effective stress at elevation -21 equals (21-13)m x 17 kN/m³ -21x10 kN/m³ = -74 kPa (under-consolidated stage, obviously).

Step 2: Deposit of alternated sand/clay formation over the sub-clay layer, e.g. from -13 up to zero level, the sea level is always located at zero level. At this stage the effective stress at elevation -21 becomes: $(21-0)x \ 17 \ \text{kN/m}^3 - 21x10 \ \text{kN/m}^3 = 147 \ \text{kPa}$. Hence, the sub clay layers, after consolidation over some thousands years, might be over-consolidated approximately in a ratio as (147+74)/147 = 1.5 which would confirm the magnitude of expected over consolidation.

For those arguments, from CPTu data available in reports [1] and [2], an over-consolidation ratio OCR = 1.3 can be adopted. This value is rather conservative for clay layers located from 14 m to 28 m depth in view of estimating their long term settlement.

3.2. Evaluation of vertical and horizontal coefficients of consolidation and compression index of clay layers



Figure 2. Withman and Lambe's (1969) chart

4. DESİGN OF EMBANKMENT FOUNDATION ON REINFORCED SOİL BY FLOATİNG COLUMNS

The adopted methodology, as detailed in Bouassida & Carter (2014) and Bouassida (2016), relies on two verifications: the bearing capacity and settlement. Implementation of this methodology in Columns 1.01 software (Bouassida & Hazzar, 2012) enables the prediction of optimized area ratio on the basis of given short term settlement (end of construction). This settlement is estimated using the linear elastic behavior by adopting Young modulus of column material equals 10 times that of the initial soil after the French recommendation revised in (2011). The first design step aims at the estimation of Young modulus of all crossed layers from the surface up to 30 m depth where the effect of surcharge load due to embankments vanishes and, in addition, a stratum level appears (horizon IV in Table 1).

4.1 Estimation of modulus of deformation

From the performed CPTu and SPT tests executed in clay layers and sand layers, respectively the Young modulus is deduced for each layer from the following correlations suggested by Bowles (1996) and Das (2014):

clayey formation:
$$E = (3 \text{ to6})^* q_c$$
 (2)

Silt-saturated fine sand
$$E = 300 * (N+6)$$
 (3)

Or:

$$E = 320 * (N+15) \tag{4}$$

N denotes the SPT number measured from the SPT test. From correlations given by Eqs (2), (3) and (4) and considering safe estimations the adopted modulus of deformation are the following:

For clays:
$$E = 4 * Qc$$
 (5)

For sands the correlation given by Eq (3) was agreed. Hence, the adopted modulus of deformations are summarized in Tables 2 and 3.

 Table 2 Modulus of deformation of sand layers

Depth (m)	SPT	E (kPa)
1 to 5	N = 8	4200
5 to 12	N = 15	6300

Depth (m)	CPT	E (MPa)
12 to 23	qc = 1.25 MPa	5
23 to 27	qc = 1.6 MPa	6.4
27 to 30	qc = 2.5 MPa	10
\geq 30 m	qc = 10 MPa	40

Table 3. Modulus of deformation of clay layers.

4.2 Road embankments: geometry and associated networks

Those embankments have a variable height from 0.5 to 4 m and different cross section with a slope 2 on vertical over 3 on horizontal directions. Over their length profile these embankments have progressive slopes each 80 m to 100 m distance. At 0.5 m depth below the basis of those embankments gravity hydraulic networks will be installed with very low slope of 0.2 percent. For such networks the requirement is to not exceed a long term residual settlement of 2 cm. The biggest cross section of embankment has by 4 m height, 62 m of width base and 52 m at width crest with 80 kPa uniformly distributed load. Due the compressibility of clay layers in horizon III and transmitted excess of vertical stress within those layers long term settlements are expected so that functioning of the hydraulic gravity networks will be affected.

4.3 Why was the reinforcement by stone columns contemplated?

It is noted that the verification of bearing capacity for the embankments' foundation is warranted so that the 80 kPa surcharge load is admissible. In fact, based on the safe determination of undrained cohesion equal to 35 kPa of superficial layer there is no risk in regard to the admissible bearing capacity. In turn, the settlement verification requires a comprehensive analysis as explained above.

As a first option, it was judged that the long term settlement of embankments can be accelerated, prior to their construction by a preloading associated to vertical drains of length extending up to 28 to 30 m. Although this option offers a safe solution to avoid any surprise for the functioning of hydraulic networks it will take a long time for the preloading over an approximated area of 5000 Acres. Also the installation of prefabricated vertical drains (PVD), however already experienced in Tunisia for infrastructure projects, but with length less than 18 m, presents the risk on inclined installation of the PVD from which the full depth of treatment will not be covered also needs to be checked.

Therefore, the second suitable solution consists in both reducing and accelerating the consolidation settlement essentially over the first 14 m depth of sand silt formation. Such solution obviously offers the benefit in saving the preloading time. This alternative is feasible when floating stone column reinforcement is targeted. Whilst the length of the stone columns should be optimized taking into account the over-consolidation of clay layers (horizon III) and the decrease of induced excess vertical stress due to the surcharge embankment.

For the purpose of suitable and easy execution the optimized length of stone columns was decided as 14m. Beyond 14 m depth the treatment by stone columns in the clay layer will be time consuming but it remains effective.

4.4 Design using floating stone columns -Settlement reduction - Long term settlement.

4.4.1 Short term settlement

Consider a total short term settlement of 16 cm which is quite admissible for 4 m embankment height, on the basis of soil layers and column material properties the optimized improvement area ratio as determined by the software Columns 1.01 is found by 16%. The settlement of reinforced soil layers over 14m depth equals 8.1 cm. Since stone columns behave like vertical drains the settlement of reinforced soil will occur at the end of embankment construction. It is proposed that stone columns of diameter 1m are installed in triangular pattern with an axis to axis spacing equals 2.46 m. Assuming that the consolidation

of reinforced soil only occurs horizontally the use of Barron's chart leads that 90% of consolidation is expected in three months approximately. This duration coincides almost with one stage construction of 4m embankment height. The primary consolidation settlement of unreinforced layers over 14 m in such duration can be neglected so that the residual settlement of unreinforced clay layers corresponds to the residual settlement to be induced under the road embankments.

4.4.2 Estimation of long term settlement

The oedometer and CPTu methods are both considered for estimating the consolidation settlement of unreinforced clay layers. Comparison between the predictions of these methods is then discussed.

Estimation of long term settlement using the oedometer method

The prediction of long term settlement over 14 m thickness of clay layers by the oedometer method is 18.5 cm for a surcharge load of 80 kPa. This prediction is obtained by an Excel sheet calculation by subdividing the 14 m in sub-layers of thickness 3 m. Excess of vertical stress due to embankment load, vertical effective stress and preconsolidation stresses were calculated at mid thickness of each sub layer. The averaged long term settlement per meter of embankment height and per meter of compressible layer is sketched in Figure 3.



Figure 3. Variation of normalized long term settlement per meter of compressible clay later and per meter of embankment height.

Estimation of long term settlement using the CPTu test results.

The long term settlement can be estimated from the correlation between oedometer modulus Eoedand the tip resistance q_c :

$$E_{oed} = 5 q_c \tag{6}$$

Considering each CPT profile (in total there are eight profiles), by adopting the correlation in Eq (5) for each 50 mm thickness the oedometer modulus is calculated and the long term settlement is predicted. The averaged settlement per one kPa and per meter of clay layer is 0.185 mm/kPa/m as detailed from the Excel sheet calculation given in Table 4.

		Charge ι	Charge unifomément répartie (kPa) : 80						
			Rapport E _{oedo} / q _c :						
		PZ EX1	PZ EX2	PZ EX3	PZ EX4	PZ EX5	PZ EX6	PZ EX7	PZ EX8
Hauteu	ır depuis -13 :	14	14	11,95	9,25	14	14	14	14
Sor	mme de 1/q _c :	245	254	212	185	258	263	262	267
Tass	ement (mm) :	196	203	169	148	207	211	210	214
Module oedo r	noyen (kPa) :	5 723	5 513	5 648	5 011	5 418	5 316	5 345	5 241
Tassement	(mm/kPa/m) :	0,175	0,181	0,177	0,200	0,185	0,188	0,187	0,191
		Contract (1)	Moyenn	e tassement	(mm/kPa/m) :	0,185	\triangleright		
			Ecart-typ	e lassement	MIN/KEW/MI	0,007			
		Moyenne +	1/2 Ecart-typ	e tassement	(mm/kPa/m) :	0,189			

Table 4. Estimation of long term settlement from CPTu data

It is noted that the estimation of long term settlement from the CPTu data exceeds by 10% that estimated from the oedometer method. Hence, this confirms that adopted OCR = 1.3 for the compressible clay layers is secured for the prediction of long term settlement. The duration of long term settlement, calculated for consolidation ratio = 50%, by assuming one drainage path (from the tip of stone columns) of the unreinforced layers over 14 m thickness, is about 16 years. Therefore, the variation of primary consolidation settlement evolves slowly.

Verification of residual differential settlement

Predicted long term settlement shown in Figure 3 corresponds to uniform settlement induced by uniform surcharge load which is not the case of embankment having variable height. Along a given section of road embankment of typical length equals 100 m the height is variable and so is the induced settlement. Figure 4 clearly shows quite variable absolute settlement along the main section 1-A of the PFHR of total length approximating 1,180 m. In this figure the variation of differential settlement is also shown. Thus, it is the differential settlement: $\Delta s = s_i - s_{i-1}$ between two successive points "i-1" and "i" almost distanced by 100 m within a section of road embankment, rather that the absolute settlement, that will affect the functioning of hydraulic networks which will be installed with a quite low slope of 0.2 %. Such analysis can be highlighted from Figure 5 that shows the evolution of residual differential settlement along the first sub-section (0 to 180 m) of main axis 1-A compared to the allowable residual long settlement of "+" or "-" 2 cm.



Figure 4. Variation of absolute and differential long term settlement along axis 1-A



Figure 5. Variation of differential long term settlement along the first section of axis 1-A

From Figure 5 the most unfavorable situation corresponds to the sub-section between points 0 and 1 where the differential settlement equals 8.1 cm. The admissible differential

settlement equals 2 cm that corresponds to a vertical degree of consolidation calculated from one-dimensional Terzaghi's theory:

$$U(T_v) = 2 \text{ cm}/6.1 \text{ cm} = 0.32786.$$

From the equation of time factor: $T_v = c_v * t/H2$ one can determine from which time the differential settlement will exceed the admissible limit of 2 cm, it is: t = 14 years. It is the soonest time from which the residual differential settlement might affect the functioning of hydraulic gravity networks.

From Figure 5 three critical sub-sections (e.g. where the residual differential settlement exceeds its admissible limit) are expected. For those sub-sections it recommended to proceed for a reinforcement with 17 m length of floating stone columns for reducing and accelerating the consolidation settlement of clay layers (horizon III). Nevertheless, the more likely, expected differential settlements would not affect the functioning of hydraulic gravity network because those settlements will only take place with a long passage of time.

It is noted that all predictions on the basis of suggested design should be validated by scheduling a loading test with recorded load-settlement curves.

4. CONCLUSIONS

This paper addressed the design of floating stone column foundations for embankments road scheduled for the ongoing Tunisian project "Project Financial Harbour of Raoued". The geotechnical investigations conducted for this project have been synthesized with special focus on the over consolidation of clay layers overlaid by silt sand formation both having 14 m thickness. In this regard the use of CPTu data revealed more suitable than data recorded during oedometer tests. Two ground improvement options were decided for this project: first option was a preloading associated with prefabricated vertical drains, and the second suggested to install floating stone columns of 14 m length crossing the homogenized silt sand formation.

The study of behavior of road embankments having variable height is tributary of the residual differential settlement rather than the absolute consolidation settlement. From this analysis it is proposed to focus on the differential consolidation settlement to occur within the unreinforced clay layers starting from 14 m depth, below the ground surface, and should affect the functioning of the gravity hydraulic networks.

The suggested design consists in stone columns of 14 m length crossing the sand silt formation installed by the vibrocompation method to improve the stiffness of treated silt sand layers. In turn, over limited sub-sections of the road embankments it was recommended to install stone columns of 17 m in length to fulfill the required residual settlement of 2 cm.

For the road embankments foundation of the PFHR a technical-economical comparison will be carried out to state about the suitable improvement technique to be executed.

REFERENCES

- [1] Hydrosol-Fondations. Campagne de reconnaissance géotechnique. Phase d'exécution du port financier à Raoued.
- [2] [1] Hydrosol-Fondations. Tunis Bay Project (Raoued-Tunis). Geotechnicalreport.
- [3]Terrasol-Tunisie. Rapport géotechnique de Raoued Port financier.

- [4]Africa Engineering (2017). Variante de renforcement par colonnes ballastées: Dimensionnement et modalités d'exécution, Mai.
- [5] Bouassida M., Hazzar L. (2008). Comparison between Stone Columns and Vertical Geodrains with Preloading Embankment Techniques. Proc. 6th Int. Conf. On Case Histories in Geotechnical Engineering. Arlington VA (USA), 11-18 August, Paper No. 7.18a.
- [6] Bouassida, M. and Carter, J. P. (2014). "Optimization of Design of Column-reinforced Foundations". Int. J. Geomech., Volume 14, Issue 6 (December 2014), 04014031-1-10.
- [7] Bouassida M. (2016); Design of Column-Reinforced Foundations. J. Ross Publishing (FL, USA), August. 224 pages. ISBN: 978-1-60427-072-3.
- [8]. M. Bouassida, and L. Hazzar (2012). Novel tool for optimised design of reinforced soils by columns. Ground Improvement: Proc. ICE, London 165, Issue 1, pp 31 -40.
- [9]. Document français (2011). Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrage sensible au tassement (in French). Comité Français de Mécanique des Sols, Version n°2, March 16, 32 pages.
- [10]. Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th. edition, McGraw-Hill, New York.
- [11]. Das M.B. (2014). Principles of Foundation Engineering. Cengage Learning. USA
- [12]. Lambe T.W. and Withman R.V. (1969). Soil mechanics. M.I.T.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

YENİ DEPREM YÖNETMELİĞİ: GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ UYGULAMA KURALLARI

NEW EARTHQUAKE BUILDING CODE: GEOTECHNICAL ENGINEERING APPLICATION RULES

Kutay ÖZAYDIN¹

ABSTRACT

Turkish Earthquake Building Code is being updated to reflect the recent developments in earthquake engineering to seismic design of buildings. In order to be able to design earthquake resistant buildings site soil conditions are to be taken into account. Last two revisions of Turkish Earthquake Code (in 1998 and 2007) did not include any significant changes with regards to geotechnical engineering. The new draft code includes an extended section on evaluation of foundation soils and design of foundations with many major changes to the current code. In this paper the section on soils and foundations is briefly presented and main points on soil investigations, seismic soil behavior and rules about foundation design are highlighted.

Key Words: Earthquake Code, Soils, Foundation Design

ÖZET

Deprem mühendisliğindeki gelişmeleri depreme dayanıklı bina tasarımına yansıtabilmek için Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği yenilenmektedir. Depreme dayanıklı bina tasarımında inşaat alanı zemin koşullarının da dikkate alınması gerekmektedir. Türkiye deprem yönetmeliğinde yapılan son değişikliklerde (1998 ve 2007) zemin ve temellerin tasarımına ilişkin bölümlerde belirgin değişiklikler yapılmamıştır. Yeni yönetmelik taslağında temel zemini ve temel tasarımına ilişkin olarak mevcut yönetmelikte büyük çaplı değişiklikler içeren genişletilmiş bir bölüm yer almaktadır. Bu bildiride yönetmelikte yer alan zeminlerin incelenmesi, deprem davranışının değerlendirilmesi ve temellerin tasarımına ilişkin kurallar hakkında bilgiler sunulmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Deprem Yönetmeliği, Zeminler, Temel Tasarımı

¹ Prof. Dr. Yıldız Teknik Üniversitesi(Emekli), ozaydin@yildiz.edu.tr

1. GİRİŞ

Son 30 yılda geoteknik deprem mühendisliğinde önemli gelişmeler olmasına karşın bunlar Türkiye Deprem Yönetmeliğine yeterince yansıtılamamıştır. Binaların depreme dayanıklı tasarımında, temel zemininin deprem sırasında göstereceği davranışın ve yapı temeli seviyesinde etkiyecek sarsıntı şiddetine etkisinin dikkate alınması gerektiği yaklaşık 60 yıldır bilinmektedir. Deprem sonrası yapısal hasar incelemeleri ve aletsel zemin yüzeyi sarsıntı şiddeti ölçümleri, deprem sırasında temel zemini davranışı ile bina davranışı arasında yakın ilişki olduğunu ortaya koymuştur.

Bina davranışı üzerinde olumsuz etkilere yola açabilecek başlıca faktörler, sarsıntı şiddetinde artış (amplifikasyon), temel zemininde mukavemet ve/veya rijitlik kaybı, temel zemininde aşırı yer değiştirmeler ve zemin-yapı etkileşiminden kaynaklanabilecek tesirler olarak özetlenebilir. Bu ana başlıklar altında değerlendirilebilecek konuların hepsinde son yıllarda önemli gelişmeler olmuştur. Bu gelişmelerin deprem yönetmeliklerine yansıtılabilmesi için, öncelikli olarak güvenilir zemin araştırmaları verilerine dayanan zemin sınıflandırmalarının yapılması ve yapısal tasarımda dikkate alınacak parametrelerin belirlenmesi gerekmektedir.

Yeni Deprem Yönetmeliğinde, deprem etkisi altında tasarımı yapılacak yeni binalar ile deprem performansı değerlendirilecek veya güçlendirilecek mevcut binalar için, geoteknik tasarıma ilişkin hususlar aşağıdaki ana başlıklar altında yer almaktadır:

- Zemin araştırmalarının kapsamı,
- Zemin koşullarının, sınıf ve parametrelerinin belirlenmesi,
- Bina temellerinin ve bodrum perdelerinin deprem etkisi altında tasarımı,
- Yapı-zemin etkileşimi analizleri,
- Zemin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi,
- Zemin dayanma (istinat) yapılarının ve şevlerin deprem etkisi altında tasarım ilkeleri,
- Gerekli olması durumunda uygulanmak üzere, arazi zemin özelliklerinin yerinde iyileştirilmesine ilişkin kurallar(Yönetmelik ekler bölümünde)

2. ZEMİN KOŞULLARININ TANIMLANMASI

İnşaat alanı zemin koşullarının tanımlanması için yapılacak zemin araştırmalarının kapsamı ayrıntılı olarak tanımlanmakta, ayrıca bu araştırmaların yürütülmesinde uyulacak kurallar EK 16A'da verilmektedir. Zemin araştırmalarının sonuçlarının iki ayrı raporda: Veri Raporu ve Geoteknik Rapor olarak sunulması öngörülmektedir. Yapısal tasarım açısından önem taşıyan geoteknik raporların kapsamı ve hazırlama sorumluluğunu kimlerin üstlenebileceği açıklıkla tanımlanmaktadır.

3. ZEMİN PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

Geoteknik mühendisliğinde tasarım parametrelerinin doğru seçilmesi büyük önem taşımaktadır. Doğru seçilmemiş parametrelerle yapılan hesap sonuçları ve bunlara dayanan tasarımların geçerliliği bulunmamaktadır. Yönetmelikte çok geniş kapsamlı bu konunun önemli göz önüne alınarak, zemin parametrelerinin belirlenmesinde uyulacak esaslar tanımlanmakta, bu kapsamda yükleme hızı ve saha zeminlerinin geçirimlilik koşullarına göre belirlenecek drenajlı veya drenajsız koşullarla uyumlu mukavemet parametrelerinin kullanılması gereği belirtilmektedir. Deprem etkisinde oluşabilecek boşluk suyu basıncı artışları ve mukavemet kayıpları / yumuşama olasılıkları da göz önüne alınarak, toplam

gerilme analizlerinde drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin kullanılması gereği, boşluk suyu basınçlarının belirlenebilmesi durumunda ise efektif gerilme parametreleri kullanılarak analizler yapılabileceği gibi hususlar vurgulanmaktadır.

4. YEREL ZEMİN SINIFLARININ BELİRLENMESİ

Yönetmelik taslağındaki değişlikler arasında yerel zemin sınıflarının belirlenmesi önemli bir yer tutmaktadır. Zeminlerin altı sınıfa ayrılması ve sınıflandırmada uluslararası diğer yönetmeliklerle uyumlu aşağıdaki tablonun benimsenmesi uygun bulunmuştur.

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

Tablo 16.1 – Yerel Zemin Sınıfları

Tablo 16.1'de verilen zemin parametreleri, zemin profilinin temel veya kazık başlığı alt kotundan itibaren aşağıya doğru en üst 30 m kalınlığındaki kısmı için belirlenecektir. Yüzeysel temellerde, temel taban kotu ile kaya üst kotu arasında kalınlığı 3 m'den fazla zemin bulunması durumunda ZA ve ZB sınıfı tanımlaması yapılmayacaktır.

5. DEPREM ETKİSİ ALTINDA SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞ ANALİZLERİ

Yönetmelik taslağında, bir yenilik olarak, sahaya özel zemin davranış analizlerine ilişkin kurallara yer verilmekte, Tablo 16.1'e göre ZF sınıfı olarak tanımlanan zeminlerin yüzeyindeki deprem yer hareketini belirlemek üzere sahaya özel zemin davranış analizinin yapılması zorunluluğu getirilmektedir. Bina temeli ve yakın çevresinde zemin ortamının yaklaşık olarak yatay tabakalardan oluştuğu durumlarda, sahaya özel zemin davranış analizleri için *yatay tabakalı serbest zemin modeli* kullanılabileceği, aksi durumlarda ise iki veya üç boyutlu zemin modelleri kullanılması gerektiği belirtilmektedir.

Zeminlerin kayma modülü ve eşdeğer histeretik sönüm katsayılarının kayma birim şekil değiştirmesine bağlı doğrusal olmayan değişimlerinin arazi ve laboratuvar deneylerine ve benzer zemin koşulları için literatürde yer alan ve genel kabul gören bilgilere göre tanımlanacağı ifade edilmektedir.

Ayrıca, kazıklı temeller için kinematik etkileşim analizlerinde, sahaya özel serbest zemin analizleri sonuçlarının deprem verisi olarak kullanılması zorunluluğu getirilmektedir.

Zemin davranış analizleri, yatay tabakalı *serbest zemin modeli* çerçevesinde taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketi altında *doğrusal olmayan* dinamik zemin parametreleri esas alınarak aşağıdaki analiz yöntemlerinden biri ile yapılacaktır:

(a) Zaman tanım alanında *doğrusal olmayan* analiz,

(b) Kayma birim şekil değiştirmesinin %1'i aşmaması koşulu ile frekans tanım alanında *eşdeğer doğrusal hesap modeli* kullanılarak ardışık yaklaşımla *doğrusal olmayan analiz*

Tablo 16.1'e göre yerel zemin sınıfı ZA veya ZB olarak tanımlanan ve kayma dalgası hızı en az $V_s \ge 760$ m/s olan zemin tabakası, depremin zemin profiline etki ettirileceği *mühendislik taban kayası* olarak alınacaktır. Ancak, taban kayasının çok derinlerde olduğunun bilindiği zemin profillerinde tabakalı zemin modeli, Tablo 16.1'e göre yerel zemin sınıfı en az ZD olan zemin tabakası ile sonlandırılabilecek ve deprem etkisi taban kayası yerine bu tabakanın üstünde tanımlanabilecektir. Bu durumda, deprem etkisini tanımlayan spektral büyüklükler ZD yerel sınıfı göz önüne alınarak büyütülecek, bu tabaka ve altındaki zemin ortamı tek boyutlu zemin profili modelinde uygun sınır koşulu kullanılarak idealleştirilecektir. Dinamik zemin parametrelerindeki belirsizliklerin yanında, zemin modelinin toplam derinliğine ilişkin belirsizliklerin uygun duyarlılık analizleri ile dikkate alınması gereği vurgulanmaktadır.

Taban kayasından tek boyutlu tabakalı zemin modeline etki ettirilmek üzere, elastik ivme spektrumu ile uyumlu olarak en az on bir deprem kaydı, göz önüne alınan deprem büyüklüğü ve uzaklığına sahip gerçek deprem kayıtları içinden seçilerek ölçeklendirilecektir.

Zemin yüzeyindeki sahaya özel deprem spektrumunun belirlenmesi bağlamında, her bir spektral periyod için zemin yüzeyi spektral ivmesinin taban kayası spektral ivmesine oranı her bir kayıt için hesaplanacak, daha sonra bu oranların ortalaması ilgili periyod için *yerel zemin etki katsayısı* olarak tanımlanacaktır. Bu katsayıların yönetmelikte 2.3.5'te tanımlanan taban kayası spektrumu ile çarpılması sonucunda, zemin yüzeyindeki sahaya özel deprem spektrumu belirlenmiş olacaktır. Yerel zemin sınıfı ZF dışındaki zeminlerde, zemin yüzeyinde belirlenen sahaya özel deprem spektrumunun ordinatları, yerel zemin sınıfı göz önüne alınarak, yönetmelikte Tablo 2.1 ve Tablo 2.2'de verilen *yerel zemin etki katsayıları* ile belirlenen spektral ivmelerden daha küçük alınamaz.

Sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde *eşdeğer doğrusal analiz modeli* ile frekans tanım alanında hesap yapılmayacaktır. Bu durumlarda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılacaktır.

6. ZEMİN SIVILAŞMA RİSKİNİN DEĞERLENDİRMESİ

Yönetmelik taslağında, bina özellikleri ve bölgenin depremselliği dikkate alınarak belirlenen, *Deprem Tasarım Sınıfi* DTS=1, DTS=1a, DTS=2 ve DTS=2a olan binalar için Tablo 16.1'de ZD, ZE veya ZF grubuna giren, sürekli bir tabaka veya kalın mercekler halinde bulunan sıvılaşabilir zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin, arazi ve laboratuvar deneylerine dayanan uygun analiz yöntemleri ile incelenmesi ve analiz sonuçlarının ayrıntılı olarak rapor edilmesi zorunlu hale getirilmektedir. Zemin sıvılaşma değerlendirmesinin SPT deney sonuçları kullanılarak yapılmasına dayanan yöntem EK 16B'de verilmekte, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının ≥ 1.10 olması öngörülmektedir.

Zemin sıvılaşması değerlendirmesinde, sıvılaşama tetiklenmesi tehlikesine karşı güvenlik sayısının belirlenmesi yanında, sıvılaşma sonrası zemin mukavemeti ve rijitlik kaybı ile temel zemininde oluşabilecek yer değiştirmelerin de dikkate alınması gerekliliği belirtilmekte, sıvılaşma sonrası yer değiştirmelerin üstyapı/altyapı davranışına etkileri değerlendirilerek, ihtiyaç duyulması halinde üstyapı ve/veya zemin iyileştirmeleri uygulanacağı vurgulanmaktadır.

7. TEMELLERİN TASARIMI İÇİN GENEL KURALLAR

Yönetmelikte, önemli bir yenilik olarak, yüzeysel ve derin temellerin geoteknik tasarımı için *taşıma gücü ilkesi* esas alınmış, tasarım dayanımının tasarım etkilerini karşılaması gereği vurgulanmıştır. Temel zeminin, olası göçme mekanizmalarına karşı gelen tasarım taşıma gücünün yeterliliği,

$$\boldsymbol{E}_t \leq \boldsymbol{R}_t \tag{1}$$

koşulu ile sağlanacaktır. (E_t -statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin *tasarım etkileri*, R_t ise ilgili göçme mekanizmasına karşı gelen *tasarım dayanımı*). Tasarım etkileri ve tasarım dayanımları aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

Tasarım Etkileri - Statik yük birleşimleri ilgili yönetmeliklerden alınacaktır. Deprem etkisini içeren yük birleşimleri ise Yönetmelikte 4.4.4'te verilmiştir. Temel zemininde oluşan etkiler, E_t , düşey yük etkileri ile birlikte depremde bina taşıyıcı sisteminden temele aktarılan kuvvetler esas alınarak hesaplanacaktır.

Tasarıma esas eksenel kuvvet ve eğilme momenti, temel tabanında düşey doğrultudaki *temel taşıma gücü* ile karşılanacaktır. Tasarıma esas yatay kesme kuvveti, zemin ile temel tabanı arası *sürtünme direnci* ile birlikte temel yan yüzünde oluşan pasif toprak basıncının en çok %30'u dikkate alınarak karşılanacaktır.

Tasarım Dayanımları- Statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin *tasarım dayanımı* \mathbf{R}_t , *karakteristik dayanım* \mathbf{R}_k 'nın *dayanım katsayısı* $\boldsymbol{\gamma}_R$ 'ye bölünmesi ile bulunacaktır. *Dayanım katsayısı* değerleri temel türüne ve hesaplanan dayanım bileşenine göre yönetmelikte yüzeysel temeller için Tablo 16.2'de, kazıklı temeller için ise Tablo 16.4'de verilmektedir.

8. YÜZEYSEL TEMELLER

Yüzeysel temellerin taşıma gücü ve yatayda kaymaya karşı gelen tasarım dayanımları hesaplanarak, statik ve depremi içeren yükleme durumlarındaki tasarım etkilerini karşıladığı gösterilecektir. Depremde aşırı boşluk suyu basıncı artışı meydana gelebilecek zeminlerde, toplam gerilme analizlerinde bunun drenajsız kayma dayanımı üzerinde olası etkileri, efektif gerilme analizlerinde ise oluşan boşluk suyu basıncı dikkate alınacaktır.

8.1. Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü

Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde

$$q_o \le q_t \tag{2}$$

eşitsizliği sağlanacaktır. Burada q_0 temel seviyesinde etkiyen düşey yük, kesme ve moment etkilerinin oluşturduğu temel taban basıncı, q_t ise tasarım dayanımı R_t 'nin temel taşıma gücüne ilişkin karşılığı olup karakteristik dayanımın q_k dayanım katsayısına γ_{Rv} bölünmesi ile elde edilecektir.

$$q_t = \frac{q_k}{\gamma_{R\nu}} \tag{3}$$

Temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı, q_k aşağıdaki eşitlikten hesaplanabilecektir.

$$q_k = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \tag{4}$$

Bu denklemde yer alan taşıma gücü katsayıları ile boyutsuz *düzeltme katsayıları (temel şekli katsayıları s*_c, *s*_q, *s*_{γ}; *derinlik katsayıları d*_c, *d*_q, *d*_{γ}; *yükleme eğikliği katsayıları i*_c, *i*_q, *i*_{γ}; *temel zemini eğimi katsayıları g*_c, *g*_q, *g*_{γ} ve *temel taban eğimi katsayıları b*_c, *b*_q, *b*_{γ}) değerleri literatüre dayanan ve genel kabul görmüş bağıntılar kullanılarak elde edilecektir.

Yüzeysel temeller için yük katsayıları ile çarpılmış tüm yükler(tasarım etkileri) için yeterli olacak *tasarım dayanımı* R_t , **Tablo 16.2**'de verilen *dayanım katsayısı* γ_R değerleri kullanılarak hesaplanacaktır.

Dayanımın Türü	Dayanım Katsayısı Simgesi	Dayanım Katsayısı Değeri	
Temel Taşıma Gücü	γ_{Rv}	1.4	
Sürtünme Direnci	γ_{Rh}	1.1	
Pasif Direnç	γ_{Rp}	1.4	

Tablo 16.2. Yüzeysel Temeller İçin Dayanım Katsayıları

Tasarım dayanımının yeterli olması yanında, temel altındaki yer değiştirmeler izin verilebilir sınırlar içinde kalacaktır. Bu bağlamda;

(a) Deprem etkisinde yumuşak killer ve suya doygun gevşek-orta sıkı kohezyonsuz zeminlerde, çevrimsel yüklemeler altında boşluk suyu basıncı artışları ile olası dayanım ve rijitlik kaybı dikkate alınarak, temel altı yer değiştirmeleri genel kabul gören geoteknik mühendisliği yaklaşımları ile hesaplanacaktır.

(b) Bölüm 13'te tanımlanan yüksek binalarda ZA ve ZB sınıfı dışındaki zeminlerde ve *Deprem Tasarım Sınıfı* DTS = 1, 1a, 2, 2a olan diğer binalarda ZA, ZB ve ZC sınıfı dışındaki zeminlerde, yüzeysel temeller altında oluşabilecek doğrusal olmayan zemin davranışı hesaba katılarak kalıcı şekil değiştirmelerin hesaplanması gerekli kılınmaktadır.

8.2. Yüzeysel Temellerin Yatayda Kayması

Yatayda kayma ile ilgili olarak statik ve depremi içeren yükleme durumlarının her birinde

$$V_{th} \le R_{th} + 0.3R_{pt} \tag{5}$$

eşitsizliği sağlanacaktır. (V_{th} temel tabanında etkiyen *tasarım yatay kuvveti*, R_{th} *tasarım sürtünme direnc*i, R_{pt} *tasarım pasif direnci*).

Kohezyonsuz zeminlerde drenajlı durumda,

$$R_{th} = \frac{P_{tv}tan\delta}{\gamma_{Rh}} \tag{6}$$

 $(P_{tv}$ temel tabanına etkiyen tasarım düşey basınç kuvveti, δ temel tabanı ile zemin arasındaki sürtünme açısı).

Kohezyonlu zeminlerde ise (drenajsız durumda),

$$R_{th} = \frac{A_c C_u}{\gamma_{Rh}} \tag{7}$$

(c_u drenajsız kohezyon değeri, A_c temel altında basınç gerilmelerinin oluştuğu toplam alan). *Tasarım pasif direnci* R_{pt} , *karakteristik pasif direnç* R_{pk} 'nın *dayanım katsayısı*na bölünmesi ile hesaplanacaktır.

$$R_{pt} = \frac{R_{pk}}{\gamma_{Rp}} \tag{8}$$

Yer altı su seviyesi altındaki temellerde, depremde tasarım sürtünme direnci zeminin drenajsız kayma dayanımı esas alınarak hesaplanacaktır.

9. KAZIKLI TEMELLER

Kazıklı temellerin düşey ve yanal taşıma güçleri hesaplanarak, statik ve depremi içeren yükleme durumlarındaki tasarım etkilerini karşıladığı gösterilecektir. Kazıklı temellerin taşıma gücü: (a) Statik yükleme deney sonuçlarından elde edilen veriler kullanılarak, (b) Zemin araştırmalarından elde edilen zemin özellikleri kullanılarak, (c) Statik yükleme deneyleri ile geçerliliği sağlanmış dinamik yükleme deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak hesaplanabilecektir.

Kazıklı temellerin düşey taşıma gücü hesabında, zemin araştırmaları ve yükleme deneyleri sonuçlarından elde edilen zemin özellikleri kullanılarak hesaplanacak *çevre sürtünmesi* Q_s ve *uç direnci* Q_u 'nun hesabında Tablo 16.4'te verilen dayanım katsayıları γ_R uygulanacaktır. Kazık yükleme deneyi yapılması olması durumu için verilen dayanım katsayısı değerleri, her bina altında en az bir adet yükleme deneyi ve proje sahasında kullanılan kazıkların en az %1'i üzerinde yükleme deneyi yapılması durumunda kullanılabilecektir. Bu minimum sayılardan daha fazla deney yapılması halinde, bölgesel deneyimlerin ışığında dayanım katsayılarında en fazla 0.10 kadar azaltma yapılabilecektir.

Dovonumin	Dayanım Katsayısı Simgesi	Dayanım Katsayısı Değeri				
Dayanının Türrü		Kazık yükleme	Kazık yükleme			
I uru		deneyi yapılmamış	deneyi yapılmış			
Çevre sürtünmesi	γ_{Rsb}	1.5	1.3			
Cavra sürtünmesi						
(çekme)	γ_{Rsc}	1.6	1.4			
Uç direnci	γ_{Ru}	2.0	1.5			
Toplam taşıma gücü	$\gamma_{\rm Rt}$	_	1.4			
(basınç)	·					

Tablo 16.4. Kazıklı Temeller İçin Dayanım Katsayıları

9.1. Kazıkların Düşey Taşıma Gücü

Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde

$$P_{tv} \le Q_{tv} \tag{9}$$

eşitsizliği sağlanacaktır (P_{tv} etkiyen düşey tasarım kuvveti, Q_{tv} kazığın düşey tasarım gücü)

$$Q_{tv} = \frac{Q_{ks}}{\gamma_{Rs}} + \frac{Q_{ku}}{\gamma_{Ru}} \tag{10}$$

 $(Q_{ks}$ ve Q_{ku} kazığın karakteristik çevre sürtünmesi direnci ve karakteristik uç direnci, Q_{tv} ise kazığın düşey tasarım dayanımı)

Taşıma gücü hesabında kazık imalat yönteminin etkisi dikkate alınmalıdır. Grup davranışı gösterecek kazıklı temellerde taşıma gücü; grup içinde bulunan her bir kazığın toplam taşıma gücü ile kazıklar ve arasında kalan zeminden oluşan bloğun taşıma gücü değerlerinin küçük olanı olarak seçilecektir. Deprem Tasarım Sınıfi DTS = 1, 1a, 2, 2a olan binaların kazıklı temellerinde, en az iki adet statik yükleme deneyi yapılarak tasarım kabullerinin yerinde doğrulandığı görülecektir

9.2. Kazıkların Yanal Taşıma Gücü

Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde

$$P_{ty} \le Q_{ty} \tag{11}$$

eşitsizliği sağlanacaktır. Burada P_{ty} kazığa etkiyen yanal tasarım kuvvetini, Q_{ty} ise kazığın yanal tasarım dayanımını göstermektedir.

Doğrusal olmayan yük-yer değiştirme davranışı göstermesi beklenen yanal yüklü kazıkların tasarımında izin verilebilir yer değiştirmelerin ve kazık kesitinin taşıma gücünün aşılmadığı hesapla gösterilecektir.

9.3. Kazıklı Temellerin Deprem Hesabı

Yönetmelik taslağında, deprem etkisi altında üstyapı ile birlikte taşıyıcı sistem elemanları olarak çalışan kazıklı temellerin, zeminin etkisi de göz önüne alınarak tasarımı için uygulanacak hesap yöntemleri verilmektedir.

Kazıklı temellerin deprem hesabı için, dinamik *yapı – kazık – zemin etkileşimi* çerçevesinde iki farklı yaklaşım benimsenebilecektir:

(a) *Ortak sistem yaklaşımı:* Üstyapı, bina temeli, kazıklar ve zemin bir arada modellenerek, analizde tüm kısımların doğrusal olmayan davranışları göz önüne alınabilir.

(**b**) *Alt sistem yaklaşımı*: Üstyapı-temel alt sistemi ile temel-kazık-zemin alt sistemi ayrı ayrı modellenip birbirleri ile etkileşiminin de dikkate alındığı bu yaklaşımda, prensip olarak doğrusal davranışı esas alınır. Ancak mühendislik pratiğinde bu yaklaşımın belirli yöntemler çerçevesinde temel-kazık-zemin alt sisteminin ve üstyapı-temel alt sisteminin doğrusal olmayan davranışı için de uygulanmasına izin verilebilir.

Alt sistem yaklaşımı çerçevesinde yapı – kazık – zemin etkileşimi hesabında, *kinematik* ve *eylemsizlik etkileşimi* aşamaları için kullanılabilecek hesap yöntemleri ile tasarım kurallarının ayrıntıları **EK 16C**'de verilmiştir. Yöntem I, Yöntem II ve Yöntem III olarak adlandırılan bu yöntemlerin uygulama alanları *Yerel Zemin Sınıfi*'na, *Deprem Tasarım Sınıfi*'na ve *Bina Yükseklik Sınıfi*'na bağlı olarak **Tablo 16.5**'te tanımlanmıştır. Yapı sahibinin / tasarım mühendisinin tercihine bağlı olarak Yöntem II yerine Yöntem I, Yöntem II yerine Yöntem II kullanılabilir ve yöntemlerin uygulama alanları genişletilebilir.

Analiz Yöntemi	Deprem	Tasarım	Bina Yükseklik Sınıfı	Yerel Zemin Sınıfı	
	Sınıfı				
Yöntem I	DTS = 1, 1a,	2, 2a	BYS = 1	ZD, ZE, ZF	
Väntene H	DTS = 1a, 2a		BYS = 2, 3	7D 7E 7E	
I Ontenii II	DTS = 3, 3a, 4, 4a		BYS = 1	$\Sigma D, \Sigma E, \Sigma F$	
Väntam III	DTS = 1a, 2a		$BYS \ge 4$		
	DTS = 1, 2, 3, 3a		$BYS \ge 2$	LD, LE, LF	

Tablo 16.5 – Etkileşim Analiz Yöntemlerinin Uygulama Alanları

10. BİNALARIN BODRUM PERDELERİNE ETKİYEN ZEMİN BASINÇLARI

Zeminin doğrusal olmayan biçimde idealleştirildiği, aşırı boşluk suyu basınçlarının dikkate alındığı ve çevre bodrum perdelerini oluşturan yapısal elemanları içeren duvar-zemin etkileşim modelleri ile hesap yapılmadığı durumlarda, binaların rijit bodrum çevre perdelerine etkiyen zemin basınçları aşağıda verildiği şekilde hesaplanabilir.

Statik durumda düzgün yayılı olarak uygulanacak zemin basınçları (p) Tablo 16.6'da tanımlanmıştır.

Bodrum Perdesinin Dışındaki Zeminin Cinsi	Basıncın Etkidiği Yükseklik	Zemin Basıncı (p)					
Kohezyonsuz zemin	Tüm yükseklik boyunca	$0.2(\alpha * H \perp \alpha)$					
Warman orto hat hak array ha ramin	Üst %20 boyunca	$0.2(\gamma^*H_{\rm b}+q)$					
Y umuşak – ona kati konezyonlu zemin	Alt %80 boyunca	,					
Katı – sert kohezyonlu zemin	Tüm yükseklik boyunca	$0.3(\gamma^*H_{\rm h}+q)$					
Not: Bodrum perdesi arkasında su olmaması durumunda, $\gamma^* = \gamma$ alınacaktır. Bodrum							
perdesinin kısmen su altında olması durumunda, su seviyesinin üzerinde $\gamma^* = \gamma$ ve su							
seviyesinin altında $\gamma^* = (\gamma_d - \gamma_{su})$ alınacak, ayrıca su üst seviyesinden itibaren aşağıya doğru							
zemin basıncına statik su basıncı $(p_{su} = \gamma)$	(<i>z</i> , z) eklenecektir. Statik s	u basıncı dışında tüm					

Tablo 16.6. Bodrum Perdelerine Etkiyen Statik Zemin Basınçları

Burada H_b bodrum perdesinin toplam yüksekliğini, γ zeminin tabii birim hacim ağırlığını, γ_d suya doygun birim hacim ağırlığını, q ek yükü (sürşarj), z su yüzeyinden aşağıya doğru ölçülen yüksekliğini göstermektedir.

Deprem etkisi altında ek zemin basınçları,

zemin basınçları düzgün yayılı olarak etki ettirilecektir.

$$\Delta p = 0.4 S_{DS} \gamma_k H_b \tag{12}$$

duvar yüksekliği boyunca düzgün yayılı olarak etki ettirilecektir. Kohezyonsuz(dinamik olarak geçirimli) zeminlerde, bodrumun kısmen kuruda olması durumunda, su seviyesi ile bodrum tabanı arasında, **Tablo 16.6**'nın ikinci satırındaki statik su basıncına ek olarak göz önüne alınacak statik-eşdeğer dinamik su basıncının değişimi,

$$\Delta p_{su}(z) = \frac{7}{8} (0.4S_{DS}) \gamma_{su} \sqrt{zd_{su}}$$
(13)

olarak dikkate alınacaktır (S_{DS} zemin yüzeyinde tanımlanan kısa periyod tasarım spektral ivme katsayısı, d_{su} ise su altındaki duvar yüksekliği).

11. DEPREM ETKİSİ ALTINDA DAYANMA YAPILARININ TASARIMI

Deprem etkisi altında dayanma yapıları tasarımında hem limit denge (göçme), hem de servis durumları göz önüne alınacaktır. Dayanma yapıları, deprem sonrasında işlevlerine zarar vermeyecek mertebelerde yer değiştirmelere izin verilecek şekilde tasarlanabilir.

11.1. Dayanma Yapılarının Stabilitesi

Devrilmeye ve yatayda kaymaya zorlayan etkiler (momentler/kuvvetler) ile bunlara karşı koyan etkilerin ve dirençlerin dengesi karşılaştırılacaktır. Dayanma yapısının devrilmeye karşı güvenliğinin olması için

$$E_{dev} = \frac{R_{dev}}{\gamma_{Rdev}} \tag{14}$$

koşulu sağlanmalıdır. E_{dev} devrilmeye zorlayan etkiler toplamı, R_{dev} devrilmeye karşı koyan etkiler ve dirençler toplamı, γ_{Rdev} ise devrilmeye karşı tasarım güvenlik katsayısıdır. Bu katsayısı $\gamma_{Rdev} \ge 1.3$ olmak üzere, göçmeden kaynaklanacak riskler göz önüne alınarak projeden sorumlu mühendis tarafından seçilecektir.

Dayanma yapısı temelinde zemin taşıma gücünün aşılması ve yatayda kaymaya karşı tahkikler yanında, toptan göçmeye ilişkin tahkikler de yapılacaktır.

11.2. Toprak Basınçları

Toprak basınçlarının hesabında kullanılacak yatay ve düşey s*tatik-eşdeğer deprem katsayıları*, dayanma yapısı için izin verilebilir yatay yer değiştirme dikkate alınarak belirlenecektir.

$$k_h = \frac{0.4 \, S_{DS}}{r} \quad ; \quad k_v = 0.5 \, k_h \tag{15}$$

Değişik dayanma yapısı tipleri için r katsayısının değerleri **Tablo 16.7**'de verilmiştir.

Dayanma Yapısının Tipi	r
En fazla 120S _{DS} (mm) yer değiştirmeye izin verilen ağırlık tipi	2.0
duvarlar	2.0
En fazla 80S _{DS} (mm) yer değiştirmeye izin verilen ağırlık tipi	15
duvarlar	1.5
Ankrajlı duvarlar, yer değiştirmesine izin verilmeyen ağırlık tipi	1.0
duvarlar	1.0

Tablo 16.7. Dayanma Yapıları için r katsayıları

Dayanma yapısına etkiyen toplam (statik ve dinamik) toprak basıncının bileşkesi:

$$P_t = K(1 \mp k_v) \left(\frac{1}{2}\gamma^* H^2 + qH\right) + P_{su} + \Delta P_{su}$$
(16)

Burada *H* duvar yüksekliğini, γ^* zemin birim hacım ağırlığını, *q* ek yükü (sürşarj), *K* toplam (statik + dinamik) aktif (*K*_a) veya pasif (*K*_p) toprak basıncı katsayısını, *k*_v düşey statik-eşdeğer deprem katsayısını, *P*_{su} ve ΔP_{su} ise bileşke statik ve dinamik su basınçlarını göstermektedir. Toplam *aktif basınç katsayısını* hesabında kullanılacak eşitlikler aşağıda verilmiştir:

(a) $\beta \leq \emptyset'_d - \theta$ olması durumunda:

$$K_{a} = \frac{\sin^{2}(\Psi + \phi_{d}^{\prime} - \theta)}{\cos\theta \sin^{2}\psi \sin\left(\psi - \theta - \delta_{d}\right) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{d}^{\prime} + \delta_{d})\sin\left(\phi_{d}^{\prime} - \beta - \theta\right)}{\sin\left(\psi - \theta - \delta_{d}\right)\sin\left(\psi + \beta\right)}}\right]^{2}}$$
(17)

(b)) $\beta > \emptyset'_d - \theta$ olması durumunda:

$$K_a = \frac{\sin^2(\Psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin\left(\psi - \theta - \delta_d\right)}$$
(18)

Toplam *pasif basınç katsayısı*, zemin ile duvar arasında sürtünme olmadığı varsayılarak,

$$K_{p} = \frac{\sin^{2}(\Psi + \phi_{d}^{\prime} - \theta)}{\cos\theta \sin^{2}\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{d}^{\prime})\sin(\phi_{d}^{\prime} + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \theta)\sin(\psi + \beta)}}\right]^{2}}$$
(19)

 $(\phi'_d$ zeminin tasarım kayma direnci açısı, δ_d zemin ile duvar arasındaki tasarım sürtünme açısı, β duvar arkası zemin yüzeyinin yataya göre eğim açısı, Ψ ise duvarın yataya göre açısı duvar önündeki yataydan duvar arkasına doğru).

Statik durumda yukarıda verilen bağıntılarda $\theta = 0$ alınacaktır. Dinamik toprak basınç katsayısı, toplam basınç katsayısından statik basınç katsayısının çıkarılması ile elde edilecektir.

Statik-eşdeğer deprem katsayısına bağlı θ açısı ve zemin birim hacım ağırlığı γ^* değerleri, dayanma yapısının arkasında su olup olmamasına bağlı olarak aşağıda verilmiştir:

(a) Su seviyesinin temel taban seviyesi altında olması durumunda ($P_{su} = \Delta P_{su} = 0$);

.

$$\theta = \tan^{-1} \left\lfloor \frac{k_{\rm h}}{1 \mp k_{\rm v}} \right\rfloor \qquad ; \qquad \gamma^* = \gamma \tag{20}$$

(b) Su seviyesinin temel taban seviyesi üstünde olması ve zeminin dinamik olarak geçirimsiz olması durumunda (permeabilite katsayısının 5×10^{-4} m/s'den küçük olduğu zeminlerde):

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{\rm k}}{\gamma - \gamma_{\rm su}} \frac{k_{\rm h}}{1 \mp k_{\rm v}} \right] \qquad ; \qquad \gamma^* = \gamma_{\rm d} - \gamma_{\rm su} \tag{21}$$

Burada γ suya doygun zemin birim hacım ağırlığını göstermektedir. $\Delta P_{su} = 0$ alınacaktır.

(c) Su seviyesinin temel taban seviyesi üstünde olması ve zeminin dinamik olarak geçirimli olması durumunda:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{k}}{\gamma - \gamma_{su}} \frac{k_{h}}{1 \mp k_{v}} \right] \qquad ; \qquad \gamma^{*} = \gamma_{d} - \gamma_{su} \qquad (22)$$

Bu durumda bileşke statik-eşdeğer ek dinamik su kuvveti ΔP_{su} ve bileşkenin su yüzeyinden itibaren derinliği Denk.13 ile hesaplanacaktır.

Dinamik toprak basınclarına ilişkin bileşke kuvvetin etkime noktası, duvar yüksekliğinin orta noktası olarak alınacak, topuğu etrafında serbestçe dönebilecek duvarlarda, dinamik kuvvetin statik kuvvet ile aynı noktada etkiyeceği varsayılabilecektir. Statik ve dinamik toprak basınçlarının, duvar arkasının normaline göre, aktif basınç durumunda en fazla $(2/3)\phi'$ açısı ile, pasif durumda ise sıfır eğimle etkidiği kabul edilecektir.

12. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ŞEVLERİN DURAYLILIĞI

Doğal ya da yapay şevlerin üzerinde ve yakınında inşa edilecek yapıların tasarım depremi etkisinde güvenliği ve servis görebilirliğinin korunması için, şevin deprem yükleri etkisinde duraylı ve işlevsel (servis verebilir) kalacağının tahkik edilmesi gerekmektedir. Deprem Tasarım Sınıfı DTS=4 olan binalar için deprem etkisinde şev duraylılık analizi yapılmayabilir. Deprem etkisinde şev duraylılık analizlerinde, zemin özellikleri üzerinde *dayanım katsayıları* (kohezyon ve sürtünme direnci için, sırası ile, c'/γ_{Rc} ve $tan\Phi'/\gamma_{R\phi}$ şeklinde) uygulanmalıdır. Şev içinde yer alan kazık veya ankraj benzeri yapısal elemanların tasarımında da, zemin dirençleri aynı şekilde dayanım katsayıları uygulanarak dikkate alınmalıdır.

Şevlerin duraylılık analizinde zemin cinsine uygun bir göçme modeli kabul edilerek, zemin veya kaya kütlesinin dengesi araştırılır; şevin toptan göçmeye karşı güvenliği için

$$E_t \le \frac{R_t}{\gamma_{Rk}} \tag{23}$$

koşulu sağlanmalıdır. Burada, E_t göçmeye zorlayan etkiler toplamı, R_t göçmeye karşı koyan etkiler ve dirençler toplamı, $\gamma_{Rk} (\geq 1.0)$ ise kaymaya karşı *tasarım güvenlik sayısı* olarak tanımlanır.

Deprem durumunda şevlerin duraylılığı, killi zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti (c_u) kullanılarak toplam gerilme analizi, kumlu (kohezyonsuz) zeminlerde efektif gerilme analizi ile hesaplanacaktır. Depremlerle yeniden tetiklenme riski olan eski heyelan bölgelerinde, büyük şekil değiştirmelerine karşılık gelen kayma mukavemeti değerleri kullanılmalı, çevrimsel boşluk suyu basıncı artışına maruz kalabilecek gevşek-orta sıkı kohezyonsuz zeminlerde, oluşması beklenilebilecek maksimum boşluk suyu basıncı dikkate alınmalıdır.

Deprem etkisinde şev duraylılık kontrolü, eşdeğer statik limit denge analizleri, sonlu elemanlar yöntemi veya zaman alanında gerçekleştirilecek dinamik davranış analizleri ile yapılabilir. Topoğrafyanın ve zemin tabakalanmasının ani düzensizlikler gösterdiği durumlarda ve çevrimsel yüklemeler etkisinde önemli rijitlik kaybına uğrayabilecek sıvılaşabilir veya hassas zeminler için, eşdeğer statik analiz yöntemi kullanılmamalıdır.

İzin verilebilir yer değiştirme kriterlerinin geçerli olduğu durumlarda, Newmark kayan rijit blok yöntemi veya eşdeğer yöntemlerle, dinamik etkilerle uyumlu zemin mukavemet parametreleri kullanılarak, kalıcı yer değiştirmeler hesaplanabilir. Hesaplamalarda, artan şekil değiştirmeler ile oluşacak olan malzeme pekleşme veya yumuşama davranışı ve boşluk suyu basıncı artışının olası etkileri dikkate alınmalıdır.

Eşdeğer statik analizlerde, zemin kütlesine ve şev üzerinde mevcut kuvvetlere, yatay (F_H) ve düşey (F_V) eylemsizlik kuvvetlerinin etkisi aşağıdaki şekilde dikkate alınacaktır:

$$F_H = 0.5W(0.4S_{DS}S_T)$$
 ; $F_V = \mp 0.5F_H$ (24)

Burada W kayan kütlenin ağırlığı, S_{DS} kısa periyod tasarım spektral ivme katsayısını, S_T ise topoğrafik büyütme katsayısını göstermektedir.

Deprem Tasarım Sınıfı DTS = 1, 1a, 2, 2a olan yapılar için yapılacak deprem durumunda şev duraylılık analizlerinde, topoğrafik büyütme faktörü (S_T) iki boyutlu topoğrafik düzensizliklerin bulunduğu şevlerde ve olası göçme yüzeyinin şev tepesine yakın olarak geçtiği durumlarda kullanılacaktır. Şev açısı $\beta \le 15^{\circ}$ olan şevlerde ihmal edilebilir; taç (tepe) genişliği taban genişliğinden daha küçük olan sırtlarda, şev aşısı $\beta \ge 30^{\circ}$ olan şevlerde $S_T \ge 1.4$, daha küçük şev açılarında ise $S_T \ge 1.2$ olarak kullanılacaktır. Olası göçme yüzeyinin tabana yakın olarak geçtiği durumlarda ise ihmal edilebilir. Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizlerinde, kritik yüzeyin belirlenmesi ve kaymaya karşı güvenlik sayısının ardışık yöntemlerle hesaplanmasında, zemin dayanım parametrelerinin güvenlik sayısına bölünmesi ile zemin dirençlerinin mobilize olan değerlerine ulaşılacağı ($\gamma_{Rc} = \gamma_{R\phi} = \gamma_{Rk}$) kabul edilmektedir. Özel riskler içeren durumlar hariç $\gamma_{Rk} \ge 1.10$ toptan kaymaya karşı yeterli güvenlik düzeyi olarak kabul edilebilir.

EKLER

```
EK 16A – ZEMİN ARAŞTIRMALARI İÇİN GENEL KURALLAR
EK 16B – BASİTLEŞTİRİLMİŞ ZEMİN SIVILAŞMA DEĞERLENDİRMESİ
EK 16C – DEPREM ETKİSİ ALTINDA YAPI – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ
EK 16D – ARAZİ ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN YERİNDE İYİLEŞTİRİLMESİ
```

LESSONS LEARNED FROM A LOW AND INTERMEDIATE LEVEL NUCLEAR WASTE REPOSITORY CONSTRUCTION PROJECT IN KOREA

KORE'DE AZ VE ARA DÜZEYDE AYRILAN NÜKLEER ATIKLARIN TESİS BİRİMİ İNŞAAT PROJESİNDEN ÖĞRENİLEN DERSLER

C. YOO*1

ABSTRACT

This paper presents design and construction aspects of recent large underground construction project executed in Korea, which involves an underground low and intermediate level nuclear waste repository construction. A number of design and construction issues were brought up when executing these projects due largely to difficult ground conditions and construction constraints. The first case history illustrates implementation of large scale finite element computing for design of the underground nuclear waste repository which involved with construction of six mega size underground silos in complex, unfavorable geological conditions with high initial in-situ stresses. This paper presents details of the design and construction aspects of the case history together with practical implications of the findings.

ÖZET

Bu makale, yer altı düşük ve orta düzey nükleer atık depolarının inşasını içeren, Kore'de yürürlüğe giren son büyük yer altı inşaatı projesinin tasarım ve yapım özelliklerini sunmaktadır. Zorlu zemin koşulları ve inşaat kısıtlamaları nedeniyle bu projeleri gerçekleştirirken bir dizi tasarım ve inşaat konusu ortaya atıldı. İlk vaka geçmişi, yerinde yüksek stresli, karmaşık, olumsuz jeolojik koşullarda altı mega boyutlu yer altı silolarının inşasıyla ilgili yeraltı nükleer atık havuzunun tasarımı için büyük ölçekli sonlu elemanlar hesaplamanın uygulanışını göstermektedir. Bu yazıda, olgu öyküsünün tasarım ve yapım yönlerinin ayrıntılarıyla birlikte, bulguların pratik sonuçları da sunulmaktadır

1. INTRODUCTION

South Korea's nuclear program is fully integrated into the national infrastructure, supplying 30% of its electricity, and 8.6% of its total energy usage (Park and Choi 2012). A total of 21 reactors operated in the country currently, generating 18.7 GWe. Ongoing and planned projects are estimated to bring South Korea's generating capacity to 32.9 GWe by 2030 (Park and Choi 2012). Due to short of storage facility for low level and intermediate level wastes, the Korean government estimated that the storage pools within the nuclear power plants would be completely filled by 2021. Low level radioactive waste (LLRW) includes radio isotope waste generated in industry, hospitals, research, and the objects associated with the

^{*&}lt;sup>1</sup> C. YOO, Sungkyunkwan University, csyoo@skku.edu

nuclear fuel cycle. LLRW rarely needs shielding and consists mainly of items with short lived radioactivity. Usually they are compacted and shallowly buried. Materials include paper, clothing, and other materials which may have been exposed to radioactivity. Intermediate level radioactive waste (ILRW) has greater levels and periods of radioactivity. These materials may require a geologic burial. These materials include resins, reactor fuel rod cladding, and strongly contaminated materials. High level radioactive waste is generated as byproducts of the nuclear fuel cycle.

After years of searching for a radioactive waste disposal site, the southeastern coastal area of Korean peninsula, approximately 2.1 km², where a nuclear power plant is located in the near vicinity, was selected as the construction site (Park et al. 2009). Data collected during site characterization were used for an assessment of long term performance based partly on its hydrogeological and geochemical characteristics, and groundwater flow modeling (Park et al. 2009). An environmental impact assessment was derived from this data as well. The permeability of the soils underlying the silo site is on the lower bound of the regions values. This is in favor of selecting the site for a storage facility, as lower permeability is correlated to slower movement of groundwater and minerals.

The first phase of the repository consists of six underground silos, each with a diameter of approximately 24 metres and located deeper than 80 metres below sea-level (Figure 1). Construction of the 1.56 trillion won (\$1.5 billion) disposal facility was started in 2006 and completed in June 2014. Such deep underground space for a disposal facility of low and intermediate level waste (LILW) was constructed solely in Finland and Sweden where geotechnical condition is relatively good compared to Korea. This project is a winner of 2015 ITA Tunnelling Project of the Year Awards.



Figure 1. Schematic view of LILW repository (after Park et al. 2009)

A number of technical difficulties were emerged during the design stage due to unexpected difficult ground conditions including high initial stresses. For example, the initial primary support and excavation design based on the general characterization of the ground (rock mass) in terms of RMR (Bieniawski 1989) and Q-System (Barton 2002) did not meet the stability requirement set by the regulatory agency. In order to ensure that the silo design becomes feasible, a different approach(es) for rock mass classification was developed to come up with different options for the support design. The different options for support design and excavation method were then checked by a series of large scale, full 3D finite element analyses (KTA 2011, Saanio & Riekkola oy 2010). Details of site characterization, support and excavation design, and 3D finite element analysis are given in the following sections.

2. DESIGN ISSUES WITH LILW REPOSITORY

2.1. Project site

Due to the complex geological setting in the project area, proper ground characterization was considered to be the key to success of the LILW repository construction project. Comprehensive site investigation programs were therefore designed and executed in preliminary as well as detailed design phases to confirm silo locations and structural design. The results of site investigation indicated that the ground is manly hard rock with some fractures of various degree. For example, as shown in Figure 2, the site mainly consists of cretaceous sedimentary rocks and tertiary plutonic rocks consisting of diorite, granodiorite and biotite granite and intrusive rocks. Main underground structures (silos) was constructed in the region composed of granodiorite. Limited fault zones with a thickness of few centimeters to several meters were also observed, consisting mainly of heavily fractured and sheared rock mass. Fault gouges, with a thickness of millimeters up to some centimeters of coarse to fine grained in nature, were also found.

Figure 3 shows the cross section and plan layout of the LILW repository silos. As shown, each silo consists of an upper dome having a diameter and height of 27.3 m and 16.2 m, respectively, and the lower cylindrical body with a dimeter and height of 23.6 m and 33.8 m, respectively. For the geometrical shape of silos, the shape of a dome and a cylinder was chosen to ensure both the mechanical stability and the maximum storage space with less excavation. Silos are constructed in a square grid pattern with a center to center spacing of 90 m as shown in Figure 3(b).



Figure 2. Plan view of geological setting (after Saanio & Riekkola oy 2010)



2.2. Rock mass characterization for silo design

In order to make the silo design feasible, the rock mass at the project site was classified by the concept of Engineering Geological Model (EGM) proposed by Fookes (1997) considering rock type, condition and orientation of discontinuities, among others. This approach yielded six ground types, i.e., from GT-I to GT-V-2, as shown in Figure 4 in which typical rock cores of each rock type are shown. As can be seen in Figure 4, GT-IV and V represent essentially highly fractured rocks. Details of the approach adopted can be found elsewhere (KTA 2011).

After characterizing the rock types for the site based on the information given, the engineering design parameters were determined based on the results of a series of laboratory tests as well as available empirical relations. Table 1 summarizes the material properties used for design.



(d) GT-IV

(e) GT-V Figure 4. Typical rock cores for rock types

		1	U	V1	
Туре	c' (MPa)	Ø (deg.)	E _m (MPa)	γ (kN/m ³)	μ
GT-I	18	47	30	27	0.18
GT-II	8	42	20	26	0.21
GT-III	4	38	11	25	0.23
GT-IV	2.5	35	7	25	0.25
GT-V-1	0.9	32	4.4	23	0.28
GT-V-2	0.3	30	4	22	0.32

Table 1. Geotechnical parameters for ground types

Note) c'=cohesion, \emptyset '=internal friction angle,

 E_m = deformation modulus of rock mass, γ =unit weight, μ =Poisson's ratio



Figure 5 shows cross section of silo with the detailed geological condition identified in this study. As shown, Silo I is mainly located in GT-IV, which was identified as fractured rock mass. A major fault zone, GT-V-2, with a thickness of approximately 5 m intersects from the left part of the dome to the right bottom part of body. A wider secondary fault zone, GT-V-1, crosses the left edge of Silo I. The ground condition for Silo II appears a bit better than Silo I as the major portion lies in GT-II and III, which can be considered as massive to slightly fractured rock. Although not shown, the remaining silos were located in rather favorable rock types.

2.3. Design of temporary support and excavation method

2.3.1. Temporary support

Based on the results of ground characterization, five standard support patterns were developed for preliminary design purposes. The design concept of the structural elements of the primary support was based on Q-Chart shown in Figure 6.



Figure 6. Q-Chart for support design (after Barton 2002)

Table 2: I findly support patterns adopted							
Support	pattern	Ι	II	III	IV	V*	
Ground	d type	GT-I	GT-II	GT-III	GT-IV	GT-V-1	GT-V-2
Excavation	length (m)	3.0	2/5	2/0	1.0	0.8	0.8
Shot'c thickness (mm)		150	200	250	350	450	450
Rock bolts (m)	Length	7.0	7.0	7.0	-	-	-
-	Spacing	3.0/3.0	3.0/3.0	2.5/2.5			
Cable bolts (m)	Length		-	-	10	10	20
-	Spacing		-	-	2.0/2.0	2.0/2.0	1.6/1.6

Details of the support patterns adopted for different ground types are summarized in Table 2. As shown, the support patterns for GT-I, II, III consist of 150 to 250 mm thick shotcretes together with 7 m long rock bolts installed at 2.5 to 3.0 m transverse and longitudinal spacing while 10 to 20 m long cable bolts installed at 1.6 to 2.0 m spacing together with 350 to 450 mm thick shotcrete are adopted for the weaker ground types, i.e., GT-IV, GT-V-1, and GT-V-2. Additionally, adopted was the pipe umbrella technique using 1000 mm diameter grout injected 4 m long steel pipes for Silo I and II in the areas within which the ground type GT-V exists.

Figure 7 shows the primary support patterns for Silo I adopted. As shown, support patterns IV and V were adopted due to the worst-case ground condition.



(a) Cross-sectional view(b) Top view (Upper dome)Figure 7. Primary support patterns for Silo I



2.3.2. Excavation method

During the design stage, several alternatives for the dome and body excavation method were reviewed. Considering both stability and time requirement issues, the detailed excavation steps shown in Figure 8 were adopted. As shown, the dome was excavated from the construction tunnel with a slope of 10% until reaching approximately 70% of the dome diameter. After excavating the bench portion from the unloading tunnel towards the temporary face in the dome area, the dome was successfully widened laterally, followed by casting of the 1.2~ 2.8 m thick concrete arch lining. The excavation was then continued with the same sequence until reaching the bottom of the dome. For the body area, approximately 5 m diameter pilot raise bore was first excavated to facilitate excavation muck disposal after which successive excavation was continued in steps of 3 m to reach the bottom (Figure 9).



Figure 9. Excavation sequence of body area (after Saanio & Riekkola oy 2010)

3. STABILITY ANALYSIS

3.1. Three dimensional finite element analysis

Owner of LILW repository required a set of Class A numerical analyses using continuum as well as discrete approaches to verify the primary support and excavation design with strict serviceability as well as stability requirements. In this section, the results of continuum based numerical analysis on Silo I are presented, which has a burial depth of approximately 100 m with a "worst case" ground condition.

For the continuum based analysis, the finite element modeling approach was adopted using a commercially available finite element software package Abaqus (2013). A full threedimensional finite element model capable of simulating the sequential excavation and support installation process was adopted in order to make realistic stability assessment of the silo construction in a three-dimensional domain. A particular attention was paid to modeling of the detailed geological condition together with the sequential excavation and the support installation process to allow for a realistic simulation of the silo behavior during excavation. Details of the three-dimensional model are given under the subsequent subheadings.

3.2. Finite element modeling

Figure 10 shows the cross-sectional view of FE representation of Silo I with the geological condition together with the model for structural elements. As shown, the silo was modeled in a cylindrical domain having a diameter and height of 6D and 6.3D, respectively, where D is the diameter of dome, i.e., D=27.3 m. In order to reduce the size of the finite element model, only 80 m region (2.8D) above the dome was included in the finite element model. The remaining upper 2.5D zone was replaced with an equivalent surcharge of q = 1750 kPa, which was calculated based on the unit weight of the ground.

In the FE representation, approximately 308,000 three-dimensional elements with over 112,000 nodes were used. Considering the asymmetric condition in terms of the geological condition and the excavation sequence, the entire silo was considered in the finite element model. In order to define the domain, the lateral boundaries were placed at locations with sufficient distance to eliminate possible boundary effects; i.e., 3D from the silo center for the lateral vertical and the bottom boundary at 1.6D from the silo bottom (Figure 10). In terms of the displacement boundary condition, roller boundaries were placed on the vertical faces of the mesh, i.e., $U_x = 0$ or $U_y = 0$, while a fixed boundary condition was assumed at the bottom boundary considering the rigid rock layer.



In discretizing the model, the ground was modeled using 10-node tetrahedron elements (C3D10), while three-dimensional conventional shell elements with five degrees of freedom

(STRI65) and truss elements (T3D2) were used for the shotcrete lining and rock/cable bolts, respectively, as shown in Figure 10(b). With regard to the constitutive modeling, the ground was assumed to be an elasto-plastic material conforming to the Mohr-Coulomb failure criterion, together with the non-associated flow rule proposed by Davis (1968), while the shotcrete lining and rock/cable bolts were assumed to behave in a linear elastic manner. The material properties defined in Table 2 were used for analysis with a dilatancy angle of $\psi = 20^{\circ}$ for GT-IV and V with $\psi = 0^{\circ}$ for other rock classes higher than GT-IV. The time dependency of the strength and stiffness of the shotcrete lining after installation was not explicitly modeled in the analysis; instead, an average value of Young's modulus of 10 GPa, representing the green and hard shotcrete conditions reported in the literature Queiroz et at. (2006), was employed with a Poisson's ratio and a unit weight of 0.25 and 23 kN/m³, respectively.

After creating the initial stress condition of the ground with the appropriate boundary conditions, the excavation of unloading (upper) and construction (lower) tunnels were first simulated with appropriate primary supports. Excavation of the dome and body areas was then progressed following the excavation steps described in section 2.3 with appropriate primary supports installed at designated steps. Figure 11 shows the excavation modeling scheme for selected excavation steps adopted in the analysis. Due to the scale of the domain and nonlinearity of the material, 72 hours of CPU time was required to complete the analysis using a high-end server with 12 cores and 24 GB memory.



3.3. Stability analysis

A number of primary support patterns were simulated in order to optimize the support pattern that meets the allowable limits for the silo deformation and induced stresses in the structural elements. Presented in Figure 12 are the progressive development of silo deformation, shotcrete stress, and cable bolt axial load during the excavation process. As shown in Figure 12(a), as soon as the dome excavation commences the crown settlement of dome area of

0.02%D or 5.3 mm develops, after which no significant increase can be observed. The trend of dome convergence is a bit of more dramatic than the crown settlement. For example, the dome convergence gradually increases as excavation progresses and registers as great as 0.05%D or 14mm of convergence at the completion of dome excavation. Further excavation of the body area adds additional 0.033%D, totaling 0.08%D or 23 mm at the of completion of entire silo excavation. A similar magnitude of convergence develops in the body area as great as 0.075%D or 20 mm. Note that the calculated deformations at the monitoring points fall within the threshold values set by the owner.

Development of shotcrete stresses and axial loads in cable bolts are shown in Figure 12(b) and 12(c). Of salient feature that can be observed in these figures is that larger shotcrete stresses and cable bolt axial loads are developed in the dome area than in the body area. For example, the shotcrete stress in the dome area of 7 MPa quickly develops immediately after its installation, after which it further increases to 17 MPa by the time the dome area excavation is completed. Further top-down excavation in the body area however tends to decrease the shotcrete stress in the dome area. The trend of axial loads in cable bolts development in Figure 12(c) is similar to that of the convergence shown in Figure 12(a) with a maximum load of 17 ton and 10 ton being developed in the dome and body areas, respectively.



Figure 12. Progress development of silo deformation and support stress/force

Figures 13~15 show contour plots of silo deformation, shotcrete stress, and cable bolt axial load for selected excavation stages. As shown in Figure 13 (a) for deformation, larger deformations tend to develop where the highly fractured zone, i.e., GT-V-2, crosses, especially in the dome area, suggesting that an auxiliary method such as jet grouting may need to be implemented as a precautionary measure. The contour plots of shotcrete stress shown in Figure 14 show that larger shotcrete stresses develop at the dome and the unloading tunnel junction where stress concentration is expected, requiring additional measures to

reinforce the area. Similar to the shotcrete stress, larger axial loads in cable bolts are developed in the vicinity of the unloading and construction tunnels, although they are below the allowable limit of 21 ton as shown in Figure 15.





(d) CMPL of dome exca (e) CMPL of body exca Figure 15. Contour plot of cable bolt axial load The results of the 3D FE analysis are summarized in Table 3 for the selected excavation steps so that the calculated maximum deformation as well as support stress/load can be compared with the allowable values. As shown, the calculated deformation in the dome and body areas are within the threshold values set by the owner based on the critical strain concept defined by Sakurai (1997). Axial load developed in the cable bolts are also within the allowable value of 21 ton. Although the shotcrete stresses are generally within in the allowable limit ($\sigma_{all} = 14MPa$), there are locally isolated areas where the calculated shotcrete stresses slightly exceed the allowable limit which has no significance in the stability requirement perspective. Nevertheless, the results of 3D FE analysis confirm that the stability of silo can be achieved with the primary supports and the excavation method adopted.

Table 5. Summary of 5D TE results								
		Dome				Body		
		EX3	EX5	EX7	EX9	EX11	EX12	EX34
Deform. (mm)	Crown	6.39	7.67	8.84	6.39	8.21	8.41	8.76
	Dome	12.80	13.46	13.90	12.80	24.40	24.81	25.16
	Body					21.81	22.12	22.72
Shotcrete	Dome	6.82	14.31	16.39	6.82	9.03	9.26	9.41
stress (MPa)	Body					8.62	9.36	9.76
Cable bolt	Dome	102.1	103.9	104.0	151.6	168.5	169.2	169.7
axial load	Body					98.5	99.7	99.5

Table 3. Summary of 3D FE results

Note: Shotcrete allowable stress $\sigma_{all} = 14 MPa$, Allowable axial load for cable bolt $F_{all} = 21 ton$

The large scale three-dimensional finite element analysis presented above were successfully used in the stability assessment of the underground silos with emphasis on the ground and primary supports to excavation. This example highlights benefits that can be obtained from a large scale, Class A finite element analysis when designing a large underground structure introduced in this study.

4. CONCLUSIONS

In this paper, recently executed underground in Korea are introduced. The underground nuclear repository project consisting of construction of 4 km long tunnel and six mega size silos was highlighted by its large scale of excavation volume with high initial stress and complex geological conditions. A site-specific ground characterization was performed in order to make preliminary support design feasible considering rock types, rock mass classification results, among others. The design was then verified by carrying out a series of large scale 3D finite element analysis in which the excavation sequence and detailed support systems were closely modeled. This design case history illustrated a good example of a systematic approach combining ground characterization, support and excavation design, and 3D large scale finite element analysis for design of a large underground nuclear waste repository. Also illustrated is how the large-scale computing can assist non-routine design of large (mega) underground project.

ACKNOWLEDGMENTS

This research was supported by the Korea Agency for Infrastructure Technology Advancement under the Ministry of Land, Infrastructure and Transport of the Korean government. (Project Number: 16SCIP-B108153-02).

REFERENCES

- [1] Abaqus (2010). Users manual version 6.10, Pawtucket, R.I., Providence: Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc.
- [2] Barton, N.R. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 39(2): 185–216. doi:10.1016/S1365-1609(02)00011-4
- [3] Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists I, .,civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp.40–47. ISBN 0-471-60172-1
- [4] Davis, E.H. (1968). Theories of plasticity and the failure of soil masses, Soil mechanics: Selected topics. Butterworth's London, pp. 341-380
- [5] Fookes, P. G. (1997). Geology for engineers: the geological model, prediction and performance. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology. 30: 293-424.
- [6] Hoek, E and Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, part 1: estimating rock mass strength & part 2: estimating tunnel squeezing problems. Tunnels and Tunnelling International. Part 1—November 2000. 45–51; Part 2—December 2000. 34–36.
- [7] Hyundai Engineering Company. (2007). Geotechnical Site Investigation Results of LILW Repository Site. Technical Report to KEPCO E&C.
- [8] Incheon Airport Railway Construction Authority (2002). Contract 1-1 Design Report. Incheon Airport Railway Construction Authority, Korea.
- [9] KEPCO E&C. (2010). Technical Evaluation of LILW Repository Construction.
- [10] Kim, C.H. (2010). A study on delineation of the influential range in groundwater system near construction sites along cutting faces. MS. Thesis, City University of Seoul, p. 93.
- [11] Korean Tunnelling and Underground Space Association. (2011). Design of Low and Intermediate Level Nuclear Waste Repository – Technical Report to KOSED.
- [12] Saanio & Riekkola O.Y. (2010). Interim Design Report of LILW Repository.
- [13] Sakurai, S. 1997. Lessons learned from field measurements in tunnelling. Tunnelling and Underground Space Technology. 12(4): 453-460.
- [14] Shen, S.L., Tang C.P. Bai, Y., and Xu, Y.S. (2006). Analysis of settlement due to withdrawal of groundwater around an unexcavated foundation pit. Underground Construction and Ground Movement. 377-384.
- [15] Shin, J., Addenbrooke, T., Potts, D. (2002). A numerical stud of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behavior. Geotechnique, 52(6): 391-403.
- [16] Spriano, S. (1997). Design Issues of the Concrete Lining of the Waterway Tunnel. Technical Report to Korea Resources Corporation. Elecktrowatt Engineering LTD.
- [17] Park, J.B., Jung, H., Lee, E.Y., Kim, C.L., Kim, G.Y., Kim, K.S., Koh, Y.K., Park, K.W., Cheong, J.H., Jeong, C.W., Choi, J.S., and Kim, K.D. (2009). Wolsong low and intermediate level radioactive waste disposal center: Progress and challenges. Nuclear Engineering and Technology. 41(4): 477-492.
- [18] Park, T. ad Choi, J. (2012). Radioactive Waste Management in Korea (PDF) (Report). Haceteppe University, Korea Atomic Energy Research Institute.

GERİLME-DEFORMASYON KONTROLLÜ LİMİT DENGE ANALİZLERİ İLE DOLGU-ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİ

EMBANKMENT-SOFT SOIL-PILE INTERACTION THROUGH STRESS-STRAIN CONTROLLED LIMIT STATE ANALYSES

S. Feyza ÇİNİCİOĞLU

ABSTRACT

The behavioral characteristics of soft soils such as low strength, high compressibility, time and rate dependency are all affective in the construction of embankments on soft soils. A design study for embankments should take care of the specific interaction behavior between the foundation soils and the embankment which is itself made up of soils. It is also important to consider both the limit states and unfailing stress states in order to add the solution a performance-based character. Soft soils beneath embankments are sequeezed under the heavy loads from the embankment and urged to flow towards the toes. In many cases embankments can be utilized as approach embankments and ended up by piled abutments. In this study the loads exerted by the moving soft soil on a pile constructed at the toe of the embankment has also been analyzed both by a method using field measurements and also calculated free-field displacements. As a whole this study presents new and original design methods developed through the PhD and MSc dissertations supervised by the author to solve embankment-soft soil and embankment-soft soil-pile interaction problems.

Key words: Soft soils, Embankment, Pile, Stress-strain paths, Limit analyses

ÖZET

Yumuşak zemin davranışının düşük mukavemet, yüksek sıkışabilirlik, zamana ve yükleme hızına bağlı davranış gibi davranış özelliklerinin tamamı yumuşak zeminler üzerine dolgu inşa edilmesi probleminde etkilidir. Kendisi de zeminden oluşan ve büyük yükler aktaran dolguların limit davranış ve limit davranış dışı performansa dayalı davranışları, dolgu-zemin etkileşimi bakımından spesifik bir problemdir ve özel çözümler gerektirir. Alt yapı probleminin önemli bir bileşeni olarak inşa edilen dolgularda dolgu yükü altında sıkışarak topuk bölgelerine doğru akmaya çalışan yumuşak zeminin topuk bölgelerine inşa edilecek kazıklar da bu özel problemin bir uzantısı olarak görülmelidir. Bu anlamda dolgu-yumuşak zemin-kazık etkileşimi problemi de etkili mekanizmaların arazideki davranışı temsil edecek bir anlayışla tanımlanmasını gerektirir. Bu çalışmada dolgu-yumuşak zemin, dolgu-yumuşak zemin-kazık etkileşiminin çözümüne ışık tutmak için yazarın yönettiği yüksek lisans ve doktora tezleri çerçevesinde geliştirilen özel yöntemler sunulmaktadır. Söz konusu yöntemler konuya özel olarak geliştirilmiş olup limit analiz yöntemleri ile gerilme-deformasyon davranışını bir arada çalıştırmakta ve böylece mevcut limit denge yöntemlerinde bulunmayan farklı ve özgün bir yaklaşım sunulmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Yumuşak zemin, Dolgu, Kazık, Gerilme-deformasyon izleri, Limit analiz

1. GİRİŞ

Yumuşak zeminler düşük mukavemetleri ve yüksek sıkışma yetenekleri sebebiyle problemli zeminler tanımı içinde yer alırlar. Yumuşak zeminlerin geoteknik uygulamalarda büyük deformasyonlara ve hatta yıkıcı göçmelerle karşılaşılmasına yol açabilen bu nitelikleri üzerlerine dolgu inşasını gerektiren otoyollar, havaalanları, barajlar, limanlar, seddeler ve benzeri alt yapı projelerinde ciddi önem arz eder. Bu tür zeminler üzerinde inşa edilen dolguların inşa sürecinde ve sonrasında servis döneminde kayma deplasmanları ve göçme gibi problemlerle karşılaşılmaması için dolguların tasarımının dolgu-yumuşak zemin etkileşimini kapsayan bir yaklaşım ve yöntemle yapılması önemlidir. Dolgu-yumuşak zemin etkileşimi yapı-zemin etkileşimine benzemekle birlikte, dolgu yapıları diğer daha kompakt ve daha rijit yapılardan farklı olarak zeminden oluşmaktadır. Böylece dolgu yapısı ve altındaki temel zemini yaklaşık olarak benzer rijitlikte olup her ikisi de içlerinde kayma düzlemlerin oluşmasına ve bunların her iki ortamı birlikte etkilemesine izin verebilir yapıdadır. Bu özelliğiyle dolgu-temel zemini ikilisi birlikte deplasman ve göçme geliştirmeye elverişli bir bütün sistem niteliğinde davranma kapasitesindedir.



Şekil 1. Dolgu-temel zemini ortamında göçmeye sebep olan olası kayma düzlemleri

Dolgu-temel zemini göçme mekanizmaları Şekil 1'de görüldüğü gibi dolgu içinde gelişen sığ göçmeler veya temel zeminine de giren derin göçmeler şeklinde gerçekleşebilir. Sığ göçmelerle daha ziyade oldukça sıkı ve katı temel zemini üzerine inşa edilen, dolgu malzemesinin temel zeminine nazaran daha az sıkı ve rijit olduğu durumlarda karşılaşılır. Buna karşılık yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolgularda kritik göçme davranışı yumuşak zemin içinde de gelişen derin kayma düzlemleri ile ortaya çıkar. Bu sunumun teması ve amacı yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolguların yumuşak zeminde sebep olduğu gerilme-deformasyon ve göcme davranısını iceren bir tasarım yaklasımını olusturmaktır. Bu yaklaşımdan hareketle dolgu topuk bölgesinde gelişen gerilme-deformasyon durumunu irdelemek ve bu bölgelere yakın inşa edilen kazıklar üzerinde etkili olacak yatay yöndeki zemin hareketlerini tahmin edebilmektir. Bilindiği üzere zemin-yapı etkilesiminin etkili çözüm mekanizmaları, söz konusu iki farklı ortamın birlikte çalışarak oluşacak deformasyonları rijitlikleri oranında paylaşımına dayanır. Ancak deplasman hesabı genellikle gerilmeye dayalı hesaplardan daha karmaşıktır. Bu bildiride önerilen yöntemlerle, topuk bölgesinde kazık olmaksızın serbest arazi sartlarında sadece dolgu yüklerinin etkisiyle oluşan yatay deplasmanlar tahmin edilmeye çalışılacaktır. Bu noktadan sonra kazık zemin etkileşimi çözümleri, *p*-*y* eğrileri tarzında literatürde genel kabul görmüş deplasmana dayalı herhangi bir vöntemle vapılabilir. Tanımlanan amac doğrultusunda geliştirilen vöntemlerle vumuşak zemin davranışını ve dolgu-yumuşak temel zemini etkileşimini esas alan limit denge çözümleri

geliştirilmiş ve gerilme-deformasyon izleri ile birlikte çalıştırılmıştır. Böylece mevcut limit denge analizlerinde mevcut olmayan bir yaklaşımla uygulama sürecinde değişen gerilme durumlarında da limit denge analizi yapılabilmiş ve süreklilik bozulmaksızın kademeli yüklenmiş dolgular için de limit denge çözümlemelerine dayalı tasarım kesintisiz devam ettirilebilmiştir. Bilindiği üzere yumuşak zeminler üzerinde tek kademede gerçekleştirilecek yüklemeyle tasarım yüksekliğine ulaşacak yükseklikte dolgu inşa edilebilmesi alttaki temel zemininin taşıma gücü yeteneğine bağlı olarak neredeyse mümkün değildir. Dolgu tabanına geotekstil serilmesi gibi çekme davranışını kontrol edecek önlemlerle bu dolgu yüksekliği bir miktar arttırılabilir ama daha da yüksek dolguları inşa edebilmek esas olarak temel zeminini göçmeye ulaştırmayacak kademeli yükleme programlarının uygulanması ile mümkündür. Kademeli yükleme uvgulamalarında yumuşak zeminin düşük kayma mukavemetini aşmayacak oranda kayma gerilmesi artışları uygulamak esastır. Dolgu inşası bu yükleme aşamalarını takip eden konsolidasyon süreçlerinde pekleşen zeminin artan kayma mukavemetinden yararlanarak sürdürülür. Ancak bu süreçlerin kontrollü olarak gerçekleştirilmesi ve süreçler esnasında değişen gerilme-deformasyon durumlarının takip edilmesi önemlidir. Bu bildiride sunulan yaklaşımla elde edilen göçme yükü seviyeleri takip edilen konsolidasyon dönemlerindeki gerilme değişimleri ile birlikte takip edildiğinde kademeli yükleme uygulaması için doğrudan optimum yükleme programının da oluşturulması mümkün olmaktadır. Önerilen birleşik "limit denge-gerilme durumu takibi" metodolojisi alt sınır plastisite teorisine dayanan limit denge analizleri ve kritik durum zemin mekaniği cercevesinde cizilen gerilme-deformasyon izlerinin birlesik kullanımına dayanmaktadır ve kabul edilmiş iki teoriye dayandırılmış yaklaşımıyla sağlam bir teorik tabana sahiptir. Önerilen metodolojinin geçerliliğini test etmek için literatürdeki iyi dokümante edilmiş test dolgularından Cubzac-les-Ponts dolgusuna ait temel zemini özelliklerini kullanılarak tasarım ve gerilme-deformasyon takibi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar bu test dolgusuna ait arazi gözlemleri ile karşılaştırılmıştır. İlaveten dünya çapında en çok kullanılan geoteknik yazılımlarının başında gelen Plaxis-2D sonlu elemanlar yazılımı ile yapılan çözümlemelerle önerilen metodolojinin sonuçları karşılaştırılmıştır. Sonuçlar geliştirilen metodolojinin geçerliliğini kuvvetle desteklemektedir.

2. DOLGU-TEMEL ZEMİNİ ETKİLEŞİMİ

Yumuşak zeminlerin hızlı yükleme altında kolaylıkla göçmeye gidebilen davranışına karşılık, kontrollü veya yavaş yükleme altında büyük sıkışma kapasitelerine sahip olmalarına paralel olarak mukavemet kazanım kapasiteleri vardır. Bu özelliğin doğru değerlendirilmesi ile istenilen yükseklikteki dolgunun göçmeye sebep olmaksızın yapılmasını sağlayacak bir yükleme programının geliştirilebilmesi mümkün olur. Diğer taraftan dolgular çok geniş alan kaplayan ve devasa hacımdaki temel zemini ortamını etkileyen yapılarıdır. Dolguların temel zeminine yük aktarımları doğrudan dolgu tabanından yani sığ veya yüzeysel diye tanımlanabilecek bir tabandan gerçekleşir. Bu bağlamda taşıma gücü hesaplarında yüzeysel temellerin taşıma gücü hesaplarına (Şekil 2) benzer bir yaklaşım kullanılabileceği düşüncesi oldukça yaygındır.



Şekil 2. Yüzeysel temellerin altında genel göçme mekanizması

Buna karşılık dolgu tabanı altındaki yükleme etkisinin ve göçme durumunda oluşacak göçme mekanizmasının birebir aynı olmasını beklemek mümkün değildir. Bu tür bir genel göçme mekanizması yumuşak zeminlerde özellikle sınırlı kalınlıktaki yumuşak zeminlerde genellikle gelişmez. Bunun yerine göçmeler genellikle topuk etrafında oluşan göçme dairesi mekanizmaları (Akbay Arama, 2016) ile veya mukavemeti düşük zemin tabakalarının orta seviyelerinde sıkısan ve yanlara doğru itilen yumuşak zeminde oluşan düzlemsel kaymalarla (Öser, 2010; Öser ve Çinicioğlu, 2017) ortaya çıkar. Söz konusu farklı mekanizmaların olusum sebebi hem dolgunun hem de temel ortamının tanesel yapıdaki zeminlerden oluşmuş olması ve her iki ortamın da kayma düzlemleri oluşumu ile kolaylıkla bütünselliğini kaybedebilmesidir. Bunun sonucu olarak dolgudan zemine yük aktarımı betonarme temellerdeki gibi tüm tabanın bütünleyici ve birleştirici bir rijit sistemle temel zeminine yük aktarmasına benzememektedir. Tersine olarak dolgudan aktarılan yükler tüm tabanı kapsayan birleşik etkilerinin yanı sıra lokal (kısmi) olarak da zemin ortamını etkilerler. Yumuşak zeminler doğada genellikle üstte sert bir kabuk tabakası altta ise sıkı bir tabaka ile sınırlandırılmıştır. Aradaki yumuşak kil tabakaları dolgu ve benzeri yapılarla aktarılan ilave yüklerden dolayı sıkışırlar. Yumuşak zeminlerin farklı bölgelerinde oluşan sıkışma davranışı ve sıkışmaya sebep olan gerilme ekseni doğrultuları da birbirinden farklıdır. Özellikle dolgu topuğuna doğru gelişen deformasyonların doğrultusu Şekil 3'de görüldüğü gibi neredeyse tamamen yataydır.



Şekil 3. Dolgu altında etkili olan gerilme eksen dönüşleri ve zemin davranış mekanizması (Leroueil, Magnan ve Tavenas, 1990)

Muar test dolgusu için yapılan topografik inceleme ve inklinometre ölçümlerine dayanan göçme mekanizması da (Brand ve Prenchitt, 1989) yine topuk etrafında gelişen ve derinleşerek daha rijit olan alt sınıra kadar yayılan göçme mekanizmalarının oluştuğunu göstermektedir (Şekil 4). Genel bir değerlendirme ile yumuşak killer üzerindeki dolguların göçme mekanizmalarının topuk merkezli dönme ve kayma hareketleri ile ortaya çıktığı ifade edilebilir.



Şekil 4. Muar test dolgusunda topografik inceleme ve inklinometrelerle belirlenen göçme mekanizması (Brand ve Prenchitt, 1989)

Bu tür göçme dairelerini bulmak için şev stabilite hesaplarına yönelik limit denge analizleri ile çözüm yapılması durumunda genellikle dolgu ve temel zemini için genelleştirilmiş gerilme durumları ve parametreler kullanılmakta, geniş alana yayılmış dolgu-temel zemini ortamında noktadan noktaya farklılaşan gerilme durumları çoğunlukla hesaba katılmamaktadır. Bu sebeple de mevcut limit denge çözümleri genellikle tek aşamaya yönelik hesap yapmakta, aşamadan aşamaya değişen gerilme durumlarının takibi mümkün olmamaktadır.

3.ÖNERİLEN GERİLME VE LİMİT DENGE ANALİZ YÖNTEMİ

Bu çalışmada önerilen yöntemlerle limit analizlerin yanı sıra gerilme-deformasyon değişimi de takip edilmekte ve limit analiz-gerilme izi yaklaşımlarının birlikte ve sürekli kullanılmasıyla göcmeye sebep olmayacak ama istenilen yükseklikte dolgu inşasını mümkün kılacak optimum yükleme programının elde edilmesi mümkün olmaktadır. Dolgu yüklerinin etki mekanizması Sekil 5 ve Sekil 6'da görüldüğü gibi tasarlanmıştır (Akbay Arama, 2016; Akbay Arama ve Çinicioğlu, 2017). Bu tasarıma göre dolgu topuğunda zemin yüzeyinde yükün sıfır olduğu noktadan itibaren yüzeyden itibaren derinlik arttıkça gerilme dağılım bölgeleri genişleyerek derine doğru yayılan yarım daireler seklinde genişlemektedir. Şekil 5'de görüldüğü gibi, genişleyen yarım daireler de derine doğru giderek artan bir dolgu bölgesinin yüklerini gerilme olarak nakletmektedir. Bu gerilme dağılım bölgeleri içinde dolgu etkisini doğrudan nakleden dolgu tabanındaki ilk bölge aktif davranış gösterirken takip eden ikinci bölge kayma bölgesi olarak aktif itkiyi pasif bölgeye nakletmekte ve üçüncü bölgede de statik dengeyi sağlayan pasif direnç uyanmaktadır. Göçmenin gerçeklestiği derinlik veya derinlikler söz konusu statik dengenin sağlanamadığı derinliklerdir. Önerilen limit analiz yöntemi ile Sekil 5'de görüldüğü gibi dolgu ve temel zeminini giderek büyüyen ve topuktan merkeze doğru yaklasan dairelerle taranarak etkili gerilme durumları belirlenmekte ve topuk merkezli olarak geliştirilen bir limit denge yöntemi ile güvenlik seviyeleri elde edilmektedir. Bu yaklaşım, gerek kuruluş mantığı gerek oluşturulan ağın yapısı sebebiyle geçirgen zemin içinde suyun akımını modelleyen akım ağlarına benzemekle birlikte, sürtünmeli zemin içinde gerilme artışı sebebiyle zeminde ortaya çıkan gerilme-deformasyon değişimi elbette farklı kurallara tabidir. Yumuşak temel zemini üzerindeki dolgu yüklerinin etkisi ile simetri merkezi ekseninden uzaklaştıkça gerilme ekseni dönüşleri olacaktır. Merkez eksende doğrudan dolgu altındaki elemanlarda asal gerilmeler düşey ve yatay doğrultuda etki ederken merkez eksenden topuğa doğru giderken asal gerilme ekseni dönüşleri limit analiz teoremlerinden alt sınır plastisite teoremi anlayısı içinde kurulan gerilme yelpazeleri ile belirlenebilir.



Sekil 5. Topuk etrafindan gelişerek ilerleyen kayma daireleri (Akbay Arama, 2016)

Bu çalışmada tüm gerilme ekseni dönüşlerini kapsayabilmek ve topuk etrafında göçme daireleri ile kurulan limit denge mekanizması üzerinde etkili olan gerilmelerin gerilme ekseni doğrultularını doğru bir şekilde hesaba katabilmek için iki adet gerilme yelpazesi kullanılmıştır.



Şekil 6. Kayma daireleri ve süreksizlik yelpazeleri ile gerilme eksen dönüşleri Arama, 2016) (Akbay

Dolgu omuzu merkezli (1) numaralı gerilme yelpazesi ile merkez eksenden topuğa doğru oluşan gerilme eksen dönüşleri ve etkili gerilme değerleri elde edilirken, (2) numaralı topuk merkezli gerilme yelpazesi ile topuk merkezli konik rijit kayma bloğu ortamında gerilme eksen dönüşleri ve gerilme değerleri elde edilmektedir. Gerilme ekseni dönüşlerinin ve gerilmelerin hesaplanması, bunlardan yararlanarak giderek derinleşen ve genişleyen rijit kayma blokları için lokal ve genel güvenlik seviyelerinin hesaplanması ile ilgili detaylı bilgi Akbay Arama, 2016 doktora tez çalışmasında ve Akbay Arama ve Çinicioğlu, 2017'de yer almaktadır. Akbay Arama, 2016 tarafından önerilen rijit kayma bloğu modeli ve üzerinde etkili olan gerilme durumu Şekil 7'de sunulmaktadır. Şekilde tanımlanan kuvvet denge sisteminin yeterliliği yatay-düşey kuvvet ve moment dengesine göre değerlendirilmektedir. Denge eşitliklerinin ilk sağlandığı yüzey (GS=1) söz konusu yükleme durumu için göçme yüzeyi sınırı olarak kabul edilebilmektedir (Arama ve Çinicioğlu, 2017). Şekil 7'den hareketle Şekil 8'de görüldüğü gibi topuk noktasından itibaren çizilen düşey eksen üzerinde etkili olan asal gerilme eksenleri merkez eksenden itibaren 90° lik dönüşle yeniden yatay ve düşey doğrultulara gelmektedir (Yaramış, 2017). Bu noktadan sonra dolgu-temel zemini-kazık etkileşimi hesapları için gerekli olan yatay deplasman değerlerini elde etmek için bu özellikten yararlanılacaktır.



Şekil 7. Rijit kayma bloğu mekanizması ve etkili gerilme ortamı (Akbay Arama, 2016)



Şekil 8. Dolgu yüklerinin etkisiyle topuk ekseninde etkili olan gerilmeler (Yaramış, 2017)

4.DOLGU-TEMEL ZEMİNİ-KAZIK ETKİLEŞİMİ

Dolguların geniş kullanım alanlarından birisi de köprü ve viyadüklere yaklaşım dolgularıdır ve bu dolgular kenar ayaklar altına inşa edilen kazıklarla sonlanırlar. Dolgu yükleri altında sıkışan ve yanlara doğru akmaya çalışan yumuşak zemin, yukarıda anlatıldığı gibi kayma bölgelerine bitişik olan zeminlerin pasif direnci ile dengelenmeye çalışılır. Ancak akan zemin bölgelerinin önüne şevlerde, rıhtımlarda ve özellikle de köprü ve viyadüklere yaklaşım dolgularının nihayetindeki kenar ayakları altında kazıklar inşa edilerek zeminin yatay hareketini karşılamak üzere ilave bir direnç mekanizması oluşturulur. Bu tür kazıklara kazığı itmeye çalışan ve kazığı da geçerek diğer tarafa doğru hareket eden zeminle yük uygulandığı için bu kazıklar pasif kazıklar olarak adlandırılır. Şekil 9a ve 9b'de kazıksız ve kazıklı durumda dolgu topuk bölgesinde hem itki tarafı hem de direnç tarafında etkili olan davranış mekanizmaları tanımlanmaktadır (Keleşoğlu, 2006; Keleşoğlu ve Çinicioğlu, 2010). Dolgu topuk bölgesinde dolgu tarafındaki deformasyonlarla oluşan itkiye karşılık topuk dışındaki bölgedeki reaksiyon yine yatay ve düşey deformasyonların oluşumuyla mobilize olur.



Şekil 9. Dolgu altındaki zemin hareketleri a) serbest arazi; b) kazıklı durum (Keleşoğlu ve Çinicioğlu, 2010)

Sekil 9b'de topuk bölgesine kazık insa edilmesi durumunda, uygulanan yükler sebebi ile oluşan deplasmanların kazık ve reaksiyon bölgesi arasında paylaşımı görülmektedir. Bilindiği üzere klasik zemin mekaniği anlayışı içinde hesaplar gerilme cinsinden yapılsa da, gerilmelerin etkisinin görünen sonucu deformasyon ve deplasmanlardır. Bu bakımdan Sekil 9b'de deplasman esaslı yaklaşımla ifade edilen yük paylaşımı aslında davranışı en iyi yansıtan yaklaşımdır. Dolgu yükleri altında yatay yönde yüklenen bu tip kazıkların analizi için geliştirilen yöntemler; fiziksel modeller, gerilmeye dayalı yöntemler (Ito ve Matsui, 1975), deplasmana dayalı yöntemler, sonlu elemanlar analizleri ve ampirik yöntemler olarak gruplandırılabilirler. Ampirik ve gerilmeye dayalı yöntemler basit gerilme dağılımları ile kazık üzerindeki maksimum momenti ve kazık basında olusan deplasmanları hesaplamak için geliştirilmiştir ve genellikle sadece göçme durumunun incelendiği limit durum analizleridir. Halbuki zemin-yapı etkileşimi ve performansa dayalı bir analiz için limit duruma ulaşılmayan yükleme ve konsolidasyon durumlarında sürekli değişen davranışın takibi önemlidir. Bu kapsamda uvgulanabilecek ve doğrudan tasarımda kullanılabilecek vöntemler sonlu elemanlar programları ve deplasmana dayalı yöntemlerdir (Keleşoğlu, 2006). Deplasmana dayalı yöntemler genellikle serbest arazi deplasmanlarının girdi olarak kullanılması ve bu deplasmanların kazıkla reaksiyon bölgesinde tepki sağlayan zeminin rijitlikleri oranında pavlastırılmasına davanır. Cesitli arastırmacılar serbest arazi deplasmanlarının elde edilmesi konusunda farklı yaklaşımlar kullanmaktadırlar. Bunların arasında en güvenilir olanları arazide inklinometrelerle yapılmış olan ölçümlerdir. Nitekim Keleşoğlu (2006) ve Keleşoğlu ve Çinicioğlu (2010)'da geliştirilen deplasmana dayalı yöntem arazide yapılan detaylı aletsel gözlemleme (inklinometre, extansometre, piyezometre vb.) bilgilerinin deplasmana dayalı olarak analizine dayanmaktadır. Bu çözümde gerçek arazi ölçümleri kullanıldığı için zeminin heterojenliği, doğrusal olmayan yük-deplasman davranışı, zeminde deplasman artışına bağlı olarak gelişen degradasyon davranışı, böylece kazık-zemin sisteminin rijitlik oranının değişimi ve zeminin zamana bağlı davranış özellikleri sonuçlarda yansıtılabilmektedir. Yöntemin uygulanmasında en etkili parametre olarak deformasyon gelişimine bağlı sürekli şekilde değişen yatay toprak basıncı katsayısı, K değerlerinin elde edilmesine ihtiyaç vardır. Yatay toprak basıncı katsayısı $K = \sigma'_{yatay} / \sigma'_{düşey} = \sigma'_h / \sigma'_v$, yatay ve düşey deformasyon değerleri ile K değeri arasındaki ilişkiyi çok sayıda üç eksenli basınç deneylerine dayanarak elde eden Zhang vd. (1998)'den bu amaçla yararlanılmıştır. Zhang vd. (1998)'in yatay ve düşey deformasyon oranına $R_{\varepsilon} = \Delta \varepsilon_3 / \Delta \varepsilon_1$ bağlı olarak elde ettiği K değerlerini veren eğri Şekil 10'da görülmektedir.



Şekil 10. Yatay ve düşey deformasyon oranına bağlı olarak elde edilen K değerleri (Zhang vd., 1998)

K değerleri elde edildikten sonra zeminin deformasyona bağlı degradasyon eğrisi zeminin rijitlik parametresi k_{hs} değerlerine karşı arazi yatay deplasman değerleri y arasındaki ilişki ile Şekil 11'de görüldüğü gibi elde edilir.



Şekil 11. Deformasyona bağlı degradasyon eğrisi (Keleşoğlu ve Çinicioğlu, 2010)

Burada $k_{hs} = [K/y] . \sigma'_v$ eşitliği ile elde edilmektedir. Zeminin zamana ve yüklemeye bağlı rijitlik değerleri ile kazık rijitliğinin bir arada kullanımı sonucunda, Goh vd. (1997) ve Goh vd. (2003)'de olduğu gibi, kazık ve zeminin göreceli deplasmanları aşağıdaki ilişki ile elde edilir.

$$\begin{bmatrix} K_P + K_S \end{bmatrix} \{ \Delta y_P \}_n = \begin{bmatrix} K_S \end{bmatrix} \{ \Delta y_S \}_n \tag{1}$$

 $\{\Delta y_p\}_n$ ve $\{\Delta y_s\}_n$ herhangi bir yükleme aşamasındaki deplasman artış değerleridir. Göreceli deplasmanlar elde edildikten sonra kazıktaki tesir kuvvetleri bilinen statik yöntemlerle elde edilir. Keleşoğlu ve Çinicioğlu (2010)'da önerilen yöntem için yapılan karşılaştırma ve doğrulama hesapları son derece başarılı sonuçlar vermiş olmakla birlikte bu yöntemi bir tasarım yöntemi olarak çalıştırabilmek için öncelikle serbest arazi koşullarında topuk bölgesindeki yatay ve düşey deplasman değerlerinin bilinmesi gereklidir. Bu amaçla yapılan yöntem geliştirme çalışmaları Yaramış (2017)'de yer almaktadır. Yaramış (2017)'de amaç, Şekil 8'de görülen topuk ekseni doğrultusunda etkili olan deformasyon değerlerini dolgu inşa süreci boyunca ve sonrasında hesaplamaktır. Yaramış (2017)'de uygulanan yöntem kritik durum zemin mekaniği teorisi cerçevesinde gerilme-deformasyon davranışının dolgu altında farklı bölgelerdeki değişiminin gerilme-deformasyon izleri ile takibine dayanmaktadır. Ancak bölgeler arası gerilme nakillerinde gerilme yelpazelerinden yararlanılmıştır. Yöntemin uygulama esasları bu bölümde özet olarak sunulmaktadır. Dolgu ve temel zemini geometrik ve geoteknik özelliklerinin belirlenmesinin ardından dolgu merkez ekseni esas alınarak uygulanacak yükleme seviyeleri ve yeterli konsolidasyon süreleri belirlenir. Bu aşama ile ilgili görsel bilgi Şekil 12'de seçilen iki derinlik için elde edilen gerilme-deformasyon izleri ile birlikte verilmektedir. Buradaki örnekte herhangi bir noktada göçmeye imkan vermeyecek seviyede güvenli yükleme yapılması esas alınmıştır. Ancak yükleme seviyeleri toplam davranış esas alınarak ve bazı noktasal göçmelere izin verilerek de ayarlanabilir.



Şekil 12. Temel zemini profilindeki en zayıf zemin formasyonuna göre belirlenen yükleme programı için z3 derinliğinde elde edilen gerilme izleri (Yaramış, 2017)

İnşa programı merkez eksendeki yüklemeye bağlı olarak oluşturulmaktadır. Burada amaç dolgu temel zemini içinde değişik bölgelerdeki gerilme-deformasyon durumunun belirlenmesidir. Bu sebeple her yükleme kademesinde ve konsolidasyon sürecinde değişen gerilme koşullarının belirlenebilmesi için her adımda söz konusu diğer bölgelerin gerilme durumunun nasıl değiştiğinin analiz edilmesi gerekmektedir. Burada verilen örnekte dolgu topuk eksenine kazık inşa edilmesi durumunda bu kazık üzerinde yüklemeye sebep olacak serbest arazi deplasmanlarını hesaplayabilmektir. Bu sebeple de gerilme değişimleri hesabı topuk eksenine ulaşıncaya kadar devam ettirilmiştir. Bir önceki bölümde anlatıldığı gibi Şekil

13'den hareketle herhangi bir seviyede merkez eksenden başlanılarak kayma bloğu bölgesine ulaşılıncaya kadar ortaya çıkan gerilme eksen dönüşleri 1 numaralı gerilme yelpazesi ile bulunduktan sonra kayma bloğu içerisindeki eksen dönüşleri 2 numaralı gerilme yelpazesi ile elde edilmektedir. Bu uygulama yapılırken zemin için sürtünmeli ortam anlayışı ile sadece kayma mukavemeti açısı ϕ 'ye bağlı göçme zarfı kullanılmıştır.



Şekil 13. Yükleme ve konsolidasyon süreleri boyunca temel zemini ortamında gerilme eksen dönüşleri (Akbay Arama, 2016)

Ancak burada yapılmış olan bir kabule dikkat çekmek gerekir. Bu çalışmada yukarıda da belirtildiği gibi limit denge çözümü değil performansa dayalı yaklaşım esas alınmıştır. Bu gereksinim göçmenin olmadığı gerilme-deformasyon durumlarını da kapsayan sürekli değişen davranışı takip eden bir yöntemle sağlanabilir. Bu görüşle göçmenin olmadığı durumlarda farklı kayma ortamlarındaki gerilme doğrultu ve değerlerini elde etmek için kırılma zarfi etkili olan kayma gerilmesi seviyesine göre modifiye edilmiştir.

ciciliaini	ші і. у	orpazed		inne ac	genten	(1 aran	11 <i>3</i> , 201	')
		Yükleme	den Once			Yükleme	den Sonra	
	(Büyük	Yardımcı Sü	ireksizlik Ye	elpazesi)	(Büyük	Yardımcı Sü	ireksizlik Ye	elpazesi)
Süreksizlik Yelpazesi		φ' =	26°			φ' = 26° ρ	$0 = 25.58^{\circ}$	
	σ'_1	σ'3	q	p'	σ'1	σ'3	q	p'
	(kN/m^2)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
Aktif	28,00	17,83	10,17	21,22	29,36	11,46	17,89	17,43
1. Süreksizlik	28,00	17,83	10,17	21,22	24,79	9,68	15,11	14,72
Süreksizlik	28,00	17,83	10,17	21,22	20,93	8,17	12,76	12,42
Süreksizlik	28,00	17,83	10,17	21,22	17,67	6,90	10,77	10,49
4. Süreksizlik	28,00	17,83	10,17	21,22	14,92	5,83	9,10	8,86
5. Süreksizlik	28,00	17,83	10,17	21,22	12,60	4,92	7,68	7,48
6. Süreksizlik	28,00	17,83	10,17	21,22	10,64	4,15	6,48	6,32
7. Süreksizlik	28,00	17,83	10.17	21,22	8,98	3,51	5,48	5,33

10.17

10.17

21,22

21,22

7.58

6,40

2.96

2,50

4.62

3.90

4.50

3.80

8. Süreksizlik

Pasif

28.00

28.00

17,83

17.83

Gablo 1. Başlangıç yükleme kademesi için merkez eksende 3.5 metre derinlikte bir zemin
elemanının 1. yelpazedeki gerilme değerleri (Yaramış, 2017)



Şekil 14. Birinci (1.) yelpaze için kırılma zarfının ulaşılan gerilme durumuna göre uyarlanması

Tablo 2. Başlangıç yükleme kademesi için merkez eksende 3.5 metre derinlikte bir zemin elemanının 2. yelpazedeki gerilme değerleri (Yaramış, 2017)

Süreksizlik Yelpazesi	Yüklemeden Sonra (Lokal Süreksizlik Yelpazesi) $\phi' = 26^{\circ} \rho = 25.58^{\circ}$				
	σ'1	σ'3			
	(kN/m^2)	(kN/m ²)			
4.elemandan aktarılan	14,92	5,83			
1. Süreksizlik	12,60	4,92			
2. Süreksizlik	10,64	4,15			
Süreksizlik	8,98	3,51			
4. Süreksizlik	7,58	2,96			
5. Süreksizlik	6,40	2,50			
6. Süreksizlik	5,41	2,11			
7. Süreksizlik	4,57	1,78			
8. Süreksizlik	3,85	1,51			
Pasif bölge	3,25	1,27			



Şekil 15. İkinci (2.) Yelpaze için kırılma zarfının ulaşılan gerilme durumuna göre uyarlanması

1 ve 2. Gerilme yelpazelerindeki her kayma düzlemi üzerinde etkili olan gerilme durumları art arda çizilmiş Mohr daireleri ile Tablo 1 ve Tablo 2'de verilen gerilme değerleri kullanılarak Sekil 14 ve 15'de görüldüğü gibi hesaplanmaktadır. Sekil 14 ve 15'de verilen örnek durum Şekil 13'de görsel olarak verilen gerilme değişimlerinin hesabını temsil eden bir örnektir. Bu örnek her derinlik, süreksizlik düzlemi ve yükleme süreci için tekrarlanacaktır. Böylece istenilen noktada istenilen elemana ait her bir yükleme kademesine karşılık gelen gerilme değerleri bulunacaktır. Bulunan yeni gerilme değerleri ile bu sefer topuk bölgesindeki elemanların gerilme-deformasyon izleri oluşturularak gerilme-deformasyon değişimi tüm süreçler boyunca takip edilecektir. Topuk bölgesindeki elemanlar için gerilme izlerinin çizimi o elemanlara ait durgun şartlardaki gerilme durumu ile başlayacaktır. Takip eden yükleme döneminde bu elemana aktarılan yatay ve düşey gerilmeler arasındaki fark ilave kayma gerilmesi (Δq) olarak etki ettirilecektir. Bundan sonraki aşamalardaki kayma gerilmesi artışları bir önceki aşama ile sonraki arasındaki fark olarak alınacaktır (Tablo 3). Doksan derecelik gerilme eksen dönüşü topuk bölgesine gelinceye kadar tamamlandığı için bu eksen boyunca büyük asal gerilmeler yatay yönde küçük asal gerilmeler düşey yönde etki edecektir. Bu yöntemle topuk ekseni hizasındaki bir zemin elemanı için elde edilmiş olan gerilmedeformasyon izleri Şekil 16 ve Şekil 17'de verilmiştir.

 Tablo 3. 3.5 metre derinlikteki bir zemin elemanının kazık ekseninde gerilme artış değerleri (Yaramış, 2017)

Dolgu Yükü	Yüklemed (Lokal Süreksi	Δq	
Kademesi	σ'_1	σ'_3	(kN/m^2)
	(kN/m^2)	(kN/m^2)	
1	6.40	2.50	3.90
2	7.18	2.80	0.48
3	8.05	3.14	0.53
4	9.02	3.52	0.59
5	10.11	3.95	0.66
6	11.33	4.43	0.74
7	12.71	4.96	0.85
8	14.24	5.56	0.93
9	15.97	6.23	1.06
10	17.90	6.99	1.17



Şekil 16. 3.5 metre derinlikteki bir zemin elemanının kazık eksenindeki gerilme izi

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 17. 3.5 metre derinlikteki bir zemin elemanının kazık eksenindeki hacim değişimi

Gerilme izlerinin çizimi için yapılan hesaplamalara ait tablolar Tablo 4 ve Tablo 5'de verilmektedir.

Yükle Dolgu Yükü		/üklemeden Önce		Yük Artışı	Yüklemed	Yüklemeden Sonra Konsolidasyonu Sonu				
Kademesi	q_{ilk}	p' _{ilk}	p' _{oilk}	Δq	q_{ilk}	p'_{ilk}	q _{son}	p'son	σ' ₁ (kN/m ²)	σ' ₃ (kN/m ²)
1	10.17	21.22	34.05	3.90	14.07	21.22	14.07	23.35	32.73	18.66
2	14.07	23.35	34.05	0.48	14.54	23.35	14.54	24.43	34.12	19.58
3	14.54	24.43	34.05	0.53	15.07	24.43	15.07	25.43	35.48	20.40
4	15.07	25.43	34.05	0.59	15.67	24.04	15.67	26.39	36.84	21.17
5	15.67	26.39	35.21	0.66	16.33	25.33	16.33	27.37	38.26	21.93
6	16.33	27.37	36.62	0.74	17.08	26.17	17.08	28.38	39.77	22.69
7	17.08	28.38	38.13	0.85	17.91	27.00	17.91	29.44	41.39	23.47
8	17.91	29.44	39.78	0.93	18.85	27.85	18.85	30.52	43.09	24.24
9	18.85	30.52	41.57	1.06	19.90	28.68	19.90	31.66	44.93	25.03
10	19.90	31.66	43.53	1.17	21.08	29.50	21.08	32.86	46.91	25.83

Tablo 4. 3.5 metre derinlikteki bir zemin elemanının kazık eksenindeki gerilme hesapları

 Tablo 5. 3.5 metre derinlikteki bir zemin elemanının kazık eksenindeki deformasyon

 besapları

nesapian													
Dolgu Kademesi	$\eta_{konsolidasyon}$	K	t	S	φ' (°)	R_{ϵ}	v_0	ν	Δν	εh	EV	Uy (cm)	Ux (cm)
1	0.60	0.57	7.04	25.70	26	0.77	4.3	4.293	0.007	0.003	0.004	0.42	0.32
2	0.60	0.57	7.27	26.85	26	0.77	4.3	4.289	0.004	0.002	0.002	0.20	0.15
3	0.59	0.58	7.54	27.94	26	0.77	4.3	4.286	0.003	0.001	0.002	0.18	0.14
4	0.59	0.57	7.83	29.00	26	0.77	4.3	4.261	0.025	0.011	0.014	1.41	1.09
5	0.60	0.57	8.17	30.10	26	0.77	4.3	4.232	0.029	0.012	0.016	1.62	1.24
6	0.60	0.57	8.54	31.23	26	0.77	4.3	4.203	0.030	0.013	0.017	1.67	1.28
7	0.61	0.57	8.96	32.43	26	0.76	4.3	4.172	0.031	0.013	0.018	1.75	1.33
8	0.62	0.56	9.43	33.67	26	0.76	4.3	4.140	0.032	0.014	0.018	1.81	1.37
9	0.63	0.56	9.95	34.98	26	0.75	4.3	4.107	0.033	0.014	0.019	1.90	1.43
10	0.64	0.55	10.54	36.37	26	0.75	4.3	4.072	0.035	0.015	0.020	1.99	1.49
Toplam (cm)								12.96	9.85				

Kritik durum q-p'-v gerilme-deformasyon uzayı içinde çizilen gerilme izleri ile tüm aşamalardaki (yüklemeden önce, sonra ve konsolidasyon sonunda) gerilme ve özgül hacim v değerleri elde edilmektedir.

Aktif bölgeden pasif bölgeye gerilme naklinin gereği olarak topuk ekseni hizasındaki noktalarda kayma gerilmeleri artışı daha düşüktür ve *K* değerleri ulaşılan gerilme durumlarına bağlı olarak sürekli değişmektedir. Daha önce de Keleşoğlu (2006) ve Keleşoğlu ve Çinicioğlu (2010)'la ilgili bölümde ifade edildiği gibi, gerilme ve deformasyonlarla ilgili değerlendirme ve hesaplamalarda *K* değerlerinin elde edilmesi büyük önem taşımaktadır. Herhangi bir aşamada ulaşılan $\eta = q/p$ değerlerinden hareketle $K = (3-\eta)/(2\eta+3)$ ifadesinden *K* değerleri hesaplanır. Tablo 5'de yapılan hesaplarda elde edilen *K* değerleri konsolidasyon sonu dönemlere ait değerlerdir.

Zhang (1998)'in *K* değerleri ile $R_{\varepsilon} = \varepsilon_3 / \varepsilon_1$ arasında bağıntı kuran grafiği kullanılarak R_{ε} değerleri elde edilebilir.

Başlangıç v_0 değerlerine karşılık yükleme kademelerinin sonunda ulaşılan v değerleri arasındaki fark Δv birim elemandaki hacim değişimini verir.

İki boyutlu 2-D koşullarda

$$\Delta v = \delta \varepsilon_{yatay} + \delta \varepsilon_{düşey} \tag{2}$$

$$R_{\varepsilon} = \varepsilon_{yatay} / \varepsilon_{diisey} = \Delta \varepsilon_3 / \Delta \varepsilon_1 \tag{3}$$

ilişkilerinden yararlanarak $\delta \varepsilon_{yatay}$ ve $\delta \varepsilon_{düşey}$ için elde edilen ortak denklemlerle hesap yapılarak her yükleme kademesindeki deplasmanlar hesaplanabilmektedir. Örneğin 1.yükleme kademesi sonucunda kazık eksenindeki oturma ve yanal deformasyonlar

$$H_{yatay} = H_{diisey} = 100 \ cm \tag{4}$$

$$U_{diisey} = H. \ \delta \varepsilon_{diisey} = 100 \ . \ 0,0042 = 0,42 \ cm$$
 (5)

$$U_{yatay} = H. \ \delta \varepsilon_{yatay} = 100 \ . \ 0,0032 = 0,32 \ cm$$
 (6)

olmaktadır. Hesaplanan deplasmanların kazık yokken yayılımının topuk eksen çizgisinin iki yanındaki zeminin aynı rijitlikte olmasından hareketle eksenin iki yanında *1*/2 oranında yayılacağı kabulü yapılmış ve topuk bölgesinin reaksiyon tarafına ait yatay deplasmanlar hesaplanan değerlerin yarısı olarak elde edilmiştir ve Şekil 18'de sunulmaktadır.

Bu çalışmada sunulmakta olan yöntem literatürde iyi dokümante edilmiş olan Cubzac-les-Ponts test dolgusu geoteknik parametreleri ve geometrik özellikleri kullanılarak uygulanmış ve elde edilen deplasman değerleri Cubzac-les-Ponts'daki aletsel ölçüm sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar Tablo 6 ve Şekil 18'de görülmektedir.

Aynı şekilde Plaxis sonlu elemanlar analiz programı ile yapılan hesaplarda elde edilen serbest arazi deplasmanları ile yöntem sonucu elde edilen değerler, tüm aşamaları takip eden son konsolidasyon dönemi sonu için elde edilmiş ve bu dönemde elde edilen arazi okumaları ile Şekil 18'de karşılaştırılmıştır. 7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

Derinlik	Kazık Ekseni	Hesap Sonucu	Kazık Ekseni Arazi Okumaları		
	U _{vT}	t	U _{vT}	t	
	- 1	(gün)	- 11	(gün)	
3.5	9.9	1977	13.3	2053	
4.5	22.9	1977	13.5	2053	
5.5	24.8	1977	7.0	2053	
6.5	26.1	1977	3.0	2053	
7.5	19.2	1977	1.0	2053	

Tablo 6. Topuk ekseni hizasında serbest arazi deformasyon değerleri (Yaramış, 2017)



Şekil 18. Kazık uygulamasının yapılacağı topuk eksen hizasında serbest arazi koşullarında yatay deplasman değerleri (Yaramış, 2017)

Sonuçlar geliştirilen yöntemin tutarlılığı bakımından olumlu yöndedir. Plaxis gibi çok başarılı bir sonlu elemanlar programına karşılık önerilen yöntemin benzer sonuçlar vermesi, yöntemin geliştirilmesinde kullanılan davranış mekanizmasının isabetli bir yaklaşım olduğunu göstermektedir.

5.SONUÇLAR

Bu çalışmada sunulan çalışma dolgu-yumuşak Zemin ve dolgu-yumuşak Zemin-kazık etkileşimi problemlerinin konuya ve etkileşim özelliklerine özel yöntemlerle çözümünü amaçlamaktadır.

Sunulan çalışma yumuşak zemin üzerine dolgu inşasını esas almaktadır. Dolguların inşasında çok ağır yüklerin yumuşak zemine aktarılması uygulamanın kolaylıkla göçmeyle veya aşırı deplasmanlarla kesintiye uğramasına veya büyük kayıplarla karşılaşılmasına sebebp olabilir. Bu sebeple tasarım yüksekliğinde dolgu inşa edebilmek öncelikle göçmeye sebep olmayacak fakat ekonomik koşulları sağlayacak optimum yükleme programının tasarım aşamasında planlanmasının tasarımın bir parçası olmasını gerektirir. Bu sebeple uygulanan limit denge yöntemleri sürekli bir programın oluşturulabilmesi için yeterli değildir. Sürekli bir program ancak limit denge analizleri ile birlikte gerilme-deformasyon takibinin de yapılabilmesini gerektirir.

Bu çalışmada bu gereksinimi karşılayabilecek bir limit analiz programı gerilme-deformasyon izleri ile birlikte çalıştırılabilecek bir sistemle geliştirilmiştir. Aynı şekilde dolgu topuğuna kazık inşa edilmesi durumunda kazık-zemin etkileşiminin hesaplanması ve etkileşimin değişiminin yükleme ve konsolidasyon aşamaları boyunca takibini sağlayacak yöntemler sunulmuştur. Sunulan yöntemler yazarın yönetiminde yapılan doktora çalışmaları ile geliştirilmiş yöntemlerdir.

KAYNAKLAR

- [1]Akbay Arama, Z. (2016), "Yumuşak Zeminler Üzerinde Yer Alan Genişletilmiş Yol Dolgularının Teorik ve Nümerik Analizi", Tez (Doktora), İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2]Öser, C. (2010), "Yumuşak Zeminler Üzerindeki Toprak Dolguların Limit Denge ve Performansa Dayalı Tasarımı", Tez (Doktora), İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3]Öser, C., Çinicioğlu, S.F. (2017), "Embankment Design Method Combining Limit State Approach With Stress Path Application", International Journal of Geomechanics, 04016101.
- [4]Leroueil, Magnan, Tavenas (1990), "Embankments on Soft Clays", S: 190, Ellis Harwood Limited.
- [5]Brand, E.W., Premchitt, J. (1989), "Comparison of the Predicted and Observed Performance of the Muar Test Embankment", Proceedings of International Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur.
- [6] Akbay Arama, Z., Çinicioğlu, S.F., "Dolgu Tasarımında Temel Zemini Göçmesine Dayalı Yaklaşım", 7.Geoteknik Sempozyumu, 22-24 Kasım 2017, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [7]Yaramış, M. (2017), "Yatay Yükler Altındaki Destek Sistemlerinde Yumuşak Zemin, Dolgu ve Kazık Etkileşimi", Tez (Yüksek Lisans), İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [8]Keleşoğlu, M.K. (2006), "Yumuşak ve Akan Zeminlerde Kazıklar Üzerindeki Yatay Yük Etkisinin Tanımlanması", Tez (Doktora), İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [9]Kelesoglu, M.K. ve Cinicioglu, S.F. (2010), Free-Field Measurements to Disclose Lateral Reaction Mechanism of Piles Subjected to Soil Movements, Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.136, 331-343.
- [10]Ito, T. ve Matsui, T. (1975), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", Soils and Foundations, 15(4), 43-59. [11]Öztoprak, S. ve Cinicioglu, S.F. (2005), "Soil Behaviour through Field Instrumentation",
- Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42(2), 475-490
- [12]Zhang, J., Shamoto, Y., ve Tokımatsu, K. (1998), "Evaluation of Earth Pressure Under
- Any Lateral Deformation", Soils and Foundations, Vol. 38, 15-33.
 [13]Goh, A.T.C., Teh, C.I. ve Wong K.S. (1997), "Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(9), 792-801
- [14]Goh, A.T.C., Wong, K.S., Teh, C.I. ve Wen, D. (2003), "Pile Response Adjacent to Braced Excavations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(4), 383-386.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

FARKLI DESTEK SİSTEMLERİ UYGULANAN DİYAFRAM DUVARLARIN PERFORMANSI

THE PERFORMANCE OF DIFFERENT SUPPORT SYSTEMS APPLIED TO DIAPHRAGM WALLS

Alp GÖKALP¹

ABSTRACT

This article summarizes special diaphgram wall applications; executed by using hydrofraise technique; having different support systems; which were recently completed successfully in Turkey. Information about the design of the deep excavation systems, sequence of works, quality control programs applied during the construction works of the selected diaphragm wall applications; a diaphragm wall supported by reinforced concrete and steel struts used for the Eurasia Tunnel Project; a diaphragm wall supported by Single Bore Muliple Anchors (SBMA) used for the Mahall Bomonti İzmir Project and a multi-cell console diaphragm wall used for the South Anchor Block Structure of the Osman Gazi Bridge Project are given in detail. The deformations and displacements, anchor loads and hoop stresses were measured during excavation stage. Then calculated deformation and displacement values are compared to the measured ones and the performance of the shoring systems are studied according to the Designer's calculated tolerances.

Keywords: Deep Excavation, Diaphragm Wall, Struts, SBMA, Multi-Cell Structures

ÖZET

Bu bildiride; Türkiye'de son yıllarda başarı ile tamamlanan ve farklı destek sistemlerine sahip hidro-freze tekniği ile imal edilen özel diyafram duvar iksa uygulamaları özetlenmiştir. Betonarme ve boru destekli diyafram duvar uygulaması olan Avrasya Tüneli Projesi; SBMA tipi ankrajlı diyafram duvar uygulaması olan Mahall Bomonti İzmir Projesi ve herhangi bir yatay destek kullanılmadan gerçekleştirilen çok-hücreli konsol diyafram duvar uygulaması olan Güney Ankraj Bloğu Projesinin tasarımları, yapım aşamaları ve kalite kontrol testleri hakkında detaylı bilgi verilmiştir. Üç projenin her kazı aşamasında periyodik olarak deformasyonlar, ankraj yükleri ve radyal gerilmeler ölçülerek, tasarım aşamasında hedeflenen ve hesaplanan deformasyon ve deplasman kriterlerinin sağlanıp sağlanmadığı yakından takip edilerek iksa yapılarının performanslarının karşılaştırılması yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: Derin Kazı, Diyafram Duvar, Destek Kirişi, SBMA, Çok-Gözlü Yapılar

^{*1} İnş. Yük. Müh., Kasktaş A.Ş., alp.gokalp@kasktas.com.tr

1. GİRİŞ

Ülkemizde son yıllarda ciddi bir artış gösteren inşaat yatırımlarının bir sonucu olarak birçok büyük şehirde yapılması gereken derin iksa kazılarının nitelikleri, boyutları ve kazı derinlikleri artmış ve geniş çapta kullanılmaya başlanılmıştır. Derin iksa kazılarının yakınlarında cadde ve yollar, altyapı tesisleri, metro hatları, yüksek katlı binalar ve tarihi eserlerin bulunması projeye özel dayanma yapılarının tasarlanmasını ve uygulanmasını gerekli kılmaktadır.

2. DAYANMA YAPILARI

Derin kazıların desteklenmesi amacı ile uygulanabilecek dayanma yapıları aşağıda özetlenmiştir.

- İçten Destekli Duvar
- Palplanj Duvar
- Kazıklı Duvar (aralıklı, teğet, kesişen)
- Diyafram Duvar
- Bulamaç Hendekli Duvar (Slurry Wall)
- Betonarme Perde Duvar
- Zemin Çivili / Kaya Bulonlu Duvar
- Batardo / Keson
- Jet Grout / Derin Zemin Karıştırma (DSM) Duvar
- Yukarıdan Aşağıya Yapım Yöntemi (Top-Down Yöntemi)
- Kısmi Kazı veya Ada Yöntemi
- Çok Gözlü Yapılar

Dayanma yapılarının sınıflandırılması için belli başlı kriterler; yükü destekleme sistemi; inşaa amacı; sistem rijitliği ve servis süresidir. Ayrıca zemin koşulları, yeraltı suyu ve artezyen durumu, kazı çukurunun şekli ve boyutları, geçirimsizlik ihtiyacının olup olmaması, kabul edilebilir düşey ve yatay deplasmanlar, çevre yapıların durumu ve varsa çevre yapılarla ilgili deformasyon sınırlamaları, maliyet, yapım hızı ve kalite dayanma yapılarının sınıflandırılması için önem arz etmektedir.

2.1. Yükü Destekleme Sistemine Göre (İç veya Dış Stabilite)

Duvarın stabilitesi için gerekli olan destekleme sistemi tipine göre sınıflandırma yapılır. Dıştan destekli dayanma yapılarında yapının stabilitesi yatay destek gibi dıştan destekleyen bir sistemle sağlanırken, içten destekli dayanma yapılarının stabilitesi toprak kütlesi içerisine potansiyel kayma kaması dışında kalacak uzunluktaki çelik veya polimer donatılarla sağlanır.

2.2. Dolgu veya Kazıyı Desteklemesine Göre (İnşa Amacına Göre)

Dolguyu destekleyen sistemler aşağıdan yukarı doğru inşa edilirler. Kazıyı destekleyen sistemler ise yukarıdan aşağı desteklenir. Yukarıdan aşağıya veya aşağıdan yukarıya inşaa yöntemiyle kastedilen duvar inşaatı olup, toprak işlerinin (kazı-dolgu) yukarıdan aşağı veya aşağıdan yukarı yapılması anlaşılmamalıdır.

2.3. Sistem Rijitliğine Göre

Duvar arkasında meydana gelen toprak basıncı neticesinde rijit duvarlar bir bütün olarak hareket eder, bu hareket sırasında sistemde eğilme meydana gelmez. Elastik sistemlerde ise

duvarda meydana gelen deformasyonlar duvar arkasındaki yanal toprak basıncının duvarın rijit ve elastik kısımları arasında yeniden dağılmasına neden olur. Bütün ağırlık duvarları rijit dayanma yapısı sınıfına dahil olurken bunun dışında kalan bütün dayanma yapıları elastik olarak sınıflandırılabilir.

2.4. Servis Süresine Göre (Kalıcı veya Geçici)

Servis ömrü üç yıla kadar olan yapılar "geçici", üç yıldan daha uzun servis ömrü olan yapılar ise "kalıcı" yapılar olarak sınıflandırılırlar.

2.5. Dayanma Yapılarının Kullanım Amaçları

Dayanma yapıları, meyilli arazilerde araziden faydalanmak üzere,

- Zemini doğal şev açısından daha dik açı ile tutmak,
- Kayma ihtimali olan zeminin göçmesini engellemek,
- *Kıyıların erozyondan veya taşkınlardan korunmasını sağlamak,*
- Köprülerin yaklaşım dolgularını dik olarak tutmak,
- Köprülerde kenar ayak görevini yapmak,
- Derin kazıların şevlerini dik olarak tutulmasını sağlamak, v.b gibi amaçlara hizmet etmek gayesi ile inşa edilen kalıcı veya geçici yapılardır.

3. DİYAFRAM DUVARLAR

Diyafram duvarlar, derin kazı çukurlarının stabilitesini sağlamak, toprak ve sürşarj yüklerini tutmak, çevredeki oturmaları ve kazı tabanındaki kabarmaları kontrol etmek amacı ile uygulanmaktadır. Ayrıca diyafram duvarlar, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu bölgelerde gerekli olan geçirimsizliği sağlayabilmesi nedeniyle de en uygun derin iksa yöntemidir. Diyafram duvarlar geçici iksa yapısı olarak inşa edilebileceği gibi, kalıcı olarakta tasarlanabilir ve inşa edilebilir. Diyafram duvarların yüksek rijitliğe sahip olmaları iksa kazısı esnasında deformasyonların sınırlandırılmasına büyük avantaj sağlar. Ayrıca diyafram duvarlar düşey yük taşıyan elemanlar, hidrolik geçirimsizlik duvarı, gibi diğer işlevlere de sahip olabilir.

Diyafram duvar uygulaması ilk kez 1948 yılında test edilmiştir. Daha sonra 1950 yılında ise bentonit kazı tekniğiyle bulamaç hendeği bir barajın çeçirimsizlik perdesi uygulaması olarak ilk kez ICOS Firması (Impresa Costruzioni Opere Specializzate) tarafından İtalya'da yapılmıştır. İlk betonarme diyafram duvar uygulaması da yine ICOS firması tarafından 1950'lilerin sonunda Milan Metrosunda yapılmıştır. Daha sonra Milan Metro İnşaatı kapsamındaki aç-kapa kazı işleri "Milan Yöntemi" adı ile diyafram duvarlarla gerçekleştirilmiştir. İngiltere'deki ilk uygulama 1961 yılında ve Amerika'daki ilk uygulama ise 1962 yılında New York'ta yapılmıştır. 1967 yılında yapımı başarılı bir şekilde tamamlanmış önemli diyafram duvar projelerinden birisi olan New York'taki Dünya Ticaret Merkezi Projesi, zor zemin koşullarında başarılı bir şekilde tamamlanarak, derin kazılarda diyafram duvar imalatının düşük maliyetli, hızlı ve uygun teknik bir çözüm olabileceğini göstermiştir. Son 40-50 yıldır dünya genelinde tercih edilen diyafram duvar uygulaması, ülkemizde ilk olarak 1980'li yılların sonlarında kullanılmaya başlanmış ve daha sonrasında yaygınlaşarak en çok tercih edilen iksa sistemlerinden birisi haline gelmiştir.

3.1. Diyafram Duvar İmalatları

Diyafram duvarlar, 50 cm ile 150 cm arasında çeşitli kalınlıklarda imal edilebilen betonarme sürekli duvarlar olup bentonitli kazı tekniğiyle tek ağızdan veya üç ağızdan oluşan panel kazıları şeklinde uygulanırlar. (Şekil 1) Diyafram duvar imalatında kazılacak zeminin özelliğine ve duvar derinliğine göre hidrolik kepçe, mekanik kepçe veya hidro-freze (cutter) kullanılabilir.



Şekil 1. Diyafram Duvar Kazı Sıralaması

Yapılan panel kazılarında kuyuyu stabil tutmak ve kazıyı devam ettirebilmek için bentonit ve su karışımı kullanılmaktadır. Bentonit ile su uygun miktarlarda mikserlerde karıştırılır, daha sonra bentonit hatları ile bentonit tanklarına aktarılır ve ~12 saat hidratasyonunu tamamlaması beklenir. İmalat sırasında kuyu içinde bentonitin özellikleri belirli aralıklarla test edilerek, gerekmesi halinde taze bentonit ilavesi yapılır.

1970'li yılların başında raylı vinçler için "reverse circulation" sistemi Japonya'da kullanılmaya başlamıştır. Bu gelişme sayesinde 200 MPa dayanımına sahip kayada da delgi yapabilen Hidro-freze teknolojisi geliştirilebilmiştir. Böylece derin iksa projesinin özelliklerine göre; istenen yüksek düşeyden sapma ve açısal dönme toleransları (1/200-1/400) sağlayabilmek, geçirimsiz bir duvar teşkil edebilmek ve sert kaya tabakalarında kazı ve soketlenme yapabilmek için hidro-freze kazı tekniği ile inşaa edilen diyafram duvar projelerinin sayısı ciddi bir şekilde artmıştır. Hidro-freze marifetiyle panel derinlikleri 99.50 m'yi ve kazı derinlikleri de 30 m'yi aşan projeler ülkemizde başarılı bir şekilde gerçekleştirilmiştir. Hidro-freze kazı tekniği ile sıradan dikdörtgen kesitlere ilave olarak "T", "L", "H", "Y", "+" biçiminde özel paneller imal edilebilmekte ve bunlar farklı amaçlar doğrultusunda kullanılmaktadır. Hidro-freze kazı tekniğinde, öncelikle birincil (primer) paneller imal edilmektedir. Birincil panel kazıları projesinde belirtilen boy ve derinliğe uygun olarak yapılmakta ve panel uzunlukları 2.80 - 6.70 m arasında değişmektedir.







Şekil 3. Birincil (Primer) ve İkincil (Sekonder) Panel Kazı Sıralaması

İkincil (sekonder) paneller ise daha önceden imal edilen birincil panellerin arasındaki iki komşu panelden, projesinde belirtilen beton kesme payları dikkate alınarak imal edilmektedir. İkincil panellerin genişliği makine tipine göre değişkenlik göstermekle beraber genel olarak 2.80 m'dir. İkincil panellerin kazısından önce birincil panellerin yeterli beton mukavemetine erişmesi gerekmektedir, bu yüzden ikincil paneller son imal edilen komşu birincil panellerden, en az 3 gün sonra imal edilmektedir. İkincil panel kazısında herhangi bir sebeple beklemelerin 6 saati geçmesi durumunda temizlik firçası kullanılarak birincil panel kenarları kazı derinliği boyunca temizlenir. Böylece birincil panel çevresinde oluşması muhtemel aşırı bentonit topaklanmaları (filter cake) temizlenir.

Diyafram duvar imalatları sırasında çok sıkı kalite kontrol testleri yapılmaktadır. Panel kazılarının kontrolü saha mühendislerince yapılmakta, kazıdan çıkan malzemeler düzenli olarak muayene edilerek zemin raporlarıyla uyumluluğu kontrol edilmektedir. Kazı sırasında

bentonit değerleri (yoğunluk, viskozite, akışkanlık, pH, kum içeriği, filtre kalınlığı gibi testler) düzenli olarak kontrol edilir. Ayrıca hidro-freze makinesi üzerinde takılı bulunan inklinometre sistemi ile kazı derinliği boyunca freze'nin x-y eksenlerinden kaçması ve gyroscope sistemi ile de kazı derinliği boyunca freze'nin açısal dönmesi kazı süresince eş zamanlı olarak kontrol edilir. Bu kontroller panel kazı derinliğinin 50 m'yi geçtiği durumlarda önem arz etmektedir.

Derin iksa işleri tamamlandıktan sonra iksa projesinin tasarımcısı'nın belirleyeceği performans kriterlerinin sahada, yerinde kontrol edilebilmesi amacı ile en sık kullanılan aletsel gözlem ve enstrümentasyon testleri aşağıda belirtilmiştir;

- *İnklinometre (duvar ve/veya zemin)*
- Yatay / Düşey Ekstansometre
- Piezometre
- Yük Hücresi (Load Cell)
- *Gerinim Ölçer (Strain Gauge)*
- Tiltmetre
- Elektronik Mesafe Ölçer
- *Reflektör ve Topoğrafik Kot Kontrolü*

3.2. Diyafram Duvar Destek Elemanları

Derin iksa sisteminin tasarımına uygun olarak diyafram duvarlar aşağıda belirtilen destek elemanları ile yatay yönde desteklenebilir. Destek elemanlarının cinsleri, yatay ve düşey yöndeki aralıkları, adetleri ve elemanların boyutları projeye özel gereksinimlere bağlı olarak değişkenlik göstermekle beraber ülkemizde en sık uygulanan destek tipleri aşağıda özetlendiği gibidir;

- Destek Kirişi (Betonarme Kiriş, Çelik Profil ve Çelik Boru)
- Geçici / Kalıcı Zemin Ankrajı veya Tekli Delgi Çoklu Ankraj (SBMA)
- Herhangi bir Yatay Destek Kullanılmayan Çok Gözlü Konsol Yapılar (Multi Cell Structures)

3.3. Eliptik-Çok Hücreli Diyafram Duvar İmalatları

Hidro-freze makine ekipmanlarının kapasitelerinin ve teknik donanımlarının artması sonucunda daha geniş ve daha derin diyafram duvarlar imal edilebilir hale gelmiştir. Bu gelişmenin bir sonucu olarak son yıllarda büyük çaplı dairesel (circular / doughnut); eliptik (peanut) ve çok hücreli (multi-cell) konsol diyafram duvar projelerinin sayıları Avrupa'da ve Uzak Doğu'da ciddi oranda artmıştır. Yakın zamanda Tablo 1'de özetlendiği gibi yurtdışında iç çapı 40 m'lik derin bir kazı projesi kapsamında kalınlığı 1.8 m ve derinliği 98 m olan dairesel diyafram duvar imalatları ve kazıları başarı ile yapılabilmiştir. Projelerin gerekliliklerine göre değişkenlik göstermekle beraber, kemerlenme etkisi ile herhangi bir yatay destek olmadan konsol olarak çalışan çok gözlü yapılar, çevresel kuvvetler (hoop forces) altında çalışma prensibine göre tasarlanır. Tasarım, hesaplanan maksimum çevresel basınç gerilme değeri (hoop compressive stress) ile kontrol edilir. Bu hesap kabulünde içsel stabilite önem kazanmakta, sistem ne kadar simetrik olursa o kadar başarılı bir performans gösterebilmektedir. Bu tip yapılarda sızma boyu hesabı ve kazı tabanındaki kabarmaların özellikle detaylı olarak kontrol edilmesi önem arz etmektedir.

Proje Adı	Ülke	Derin Kazının İç Çapı (m)	Diyafram Duvar Kalınlığı (m)	Diyafram Duvar Derinliği (m)	Kazı Derinliği (m)	Uygulanan İksa Sistemi		
		40.4	1.8	98	82.5			
L oo Tunnol	İngiltara	27.4	1.5	92	81.4	Dairesel		
Lee Tunner	ingitere	22.6	1.5	89	79.0			
		27.4	1.2	83	72.0			
ICC Kowloon Station	Hong Kong	76.0	1.5	25	9.0	Dairesel		
The Sail @ Marina Bay	Singapur	32.2	0.8	29	10.0	Çok Gözlü / Peanut		
		77.0	1.0	29	18.0	Dairesel / Çok Gözlü		
Car Park	Fransa	33.5	0.8	52	27.0	Dairesel		

Tablo 1. Çok Gözlü Yapılar (Multi Cell Structures)

Dairesel, eliptik, yer fistiği (peanut) ve çok gözlü yapılar (2-Gözlü ile 6-Gözlü değişen simetrik yapılar); büyük yeraltı su haznesi, metro istasyonu, arıtma tesisi, yeraltı otoparkı ve çok amaçlı büyük yapı projelerinde başarı ile kullanılmaktadır. (Şekil 4)



Şekil 4. Çok Gözlü Yapılar (Multi-Cell Systems)

Çok gözlü (multi-cell) diyafram duvarların avantajları:

- Dairesel / çok gözlü diyafram duvarlardan oluşan derin iksa sisteminin herhangi bir yatay elemana; ankraj, çelik veya betonarme destek, betonarme kuşak kirişine (ring beam) gerek olmaksızın kemerlenme etkisi ile konsol çalışabilmesi,
- Değişik projelerde karşılaşılan farklı kazı problemlerinin minimize edilebilmesi,
- Tasarımda yapılan tasarruf neticesinde projelerin daha ekonomik ve kısa sürede yapılabilir olması şeklinde özetlenebilir.

4. DİYAFRAM DUVAR PROJE ÖRNEKLERİ

Türkiye'de yakın zamanda hidro-freze tekniği kullanılarak başarılı bir şekilde tamamlanan farklı diyafram duvar uygulamalarının; betonarme ve boru destekli diyafram duvar uygulamasının (Avrasya Tüneli Projesi); tekli delgi çoklu ankraj (SBMA) tipi ankrajlı diyafram duvar uygulamasının (Mahall Bomonti İzmir) ve herhangi bir yatay destek kullanılmadan gerçekleştirilen çok hücreli konsol diyafram duvar uygulamasının (Güney Ankraj Bloğu) tasarımları, yapım aşamaları, kalite kontrol testleri ve hesaplanan / gözlenen deformasyonlar hakkında detaylı bilgi verilmiştir.

4.1. Avrasya Tüneli Projesi

4.1.1. Proje Bilgisi

İstanbul'da araç trafiğinin yoğun olduğu Kazlıçeşme-Göztepe hattında hizmet verecek olan Avrasya Tünel Projesi (İstanbul Boğazı Karayolu Tüp Geçişi Projesi) toplam 14.6 kilometrelik bir güzergâhı kapsamaktadır. Projenin 54 kilometrelik bölümü, deniz tabanı altına özel bir teknoloji ile inşa edilen 3.4 km uzunluğundaki iki katlı TBM tüneli ve NATM ve Aç-Kapa yöntemleri ile inşaa edilen bağlantı tünellerinden oluşurken, Avrupa yakasında Sarayburnu-Kazlıçeşme, Asya yakasında ise Harem-Göztepe arasında toplam 9.2 kilometrelik güzergâhta yol genişletme ve iyileştirme çalışmaları, araç ve yayalar için alt ve üst geçitler ile bağlantı yolları inşa edilmektedir. Projenin genel yerleşimi Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5. Avrasya Tüneli Projesi Genel Yerleşim Planı

4.1.2. Zemin Özellikleri

Avrasya Tüneli, Asya ve Avrupa yakalarında genel olarak Paleozoik yaşlı Trakya formasyonu içinde, Boğazın orta bölümünde ise genç deniz çökelleri içinde yer almaktadır. Tünel boyunca genel jeolojik kesit Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. Avrasya Tüneli Genel Jeolojik Profili

Tünelin Avrupa kıtası tarafındaki geçiş kutusu (European Transition Box, ETB) Çatladıkapı'da yer almaktadır. Zemin profili yüzeyden itibaren 10-15 m kalınlıkta kontrolsuz dolgu tabakası, altında 8-12 m kalınlıkta kum tabakası ve en altta Paleozoik yaşlı Trakya Formasyonu üyesi çamurtaşı ve kumtaşı tabakalarından oluşmaktadır. Trakya Formasyonu içerisinde değişik seviyelerde fay breşleri yer almaktadır. ETB sahası genel zemin kesiti Şekil 7'de verilmiştir.



Şekil 7. ETB Sahası Zemin Kesiti

4.1.3. İksa Sistemi

ETB, yaklaşık 70 m x 30 m dikdörtgen geometriye sahiptir, aynı bölgede yer alan Trafo Binası ise 45 m x 45 m olup ayrıca yaklaşık 600 m uzunlukta bağlantı yolundan oluşmaktadır. Bu bölgede maksimum kazı derinliği 30 m'dir; çelik ve betonarme desteklerle yatay yüklerin karşılandığı diyafram duvarlı bir iksa sistemi uygulanmıştır. TBM'in çıkışı esnasında TBM delgisinden gelmesi muhtemel (~11 Bar) basınçlı suyun engellenmesi amacı ile D=120 cm kesişen donatısız kazıklar ile bir geçirimsizlik bloğu oluşturulmuştur. Ayrıca kazı tabanında gelen yüksek yanal itkiler nedeniyle, D=100 cm donatısız diyafram duvarlar kullanılarak kazı tabanı altında bir yeraltı destek sistemi oluşturulmuştur. TBM giriş cephesinde diyafram imalatlarında fiberglass donatı kullanılmıştır. İksa planı Şekil 8'de ve tipik sistem kesitleri ise Şekil 9'da verilmiştir. ETB İksa Sistemi kapsamında yapılan toplam imalat miktarları Tablo 2'de verilmiştir.



Şekil 8. ETB İksa Yerleşim Planı



a) K1 Kesiti

b) K2 Kesiti



İşin Tanımı	Birim	İmalat Miktarı
Diyafram Duvar D=150cm; ETB	m ²	6,860
Diyafram Duvar D=100-120cm;Aç Kapa & Trafo	m ²	25,900
Donatisiz Diyafram Duvar D=100cm: ETB	m ²	10,000
Donatısız Kesişen Kazık Ø120cm; ETB	Lm	19,500

Tablo 2. ETB İksa İmalat Miktarları

4.1.4. İksa Sisteminin Performansı ve Uygulanan Kalite Kontrol Programı

ETB sahasında diyafram duvar delgileri sırasında düşeylik ve açısal dönme kontrolleri titizlikle yapılmış ve imalatlar 1/200 limitinin içinde kalınarak hidro-freze tekniği ile yapılmıştır. Bentonit testleri imalatın her aşamasında yapılarak bentonitin uygunluğu sürekli olarak kontrol edilmiştir. ETB kazı çukurunda gerçekleşen deformasyonlar 13 adet inklinometre ile takip edilmiştir. Kazı kademeleri ile birlikte ölçülen deformasyonların tasarımcı tarafından verilen hesaplarla uyumu kontrol edilmiştir. Ölçülen nihai deformasyonlar Şekil 10'da verilmiştir.



Şekil 10. ETB Sahası Gerçekleşen Deformasyonlar



a) ETB Kazı Çukuru

b) TBM'in Avrupa Yakasından Çıkışı



4.2. MAHALL BOMONTİ İZMİR PROJESİ

4.2.1. Proje Bilgisi

Derin alüvyal çökellerin yer aldığı, İzmir İli, Bayraklı İlçesi, Halkapınar'da, 45,000 m²'lik arazi üzerinde 3 Bloktan oluşan "Mahall Bomonti İzmir" Projesinin inşaatı halen devam etmektedir. A blok 15 katlı podyum bölgesi ve bölgenin en yüksek gökdeleni olacak 57 katlı Kule bölgesinden, B ve C Blok ise 3-4 katlı ticari ve ofis alanlarından oluşmaktadır. (Şekil 12)



Şekil 12. Genel Yerleşim Planı

4.2.2. Zemin Özellikleri

Proje sahası bir tektonik depresyon görünümündedir ve Meles deltası alüvyonları olan killi, siltli kumlu ve yersel olarak çakıllı seviyeler içermektedir. Ege Denizi'nin çökmesine yaşıt olan bu depresyon, sonraki aşamalarda alüvyonal malzemeler ile dolmuş ve böylece alüvyonal bir ova halini almıştır.

Sondajlardan elde edilen zemin profili incelendiğinde, zemin yüzünden itibaren ilk 10 metrede genel olarak denizel kökenli, plastik kil, siltli kil, silt, killi kum ve plastik olmayan siltli kum birimlerin, 10 metrelerden sonra ise karasal kökenli plastik kil, siltli kil birimler ve içerisinde killi kum, killi çakıl ve siltli çakıl birimlerin bant şeklinde yer aldığı anlaşılmaktadır. Çalışma alanı, düz bir topoğrafya ve çevrede geniş yayılım sunan Kuvaterner yaşlı alüvyon biriminden oluşmaktadır. Çalışma alanında YASS zemin yüzünden ~2 m derinliktedir.(Şekil 13)

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 13. Sondaj ve SPT N30 Değerlerinin Derinlikle Değişimi

4.2.3. İksa Sistemi

İksa sistemi "geçici" olacak şekilde projelendirilmiş ve hesaplar 3 Blok için 4 farklı kazı kotuna göre gerçekleştirilmiştir. Kazı derinlikleri ve iksa geometrik özellikleri aşağıda verilmiştir. (Şekil 14)

Blok Adı	Kazı	Ankraj Kademe	Ankraj Tasarım
	Derinliği	Sayısı	Yükü
	(m)	(no.)	(kN)
A Blok-Podyum	15.3	4	650
A Blok- Kule	17.8	5	650
B Blok	13.8	3	650
C Blok	18.5	5	650

Tablo 3. İksa Sistemi Özellikleri

YASS'nin altında ve derin alüvyonal tabakalarla kaplı bir çalışma alanında, maksimum derinliği 18.5 m'ye ulaşan temel kazılarının güvenli ve kuruda yapılmasını sağlamak için geçirimsiz bir iksa sistemi projelendirilmiştir. Proje kapsamında 27,500 m² D=80 cm diyafram duvar imalatı hidro-freze tekniği ile yapılmıştır. Ayrıca yanal itkilerin karşılanması amacı ile 55,200 m yüksek kapasiteli tekli delgi çoklu ankrajı (SBMA) İzmir'de ilk kez imal edilmiştir.





Şekil 14. İksa Sistemi Hesap Kesitleri

En kritik yapı olan A Blok'un iksa sistemi için yapılan analizlere ait deformasyon, kesme kuvveti ve eğilme momenti dağılımları Şekil 15 ve Şekil 16'da verilmiştir.



Şekil 15. A Blok - Podyum Bölgesi İksa Kesiti Analiz Sonuçları



Şekil 16. A Blok - Kule Bölgesi İksa Kesiti Analiz Sonuçları

4.2.4. İksa Sisteminin Performansı ve Uygulanan Kalite Kontrol Programı

SBMA ankraj tasarımı yapılmadan önce, tek üniteli ankraj testleri (SUT) yapılarak ankrajın bir ünitesinin taşıyabileceği maksimum yük ve bu yüke göre zemindeki maksimum birim çevre sürtünmesi belirlenmiştir. Bu tek üniteli ankraj testlerinde farklı delme ve enjeksiyonlama teknikleri kullanılmış ve çalışma sahası için en uygun delgi ve enjeksiyonlama yöntemine karar verilmiştir. Test sonuçlarından elde edilen birim çevre sürtünmeleri dikkate alınarak, SBMA test ankrajları için ünite sayısı ve kök boyları belirlenmiştir. 3 üniteli ve 4 üniteli SBMA test ankrajları üzerinde araştırma testleri yapılmış ve istenilen tasarım yükünü sünme (creep) kriterine uygun olarak güvenle taşıyabilen SBMA ankrajı proje ankrajı olarak belirlenmiştir. Ankraj testlerinde 1850kN test yüküne çıkılarak, bu bölgede sünme (creep) kriterini sağlayan en yüksek ankraj nihai taşıma gücüne ulaşılmıştır. İksa sistemi tasarımında verilen 4 farklı tip kesit için hesaplanan ve ölçülen deformasyonlar Şekil 17'da, bu kesitlerde yer alan 9 adet ankraj yük hücresinde zaman içinde okunan yük değerleri de Şekil 18'de verilmiştir.

Proje kapsamında geoteknik açıdan güç koşullar altında imal edilen ~2,400 adet SBMA tipi ankrajın tamamı tasarım yükünün 1.25 katına test edilmiş ve 1.10 katına kilitlenmiştir. İmalat ankrajlarında her 200 ankrajda bir adet ankraj ise tasarım yükünün 1.5 katına test edilmiştir. İmalat ankrajlarında tasarım yükünde sünme (creep) kriteri kontrol edilmiştir.

Proje sahasının çevresinde yer alan tescilli tarihi yapıların imal edilen ankrajlardan ve kazılardan zarar görmemesi için çok sıkı bir kalite kontrol programı uygulanmıştır. 21 adet inklinometre ile haftalık olarak iksa sisteminin deformasyonları kontrol edilmiştir. (Şekil 19) Ayrıca bu ölçümlere ilave olarak 6 adet piezometre kuyusundan haftalık ölçümler alınarak diyafram duvar arkasındaki su seviyesi düzenli olarak kontrol edilmektedir.



Şekil 17. Hesaplanan ve Ölçülen Deformasyonlar



Şekil 18. Yük Hücrelerinde Okunan Ankraj Yükleri



Şekil 19. İnklinometre Yerleşimi



Şekil 20. Çalışma Sahasının Genel Görünümü
4.3. OSMAN GAZİ KÖPRÜSÜ GÜNEY ANKRAJ BLOĞU

4.3.1. Proje Bilgisi

Osman Gazi Köprüsü, İstanbul-İzmir karayolu yolculuğunu 3.5 saate indirecek olan Gebze-Orhangazi-İzmir Otoyolu projesinin önemli bir ayağını oluşturmasının yanı sıra, dünyanın 4.büyük orta açıklığına (1550 metre) sahip köprüsüdür. Köprünün toplam uzunluğu 2,682 m olup Marmara Denizinin doğusunda yer alan Dilovası Dil Burnu ile Altınova Hersek Burnu'nu birbirine bağlamaktadır.

Güney Ankraj Bloğu, köprünün ankraj halatlarının zemine ankre edileceği yapıdır. Güney Ankraj Bloğu ve Güney Yan Ayak yapıları ağırlık tipi entegre yapı olarak tasarlanmıştır ve denizden kazanılmış yapay dolgu üzerinde inşa edilmiştir. (Şekil 21)

Güney Ankraj Bloğunun temel kütlesi 124 x 58 x 16 m boyutlarındadır. Ankraj bloğunun temelleri sıkı kum tabakasına oturmakta olup Ankraj bloğunda yapılması gereken 16.5 m derinliğindeki kazının desteklenmesi ve su geçirimsizliğinin sağlanması amacı ile Türkiye'de ilk kez konsol çok gözlü (multi-cell) diyafram duvar uygulaması hidro-frezetekniği ile gerçekleştirilmiş ve proje kapsamında toplam 14,400 m² 100 cm kalınlığında diyafram duvar imalatı öngörülen süre içerisinde tamamlanmıştır. (Şekil 22)



Şekil 21. Güney Ankraj Blok Yapısı



Şekil 22. Güney Ankraj Bloğu Yerleşim Planı

4.3.2. Zemin Özellikleri ve Depremsellik

Osman Gazi Köprüsü sismik hareketlilik açısından dünyanın en aktif bölgelerden birinde yer almaktadır. Proje sahasının Kuzey Anadolu Fay Hattı ile kesişmesi sahanın jeolojik değerlendirilmesinde çok önemli bir rol oynamaktadır. Güney Ankraj Bloğu yapısı Kuzey Anadolu Fay Hattı'nın birincil izinin ve ikincil fay deformasyon bölgesi içinde kalmaktadır. (Şekil 23)



Şekil 23. Güney Ankraj Bloğu - Tipik Zemin Kesiti

Fay hattının doğrultusu, yarımadanın kuzey ucunun yaklaşık 500 metre güneyinden geçecek biçimde uzanmakta ve merkez hattı ise kıyı hattına 80 metre kalarak güneye doğru devam etmektedir.

Proje sahasında yapılan detaylı zemin etüd çalışmalarına istinaden deniz tabanından itibaren derinliği 23-27 m'ye kadar ulaşan orta sıkı-sıkı siltli kum ve bu tabakanın altında kalınlığı 8-11 m arasında değişen katı kil gözlemlenmiştir. Laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin parametreleri Tablo 4'de verilmiştir.

Tabaka	Zomin	Tabaka Özellikleri							
Kalınlıkları (m)	Tipi	γ_n (kN/m ³)	D _R (%)	PL (%)	Ø' (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	E (MPa)	
~5.00 m	Yapay Dolgu	%95 Standart Proktor sıkılığında Yapay Dolgu							
23-27 m	Orta Sıkı-Sıkı Siltli Kum	20.1	62	-	35.4	-	-	26.7-34.3	
8-11 m	Katı Kil	19.1	-	26	29	10	84-116	7.2-25.1	

Tablo 4. Zemin Parametreleri

4.3.3. İksa Sistemi

Güney Ankaj Bloğu derin kazısının kuruda güvenli bir şekilde yapılabilmesi ve su geçirimsizliğinin sağlanabilmesi amacı ile en uygun ve ekonomik iksa sistemi olarak 100 cm kalınlığında ve 33.5 m derinliğinde konsol çok gözlü (multi-cell) diyafram duvar sistemi seçilmiştir. Türkiye'de ilk kez uygulanan bu özel uygulamayı diğer diyafram duvar projelerinden ayıran en büyük özelliği panel dağılımının dairesel olması ve kemerlenme etkisi ile konsol olarak herhangi bir yatay eleman (ankraj ve/veya karşılıklı destek) olmadan yapılmasıdır.



Şekil 24. Güney Ankraj Bloğu Kazı Çukuru Görünüşü

Güney Ankraj Bloğu ve Güney Yan Ayak ağırlık tipi entegre yapı olarak tasarlandığı için kazının bir bütün olarak yapılması gerekmiştir. Bu yüzden iksa yapısının geometrisi yurtdışındaki benzerlerinden daha farklı olarak dikdörtgen iksa sistemi ile iki gözlü iksa sistemlerinin beraber çalışabileceği ve entegre yapının şekline uygun olarak plandaki görünüşü gitarı anımsatan özel bir şekilde tasarlanmıştır.

Gitar şeklindeki bu iksa tasarımına göre dikdörtgen ve dairesel bölgelere yatay yönde etki eden toprak ve su basıncı kuvvetleri reaksiyon bloklarına aktarılmakta ve sistem bir bütün olarak çalışmaktadır. Bu yüzden diyafram duvar panel imalatlarındaki ufak bir imalat hatası dahi sistemin beraber çalışmasını sıkıntıya sokabilme riskini taşımaktadır. Bunun sonucu olarak dairesel bölgedeki panellerin kesme miktarları optimize edilmiş; reaksiyon bloklarındaki panellerin imalatı içinse projeye özel teçhizat ve imalat yöntemleri geliştirilerek kullanılmıştır.



Şekil 25. Güney Ankraj Bloğu Genel Yerleşim Planı ve C-C Kesiti

Güney ankraj bloğu geoteknik ve statik tasarımı COWI tarafından yapılmıştır. Diyafram duvar alt kotu kil tabakasına en az 4 m soketlenecek şekilde boyutlandırılmış, kazı tabanında ayrıca bir zemin iyileştirmesine gerek kalmadan su geçirmezliği sağlanmıştır. Panel birleşim yerlerinden su sızmasını en aza indirebilmek amacı ile hidro-freze makinesi kullanılarak birleşim noktalarında 15 cm ila 30 cm arasında değişen kesme (over-cutting) yapılmıştır. Tasarımda diyafram duvara gelen zemin itkileri değişik programlar ve el hesapları ile belirlenerek 3 boyutlu Autodesk Robot Structural Analysis Professional programı ile diyafram duvarda oluşan kesit tesirleri hesaplanmıştır. Hesaplarda kullanılan zemin itkileri Şekil 26'da gösterilmiştir.



Şekil 26. Diyafram Duvara Etkiyen Yanal İtkiler

Hesaplanan zemin itkileri kullanılarak değişik yük kombinasyonları için diyafram duvarda oluşan kesit tesirleri hesaplanmıştır. Hesapta kullanılan model ve tüm yük kombinasyonlarını içeren radyal zarf moment diyagramı Şekil 27'de, çevresel kuvvetler (Hoop Forces) ise Şekil 28'de verilmiştir.



Şekil 27. Hesap Modeli ve Radyal Moment Dağılımı



Şekil 28. Çevresel Kuvvetler (Hoop Forces)

Diyafram duvar imalatlarında 100 yıllık servis ömrü ile tasarlanan 40/50 (EN 206) özel beton ve Grade B500 B (TS 708:2016) donatı çeliği kullanılmıştır. Diyafram duvar panel kazı genişlikleri 2.80 m ile 6.6 m arasında değişmekte ve imalatlar Tablo 5'te belirtilen imalat toleranslarına uygun olarak gerçekleştirilmiştir.

Doğrultu Yönü	Sapma Toleransı
Radyal Doğrultu	<1:200
Teğet Doğrultu	<1:400

Tablo 5. Diyafram Duvar İmalat Toleransları

4.3.4. İksa Sisteminin Performansı ve Uygulanan Kalite Kontrol Programı

Proje kapsamındaki imalatlar, son derece kapsamlı bir kalite kontrol ve iş sağlığı ve güvenliği denetimi programları çerçevesinde başarı ile uygulanmıştır. Diyafram duvar imalatlarının tamamlanmasından sonra iksa sisteminin performansının takip edilebilmesi için inklinometre ve gerinim ölçerler (strain gauge) iksa sistemine yerleştirilerek haftalık aletsel ölçümler yapılmıştır. (Şekil 29)



Şekil 29. İnklinometre ve Gerinim Ölçer Yerleşim Planı

İmalatların tamamlanmasını takiben kazı işleri aşamalı olarak yapılmıştır. Panellerin deformasyon sınır değerleri her bir bölge ve kazı aşaması için ayrı ayrı verilmiştir. Bu sınır değerler ile birlikte her destek seviyesindeki kazı kotuna karşılık gelen deformasyonlar Tablo 6'da özetlenmiştir. 2. Destek seviyesi dikdörtgen bölge için -4.60 m, dairesel bölge için -3.30 m olarak belirlenirken; 3. Destek seviyesi dikdörtgen bölge için -10.50 m ve dairesel bölge için -9.70 m'dir.

Konum	Panel	2. Destek Seviyesi Dikdörtgen :-4.60 m Dairesel : -3.30 m		3. Destek Dikdörtger Dairesel	x Seviyesi n :-10.50 m : -9.70 m	Nihai Kazı Seviyesi Dikdörtgen :-15.00 m Dairesel : -15.00 m	
	No	Maks. Def. (mm)	Sınır Def. (mm)	Maks. Def. (mm)	Sınır Def. (mm)	Maks. Def. (mm)	Sınır Def. (mm)
Dikdörtgen Bölge	09-P2	4.29	< 5 0 mm	13.77	~75 mm	21.10	<88 mm
	29-P2	9.98	<30 mm	22.87	5 11111</td <td>31.95</td>	31.95	
Dairesel Bölge	33-P7	-1.28	<6 mm	-5.89		-9.29	<12 mm
	85-P7	-0.62		-4.34		-9.08	
	39-P8	1.91		1.46		4.81	
	79-P8	0.55		3.44	<9 mm	1.59	
	100- S6	1.99		-2.18		-3.38	
	53-P9	0.95		-3.87		-8.85	
	65-P9	0.70	1	-5.01	1	-8.69	

Tablo 6. İnklinometre'den elde edilen maksimum deformasyonlar ve sınır değerler

Kazının başlaması ile birlikte ölçümler haftada bir alınırken nihai kazı kotuna yaklaşıldığı dönemde okuma sıklığı 2 günde bir olacak şekilde arttırılmıştır. Nihai kazı kotuna ulaşıldıktan sonra alınan okumalarda deformasyon artışı olmadığının gözlenmesi sonucunda okuma sıklığı tekrar haftada bire indirilmiştir. Ölçümlerin alınmasına Güney Ankraj Bloğu inşaat işleri zemin seviyesine ulaşıncaya kadar devam edilmiştir. (Şekil 30)



İnklinometre ölçümlerine ilave olarak; kazı sırasında stireldi (real time) okuma alabilen ve yatay düzlemde panellerde oluşan birim deformasyonların ve buna bağlı olarak oluşan gerilmelerin incelenmesi için bir oleuniy sistemi kurulmuştur. Gerinim ölçerler (Vibrating Wire Arc Weldable Strain Gauge) dairese boğede yer alan 4 adet ayrı panelin (Şektir 299) donatı kafeslerim kazı derinliği boyunci aşışı beriyete eviyede monte edilmiş ve bilgi toplatik duri terini dagine bu bilgilerim aktarılması sağlanmıştir sonucunda elde edileri sorraşı işleri süresince devamlı olarak alabilen ve değerlerinin altında kaldığı görülmete (Sekil 31)



Şekil 31. Gerinim Ölçer Okumalarından Elde Edilen Gerilme Grafikleri

5. SONUÇ

• Bu bildiride, son yıllarda Türkiye'de tamamlanan ve farklı destek sistemlerine sahip üç özel diyafram duvar iksa uygulamasının tasarımları, yapım aşamaları ve imalatlar

sırasında uygulanan sıkı kalite kontrol ve iş sağlığı ve güvenliği programları özetlenmiştir.

- Üç projede de oldukça zor ve iddialı diyafram duvar imalatları hidro-freze tekniği ile yapılmıştır. Ardaşık olarak imal edilen diyafram duvar panellerinin birleşim (derz) bölgelerindeki geçirimsizlik, beton kesme (concrete overcutting) yöntemi ile ilave bir önlem alınmasına gerek kalmadan başarı ile sağlanmıştır.
- Diyafram duvar imalatları hidro-freze makinesine takılı inklinometre ve gyroscope sistemleri yardımı ile kazı derinliği boyunca freze'nin x-y ekseninden kaçması ve açısal dönmesi kazı süresince eş zamanlı olarak kontrol edilmiş ve tasarımcı'nın belirlediği yüksek imalat toleranslarına (1/200-1/400) uygun olarak gerçekleştirilmiştir.
- Üç projenin her kazı aşamasında periyodik olarak deformasyonlar, ankraj yükleri ve radyal gerilmeler ölçülerek tasarım aşamasında hedeflenen ve hesaplanan deformasyon ve deplasman kriterlerinin sağlanıp sağlanmadığı yakından takip edilmiştir.
- Nihai kazı kotuna inildiğinde aletsel gözlemlerle ölçülen maksimum deformasyonların, farklı destek sistemleri kullanılan diyafram duvarlı iksa yapılarında %0.04H ile %0.35H arasında değiştiği belirlenmiştir. Bu değerlerin gerek tasarım aşamasında hesaplanan deformasyonlarla gerekse ulusal ve uluslararası (ERSS-Earth Retaining Structural Systems) literatürde benzer uygulamalar için verilen deformasyonlar ile oldukça uyumlu olduğu gözlenmiştir.

Destek Tipi	Kazı Derinliği (H)	Maksimum Deformasyon	Proje / Bölge
Betonarme Destek	31.00 m	%0.04H	Avrasya Tüneli -TBM Çıkış
Çelik Destek	25.40 m	%0.10H	Avrasya Tüneli – Aç Kapa
4 sıra SBMA	15.30 m	%0.26H	Mahall - A Blok (Podyum)
5 sıra SBMA	17.80 m	%0.21H	Mahall - A Blok (Kule)
3 sıra SBMA	13.80 m	%0.35H	Mahall - B Blok
5 sıra SBMA	18.50 m	%0.27H	Mahall - C Blok
Çelik Destek	16.50 m	%0.20H	Osmangazi Köprüsü – Güney Yan Ayak (Dikdörtgen Bölge)
Desteksiz (Çok Gözlü)	16.50 m	%0.06H	Osmangazi Köprüsü – Güney Ankraj Bloğu (Dairesel Bölge)

Tablo 7. Kazı derinliğine göre maksimum deformasyonlar

- Tablo 7'de görülebileceği üzere üç proje arasında denizden kazanılmış bir dolgu içerinde olmasına rağmen en iyi performansı Osman Gazi Köprüsü'nün Güney Ankraj Bloğunda uygulanan çok-gözlü iksa sistemi göstermiştir.
- Üç projede de zor ve değişken zemin koşullarında karşılaşılan güçlükler, ileri mühendislik çözümleriyle aşılarak, deniz kenarında ve sualtında 31 m'ye varan derin kazılar çevre yol, altyapı ve tarihi yapılara zarar vermeden başarıyla tamamlanmıştır.

KAYNAKLAR

- Adatepe Ş., Gökalp A., Düzceer R. (2012) "İstanbul Grovaklarında Yapılan Bir Derin Kazı Uygulamasında Değişik İksa Sistemlerinin Performansı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Ondördüncü Ulusal Kongresi.4-5 Ekim 2012, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta.
- Barley A.D. (1995) Theory and Practice of the Single Bore Multiple Anchor System. International Symposium on Anchors in Theory and Practice, Saltzburg, Austria, 9-10 October.
- BS 8081:2015 British Standard Code of Practice for Ground Anchorages.
- Cowi, "Izmit Bay Bridge Detailed Design of Circular Shaft at South Anchor Block Design Calculations", 2013.
- D. Twine., H. Roscoe. "C517: Temporary propping of deep excavations," CIRIA, London, 1999.
- Düzceer R. (2015) "Zayıf Zemin ve Kayaçlarda SBMA Tipi Ankrajların Tasarımı ve Performansı", 6. Geoteknik Sempozyumu, 26-27 Kasım, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- Düzceer R., Gökalp A., Adatepe Ş. (2014) "Tekli Delgi Çoklu Ankraj İle Desteklenen Diyafram Duvarın Tasarım, Uygulama ve Performansı", Teori ve Uygulamada Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu", 24-25 Nisan, Akdeniz Üniversitesi, Antalya.
- Düzceer R., Gökalp A., Adatepe Ş. (2015) "Avrasya Tüneli TBM Giriş Ve Çıkış Yapıları Kazı Destek Sistemi Uygulamaları", 6. Geoteknik Sempozyum 26-27 Kasım 2015, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- Düzceer R., Gökalp A., Adatepe Ş. (2017). "Mahall Bomonti İzmir Projesi Derin Kazı İksa Sistemi Uygulamaları", Teori ve Uygulamada Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu" 9 Eylül Üniversitesi. 18-19 Ekim 2017, İzmir.
- Ergun U. (2014), "Derin Kazı Projelerinin İlkeleri : Bir Özet", ODTÜ, Ankara.
- Fugro, Nearshore Site Investigation Factual Data Report Engineering Studies, 2011.
- Fugro, Onshore Geotechnical Site Investigation Factual Data Report, 2001.
- Gökalp A., Düzceer R., Adatepe Ş. (2014). "Dairesel Çok Gözlü Konsol Diyafram Duvar Uygulaması", Teori ve Uygulamada Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu" Akdeniz Üniversitesi. 24-25 Nisan 2014. Antalya.
- Gökalp A., Büyüklü M., Helvacıoğlu A. (2013) "A New Method in Cantilever Diaphragm Wall Applications : Multi-Cell Diaphragm Wall" 7th METU Geotechnical Engineering Symposium and Prof. Ismet Ordemir Memorial Meeting, METU, 22 November 2013, Ankara, Turkey.
- Mothersille D., Düzceer R., Gökalp A. (2015) "Design, Construction and Performance of Single Bore Multiple Anchored Diaphragm Wall", XVI th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 13-17 Eylül, Scotland, UK.
- Mothersille D., Düzceer R., Gökalp A. (2015) Okumuşoğlu B., "Support of 25 m deep excavation using ground anchors in Russia", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, Vol. 168, pp 281-295.
- Ostermayer H., Barley A.D. (2003). Fixed anchor design guidelines, Geotechnical Engineering Handbook, Vol. 2, Pub Ernst and Sohn, 2003.
- Yamasaki Y., Kanekura T., Ikoma N., Sasaki T., Kudo M., Çetinkaya O.T. (2013) "Construction Method of Izmit Bay Suspension Bridge", The 3rd Joint Symposium: Lessons Learned from Recent Earthquakes and Strategies for Disaster Reduction, pages 42-52, 17 May 2013, Istanbul, Turkey, 53-61.

ENERJİ GEOTEKNİĞİ

SERVICEABILITY ASSESSMENT OF ENERGY PILE GROUPS THROUGH DESIGN CHARTS

Alessandro F. ROTTA LORIA^{*1} Lyesse LALOUI^{*2}

ABSTRACT

The estimation of the vertical displacement of energy pile groups subjected to thermal (and mechanical) loads is needed for a complete geotechnical and structural design of the piles in situations where these foundations may be located sufficiently close to each other. In such situations, interaction and group effects arise among the piles as a consequence of the applied thermal loads, and involve (likewise mechanical loads do) a different behaviour of the piles compared to situations in which they may be located sufficiently far from each other and considered to be single isolated foundations. This paper presents a method that can be used to estimate the thermally induced vertical displacement of any configuration and number of energy piles and to assess the serviceability mechanical performance of such foundations. The method is based on design charts and analytical calculations, and extends to energy piles subjected to thermal (and mechanical) loads the interaction factor method originally proposed for conventional piles subjected to (only) mechanical loads. The objective of this study is to allow the analysis and design of energy pile groups subjected to thermal and mechanical loads to be exhaustively performed.

Energy pile groups; group effects; interactions; thermo-mechanical behaviour; analysis; design.

1. INTRODUCTION

When pile foundations are located sufficiently close to each other, their individual responses differ from that of an isolated pile because of the so-called "group effects" (i.e., closely spaced pile groups). In the analysis and design of closely spaced pile groups, two main aspects need to be considered (with reference to, e.g., the serviceability performance): (i) the vertical displacement – differential and average – of the piles in the group and (ii) the load redistribution among the piles in the group. The former aspect represents the subject matter of this paper.

To address the vertical displacement estimation of conventional pile groups subjected to mechanical loads, various methods have been proposed over the last fifty years. Among these methods, the interaction factor method has been proven to be a versatile and effective means for capturing both the differential and average vertical displacement caused by mechanical loads [1, 2].

To address the vertical displacement estimation of energy pile groups subjected to thermal loads, in addition to those conventionally caused by mechanical loads, a number of similar methods to those for conventional piles have been proposed and applied in recent years.

^{*1} Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, EPFL, Laboratory of Soil Mechanics, LMS, Station 18, CH 1015 Lausanne, Switzerland

^{*&}lt;sup>2</sup> Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, EPFL, Laboratory of Soil Mechanics, LMS, Station 18, CH 1015 Lausanne, Switzerland

Among these methods, the interaction factor method has been proven to be a powerful tool for capturing both the differential and average vertical displacement caused by thermal loads [3, 4].

This paper proposes a summary of the features of the recently extended interaction factor method for energy pile groups subjected to thermal loads. The analysis procedure constituting the interaction factor approach is first introduced. Next, the vertical displacement caused by thermal loads of predominantly floating and end-bearing energy piles is summarised in a broad range of design conditions through charts. Afterwards, the displacement interaction among energy piles in the same design conditions previously considered is summarised through further charts. Finally, concluding remarks are outlined.

2. THE INTERACTION FACTOR METHOD FOR ENERGY PILES

2.1. Interaction factor analysis procedure

According to the interaction factor method analysis procedure, supposing that the elastic principle of superposition of effects holds for the analysis of a general group of total number of piles n_{EP} , the vertical head displacement of any pile k in the group subjected to a uniform temperature change with depth can be estimated as

$$w_k = w_1 \sum_{i=1}^{i=n_{EP}} \Delta T_i \,\Omega_{ik} \tag{1}$$

where w_1 is the vertical head displacement of a single isolated pile per unit temperature change, ΔT_i is the applied temperature change to pile *i*, and Ω_{ik} is the interaction factor for two piles corresponding to the centre-to-centre distance between pile *i* and pile *k*.

The displacement analysis of any general pile group in which some or all piles are subjected to a temperature change may therefore be performed based on the knowledge of the unitary head displacement of a single isolated pile w_1 and on the relationship between the interaction factor Ω and the centre-to-centre distance between the piles s/D for a group of two piles. This represents the essence of the interaction factor method for energy piles subjected to thermal loads [3, 4]. Comprehensive details about the assumptions of the considered method are given by Rotta Loria and Laloui [3, 4].

The procedure used to apply the interaction factor method for the displacement analysis of general energy pile groups consists of three key steps (cf., Figure 1):

- 1. The analysis of a single isolated pile subjected to a temperature change to define w_1 . This analysis can be carried out with the design charts proposed in the following.
- 2. The definition of Ω for a pair of two piles at any given centre-to-centre distance. This step can be accomplished by referring to the design charts proposed in the following.
- 3. The analytical analysis of the displacement behaviour of the pile group. This analysis can be developed by applying equation (1).

The proposed approach for the displacement analysis of energy pile groups, as well as all present approaches based on the interaction factor concept for the estimation of the displacements of conventional pile groups subjected to mechanical loads, is indeed a simplified method because it involves approximations to obtain an answer even for the

idealised situation. Because it is based on the analysis of the displacement interaction between two piles in a pair, in considering general pile groups, the method suffers from the drawbacks of not accounting for the following: (i) the redistribution of forces among the piles, which involves a variation in the displacement field compared to that characterising a group of two piles; (ii) the presence of piles between the pile at which the displacement is calculated and the pile whose influence is considered, which involves a reinforcing effect of the soil that tends to vary the influence of a pile on another pile compared to that characterising a group of two piles [1]; and (iii) the effect of the stiffness of the receiver piles on the deformation of the source pile/s in the group, which involves an approximation of the unitary displacement of these elements, especially for greater numbers of piles and shorter centre-to-centre distances between the piles.

Some inaccuracy may result from the approximations made in the formulation of the proposed method. According to Poulos [1], these approximations appear however to be justified because their consideration would result in an increase in complexity of the solution not commensurate with any increase in accuracy that might be obtained. The proposed approach thus represents a simplified yet rational method for the displacement analysis of energy pile groups.

The design charts that can be used to address points 1 and 2 of the interaction factor analysis procedure and are presented in the following have been determined through stationary and time dependent thermo-mechanical finite element analyses detailed by Rotta Loria and Laloui [3, 4]. They address the response of such foundations to thermal loads in many of the practical design situations that may be encountered in practice.



Figure 1. Analysis procedure characterising the interaction factor method

3. VERTICAL DISPLACEMENT OF ISOLATED ENERGY PILES

3.1. Vertical displacement of predominantly floating energy piles

The unitary vertical head displacement of predominantly floating energy piles of varying slenderness ratios, L/D (where L is the pile length and D is the pile diameter), is presented in Figure 2 for varying pile-soil stiffness ratios, $\Lambda = E_{EP}/G_{soil}$ (where E_{EP} is the pile Young's modulus and G_{soil} is the soil shear modulus) and a soil Poisson's ratio of $v_{soil} = 0.3$.



Figure 2. Vertical head displacement per unit temperature change of predominantly floating, isolated energy piles

3.2. Vertical displacement of predominantly end-bearing energy piles

The unitary vertical head displacement of predominantly end-bearing energy piles of varying slenderness ratios, L/D, is presented for varying pile-soil stiffness ratios, $\Lambda = E_{EP}/G_{soil,s}$ (where $G_{soil,s}$ is the soil shear modulus around the pile shaft), in Figures 3 and 4. The vertical displacement propose in Figure 3 refers predominantly end-bearing energy piles resting on an infinitely rigid base, while that shown in Figure 4 for energy piles resting on a finitely rigid base. In the charts, the term $G_{soil,b}$ represents the soil shear modulus below the base of the pile.



Figure 3. Vertical head displacement per unit temperature change of predominantly endbearing, isolated energy piles resting on an infinitely rigid base



Figure 4. Vertical head displacement per unit temperature change of predominantly endbearing, isolated energy piles resting on a finitely rigid base

4. DISPLACEMENT INTERACTION FACTOR CHARTS

4.1. Displacement interaction between predominantly floating energy piles

The evolution of the interaction factor for varying design features characterising a group of two energy piles, including the pile spacing, *s*, the pile slenderness ratio, L/D, the pile-soil stiffness ratio, Λ , the Poisson's ratio of the soil, v_{soil} , and the depth of a finite layer, *h*, is presented in the following.

Figure 5 presents the evolution of the interaction factor as a function of the normalised centreto-centre distance between the piles for various slenderness ratios L/D and pile-soil stiffness ratios $\Lambda = E_{EP}/G_{soil}$. The decreasing interaction with increasing centre-to-centre distance is shown according to the aforementioned comments. The interaction increases as L/D increases and Λ decreases, i.e., as the piles become slender or less stiff. The latter result indicates an opposite role of the stiffness compared to that found by Poulos [1] for conventional piles subjected to mechanical loads, i.e., increasing interaction as Λ increases and thus as the piles become stiffer.



Figure 5. Interaction factor between predominantly floating, isolated energy piles

Figure 6 presents the effect of the Poisson's ratio of the soil v_{soil} , where a correction factor N_v is plotted for L/D = 25 and $\Lambda = 1000$. The interaction factor for any value of v_{soil} is given by

$$\Omega = N_{\nu} \Omega_{\nu_{soil}=0.3} \tag{2}$$

where $\Omega_{v_{soil}=0.3}$ is the interaction factor for $v_{soil} = 0.3$. The interaction increases as the value of v_{soil} decreases. This effect becomes more notable as the centre-to-centre distance between the piles increases.

Figure 7 presents the effect of the finite layer depth h/L, where a correction factor N_h is plotted for L/D = 25 and $\Lambda = 1000$. The interaction factor for any value of h/L is given by

$$\Omega = N_h \Omega_{h/L \to \infty} \tag{3}$$

where $\Omega_{h/L\to\infty}$ is the interaction factor for the deep soil layer $(h/L\to\infty)$. The interaction increases as the value of h/L decreases. This effect becomes more notable as L/D increases

and Λ decreases. Although presented for specific values of L/D and Λ , the values of the factor N_h presented in Figure 7 can be approximately applied for other values of L/D and Λ . It is worth noting that, for h/L = 1 (e.g., end-bearing pile/s resting on a infinitely rigid stratum), the interaction factor is on average 43% higher than that characterising predominantly floating piles. The latter result demonstrates an opposite role of the depth of the soil layer compared to that found by Poulos [1] for conventional piles subjected to mechanical loads, i.e., decreasing interaction as h/L decreases.



Figure 6. Correction factor for effect of soil Poisson's ratio



Figure 7. Correction factor for effect of finite layer depth

4.2. Displacement interaction between predominantly end-bearing energy piles

The evolution of the interaction factor for varying design features characterising a group of two predominantly end-bearing energy piles, including the pile spacing, s, the pile slenderness ratio, L/D, and the pile-soil stiffness ratio, Λ , is presented in the following.

Figure 8 present the evolution of the interaction factor for a group of two energy piles resting on infinitely rigid soil strata as a function of the normalised centre-to-centre distance between the piles for various slenderness ratios L/D and pile-soil stiffness ratios $\Lambda = E_{EP}/G_{soil}$. The interaction decreases with increasing centre-to-centre distance. The interaction increases as L/D increases and Λ decreases, i.e., as the piles become slender or less stiff. The latter result indicates (i) the same role of the stiffness compared to that found for predominantly floating energy piles subjected to thermal loads; (ii) the same role of the stiffness compared to that found by Poulos and Mattes [2] for predominantly end-bearing conventional piles subjected to mechanical loads; and (iii) the opposite role of the stiffness compared to that found by Poulos [1] for predominantly floating conventional piles subjected to mechanical loads, i.e., increasing interaction as Λ increases and thus as the piles become stiffer.



Figure 8. Interaction factor between predominantly end-bearing, isolated energy piles

The interaction factor for energy piles resting on finitely rigid soil strata generally lies between the interaction factor for energy piles resting on infinitely rigid soil strata and the interaction factor for energy piles surrounded by deep uniform soil deposits. The corrected interaction factor for energy piles resting on finitely rigid soil strata may consequently be expressed as

$$\Omega(\text{corrected}) = \Omega(\text{floating}) + F_b(\Omega(\text{end-bearing}) - \Omega(\text{floating}))$$
(4)

where Ω (floating) is the interaction factor for predominantly floating energy piles, F_b is a correction factor indicating the effect of the bearing stratum and Ω (end-bearing) is the interaction factor for predominantly end-bearing energy piles resting on infinitely rigid soil strata.

The term F_b is a function of (i) the base-to-shaft soil Young's modulus ratio, $E_{soil,b}/E_{soil,s}$, (for which $E_{soil,b}$ is the Young's modulus of the soil stratum below the pile toe and $E_{soil,s}$ is the Young's modulus of the soil layer around the pile shaft), (ii) the pile slenderness ratio, L/D, (iii) the normalised pile spacing, s/D, and (iv) the ratio of base-to-shaft soil Poisson's ratio, $v_{soil,b}/v_{soil,s}$ (for which $v_{soil,b}$ is the Poisson's ratio of the soil stratum below the pile toe and $v_{soil,s}$ is the Poisson's ratio of the soil layer around the pile shaft). The characteristics governing the variation of F_b are aspects (i) and (ii). Aspect (iii) causes a notable variation of F_b for the impractical centre-to-centre distances between energy piles of approximately $s \leq 3D$, whereas a negligible variation of F_b for the most practical distances of s > 3D and certainly of $s \geq 5D$. Aspect (iv) has a negligible influence on the variation of F_b .

Based on the above, aspects (i) and (ii) are considered in the following analyses whereas aspect (iv) is neglected. Aspect (iii) is accounted for by referring to the commonly utilised centre-to-centre distance between energy piles of s = 5D.

The limiting values for F_b are $F_b = 0$ for predominantly floating piles socketed in a deep uniform soil deposit, i.e., $E_{soil,b}/E_{soil,s} = 1$, and $F_b = 1$ for predominantly end-bearing energy piles resting on an infinitely rigid soil stratum, i.e., $E_{soil,b}/E_{soil,s} = \infty$.

Figure 9 present the evolution of the correction factor for a group of two energy piles resting on finitely rigid soil strata as a function of the base-to-shaft soil Young's modulus ratio $E_{soil,b}/E_{soil,s}$ for various slenderness ratios L/D and pile-soil stiffness ratios $\Lambda = E_{EP}/G_{soil,s}$. The correction factor generally increases with increasing Λ and $E_{soil,b}/E_{soil,s}$. This result indicates the opposite role of Λ compared to that found by Poulos and Mattes [2] for predominantly end-bearing conventional piles subjected to mechanical loads, i.e., increasing F_b as Λ decreases and thus as the piles become less stiff. The smaller the value of L/D or the greater the value of Λ , the smaller the value of $E_{soil,b}/E_{soil,s}$ for which F_b tends to 1, i.e., the corrected interaction factor tends to the interaction factor for predominantly end-bearing energy piles resting on infinitely rigid soil strata. Although the values of F_b shown are exact only for a normalised pile spacing of s/D = 5, they apply to other centre-to-centre distances between the piles sufficiently accurately for practical purposes. Note that for values of $E_{soil,b}/E_{soil,s}$ greater than 1000 the value of F_b remains approximately unchanged, i.e., the effect of the rigidity of the bearing soil layer involves a pile response comparable to that for the case of an infinitely rigid base.



Figure 9. Correction factor to account for the effect of a finitely rigid bearing stratum

5. VERTICAL DISPLACEMENT OF ENERGY PILE GROUPS

5.1. Illustrative example

This section presents an introduction to the types of predictions possible through the application of the proposed interaction factor method.

The square group of four predominantly floating energy piles represented in Figure 10 characterised by a slenderness ratio L/D = 25, a pile-soil stiffness ratio of $\Lambda = E_{EP}/G_{soil} = 1000$, a linear thermal expansion coefficient of the pile $\alpha_{EP} = 1 \cdot 10^{-5}$ 1/°C, and a soil Poisson's ratio of $\nu_{soil} = 0.3$ is considered. The energy piles are all (i) subjected to the same temperature change of $\Delta T = 10$ °C, (ii) free of superstructure mechanical load and (iii) without any head restraint.

The objective of the analysis is to estimate the maximum average vertical head displacement of the group that may reasonably occur in a corresponding real case. While the analysis of this problem may be considered of limited practical importance because of the weak displacement interactions expected among the piles, its purpose is to highlight the features of the proposed method in an effective way. In the analytical estimation of the displacement, reference is made to an idealised group of energy piles surrounded by an elastic soil that behaves as an infinite heat reservoir at a fixed constant temperature. This situation has been proven to be similar to real situations where energy piles may be socketed in soil deposits characterised by a linear thermal expansion coefficient of $\alpha_{soil} \leq 1 \cdot 10^{-5} 1/^{\circ}$ C [3, 4].

Following the procedure described in this paper, the average displacement of the pile group can be determined as follows:

1. For the charts of predominantly floating, isolated energy piles subjected to the considered temperature change in an elastic soil the unitary head displacement of

 $w_1 = -0.122 \text{ mm/}^{\circ}\text{C}$

can be found. The above corresponds to a vertical head displacement of the energy pile of $w_i = -1.22$ mm.

2. The charts presented in this paper for the relevant design situation enable the definition of the interaction factors for the two characteristic centre-to-centre distances between the piles

$$\Omega_{s_1} = 0.063$$

 $\Omega_{s_2} = 0.045$

3. By applying the elastic principle of superposition of effects, the average vertical head displacement of the group is determined analytically as

$$w_{k} = w_{ave} = w_{1} \sum_{i=1}^{i=n_{EP}} \Delta T_{i} \,\Omega_{ik} = w_{i} + 2(w_{1} \,\Delta T \,\Omega_{s_{1}}) + w_{1} \,\Delta T \,\Omega_{s_{2}}$$

= -1.43 mm





Figure 10. Configuration of the practical example

4. CONCLUDING REMARKS

The approach presented in this paper describes the displacement behaviour of energy pile groups by (i) determining through dedicated charts the unitary vertical head displacement of a single energy pile per unit temperature change applied to the pile, (ii) establishing through additional charts the so-called displacement interaction factor between two piles in a pair and (iii) superimposing by hand calculation or through the use of simple computer codes the individual effects of inter-actions of adjacent piles to estimate the vertical displacement of any pile in the group. The procedure presented in this paper has been shown elsewhere to be expedient and provides results that are sufficiently accurate for practical purposes. The approach presented in this work may be used at both preliminary and successive stages of the analysis and design of energy pile groups to assess the serviceability performance of such foundations subjected to thermal loads, together with more conventional methods that are already available to tackle the effects of mechanical loads on such foundations.

ACKNOWLEDGEMENTS

The financial supports from the Swiss National Science Foundation N. 160117 (Division I-III), and the COST Action TU1405 are much acknowledged.

REFERENCES

[1] Poulos HG. Analysis of the settlement of pile groups. Géotechnique. 1968;18(4):449-71.

[2] Poulos HG, Mattes NS. Settlement of pile groups bearing on stiffer strata. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1974;100(GT2):185-90.

[3] Rotta Loria AF, Laloui L. The interaction factor method for energy pile groups. Computers and Geotechnics. 2016;80:121-37.

[4] Rotta Loria AF, Laloui L. Displacement interaction among energy piles bearing on stiff soil strata. Computers and Geotechnics. 2017;90:144-54.

ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE ZEMİN DAVRANIŞI

YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL NUMUNELERİ ÜZERİNDE TEKRARLI DİREKT KESME DENEYİ İLE REZİDÜEL KAYMA DAYANIMI İNCELEMESİ

AN INVESTIGATION FOR THE RESIDUAL STRENGTH OF HIGH PLASTIC CLAY SPECIMENS USING MULTI-REVERSAL DIRECT SHEAR TESTS

Ebru AKIŞ *1

Ahmad MEKAEL²

Mustafa Tolga YILMAZ³

ABSTRACT

Landslides are among the frequent natural disasters in Turkey. In order to prepare landslide remediation projects, active landslide mechanisms should be accurately modeled. The uncertainty regarding the residual shear strength on failure plane is a significant issue for a reliable model. The effect of shear rate on the tests for residual shear strength is known to be significant. The test duration can considerably long for particular soil types. Multireversal direct shear tests have been frequently used in the determination of residual strength parameters in engineering applications since the testing aparatus is widely available. In this study, the preliminary results of a set of multi-reversal direct shear tests, which were performed to decrease duration necessary for reliable determination of residual strength parameters, are investigated. Within this scope, the reconstituted clay samples taken from a landslide area in Sinop were used.

In this research, two sets of experiments were performed at essentially different shear rates. Therefore, the effect of shear rate on the residual shear strength of specimens has been examined. Accordingly, it has been shown that the measured residual strength of high plastic clay samples is dependent on the shearing rate and the shear strength increases with increasing speed. It has been observed that the residual internal friction angle can be determined within an error of approximately 2.5° by limiting shearing rate to 0.0007mm/min samples. In the evaluation of test results, the cohesion value is supposed to be zero (c= 0) when the residual shear resistance is mobilized and the residual internal friction angle is determined between 9.9° and 15.0° . These values were compared with the ones obtained from empirical relationships proposed in the literature and the back analysis of the landslide, and the differences in the figures were evaluated considering the differences in the experimental conditions.

Keywords: Landslide, residual shear strength, multi-reversal direct shear test.

ÖZET

Türkiye'de heyelanlar doğal afetler içinde sık karşılaşılan olaylar içinde yer almaktadır. Heyelan çözüm projelerinin oluşturulabilmesi için aktif heyelanın mekanizmasının gerçekçi olarak modellenmesi gerekir. Kayma düzlemindeki rezidüel kayma dayanımına

^{*&}lt;sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Atılım Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, ebru.akis@atilim.edu.tr

² İnşaat Yüksek Mühendisi, Atılım Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, ahmadelmabrouk@gmail.com

³ Doç. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Mühendislik Bilimleri Bölümü, Ankara, mtyilmaz@metu.edu.tr

ilişkin belirsizlik, güvenilir bir model oluşturmak için çözülmesi gereken önemli bir konudur. Rezidüel kayma dayanımının belirlenmesi için gerçekleştirilen deneylerde kesme hızının sonuçlara önemli seviyede tesir ettiği bilinmektedir. Zemin cinsine bağlı olarak deney süresi uzun zaman alabilmektedir. Tekrarlı direkt kesme deneyleri, deney cihazının yaygın olması sebebiyle mühendislik uygulamalarında rezidüel kayma dayanımının belirlenmesi için sıklıkla kullanılan bir yöntemdir. Bu çalışmada tekrarlı direkt kesme deneyleriyle daha kısa sürede ve güvenilir şekilde rezidüel kayma dayanımı elde etmek için gerçekleştirilen ön deneylerin sonuçları değerlendirilmektedir. Bu kapsamda, Sinop'daki bir heyelan sahasından alınan örselenmiş kil numuneleri laboratuvarda hazırlanarak deneylerde kullanılmıştır.

Bu araştırmada esas olarak farklı kesme hızlarında iki set deney gerçekleştirilmiştir. Böylece, testlerde özellikle kesme hızının rezidüel kayma dayanımına etkisi incelenmiştir. Bu doğrultuda, yüksek plastisiteli numunelerde ölçülen rezidüel dayanımın kesme hızına bağlı olduğu ve artan hız ile dayanımın arttığı gösterilmiştir. Sinop numunelerinde bu hızın 0.0007 mm/dk seviyesi ile sınırlandırılması ile rezidüel kayma direnci açısı yaklaşık olarak 2.5° hata içerisinde tesbit edilebildiği gözlemlenmiştir. Deney sonuçları değerlendirilirken, rezidüel kayma direncine ulaşıldığında kohezyon değerinin sıfır (*c*=0) olduğu kabulü dikkate alınmış ve bu doğrultuda rezidüel kayma direnci açısı 9.9° ile 15.0° değerleri arasında olduğu hesaplanmıştır. Bu değerler literatürde önerilen ampirik ilişkiler ve heyelanın geri analizleri ile elde edilen rezidüel kayma direnci açısı değerleri karşılaştırılmış, rakamlardaki farklılıklar deney koşullarındaki farklılıklar göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, rezidüel kayma dayanımı, tekrarlı direkt kesme deneyi.

1. GİRİŞ

Şev stabilite problemlerinin modellenmesinde kullanılan parametreler şevde daha önce bir kayma olması veya olmaması durumlarına göre farklılık göstermektedir. Skempton [1] daha önce kayan şevlerin önlem projeleri için yapılacak olan analizlerde rezidüel kayma dayanımı parametrelerinin kullanılması gerektiğini belirtmiştir. Bu nedenle, heyelan sahalarının ıslahı projelerinin hazırlanabilmesi için kayma sonrası rezidüel kayma parametrelerinin tayini büyük önem taşımaktadır. Rezidüel kayma dayanımı parametreleri arazide veyn deneyi ile, laboratuvarda tekrarlı direkt kesme ve halka kesme deneyleri ile ya da literatürde önerilen amprik yaklaşımlar ile tayin edilebilmektedir. Halka kesme deneyinde, halka şeklindeki numunenin düşeyde ortasından geçen bir düzlem üzerinde sürekli olarak açısal yerdeğiştirme ile kesilmesi nedeniyle rezidüel kayma dayanımı güvenilir olarak belirlenebilmektedir [2,3]. Direkt kesme kutusu deneyinde ise rezidüel dayanım, tekrarlı kesme ile tayin edilebilmektedir. Ancak bu deneyde yüksek kesme deplasmanlarına ulaşabilmek için, her kesme aşamasından sonra kesme yönü geri çevrilerek başlangıç pozisyonuna gelinmesi, boşluk suyu basınçlarını sönümlenmesi için beklenmesi gerekmektedir. Bu sebeple direk kesme kutusu deneyi daha uzun deney süresi talep etmektedir. Bu sınırlamalara rağmen, tekrarlı direkt kesme deneyi deney cihazının kullanım kolaylığı ve yaygın olması nedeniyle rezidüel kayma dayanımın belirlenmesinde sıkça kullanılmaktadır. Ülkemizde yapılan çalışmalarda halka kesme deneyi ve tekrarlı direkt kesme denevleri kullanılarak rezidüel kavma davanımı incelenmistir. Hatipoğlu [3], Yılmaz [4], İyisan vd [5] halka kesme ve tekrarlı kesme deneyleri; Koltuk [6], Ataç [7] halka kesme deneyleri; Ürkmez [8], İyisan vd [9], Bayın [10] tekrarlı direkt kesme deneyleri sonucunda rezidüel kayma dayanımı açısı ile endeks özellikleri arasında korelasyonlar önermiştir. Söz konusu çalışmalarda tekrarlı kesme kutusu deneyinden elde edilen rezidüel kayma direnci açılarının halka kesme kutusu ile tayin edilen değerlerden yüksek olduğu; ancak halka kesme ve tekrarlı direkt kesme deneylerinden elde edilen rezidüel kayma direnci açısı değerleri arasındaki farkın artan kil yüzdesi ve plastisite indisi ile azalmakta olduğu belirtilmiştir [3,6]. Bu çalışmada tekrarlı direkt kesme deneyleri, rezidüel parametrelerin belirlenmesinde kullanılmaktadır. Ancak, zemin özelliklerine bağlı olarak deneyle ilgili standartlarda sınırlandırılan ve davranış üzerinde belirgin etkisi bulunan kesme hızı, zemin cinsine bağlı olarak çok düşük olabilmektedir. Düşük hızın getirdiği kesme süresinin uzunluğunun yanısıra rezidüel davranışa ulaşmak için birçok kere kesme tekrarı yapılması toplam deney süresini çok uzatmakta ve deneysel yaklaşımın pratik uygulamalarda kullanılmasını zorlaştırmaktadır.

Ülkemizde heyelanlar sıklıkla karşılaşılan olaylar olup doğal afetlerin %45'ini oluşturmaktadır [11]. Özellikle yerleşim alanlarını ve ulaşım hatlarını tehdit eden aktif heyelanlar için çözüm önerilerinin hızlı bir şekilde geliştirilmesi gerekmektedir. Güvenilir ve ekonomik çözümler için ise heyelan mekanizması ile kayma düzlemini içeren jeolojik malzemelerin rezidüel kayma dayanımı parametrelerinin gerçekçi şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Ancak, gerçekçi rezidüel kayma parametrelerinin belirlenebilmesi için tekrarlı direkt kesme deneyleri yapılmak istendiğinde, deneyin gerek hızı gerekse tekrar gerekliliği projelendirme sürecini istenmeyen bir şekile uzatabilmektedir. Pratik uygulamalarda, rezidüel parametrelerin geri analiz ve literatürde verilen bağıntıların kullanılması ile tahmini sıklıkla tercih edilen yaklaşımdır. Geri analiz yapılırken şev ile kayma dairesinin geometrilerine ve varsa yeraltı su durumunun tanımlanmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Ancak, hareket anındaki yeraltı suyu durumunun tahmini önemli belirsizlik içermektedir. Bu belirsizliğin heyelan mekanizması modeli ve rezidüel kayma dayanımı parametrelerinin tahmini üzerindeki etkisi oldukça belirgin olabilmektedir. Literatürde verilen ampirik iliskilerde rezidüel kayma dayanımı parametreleri öngörülürken zeminin plastisite indisi, likit limiti, kil oranı gibi özellikleri kullanılmaktadır [3-10,12-17]. Önemli değişkenlik de gösteren bu ilişkiler deneysel verilere dayanmakta olup, Türkiye için yeni bir veritabanı kurulana kadar, heyelan problemlerinde deneysel verilerin de sağlanabilmesi için deney süreçleri pratikleştirilmelidir.

Bu amaçla, Sinop'taki bir heyelan sahasından alınan örselenmiş kil numuneleri laboratuvarda hazırlanmıştır. Hazırlanmış numuneler üzerinde gerçekleştirilen tekrarlı direkt kesme deneyleri ile kesme tekrar sayısının ve kesme hızının rezidüel parametrelere ulaşma üzerindeki etkisi bir ön çalışma olarak incelenmiştir.

2. NUMUNE HAZIRLAMA

Heyelanların çözümünde kullanılacak olan rezidüel parametreler kayma düzleminden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak tayin edilebilir [13]. Fakat, kayma yüzeyinden örselenmemiş numune almak zordur. Laboratuvarlarda hazırlanmış numuneler rezidüel dayanım parametrelerinin tayini için kullanılabilmektedir. [18,19]. Bu çalışma kapsamında, Sinop'daki bir heyelan sahasında kayma düzlemininin içinde yer aldığı kil zeminden alınmış örselenmiş numuneler kullanılmış olup, numunelerin kil yüzdesi %60, likit limiti LL=%64, plastik indisi PI=%43 olarak tespit edilmiştir. Numuneler birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre yüksek plastisiteli kil (CH) olarak sınıflandırılmıştır.

40 nolu elekten geçen kuru daneler, su eklenerek ve mikser yardımı ile likit limit değerinde hazırlanmış ve ASTM3080'de belirtildiği gibi deney öcesi 36 saat bekletilmiştir. Birinci deney serisinde hazırlanmış numuneler sadece kesme kutusu içinde konsolide edilmiştir. Ancak bu prosedürde iki önemli problemle karşılaşılmıştır. Birincisi çok yumuşak

numunenin düşük konsolidasyon basınçları altında dahi deney kutusundaki ince aralıklardan kaçması; ikinci problem ise, her basınç seviyesi için öngörülen 24 saat konsolidasyon süresinin oldukça aşılmasıdır. Bu sorunların çözülmesi ve konsolidasyonda kaybedilen toplam sürenin azaltılması için bir büyük konsolidasyon kutusu imal edilmiştir. Büyük konsolidasyon kutusunun boyutları 25cm (en) x 35cm (boy) x 20cm (yükseklik) olup çelik kutu su haznesinin içine yerleştirilmiştir. Yük kademelerinin uygulanması, ödometre deneyindeki gibi kaldıraç yardımıyla sağlanmıştır. Numune likit limitte hazırlandıktan sonra kutunun içine yerleştirilmiş ve sırasıyla 10, 15, 20, 25 kPa basınç altında konsolide edilmiştir. İkinci deney serisinde büyük konsolidasyon kutusundan elde edilen numuneler kullanılmıştır.

3.TEKRARLI DİREKT KESME DENEYLERİ

Direkt kesme deneylerinde kesme hızının rezidüel parametrelere etkisi araştırma konusu olmuştur. Tika vd. [20,21] tarafından sunulan çalışmalar kesme hızı yüksek olursa, bunun deneyde gözlemlenen rezidüel kayma dayanımını arttırabileceği, azaltabileceği veya belirgin şekilde etkilemeyebileceğini göstermektedir. Bu sebeple, öncelikle yeterli deney hızına karar verebilmek için düşük kesme hızları kullanılarak ön deneyler yapılmış ve venilme anındaki deplasman değerleri bulunmuştur. Kesme hızı belirlenirken ASTM D3080'de belirtilen prosedür izlenmis ve t_{90} değerlerinden t_f (venilme anına kadar geçen süre) değerlerine geçilmek suretiyle kesme hızları hesaplanmıştır. Yapılan değerlendirme sonucunda, en düşük normal gerilme (50 kPa) altında hesaplanan hızların ortalaması göz önüne alınarak kesme hızı 0.0007 mm/dk olarak belirlenmiştir. Bu kesme hızı literatürde yapılan çalışmalar ile uyumludur [17,22-24]. Tekrarlı direkt kesme deneylerinde kesme deneyi öncesi süreçler ASTM D3080 standartı ve kesme tekrarları BS 1377 (Kısım 7) standartlarına göre yapılmış olup, deney setleri 51.1, 102.2, ve 204.4 kPa normal gerilme (σ_n) altında 60 mm x 60 mm kesme kutusu içinde gerçekleştirilmiştir. Deneyler tam otomatik servo kotrollü UTESTTM direkt kesme cihazı ile gerçekleştirilmiştir. Numuneler direk kesme cihazına yerleştirildikten sonra numune üzerindeki normal gerilme kademeli olarak arttırılarak numuneler kesme kutusu içerisinde konsolide edilmiştir. Son konsolidasyon gerilmesi, kesme sırasında uygulanacak olan normal gerilmenin dört katı olacak sekilde verilerek, asırı konsolidasyon oranı (AKO) 4 değerine ulaştırılmıştır. Her bir konsolidasyon aşaması birincil konsolidasyon süresi tamamlandığında sonlandırılmıştır. Ancak bu sürenin 24 saatten az olmasına izin verilmemiştir. Son konsolidasyon gerilmesinin uvgulanmasından sonra, kesme sırasında uvgulanacak olan normal gerilme uygulanmış ve numune sişmesi tamamlanması beklenmiştir.

Çalışmada esas olarak iki set deney gerçekleştirilmiştir. Birinci deney serisinde kesme hızı önceki benzer kil numuneleri üzerinde yapılan çalışmalar dikkate alınarak 0.024 mm/dk olarak alınmış [25], ancak son kesmede hız 0.001 mm/dk'ya indirilmiştir. İkinci deney serisi için kesme hızı 0.0007 mm/dk olarak alınmıştır.

Deneylerde geri çekme hızı 0.122mm/dk olarak uygulanmış olup bir sonraki kesme öncesinde oluşabilecek boşluk suyu basıncının dağılmasına izin vermek için BS1377 (Kısım 7)'de belirtildiği gibi 12 saat beklenmiştir. Numunelerin direkt kesme kutusu içinde konsolide edildiği birinci seri deneylerinin her biri yaklaşık 21 gün konsolidasyon, 21 gün de kesme olmak üzere 42 gün sürerken; hazırlanmış numunenin 25 kPa normal basınca kadar büyük kutuda konsolide edildiği ve sonra kesme kutusuna yerleştirildiği ikinci deney serisindeki her bir deney yaklaşık 15 gün konsolidasyon, 76.5 gün de kesme olmak üzere toplam 91.5 gün sürmüştür. Her numunede büyük konsolidasyon kutusu 6 gün deney süresi kazandırmaktadır. Ancak, toplam deney süresinde esas belirleyicinin kesme hızı olduğu anlaşılmıştır. Birinci ve ikinci deney serileri için sonuçlar Şekil 1-6 ve Tablo 1-2 ile sunulmuştur. Rezidüel dayanım parametrelerine karar verilirken göreceli olarak hafif olan pik geçildikten sonraki hafif ondülasyonlu kısımın ortalama değeri ile minimum kayma dayanımı değerleri Tablo 1 ve 2 ile verilmiştir.

4.DAYANIM PARAMETRELERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Skempton [13] nispeten az sayıda yaptığı deneyler sonucunda rezidüel dayanıma 1-2 inç (25-51 mm) deplasman sonrasında ulaşılabildiğini belirtmiştir. Bu nedenle, deneyler planlanırken her deneyde 5 mm olan kesme uzunluğu, 5 kere tekrar edilerek toplamda 25 mm değerine ulaşılması öngörüldü.Ancak, ilk seri deneylerin bitiminde yapılan değerlendirme sonucunda 0.024mm/dk ve 0.001mm/dk hız ile yapılan son iki kesme arasındaki (pik sonrası ortalama) kayma dayanımı farkı %8.3 olmuştur. Rezidüel değerin tayin edilemediği yönünde yapılan değerlendirme sonucunda, 0.024mm/dk hız ile üç kesme daha yapılmaya karar verildi. 0.001mm/dk ile yapılan beşinci kesme ve 0.024mm/dk ile yapılan sekizinci kesmede elde edilen kayma dayanımların arasındaki farkın %1.8 olması üzerine deney sonlandırıldı. İkinci seride 204.4 kPa normal gerilme altında yapılan deneylerde son iki dayanım değeri arasındaki farkın %10.7 olması üzerine deneyin tekrar edilmesine karar verildi. Diğer tüm deneylerde son iki tekrar kesmede elde edilen dayanımları arasındaki farkı literatürde önerilen değerlerle [26] uyumlu olduğu için rezidüel dayanıma ulaşıldığı kabul edildi.

Tablo 1 ve 2'de verilen pik sonrası ortalama kayma dayanımı ve pik sonrası minimum kayma dayanımı değerleri karşılaştırıldığında, ortalama ve minimum gerilmeler için elde edilen değerlerin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Bu nedenle, pik sonrası ortalama kayma değerleri dikkate alınarak rezidüel kayma dayanımı parametrelerinin tahmin edilmesi yeterli görülmektedir. Skempton [13] rezidüel kohezyon değerinin çok düşük olduğunu ve büyük olasılıkla sıfırdan çok farklı olmadığını belirtmiştir. Bu nedenle kilin dayanımı her normal gerilme için ϕ_{sec} (sekant kayma direnci açısı) değeri hesaplanarak elde edilmiştir. Yukarıda belirtilen kısıtlarla birlikte rezidüel davranışa ulaşıldığı kabulüyle, birinci deney serisinde elde edilen ϕ_{sec} değerleri 51.1, 102.2 ve 204.4 kPa normal gerilme değerleri için sırasıyla, 15.0°, 13.2° ve 12.6° olarak hesaplanmıştır. Deney hızının 0.0007mm/dk'ya indirildiği ikinci deney serisinde ise ϕ_{sec} değerleri sırasıyla 12.7°, 12.7° ve 9.9° olarak hesaplanmıştır.

Farklı deney hızları ile elde edilen rezidüel sekant kayma direnci açısı değerleri Tablo 3'de özetlenmiştir. Her iki deney serisinde de σ_n =204.4 kPa altında elde edilen ϕ_{sec} değerlerinin σ_n =51.1 ve σ_n =102.2 kPa altında yapılan deneylerde ölçülenden sistematik şekilde düşük olduğu görülmüştür. Bu durum, normal gerilmenin rezidüel kayma direnci açısının tahminini etkilediğini göstermektedir. Farklı normal gerilme değerleri için deney sayısı arttırılarak bu gözlem daha detaylı incelenmelidir. Her iki deney serisi için de son kesme tekrarında elde edilen σ_n – pik sonrası ortalama kayma dayanımı (τ) ilişkisi Şekil 7'de gösterilmektedir. Bu deney sonuçları kullanılarak ve en düşük kareler prensibi ile Mohr-Coulomb yenilme kriterine göre rezidüel kayma dayanımı parametreleri birinci ve ikinci deney serisi için sırasıyla c_{res} =2.8kPa, ϕ_{res} =11.8° ile, c_{res} =5.3kPa, ϕ_{res} =8.6° olarak hesaplanmıştır.



Şekil 1. Birinci Seri Deneyler, Kayma Gerilmesi-Yatay Deplasman Grafiği (σ_n =51.1kPa)



Şekil 2. Birinci Seri Deneyler, Kayma Gerilmesi-Yatay Deplasman Grafiği ($\sigma_n = 102.2$ kPa)



Şekil 3. Birinci Seri Deneyler, Kayma Gerilmesi-Yatay Deplasman Grafiği ($\sigma_n = 204.4$ kPa)



Şekil 4. İkinci Seri Deneyler, Kayma Gerilmesi-Yatay Deplasman Grafiği ($\sigma_n = 51.1$ kPa)



Şekil 5. İkinci Seri Deneyler, Kayma Gerilmesi-Yatay Deplasman Grafiği ($\sigma_n = 102.2$ kPa)



Şekil 6. İkinci Seri Tekrar Deneyi, Kayma Gerilmesi-Yatay Deplasman Grafiği ($\sigma_n = 204.4$ kPa)

Deney	Deney adı	σ _n (kPa)	Pik Dayanım (kPa)	Pik Sonrası Dayanım- Ortalama (kPa)	Ort. göre \$ sec (^)	Pik Sonrası Dayanım- Minimum (kPa)	Min. göre Ø _{sec} (°)	Kesme Hızı (mm/min)
Birinci (pik) Kesme	T1-11		37.8					0.024
İkinci Kesme	T1-12			19.5	20.9	18.6	20.0	0.024
Üçüncü Kesme	T1-13			15.8	17.2	15.8	17.2	0.024
Dördüncü Kesme	T1-14	51.10		15.1	16.4	15.0	16.4	0.024
Beşinci Kesme	T1-15	51.10		13.9	15.2	12.9	14.2	0.001
Altıncı Kesme	T1-16			16.2	17.6	15.9	17.3	0.024
Yedinci Kesme	T1-17			15.3	16.6	15.2	16.6	0.024
Sekizinci Kesme	T1-18			13.7	15.0	13.6	14.9	0.024
Birinci (pik) Kesme	T1-21		71.8					0.024
İkinci Kesme	T1-22			33.7	18.3	33.2	18.0	0.024
Üçüncü Kesme	T1-23	102.20		28.4	15.5	28.2	15.4	0.024
Dördüncü Kesme	T1-24			24.8	13.7	24.6	13.5	0.024
Beşinci Kesme	T1-25			23.9	13.2	23.2	12.8	0.001
Birinci (pik) Kesme	T1-31		129.0					0.024
İkinci Kesme	T1-32	204.40		63.8	17.3	60.4	16.5	0.024
Üçüncü Kesme	T1-33			54.5	14.9	51.3	14.1	0.024
Dördüncü Kesme	T1-34			47.9	13.2	45.3	12.5	0.024
Beşinci Kesme	T1-35			45.6	12.6	43.7	12.1	0.001

Tablo 1. Direkt Kesme Kutusu İçinde Hazırlanan Numuneler Üzerinde Yapilan BirinciDeney Serisi Için Pik Ve Rezidüel Kayma Dayanımı Değerleri

Literatürde sıfır efektif normal gerilme altında kayma dayanımı değerinin sıfır olduğu (bir başka deyişle kohezyonun sıfır olduğu), özellikle kil yüzdesinin %50'den fazla olduğu killerde, düşük gerilmeler altında rezidüel kayma dayanımı ile normal efektif gerilme arasındaki bağıntının doğrusal olmadığı belirtilmektedir [1,2,6,25,27]. Deney sonuçlarında az da olsa kohezyon çıkma durumunun rezidüel kayma dayanım zarfının doğrusal olmamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Birinci ve ikinci deney serileri sonucunda elde edilen bu rezidüel kayma dayanımı parametreleri incelendiğinde deney hızının parametreler üzerine etkisi görülmektedir. Bu etki, birinci deney serisinde σ_n =51.1 kPa normal gerilme altında 0.001mm/dk hızla yapılan kesme sırasındaki dayanımın (13.9 kPa), hızın 0.024mm/dk seviyesine çıkartılarak yapılan bir sonraki kesmede artması (16.2 kPa) ve iki kesme tekrarından sonra aynı seviyelere gelmesi ile de anlaşılmıştır.

Zeminin rezidüel kayma direnci açısı, likit limit, plastisite indeksi ve kil yüzdesi gibi parametrelere bağlı olarak literatürde verilen korelasyonlar yardımıyla tahmin edilebilmektedir. Araştırmada kullanılan kil numunesinin plastisite indeksi (PI=%43) için beklenen rezidüel kayma direnci açısı Olsen vd. 'ne [28] göre 8°, Lambe [15] tarafından önerilen bağıntıya göre σ_n =100 kPa için 10.5°; Filz vd.'ne [16] göre ise 11.5°-14° aralığında tahmin edilebilmektedir. Numunenin likit limit değeri (LL=%64) kullanılarak rezidüel kayma direnci açısı Stark ve Eid'e [12] göre σ_n =100 kPa için 14.8°, Mesri ve Cape-Diaz'a [17] göre 14.6°, İyisan vd.'ne [5,9] göre 14.2°, 15.4° (tekrarlı direkt kesme deneyi) ve 10.4° (halka kesme deneyi), Bayın'a [10] göre 18°, Hatipoğlu'na [3] göre 13.5° (tekrarlı direkt kesme deneyi) ve 10.7° (halka kesme deneyi), Ataç'a [7] göre 11.5°, Ürkmez'e [8] göre ise 13.2° olarak öngörülmektedir. Numune içindeki kil yüzdesi (CF=%60) verisi kullanıldığında ise Skempton [13] ilişkisine göre 8.4° ile 18.6° arasında, ancak Skempton vd.'ne [14] göre ise 11° olarak hesaplanabilmektedir. Sonuç olarak, kilin fiziksel özellikleri ve literatürde verilen korelasyonlar kullanılarak rezidüel kayma direnci açısı 8° ile 18.6° gibi geniş bir aralıkta tahmin edilmektedir.

Limit denge metodu ve farklı yöntemler kullanılarak iki kritik kesit için yapılan geri analizlerin sonucunda rezidüel kayma direnci açısının 11.6° ile 12.7° arasında değişebileceği hesaplanmıştır. Analizler ikinci yazarın tez çalışmasında sunulmuştur [29]. Bu değerler, kesme hızının 0.0007mm/dk seviyesinde indirildiği ikinci deney serisinin sonucunda ulaşılan ϕ_{sec} değerleri ile oldukça tutarlıdır. Ancak, kesme hızının 0.024mm/dk olduğu deney setlerinde bu değerlere düşülememiş, buna karşın kesme hızının 0.001mm/dk seviyesine indirildiği kesme tekrarlarında $\phi_{sec} = 12.7^{\circ}$ üst sınırına oldukça yakın değerler gözlemlenebilmiştir. Bu sonuçlar, rezidüel mukavemetin gözlemlenebilmesi için yeterince düşük kesme hızının gerekli olduğuna işaret etmektedir. İki deney serisi sonuçları karşılaştırıldığında ϕ_{sec} arasında yaklaşık 2.5° fark bulunduğu görülmüştür. Mevcut deney sonuçları kısmen desteklese de, hızlı kesme tekrarlarının ardından yavaş kesme yapılarak rezidüel kayma direnci açısının makul bir hata ile tahmini mümkün olabileceği öngörülmektedir. Bu tip bir uygulama ile deney sürelerinde önemli bir kısalma mümkün olacaktır. Daha detaylı değerlendirme için deneysel çalışmalar sürmektedir.

5.SONUÇLAR

İki farklı hızda yapılan deneyler sonucunda deney hızının rezidüel kayma dayanımı parametrelerine etkisi görülmüştür. Literatürdeki farklı araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar ile hesaplanan rezidüel kayma direnci açısı değerleri ise daha geniş bir aralığa işaret etmektedir. Bu nedenle, deney sayısı arttırılarak ve ilk deneylerin hızlı son tekrar kesmenin yavaş yapılması durumu ve bunun parametreler üzerindeki etkisi ilave deneyler ile incelenmesi durumunda tekrarlı direkt kesme deneyleri için gerekli olan sürecin kısaltılabileceği düşünülmektedir.



Şekil 7. Rezidüel Kayma Dayanımı ve Göçme Zarfi
Deney	Deney adı	Normal Gerilme (kPa)	Pik Dayanım (kPa)	Pik Sonrası Dayanım- Ortalama (kPa)	Ort. göre \$\$ec (^)	Pik Sonrası Dayanım- Minimum (kPa)	Min. göre \$\$ec (°)	Kesme Hızı (mm/min)
Birinci (pik) Kesme	T2-11		27.4					0.0007
İkinci Kesme	T2-12			19.5	20.9	17.4	18.8	0.0007
Üçüncü Kesme	T2-13			17.4	18.8	16.6	18.0	0.0007
Dördüncü Kesme	T2-14			15.2	16.5	14.6	16.0	0.0007
Beşinci Kesme	T2-15	51.10		14.4	15.7	14.0	15.3	0.0007
Altıncı Kesme	T2-16			12.2	13.4	11.9	13.1	0.0007
Yedinci Kesme	T2-17			12.8	14.0	12.6	13.8	0.0007
Sekizinci Kesme	T2-18			11.8	13.0	10.2	11.3	0.0007
Dokuzuncu Kesme	T2-19			11.5	12.7	9.9	11.0	0.0007
Birinci (pik) Kesme	T2-21		57.0					0.0007
İkinci Kesme	T2-22			41.6	22.1	38.9	20.8	0.0007
Üçüncü Kesme	T2-23			37.3	20.1	35.8	19.3	0.0007
Dördüncü Kesme	T2-24			32.1	17.4	31.5	17.1	0.0007
Beşinci Kesme	T2-25	102.2		28.9	15.8	28.0	15.3	0.0007
Altıncı Kesme	T2-26			26.9	14.7	26.4	14.5	0.0007
Yedinci Kesme	T2-27			24.2	13.3	24.1	13.3	0.0007
Sekizinci Kesme	T2-28			23.1	12.7	22.9	12.6	0.0007
Dokuzuncu Kesme	T2-29			23.1	12.7	23.1	12.7	0.0007
Birinci (pik) Kesme	T2-31		95.4					0.0007
İkinci Kesme	T2-32			62.9	17.1	62.1	16.9	0.0007
Uçüncü Kesme	T2-33	204.4		55.6	15.2	55.1	15.1	0.0007
Dördüncü Kesme	T2-34			47.0	13.0	46.9	12.9	0.0007
Beşinci Kesme	T2-35			42.5	11.7	42.2	11.7	0.0007
Birinci (pik) Kesme	T22-31		96.0					0.0007
İkinci Kesme	T22-32			68.1	18.4	67.9	18.4	0.0007
Uçüncü Kesme	T22-33			56.2	15.4	55.8	15.3	0.0007
Dördüncü Kesme	T22-34			49.6	13.6	47.9	13.2	0.0007
Beşinci Kesme	T22-35	204.4		42.9	11.8	42.8	11.8	0.0007
Altıncı Kesme	T22-36			38.8	10.8	38.7	10.7	0.0007
Yedinci Kesme	T22-37			39.2	10.9	36.9	10.2	0.0007
Sekizinci Kesme	T22-38			37.1	10.3	36.0	10.0	0.0007

Tablo 2. Büyük konsolidasyon kutusundan elde edilen numuneler üzerinde yapılan ikincideney serisi için pik ve rezidüel kayma dayanımı değerleri

35.6

9.9

35.5

9.8

0.0007

Dokuzuncu

Kesme

T22-39

Deney Serisi No	Normal Gerilme (kPa)	Rezidüel sekant kayma direnci açısı φ _{r,sec} ()	Kesme Hızı (mm/dk)
Birinci	51.1	15.0	0.024 ve 0.001
İkinci	51.1	12.7	0.0007
Birinci	102.2	13.2	0.024 ve 0.001
İkinci	102.2	12.7	0.0007
Birinci	204.4	12.6	0.024 ve 0.001
İkinci	204.4	9.9	0.0007

Tablo 3. Farklı deney hızları ile elde edilen rezidüel sekant kayma direnci açısı değerleri

6. TEŞEKKÜR

Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı, Zemin Mekaniği ve Tüneller Şubesi Müdürü Sina Kiziroğlu'na, Müdürlük Şef, Mühendis ve Teknisyenlerine, Karayolları 7. Bölge Müdürlüğü Bölge Müdür Yardımcısı İsmail Aşık ve Bölge Araştırma Dairesi Şef, Mühendis ve Teknisyenlerine, Yüksel Proje Geoteknik Müdürü Özgür Kuruoğlu'na vaka üzerindeki destekleri için teşekkür ederiz. UTEST (Ankara) firması ve çalışanlarına deney aletinde yaşadığımız sorunların çözümü için sağladıkları yardım ve işbirliği için teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Skempton, A. W. (1985), "Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata and The Laboratory." Geotechnique, 35(1), 3–18.
- [2] Bishop, A.W., Green, G. E., Garga, V.K., Andresen, A., Brown, J.D. 1971. "A New Ring Shear Apparatus And Its Application To The Measurement of Residual Strength", Geotechnique 21, No. 4, pp 273-328.
- [3] Hatipoğlu, M. (2012). "Kalıcı Kayma Mukavemetinin Laboratuvar Deneyleri ile Belirlenmesi", Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.
- [4] Yılmaz, E., 2006. "Zeminlerin Endeks Özelliklerinin Kalıcı Kayma Mukavemetine Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.
- [5] İyisan, R., Çevikbilen, G., Koltuk, S., Yılmaz, E. (2006). "Sıkıştırılmış Zeminlerde Kalıcı Kayma Mukavemetinin Belirlenmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, Türkiye, Eylül 7-8.
- [6] Koltuk, S. (2005), "Zeminlerin Kalıcı Kayma Mukavemetinin Halka Kesme Deneyi ile Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.
- [7] Ataç, A.E. (2009). "Plastisitenin Kalıcı Kayma Mukavemetine Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.
- [8] Ürkmez, A.R., 2009. "Kalıcı Kayma Mukavemetinin Tekrarlı Kesme Kutusu Deney Yöntemi ile Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.
- [9]_İyisan, R., Çevikbilen. G., Hatipoglu M., Ürkmez A.R., Ataç A.E. (2009). "Yüksek Plastisiteli Killerin Kalıcı Kayma Direnci" 3. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana

- [10] Bayın, A. (2011). "Plastisitenin Kalıcı Kayma Mukavemetine Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.
- [11] Gökçe, O., Özden, Ş., & Demir, A. (2008), "<u>Türkiye'de Afetlerin Mekansal ve</u> <u>İstatistiksel Dağılımı Afet Bilgileri Envanteri</u>". Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü. Ankara.
- [12] Stark, T. D., & Eid, H. T. (1994), "Drained Residual Strength of Cohesive Soils". Journal of Geotechnical Engineering, 120(5), 856-871.
- [13] Skempton, A. W. (1964), "Long-term Stability of Slopes". Geotechnique, 14(2), 75-102.
- [14] Skempton, A. W., Leadbeater, A. D., & Chandler, R. J. (1989), "The Mam Tor Landslide, North Derbyshire". Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 329(1607), 503-547.
- [15] Saleh, A. A., & Wright, S. G. (1997), "Shear Strength Correlations and Remedial Measure Guidelines for Long-Term Stability of Slopes Constructed of Highly Plastic Clay Soils" (No. FHWA/TX-98/1435-2F).
- [16] Abramson, L. W., Lee T.S., Sharma, S., Boyce G.M, (2002), "<u>Slope Stability and Stabilization Methods</u>". John Wiley & Sons, Second Edition, San Francisco.
- [17] Mesri, G., & Cepeda-Diaz, A. F. (1986), "Residual Shear Strength of Clays and Shales". Geotechnique, 36(2), 269-274.
- [18] La Gatta, D.P. (1970), "Residual Strength of Clays and Clay-Shales by Rotation Shear Tests." Harvard Soil Mechanics Series No. 86. Harvard University, Cambridge.
- [19] Huvaj-Sarihan, N. (2009), "Movement of Reactivated Landslides." Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- [20] Tika, T. E., Vaughan, P. R., & Lemos, L. J. L. J. (1996), "Fast Shearing of Preexisting Shear Zones in Soil". Geotechnique, 46(2), 197-233.
- [21] Tika, T. E., & Hutchinson, J. N. (1999), "Ring Shear Tests on Soil from the Vaiont Landslide Slip Surface". Geotechnique, 49(1), 59-74.
- [22] Stark, T. D., & Hussain, M. (2010), "Drained Residual Strength for Landslides". GeoFlorida 2010, 3217-3226.
- [23] Mesri, G., & Huvaj-Sarihan, N. (2012), "Residual Shear Strength Measured by Laboratory Tests and Mobilized in Landslides". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(5), 585-593.
- [24] Lambe, T. W. (1951), Soil Testing for Engineers. Soil Science, 72(5), 406.
- [25] Maghsoudloo, A. (2013), "Nonlinearity of the Residual Shear Strength Envelope in Stiff Clays", MSc Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- [26] Anayi, J. T., Boyce, J. R., and Rogers, C. D. (1988), "Comparison of Alternative Methods of Measuring the Residual Strength of a Clay", Transportation Research Record, 1192, 16-26.
- [27] Mesri ,G. & Shahien, M., A. (2003), "Residual Shear Strength Mobilized in First-Time Slope Failures", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(1), 12-31.
- [28] Bowles, J. E. (1988), "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill Book Company, New York.
- [29] Mekael, A. (2017), "Türkiye'nin Kuzeyindeki Orduköy Heyelanından Alınan Yoğrulmuş Kil Numuneleri Üzerinde Reziduel Kayma Dayanımı İncelemesi", Yüksek Lisans Tezi, Atılım Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, Türkiye.

GEOTEKNİK ALTYAPI PROJELERİNDE TASARLANAN KUM-BENTONİT DOLGULARIN KONSOLİDASYON ÖZELLİKLERİ

CONSOLIDATION BEHAVIOR OF SAND-BENTONITE SOIL LAYERS DESIGNED FOR GEOTECHNICAL INFRASTRUCTURAL PROJECTS

Burcu DIŞKAYA^{*1} **Tanay KARADEMİR**²

ABSTRACT

Compressed sand-bentonite mixtures are preferred as barrier layers in solid waste landfills to minimize or to prevent leachate from mixing to groundwater. When bentonite as clay which have high water absorption capacity and low hydraulic conductivity is mixed with a sandy soil with high shear strength, an effective fill material exhibiting low sensitivity to frost and low volume changes in case of wetting and drying can be obtained. On the other hand, when the montmorillonite clay is loaded, due to the compressive nature of bentonite, sand-bentonite mixtures can be consolidated during a period of a time. This stiuation may cause differential settlement problems. In short, the load conditions (mechanical effect) and the environmental conditions (physicochemical effect) in the field control the compressibility and consolidation properties of bentonite-sand mixtures. This will affect the desired stability conditions of the sand-bentonite layer used in the designed infrastructure or deviate from the expected performance conditions. In this study, specimens prepared in sand-bentonite mixtures of different sand and bentonite contents were subjected to one dimensional consolidation test and the effect of the content of bentonite used in the mixture on compressive behaviour and at the same time the effect of the amount of sand on the consolidation rate was investigated.

Keywords: Sand-bentonite mixtures, consolidation, waste disposal areas

ÖZET

Sıkıştırılmış kum-bentonit karışımları, toprak dolguların inşasında, sızıntıyı en az seviyeye indirmek ya da atık depolama sahalarında sızıntı suyunun yeraltı suyuna karışmasını engellemek amacıyla bariyer tabakası olarak tercih edilir. Su emme kapasitesi yüksek, hidrolik iletkenliği düşük olan bentonit kili ile kayma mukavemeti yüksek kum zemin karıştırıldığında, donmaya karşı duyarlılığı düşük, ıslanma ve kuruma durumunda düşük hacim değişiklikleri gösteren etkili bir dolgu malzemesi elde edilir. Diğer taraftan, bir montmorillonit gurubu bir kil olan bentonitin sıkışabilme özelliği nedeniyle kum-bentonit karışımları yük aldıklarında zaman içinde zemin konsolide olur. Bu durum dolguda farklı oturma problemlerine neden olabilir. Kısacası, sahadaki yük koşulları (mekanik etki) ve çevresel koşullar (fizikokimyasal etki) bentonit-kum karışımlarının sıkışabilirlik ve konsolidasyon özelliklerini kontrol eder. Bu durum, tasarlanan altyapıda kullanılan kumbentonit katmanının istenilen stabilite şartlarını sağlamasını veya beklenilen performans koşullarını sağlamasını etkileyecektir. Bu bilgi ışığında, bu çalışmada farklı kum ve bentonit muhtevalarındaki kum-bentonit karışımlarında hazırlanmış numuneler ödometre deneyine tabi

^{*1} Öğr. Gör.,Beykent Üniversitesi, burcudiskaya@beykent.edu.tr

² Yard. Doç. Dr., İstanbul Bilgi Üniversitesi, tanay.karademir@bilgi.edu.tr

tutulmuş ve karışımda kullanılan bentonit içeriğinin sıkışma davranışına etkisi ve aynı zamanda kum miktarının konsolidasyon hızına etkisi incelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Kum-bentonit karışımları, konsolidasyon, katı atık depolama sahaları

1. GİRİŞ VE İLGİLİ LİTERATÜR

Kum ve bentonit zeminlerinin karıştırılıp sıkıştırılmasıyla elde edilen mühendislik dolguları, günümüzde katı atık depolama sahalarında kil kaplama tabakası ve yüksek dereceli nükleer atıkların depolama alanlarında bariyer tabakası olarak; ayrıca maden atıklarının depolandığı havuzlarda ve barajlarda sıkça kullanılır. Bu yapıların inşasında kil zemin tercih edilmesinin öncelikli sebebi, düşük geçirimliliğe sahip olan kil zeminin bariyer tabakaya sızdırmazlık özelliği kazandırmasıdır. Diğer yandan kil kaplama tabakasının yapının servis ömrü boyunca maruz kalacağı gerilmeler altında dayanımını koruyabilmesi, uzun süreli yükleme altında zamana bağlı oturma problemlerine de yol açmaması gerekir.

Kum ve bentonit zeminin karıştırılıp sıkıştırılmasıyla imal edilen tabakalarda, çok miktarda montmorillonit mineralden meydana gelen bentonit kili bariyer tabakasına yüksek su emme kapasitesi ve düşük hidrolik geçirimlilik sağlarken, kum zemin ise tabakanın mukavemet özelliklerini arttırır. Sıkıştırılmış killerin hidrolik iletkenliği genellikle 1x10⁻⁷ cm/s den küçük olur. Hidrolik iletkenliği yüksek kum zeminler geçirimliliği düşük bentonit gibi zeminlerle karıştırıldıkları takdirde iletkenlik özellikleri oldukça azalır (Chalermyanont ve Arrykul, 2005). Dolayısıyla tüm bu yapıların inşasında, saha yakınında kullanılabilecek yeterli miktarda kil zemin yoksa sıkıştırılmış kum bentonit karışımları, sadece sıkıştırılmış kil kullanılan bariyer tabakalara iyi bir alternatif olacaktır (Iravanian ve Bilsel, 2016b).

Bentonit, montmorillonit grubu mineral içeren bir kil türüdür. Montmorillonit minerali volkanik küllerin başkalaşımıyla meydana gelir; mineralojik yapısını iki silika tabakası arasında bulunan bir gibsit tabakası oluşturur. Her bir montmorillonit tabakası arasında az miktarda katyon ve çok miktarda ise su molekülü bulunur (Iravanian ve Bilsel, 2016a). Yüksek katyon değiştirme kapasitesi, düşük hidrolik iletkenlik, yüksek şişme potansiyeli ve büyük yüzey alanına sahip olma montmorillonit mineralinin karakteristik yapısını meydana getirir (Gleason vd., 1997). Montmorillonit tabakaları arasındaki bağların çok zayıf olması nedeniyle su aldıkları zaman, bu minerali içeren killerde fazla hacim değişimleri gözlenir. Bu yüzden bu minerali içeren bentonitlerin şişme potansiyeli yüksektir. Montmorillonit minerali içermesi sebebiyle bentonit kili yüksek su emme kapasitesi ve düşük hidrolik geçirgenliğe sahiptir. Ayrıca bentonit danelerini çevreleyen boşluk suyu ve daneler etkileşim bentonit davranışını oldukça etkiler (Chalermyanont ve Arrykul, 2005).

Modern katı atık depolama sahalarında kil kaplama tabakasında kullanılacak malzemelerin düşük hidrolik iletkenliğe sahip, sıkışma eğilimi az, yeterli şişme potansiyeline sahip, yüksek mukavemetli ve su sızıntısını önleyecek nitelikte olması gerekir (Kockar vd., 2005). Bu yapıların zamana bağlı performansını belirleyen en önemli unsur, sızıntı suyu içerisindeki maddelerin ne kadar süre içinde bariyer tabakanın altında bulunan doğal zemine ya da yer altı suyuna ilettiğidir. Dolayısıyla hidrolik geçirimsizlik bariyer tabakaların performansını belirleyen en önemli fiziksel özelliktir (Bozbey ve Saltı, 2013). Modern katı atık depolama sahalarında kil tabakaların göz önünde bulundurulması gereken bir diğer özelliği ise kil tabakasının yük altında uzun vadede sıkışabilirliğidir. Bu yapılarda uzun süreli yükleme altında ciddi oturma problemleri meydana gelebilmektedir. Bentonit kum karışımlarının konsolidasyon özelliklerini incelenmesi yapının oturma analizinin yapılabilmesi açısından önemlidir. Ayrıca bentonit kilinin fiziksel, kimyasal ve mineralojik özellikleri bentonit zemin karışımlarının konsolidasyon özelliklerini etkilemektedir (Mishra vd., 2010). Bu nedenle

bentonit zemin karışımların sıkışma indeksi (C_c), sıkışma katsayısı (c_v) ve yeniden yükleme indisi (C_r) gibi konsolidasyon parametreleri bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir.

Mishra vd. (2010) yaptıkları çalışmada bentonitin fiziksel, kimyasal ve minerolojik özelliklerinin bentonit-zemin karışımlarına etkisini incelemek için farklı türlerde bentonit kullanarak hazırladıkları 15 ayrı bentonit-zemin numunesine konsolidasyon deneyi uygulamışlardır. Deneyler sonucunda, C_c 'nin, plastisite indisiyle (*PI*) doğru orantılı arttığını, deneyin yapıldığı tüm bentonit türleri için c_v 'nin ise artan likit limit (*LL*) değeriyle azaldığını gözlemlemişlerdir. Ayrıca artan konsolidasyon basıncı altında c_v de artış olduğunu gözlemlemişler, bu durumu bentonit-zemin karışımlarının daha fazla yük altında daha yüksek oranda konsolide oldukları sonucuyla açıklamışlardır.

Bentonit-zemin karışımlarının konsolidasyon özelliklerini inceleyen bir başka çalışmada ortamda farklı konsantrasyonlarda NaCl ve CaCl₂ tuz çözeltilerinin olması halinde hacimsel sıkışma katsayısı m_v , c_v , C_r 'de meydana gelen değişikleri incelemişlerdir. Ortamda tuz konsantrasyonu arttırıldığında C_c ve m_v 'nin azaldığını ve c_v 'nin arttığını gözlemlemişlerdir. Ayrıca tuz konsantrasyonu hesaba katılmaksızın artan konsolidasyon basıncı altında c_v 'nin azaldığını, hacimsel sıkışma katsayısının ise belirli bir maksimum değere ulaşana kadar artan konsolidasyon basıncı altında arttığını, bu maksimum değerden sonra ise azaldığı belirtilmiştir. Artan basınç altında, konsolidasyon katsayısındaki azalışı bentonit-zemin karışımlarının sıkışma davranışını kontrol eden mekanizmalarla ilişkilendirmişlerdir (Dutta ve Mishra, 2016).

Montmorillonit, kaolin ve illit minerallerini içeren farklı kil zeminlerin konsolidasyon davranışının incelendiği bir çalışmada ise konsolidasyon basıncının artmasıyla m_v 'nin azaldığı gözlemlenmiştir (Robinson ve Allam, 1998).

Bu çalışmada %10, %20, %30 ve %40 kum muhtevasına sahip kum-bentonit karışımlarına konsolidasyon deneyleri uygulanmış ve yoğurulmuş kum-bentonit karışımı zeminlerin konsoldasyon özellikleri ile hidrolik geçirgenlik davranışını incelenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEMLER

2.1. Deneyde Kullanılan Malzemeler

Bu çalışmada kullanılan kum zemin, Çanakkale ili, Ayvacık ilçesi, Arıklı altı bölgesi sahilinden alınmıştır. Bentonit kili de a AMCOL Mineral Madencilik San. Ve Tic. A.Ş'den temin edilmiştir. Şekil 1'de deneylerde kullanılan kum ve bentonit zeminlere ait görseller verilmiştir. Konsolidasyon deneyine tabi tutulacak karışımları oluşturan kum zeminin dane dağılımlarını tayin etmek için kum zemine elek analizi deneyi uygulanmıştır. Belirlenen kum ve bentonit muhtevalarında numuneler hazırlandıktan sonra su ile yoğurularak konsolidasyon deneyine hazır hale getirilmişlerdir. Her deney 6 günde tamamlanmıştır.



Şekil 1. Deneyde kullanlan zemin çeşitleri: a) bentonit, b) kum

2.2. Deneyde Tatbik Edilen Yöntemler

2.2.1. Elek Analizi

Kum bentonit karışımlarını hazırlamadan önce, kum numunesinin dane dağılım eğrisini çizebilmek ve dane boyutu kriterlerini belirleyebilmek için elek analizi uygulanmıştır (ASTM D422, 2007). Deneyde 4.76 mm (No.4), 2 mm (No.10), 1 mm (No.40), 0.420 mm, 0.250 mm (No.60), 0.076 mm (No.200), ASTM elekleri kullanılmıştır. Kuru eleme işlemine başlamadan önce çeyrekleme yöntemiyle yaklaşık 200 g kum numunesi ayrılmıştır. Numune, Sodyum Hegzameta Fosfat (NaPO₃)₆ ilave edilmiş su içerisinde bir gün bekletilmiş daha sonra temiz su altında 0.076 mm elek üzerinde yıkanarak, içinde bulunması muhtemel tuz ve kireçten arındırılmıştır. 110°C'de ısıtılmış etüvde 24 saat kurumaya bırakılan kum numunesi eleme işlemine tabi tutulmuştur. Eleme sırasında elektrikli sarsma cihazı kullanılmamış, işlem elle yapılmıştır. En büyük göz açıklığı en üstte olacak şekilde sıralanmış eleklerin üzerinde kalan zeminin ağırlığı ilgili yönetmelikte belirtildiği üzere 0.1 g hassaslıkta çalışan elektronik tartıda ölçüldükten sonra her bir elek için geçen numune yüzdesi (% P) hesaplanmıştır. Şekil 2'de kum numunesine ait dane dağılımı eğrisi görülmektedir. Numune ASTM'ye göre SP olarak kabul edilmiştir.



Şekil 2. Kum zemine ait dane dağılımı eğrisi

Tablo 1.	Kumun	dane	dağılım	özellikleri
----------	-------	------	---------	-------------

D ₁₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	C _u	Cr
0.22	0.31	2.27	0.87

2.2.2. Konsolidasyon (Ödometre) Deneyi

Bentonit kilinin fiziksel, kimyasal ve mineralojik özellikleri kum bentonit karışımlarının konsolidasyon dolayısıyla oturma davranışını etkiler. Bu çalışmada, kum bentonit karışımlarının sıkışma özelliklerinin ve konsolidasyon paramtrelerini (c_v , a_v C_c , C_r) belirlemek için bir boyutlu konsolidasyon deneyi uygulanmıştır (ASTM D2435, 2003). Bir boyutlu konsolidasyon deneyi, Terzaghi'nin bir boyutlu konsolidasyon teorisine dayanarak; yatay deformasyonun engellendiği numunede, konrollü olarak arttırılan düşey gerilme altında, düşey yönde drenjin sağlanmasıyla konsolidasyon paramterelerinin bulunmasını amaçlar. Bu çalışmada örselenmiş olarak elde edilmiş kum ve bentonit zeminleri bir miktar musluk suyuyla karıştırılarak yoğurulmuş ve kalınlığı 2.50 cm, çapı 6.0 cm olan numuneler hazırlanmıştır. Her bir ayrı kum bentonit numunesi için gerçekleştirilecek konsolidasyon deneyi için öncelikle konsolidasyon halkasının ağırlığı ölçülmüştür. Örselenmiş

numunelerden hazırlanan kum bentonit karışımları, yanal sürtünme etkisinin en aza indirgenmesi için iç çeperi vazelin ile sıvanmış konsolidasyon halkasının içine alınmıştır. Konsolidasyon halkası içindeki numunelerin altı ve üstü 24 saat süre ile arıtılmış suda bekletilerek tüm hava boşluklarından ve kirden arınmış filtre kağıdı ve poroz taşlarla kapatılıp ağırlığı ölçülmüştür. Numune deney hücresine yerleştirildikten sonra, hücre su ile doldurulmuş ve deneye başlanmıştır. Doğal koşullara daha yakın bir yaklaşımla deneyleri gerçekleştirebilmek için arıtılmış su yerine musluk suyu kullanılmıştır. Konsolidasyon deneyi esnasında alınan okuma aralıkları ile deneye tabi tutulan kum bentonit karışımlarının miktarları Tablo 2 ve 3' te verilmiştir. Her bir deney 24 saatlik süreyle 10, 20, 40, 60, 80 kg altında ve yükler boşaldıktan sonra 20 kg yük altında gerçekleşmiştir.

	abio 2. Ronsondasyon dene yi okuma arankian																
Okuma	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Süre(dak)	0.05	0.1	0.2	0.25	0.5	1	2	4	8	15	30	60	120	240	480	960	1440

Tablo 2. Konsolidasyon	denev	1 okuma	aralıkları
-------------------------------	-------	---------	------------

Tablo 3. Kum-bentonit muhtevası								
Deney	1	2	3	4				
Kum	%10	%20	%30	%40				
Betonit	%90	%80	%70	%60				

2.2.3 Konsolidasyon Parametrelerinin belirlenmesi

Bu çalışmada Taylor yöntemi kullanılarak her karışım için 10, 20 ve 40 kg yükleme altında konsolidasyon katsayıları (c_v) hesaplanmıştır. Konsolidasyon katsayısının belirlenmesinde deney süresince alınan zaman şekil değiştirme değerlerine dayanan birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin en bilinenleri karekök-zaman yöntemi (Taylor) yöntemi ile logaritma-zaman (Casagrande) yöntemidir. Bu yöntemler sadece birincil konsolidasyonun uzun vadede gerçekleştiği zeminlerde kullanılır (Shenbaga vd., 2004). Taylor yöntemi, şekil değiştirme-karekök zaman eğrisinin %60 konsolidasyona kadar olan bölümünün bir doğruya çok yakın olduğu varsayımından yola çıkarak, bu doğrunun düşey ekseni kestiği nokta %0 konsolidasyon noktası olarak tarif eder. Aynı doğrunun yatay ekseni kestiği noktanın 1.15 birim sağında kalan apsis değerinden, %0 noktasına çizilen doğrunun, şekil değiştirme karekök-zaman eğrisini kestiği noktanın apsisi, %90 konsolidasyonun gerçekleştiği zamanın karekökü olduğu kabul edilir (Taylor, 1948) . Taylor yöntemine göre c_v Denklem 1'e göre hesaplanır.

$$c_{v} = \frac{T_{v}(H/2)^{2}}{t_{90}}$$
(1)

Burada,

t90, %90 konsolidasyonun gerçekleşmesi için gereken süre,

 T_v zaman faktörü, çift yönlü konsolidasyon için $T_v = 0.848$,

H numunenin başlangıçtaki kalınlığıdır.

Karışımlara ait sıkışma katsayısı ve sıkışma indisinin belirlenebilmesi için boşluk oranı basınç eğrileri çizilmelidir. Sıkışma, boşluk oranı – basınç (e- σ) eğrileri olarak aritmetik eksende gösterilebildiği gibi, sıkışma ve basınç bağıntısını doğrusal olarak gözlemleyebilmek için yarı logaritmik eksen üzerinde e- $\sigma(\log)$ eğrisi olarak da ifade edilir (Önalp vd., 2010). Şöyle ki (e- σ) eğrisinde iç bükey eğriliğe sahip bakir eğri, basınç ekseni yarı logaritmik eksene

çevrildiğinde doğruya yakın hal alacaktır. Yarı logaritmik eksende, bakir doğrunun eğimi sıkışma indisini verecektir (C_c).

2.2.4. Permeabilite Katsayısı

Zeminin geçirimliliği ve konsolidasyon katsayısı arasında doğrudan ilişki olduğu daha önceki bölümlerde bahsedilmişti. Bu ilişki, Terzaghi'nin bir boyutlu konsolidasyon teorisine dayanmaktadır. Porbaha vd. (2000) permeabilite katsayısının bir boyutlu konsolidasyon teorisine dayanarak Denklem 2 gibi hesaplanabileceğini belirtmişlerdir.

$$k = c_{\nu} m_{\nu} \rho_{\nu} \tag{2}$$

Denklem 2'de k permeabilite katsayısı, c_v konsolidasyon katsayısı, m_v hacimsel sıkışma katsayısı ve ρ_w ise suyun birim hacim ağırlığıdır. Burada hacimsel sıkışma katsayısı m_v , konsolidasyona uğrayan kil zemin tabakasında birim gerilme artışına karşılık gelen hacimsel şekil değiştirmeyi ifade eder. Bu katsayı birim boy değişimi basınç eğrisinden elde edilebileceği gibi Denklem 3' ile de hesaplanabilir.

$$m_{v} = \frac{a_{v}}{1 + e_{0}} (m^{2} / kN)$$
(3)

Denklem 3'te α_{ν} sıkışma katsayısıdır. Boşluk oranı basınç eğrisinden, boşluk hacminde meydana gelen azalmanın basınç değişimine oranı olarak hesaplanabilir (Denklem 4).

$$\alpha_{\rm v} = -\frac{\Delta e}{\Delta \overline{\sigma}} (m^2 / kN) \tag{4}$$

3. BULGULAR

Konsolidasyon katsayısı, zeminin geçirimliliği ve sıkışma özelliğine bağlı bir değerdir. Dolayısıyla bu katsayı sıkışma ve oturma hesaplarında önemli bir değişkendir. Konsolidasyon deneyinde bulunan c_v numunenin örselenme derecesi, ödometre türü, belirli kademede yükün etkime süresi sıcaklık ve yük artış oranına bağlıdır (Önalp vd., 2010). Bu katsayı, %100 doygun bir kil zeminin basınç artışına maruz kaldığında, bir boyutta konsolidasyona uğradığını tarif eden terimdir. Terzaghi'nin bir boyutlu konsolidasyon teorisine göre artan konsolidasyon basıncı altında geçirimlilik katsayısı ve hacimsel sıkışma katsayısı aynı oranda azalırken konsolidasyon katsayısı sabit kalır (Denklem 2), (Robinson ve Allam, 1998). Fakat literatürde yapılan çalışmalar göstermiştir ki c_v , artan konsolidsyon basıncı altında, kil türünün mineralojik yapısına göre ve kilin sıkışma davranışına etki eden faktörlere bağlı olarak değişmektedir (Dutta ve Mishra, 2016). Şekil 3'te verilen eğriler için Taylor yöntemi uygulanarak hesaplanmış konsolidasyon katsayıları, Denklem 1'e göre Tablo 4'te verilmiştir.



Şekil 3. Konsolidasyon deneyinden elde edilen zamana bağlı şekil değiştirme değerleri

Şekil 4'te konsolidasyon katsayısının artan konsoliasyon basıncı altında farklı kum muhtevaları için değişimi gösterilmiştir. Burada, %30 kum muhtevası içeren numune haricinde tüm karışımlarda c_v , yük artışına bağlı olarak artmış ve t_{90} ise azalmıştır. Şöyle ki Samarasinghe vd., (1982) yaptıkları çalışmada, montmorillonit türü mineral içeren saf bentonit kili için c_v değerinin artan basınç altında azaldığını, kumlu kilde ise arttığını belirtmişlerdir. Ayrıca, Mishra vd., (2010), 15 ayrı bentonit-zemin numunesi üzerinde uyguladıkları konsolidasyon deneyi sonucunda konsolidasyon basıncı arttıkça c_v 'de artış olduğunu gözlemlemişlerdir. Bu durum, saf bentonit ile kum-bentonit karışımlarının konsolidasyon davranışı fizikokimyasal faktörlere dayanan uzun vadeli itici ve çekici kuvvetlere bağlıyken, kum-bentonit karışımlarının konsolidasyon davranışı çoğunlukla artan konsolidasyon basıncıyla doğru orantılı çalışan c_v 'ye neden olabilecek mekanik etkilere bağlıdır (Robinson ve Allam, 1998). Dolayısıyla bu çalışmada çoğun numuneden elde edilen sonuçlar bahsedilen mekanik etkilerle bağdaştırılabilinir.



Tablo 4. Taylor yöntemiyle hesaplanmış konsolidasyon katsayısı değerleri

Numune (% Kum-Bentonit)	Yük (kg)	H (cm)	\sqrt{t}	t ₉₀ (sec)	T ₉₀	$c_v (cm^2/dak)$	$*c_v$ (cm ² /dak)
%10-90	10	2.54	8.925	79.656	0.848	0.0171	
%10-90	20	2.54	7.855	61.701	0.848	0.0221	0.02061
%10-90	40	2.54	7.798	60.809	0.848	0.0225	
%20-80	10	2.54	8.333	69.438	0.848	0.0197	_
%20-80	20	2.54	7.164	51.322	0.848	0.0266	0.0255
%20-80	40	2.54	6.71	45.024	0.848	0.0303	
%30-70	10	2.54	7.619	58.049	0.848	0.0235	_
%30-70	20	2.54	7.273	52.896	0.848	0.0259	0.0228
%30-70	40	2.54	8.46	71.572	0.848	0.0191	
%40-60	10	2.54	8.667	75.116	0.848	0.0182	_
%40-60	20	2.54	8.0	64.0	0.848	0.0213	0.0271
%40-60	40	2.54	5.71	32.6041	0.848	0.0419	

*Her üç yükleme için hesaplanan konsolidasyon katsayılarının ortalamasını vermektedir.

Daha önceki bölümde söz edildiği gibi sıkışma indisi, (C_c) yarı logaritmik boşluk oranıbasınç ekseninde, bakir doğrunun eğimidir ve düşey yönde uygulanan basınç altında meydana gelecek oturmayı ifade eden terimdir. Sıkışma katsayısı (a_v), boşluk hacminde meydana gelen azalmanın basınç değişimine oranıdır, basınç boşluk oranı eğrisinden hesaplanır. Tablo 5'te söz konusu eğriler çizilerek hesaplanmış sıkışma indisi değerleri verilmiştir.

Kum İçeriği	a_{v}	$m_{ m v}$	$c_{\rm v}$	k	C							
(%)	(m^2/kN)	(m^2/kN)	(m^{2}/s)	(m/s)	c_{c}							
10	0.00228	0.00025	2.06E-06	5.09E-09	0.80315							
20	0.00247	0.00029	2.56E-06	7.19E-09	0.86819							
30	0.00217	0.00025	2.28E-06	5.64E-09	0.76232							
40	0.00233	0.00031	2.72E-06	8.23E-09	0.81897							

Tablo 5. Sıkısma katsayıları ve sıkısma indisi

Sıkışma katsayılarının ve geçirimlilik katsayısının kum muhtevasına bağlı değişimi Şekil 5'te gösterilmiştir. Terzaghi'nin bir boyutlu konsolidasyon teorisine dayanarak, c_v 'ye bağlı

geçirimlilik katsayısı hesaplanmıştır (Tablo 5). Çoğun numunede beklenildiği üzere karışımdaki kaba dane miktarı arttıkça geçirimlilik katsayısının da arttığı gözlemlenmiştir. Benzer şekilde kum içeriği arttırılan numunelerde konsolidasyon katsayılarının ve indisinin de arttığı görünmektedir. Bu numunelerde kaba dane miktarı arttığında konsolidasyon hızının da arttığını kanıtlamaktadır.



4.SONUÇLAR

Bu çalışmada farklı kum muhtevasına sahip yoğurulmuş kum-bentonit karışımlarına konsolidasyon deneyleri uygulanmış ve bu zeminlerin konsolidasyon özellikleri ile hidrolik iletkenlik davranısı incelenmistir. Deney sonucları artan konsolidasyon basıncı altında coğun numunde konsolidasyon katsayısının, t₉₀ azalırken arttığını göstermiştir. Diğer bir değişle, aşırı yük altında zeminin daha büyük oranda konsolide olmaktadır. Bu durum, saf bentonit ile kum-bentonit karısımlarının konsolidasyon dayranısının tamamen farklı olduğunun göstergesidir ve bentonit zemin karışımlarının konsolidasyon davranışını kontrol eden mekanik faktörlere dayanmaktadır. Karışımlarda %40'a kadar kum muhtevasının arttırılması beklendiği üzere geçirimliliğin artmasına neden olmuş, %10 iri dane içeren numunede permeabilite katsayısı değeri 5.088×10⁻⁹ m/s'den 8.235×10⁻⁹ m/s'ye yükselmiştir. Aynı sekilde konsolidasyon katsayıları ve de konsolidasyon indisi de çoğun numunde kum muhtevasıyla doğru orantılı olarak artmıştır. Netice itibariyle, bentonit - kum karşımı dolguların uygulandığı projelerde olası oturmaların büyüklüğü ve şiddeti yanında, gerçekleşecek deformasyonun hızı ve zamanla gelişimi geoteknik altyapı projelerinin performans ve hizmet ömrü için önemlidir. Bu nedenle, değişik kum katkı oranları ve ilgili konsolidasyon özellikleri ile hidrolik özelliklerin değişimi kapsamlı laboratuvar deney proğramından oluşan bu çalışmada incelenmiştir. Bunun yanında, ani oturmayı etkileyen birkaç farklı ve biribiri ile zıt veya aksi istikamette çalışan unsur vardır. Bir yandan, %40 kum karışımında hidrolik iletkenlik yüksek olduğu için daha kısa sürede suyun bünyeden çıkışına olanak sağlanmakta ve ani deformasyonun yani kısa vadeli oturmanın daha hızlı gelişmesini tetiklemektedir. Diğer taraftan, ani deformasyon genellikle elastik özellikli davranıştır ve zeminin stiffness'ı ile doğrudan ilgili olabilmektedir. Zira, %40 kum bulunduran numune,

%10 kum bulunduran numuneye kıyasla daha stiff (rijit) bir yapıya sahiptir. Çünkü, mikroskobik boyutlu çok küçük ve zayıf, hassas kil danecikleri ile karşılaştırıldığında, daha iri, sıkı ve katı kum danelerinin rijitlikleri çok daha yüksektir ve karışımdaki oranı arttıkça konsolidasyon yüklemesine karşı daha fazla dayanım ve mukavemet göstererek meydana gelen ani deformasyonun aza indergenmesi yönünde etki ve rol göstermektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Chalermyanont T., and Arrykul, S., "Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners," Songklanakarin J. Sci. Technol., vol. 27, no. 2, pp. 313–323, 2005.
- [2] Iravanian, A., and Bilsel, H., "Tensile Strength Properties of Sand-bentonite Mixtures Enhanced with Cement," Procedia Eng., vol. 143, no. Ictg, pp. 111–118, 2016.
- [3] Iravanian, A. and Bilsel, H., "Strength Characterization of Sand-Bentonite Mixtures and the Effect of Cement Additives," Mar. Georesources Geotechnol., vol. 34, no. 3, pp. 210–218, 2016.
- [4] Gleason, M. H., Daniel, D. E. and Eykhole, G. R. "Calcium and sodium bentonite for hydraulic contaminant applications," J. Geotech. Geoenvironmental Eng. ASCE, vol. 123, no. 123, pp. 438–445, 1997.
- [5] Kockar, M. K. Akgün, H. and Aktürk, Ö., "Preliminary evaluation of a compacted bentonite/sand mixture as a landfill liner material," J. Solid Waste Technol. Manag., vol. 31, no. 4, pp. 182–187, 2005.
- [6] Bozbey, İ., and Saltı, S., "Türkiye Katı Atıkları Kontrolü Yönetmeliklerinin 'Performans Tabanlı Yaklaşım' Bakış Açısı Ile Değerlendirilmesi," ISPARTA, TÜRKİYE, 2013.
- [7] Mishra, A. K., Ohtsubo, M., Li, L. Y., and Higashi, T., "Influence of the bentonite on the consolidation behaviour of soil-bentonite mixtures," Carbonates and Evaporites, vol. 25, no. 1, pp. 43–49, 2010.
- [8] Dutta, J., and Mishra, A. K., "Consolidation behaviour of bentonites in the presence of salt solutions," Appl. Clay Sci., vol. 120, pp. 61–69, 2016.
- [9] Robinson, R. G., and Allam, M. M., "Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation," Clays Clay Miner., vol. 46, no. 5, pp. 596–600, 1998.
- [10] ASTM D422-63, "Standard test method for particle-size analysis of soils," ASTM Int. West Conshohocken, PA, vol. 63, no. Reapproved, pp. 1–8, 2007.
- [11] ASTM, "Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils," ASTM D 2435-65T, vol. 4, no. August, pp. 196–205, 1990.
- [12] S. T. Methods, "Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using," Changes, vol. 4, no. June, pp. 1–10, 2003.
- [13] Shenbaga R., Kaniraj R, and Gayathri, V., "Permeability and Consolidation Characteristics of Compacted," vol. 130, no. 1, pp. 18–43, 2004.
- [14] Taylor, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics. LLW, 1948.
- [15] Önalp, A., Arel, E., and Sert, S., Geoteknik Bilgisi. 2010.
- [16] Porbaha, B. a, Pradhan, T. B. S., and Yamane, N., "Time Effect on Shear Strength," vol. 126, no. 1, pp. 15–31, 2000.
- [17] Samarasinghe, V. P. D., Mahinda, A., and Huang Yang, H., "Permeability and consolidation of normally consolidated soils.," J. Geotech. Eng., vol. 108, pp. 835–850, 1982.

KABARMAYA EĞİLİMLİ KİLLİ ZEMİNLERİN KABARMA VE KONSOLİDASYON ÖZELLİKLERİ

SWELLING AND CONSOLIDATION PROPERTIES OF CLAYEY SOILS WITH SWELLING TENDENCY

Atilla ANSAL¹ Ayşen ÇELEBİ²

ABSTRACT

Clayey soils are used in construction of fills or embankments. To evaluate their behavior; consolidation tests were carried out on five different clayey soils using the standard and computer controlled oedometer devices. The samples used in the tests were prepared according to standard Proctor method. The compression properties of the samples were studied by doing tests in which higher stress levels and different-stress cycles were applied to the specimens. In the first group, the water contents of the samples were higher than their optimum water contents. In this group, for some tests, water was not added into the consolidation cell until the applied pressure reached 200 kPa. For some tests, water was added into the cell at the pressure of 25 kPa and the specimens were not permitted to swell by adding extra weights to the specimens thus the swelling pressures were determined. In the second group, the water contents of the samples were around their optimum water contents and the same tests were performed to measure their swelling pressures. Based on the results, the settlements determined from the computer controlled oedometer device were observed to be larger than the settlements measured from the conventional one. On the other hand, the swelling pressures determined on the standard device were found to be larger than the swelling pressures measured on the computer controlled one. Additionally, the time for the determination of the swelling pressures was observed to be important.

Keywords; oedometer tests, settlement curves, swelling pressures, optimum water content

ÖZET

Kabarmaya eğilimli killi zeminlerin herhangi dolgu yapımında kullanılabilecekleri dikkate alınarak, çalışmada beş farklı killi zemin ile konsolidasyon deneyleri standart ve bilgisayar kontrollu ödometreler kullanılarak yapılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan numuneler standart Proktor yöntemine göre hazırlanmıştır. Konsolidasyon deneylerinde farklı gerilme çevrimleri ve yüksek basınçlar uygulanarak numunelerin oturma davranışları araştırılmıştır. Birinci grup deneyde optimum su muhtevasından daha büyük su muhtevasındaki numuneler kullanılmıştır. Bu grup deneylerin bir bölümünde 200 kPa basınç değerine kadar ödometre hücresine su ilave edilmeyip, bu basınç değerinde su ilave edilerek davranışlar araştırılmıştır. Yine aynı grup deneylerde 25 kPa basınç değerinde ödometre hücresine su ilave edilerek numunelerin kabarmalarına izin verilmeyip, kabarma basınçları belirlenmiştir. İkinci grup deneylerde numuneler optimum su muhtevalarında hazırlanarak deneyler tekrar edilmiştir. Benzer biçimde yine numunelerin kabarmalarına

¹ Prof. Dr. Özyeğin Üniversitesi, atilla ansal@ozyegin.edu.tr

² Dr. Özyeğin Üniversitesi, Aysen celebi@ozyegın.edu.tr

izin verilmeyerek zeminlerin kabarma basınçları belirlenmiştir. Deney sonuçlarına bağlı kalınarak bilgisayar kontrollu ödometreden ölçülen oturmaların standart ödometreden ölçülen oturmalardan daha büyük buna karşın standart ödometreden belirlenen kabarma basınçlarının bilgisayar kontrollu ödometreden belirlenen değerlerden daha büyük oldukları görülmüştür. Ayrıca kabarma basınçlarının belirlenmesinde bekleme süresinin önemli olduğu gözlenmiştir.

Anahtar kelimeler; konsolidasyon deneyleri, oturma eğrileri, kabarma basınçları, optimum su muhtevası

1. GİRİŞ

İnce daneli zeminlerin dolgu yapımında kullanılabilecekleri dikkate alınarak, çalışmada 5 farklı numune ile konsolidasyon deneyleri, standart ve bilgisayar kontrollu ödometreler kullanılarak yapılmıştır. Bilgisayar kontrollu ödometre, numuneye gerilme değişimlerini deney öncesi hazırlanan konsolidasyon programına dayalı olarak çok kısa bir sürede uygulamaktadır. Yine aynı programda gerilmelerin ne kadar süre ile numuneye uygulanacağı deney öncesinden belirlenebilmektedir. Numunenin konsolidasyon hücresine yerleştirilmesi standart ödometre ile aynıdır. Deneylerin yapımında kompaksiyon numunelerinin kullanılması dolayısıyla, zeminlerin kompaksiyon özellikleri standart Proktor yöntemine göre belirlenmiştir.

Optimum su muhtevasından daha büyük su muhtevasında inşa edilen dolgularda zeminin yapısından dolayı Holtz ve Kovacs, (1981) dolguda kabarmaların olmayacağı genel olarak bilinmektedir. Ancak, dolgu malzemesinde kabarma eğilimli killerin bulunması halinde dolgu optimum su muhtevasından daha büyük su muhtevasında inşa edilse dahi önemli kabarmalar görülebilmektedir. Konu ile ilgili literatürde Mokhtari ve Dehghani, (2012) tarafından çalışma yapılmıştır. Bu amaçla deneysel çalışmada birinci grup deneylerde optimum su muhtevasından daha fazla su muhtevasındaki numuneler kullanılmıştır. Bu grup deneylerde ilk olarak su, ödometre hücresine 200 kPa gerilme seviyesinde ilave edilmiştir. Standart ödometre ile yapılan deneylerde N1 ve N5 numaralı zeminler dışında N2, N3 ve N4 numaralı zeminlerde suyun ilave edilmesi ile birlikte ölçülen oturmaların yarı yarıya geri döndüğü görülmüştür. Konu ile ilgili diğer bir çalışma Feng, ve diğ. (1998) yayınında bulunabilir. Benzer şekilde deneyler bilgisayar kontrollu ödometre kullanılarak da yapılmıştır. Bu grup için kullanılan konsolidasyon programı deneyler 1,5~2,0 gün içerisinde tamamlanacak şekilde hazırlanmıştır. Bilgisayar kontrollu deneyler 1~1,5 gün aralığında bir gerilme çevrimi olarak tamamlanmış ve herhangi bir kabarma ölçülmemiştir. İkinci grup deneylerde(su muhtevası optimum su muhtevasından büyük) su hücreye 25 kPa gerilme seviyesinde ilave edilmiş, numunelerin kabarmasına izin verilmeyerek gerilmeler arttırılmış ve kabarma başınçları belirlenmiştir. Standart ödometre ile yapılan deneylerde N1 ve N5 numaralı zeminlerde 25 kPa'da oturma görülürken, N2, N3 ve N4 numaralı zeminlerde kabarmalar görülmüş ve kabarma basınçları belirlenmiştir. Aynı şekilde yapılan bilgisayar kontrollu deneylerde ise zeminlerin hepsinde kabarmalar görülmüş ve kabarma basınçları bulunmuştur. Bilgisayar kontrollu ödometrede konsolidasyon programındaki ilk gerilme değeri olan 25 kPa belirli düşey yer değiştirme ile numuneye uygulanabilmektedir. Dolayısıyla belirli düşey yer değiştirmede hacim sabit tutularak değişen gerilme ölçüldüğünden kabarma basınçlarının belirlenmesinde oturmalar sıfır olmamaktadır. Ayrıca bilgisayar kontrollu ödometrede bulunan kabarma basınçları standart ödometre ile bulunan değerlerden daha küçüktür. Deneysel sonuçlar arazide dolgunun su muhtevası optimum değerinden büyük olsa bile dolgu malzemesine, etkisinde kaldığı düşey gerilmeye ve ortam koşullarına bağlı olarak kabarmaların olabileceğini göstermektedir. Killi zeminlerin kabarma basınçlarının belirlenmesinde mevcut yöntemlerin yeterli olmadığı düşünülerek yarı-deneysel bir çalışma Nayak ve Christensen, (1971) tarafından yapılmıştır.

İkinci grup deneylerde kullanılan zemin numunelerinin deney başı su muhtevaları optimum değerlerine yakındır. Bu grup deneylerin yapılmasının amacı her iki ödometreden bulunan kabarma basınçlarının karşılaştırılmasıdır. Zemin numunelerinde kil minerallerinin türüne ve miktarlarına bağlı olarak farklı sonuçlar bulunmuştur. N1 numaralı zemin numunelerinde en büyük kabarma basıncı 500 kPa iken N2 ve N3 numaralı zemin numunelerinde bu değerler 600 kPa olmaktadır. Bilgisayar kontrollu ödometrede ise basınçların belirlendiği oturmalar standart ödometrede bulunan değerlerden daha büyük, basınçların ise daha küçük olduğu gözlenmiştir. Ayrıca düşey yer değiştirmenin oturmaya geçtiği değerlerin belirlenmesinde sürenin önemli ve standart 24 saatin yeterli olmadığı, farklı değerlerin ölçülmesinin diğer bir nedeni de; numunelerin kompaksiyon ile hazırlanmış olmasından kaynaklandığı kabul edilebilir.

Standart ödometrede yapılan deneylerde birden fazla gerilme çevrimleri ve yüksek basınçlar uygulanmıştır. Aynı numune ile tekrarlanan deney sonuçlarından; yeniden yükleme indisleri ile sıkışma indisleri tamamen aynı değerler olarak değil yakın değerler olarak bulunmuştur. Ayrıca tüm deney sonuçlarında, oturma eğrilerinin çiziminde eksenler logaritmik düşey gerilme-boşluk oranı kullanıldığında; Schmertmann, (1953) yönteminde kullanılan 0,42e₀ değerlerinin sıkışma indislerinin belirlendiği doğruları kestikleri gözlenmiştir.

2. NUMUNELER

Çalışmada kullanılan zeminlerde ilk olarak likit limit, plastik limit, piknometre ve hidrometre deneyleri yapılmış ve numuneler birleşik zemin sınıflandırma yöntemine dayalı gruplandırılmıştır. Numunelerin plastisite kartında yerleri Şekil 1'de görülebilmektedir.



Şekil 1. Numunelerin plastisite kartında yerleri.

Ödometre deneylerinin yapımında standart Proktor yöntemi ile hazırlanan numuneler kullanılmıştır. Ödometre deneyleri öncesinde numunelerin kompaksiyon özellikleri standart Proktor deneyi yapılarak belirlenmiştir. İlgili kompaksiyon değerleri Tablo 1' de

görülebilmektedir. Birinci grup deneyler için numuneler optimum su muhtevalarından daha büyük su muhtevalarında standart Proktor kalıbına yaklaşık 3 eşit kalınlıkta ve her tabakaya 25 vuruş uygulanarak hazırlanmıştır. Bu biçimde kalıba yerleştirilen zeminler daha sonra kalıptan çıkartılarak deneylerin yapımında kullanılmışlardır. **Tablo 1** Numunelerin kompaksiyon değerleri

	Tablo 1. Numunelerin Kompaksiyon degenen.											
Numune No	N1	N2	N3	N4	N5							
Zemin Grubu	СН	MH	MH	CL	CL							
w _{opt} (%)	22	19	23	18	16							
$\gamma_{\rm d} ({\rm Mg/m}^3)$	1,63	1,35	1,35	1,58	1,77							

İkinci grup deneylerde ise numuneler optimum su muhtevalarında hazırlanmıştır. Bu grup deneylerde zeminlerin sert olmaları nedeni ile numuneler ring boyutlarına kesilerek getirilip daha sonra konsolidasyon ringine alınmıştır. Bu grup deneylerin bazılarında standart Proktor kalıbına 4 eşit yükseklikte ve her bir tabakaya 25 vuruş uygulanarak hazırlanan numuneler de kullanılmıştır.

Standart deney aletlerinde kullanılan ringlerin, dış çapları 70 mm, yükseklikleri 20 mm iken bilgisayar kontrollu ödometrede kullanılan ring boyutu; dış çap 70 mm, yükseklik 25,5 mm dir.

3. BİLGİSAYAR KONTROLLU ÖDOMETRE

Deney sonuçları operatör hatası içermemektedir. Alet gerilme değişimlerini standart ödometreye benzer biçimde artımsal olarak ve düşey yönde uygulamaktadır. Ayrıca standart ödometrede numune yerleştirilirken moment kolu, askı ve üst başlık ağırlıklarından oluşan oturma miktarları ölçülememektedir. Bilgisayar kontrollu ödometrenin üst başlık ağırlığı (266,36gr) standart ödometrenin üst başlık ağırlığından (316,62gr) daha küçüktür. Deney hücresinin deney aletine yerleştirilmesi standart ödometre deneyi ile aynıdır. Deney öncesinde tanımlanan, gerilme artımlarını ve gerilmelerin geri alınmasını ayrıca ne kadar süre ile numuneye uygulanacağını içeren konsolidasyon programındaki ilk gerilme seviyesi numuneye yaklaşık 2 saniyede düşey yer değiştirme ile birlikte uygulanmaktadır. Deney devam ederken tanımlanan süre aralıklarında düşey yer değiştirmeler kaydedilmektedir. Konsolidasyon programında ilk değer sabit hacim olarak belirtildiğinde, alet belirli düşey yer değiştirme değerini sabit tutarak gerilmedeki değişimi ölçmektedir. Konsolidasyon programına örnek Tablo 2'de görülmektedir.

	Tublo 2. Ronsondusjon denej program.											
Adım	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Gerilme(kPa)	25	50	100	200	400	800	400	200	100	50	25	
Durum	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	Sabit	
Durum	hacım	G	G	.G	G	G	G	G	G	G	G	
En uzun süre	1440	1440	1440	1440	1440	1440	480	360	360	360	360	
En kısa süre	360	360	480	600	600	600	360	300	300	180	120	

Tablo 2. Konsolidasyon deney programı.

Tablo 2; G: gerilme, süre, dakika

Deneylerde farklı konsolidasyon programları kullanılarak deney sonuçları karşılaştırılmış ve sürenin konsolidasyon özelliklerine etkisi çalışılmıştır.

Standart alet ile yapılan deney sonuçlarında 24 saat sonundaki oturma miktarları ikincil oturmaları da içermektedir. Deney aletinin diğer bir avantajı; deney devam ederken program %100 konsolidasyon oturmasını hem logaritma-zaman hem de karekök-zaman

yöntemleri ile hesaplayıp konsolidasyon oturması tamamlandığında, bir sonraki gerilme adımına geçmesidir. Ancak bir sonraki gerilme adımına geçişte karekök-zaman yöntemi kullanılmaktadır. Ayrıca birbirini takip eden 3~4 değer aynı okunduğunda bir sonraki gerilme adımına geçilmektedir. Bir sonraki gerilme adımına geçişte kullanılan diğer bir kriter ise konsolidasyon programında belirtilen en kısa ve en uzun süre değerleridir. Alet %100 konsolidasyon değerini programda belirtilen en kısa süreden daha küçük hesapladığında bir sonraki adıma geçmek için en kısa sürenin tamamlanması beklenmektedir. Eğer oturmalar en kısa süre tamamlandığı halde devam ediyorsa bu durumda en uzun süre değeri dikkate alınmaktadır. Dolayısıyla sabit efektif gerilme etkisinde oluşan oturmalar deney sonuçlarında bulunmamaktadır. Çalışmada yapılan deneylerde numuneler %100 suva dovgun duruma getirilmemiş ve numune tabanında oluşan ilave boşluk suyu basınçları ölçülmemiştir. Deney aletinin diğer avantajı; konsolidasyon deneyleri standart deneye oranla daha kısa sürede tamamlanabildiği gibi 24 saat süre uygulanarak standart deney de yapılabilmektedir. Çalışmada gerilme artımlarında ve gerilmelerin geri alınması işlemlerinde 24 saate yakın değerler kullanılarak standart süreye yakın deneyler de yapılmıştır.

4. DENEY BAŞI SU MUHTEVASI OPTİMUM SU MUHTEVASINDAN BÜYÜK OLAN DENEY SONUÇLARI

Literatürdeki çalışmalarda Germaine(1985) konsolidasyon hücresine ilave edilen suyun numunenin arazide etkisinde bulunduğu düşey gerilme değerine kadar uygulanmaması önerilmektedir. Çalışmada kompaksiyon numunesi kullanılmasına rağmen literatürdeki açıklamalar dikkate alınarak bir grup deneyde konsolidasyon hücresine su 100~200 kPa basınç değerlerinde uygulanmıştır. Bu grup deneylerde deney öncesinde poroz taşların kuru olmasına da dikkat edilmiştir. Her numune ile en az 5 deneyin yapıldığı sonuclardan: N1(CH) ile N5(CL) numaralı numuneler dışındaki numunelerde suyun hücreye ilave edilmesi ile oturmaların önemli miktarda geri döndüğü görülmüştür. Özellikle N2(MH) ve N3(MH) numaralı numunelerin kullanıldığı deney sonuçlarında deney başı su muhtevaları optimum su muhtevalarından önemli ölçüde büyük olmalarına karşın, hücreye su ilave edildiğinde oturmalar yarı yarıya geri dönmüştür. 6 deneyin yapıldığı N2 numaralı zemin numunesinin kullanıldığı bir deneyde ($w_{opt} = \%19$) deney başı su muhtevası $w_0 = \%43$ olmasına rağmen 200 kPa gerilmede hücreye su ilave edildiğinde oturma miktarı 0,83 mm'den 0,45 mm'ye geri dönmüştür. N3 numaralı zemin numunelerinin kullanıldığı deneylerde de benzer davranışlar gözlenmiştir. N3(MH) numaralı numunede deney başı su muhtevası $w_0 = \%40,6$ olarak optimum su muhtevasından ($w_{opt} = \%23$) büyük olmasına karşın deneyde oturma miktarı 0,32 mm iken hücreye su ilave edildiğinde düşey yer değiştirme değeri 0,09 mm ye geri dönmüştür. Benzer biçimde N4(CL) numaralı numuneler ile yapılan deneylerde de deney başı su muhtevaları optimum su muhtevasından büyük olmasına karşın düşey yer değiştirmelerde yarı yarıya geri dönmeler görülmüştür. Bilgisayar kontrollu deneylerde konsolidasyon programı, deney 1,5~2 gün içerisinde tamamlanacak biçimde hazırlandığından ve konsolidasyon hücresine su 200 kPa basınç değerinde ilave edildiğinde düşey yer değiştirmelerde geriye dönüş görülmemiştir. Oturmalar konsolidasyon hücresinde su bulunmasına rağmen artmaya devam etmiştir. Gözlenen sonuca neden, gerilme artımının numuneye yeterli süre uygulanmaması düşünülmektedir. İnce daneli zeminlerde permeabilitenin küçük olması dolayısıyla: düşey gerilme etkisinde bulunan numunenin çevresinde bulunan su numune boşluklarına uzun süre içerisinde hareket edebilmektedir. Deney sonuçlarında kabarma görülmemesine neden, sürenin kısa olması ve suyun hücreye ilave edildiği basınç değerinin yüksek olması kabul edilmektedir.

Aynı zeminler ile optimum su muhtevasından daha büyük su muhtevalarında hazırlanan numuneler ile yapılan diğer deneylerde su ilk gerilme artımında hücreye ilave edilmiştir. Numunenin kabarmasına izin verilmeyerek gerilme değeri arttırılmıştır. Bu şekilde yapılan standart deneylerde bir önceki gruba benzer biçimde N1(CH) ve N5(CL) dışında N2, N3 ve N4 numaralı numunelerin kullanıldığı deneylerde kabarmalar görülmüş ve kabarma basınçları belirlenmiştir. N1 numaralı numuneler kullanılarak yapılan 6 standart ödometre deneylerinde ilk gerilme artımı olan 25 kPa'da oturmalar ölçülmüştür. Aynı numune ile benzer koşullarda deneyler bilgisayar kontrollu olarak tekrar edildiğinde oturmalar 0,077~0,562 mm aralığında iken kabarma basınçları 29~38 kPa aralığında belirlenmiştir. 6 deneyin tamamında aynı konsolidasyon programı kullanılmış ve sabit hacimde en uzun süre 1440 dakika iken en kısa süre 360 dakika olarak seçilmiştir. Yapılan 6 deney 5 ile 5,5 gün aralığında tamamlanmıştır. N1 numaralı numune ile her iki ödometrede yapılan deneylerin oturma eğrileri Şekil 2.'de gösterilmiştir. Bilgisayar kontrollu ödometrede, sürenin oturma miktarına etkisinin gözlenebilmesi amacı ile standart deneyde kullanılan süreye benzer biçimde de deneyler tekrar edilmiştir. Bu deney için Tablo 2'deki en uzun süre değerleri: gerilme artımlarında 1440 dakika, gerilme artımlarının geri alınmasında 720 dakika ve en kısa süre değerleri 600 dakika kullanılmıştır. Deney 7 günde tamamlanmıştır.



Şekil 2. Bilgisayar kontrollu ve standart ödometre ile yapılan deneyler N1(CH).

5 farklı numune kullanılarak, bilgisayar kontrollu yapılan bütün deneylerde oturma miktarları standart deneyden ölçülenlerden her durumda daha büyük olarak ölçülmüştür. 1.5 günde tamamlanan deneylerde de oturmalar standart deneylerde görülen oturmalardan fazladır. Şekil 2'de N1 numaralı numuneler kullanılarak yapılan deney sonuçlarında da oturmaların fazla oldukları görülmektedir. Şekil 2'den görüldüğü üzere 7 günde tamamlanan deneyde oturmalar deney başı su muhtevalarına ve kalıba yerleştirme enerjilerine bağlı olarak, 5 günde tamamlanan deneyde ölçülen oturma miktarlarından daha küçüktür. Standart deneylerde genel olarak 4 bazen 5 gerilme çevrimi uygulanırken, bilgisayar kontrollu deneylerde 1, çoğunlukla 2 gerilme çevrimi uygulanmıştır.

Standart bütün deneylerde yeniden yükleme indisleri birbirlerine paralel olacak biçimde görülmeyip, son 2 veya 3 çevrimin değerlerinin paralele yakın oldukları görülmüştür. Şekil 2'de standart deneyin sıkışma indisi Cc = 0,30 deneyin oturma eğrisi yardımı ile 400~800 kPa gerilme aralığında hesaplanmıştır. Aynı numune ile tekrarlanan deneylerin sonuçlarına bağımlı çizilen oturma eğrileri yardımı ile hesaplanan sıkışma indisleri de aynı değerler olarak bulunmamıştır. Bazı deney sonuçlarında birbirlerine yakın değerler hesaplanmıştır.

Bilgisayar kontrollu deney sonuçlarında da (Şekil 2) 5 günde tamamlanan deneyin yeniden yükleme indisleri yaklaşık paralel iken, 7 günde tamamlanan deneyde ilgili değerler farklıdır. Şekil 2'de dikkat edildiği üzere sözü edilen deneylerin sıkışma indisleri çok farklı değildir.

N5 numaralı numuneler kullanılarak yapılan deneylerde N1 numaralı numunede gözlenen sonuçlara benzer sonuçlar bulunmuştur. Standart ödometre ile yapılan deneylerde 25 kPa'da oturma görülürken, bilgisayar kontrollu yapılan 5 deneyin sonuçlarında oturma değerleri 0,134~0,923 mm aralığında iken kabarma basıncı değerleri 29,5~32 kPa aralığındadır. N5 numaralı numuneler ile yapılan deneylere örnek Şekil 3'de verilmiştir. N5 numaralı numunelerin kullanıldığı deneylerde de N1 numaralı numuneler ile aynı konsolidasyon programları kullanılmıştır. N1 numaralı numunede en kısa süre değerlerinde yukarıda açıklanan kabarma basınçları ölçülürken, N5(CL) numaralı numunede yapılan iki deneyde en uzun süre değeri olan 1440 dakikada kabarma basınçları ölçülmüştür.



Düşey gerilme, log P (kPa)

Şekil 3. Bilgisayar kontrollu ve standart ödometre ile yapılan deneyler N5(CL).

Şekil 3'de sıkışma indisleri arasında N1 numaralı numunede gözlenen davranışın aynısı görülemeyip benzer davranış gözlenmiştir. Genel olarak bilgisayar kontrollu deneylerde ölçülen oturmalar, standart ödometre ile ölçülen oturma değerlerinden daha büyüktür.

N2 numaralı numuneler kullanılarak standart ödometre ile 6 deney yapılmış ve sonuçlar Tablo 3'de özetlenmiştir. Standart ödometrede moment kolu, askı ve üst başlık ağırlıklarının numuneye ne kadar bir gerilme uyguladığı tam olarak belirlenemediğinden, ayrıca bilgisayar kontrollu ödometrede belirli düşey yer değiştirmede hacim sabit tutularak gerilme ölçüldüğünden, iki deney sisteminden bulunan kabarma basınçlarında farklılıklar bulunmaktadır.

Deney no.	1	2	3	4	5	6
w_0 (%)	52.0	50,7	52,7	48,7	51,6	51,0
Basınç(kPa)	50	100	75	100	50	75
Oturma(mm)	0,08	0,07	0,02	0,02	0,14	0,02

Tablo 3. Standart ödometre deneylerinde ölçülen konsolidasyon parametreleri N2(MH).

Tablo 3'de w₀: deney başı su muhtevası

Tablo 3'de görüldüğü üzere oturmalar $0,02\sim0,14$ mm iken kabarma gerilmeleri 50~100 kPa aralığındadır. N2 numaralı numunenin optimum su muhtevası $w_{opt} = \% 19$ Tablo 3'teki deney başı su muhtevalarından önemli miktarda küçük olmasına karşın deneylerde kabarmalar görülmüştür. Aynı özelliklerde hazırlanan, aynı numune ile bilgisayar kontrollu yapılan deneylerde oturmalar 0,376~0,867 mm iken kabarma gerilmeleri 28,4~30 kPa aralığında ölçülmüştür. N2 numaralı numunenin deneylerinde kullanılan konsolidasyon programı N1'de kullanılan program ile aynıdır. Açıklanan değerler programdaki en kısa süre olan 360 dakikada ölçülmüştür.

N3 numaralı numune kullanılarak standart ödometre ile yapılan deneylerde 200 kPa basınç değerinde oturma değerleri 0,05~0,13 mm aralığındadır. N3 numaralı numunenin optimum su muhtevası $w_{opt} = \%23$ olarak deneylerin deney başı su muhtevalarından oldukça küçüktür ($w_0 = \%42,5 \sim 44.9$). Deneysel sonuçlar; eğer arazide dolgu optimum su muhtevasından daha büyük su muhtevalarında yapılırsa, dolgunun kabarma eğiliminin olmayacağı genel görüşüne uygun değildir. Deney sonuçları, su muhtevasının optimum değerinden büyük olmasına rağmen, malzemenin etkisinde kalacağı düşey gerilmelere bağlı olarak dolguda kabarmanın olabileceğini göstermektedir.

N3 numaralı numunenin kullanıldığı bilgisayar kontrollu deneylerde de N2, N1 ve N5 numaralı zeminlerde bulunan sonuçlara benzer sonuçlar bulunmuştur. Deney başı su muhtevaları optimum su muhtevasından büyük olmasına rağmen oturmalar 0,155~0,604 mm aralığında iken kabarma basınçları 73,6~81,9 kPa aralığında bulunmuştur. N3 numaralı zeminin kullanıldığı standart ve bilgisayar kontrollu ödometreler ile yapılan deneylerin grafiği Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 4. Bilgisayar kontrollu ve standart ödometre deneyleri N3(MH).

Şekil 4'den görüldüğü üzere en büyük oturma miktarları 1.62 günde tamamlanan bilgisayar kontrollu deney sonuçlarında görülmüştür. 5 gün, 3 saat 7 dakikada tamamlanan deneyde

ölçülen oturmalar ise standart deneyden ölçülen oturmalardan daha büyüktür. 5 farklı zeminin gerek bir gerilme çevrimli gerekse iki gerilme çevrimli deneylerinde kullanılan konsolidasyon programları sonuçların karşılaştırılabilmesi amacı ile aynıdır. İki gerilme çevrimli deneylerin konsolidasyon programında gerilme artımlarında en uzun süre değeri 1440 dakika iken gerilmelerin geri alınmasında ise ilgili değer 480 ile 360 dakika aralığındadır. Yine Şekil 4'te dikkat edileceği üzere düşey yer değiştirmelerin oturmaya geçtiği basınçlar, standart ödometrede bilgisayar kontrollu ödometreden belirlenen değerlere oranla daha büyüktür. Benzer sonuç diğer zeminlerle yapılan deneylerde de gözlenmiştir. Şekil 4'de dikkat edilecek diğer bir konu; standart ödometrede ölçülen düşey yer değiştirmelere bağımlı çizilen oturma eğrisinden hesaplanan sıkışma indisi Cc = 0,29 olarak bilgisayar kontrollu deney eğrilerinden belirlenen değerlerinden daha küçüktür. Buna karşın ortalama yeniden yükleme indisleri birbirlerine benzerdir.

N4 kullanılarak yapılan standart deney aleti sonuçlarına bağımlı çizilen eğrilerden oturmalar 0,02~0,21 mm iken kabarma basıncı değerleri deney başı su muhtevalarına bağımlı 25~200 kPa olarak belirlenmiştir. Diğer zeminlerin deney sonuçlarına benzer sonuçlar N4 numaralı numunenin deney sonuçlarında da görülmüştür. Benzer koşullarda hazırlanan numunelerin kullanıldığı deneylerden aynı sıkışma indisleri bulunamamıştır. Yeniden yükleme indisleri de birbirlerine paralel olarak değil, bazı gerilme çevrimlerinde birbirlerine benzer olarak hesaplanmıştır.

N4 numaralı numune kullanılarak yapılan bilgisayar kontrollu deneylerde de oturma miktarları 0,281~0,513 mm iken kabarma basınçları 29,3~31,5 kPa olarak belirlenmiştir.

5. DENEY BAŞI SU MUHTEVASI OPTİMUM SU MUHTEVASINA EŞİT OLAN DENEY SONUÇLARI

Deney başı su muhtevası optimum değerine yakın olarak N1 numaralı numune ile standart alette 9 deney yapılmış ve oturmalar 0~0,19 mm aralığında iken kabarma basınçları 125~500 kPa gerilme aralığında bulunmuştur. Standart alet ile yapılan deneyin sonucu Şekil 5'te görülmektedir.



Şekil 5. Standart ödometre deney sonucu, N1(CH).

Şekil 5'te deney başı su muhtevası $w_0 = \% 19,1$ olarak optimum değerinden küçük ve kuru birim hacim ağırlığı 1,57 Mg/m³ olan numunede en küçük kabarma basıncı değeri 125 kPa

0,06 mm oturma ile gözlenmiştir. Buna karşın en büyük kabarma basıncı değeri 500 kPa iken oturma sıfır ve deney başı su muhtevası $w_0 = \%17,9$ ve $\forall d = 1,75$ Mg/m³ değerleri ile ölçülmüştür. Daha önceden söz edildiği üzere yeniden yükleme indisleri aynı değil son iki değer yaklaşık paralel olarak bulunmuştur. Bilgisayar kontrollu deneylerde ise yine 9 deney sonucundan kabarma basınçları 40~105 kPa aralığında iken ilgili oturmalar 0,167~0,589 mm olarak belirlenmiştir. Bilgisayar kontrollu ödometreden bulunan oturma miktarları standart ödometreden bulunan oturmalar ile karşılaştırılmış ve daha büyük oldukları, kabarma basınçlarının ise daha küçük oldukları gözlenmiştir. Deneylerin yapımında kullanılan konsolidasyon programında en uzun süre değeri 1440 dakika en kısa süre değeri 360 dakika olarak kullanılmıştır. 9 deneyin 3'ü dışında kabarma basınçları en küçük değer olan 360 dakikada ölçmüştür. İki farklı ödometreden bulunan kabarma basınçları arasındaki farkın basınçların belirlenmesindeki sürenin çok farklı olmasından kaynaklanabileceğini düşündürmektedir.

N2(MH) numaralı numune ile standart ödometrede 8 deney yapılmış ve deney sonuçlarından oturmalar 0,03~0,17 mm aralığında iken kabarma basınçlarının 200~600 kPa gibi büyük değerlerde oldukları görülmüştür. Logaritma düşey gerilme-boşluk oranı eksenlerinde çizilen oturma eğrilerinden N1 numaralı numuneden gözlenen sonuçlara benzer sonuçlar bulunmuştur. Bilgisayar kontrollu ödometre ile 5 deney yapılmış ve deney başı su muhtevaları %17,8~20,5 aralığında iken kabarma basınçları standart ödometrede bulunan değerlerden daha küçük olarak 100~123 kPa gerilme aralığında bulunmuştur. N1 numaralı numunede kullanılan konsolidasyon programı bu numunede değiştirilmesine rağmen ödometre 5 denevin 2'sinde en az süreden fazla süreleri kabarma basınclarının belirlenmesinde kullanmıştır. Farklı basınçlara neden sürenin yeterli olmadığı kabul edilmektedir. Aynı numune ile standart ödometrede yapılan deneylerde bulunan 500~600 kPa gibi yüksek kabarma basınçları 3 günde belirlenmiştir. Bilgisayar kontrollu ödometrede ölçülen kabarma basınçları ile ilgili oturma değerleri ise 0,225~0,43 mm aralığında olup standart ödometreden ölçülen oturma miktarlarından daha büyüktür. N2 numaralı numunenin kullanıldığı bilgisayar kontrollu bir deneyin sonucu Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. Bilgisayar kontrollu ödometre deneyi, N2(MH).

N3 numaralı numune ile standart ödometrede 8 deney yapılmış ve deney sonuçlarından N2 numaralı numuneye benzer sonuçlar bulunmuştur. N3 numaralı numunenin optimum su

muhtevası w_{opt} = %23 ve deneylerde kullanılan N3 numunelerinin deney başı su muhtevaları %22~26 aralığında iken ölçülen kabarma basınçları 300~700 kPa aralığındadır. 600~700 kPa gibi yüksek kabarma basınçları N2 numaralı numuneye benzer biçimde 3 gün sonunda belirlenmiştir Bilgisayar kontrollu ödometre ile 7 deney yapılmış ve deney başı su muhtevaları 22~26% iken kabarma basınçları 100 kPa dolaylarında belirlenmiştir. İlgili oturma değerleri bilgisayar kontrollu ödometrede 0.032~0.524 mm ve standart alette 0,01~0,37 mm olarak ölçülmüştür. Bilgisayar kontrollu alette yapılan herhangi bir deney sonucu bu grup deney sonuçlarına örnek olabilir görüşü ile Şekil 7'de gösterilmistir. Oturma eğrilerinin daha iyi görülebilmesi amacı ile iki ödometreden gözlenen oturma eğrileri ayrı grafiklerde verilmiştir. Şekil 7'de dikkat edileceği üzere 1000 kPa değere kadar gerilme artımı uygulanmış daha sonra gerilmeler geri alınıp tekrar aynı değere kadar arttırılmıştır. Yine Şekil 7'de yeniden yükleme indisleri birbirlerine paralel değildir. Standart alet ile yapılan bazı deneylerde de gerilme artımları 5200~6400 kPa kadar uygulanıp geri alınmış ve aynı değerlere kadar tekrar arttırılıp geri alınmıştır. Sözü edilen deneylerin oturma eğrilerinde gerilmelerin geri alındığı eğrilerin paralel oldukları görülmüştür. Şekil 7'de görülen kabarmalar standart alet ile N3 kullanılarak yapılan deney sonuçlarında da görülmüştür. Standart alette yapılan deneylerde 5200 kPa basınç değeri kullanılmıştır. Şekil 7'deki eğrinin konsolidasyon programında gerilme artımlarında en uzun süre değeri 1440 dakika, en kısa süre değerleri gerilmelerin büyüklüğüne bağlı olarak 600~780 dakika kullanılmıştır. Alet en uzun süre değerlerini gerilmelerin geri alınması isleminde kullanmıştır.

N4(CL) ile standart ödometrede 9 deney yapılmış ve kabarma basınçları 150~300 kPa aralığında bulunmuştur. Ölçülen oturmalar ise 0,1~0,29 mm aralığındadır.



Şekil 7. Bilgisayar kontrollu ödometre deney sonucu, N3(MH).

N4'ün kullanıldığı bilgisayar kontrollu deney sonuçlarında ise kabarma basınçları 40~100 kPa aralığında bulunmuştur. İki farklı konsolidasyon tablosunun kullanıldığı deneylerde oturmalar 0,15~0,30 mm aralığındadır.

N5 kullanılarak standart aletler ile 8 deney yapılmış ve kabarma basınçları 100 kPa dolaylarında ölçülürken ilgili oturmalar 0,1~0,25 mm dolaylarındadır.

6. SONUÇLAR

Zeminlerin içerdiği kil minerallerinin miktarlarına, türlerine ve ayrıca yerleştirme enerjileri ile etkisinde kaldıkları düşey gerilme değerleri ile ortam koşullarına bağlı olarak optimum su muhtevasından daha büyük su muhtevalarında da dolgularda kabarmaların olabileceği deney sonuçlarına bağımlı bulunmuştur. Kabarma miktarlarının yeterli boyutta olması üst yapıya zarar verecektir. Bilgisayar kontrollu ödometreden ölçülen kabarma basınçlarının standart ödometreden ölçülen değerlerden daha küçük oldukları görülmüştür. Dolayısıyla bilgisayar kontrollü aletin kabarma basınçlarının ölçümünde kullanımı uygun değildir. Ayrıca kabarma basınçlarının belirlenmesinde sürenin önemli olduğu ve gerçeğe yakın değerlerin ölçülebilmesi için en az 4~5 gün deneyin sürdürülmesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Standart ve bilgisayar kontrollu ödometreler ile yapılan deneylerde; bilgisayar kontrollu ödometreden ölçülen oturma miktarlarının standart ödometreden ölçülen değerlerden daha büyük oldukları görülmüştür. Standart ödometrede üst başlık, askı ve moment kolunun ağırlıklarından kaynaklanan oturmalar bilinmediğinden bilgisayar kontrollu ödometrenin daha uygun sonuçlar verdiği kabul edilmektedir. Çalışmada standart Proktor yöntemine dayalı hazırlanan numuneler kullanıldığından yeniden yükleme indisleri birbirlerine tam paralel olarak bulunmamıştır. Ayrıca aynı numune ile tekrarlanan deney sonuçlarının oturma eğrilerine bağımlı hesaplanan sıkışma indisleri de birbirlerinin aynısı değildir. Tüm deney sonuçlarında 0,42e₀ doğrularının sıkışma indislerinin hesaplandığı doğruları kestikleri gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Holtz, R. D ve Kovacs, W. D. (1981), "<u>An Introduction to Geotechnical Engineering</u>", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [2] Mokhtari, M. ve Dehghani, M. (2012), "Swell-Shrink Behavior of Expansive Soils, Damage and Control", EJGE, vol 17.
- [3] Feng, M., Gan, K-M. J. and Fredlund, D. G. (1998), "A Laboratory Study of Swelling Pressure Using Various Test Methods", Proceeding of the Second International Conference on Unsaturated Soils, vol.1, pp. 350-355.
- [4] Nayak, N. V. ve Christensen, R. W. (1971), "Swelling Characteristics of Compacted Expansive Soils", Clays and Clay Minerals, vol. 19, pp. 251-261.
- [5] Schmertmann, J. H. (1953), "Estimating the True Consolidation Behaviour of Clay from Laboratory Test Results", Proceedings ASCE, Vol. 79
- [6] Germaine, J. T. (1985), "Laboratory Measurements of Clay Behavior", MIT, Special Summer Course, Cambridge.
- [7] Craig, R. F. (1983), "Soil Mechanics", 3rd edition, Van Nostrand Reinhold, UK.
- [8] Atkinson, J. (2007), "<u>The Mechanics of Soils and Faundations</u>", 2nd Edition, Taylor and Francis, London and New York.
- [9] Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999), <u>"Zemin Mekaniği Problemleri</u>", Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

DÜŞÜK MALİYETLİ BİR BENDER ELEMAN DÜZENEĞİ TASARIMI VE GELİŞTİRİLMESİ

DESIGN AND DEVELOPMENT OF A LOW COST BENDER ELEMENT SETUP

Nihat DİPOVA*1

ABSTRACT

Bender elements are polarized, piezoceramic elements used as binary consoles. While one element conducts a mechanical shear wave to the soil, the other perceives this wave and converts it into an electrical signal. It is thus possible to calculate the shear wave velocity which can be used to calculate the small deformation shear modulus. Function generator is used for input wave function and oscilloscope is used for determining time difference between input and output signals. Bender element systems are quite expensive, a limited number of research institutions can have this system. The oscilloscope and the signal generator are usually overly costly as they have features over the need. In this study; The design and development process of a low cost and innovative bender element system will be described. The frequency range used in the Bender element is audible audio frequency and low cost systems can be installed using this level of equipment. The oscilloscope is a hardware that senses voltage-time variation as analog signal. The low frequency voltage change can be transferred directly to the computer by converting to digital. Software-generated functions can be used instead of the function generator by converting them into analog voltage-time variations. In the scope of the study, an electronic hardware was created to record the input and the output signals. Generally used piezoceramics are high cost because they have frequency values above the frequency range used in geotechnics. Apart from being very low cost, piezoceramics produced for the frequency range of 0-20 kHz, which have a long lifetime since they are equipped copper reinforcement, have been used in the setup. Ceramics are covered in three layers in order to prevent crosstalk in wet soils. Performing laboratory tests on clayey soils, traditional setups and newly developed setup was compared.

Key words: Bender element, Design and development, Piezoceramic, Shear wave velocity

ÖZET

Bender elemanlar, ikili konsol piezoseramik elemanlardır. Bir eleman zemine mekanik bir kayma dalgası iletirken, diğeri ise bu dalgayı elektrik sinyaline dönüştürür. Böylece küçük deformasyon kayma modülünü hesaplamak için kullanılabilecek kayma dalgası hızı belirlenir. Giriş dalgası fonksiyonu için fonksiyon jeneratörü, giriş-çıkış sinyalleri arasındaki zaman farkını belirlemek için ise osiloskop kullanılmaktadır. Bender eleman sistemleri oldukça pahalı olduğundan sınırlı sayıda araştırma kurumunda bulunmaktadır. Osiloskop ve sinyal jeneratörü genelde ihtiyaç duyulanın üzerinde özelliklere sahip olduklarından aşırı

^{*1} Doç.Dr., Akdeniz Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ndipova@akdeniz.edu.tr

maliyetlidir. Bu çalışmada; düşük maliyetli ve inovatif bir bender eleman sisteminin tasarım ve geliştirme süreci anlatılacaktır. Bender elemanda kullanılan frekans aralığı işitilebilir ses frekansı aralığında olup bu düzeydeki donanımlar kullanılarak düşük maliyetli sistemler kurulabilir. Osiloskop gerilim-zaman değişimini analog olarak algılayan donanımdır. Alıcıdaki gerilim değişimi bir sayısal veriye dönüştürülerek, osiloskop kullanımına gerek kalmadan, bilgisayara doğrudan aktarılabilir. Yazılımsal olarak üretilmiş fonksiyonlar analog gerilim-zaman değişimi haline dönüştürülerek fonksiyon jeneratörü yerine kullanılabilir. Çalışma kapsamında bir elektronik donanım oluşturularak giriş sinyalinin üretilmesi ve çıkış sinyalinin kaydedilmesi sağlanmıştır. Genellikle kullanılan piezoseramikler geoteknikte kullanılan frekans aralığının üzerinde frekans değerlerine sahip olduğundan yüksek maliyetlidir. Düzenekte, çok düşük maliyetli olmaları dışında bakır donatılı olduğundan ömürleri de uzun olan 0-20kHz frekans aralığı için üretilen piezoseramikler kullanılmıştır. Nemli zeminlerde çapraz girişimin önlenmesi amacıyla seramikler üç katman halinde kaplanmıştır. Killi zeminler üzerinde testler yapılarak, geleneksel düzenek ve geliştirilen düzenek karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Bender eleman, kayma dalgası hızı, piezoseramik, tasarım ve geliştirme

1. GİRİŞ

Zeminlerde küçük birim deformasyon, dinamik yük altındaki zemin davranışının belirlenmesi ve tünel kazılarında yüzey oturmalarının hesaplanması sırasında gerekmektedir. Küçük birim deformasyonların ölçümü, numunenin gerilme-deformasyon ilişkisinin belirlendiği konvansiyonel tek eksenli ve üç eksenli deneylerde, komparatörler veya doğrusal değişken diferansiyel dönüştürücüler (LVDT) gibi araçlarla belirlenmesi mümkün değildir (Holtz ve diğ., 2011). Dış deformasyon ölçümünden kaynaklanan hataların görmezden gelinmesi, modül ve zemin rijitliğinin önemli oranda düşük tahmin edilmesine yol açabileceğinden, küçük birim deformasyonlar lokal olarak numune üzerinden ölçülmelidir. Lokal deformasyon ölçümlerinde, minyatür LVDT ler, temassız mesafe sensörleri, Hall etkisi sensörleri, esnek kirişli deformasyon sensörleri ve görüntü analizi teknikleri kullanılmaktadır (Scholey ve diğ., 2011).

Dolaylı yoldan küçük deformasyon modülü ölçümü amaçlı olarak piezoelektrik bender elemanların kullanımı özellikle bilimsel araştırmalarda yaygınlaşmıştır. Shirley (1978) tarafından literatüre kazandırılan yöntem, sonraki yıllarda birçok araştırmacı (Dyvik ve Madshus, 1985; Brignoli ve diğ., 1996; Kumar ve Madhusudhan, 2010; Lee ve Santamarina, 2005; Leong ve diğ., 2005; Lings ve Greening, 2001; Marjanovic ve Germaine, 2013; Viggiani ve Atkinson, 1995) tarafından çalışılmıştır. Bender elemanlar ikili konsollar halinde kullanılan, kutuplanmış, piezoseramik elemanlardır. Bir eleman elektrik yükü tahriki ile zemine mekanik bir kayma dalgası iletirken, diğeri ise bu dalgayı algılar ve çıkış elektrik sinyaline dönüştürür. Bu işlem, küçük deformasyon kayma modülünü (G) hesaplamak için kullanılabilecek kayma dalgası hızının (V_s) hesaplanmasına olanak tanır.

Piezoseramik bender eleman üretiminde yaygın olarak PZT (Lead zirconate titanate) kullanılmaktadır. Uzunluğu 6 - 32 mm, genişliği 6 - 15 mm, kalınlığı 0.5 - 1 mm arasında, zemin içine giren uzunluğu ise 3 - 10 mm arasında değişim göstermektedir (Şekil 1-A). Kayma dalgası hızının belirlenmesi için deney düzeneğinde bender elemanların dışında, giriş sinyalini üreten sinyal jeneratörü ve giriş-çıkış sinyalleri arasındaki zaman farkını belirlemek için osiloskop gerekmektedir (Şekil 1-B).



Şekil 1. A) Piezoelektrik Bender Eleman, B) Geleneksel Bender Eleman Düzeneği

Bender eleman sistemleri oldukça pahalı olduğundan, sınırlı sayıda araştırma kurumu sahip olabilmektedir. Osiloskop ve sinyal jeneratörü genelde ihtiyaç duyulanın üzerinde özelliğe sahip olduklarından aşırı maliyetlidir. Bender eleman uygulamalarında kullanılan frekans aralığı işitilebilir ses frekansı aralığında (audio level) olup ses amaçlı kullanılan donanımlar kullanılarak düşük maliyetli sistemler kurulabilir. Osiloskop gerilim-zaman değişimini analog olarak algılayan donanımdır. Yüksek maliyetli osiloskopların bir kısmında bilgisayar bağlantısı olmadığından sadece görüntü kaydına izin verir. Oysa düşük frekanslı gerilim değişimi bir ses işlemcisi ile sayısal veriye dönüştürülerek (ADC) bilgisayara doğrudan aktarılabilir. Fonksiyon jeneratörü yerine ise, yazılımsal olarak üretilmiş fonksiyonlar analog voltaj-zaman değişimi haline dönüştürülerek bender elemana uygulanabilir. Pahalı bender eleman sistemlerinde kullanılan piezoseramikler çoğunlukla geoteknikte kullanılan frekans aralığının üzerinde frekans değerlerine sahip olduğundan yüksek maliyetlidir. Düşük frekanslı piezoseramikler çok düşük maliyetli olmaları dışında bakır donatılı olduğundan ömürleri de uzundur. Bu çalışmada düşük maliyetli ve inovatif bir bender eleman sisteminin tasarım ve geliştirme süreci anlatılacaktır.

2. TASARIM VE GELİŞTİRME SÜRECİ

Tasarım ve geliştirme süreci 3 aşamadan oluşmaktadır; i) Elektronik donanımın oluşturulması, ii) Piezoseramiklerin hazırlanması, iii) Uygun yazılım seçimi.

Bender elemanda kullanılan frekans aralığı işitilebilir ses frekansı aralığında (0-20 kHz, genellikle 0-7 kHz) olup ses amaçlı kullanılan donanımlar kullanılarak düşük maliyetli sistemler tasarlanması mümkündür. Gerilim-zaman değişimini analog olarak algılayan ve bu değişimi ekranda gösteren aygıtlara osiloskop denilir. Elektronik mühendisliği uygulamaları için üretildiğinden frekans aralığı çok yüksektir. Günümüzde yaygın olarak 100-200 Mhz frekans aralığında yüksek maliyetli osiloskoplar üretilmekte olup, bunların bir kısmında bilgisayar bağlantısı bulunmaz ve sadece görüntü kaydına izin verirler. Düşük frekanslı gerilim değişimi analiz edileceğinde, bu değişim bir ses işlemcisi ile sayısallaştırılarak bilgisayara doğrudan aktarılabilir. Kişisel bilgisayarların tümünde bulunan ses kartları da esasında bir analog dijital çeviriciden ibarettir. Günümüzde yaygın olarak kullanılan standart ses kartları 16-32 bit çözünürlükte olup, 44100-192000 Hz örnekleme aralığına sahiptir.

Fonksiyon jeneratörünün görevi ise giriş sinyalini sinüs, basamak veya keyfi tanımlı (arbitrary) bir fonksiyonla üreten zamana bağlı gerilim değişkeni üretecidir. Standard fonksiyon jeneratörleri analog aygıtlardır. Benzer fonksiyonda sinyallerin yazılımsal olarak üretilip sonradan analoga çevrilmesi de mümkündür. Geliştirilen düzenekte yazılımsal olarak üretilmiş fonksiyonlar bir mikroişlemci üzerinden analog voltaj-zaman değişimi haline dönüştürülmüştür. Bu amaçla ATmega328 tabanlı bir mikroişlemci içine bir kod yazılarak programlanmış, tanımlanan fonksiyon üretilmiş ve analog voltaj - zaman değişimi haline dönüştürülmüştür. Bu aşamada sinyal koşullandırmasına ihtiyaç duyulmuştur. Mikro işlemcinin çıkışı 5 Volt ile sınırlı olup, bu seviye bender elemanın tahriki için yeterli olmadığından yükseltici devre (amfilikatör) kullanılarak yeterli seviyelere yükseltilmesi mümkün olmuştur (Şekil 2). Bilgisayar giriş çıkışları ise 1 volt ile sınırlı olduğundan bilgisayara giriş sinyalinin genliğinin düşürülmesi gerekmiştir.



Şekil 2. Geliştirilen Deney Setinin Şematik Gösterimi

Bilgisayar ses kartları, insan kulağının duyabileceği ses frekans aralığına uygun tasarlanmıştır. Ortalama bir ses kartı 44100 Hz frekansa kadar, gelişmiş olanları ise 192000 Hz e kadar sinyal işleyebilmektedir. Deney setinin giriş sinyalleri 2 kanallı konektör ile bilgisayara aktarılmaktadır. Bu girişlerinden alınan sinyallerin, donanıma zarar vermemesi için voltaj düşürücü bir devre tasarlanmıştır. Koruyucu devre, Ohm kanununa dayalı basit bir voltaj bölücüdür (Şekil 3). Devrenin X1 girişinden verilen 5V sinyal bölünerek X2 çıkışından azaltılmış voltaj halinde bilgisayara girişi sağlanmıştır.



Şekil 3. Ohm Kanununa Dayalı Voltaj Bölücü Devre ile Sinyal Genliği Düşürme

Alıcı bender eleman, zemin numunesini kat eden kayma dalgasını titreşim olarak algılar, bu titreşimin sebep olduğu deformasyon nedeniyle (piezoelektrik etki) analog gerilim üretir. Bu gerilim milivolt düzeyinde olduğu için, sinyal işleme yazılımı tarafından algılanabilmesi için yükseltilmesi gerekir. Düzenekteki ikinci yükselticisi bu amaçla gerekli olmuştur.

Düzenekte birden fazla devre kablolarla bağlanmış olduğundan ortamda önemli miktarda elektromanyetik alan bulunmaktadır. Sinyallerin karışmaması ve gürültünün engellenmesi

için, bender elemanları devreye ve bilgisayara bağlayan hatlarda, koaksiyel kablo kullanılmış, bağlantılar ise BNC konektörle sağlanmıştır. Bu yolla çevresel gürültülerin toplanarak topraklama hattına aktarılması ve gürültünün azaltılması sağlanmıştır. Buna rağmen az miktarda bir gürültü kalmış olmasına rağmen bu gürültü de yazılımsal olarak giderilmiştir.

Geliştirilen donanımın amacı, işlemciye ulaşan giriş ve çıkış sinyalleri arasındaki zaman farkının bulunması olduğundan, donanım içindeki modüllerin ilave bir gecikmeye (delay) yol açıp yol açmadığının belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, modüllerin giriş ve çıkışları osiloskopa iki ayrı kanal olarak bağlanarak, giriş-çıkış sinyalleri incelenmiş ve bir gecikme oluşmadığı görülmüştür. Ayrıca, analog dijital çeviricide oluşan ve sinyal kalitesini etkileyen gürültüden dolayı analog sinyal analizinde kısıtlamalar oluşmaktadır. Buna ilave olarak topraklanmamış kısa mesafe kablolar üzerinde elektromanyetik alandan oluşacak gürültü ve harmonik bozulmalar, analog sinyal örneklenmesi sırasında oluşan diğer problemlerdir. Donanıma has bu bozulmaların da yazılımsal olarak giderilmesi gerekmiştir.

Pahalı bender eleman sistemlerinde kullanılan piezoseramikler çoğunlukla geoteknikte kullanılan frekans aralığının üzerinde frekans değerlerine sahip olduğundan yüksek maliyetlidir. Bu piezoseramiklerin bir kısmı donatısız ve sadece seramikten imal edilmiş olup kırılma riski yüksek, ömrü kısa malzemelerdir. Başlangıç yatırımı dışında zamanla yenilenmeleri gerekebilir. 0-20 khz aralığında ses sistemleri için üretilen piezoseramikler ise çok düşük maliyetli olmaları dışında bakır donatılı olduğundan ömürleri uzundur. Ancak istenilen boyutta piezoseramik temin etmek mümkün olamadığından, hassas bir kesim düzeneği geliştirilmiş ve boyutlandırma sağlanmıştır (Şekil 4A).

Doygun zeminlerde çapraz girişimin (crosstalk) önlenmesi amacıyla bender elemanlar üç katman halinde kaplanmıştır. Sıvı akrilik kaplamadan oluşan birinci katman gerilimin dışarı kaçağını önlemek amacıyla yapılmıştır. Bu katmanın üzerine gümüş iletken boya uygulanıp topraklanarak Faraday kafesi oluşturulmuş (Şekil 4B), zeminden aktarılabilecek gerilim kaçağının toprağa aktarılması ve seramiklere ulaşmaması sağlanmıştır. En üst katman ise hem elektriksel izolasyon hem de iç katmanların sürtünme ile zarar görmesini önlemek amacıyla uygulanan akrilik kalıptır. Çift komponentli olan akrilik malzeme, döküm sırasında likit olup zamanla katılaşmaktadır. Bender elemanların içine gömüleceği platenler ise yine akrilik döküm olarak üretilmiştir. Bu amaçla disk geometrili bir kalıp hazırlanmış, kalıbın ortasında bender eleman montajı için yarık bırakılmış (Şekil 4C), çevresine akrilik döküm yapılarak işlem tamamlanmıştır (Şekil 4D). Düzeneğin deneye hazır görüntüsü Şekil 5'te sunulmaktadır.



Şekil 4. A) Hassas Kesim Düzeneği, B) Gümüş İletken Kaplama ile Oluşturulmuş Faraday Kafesi, C) Platen İçin Kalıp, D) Kalıba Döküm Yapılması



Şekil 5. A) Elektronik Donanım, B) Bender Eleman, C) Tüm Set

Bilgisayara girişi yapılan analog sinyaller üzerinde analize olanak sağlayan çok sayıda sinyal işleme yazılımı bulunmaktadır. Ses kayıtları üzerinde düzenlemeler yapmak için kullanılan yazılımlar da esasında birer sinyal işleme yazılımlarıdır. Bunlar içinde Cool Edit Pro (Syntrillium Software Corp., 2002) kullanılan programlar içinde en popüleridir (Son sürümü Adobe firması tarafından satın alınıp Adobe Audition adını almıştır). Geniş frekans aralığındaki sinyallerin karşılaştırılması, birleştirilmesi ve spektrum analizleri gibi güçlü sinyal işleme yeteneklerine sahiptir. Öğrenmesi ve kullanması, osiloskop yazılımlarına göre daha kolaydır. Sinyallerin genlik-zaman verileri grafik olarak görüntülenebildiği gibi kayıt edilmesi de mümkündür. Bu kayıtlar üzerinde gürültü temizleme ve istenmeyen frekans aralığındaki verilerin filtrelenmesi mümkündür (Şekil 6). Verilerin başka formatlarda (xls, dat, txt) da saklanabilmesi de, başka yazılımlarla ilave işlemler yapılabilmesine olanak sağlamaktadır.



Şekil 6. Yazılımsal Filtreleme İşlemi; Sinyali Bozan Çevresel Gürültü (Üstte), Gürültüden Arındırılmış Sinyal (Altta)

Verici bender elemana gönderilecek fonksiyonun sinyal işleme programı tarafından da üretilmesi mümkündür. Cool Edit Pro yazılımının içinde keyfi (arbitrary) fonksiyon üretme modülü bulunmaktadır. Çalışmalar sırasında bu yol denenmesine rağmen, üretilen bu dijital fonksiyonun analog sinyale çevrilmesi sırasında standard olmayan bir zaman gecikmesine sebep olduğu anlaşılmış ve giriş-çıkış sinyali zaman farkının doğru olarak ölçülmesi mümkün olamamıştır. Bunun yerine, yazılımsal olarak üretilmiş bir fonksiyon bir mikroişlemci üzerine gömülmüş, verici bender elemana gönderildiği hattan paralel çıkışla analog dijital çeviriciye ulaştırılmıştır. Bu amaçla Arduino geliştirme platformuna yüklenmek üzere , C++ dilinde kısa bir kod yazılmıştır. Tahrik sinyali fonksiyonu olarak basamak (step) sinyal seçilmiştir. Basamak sinyal tüm frekansları içerdiğinden, sinus fonksiyonunda olduğu gibi önceden bir resonant frekans belirlenmesine gerek olmamaktadır. Tahrik keskin bir voltaj çıkışı ile sağlandığından, alıcı bender elemandaki tepki de daha net çıkmaktadır (Lee ve Santamarina, 2005). Basamak sinyali için gerekli yazılımın kolay ve kısa olması da bu tercihi güçlendirmiştir.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Geliştirilen düzeneğin performans testi için standart bir bender eleman sistemi kullanılarak paralel deneyler yapılmıştır. Yapılan paralel deneylerde Controls marka 28-WF4057/B modeli 50mm çapında platen içine monte edilmiş bender elemanlar, SIGLENT SDS1102CNL modeli 2 kanallı donanımsal filtreli 100Mhz osiloskop ve UNI-T UTG9005C 5MHz fonksiyon jeneratörü kullanılmıştır (Şekil 7).



Şekil 7. Paralel Testlerde Kullanılan Orijinal Deney Seti

Karşılaştırma deneyleri Antalya'dan temin edilen doğal numunelerde (Antalya kırmızı killeri ve Boğaçay gri killeri) gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada amaç sadece düzeneklerin karşılaştırılması olduğundan, numunelerin geoteknik özellikleri detayına girilmemiştir. İleriki dönemde, farklı zemin sınıflarından numuneler üzerinde daha kapsamlı deneysel çalışmalar gerçekleştirilecektir.

Orijinal düzenekte kullanılan osiloskopta filtreleme özelliği olduğundan iki sinyal arasındaki zaman farkının ölçüldüğü ekran görüntüsünün kaydı alınmıştır. Geliştirilen düzenek ve PC yazılımı ile yapılan deneylerde ise ham kayıtlar alındıktan sonra gürültü (noise) filtreleme işlemi yazılımsal olarak gerçekleştirilmiş.

Tahrik sinyali olarak basamak sinyal kullanıldığında, geri dönüş zaman farkı için geri dönüş sinyali üzerinde hangi bölgenin kullanılacağı konusunda farklı yaklaşımlar vardır. İlk sapmanın geri dönüş ibaresi olmadığı ve bu sapmanın yakın alan etkisinden (near field effect) kaynaklandığı kabul edilmektedir. Kayma dalgası geri dönüş zamanı ise ilk çukur ile ilk sıfır kesişimi arasında olduğu ifade edilmektedir (Şekil 8'de B-C arası). Osiloskop ölçümlerinde 2 ayrı ölçme seçeneği olduğundan (imleç ve tetikleme) hem B hem de C noktası baz alınarak zaman farkı ölçümü yapılmıştır. Yeni düzenek ve yazılımsal ölçümde ise C noktası için zaman farkı ölçülmüştür.



Şekil 8. S Dalgası Geri Dönüş Zamanı İçin Konumlar

Aynı numune üzerinde hem geliştirilen düzenekle, hem de orijinal düzenekle yapılan deneylere ait sonuçlar Sekil 8'de sunulmaktadır. Sekilden de görüldüğü üzere sinyaller arasındaki zaman farkı ölçümleri birbirine çok yakın sonuçlar vermiştir. Kırmızı kil için iki orjinal düzenekte C noktası zaman farkı 450µs iken yeni düzenekte 447 µs olarak bulunmuştur. Gri kil için ise değerler; 180 µs ve 188 µs dir. Bu farkların kayma dalgası hızlarına yansıması ise kırmızı kil için 1,2 m/s, gri kil için ise 16 m/s dir. Bu düşük zaman farkları aynı cihaz ve aynı numune üzerinde yapılacak tekrarlı deneylerde karşılaşılabilecek düzevde olup. numune-sensör temas farklılıklarından kavnaklanmıs olabileceği düşünülmektedir. Ayrıca kullanılan kablo ve bağlantı elemanlarının da elektromanyetik alan girişimi yaratabileceği göz önüne alındığında, bir miktar fark oluşabileceği kabul edilebilir. Çalışmanın devamında bu hususlar ayrıntılı bir şekilde çalışılacaktır.



Orjinal düzenek

Geliştirilen düzenek

Şekil 8. Kırmızı Kil ve Gri Kil Numune Üzerinde Yapılan Karşılaştırma Deneyleri

4. SONUÇLAR

Bender eleman deneyleri işitilebilir frekans aralığında yürütülmektedir. Buna rağmen genellikle daha geniş bant aralığında donanımlar kullanılmakta ve yüksek maliyetler ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmada, bender eleman sinyallerini algılayacak ve işleyecek düşük maliyetli bir deney düzeneği tasarlanmıştır. Veri toplama amacıyla bir donanım geliştirilmiş, sinyallerin işlenmesi amacıyla da Cool Edit Pro yazılımı kullanılmıştır.

Geliştirilen düzeneğin performans testi ve doğrulaması için standart bir bender eleman sistemi kullanılmıştır. Killi numuneler üzerinde hem geliştirilen düzenekle hem de orijinal düzenekle yapılan deneyler sonucunda sinyaller arasındaki zaman farkı ölçümlerinin birbirine yakın olduğu görülmüştür. Düşük zaman farklarının, numune-sensör temas farklılıklarından veya kullanılan kablo ve bağlantı elemanlarının manyetik alan girişiminden kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir. Çalışmanın devamında bu hususlar farklı zemin sınıfından numuneler üzerinde detaylı bir şekilde araştırılacaktır.

Geliştirilen düzeneğin pratik, küçük hacimli ve kullanımı kolay olmasının yanı sıra en büyük avantajı düşük maliyeti olmuştur. Kurulumu yazar tarafından yapılan düzeneğin maliyeti 50 \$ ile sınırlı kalmıştır. Elektronik uzmanlığı gerektirmeden, her mühendisin sahip olduğu temel fizik bilgileri ve temel bilgisayar yeteneği ile oluşturulabilecek bir düzenek olması, özellikle sınırlı bütçeli projelerde geoteknik mühendislerine alternatif bir çözüm olanağı sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] Holtz, R. D., Kovacs, W. D. and Sheahan, T. C. (2011), "<u>An Introduction to Geotechnical</u> <u>Engineering</u>", 2nd edition. Pearson, New Jersey
- [2] Scholey, G. K., Frost, J. D., Lo Presti, D. C. F. and Jamiolkowski, M. (1995), "A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens", Geotechnical Testing Journal, Vol 18, 137-156.
- [3] Shirley, D. J., (1978), "An improved shear wave transducer", Journal of Acoustic Society of American, Vol 63(5), 1643-1645.
- [4] Dyvik, R. and Madshus, C. (1985), "Laboratory measurement of Gmax using bender elements", The ASCE Annual Convention, pp. 186-196, Detroit, 1985.
- [5] Brignoli, E. G. M., Gotti, M. and Stokoe, K. H. (1996), "Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers", Geotechnical Testing Journal, Vol 19, 384-397.
- [6] Kumar, J., and Madhusudhan, B. N. (2010), "A note on the measurement of travel times using bender and extender elements", Soil dynamics and Earthquake Engineering, Vol 30, 630-634.
- [7] Lee, J.-S. and Santamarina, J.C. (2005), "Bender element, performance and signal interpretation", J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 131(9), 1063-1070.
- [8] Leong, E.C., Yeo, S.H., and Rahardjo, H. (2005), "Measuring shear wave velocity using bender elements", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol 28(5), 1-11.
- [9] Lings, M. L., and Greening, P. D. (2001), "A novel bender/extender element for soil testing", Geotechnique, Vol 51(8), 713-717.
- [10] Marjanovic, J., and Germaine, J. T. (2013), "Experimental study investigating the effects of setup conditions on bender element velocity results", Geotechnical Testing Journal, Vol 36(2), 187-197.
- [11] Viggiani, G., and Atkinson, J.H. (1995), "The interpretation of the bender element tests", Geotechnique, Vol 45(1), 149-155.
- [12] Syntrillium Software Corp. (2002), "<u>Cool Edit Pro V.2 User's Manual</u>". Syntrillium Software Corp., San Jose, CA.

GÖRÜNTÜ ANALİZİ TEKNİKLERİNİN SERBEST BASINÇ DAYANIMI DENEYİNDE KULLANIMI

USE OF IMAGE ANALYSIS TECHNIQUE IN UNCONFINED STRENGTH TEST

Nihat DİPOVA*1

ABSTRACT

The image processing technology includes, storing images of objects in a computer and processing with the computer for specific purposes. Image analysis is the determination and evaluation of object properties numerically by means of mimicking the functioning of the human visual system. Soil deformation measurements in the laboratory are made directly by recording stress-strain relationships. For this purpose, analog and digital comparators or electronic displacement sensors are used. However, during the test only the height change of cylindrical soil sample is measured, change in cross-sectional area of the sample is calculated assuming that the sample behaves obeying Hooke's principle and the volume change is zero. But actually, throughout the test, soft clays lost their cylinder geometry and is deformed as barrel-shaped. Stress value, which is calculated by dividing the load to cross-sectional area, remains approximate, and the actual values cannot be obtained. In this study, determination of cross-sectional area change as a result of axial loading during unconfined compression test by means of image analysis is aimed. For this purpose, an image acquisition module was developed to be integrated to the unconfined compression test device. Time lapse images of the soil sample, placed between the backlight and the CCD camera, were digitally recorded. Image processing and image analysis techniques were applied to these images to measure instantaneous sample diameters and then instantaneous maximum cross-sectional areas. Differences between values obtained by image analysis and values calculated with the theoretical assumption were investigated by experiments on different samples prepared in different moisture contents.

Key Words: Deformation, Image analysis, Matlab, Soft clay, Unconfined compression test.

ÖZET

Görüntü işleme teknolojisi; nesnelerin görüntülerinin bilgisayar ortamına aktarılması ve belirlenen amaç doğrultusunda bilgisayar ile işlenmesini içerir. Görüntü analizi ise insan görme sisteminin işleyişini taklit ederek nesnelere ait özelliklerin belirlenmesi ve değerlendirilmesi süreçlerini kapsar. Laboratuvarda zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının belirlenmesinde doğrudan deformasyon ölçüm yöntemleri uygulanmaktadır. Bu amaçla analog ve dijital komparatörler veya elektronik deplasman sensörleri kullanılmaktadır. Ancak silindirik zemin numunesinde deney boyunca sadece boy değişimi ölçülebilmekte, numunenin Hooke cismi olarak davrandığı ve hacim değişiminin sıfır olduğu kabul edilerek kesit alanındaki değişim hesaplama yoluyla bulunmaktadır. Gerçekte yumuşak killer deney boyunca silindir geometrisini kaybedip fiçı şekline benzer halde deforme olmaktadır. Yükün

^{*1} Doç.Dr., Akdeniz Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ndipova@akdeniz.edu.tr
alana bölünmesi ile hesaplanan gerilme değeri ise yaklaşık bir değer olarak kalmakta, gerçek değerler elde edilememektedir. Bu çalışmada; zemin serbest basınç deneylerinde, eksenel yüklemeye bağlı olarak oluşan kesit alanındaki değişimin görüntü analizleri ile belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla serbest basınç deney düzeneğine eklenecek bir görüntü alma modülü geliştirilmiştir. Bir geri plan aydınlatma ile CCD kamera arasına yerleştirilen zemin numunesinin zaman atlamalı görüntüleri dijital olarak kaydedilmiştir. Bu görüntüler üzerinde görüntü işleme ve görüntü analizi teknikleri uygulanarak anlık numune çapları ölçülmüş, anlık maksimum kesit alanları hesaplanmıştır. Görüntü analizi ile elde edilen değerlerle, teorik kabul ile hesaplanan değerler arasındaki farklar, değişik su içeriklerinde hazırlanan farklı numuneler üzerinde yapılan deneylerle araştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Deformasyon, Görüntü analizi, Matlab, Serbest basınç deneyi, Yumuşak kil.

1. GİRİŞ

Serbest basınç deneyinde, silindirik bir zemin numunesi, 0,5-2 %/dak arasındaki sabit bir eksenel birim deformasyon ile (deformasyon kontrollü) yanal olarak kuşatılmamış durumda eksenel olarak yüklenir. Eksenel deformasyon ve eksenel yük, düzenli aralıklarda (örneğin her 0.2 mm'de) ölçülür. Serbest basınç dayanımı; yenilme anındaki gerilmedir. Standart prosedürlerde (ASTM D2166, BS 1377 vb.) sadece eksenel deformasyon ölçümü asgari zorunluluktur. Radyal deformasyon ölçülmedikçe, herhangi bir yükleme aşamasındaki kesit alanının hesaplanması, numunenin toplam hacminin aynı kaldığı ve silindirik geometrinin korunduğunun varsayımlarıyla mümkün olur. Verilen bir yük için ortalama kesit alanı A, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$A = \frac{A_0}{\left(1 - \frac{\epsilon_1}{100}\right)} \tag{1}$$

Burada; A_0 = Numunenin başlangıçtaki kesit alanı, ε_1 = Bir yük kademesi için birim deformasyon. Serbest basınç dayanımı ise yenilme anındaki yükün kesit alanına oranına eşittir ($\sigma_c = P/A$).

Gerçekte yumuşak killer deney sırasında silindir geometrisini kaybeder ve fiçi benzeri bir biçimde deforme olurlar. Fıçı şeklindeki örneğin silüeti, şekil 1'de gösterildiği gibi parabolik bir yaklaşımla açıklanabilir. Numunenin ortasındaki maksimum yanal deformasyonun, üniform deformasyon (teorik) varsayılarak elde edilen ortalama yanal deformasyon değerinden daha büyük olduğu açıktır.



Şekil 1. Serbest Basınç Deneyi Sırasında Gerçekleşen Plastik Deformasyon

Geleneksel deney düzeneklerinde, silindirik zemin numunelerindeki deformasyon ölçümleri, numune dışından yer değiştirme sensörleri (LVDT) ile yapılır. Bu yolla sadece sensörün menzili kadar ölçüm yapılabilir ve ölçümler bazı mekanik hatalar içerir. Yimsiri ve Soga (2002), bu hataların kaynaklarını şu şekilde özetler: i) platenler arasındaki boşlukların kapatılmasından kaynaklanan yerleşme hataları, ii) numune yüzeylerinin yükleme eksenine dik olmamasından kaynaklanabilecek hizalama hataları, iii) numune ile platenler arasındaki yüzey düzensizliklerine bağlı hatalar, ve iv) Yükleme sisteminin parçalarının uyumluluk problemleri. Gerilme-birim deformasyon ilişkisinin doğru olarak değerlendirilmesi için, deformasyon ölçümlerinin numune üzerinde yapılması konusunda yaygın bir görüş bulunmaktadır. Numune üzerinde eksenel deformasyon ölçümleri, mini LVDT'ler, yakınlık transdüserleri veya örnek üzeri deformasyon sensörleri ile sağlanabilir. Asıl zorluk yanal (radyal) deformasyon ölçümlerinde ortaya çıkar. Kuwano ve diğ., (2000) numunenin cevresine sarılı bir kemerin cevresindeki değişimi, bir mini LVDT kullanılarak ölçmüştür. Hird ve Yung (1989), radyal değişimi ölçmek için numunenin çapraz zıt konumlarına yerleştirilen yakınlık sensörleri kullanmışlardır. Romero ve diğ., (1997), radyal deformasyon ölçümlerinde lazer sensörler kullanmıştır. Bu yöntemlerin uygulama zorluklarının yanı sıra, diğer bir kısıtlama da ölçümlerin numune üzerinde sadece bir seviyede yapılabilmesidir.

Görüntü analizi alternatif bir ölçüm sistemidir. Temassız ölçüm yöntemi olması nedeniyle, kurulumdan kaynaklanan hatalar ortadan kalkar. Yalnızca tek bir noktanın sensör çıktısı yerine, tüm numunenin görsel kaydı kullanılır. Numunenin istenilen herhangi bir kesiti için hesaplama yapılmasına izin verir. Bir görüntü elde edildikten sonra, görüntü analizi öncesinde genellikle görüntü geliştirme, filtreleme, renk ayarı vb. işlemlere ihtiyaç duyulmaktadır (Sonka ve diğ., 2008). İnşaat mühendisliğinde görüntü analizinin temel uygulama alanları geometri, deformasyon ve yer değiştirme ölçümleridir. Geoteknik mühendisliği alanlarında da; deformasyon ölçümleri (Alshibli ve diğ, 2003; Alsaleh ve diğ., 2006), yenilme analizi (Alshibli ve Sture, 1999), gözeneklilik analizi (Bhatia ve Soliman, 1990; Kuo ve Frost, 1996), dane boyu ve şekil analizi (Alshibli ve Alsaleh, 2004; Masad ve diğ., 2005; Al-Rousan ve diğ., 2007; Ohm ve Hryciw, 2014; Araujo ve diğ., 2015) ve jeotekstil özelliklerinin belirlenmesi (Aydilek ve diğ., 2007) konularında çalışmalar yapılmıştır.

Bu çalışma, görüntü alma, görüntü işleme, görüntü analizi ve sürekli sensor verisi toplama işlemlerini tek bir sistemde çözerek, tek eksenli basınç deneyinin modifikasyonunu amaçlamaktadır. Bir MATLAB algoritması oluşturularak, numunenin gerçek zamanlı olarak izlenmesi sağlanmıştır. Eş zamanlı olarak yük hücresi ve LVDT sensör değerlerinin sürekli olarak alınabilmesi için bir donanım geliştirilmiştir. Şiddeti ayarlanabilir geri plan ışığı ile CCD kamera arasına yerleştirilen numunenin zaman atlamalı görüntüleri dijital olarak kaydedilmiştir. Görüntü işleme ve analizi sonrasında numunedeki eksenel ve radyal boyut değişimi gerçek zamanlı olarak belirlenmiştir. 15 farklı silindirik kohezyonlu zemin numunesi üzerinde yapılan deneysel çalışma ile standard yöntem ve geliştirilen yöntem sonuçları karşılaştırılmıştır.

2. DÜZENEĞİN TASARIMI VE GELİŞTİRMESİ

Düzeneğin tasarım ve geliştirme süreci üç ana bileşene sahiptir; i) Görüntü alma ve analiz yazılımının geliştirilmesi, ii) Video kameranın serbest basınç deney düzeneğine adaptasyonu, iii) Aydınlatma sisteminin geliştirilmesi, iv) veri kayıt ünitesinin geliştirilmesi. Geliştirilen düzenek Şekil 2'de gösterilmektedir. Düzenekte 50 kN kapasiteli bir yükleme çerçevesi (ELE Tritest 50) kullanılmıştır. Eksenel yük, 500 N kapasiteli bir yük hücresi (Esit Model No:

STCS HA-50) kullanılarak ölçülmüştür. Eksenel deformasyon ölçümleri, 25 mm kapasiteli bir LVDT (Doğrusal Değişken Diferansiyel Transformatör, Model No: SDVB DC, iTarget) ile sağlanmıştır.



Şekil 2. Geliştirilen Düzenek; A) Önden Gürünüm (Şematik), B) Yandan Gürünüm (Şematik), C) Deney Sırasındaki Görünüm

Görüntü almak için, numunenin önüne bir USB CCD kamera monte edilmiştir. Yüksek çözünürlük (1080p), hızlı otomatik odaklama ve Matlab yazılımı için destek paketine sahip olması nedeniyle Microsoft Lifecam Studio modeli bir USB kamera tercih edilmiştir. Kameranın özellikleri hazırlanan bilgisayar programı içinden otomatik olarak ayarlanabilmektedir.

Zemin numunesinin arkasında bir geri plan aydınlatması elde etmek amacıyla, 12V LED şeritler yan yana sıralanarak bir LED dizini oluşturulmuş, önüne beyaz bir difüzör (yayıcı) plaka yerleştirilerek uniform aydınlatma sağlanmıştır. Işık şiddeti ayarı, gerilim hattına bağlanan DC-DC voltaj regülatörü yardımıyla sağlanmıştır.

Yük ve deformasyon sensörlerinden alınan gerçek zamanlı analog sinyaller dijital hale dönüştürülmüş, seri iletişim vasıtasıyla bir bilgisayara aktarılmış ve hesaplamalar için dijital veri olarak saklanmıştır. Bu amaçla ATmega328P mikro denetleyicisine dayalı bir geliştirme kartı kullanılmış ve iki kanallı veri kayıt ünitesi geliştirilmiştir. Bu mikro denetleyiciyi seçiminin sebebi, Matlab yazılımı ile uyumlu olmasıdır. Bu sayede görüntü alımı, sensör verisi toplanması, görüntü işleme, görüntü analizi ve tüm verilerin tek bir dosyaya kaydedilmesi tek bir Matlab kodu ile mümkün olmuştur. LVDT sensör doğrudan seri analog giriş olarak bağlanabilmiştir, çünkü çıkış voltaj aralığı (0-5V) mikroişlemci giriş voltaj aralığı ile uyumludur. Yük hücresinin düşük sensör çıkışları ise milivolt düzeyinde olduğundan, sisteme HX711 mikro işlemcili yüksek çözünürlüklü (24 bit) analog dijital çevirici (ADC) eklenmiştir.



Şekil 3. Veri Toplama Donanımı

3. GÖRÜNTÜ ANALİZİ İLE ÖLÇÜM METODOLOJİSİ

Bu çalışmada kullanılan metodoloji, numune görüntüsünün görüntü bölütlemesi (segmentation) ve sınırlayıcı dikdörtgen (bounding rectangle) ölçümüne dayanmaktadır. Sistem, numune geometrisini ölçmek için, zaman atlamalı görüntüler üzerinde sürekli olarak çalışır. Tüm görüntü analizi çalışmaları, geliştirilen düzenek için özel olarak hazırlanmış bir Matlab kodu ile gerçekleştirilmiştir.

Bölütlemeyi kolaylaştırmak için geri plan aydınlatması kullanılmış ve yeterli kontrast elde etmek amacıyla ışık şiddeti ayarı eklenmiştir. Teorik olarak silindirin önden görünüşü, yarım silindirin düz tarafıyla aynı olmalı ve bir dikdörtgen şeklinde görünmelidir (Şekil 4a). Bu aşamadaki önemli bir sorun, düz çizgi olarak görünmesi gereken silindirin üst ve alt sınırlarını eğriye dönüştüren perspektif bozulmasıdır (Şekil 4b). Bu problem, uç plakaların yanına dört küçük küre ekleyerek çözülmüştür (Şekil 4c). Bu kürelerin merkezi her zaman dikdörtgen şeklindeki silindir kesitinin üst ve alt sınırlarını oluşturan çizgide bulunmalıdır. Bu küreler yazılım tarafından tespit edilip ve merkez koordinatları belirlenerek, numunenin kırpılacağı alt ve üst sınırlar belirlenmiştir. Deney sırasında platenlerin olası eğilmesini dikkate alarak, kürelerin merkezlerinin ortalama değeri sınır değer olarak alınmıştır. Çözülmesi gereken bir diğer sorun, görüntüden tespit edilen dikdörtgen nesnenin genişliğinin silindirin çapına (D) değil, teğet çizgileri arasındaki C boyutuna eşit olmasıdır (Şekil 4d). Bu durum hesaplamalarda dikkate alınmıştır. Görüntü bölütlemesi süreci bir örnek üzerinde Şekil 5'te gösterilmektedir.





Şekil 5. Görüntü Bölütlemesi; a) Ham Görüntü, b) Küre Konumlarının Otomatik Olarak Belirlenmesi Yoluyla Numune Alt ve Üst Sınırlarının Oluşturulması, C) Bölütlenme Sonrası İkili (Binary) Görüntü

Özellikle kısa odak uzaklıklı (geniş açı) kameralar için objektif bozulması dikkate alınmalıdır. Geliştirilen düzenekte kullanılan kamera 32 mm odak uzaklık değerine sahiptir. Matlab yazılımı, kamera kalibrasyonunu yapma amaçlı bir uygulama içermektedir.

Görüntü analizi sürecinin ilk adımı bir USB kamera kullanarak zaman atlamalı görüntüler elde etmektir. MatLab'ın "*vid ()*" işlevini kullanarak kameradan gelen görüntü arka planda izlenmeye başlar. Video önizlemesinden bir zaman atlamalı görüntü elde etmek için,

"getsnapshot (vid)" işlevi kullanılır ve görüntü bilgisayarda bir dizine depolar. Çıktı görüntüsü, komut penceresinde RGB matrisi biçiminde ve "imread ()" komutu ile görüntülenir. Ardından görüntü, görüntü işleme ve görüntü analizi için hazırdır. Renkli görüntülerin kontrast ayarlaması yapılmadan önce RGB renk alanının, Lab renk alanına dönüştürülmesi gerekir. Parlaklık (luminosity, L) üzerinde manipülasyon yapılırken orijinal renkler korunarak yalnızca piksellerin yoğunluğu değiştirilir. Programda kullanılacak eşik parlaklık (L) değeri, MatLab Görüntü İşleme uygulama programı (MatLab Image Processing Toolbox) kullanılarak manuel olarak işleyerek belirlenmiştir.

Çalışmada renk bölütlemesi iki amaç için gerekmektedir; i) Numune çevresindeki dört adet dairenin bölütlemesi, ve ii) deforme olmuş numunenin bölütlemesi. MatLab Renk Eşiği Araç Kutusu'nu (MatLab Colour Thresholder Toolbox) kullanarak, en iyi bölütlemeyi sağlayan eşik değeri elde etmek için birkaç renk alanı manüel olarak denenmiş ve Lab renk alanının en iyi sonucu verdiği anlaşılmıştır.

Lab renk alanının üç bileşeninden "L", rengin parlaklığını temsil eder; (L = 0 siyah, L = 100 beyaz). "a" magenta ile yeşil arasındaki konumunu (negatif değerler yeşil, pozitif değerler magenta) gösterir. "b" ise sarı ve mavi arasındaki konumu ifade eder (negatif değerler mavi, pozitif değerler sarıyı belirtir).

Numune çevresindeki kürelerin tesbiti için "*imfindcircles*" komutu kullanılmıştır. Duda ve Hart (1972) tarafından geliştirilen bu yöntemde verilen bir çap aralığına sahip çemberler bulunur, çapları ve merkez koordinatları hesaplanır. Bulunan çemberler "*viscircles*" komutuyla görüntü üzerine çizdirilebilir, görüntü bu haliyle "*imwrite()*" komutuyla bir dosyada saklanır.

Bölütlemesi tamamlanmış numune görüntüsünün yükseklik ve maksimum genişliğin saptanması için kullanılan komutlar, Eşitlik 2-5'da verilmiştir. "*Bwlabel(BW, n)*" komutu, BW binary nesnesi için etiketler içeren bir L matrisi oluşturur. Değişken n, 4 veya 8 değerini alabilir; burada 4, 4 bağlantılı nesneyi, 8 ise 8 bağlantılı nesneyi ifade eder. ikili (binary, siyah ve beyaz) görüntüdeki "0" etiketli pikseller arka planı, "1" olanlar ise nesneyi temsil eder. "*Regionprops*" komutu, L matrisindeki etiketli nesneler için bir dizi özellik ölçer. Nesnenin üst, alt, sağ ve sol sınırları "*BoundingBox*" komutu kullanılarak tanımlanır. Bu fonksiyonunu kullanarak çizilen sınırlayıcı dikdörtgen Şekil 5b'de gösterilmiştir.

Görüntü analizi ile belirlenen anlık numune boyutları ile birlikte, eş zamanlı sensör verileri (yük ve deformasyon) "*xlswrite* ()" komutunu kullanarak bir excel tablosunda depolanmıştır.

L = bwlabel(BW,8);	(2)
s = regionprops(L);	(3)
b = s.BoundingBox;	(4)
rectangle('Position', b, 'EdgeColor', 'r');	(5)

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Geliştirilen düzenek ve standart yöntem sonuçlarını araştırmak amacıyla iki ayrı zemin cinsinden, farklı su içeriklerinde 15 adet numune hazırlanmıştır. Numune çapı 38 mm, numune boyu 80 mm dir. Su içeriği değerleri % 23-44 arasında değişmektedir. Yük ve deformasyon sensörlerinin kayıtları ile görüntü analizleri eş zamanlı yapıldığından, tek

numune yeterli olmuştur. Standart yönteme göre, LVDT sensörden gelen boy kısalması değerlerinden Eşitlik-1 ile ortalama kesit alanı hesaplanmış, serbest basınç dayanımı ise yükün bu ortalama kesit alanına bölünmesiyle bulunan gerilme değerinin en büyük değeri olarak belirlenmiştir. Görüntü analizi yönteminde ise yük değeri yük hücresi verisinden alınmış, numune kesit alanı ise numune üzerindeki en büyük yanal boyutun çapa eşit olduğu kabul edilerek (Şekil 5'te gösterildiği gibi) hesaplanan alan olarak belirlenmiştir. Serbest basınç dayanımı yine yükün kesit alanına bölünmesi yoluyla hesaplanmıştır. Her iki yolla bulunan serbest basınç dayanımları grafiğe aktarılmış ve karşılaştırılmıştır. Şekil 6'dan da görüleceği gibi görüntü analizi ile belirlenen serbest basınç dayanımı değerleri, standart yöntemle belirlenenden %15 daha düşük çıkmıştır.



Şekil 6. Geliştirilen Düzenek ve Standart Yöntem Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada; zemin serbest basınç dayanımı deneylerinde, eksenel yüklemeye bağlı olarak oluşan kesit alanındaki değişim görüntü analizleri ile belirlenmiş ve ortalama kesit alanı kabulüne dayalı olan standart yöntemle karşılaştırılmıştır.

Çalışmaya özgü olarak bir düzenek tasarlanmış ve geliştirilmiştir. Serbest basınç deney düzeneğine bir görüntü alma modülü eklenmiştir. Bir geri plan aydınlatması önündeki zemin numunesinin zaman atlamalı görüntüleri alınmıştır. Görüntü işleme ve görüntü analizi teknikleri uygulanarak, numunenin anlık maksimum kesit alanları hesaplanmıştır.

Deney sonuçları karşılaştırılmış ve görüntü analizi ile belirlenen serbest basınç dayanımı değerleri, standard yöntemle belirlenenden ortalama %15 daha düşük çıktığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] ASTM D-2166. (2013), "Standard <u>Test Method for Unconfined Compression Strength of</u> <u>Cohesive Soil</u>", ASTM International, West Conshohocken, PA
- [2] BS 1377. (1990), "<u>Methods of test for soils for civil engineering purposes</u>", British Standards Institution
- [3] Yimsiri, S. ve Soga, K. (2002), "A review of local strain measurement systems for triaxial apparatus", Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society, Vol. 33(1), 41-52.
- [4] Kuwano, R., Connolly, T.M., ve Jardine, R.J. (2000), "Anisotropic stiffness measurements in a stress-path triaxial cell", Geotechnical Testing Journal, Vol. 23, 141-157.
- [5] Hird C.C., ve Yung P.C.Y. (1989), "The Use of Proximity Transducers for Local Strain Measurements in Triaxial Tests", Geotechnical Testing Journal, Vol.12(4), 292-296.
- [6] Romero, E., Facio, J.A., Lloret, A., Gens, A., ve Alonso E.E., "A new suction and temperature controlled triaxial apparatus", *In* Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, 6-12 September 1997. August Aimé Balkema, Amsterdam, pp. 185-188.
- [7] Sonka, M., Hlavac, V. ve Boyle, R. (2008), "Image processing, analysis, and machine vision", Toronto: Thompson Learning.
- [8] Alshibli, K.A., Batiste, S.N. ve Sture, S. (2003), "Strain localization in sand: plane strain versus triaxial compression", Journal of Geotechnical and Geoenvorimental Engineering, ASCE, Vol. 129(6), 483-494.
- [9] Alsaleh, M.I., Alshibli, K.A. ve Voyiadjis, G.Z. (2006), "Influence of micromaterial heterogeneity on strain localization in granular materials", International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol. 6(4), 248-259.
- [10] Alshibli, K.A. ve Sture, S. (1999), "Sand shear band thickness measurements by digital imaging techniques", Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 13(2), 103-109.
- [11] Bhatia, S. ve Soliman, A. (1990), "Frequency distribution of void ratio of granular materials determined by an image analyzer", Soils and Foundations, Vol. 30(1), 1-16.
- [12] Kuo, C.Y. ve Frost, J.D. (1996), "Uniformity evaluation of cohesionless specimens using digital image analysis", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 122(5), 390–396.
- [13] Alshibli, K.A. ve Alsaleh, M.I. (2004), "Characterizing surface roughness and shape of sands using digital microscopy", Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 18(1), 36-45.
- [14] Masad, E., Saadeh, S., Rousan, T.A., Garboczi, E. ve Little, D. (2005), "Computations of particle surface characteristics using optical and X-ray CT images", Computational Materials Science, Vol. 34, 406-424.
- [15] Al-Rousan, T., Masad, E., Tutumluer, E. ve Pan, T. (2007), "Evaluation of image analysis techniques for quantifying aggregate shape characteristics", Construction and Building Materials, Vol. 21, 978–990.
- [16] Ohm, H. ve Hryciw, R. (2014), "Size Distribution of Coarse-Grained Soil by Sedimaging", J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 140(4), 1-9.
- [17] Araujo, G.S., Bicalho, K.V. ve Tristao, F.A. (2015), "Use of image analysis to determine the shape and texture of sands", Revista Brasileira De Ciencia Do Solo, Vol. 39(1), 94-99.
- [18] Aydilek A.H., Kutay, M.E., Sparacino, R. ve Dafla, H., "Image Analysis for QC/QA of Geosynthetic Deformation during Wide Width Tensile Testing", Proceedings of Geosynthetics 2007, Washington, D.C., 6 p.
- [19] Duda, R. O. ve Hart, P. E. (1972), "Use of Hough transform to detect lines and curves in picture". Communications of the ACM, Vol. 15(1), 11-15.

EFEKTİF GERİLMELER VEYA KAYMA MUKAVEMETİ PROFİLLERİNE DAYALI DOLGU STABİLİTE ANALİZLERİNIN GÜVENİLİRLİĞİ

RELIABILITY OF STABILITY ANALYSES OF EMBANKMENTS BASED ON EFFECTIVE STRESSES OR SHEAR STRENGTH PROFILES

Barış TRAK¹

ABSTRACT

The paper questions the reliability of stability analyses of embankments based on effective stresses or shear strength profiles. Effective stress analyses, although theoretically correct, present problems that may affect the accuracy of the computed factors of safety. Stability analyses based on shear strength profiles seem to offer a better solution for embankments built in one stage, or for the short-term stability of cut slopes. Semi-empirical methods are discussed in relation to the determination of shear strength profiles leading to more reliable designs.

Keywords: stability, effective stress, shear strength profiles, embankments

ÖZET

Bu bildiri efektif gerilme veya kayma mukavemeti profillerine dayalı dolgu stabilite analizlerinin güvenilirliğini sorgulamaktadır. Teorik açıdan doğru olmalarına rağmen, efektif gerilme analizleri güvenilirlik katsayısının hesaplanmasında sorunlar yaratmaktadır. Kesme mukavemeti profillerine dayalı stabilite analizleri ise, tek etapta inşa edilen dolguların, ya da şev kazılarının kısa süreli stabilitesi için daha iyi bir çözüm sunmaktadır. Bildiride daha güvenilir tasarımlar elde etmek icin gereken kayma mukavemeti profillerinin belirlenmesi için kullanılan yarı ampirik metotlar da tartışılmaktadır.

Anahtar kelime: stabilite, efektif gerilme, kayma mukavemeti profilleri, dolgular

¹Technical Director (ret.), Council of Europe Development Bank, Paris, France; e-mail: trakbaris@gmail.com

1. INTRODUCTION

Safety analyses of embankments are usually conducted in terms of total stresses (the socalled $\varphi = 0$ method) using the undrained shear strength of the clay foundation, mainly because it is simpler and easier to determine this parameter by lab or in situ tests. However, several publications have shown that this approach may lead to unsafe designs (Bjerrum, 1972; Pilot, 1972), and empirical formulas were proposed to correct this anomaly.

When the stability problem is more complex, as in the case of stage-constructed embankments, and measurements of pore pressures are available, effective stress analyses are preferred (Pilot et al.,1982). However, as shown by Tavenas et al. (1980), an effective stress analysis will be correct only if true effective stresses and stress paths, as well as actual failure mechanisms, are accounted for in the methods of analysis.

The paper discusses the reliability of both methods of stability analysis and makes recommendations for safer designs.

2. STABILITY ANALYSES BASED ON EFFECTIVE STRESSES

Considering the determining influence of effective stress conditions on soil behaviour (Terzaghi, 1925; 1936), it would be logical to conduct stability analyses in terms of effective stresses (Janbu, 1977; Tavenas et al., 1978), particularly in the case of stage-constructed embankments where variations of pore pressures under loading are properly monitored. However, Tavenas et al. (1980) have shown that effective stress analyses present unfortunately major weaknesses, such as:

2.1 Magnitude of assumed effective stresses

Effective normal stresses used in the stability analysis may differ significantly from those prevailing just prior to failure.

Almost all stability analysis methods are based on the assumption that the vertical stress σ_v acting on the failure surface in a slope or an embankment foundation is equal to the weight of the soil above the considered point. This assumption about σ_v simplifies the stability calculation significantly; it was justified by the impossibility of correctly determining exact stress values in the earth mass.

Fig.1 shows effective normal stresses σ_n ' obtained from Bishop's stability analysis and those determined by La Rochelle (1960) who investigated the stress distribution in an excavated slope by means of photo-elasticity. Differences between the two stress distributions are very important, corresponding to a strong overestimation of σ_n ' and thus, of the available clay strength along the upper part of the slip surface, and to an even more important underestimation of σ_n ' and τ at the toe of the slope (Tavenas et al., 1980).



Fig.2 shows a comparison between normal stresses obtained from a FEM analysis using a nonlinear elasto-plastic stress-strain relationship and those computed in Bishop's stability analysis of an embankment. Effective stresses presumed to act on the section of the slip surface beyond the toe of the embankment are very small, as compared with the well-defined values in the elasto-plastic solution. Inversely, under the center part of the embankment, the normal stresses computed in the Bishop's method are quite in excess of the elasto-plastic solution (Tavenas et al., 1980).



2.2 Assumed mobilization of the clay strength

The degree of mobilization of the clay strength is expressed mathematically in a way that implies a very specific stress path up to failure, seldom encountered in practical problems. As a result the local value of F is most likely in error.

In all methods of analysis, the local factor of safety at any point in a stable clay mass is obtained by comparing the applied shear stress τ and the normal effective stress σ ' to the shear stress at failure τ_f under the same normal effective stress:

$$F = \tau_f / \tau = (c' + \sigma' \tan \varphi') / \tau \qquad \text{Eq. (1)}$$

This definition implies a very specific stress path up to failure (Fig.3). If effective stress paths in the investigated problem correspond to that shown in Fig.3, then Eq. (1) will actually represent the degree of mobilization of clay strength.



Figure 3. Effective stress path up to failure, as implied in all methods of stability analysis

However, in most practical problems, effective stress paths followed up to failure will be different, as shown below.



Fig.4 shows a point in a clay mass under an embankment (subscript e) and behind a slope (subscript s) at a computed factor of safety F and submitted to two effective stress conditions X_e and X_s theoretically satisfying Eq. (1). In order for F to be the true picture of the degree of mobilization of the clay strength, stress paths followed from X_e and X_s to failure must correspond to 1_e or 1_s .

In the case of an embankment under construction, Leroueil et al. (1978) have shown that during the last stages of construction, the effective stress path beyond X_e corresponds to $\sigma_v' = Cst$, i.e. a line such as 2. The strength at failure is $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fe}$ and the local factor of safety is thus:

This is clearly different than the one implied in Eq. (1).

If the clay has strain-softening characteristics, the stress condition (f_e) corresponds to the onset of the strain-softening process, developing along the Mohr-Coulomb envelope down to the critical state CS_e .

In the case of the slope of an excavation in overconsolidated clay, the effective stress path from Xs up to failure could be such as 3. The strength available at initial failure (f_s) or at the critical state (CS_s) is much in excess of that implied in Eq. (1), so that this equation leads to a significant underestimation of the true factor of safety (Tavenas et al., 1980).

2.3 Equation of local and overall stability conditions

The equation between local and overall values of F is valid only under particular circumstances that are generally impossible to meet.

In all methods of stability analysis, the degree of mobilization of the local shear strength of the clay is assumed to be identical at all locations along the potential failure surface and equal to the overall stability condition. In order for this assumption to be acceptable, one of the following sets of conditions should be met:

1) A computed factor of safety, F = 1.0, in perfectly plastic materials. In this case, where no strain-softening occurs, the shear strength of the clay can be mobilized simultaneously at all points along the failure surface;



Figure 5. Variations of the local factor of safety along a failure surface (from Wright et al. 1973)

2) If F > 1.0, then a perfectly uniform stress state and a unique stress path up to failure must prevail at all points in the considered clay mass; otherwise, the degree of mobilization of the clay strength would vary from point to point along the potential failure surface! The first condition is very seldom satisfied and the second one, clearly impossible in all practical cases (Tavenas et al., 1980). Wright et al. (1973) determined the local factor of safety along the failure surface in a slope with an overall factor of safety of 1.0, using an elastoplastic finite-element analysis. A typical result is shown in Fig.5, indicating systematic and large differences between the local and overall factors of safety.

3. STABILITY ANALYSES BASED ON STRENGTH PROFILES

The concept of critical state is applicable to natural clays (Trak, 1980); this implies that a clay loaded up to failure will necessarily achieve its critical state either immediately (perfectly plastic clays) or after some strains (strain-softening clays). This critical state strength can be used to characterize the minimum strength available under embankments at failure (Trak et al., 1980), or behind unstable slopes. As shown above, the critical state stress condition represents the imposed termination of all effective stress paths. It is located on the Mohr-Coulomb envelope of the normally consolidated clay and its position is a unique function of the void ratio or the preconsolidation pressure of the clay.

In a clay deposit characterized by its preconsolidation (σ_p) profile and the corresponding void ratio (e) profile, the critical state strength is a unique function of the depth. It can therefore be used in the same manner as an undrained shear strength parameter in a so-called $\varphi = 0$ analysis. Such an analysis is applicable to all cases where the void ratio of the clay can be assumed constant. This is essentially true for embankments built in one stage or for the short-term stability of cut slopes or excavations. These stability analyses are simpler than effective stress analyses and many of the weaknesses discussed above in relation to effective stresses are automatically eliminated.

Trak et al. (1980) proposed an approach to the stability analysis of embankments based on an interpretation of Bjerrum's (1972) data made by Mesri (1975) who observed that the mobilized shear strength at failure ($c_{u(mob)}$) under an embankment is nearly independent of the plasticity index and is a direct function of the preconsolidation pressure (σ_p ') of the clay deposit. This relationship was defined by the following formula:

$$c_{u(mob)} = 0.22 \sigma_p'$$
 Eq. (3)

By analyzing a large number of failure cases, Trak et al. (1980) gave evidence that almost all of the methods proposed to determine the stability of clay deposits, namely Bjerrum's (1972), SHANSEP (Ladd and Foott, 1974) and the USALS (La Rochelle et al., 1974) methods make use of a practically constant shear strength value given by Eq. (3). It is interesting to note that the above given expression for $c_{u(mob)}$ for overconsolidated clays is very similar to the empirical "rule of thumb" given by Puzrin et al. (2010): $c_u = 0.21 \sigma_{vo}$ ' for normally consolidated clays, where σ_{vo} ' is the effective overburden pressure.

4. DISCUSSION

Effective stress methods of stability analysis present major weaknesses, because they are based on assumptions that do not correspond to actual stress conditions prevailing in situ. Stability analyses based on a clay strength independent of the applied effective stress present fewer sources of error than the effective stress methods, and appear to be better suited for design purposes.

While such analyses are usually referred to as the $\varphi = 0$ method, with an implied reference to undrained conditions, it is preferable that their use should be based on the critical state strength, the fixed and predictable termination of all effective stress paths. As shown above, this strength corresponds to the minimum value of the shear strength of the clay, mobilized at complete failure.

The mobilized shear strength value is a direct function of the preconsolidation pressure, which is probably the most important characteristic of a clayey soil. It is therefore essential that its value be determined by careful testing on good quality samples. However, when the determination of the preconsolidation profile is difficult or too costly, empirical relationships such as the one proposed by Kootahi and Mayne (2016) between index properties and σ_p ' could be used, but the former should preferably be determined by objective, reliable and repeatable tests, such as the fall cone (Hansbo, 1957; Karlsson, 1961; Garneau and LeBihan, 1977), instead of the classical Casagrande methods (Trak, 2017a).

Using the mobilized strength profile, it must be recognized that this value represents the minimum value of the available strength of the foundation clay, achieved at complete failure (F = 1.0). For design purposes, it is therefore recommended to carry out the $\varphi = 0$ stability analysis using the mobilized shear strength to determine the embankment height H_f corresponding to the failure condition (F = 1.0), and choose the embankment height H corresponding to the desired performance level, conserving the same geometry. Then, if needed, a "safety factor" can be defined as F = H_f / H, since the geometry is the same (Trak, 2017b).

5. CONCLUSIONS

The critical review of stability analysis methods based on effective stresses or shear strength profiles leads to the following main conclusions:

1) Although theoretically correct, the methods of stability analysis in terms of effective stresses are based on questionable assumptions that contradict the fundamental aspects of shear strength mobilization in clay foundations under loading. They should therefore be used with caution.

2) Stability analyses based on shear strength profiles, using the $\varphi = 0$ method and the critical state strength, appear to offer a better solution, because they are free from most of the errors associated with effective stress analyses.

3) Using the mobilized strength profile, it must be recognized that this value represents the minimum value of the available strength of the foundation clay, achieved at complete failure.

4) The mobilized shear strength value is a direct function of the preconsolidation pressure, which is probably the most important characteristic of a clayey soil. It is therefore essential that its value be determined carefully in any project involving clay foundations under embankment loading.

REFERENCES

- Bjerrum, L. (1972), "Embankments on soft ground", Proceedings, ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Purdue University, Lafayette, 2, pp 1-54.
- [2] Pilot, G. (1972), "Study of five embankment failures on soft soils", Proceedings, ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University, Lafayette, 1, pp. 81-100.
- [3] Pilot, G., Trak, B. and La Rochelle, P. (1982), "Effective stress analysis of the stability of embankments on soft soils", Canadian Geotechnical Journal, 19, pp. 433-450.
- [4] Tavenas, F, Trak, B. and Leroueil, S. (1980), "Remarks on the validity of stability analyses", Canadian Geotechnical Journal, 17, pp. 61-73.
- [5] Terzaghi, K. (1925), "<u>Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage</u>", Franz Deuticke, Leipzig, Vienna.
- [6] Terzaghi, K. (1936), "The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear", Proceedings, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard, 1, pp 54-56.
- [7] Janbu, N. (1977), "Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated clays", General Report to Session 3. Proceedings, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 2, pp. 549-566.
- [8] Tavenas, F., Blanchet, R., Garneau, R. and Leroueil, S. (1978), "The stability of stage-constructed embankments on soft clays", Canadian Geotechnical Journal, 15, pp. 283-305.
- [9] La Rochelle, P. (1960), "<u>The short term stability of slopes in London clay</u>", Ph.D. thesis, Imperial College, London, England.
- [10] Leroueil, S., Tavenas, F., Mieussens, C. and Peignaud, M. (1978), "Construction pore pressures in clay foundations under embankments. Part II: generalized behaviour", Canadian Geotechnical Journal, 15, pp. 66-82.
- [11] Wright, S. G., Kulhawy, F. H. and Duncan, J. M. (1973), "Accuracy of equilibrium slope stability analysis", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 99 (SM10), pp. 783-791.
- [12] Trak, B. (1980), "<u>De la stabilité des remblais sur sols mous</u>", Thèse de doctorat, Département de Génie civil, Université Laval, Québec.
- [13] Trak, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S. and Roy, M. (1980), "A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays", Canadian Geotechnical Journal, 17, pp. 526-544.
- [14] Mesri, G. (1975), Discussion on "New design procedure for stability of soft clays", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101 (GT4), pp. 409-412.
- [15] Ladd, C. C. and Foott, R. (1974), "New design procedure for stability of soft clays", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100 (GT7), pp. 763-786.
- [16] La Rochelle, P., Trak, B., Tavenas, F. and Roy, M. (1974), "Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit", Canadian Geotechnical Journal, 11, pp. 142-164.

- [17] Puzrin, A. M., Alonso, E. E. and Pinyol, N. M. (2010), "Geomechanics of <u>Failures</u>", Springer Dordrecht, Heidelberg, London, New York.
- [18] Kootahi, K. and Mayne, P. W. (2016), "Index test method for estimating the effective preconsolidation stress in clay deposits", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 04016049.
- [19] Hansbo, S. (1957), "A new approach to the determination of the shear strength of the clay by the fall cone test", Swedish Geotechnical Institute, Proc. No. 14, pp. 5-47.
- [20] Karlsson, R (1961), "Suggested improvements in the liquid limit test, with reference to the flow properties of remoulded clays", Proceedings, 5th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1, pp. 171-184.
- [21] Garneau, R. and LeBihan, J. P. (1977), "Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall cone", Canadian Geotechnical Journal, 14, pp. 571-581.
- [22] Trak, B. (2017a), "Estimation of the mobilized shear strength under embankments in soft clay deposits based on preconsolidation pressure", Proceedings, 3rd International Symposium on Soil-Structure Interaction, Izmir, pp. 618-626.
- [23] Trak, B. (2017b), "How safe is the «factor of safety» concept in geotechnical practice?", Proceedings, Geo-Risk 2017 Conference, Denver, Colorado, GSP 285, pp. 302-308.

TEK NOKTA LİKİT LİMİT DENEYİNDE GEREKLİ OLAN TANB DEĞERİNİN KOCAELİ İLİ İÇİN BELİRLENMESİ

DETERMINING THE VARIABLE B PARAMETER VALUE IN THE LIQUID LIMIT TEST FORMULA FOR THE CITY OF KOCAELI

Utkan MUTMAN¹

Evinç BOYLU*²

ABSTRACT

This document is a guide and Consistency limits are helpful in determining how soils behave when saturated. Thus, identifying the consistency limits in classifying cohesive soils carries importance. Utilized in the determination of liquid limit and plastic limits, tests involve many ambiguities, depending on who and what the tester is. Specifically the β parameter within the formula $w_L = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{tan\beta}$ which is used in one point liquid limit tests, changes according to regions. This study examines the results of the one point liquid limit test, conducted over the soil samples from Kocaeli region. One point liquid limit test and normal liquid limit tests are compared. Through the acquired data, the value of β parameter, which is one of the variables in the one point liquid limit test formula is determined for the city of Kocaeli. Furthermore, a new correlation is suggested for one point liquid limit test.

Keywords: Liquid limit, Plastic limit, Casagrande, Casagrande one point method

ÖZET

Kohezyonlu zeminlerin sınıflandırılmasında kıvam limitlerinin belirlenmesi çok önemlidir. Likit limit ve plastik limitin tespitinde kullanılan deneyler, deneyi yapan kişi ve deney aparatına bağlı olmak üzere birçok belirsizlikler içermektedir. Özellikle tek nokta likit limit

 $w_L = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{tan\beta}$ formülündeki tan β parametresi bölgesel olarak değişmektedir. Bu çalışmada Kocaeli Bölgesine ait zemin numuneleri üzerinde yapılmış olan tek nokta likit limit deney sonuçları incelenmiştir. Tek nokta likit limit deneyi ile normal likit limit deneyleri karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlarla Kocaeli İli için tek nokta likit limit deneyi formülündeki değişken olan tan β parametresi değeri belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler; Likit limit, Plastik limit, Casagrande, Tek nokta likit limit

¹ Doç.Dr.Utkan Mutman., Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Umuttepe/KOCAELİ, <u>utkanmutman@gmail.com</u>

² İnşaat Mühendisi., Kocaeli Üniveristesi, evinc_boylu@hotmail.com

1. GİRİŞ

Zeminlerin kıvamlarını birbirinden ayıran sınır su içeriklerine "kıvam limitleri" denilmektedir. Zeminlerin tanınması zemin laboratuvarlarında yapılan bazı deneylerle mümkün olmaktadır. Bu deneylerden biri de Atterberg Limit deneyleridir. Atterberg limitlerinden likit limitin doğru bir şekilde ölçülmesi, zeminin plastik kıvamdan yarı katı kıvama geçtiği sınırı belirleme açısından oldukça önemlidir. Ölçüm yöntemi olarak kullanılan iki vöntem Koni Penetrasyon ve Casagrande metodlarıdır. Zeminler icin kohezvon limiti, yapışma limiti, büzülme limiti, plastik limit ve likit limit olmak üzere 5 farklı kıvam limiti ilk kez 1911'de Ziraatçı bilim adamı İsveçli Dr. A. Atterberg tarafından tanımlanmıştır (Bowles, 1992). Atterberg limitleri olarak da bilinen bu limitlerden yalnızca likit limit, plastik limit ve büzülme limiti geoteknik mühendisliğinde uvgulama alanı bulmuştur (Al-Khafaji ve Andersland, 1992). Dr. A. Atterberg'in tarım topraklarını sınıflandırmak amacıyla tanımladığı ve el yordamı ile basitçe belirlediği kıvam limitlerinden, likit limitin mühendislik amaçlarına uygun olarak daha kesin bir biçimde deneysel olarak belirlenmesi ilk kez 1932'de Profesör A. Casagrande tarafından gerçekleştirilmiştir(Head, 1992). Türkiye'nin zemin mekaniği laboratuvar deneyleri ile ilgili standardı TS 1900'de koni batma yöntemi "önerilen metot", Casagrande yöntemi ise "yedek metot" olarak yer almakta olup, tepe açısı 300, ağırlığı 80 gram olan (İngiliz konisi) ve 20 mm batmanın likit limite karşılık geldiği koni kullanılmaktadır (TS 1900-1, 2006). TS 1900'de koni batma yöntemi "önerilen metot" olarak yer almasına karşın, Türkiye'de, yukarıda sıralanan etkenlerden dolayı bazı özel veya kurum laboratuvarlarında Casagrande yöntemi, bazılarında ise koni batma yöntemi uygulanmaktadır. Her iki vönteminde uzun zaman aldığı buna rağmen laboratuvarlarda vapılan denevlerde bazen hatalı sonuçlar elde edildiği bilinmektedir.

Casagrande deneyi ile likit limit ölçülmesi operatör hatasına oldukça açık bir yöntemdir. Büyük projelerde laboratuvarlarda sayıları yüzlere hatta binlere varan likit limit deneylerinin yapılması gerekmektedir. Bu hem çok büyük bir zaman kaybına neden olmakta hem de daha önemlisi uzun vadeli iş hacminde deneyi yapan kişide isteksizlik ve dikkatsiz ölçüm eğilimi yaratmaktadır.

Casagrande Tek Nokta Yöntemi, likit limit ölçümlerinde hata oranını en aza indiren ve iş hacmini azaltan bir metottur. Bu metodun özü tüm zeminler üzerinde geçerli olabilecek bir akma doğrusu eğimidir. Aynı jeolojik kökenden olan killerde akma doğrusunun eğimi (tan β) değişmediğinden belirli bir yöredeki likit limit,

$$w_L = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{tan\beta}$$

ifadesiyle tek deneyde bulunabilmektedir. Ancak tek deneyde vuruş sayısının 10< N<40 kıvamına denk düşürülmesi gerekmektedir.

(1)

 $\tan\beta$ değeri, belli bir bölge için yapılan yüzlerce, hatta binlerce Casagrande deney sonuçlarının korelasyonu sonucunda oluşan akma doğrusunun ortalama eğimidir ki, yapılacak deneylerde hatayı en aza indiren sonuçlar vermesi doğaldır. ABD'nde yapılan 767 deney sonucunun korelasyonunda $\tan\beta$ değeri 0,121 olarak hesap edilmiş, likit limit için;

$$w_L = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$
 (2)

ifadesi kullanılmıştır.

Bu yöntemle zemin numunesi bilinen bir su muhtevasında (w) denenip oluğun kapanmasını sağlayan vuruş sayısı (N) bulunmuştur. İngiltere'de daha çok buzul çağı killerinde yapılan çalışmalar sonucunda bu yöntem İngiliz Standartları (BS 1377/1990)'na girmiştir. Bu standartta İngiltere zeminlerine ait akma doğrusunun eğimi (tan β) değeri 0,092 hesap edilip,

$$w_L = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{0.092}$$
 (3)

ifadesi kullanılmıştır (BS 1377,1990). Görüldüğü gibi, deney sırasında vuruş sayısının 25 dolaylarında olması durumunda akma doğrusunun eğimi 0,092 ve 0,121 gibi yaklaşık olmayan değerler çıkmıştır.

Casagrande tek nokta deneyi ile likit limitin ölçülmesi ile ilgili çalışmalar Türkiye'de de yapılmış ve vuruş sayısı (N) 10 ile 40 arasında olmak şartıyla akma doğrusunun eğimi (tan β değeri) yaklaşık 0,1 dolaylarında bulunmuştur. Aynı çalışma Doğu Karadeniz Bölgesi'nde kısıtlı bir alanda yapılmış, inceleme sonucunda bu zeminlerde likit limit ölçümünde tek nokta yönteminin kullanılmasının önemsenecek bir hata getirmeyeceği bulunduğundan tan β değeri 0,112 olarak hesap edilmiştir (Önalp,2007). Yapılan çalışmalardan da görüldüğü üzere tan β değeri uygulandığı bölgeye göre değişmektedir.

Bu çalışmada Kocaeli ilinin farklı ilçelerinden alınan 41 adet zemin numunesi kullanılarak tek nokta likit limit deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları değerlendirilerek tanβ değeri hesaplanmıştır.

2. METODOLOJİ

Çalışmada toplam 41 adet doğal zemin örneği kullanılmış ve bu örnekler Türkiye de Kocaeli İlinin değişik ilçelerinden alınmıştır. ASTM 4318'de belirtilen kuru hazırlama yöntemine uygun olarak hazırlanan deney örneklerinin No.40 (0.425 mm) elekten geçen kısmı ile deney yapılmıştır. Deneyler dört nokta likit limit deneyi olarak uygulanmıştır. Deneylerde kil sınıfındaki zeminler kullanılmıştır. Özellikle farklı zemin sınıfındaki killer kullanılarak çeşitlilik sağlanmıştır.

Tüm numuneler likit limit deney sonuçları bir grafik üzerinde işaretlenerek akma doğruları çizilmiştir. (Şekil 1) bu akma doğrularının eğimleri hesaplanmış ve tanβ değerleri bulunmuştur. Kullanılan 41 numuneden uç kısımlarda kalanların değerleri çıkarılarak geri kalan numunelerin akma doğrularının eğimlerinin ortalaması alınarak Kocaeli için tanβ değeri elde edilmiştir.

Elde edilen bu değerle farklı numuneler üzerinde daha önce yapılan likit limit deney sonuçları karşılaştırılmıştır.

3. DENEY SONUÇLARI

Kocaeli İlinin değişik bölgelerinden alınan zeminlerin likit limit tek nokta deneyinde kullanılacak tanβ katsayısını bulmak için kullanılan numuneler toplam 41 adettir. Tablo 1'de 41 numuneyle yapılan tek nokta likit limit deneyi sonucunda formülde değişken tanβ parametre değerinin hesaplanması için kullanılan 156 noktadan oluşan deney sonuçları gösterilmektedir.



Şekil 1'de 41 adet zemin numunesi ile yapılan deneyler sonucunda oluşturulan akma eğrileri görülmektedir. Bu eğrilerin yaklaşık olarak aynı eğimde ve doğrultuda olduğu görülmektedir.

Vuruş Sayısı N	Su Muhtevası Wn (%)	Likit Limit WL(%)	Vuruş Sayısı N	Su Muhtevası Wn (%)	Likit Limit WL(%)	Vuruş Sayısı N	Su Muhtevası Wn (%)	Likit Limit WL(%)	Vuruș Sayısı N	Su Muhtevası Wn (%)	Likit Limit WL(%)
38	58,4		35	45,6		36	26,1		29	75,8	
30	60,2	62.6	27	48,8	10.0	28	33,1	24.6	26	76,4	76,9
21	66,9	03,0	23	49,1	49,0	21	37,2	34,0	23	77,1	
17	67,1		15	52,9		16	40,8		32	52,7	
30	55,9		33	30,4		35	44,8		26	54,7	55.2
26	62,2	64.0	27	32,2	35.8	29	47,3	40.3	22	55,9	55,2
23	64,0	04,5	23	37,3	55,0	21	51,8	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	17	58,2	
14	89,5		16	42,6		17	52,8		33	46,2	
28	17,2		33	31,5		30	49,5		27	48,3	49.6
19	19,4	18,1	27	34,2	35.5	22	54,5	52,5	21	52,2	,.
11	21,4		23	38,3	,-	18	55,3		17	55,1	
29	26,1		16	38,4		37	81,4		31	55,9	
24	29,8	29,0	32	48,9		22	96,3	93,5	27	59,3	60,8
23	30,4		27	50,9	51,4	19	98,1		23	61,3	
29	26,8		20	51,7	-	33	55,8		18	65,4	72,9
26	27,5	28,1	15	57,1		27	68,2	72,5	27	70,2	
15	31,5		27	37,2		23	79,7		23	74,3	
11	33,5		19	40,7	35,1	10	88,0		21	75,0	
32	80,0		14	43,4		30	55,5		17	79,9	
17	90,2	54,8	30	52,0		27	58,0	61,7	30	08,8	
10	1113		15	50.2	38,3	17	68.3		20	78.2	75,8
40	52.0		12	60.4		20	55 1		21	78.1	
30	58.6		45	423		23	50.2		21	70.2	
26	60.4	02.5	31	447		20	66 1	60	23	74.3	
19	66.0	,.	24	46.6	46,6	10	75.1		21	75.0	72,8
15	72.9		19	48.5		29	78.3		17	79.9	
56	48,3		30	67.2		21	96,6	87,5	27	70,2	
48	49,3		27	68,6		17	99,6	-	23	74,3	
39	50,6	54,8	23	73,9	/3,0	27	54,4		21	75,0	/2,1
18	56,1	,-	18	82,1		23	61,5	58,75	17	79,9	
14	59,0		32	36,8		20	65,0		30	60,9	
56	57,5		26	40,4	40.2	30	54,4		28	62,9	66.2
39	61,4	66,9	17	42,7	40,2	27	61,5	67	23	67,9	00,2
17	70,9		13	46,9		23	65,0	07	20	70,9	
36	30,5		30	41,0		21	77,6		30	68,8	
27	33,3	ľ	27	45,9		29	64,3		26	74,7	
19	35,4	33,1	23	48,9	48,0	27	65,7	69,8	23	78,2	75,8
14	37,8		17	57,5		24	70,4		21	78,1	

Tablo 1. Yapılan Tek Nokta Likit Limit Deneylerinin Deney Sonuçları

Tablo 1 ve Şekil 1'de de görüldüğü gibi Kocaeli ilinin değişik bölgelerinden alınan zemin numunelerinin formül de yerine konularak elde edilen tan β değerinin ortalaması alındığında değişken olan tan β = 0,388 olarak bulunmuştur.

Plastisite indeksi, zeminleri sınıflamada ve diğer bazı zemin parametreleri ile korelasyon yapmada kullanılan temel zemin özelliklerinden biridir. Bu yüzden her bir numuneden plastik limit değerleri de elde edilmiş, Likit limitten plastik limit değerleri çıkarılarak plastisite indisleri bulunmuştur. Şekil 2'de deneyler sonuçlarının işlendiği plastisite kartı gösterilmektedir.



Şekil 2. Zeminlerin Deney Sonuçlarının Cassagrande Plastisite Kartı Üzerinde Gösterilmesi

4.SONUÇLAR

Kocaeli Bölgesi için, tek nokta likit limit deneylerinde kullanılmak üzere tan β parametresini belirlemek amacıyla 41 adet zemin numunesi kullanılarak deney yapılmıştır. Bu likit limit deneyleri sonucu elde edilen veriler neticesinde ise tan β değeri 0,388 olarak bulunmuştur. Bu değerin, vuruş sayısı (N) 20 ile 30 arasında elde edilen tek nokta likit limit deneylerinde kullanılabileceği ön görülmektedir. Yapılan deneysel çalışma sonucu elde edilen tan β değerinin kesinlikle kullanılabilmesi için daha fazla numune kullanılarak deneysel çalışmaların yapılması uygun olacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] Bowles, J. E., Engineering Properties of Soils and Their Measurement, Fourth Edition, Irwin/ McGraw- Hi II, U.S.A, 22 pp., 1992.
- [2] Al- Khafaji, A. W. And Andersland, O. B., Geotechnical Engineering & Soil Testing, Sounders College Publishing, U.S.A., 88pp., 1992.
- [3] Head, K. H.(1992), "Manuel of Soil Laboratory Testing", Volume1, Soil Classification and Compaction Tests, Second Edition, John Wiley & Sons, inc, New York.
- [4] TS 1900-1 (Türk Standartları), İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri, TSE, Bakanlıklar / Ankara. Mart 2006.
- [5] BS 1377: Part 2:4:3 (British Standart Institution), Liquid Limit Cone Penetrometer Method, England, 1990.
- [6] Önalp A. (2007), Geoteknik Bilgisi-I, "<u>Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği</u>", Birsen Yayınevi.

YÜKSEK GERİLMELER ALTINDA HACİMSEL GENLEŞİMİN GÖÇME YÜZEYİ GEOMETRİSİNE ETKİSİ

THE INFLUENCE OF DILATANCY ON FAILURE SURFACE GEOMETRY UNDER HIGH STRESSES

Çağdaş ARDA*¹ Özer ÇİNİCİOĞLU²

ABSTRACT

Active failure surface geometry of a retaining wall depends on the dilatant behavior of the granular backfill. Empirical stress-dilatancy equations based on shear tests reveal the influence of relative density and initial stress state of the soil on dilatant behavior. Physical model studies on retaining walls have been conducted by numerous researchers to investigate the coupled effect of these parameters. However, these models lack the ability to generate surcharge pressures. Therefore, in this study it is aimed to investigate the influence of high initial stress generated by surcharge effect on shear band geometry. Therefore, a small scale 1g physical retaining wall model is prepared which can translate laterally through the active side and can implement vertical surcharge. Tests are conducted using a poor graded granular backfill under varying relative density and vertical stress values to obtain different dilatancy angles. For each test, failure surface geometries are generated by particle image velocimetry (PIV) method and wall displacements at failure state are evaluated. By this way, the evaluation of dilatant behavior under surcharge effect and its influence on failure surface geometry is investigated.

KEYWORDS: Dilatancy angle, PIV, surcharge, failure surface, retaining wall

ÖZET

İstinat duvarlarının aktif göçme yüzeyi geometrileri, granüler dolgudaki hacimsel genleşim davranışından etkilenmektedir. Literatürde yer alan, kayma testi sonuçlarına göre geliştirilmiş ampirik gerilme-genleşim denklemleri bağıl yoğunluğun ve başlangıç gerilme durumunun zeminin genleşim davranışına etkilerini ortaya koymaktadır. Bu parametrelerin birleşik etkisini fiziksel olarak araştırmak için birçok araştırmacı tarafından istinat duvarları model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Fakat bu modeller zemine sürşarj basıncı etkiyememektedirler. Bu nedenle, bu çalışmada sürşarj etkisi ile granüler zeminde oluşan yüksek gerilmelerin kayma düzlemi geometrisine etkisinin araştırılması amaçlanmıştır. Bu nedenle, aktif yönde yanal olarak hareket edebilen ve düşey yönde sürşarj uygulayabilen küçük ölçekli bir 1g fiziksel istinat duvarı modeli hazırlanmıştır. Testler kötü derecelenmiş granüler dolgu kullanılarak, farklı genleşim açısı elde edebilmek için değişken bağıl yoğunluk ve düşey gerilme değerleri altında gerçekleştirilmiştir. Her bir test için, göçme yüzeyi geometrileri parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi ile üretilmiş ve göçme durumundaki duvar ötelenmeleri değerlendirilmiştir. Bu yolla sürşarj etkisi altında zeminin hacimsel genleşim davranışı ve bunun göçme yüzey geometrisine etkisi incelenmiştir.

ANAHTAR KELİMELER: Genleşim açısı, PGHÖ, sürşarj, göçme yüzeyi, istinat duvarı

^{*1} Doktora adayı, Boğaziçi Üniversitesi, cagdas.arda@boun.edu.tr

² Doç. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

1. GİRİŞ

Granüler zeminlerde genleşimin fiziksel varlığı ilk kez Reynolds (1885) tarafından belirtilmiş olup, birçok araştırmacı hacimsel genleşimin zemin mukavemeti üzerindeki etkisini araştırmaktadır. Farklı araştırmacılar (Taylor, 1948; Rowe, 1962 ve 1969; De Josselin de Jong, 1976) testere diş modeline ve iş yayılma teorisine dayalı gerilme-genleşim ilişkileri oluşturmuştur. Bolton (1986), değişken bağıl yoğunluk ve çeper basıncı değerlerine sahip 17 farklı kum numunesi üzerinde birçok gerinim kontrollü konvansiyonel üç eksenli deney yapmıştır ve yoğunluğu yüksek doymuş granüler bir zeminin genleşim açısının daha yüksek olduğunu, daha yüksek çeper basınçları altında konsolide olan numunelerin ise daha düşük genleşim davranışı sergilediğini ortaya koymuştur. Bu deney verilerine bağlı, zemine özgü katsayılarla temsil edildiği ampirik bir denklem önermiştir. Schanz ve Vermeer (1996), Bolton (1986)'nın genleşim açısı konseptini üç eksenli test koşullarını kapsayacak şekilde genişletmiştir. Hanna (2001) ise hesaplanan eksenel simetrik mukavemet parametrelerini düzlem gerilme koşullarına dönüştüren bir bağıntı önermiştir.

Daha yakın zamanda, parçacık görüntülü hızı ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılarak istinat duvarlarının yanal ötelenmesi ile duvar arkasındaki dolgu zeminde oluşan kayma bantlarını görselleştirmek için fiziksel model çalışmaları yapılmıştır (Niedostatkiewicz ve diğ., 2011; Lesniewska ve diğ., 2011; Pietrzak ve Lesniewska, 2012; Tehrani ve diğ. 2012). Çalışmalar, mikro ve makro granüler malzeme davranışını ve kayma lokalizasyonunu ortaya koymaya odaklanmış, zeminde sürşarj etkisiyle oluşan gerilme artışları gözlemlenmemiştir. Çinicioğlu ve diğ. (2017), zemin yoğunluğunun ve gerilme durumunun hacimsel genleşim üzerindeki birleşik etkisini aktif yönde hareket edebilen fiziksel bir istinat duvarı modeli deneyinde araştırmış, genleşim açısının göçme yüzeyi geometrisine olan etkisini ölçen bir bağıntı önermiştir. Fakat deneyler dolgu zeminin kendi ağırlığı ile zeminde oluşan gerilmeler dikkate alınarak gerçekleştirilmiş, sürşarj etkitilmediğinden yüksek basınçlar dikkate alınmamıştır.

M. Kowalska (2014), genleşim açısı ve içsel sürtünme açısı (ψ '/ ϕ ') arasındaki oranın istinat duvarı arkasındaki sürşarj dağılımına etkisini belirlemek için bir istinat duvarının modellendiği sonlu elemanlar analizi kullanarak sayısal bir çalışma yapmıştır. Çalışma sonrasında artan sürşarjın genleşim değerini sınırladığını ve (ψ '/ ϕ ') oranının azalmasına neden olduğunu ortaya koymuştur. Fakat, sürşarj etkisiyle istinat duvarının arkasındaki mobilize olmuş stres dağılımı fiziksel olarak modellenemediğinden, genleşimin kayma bandı geometrisine etkisi görselleştirememiştir.

Bu çalışmada, granüler bir zemine pnömatik pistonlarla 0 kPa ile 100 kPa arasında değişen sürşarj basıncı uygulanmıştır. Sürşarj basıncı, dane kırılmasını önlemek amacıyla sınırlı büyüklükte tutulmuştur. Granüler zeminin göreceli sıkılığı %35 ile %85 aralığında değişmektedir. Bu sayede, yanal olarak yer değiştiren dolgu zemin için çok geniş aralıkta bir genleşim derecesi elde edilebilmiştir ve genleşim davranışına bağlı olan göçme yüzey geometrilerindeki değişimlerin karşılaştırılması kolay olmuştur. Her bir test için ampirik doğrusal Rankine göçme yüzeyi de tespit edilerek PGHÖ metodu ile tespit edilen gerçek geometri ile karşılaştırılabilmiştir.

2. FİZİKSEL İSTİNAT DUVAR MODELİ

Çalışma için kullanılan fiziksel model 20 cm x 25 cm x 15 cm boyutlarında bir çerçeveden oluşmaktadır. Çerçeve kalınlığı, kemerlenme etkisini önlemek için geniş tutulmuştur. Modelin bir tarafı, el ile döndürülebilen bir çark ile yanal olarak ötelenebilen istinat duvarını temsil eden alüminyum plakadır. Modelin üst kısmı, hava basıncı ile granüler zemine düşey olarak

sürşarj etkisi yapabilen 5 adet pnömatik pistondan oluşur. Pistonlar, sürşarj yükünü zemine eşit dağıtabilmek için aynı basınç altında ayrı ayrı hareket edebilmektedir. Pistonlar test öncesinde bir yük hücresi kullanılarak kalibre edilmiştir. Zemin danelerinin duvar hareketi ile yer değiştirmelerini gözlemleyebilmek için çerçevenin ön yüzünde plexiglas malzeme kullanılmıştır. Çerçevede biri model kutusunun iç tabanının ortasında, diğeri iç kenarının ortasında bulunan iki basınç sensörü bulunmaktadır. Bir ölçüm izleme yazılımına (imcSTUDIO) bağlı olan bu sensörler, başlangıç durumundan dolgu zeminin göçmesine neden olacak duvar hareketine kadar düşey ve yatay toprak basınçlarını kaydeder. Duvar deplasmanlarını gözlemleyebilmek için istinat duvarına bir dijital sensör monte edilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. Fiziksel Model Genel Görünümü

Testler esnasında istinat duvarı, manuel olarak döndürülebilen çark ile 0.5 mm/s sabit hızla çevrilmiştir. Duvar hareketleri başlangıç durumundan göçme durumuna kadar bir sabitleyiciye oturtulmuş 6000 x 4000 yüksek çözünürlüklü dijital kamera ile her 0.1 mm deplasman için fotoğraflanmıştır. Kamera ile fiziksel model arasındaki mesafenin, kamera odağının ve doğrusallığının her testte sabit tutulmasına dikkat edilmiştir. Sonuç olarak fiziksel model testi sırasında duvarın yanal hareketi, düşey ve yatay basınçlar ve zemin danelerinin yer değiştirmesi başlangıç durumundan göçme durumuna kadar kaydedilmiştir.

Deney esnasında çekilen fotoğraflar, zemin danelerinin büyük deformasyonları için alt piksel ölçüm çözünürlüğüne sahip olan ve MATLAB için bir görüntü analiz modülü olan geoPIV-NG tarafından analiz edilmektedir (Stanier ve diğ., 2015). Analizdeki referans görüntü, duvarın yer değiştirmesinden önce toprağın başlangıç durumu olarak seçilmiştir ve duvar yer değiştirmesi sırasında PIV-NG modülü, zemin göçme durumuna ulaşıncaya kadar referans görüntü ile deforme olmuş görüntüler arasındaki toprak danelerinin konumu arasındaki yer değiştirme farkını otomatik olarak izler. Referans ve hedef görüntü arasındaki fark, bir deplasman vektör alanı ile görselleştirilir. Modül, yer değiştirme yoğunluğunun renk haritaları ile şekillendirildiği hacimsel ve kayma yer değiştirmesi haritaları ile deplasmanları görselleştirmeyi sağlar. Böylece, duvar hareketi sırasında kayma yüzeyinin geometrisi, yer değistirmelerin bandındaki lokalizasyonu kayma ve göcme vüzev geometrisi görselleştirilebilir.

3. ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE TEST KURULUMU

Kötü derecelenmiş 'Şile kumu' deneylerde kullanılmıştır. Şekil-2'de bu kumun granülometri eğrisi verilmiştir. Zeminin mekanik özellikleri laboratuvar deneyleri ile belirlenmiş ve Tablo-1'de verilmiştir. Kumun ortalama küresellik ve yuvarlaklık değerleri, Cho ve diğ. (2006) tarafından önerilen dane şekli tabloları kullanılarak belirlenmiştir. Plexiglas ile Şile kumu arasındaki sürtünme açısı kesme kutusu deneyleri ile yaklaşık $\delta'=22^0$ olarak hesaplanmıştır. Bu sürtünmeyi azaltmak için, plexiglas olan yan duvarlara şeffaf ve yüksek yoğunluklu polietilen tabakalar yerleştirilmiştir. Ayrıca, bir yağlayıcı 'Petrochem' marka silikon kullanılmıştır. Böylelikle sürtünme $\delta'=12^0$ civarına düşürülebilmiştir.



Granüler zemin, deney düzeneğine kuru pluvasyon tekniği ile yerleştirilmiştir. Bu yöntemde, farklı kum yoğunlukları elde etmek için zemin bir huni vasıtasıyla farklı yüksekliklerden modele doldurulur. İstenilen yoğunluk aralığını elde edebilmek için pluvasyon sırasında düşürülen kumun yüksekliği ayarlanır. Dolum işlemi tamamlandıktan sonra yerleştirilen dolgu zeminin toplam kütlesi ve doldurulan alanın hacmi, dolgunun test öncesi göreceli sıkılık değerini hesaplamak için ölçülür. Küçük model boyutları nedeniyle, hacimsel genleşim katsayısının dolgu boyunca derinlikle değişmediği kabul edilir.

4. HACİMSEL GENLEŞİM AÇISI HESAPLAMALARI

Farklı araştırmacılar (Taylor, 1948; Rowe, 1962 ve 1969) zeminin yoğunluğu ve genleşim davranışı arasında doğrusal bir ilişki bulunurken, zemindeki gerilme durumunun genleşim davranışını sınırladığını tespit etmiştir. Bu iki parametrenin kullanıldığı, Bolton (1986) tarafından tanımlanan ampirik önerme ile hesaplanan genleşim açıları düzlem gerilme koşulları altında gerçekleştirilmiş bu çalışmadaki fiziksel sonuçlar ile karşılaştırılmış, genleşim açısı değerlerinin göçme yüzeyi geometrilerine etkileri araştırılmıştır.

Duvarın ötelenmesi sürecinde göçmeye karşılık gelen nokta deviatorik gerilme değerlerinde oluşan değişimin ($q = \sigma_3 - \sigma_1$) analiz edilmesi ile belirlenir. σ_1 , fiziksel modelin tabanında yer alan düşey gerilme sensörüne etkiyen toplam gerilmeyi, σ_3 ise modelin yan duvarında yer alan yatay gerilme sensörüne etkiyen toplam gerilmeyi ifade etmektedir. Duvar hareketi sırasında yatay ve düşey gerilmelerdeki değişim basınç sensörleri ile kaydedilir. Duvar hareketi sırasında düşey gerilme değerinde değişiklik olmamıştır ancak yatay gerilmeler azalmış, dolayısıyla deviatorik gerilme değerinde artışa neden olmuştur. Bu gerilme değişimi, üç eksenli deneylerdeki yanal uzanım (LE) gerilme izi davranışına karşılık gelmektedir. Tüm testler için gerilme – şekil değiştirme ilişkileri çizilmiştir. Göçme gerilmesi, bu eğride artan duvar yer değiştirmesi ile daha fazla gerilme artışının olmadığı nokta olarak tanımlanmıştır. Buna örnek olarak, 35-45% rölatif sıkılık aralığında ve 100 kPa sürşarj yükü altında gerçekleştirilmiş deneydeki duvar hareketi ile gerilme değişimini gösteren Şekil-3'te göçme durumunun 70.5 kPa deviatorik gerilme ve 0.45 mm duvar deplasmanı altında gerçekleştiği belirlenmiştir.



Şekil 3. Duvar hareketi ile gerilme dağılımı ve deviatorik gerilme-duvar deplasmanı eğrisi Her deneyde kullanılan dolgu zeminin genleşim açısını hesaplamak için Bolton (1986)'un ampirik formülü kullanılmaktadır:

$$\psi_p = \frac{A_{\psi}}{r} \left[I_D \left(Q - ln \frac{100 p_f'}{p_a} \right) - R \right]$$

Formülde A_{Ψ} değeri eksenel simetrik koşullar altında 3 ve düzlemsel gerilme koşulları altında 5'tir. r, sürtünmeye genleşim etkisini tanımlayan bir katsayıdır. I_D zeminin başlangıç rölatif sıkılığını, p_f göçme durumundaki ortalama efektif gerilme değerini belirtmektedir. Q ve R ise

zemine bağlı katsayılardır. Göçme anındaki ortalama efektif gerilme değerleri, basınç sensörü okumaları kullanılarak her test için hesaplanmıştır. Yan duvar ekseni yönündeki normal gerilmeler herhangi bir deformasyondan önce ölçülen yanal toprak basınçlarına eşittir (Çinicioğlu ve diğ., 2017) Yanal uzanım (LE) gerilme izinde, farklı göreceli sıkılık ve konsolidasyon basıncı değerleri altında çok sayıda üç eksenli konsolidasyonlu drenajlı deney yapılarak 'Q' ve 'R' Bolton formülü parametreleri, kritik durum sürtünme açısı (ϕ'_c) ve eksenel simetrik durum için sürtünmeye genleşim etkisi (r_{tx}) parametresi belirlenmiştir. Elde edilen değerler Tablo-1'de verilmektedir. Dolayısıyla, maksimum sürtünme açısı (ϕ_p°) değerinin A.W. Bishop (1971) tarafından önerilen formül kullanarak hesaplanması mümkün olmuştur:

$$r = \frac{\phi'_p - \phi'_c}{\psi_p}$$

 ϕ'_c ve r değerleri üç eksenli deney sonuçlarının analizi ile bulunduğundan eksenel simetrik koşullar için hesaplanmış ϕ'_p değerleri, Hanna (2001) yöntemi kullanılarak düzlem gerilme koşulları için geçerli olan ϕ'_{ps} değerlerine dönüştürülmüştür. Böylece fiziksel duvar modeli deneyleri ile belirlenen göçme yüzeyi geometrileri ile karşılaştırılabilmiştir. Düzlem gerilme durumu için sürtünmeye genleşim etkisi (r_{ps}) parametresi belirlenmiştir. Tablo-2'de hesap sonuçları tüm deneyler için verilmiştir.

Test No.	ID %	ΔQ (kPa)	σ' _{hi} (kPa)	σ' _{vi} (kPa)	Ko	p'₀ (kPa)	σ' _{hf} (kPa)	σ' _{vf} (kPa)	Ka	p' _f (kPa)	Ψ' _p	ф' _р	φ' _{ps}
1	40	0	4.30	7.08	0.61	5.2	2.00	7.08	0.28	3.7	10.8	40.7	38.4
2	40	50	13.5	33.00	0.41	20.0	9.46	37.42	0.25	18.8	8.2	38.7	36.5
3	40	100	32.5	89.78	0.36	51.6	21.10	93.00	0.23	45.1	6.8	37.7	35.4
4	51	0	0.97	4.00	0.24	2.0	0.61	4.00	0.15	1.7	15.0	43.8	39.8
5	51	50	9.4	39.98	0.24	19.6	7.38	41.75	0.18	18.8	10.2	40.2	36.2
6	51	100	48.21	95.77	0.50	64.1	25.2	99.49	0.25	50.0	8.2	38.7	34.7
7	61	0	0.89	3.90	0.23	1.9	0.67	3.90	0.17	1.7	17.7	45.8	42.1
8	61	50	15.26	45.17	0.34	25.2	11.84	44.74	0.26	22.8	11.4	41.1	37.4
9	67	0	1.89	4.08	0.46	2.6	0.85	3.96	0.21	1.9	19.1	46.9	43.1
10	67	50	13.48	42.42	0.32	23.1	6.5	42.10	0.15	18.4	13.0	42.3	38.5
11	67	100	36.5	89.48	0.41	54.2	19.59	92.96	0.21	44.0	10.7	40.6	36.8
12	80	50	10.5	44.43	0.24	21.8	9.4	44.74	0.21	21.2	14.8	43.7	39.9
13	80	100	54.82	88.81	0.62	66.2	24.17	94.61	0.26	47.7	12.2	41.7	38.0

Tablo 2. Bolton (1986) gerilme – genleşim bağıntısı kullanılarak hesaplanan maksimum genleşim ve içsel sürtünme açıları

Uygulanan gerilme (ΔQ) ile ölçülen gerilme (σ_v) arasındaki küçük fark, etkitilen sürşarjın yalnızca küçük bir kısmının kemerlenme etkisi nedeniyle kaybolduğunu göstermektedir.

5. KAYMA BANDI GEOMETRİLERİNİN TESPİTİ

Duvar arkasındaki dolgu zeminin göçme durumundaki kayma yer değiştirmelerinin dağılımı, tüm testler için PGHÖ analizi ile ortaya çıkartılmıştır. Analiz, sürşarj etkitilmeyen deneylerde daha yüksek bağıl yoğunlukların daha dik kayma bantlarına karşılık geldiğini göstermektedir. Deneylerde uygulanan sürşarj büyüklüğü arttıkça, aktif yönde duvar hareketi ile oluşan kayma düzleminin duvar dibinde yatay düzlem ile yaptığı açının azaldığı tespit edilmiştir. Şekil 4'te farklı sürşarj yükleri altında göreceliği sıkılığı 65%-75% aralığında değişen granüler zeminde uygulanan fiziksel deneyler ile tespit edilen kayma bantları gösterilmiştir. Sürşarj yükünün fazla olduğu ve rölatif sıkılığın düşük olduğu numunelerde kayma bandının belirgin olmamasından ötürü PGHÖ analizi ile göçme yüzeyi tespiti daha güç olmaktadır.



Şekil 4. Artan gerilme durumunda göreceli sıkılığı 65-75% aralığında olan zeminin PGHÖ analizi ile belirlenen göçme durumundaki kayma yer değiştirmelerinin dağılımı

Tüm deneyler için PGHÖ analizi ile tespit edilen göçme yüzeylerinin geometrilerini oluşturmak için orijin noktasının model duvarın altında olduğu bir koordinat sistemi oluşturulmuştur. Bu koordinat düzlemi duvar yüksekliği (H_w) ile normalize edilerek birimden bağımsız hale getirilmiştir. Düzlemde göçme yüzeylerinin dış yüzeylerinin X ve Y koordinatları 'PlotDigitizer' programı vasıtasıyla belirlenmiş böylece göçme anındaki kayma yüzeyleri geometrik olarak ortaya çıkartılmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. PGHÖ analizi ile tespit edilen göçme yüzeylerinin geometrisinin tespiti Çinicioğlu ve diğ. (2017), sürşarj etkisinin olmadığı ve sadece farklı başlangıç göreceli sıkılık değerinin kullanıldığı model deney çalışmalarında göçme yüzeyi geometrisinin parabolik olup

$$z = aB^2 + bB + c$$

bağıntısıyla ifade edildiğini ve bu bağıntıdaki a, b ve c katsayılarının

$$z = \left(\left[\frac{(a_b - 1)}{(a_b^2 H_w)} \right] tan^2(\alpha) \right) B^2 - \tan(\alpha) B + H_w$$

formülü ile tanımlanabileceğini önermiştir. Bu bağıntıda, 'z' değeri istinat duvarı üzerindeki düşey mesafeyi, 'B' değeri istinat duvarı ile göçme yüzeyi arasındaki herhangi bir 'z' derinliğindeki yatay mesafeyi göstermektedir. ' α ' değeri kayma bandının topuğunda yer alan başlangıç kısmının yatay ile olan açısı olup;

$$\alpha = \frac{\pi + \emptyset'_{ps} + \Psi_p}{4}$$

bağıntısı ile tespit edilebilir. B_f duvar ile göçme yüzeyi arasındaki yatay mesafenin yer seviyesindeki değeri ve X; Vardoulakis (1980) bağıntısı ile hesaplanan açı doğrultusundaki lineer göçme yüzeyinin yer seviyesinde duvar ile arasındaki yatay mesafe olup, B_f / X oranı ile a_b değeri hesaplanabilir. H_w ise duvar yüksekliğini belirtmektedir. Tablo 3'te ilgili hesaplamalar verilmiştir.

Test No.	ID %	Q (kPa)	B _f (cm)	Ψ_{p}	φ' _{ps}	tan(Ψp)	α	х	a _b
1	40	0	7.40	10.8	38.4	0.19	57.3	12.8	0.58
2	40	50	9.10	8.2	36.5	0.14	56.2	13.4	0.68
3	40	100	9.70	6.8	35.4	0.12	55.6	13.7	0.71
4	51	0	0 5.90 15.0 39.8 0.27		58.7	12.2	0.49		
5	51	50	7.90	10.2	36.2	0.18	56.6	13.2	0.60
6	51	100	9.30	8.2	34.7	0.14	55.7	13.6	0.68
7	61	0	5.10	17.7	42.1	0.32	59.9	11.6	0.44
8	61	50	6.80	11.4	37.4	0.20	57.2	12.9	0.53
9	67	0	4.40	19.1	43.1	0.35	60.6	11.3	0.39
10	67	50	6.00	13.0	38.5	0.23	57.9	12.6	0.48
11	67	100	7.80	10.7	36.8	0.19	56.9	13.1	0.60
12	80	50	5.50	14.8	39.9	0.26	58.7	12.2	0.45
13	80	100	7.00	12.2	38.0	0.22	57.6	12.7	0.55

Tablo 3. Tüm deneyler için göçme yüzeyi geometrisi hesaplamaları

Şekil 6'da Çinicioğlu ve diğ., (2017) bağıntısı ile Tablo 3'e göre hesaplanan ampirik göçme yüzeyi geometrileri, Şekil 7'de ise PGHÖ analizi ile Şekil 5'e göre tespit edilen fiziksel geometriler verilmiştir. Şekillerin daha anlaşılır olması için tüm deney verileri gösterilmemekle beraber, tüm sonuçlar şekiller ile uyumludur. Çinicioğlu ve diğ., (2017) bağıntısının kayma bandının orijin noktasına yakın olan alt kısmının ve zemin yüzeyine yakın üst kısmının tespitinde doğru sonuçlar verdiği anlaşılmıştır. Fakat, özellikle yüksek başlangıç gerilmesi altında olan dolgu ile yapılan deneylerde bu bağıntı ile tespit edilen göçme yüzeylerinin merkez bölgelerinin PGHÖ analiz sonuçlarına göre doğrusala daha yakın geometride olduğu görülmektedir. Analiz sonuçları ile tespit edilen fiziksel kayma düzlemleri daha parabolik ve eğimli bir geometriye sahiptir.



Şekil 6. Farklı hacimsel genleşim açısına sahip dolguların Çinicioğlu ve diğ. (2017) bağıntısı ile tespit edilen ampirik göçme yüzeyi geometrileri



Şekil 7. Farklı hacimsel genleşim açısına sahip dolguların PGHÖ analizi ile tespit edilen fiziksel göçme yüzeyi geometrileri

Şekil 8'de model deneylerde kullanılan granüler zeminin genleşim açılarının hesaplanan B_f ve X değerlerine etkileri verilmektedir. Genleşim açısının artması ile göçme yüzeyinin duvar ile olan mesafesinin azaldığı, fakat B_f ve X değerlerindeki azalımın farklı olduğu görülebilir. Çinicioğlu ve diğ., (2017) sürşarj gerilmesinin uygulanmadığı model deneylerde yaptıkları

çalışmada B_f ile X değerlerindeki azalmanın orantılı olduğunu dolayısıyla a_b değerinin sabit olup genleşim açısından bağımsız olduğunu tespit etmiştir. Fakat sürşarj yükü altında farklı başlangıç gerilmelerine sahip dolgunun kullanıldığı bu çalışmada Şekil 9'dan görülebileceği gibi a_b değeri de genleşim açısına bağlı olup artan Ψ'_p değerlerinde azalmaktadır.



Şekil 9. Hacimsel genleşim açısının hesaplanan ab değerine etkisi

6. SONUÇLAR

Ampirik gerilme-genleşim ilişkileri, zemin yoğunluğu ve başlangıç gerilme durumunun genleşim davranışı üzerindeki etkisini ortaya koymaktadır. Araştırmacılar aktif yönde hareket edebilen fiziksel istinat duvarı deneyleri ile farklı göreceli sıkılığa sahip granüler zeminlerin parabolik göçme yüzeyi geometrilerini matematiksel olarak tespit edecek bir denklem geliştirmişler ve ampirik bağıntılar kullanarak hesaplanan genleşim değerlerinin fiziksel kayma bandı oluşumuna etkilerini ortaya koymuşlardır. Fakat kullanılan modeller dolguya sürşari yükü etkiyemediğinden, deneyler sadece derinlik ile değişen düşük zemin gerilmeleri altında yapılabilmiştir. Dolayısıyla hacimsel genleşim açısı değerlerinin göçme yüzeyine etkisinin araştırılmasında yalnız rölatif sıkılık değerlerindeki değişimler aktif rol oynamıştır. Bu nedenle, bu çalışma yüksek başlangıç gerilme durumunun kumların genleşim davranışı üzerine etkisini araştırmak için yürütülmüştür. Çalışmada kötü derecelenmiş, granüler 'Şile' kumu farklı göreceli sıkılık değerlerinde ve değişken sürşari basınçları altında hazırlanmış, her deney için Bolton (1986) ampirik gerilme-genleşim bağıntısı ile hacimsel genleşim açıları hesaplanmıştır. Göçme durumuna kadar istinat duvarları aktif yönde yanal olarak ötelenerek granüler zeminde oluşan kayma bantları PGHÖ analizi ile belirlenmiştir. Parabolik göçme düzlemi geometrileri Çinicioğlu ve diğ. (2017) denklemi ile hesaplanmış ve PGHÖ analizi sonuçlarının koordinat sistemine oturtulup duvar yüksekliği ile normalize edilmesi ile belirlenen fiziksel göçme yüzeyleri ile karşılaştırılmıştır. Sürşarj etkitilmeyen deneyler için iki yöntemle bulunan geometriler uyumludur ve Çinicioğlu ve diğ. (2017) çalışması ile benzer sonuçlar vermektedir. Fakat yüksek sürşarj gerilmelerinin etkidiği dolgularda bu bağıntının yalnızca duvar tabanı ve zemin yüzeyindeki göçme düzlemi geometrilerini doğru tespit ettiği, fiziksel göçme yüzeyinin orta bölgelerinin daha kavisli ve kabarık olması sebebiyle bu bağıntının başlangıç gerilme değerinin yüksek olduğu dolgular için kullanılamayacağı anlaşılmıştır. Geleneksel Rankine metodu ile doğrusal olarak tahmin edilen göçme yüzeylerinin özellikle sıkı kumlarda fiziksel modeller ile ortaya çıkartılan parabolik göçme yüzeylerinden çok farklı olduğu, yüksek sürşarj etkisindeki dolguların ise kayma yüzeylerinin orta kısımlarında Rankine düzlemine yaklaştığı görülmüştür. Son olarak, başlangıç gerilme değerlerinin farklı olduğu dolgularda genleşim açısının, zemin yüzeyindeki göçme düzleminin ortaya çıkma noktasının duvara olan normalleştirilmiş yatay mesafesini (a_b) etkilediği tespit edilmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmayı 114M329 no'lu proje kapsamında destekleyen TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- [1] Reynolds, O. (1885), "On the Dilatancy of Media Composed of Rigid Particles in Contact", Philosophical Magazine and Journal of Science, Fifth series.
- [2] Taylor, D.W. (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics", New York: J.Wiley and Sons.
- [3] Rowe, P.W. (1962), "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact", Proceedings of the Royal Society, London, A 1962 269, 500-527.
- [4] Rowe, P.W. (1969), "The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear", Geotechnique 19, No.1, 75-86.
- [5] De Josselin de Jong, G. (1976), "Rowe's Stress-Dilatancy Relation Based on Friction", Geotechnique 26, No.3, 527-534.
- [6] Bolton, M.D. (1986). "Strength and dilatancy of sands", Geotechnique 36(1), 65-78.
- [7] Schanz, T. and Vermeer, P.A. (1996) "Angles of Friction and Dilatancy of Sand", Geotechnique 46, No.1, 145-151.
- [8] Hanna, A. (2001), "Determination of Plane-Strain Shear Strength of Sand From the Results of Triaxial Tests", Canadian Geotechnical Journal, 36,6 pg. 1231
- [9] Niedostatkiewicz, M., Lesniewska, D. and Tejchman, J. (2011). "Experimental Analysis of Shear Zone Patterns in Sand During Earth Pressure Problems using Particle Image Velocimetry", Strain, Vol 47, 218–231.
- [10] Lesniewska, D. and Muir Wood, D. (2011), "Photoelastic and Photographic Study of a Granular Material", Geotechnique, Vol 61, No 7 605–611.
- [11] Pietrzak, M. and Lesniewska, D. (2012). "Failure evaluation in granular material retained by rigid wall in active mode", Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. 34 No. 4.
- [12] Tehrani, S., Arshad, M.I., Prezzi, M. and Salgado, R. (2014). "Visualization of active mode of failure behind flexible walls under pure rotation using digital image correlation", Geo-Congress 2014 Technical Papers, GSP 234, ASCE 2014.
- [13] Altunbas, A., Soltanbeigi, B. and Cinicioglu, O. (2017), "Determination of Active Failure Surface Geometry For Cohesionless Backfills", Geomechanics and Engineering, Vol.12, No.6, 983-1001.
- [14] Kowalska, M., (2014), "Numerical study of the Influence of the Dilatancy Angle on Bearing Capacity and Rotation of a Gravity Retaining Wall", 15.Danube European Conference on Geotechnical Engineering, Paper No. 186
- [15] Rankine, W.M.J. (1857), "On Stability on Loose Earth", Philisophic Transactions of Royal Society, London, Part I, 9-27.
- [16] Stanier, S.A., Blaber, J., Take, W.A. and White, D.J., (2015), "Improved Image-Based Deformation Measurement For Geotechnical Applications", Canadian Geotechnical Journal, 53: 727-739.
- [17] Cho, G.C., Dodds, J. and Santamarina, J.C. (2006), 'Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness and Strength: Natural and Crushed Sands', J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(5), 591-602.
- [18] Bishop, A.W., (1971), "Shear Strength Parameters for Undisturbed and Remoulded Soil specimens", Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University, Cambridge, MA, USA, pp.3-58.
- [19] Vardoulakis, I., (1980), "Shear band inclination and shear modulus of sand in biaxial tests", Int. J. Numer. Anal. Met. Geomech., 4(2), 103-119.

DOLGU TASARIMINDA TEMEL ZEMİNİ GÖÇMESİNE DAYALI YAKLAŞIM

AN APPROACH OF EMBANKMENT DESIGN BASED ON FOUNDATION FAILURE

Zülal AKBAY ARAMA^{*1} S. Feyza ÇİNİCİOĞLU²

ABSTRACT

A new design method for embankments on soft clays is proposed in this paper. The proposed method facilitates lower bound plasticity theory to find the varying stress states along a slip surface beneath the embankment and at the foundation soils side. The possible slip surfaces are partitioned by making use of the stress fans and thus varying stress states can be found along any considered slip plane and by this approach stress axis rotation can be accounted for. Foundation soils can be scanned through by considering different slip planes at various depths and paying special attention for choosing the weak zones or the zones mostly affected by the embankment loads. The method is combined with a limit equilibrium approach specifically developed for the earth embankment problem constructed on soft soils. The proposed limit equilibrium approach is capable of considering the static equilibrium at different zones within the foundation soils and thus applied by scanning through the width of the embankment starting from the toe towards the centerline. This procedure is repeated for several possible horizontal slip surfaces at different depths beneath the embankment. The purpose is to find the depth and the location of the failure region which gives a safety factor value of unity and also values of the safety factors which were mobilized at different depths under an embankment of considered height. The motivation behind this approach is to develop a specific design method that can be applied by permitting controllable local failures in the scope of the constructional considerations. The method has a distinct advantage of combining lower limit plasticity calculations with limit equilibrium approach. With this dual application it is possible to evaluate the stress states at different locations and add them into the developed limit equilibrium approach. In this way, the calculations can be carried out for further steps of load application by following the changing stress states throughout the loading and consolidation stages, in case stage construction method is adopted. This is a property that differentiates the proposed method from other limit state methods.

Key words: Limit equilibrium, Limit analysis, Soft soils, Safety factor, Embankment.

ÖZET

Bu çalışma kapsamında temel zemini profilinde yumuşak zeminler bulunan dolguların tasarım süreci; limit denge ve analiz metotlarının birlikte kullanıldığı yeni bir yöntemle ele alınmıştır. Çok yumuşak zeminlere mesnetlenen dolguların tek kademede istenilen yükseklikte inşa edilmesi pek mümkün değildir. Bu zorluğu bertaraf etme anlayışından ve özellikle de deniz dibi zeminler üzerine inşa edilen dolgularda ilk yükleme kademelerinde kontrollü bir göçmeye izin verilebilmesi yaklaşımından hareket ederek, kademeli yükleme yöntemi

^{*&}lt;sup>1</sup> Dr., İstanbul Üniversitesi, zakbay@istanbul.edu.tr

² Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi, feyzac@istanbul.edu.tr

çerçevesinde kullanılabilecek özgün bir dolgu tasarım yöntemi geliştirilmiştir. Geliştirilen yeni yöntem geleneksel göçme mekanizmalarının ana ilkelerine uymakla birlikte uygulanan hesap yöntemi akım ağları anlayışından esinlenerek geliştirilmiş bir yaklaşıma sahiptir. Yöntem uygulanırken, kritik durum zemin mekaniği teorisi gerilme-deformasyon uzayı içerisinde takip edilen gerilme izlerinden faydalanılarak temel zemini profilinde yer alan zeminlerin drenajsız kayma mukavemetinin derinlik ile değişimi göz önüne alınabilmekte, limit analiz metotlarının alt sınır çözümlemeleri sonucunda da temel zemini ortamında yüklemeler etkisi ile değişen gerilme değerleri ve gerilme ekseni dönüşleri elde edilebilmektedir. Yöntem çerçevesinde geliştirilen limit denge hesaplarıyla yüksekliği belirli bir dolgunun yükleri altında çeşitli derinliklerdeki güvenlik seviyesi taranmakta ve göçme davranışı gösteren bölge güvenlik seviyelerine bağlı olarak yapılan tarama sonucunda tanımlanabilmektedir. Geliştirilen yöntem kurgulanan çeşitli vakalar için uygulanmış ve sonuçlar sonlu elemanlar yöntemi ile çalışan bir yazılım ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar yöntemin özgün ve uygulanabilir nitelikte olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Limit denge, Limit analiz, Yumuşak zeminler, Güvenlik sayısı, Dolgu.

1. GİRİŞ

Yumuşak zeminler üzerinde yapılacak dolguların tasarımı, inşa sürecinde karşılaşılabilecek yoğun ve karmaşık "dolgu-temel zemini etkileşimi" problemlerinin öngörülmesindeki güçlükler veya sorunların tipik bir tasarım problemine göre oldukça farklı olması sebebiyle, özel tasarım yöntem ve süreçlerinin geliştirilmesini gerekli kılar (Çinicioğlu ve Toğrol, 1991). Dolgu-temel zemini etkileşimi problemlerinde üst yapının da zeminlerden oluşması, üst yapı yüklerinin benzer rijitlikteki temel zemini ortamlarına doğrudan nakline sebep olmaktadır. Üst yapı ve temel zemini arasında yük naklini bütünleştiren daha rijit bir yapısal eleman, örneğin radye bir temelin bulunmaması sebebiyle iki ortamı birlikte etkileyen bölgesel kayma düzlemleri kolaylıkla gelişebilmektedir. Dolgu-temel zemini ilişkisinde dolgu ve temel zemininin göreceli mukavemet özellikleri ve deformasyon yeteneğinin bütünsel davranış ve özellikle de göçme davranışı üzerindeki etkisi büyüktür. Örneğin, sağlam temel zeminleri üzerine inşa edilen dolgularda kayma yüzeyi genellikle dolgu içerisinde kalmaktadır. Yumuşak zeminlerin üzerine oturan dolgu örneğinde ise temel zemininin mukavemetinin oldukça düşük ve deformasyon yeteneğinin fazla olması sebebiyle göçmeler temel zemini içinde oluşmaktadır. Bu sebeplerle yumuşak zeminlerin temel zemini tabakalanmasında yer aldığı durumlar özenle araştırılmalı ve tasarımda dolgu yüklemesinden etkilenen bütün zemin ortamı göz önünde bulundurulmalıdır (Yılmaz, 1994; Oztoprak, 2002). Dolgu yapılarında göçme davranışının incelenmesi amacı ile günümüze kadar yapılmış olan teorik ve sayısal modellemelerde (Florkiewicz, 1989; Chen, 1975; Chirapuntu ve Duncan, 1976; Hanna ve Meyerhof, 1979), saha çalışmalarında ve prototip kesitler üzerinde yapılan laboratuvar araştırmalarının tamamında yüzeysel temellerin göçme davranışlarından yola çıkılarak tasarımlar gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmalar yüzeysel temeller ile dolguların göçme davranışlarının kısmen birbirine benzemekte olduğunu destekler niteliktedir. Bu çalışmalarda rijit radye temeller için üstyapıdan temel zeminlerine aktarılan yüklerin temelin altındaki her noktada aynı hissedildiği değerlendirmesi yapılmaktadır. Söz konusu çözümlerde, üst yapının ve radyenin zati ağırlığı sebebi ile temel zeminlerinin bohçalandığı ve temel altında temelin kendi genişliğini tarayacak kama şeklinde bir aktif gerilme bölgesinin meydana geldiği kabul edilebilmektedir. Ancak dolguların diğer üstyapı sistemlerine göre çok daha fazla yer kaplaması, etkiledikleri alanın derinlik ve genişlik olarak çok büyük bölgelere yayılması, aynı zamanda bünyelerinde oluşan kayma etkilerinin giderilerek stabilitenin sağlanması amacıyla

sevler ile desteklenerek insa edilmeleri dolgular için oluşturulacak göçme mekanizmalarının farklı bir şekilde ele alınmasının gerekliliğini ortaya koymaktadır. Bu sebeplerle dolguların tasarımı basit bir temel taşıma gücü çözümlemesinden çok daha karmaşık bir problemi oluşturmaktadır. Problemin çözümlenmesinde doğrusal olmayan yükleme koşulları, bölgeden bölgeye değişen gerilme durumları, temel taşıma gücü problemi, şev stabilitesi, deformasyon dereceleri hep birlikte göz önüne alınarak bütünsel sistemin davranışı zemin-yapı etkileşimi durumu göz önüne alınarak değerlendirilmelidir. Bilindiği gibi zemin problemlerinde yükleme seviyesi ve etkilenen bölgenin hacmine ilave olarak temel zemininin permeabilite özelliklerine bağlı olarak yükleme koşulları gerilme-deformasyon davranışı ve özellikle de göçme kontrolü bakımından son derece önemlidir. Düşük permeabilite özelliklerine sahip kil zeminler üzerinde yapılan hızlı yüklemeler yüksek seviyede ilave boşluk suyu başıncı üretimi ve bunun sonucunda da azalan efektif gerilmelerle zemin ortamını kolaylıkla göçme durumuna getirebilecektir. Bu sebeple büyük yükler aktaran dolguların inşasında tercih edilen yükleme şekli kademeli yükleme yöntemi olup, bu yöntem göçmeye sebep olmayacak seviyelerde yükleme ve bunu takip eden konsolidasyon dönemlerinden oluşmaktadır. Böylece birbirini takip eden drenajsız yükleme ve drenajlı konsolidasyon süreçleri ile yükleme sırasında azalan efektif gerilmeler konsolidasyon döneminde artmakta ve bu dönemde artan zemin mukavemetinden yararlanılarak göçmeye sebep olmadan istenilen seviyede dolgu insa edilebilmektedir. Bu tanımlama bilimsel olarak doğru bir idealizasyondan yola çıkmakta ve hesapsal olarak da her aşamada göçmeye sebep olmadan istenilen yükseklikte dolgu inşa edilmesini mümkün kılan yükleme ve konsolidasyon programları oluşturulabilmektedir (Cinicioğlu ve Toğrol, 1994; Öztoprak, 2002). Aslında uygulamada tam drenajsız ve tam drenajlı koşulların sağlanabilmesi oldukça zordur, yükleme sırasında koşullar noktasal farklılıklara ve zemin ortamının heterojenliğine bağlı olarak kısmen drenajlı olarak gerçekleşebilir. Buna rağmen yapılan kabuller gerçek davranışı öngörmek bakımından yeterli sonuçlar vermektedir. Diğer taraftan hesapsal olarak elde edilen yükleme programının arazide uygulama koşullarında birebir uygulanabilmesinde pratik kaygılarla örtüşmeyen zorluklar söz konusu olabilir. Örneğin çok yumuşak zeminler üzerinde yapılan dolguların ilk kademelerinde çok küçük yüklemeler altında bile yüzeysel ve bölgesel göçmeler oluşabilir, bu göçmenin oluşmaması için serilmesi gereken dolgu kalınlığı ise pratikte uygulanamayacak kadar ince elde edilebilir. Uygulamada ise tasarımda verilen yükleme değerlerini önemsemeyen bir yaklaşımla dolgu inşası gerçekleştirilir ve bunun sonucunda sıklıkla genel göçme problemleri ile karşılaşılabilmektedir. İlk yükleme kademelerinde lokal göçmeye izin verebilen kontrollü bir yükleme programını doğrudan oluşturabilen bir limit denge veya sayısal analiz yöntemi ise mevcut değildir.

Bu bildiride sunulan tasarım yöntemi ilk yükleme kademelerinde kontrollü göçmeye izin verecek bir vaklasımla gelistirilmistir. Böylece yumusak killer üzerine insa edilecek dolguların tasarımında kullanılmak üzere sahadaki uygulamaların yaklaşımını yansıtabilen ve alt sınır plastisite teoremi ile limit denge yöntemlerinin birlikte kullanılmasına dayanan bütünleşik bir tasarım tekniği geliştirilmiştir. Önerilen yöntem için yüzeysel temellerin taşıma gücü mekanizmaları gözetilmekle birlikte arada rijit bir temelin bulunmadığı dolgutemel zemini ilişkisinin noktasal ve bölgesel etkileri akım ağlarının oluşturulma mantığından hareket eden bir çözümlemeyle hesaba katılmıştır. Bu mekanizma modellerinin kurulmasında vazarların önceki çalışmalarında (Akbay Arama ve Çinicioğlu, 2015; 2016) yapılmış olan sonlu elemanlar analizlerinden faydalanılarak tek bir formasyondan oluşan temel zeminleri üzerine inşa edilen belirli yükseklikteki dolgular için göçme derinliğinin tespiti ile ilgili bulgular da davranışın öngörülmesi bakımından değerlendirilmiştir. Kabul edilebilir sığlıktaki göçme derinliklerine sebep olan yüklemelerde yükleme programının devam koşulu bu seviyenin altındaki derinliklerdeki güvenlik seviyelerinin yeterliliğine bağlanmıştır. Kabul edilebilir seviyedeki göçmeyi takiben devam eden yükleme seviyeleri için ise bir sonraki aşamada ani yükleme durumunda güvenli kalması gereken derinliklerde göçmeye sebep olmayacak yük kademeleri hesaplanarak yöntem adımları oluşturulmuştur. Önerilen yöntem dolgu ile yüklenen temel zemini ortamında farklı davranış bölgelerindeki güvenlik seviyelerinin belirlenmesini sağlayabilmekte, limit denge programlarından farklı olarak gerilme hesaplarını kapsamakta ve böylece kademeli yükleme yöntemi ile birlikte kullanılabilecek bir limit denge yöntemi olarak da mevcut limit denge yöntemlerinden daha kapsamlı bir nitelik kazanmaktadır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen dolguların göçme durumlarının analizi doğası gereği olarak göçme bakımından kritik olan drenajsız yükleme koşullarında yapılır. Dolgular için drenajsız yükleme durumu ya tek aşamada inşa edilen dolgular bakımından analiz edilir veya kademeli yükleme söz konusu ise inşa sırasındaki ani yükleme aşamaları için drenajsız şartlar geçerli kabul edilir. Yumuşak kil zeminler üzerinde yer alan dolguların ani yüklenmesi durumunda inşa edilebilecekleri maksimum yüksekliklerinde tasarlanması veya belirli bir yükseklikteki dolgu için temel zeminlerinin güvenlik seviyesinin belirlenebilmesi için geliştirilen yeni tasarım yönteminde, dolgunun temel genişliğine bağlı olarak temel zemini profili belli bir hassasiyet oranında eleman ağına bölünmektedir. Zemin yüzeyinden itibaren taranan her bir derinlik için drenajsız koşulları temsil eden daire parçası şeklindeki kayma vüzevlerinin cizilmesi ile bölgesel göcme mekanizmaları elde edilmektedir. Her bir bölgesel göcme mekanizmanın kendi içerisindeki statik dengesinin ve sitemin bütünsel moment eşitliğinin çözümlenmesi ile limit denge durumunu temsil eden yüzey bulunabilmektedir. Güvenlik düzeyini sınır konumuna getiren bu yüzey, ilgili dolgu yüklemesi sonucunda bütünsel sistemin gerilmelerinden etkilenen temel zemini alanını sınırlamaktadır ve göçme yüzeyini oluşturmaktadır. Önerilen yöntem değişik bölgelerin statik dengesini ve değişen gerilme durumlarını elde edebilmek için eleman ağları oluşturmaktadır, ancak yöntem bir sonlu elemanlar yöntemi değildir. Aşağıda, geliştirilen yeni tasarım yönteminin uygulanma esasları sırası ile sunulmaktadır.

2.2. Genel Göçme Mekanizmasının Elde Edilmesi

Başlangıç olarak belli bir yükseklikte (h_d) , simetrik olarak inşa edileceği düşünülen dolgu kademesi için göçme mekanizmasının Şekil 1'de görüldüğü gibi topuktan başlayarak ilerlediği ve kayma derinliği arttıkça da göçme mekanizmasına katılan dairesel kayma düzleminin topuk merkezli olarak büyüyeceği öngörülmüştür. Dairesel kayma düzlemlerinin kapsadığı bölge genişledikçe göçme mekanizması derinleşmektedir ve sonuçta Şekil 1'de görülen ve dolgu simetri eksenine göre her iki tarafta gelişebilen genel göçme mekanizmasına ulaşılmaktadır. Bu durumda ulaşılan davranış mekanizması yüzeysel temellerin geleneksel genel göçme mekanizmasına benzerdir. Ulaşılan genel göçme mekanizmasında, aktif bölge tabanı dolgu temel tabanını tamamen tarayacak şekilde üçgensel bir bölge oluşturmaktadır. Kayma bölgesi daire parçası şeklinde olup merkezi şev ucuna yerleştirilmiştir ve alt sınır limit analiz yönteminin gerilme yelpazeleri uygulamaları dâhilinde aktif-kayma-pasif bölge sınırları belirlenmektedir.



Şekil 1. Geliştirilen dolgu tasarım yöntemi uygulamalarına esas olan göçme mekanizması

Aynı zamanda, kayma düzleminin altında kalan zemin elemanlarında pasif direnç etkisi ile hareketi durdurmaya çalışan bir kayma yüzeyi direnci ortaya çıkmaktadır. Kayma düzlemi ile sınırlanan bu alan altında kalan bölge "kaymaya direnç bölgesi" olarak tanımlanabilmektedir. Limit analizlerin alt sınır yöntemi çözümlemelerinde gerilme bölgelerinin sınırlarını oluşturan süreksizlik düzlemlerinin konumları; yükleme koşullarına, zemin özelliklerine ve seçilen süreksizlik düzlemi sayısına bağlı olarak çizilebilmektedir (Atkinson, 1981). Bu bağlamda, Şekil 1'de verilen genel göçme mekanizmasının elde edilmesinde kullanılacak geometrik sınırları tanımlayan koşullar ve eşitlikler aşağıda tanımlanmıştır. Şekil 1'de verilen aktif ve pasif bölge arasında süreksiz kayma düzlemleri mevcuttur. Süreksizlik düzlemlerinin oluşturduğu gerilme yelpazesi içinde süreksizlik düzlemleri arasında kalan bölgelerdeki gerilme ekseni dönüşleri büyük asal gerilmenin doğrultusundaki açısal dönme miktarı $\delta\theta$ olmak suretiyle bulunmaktadır ve bu duruma ait gerilme yelpazesi ve gerilme ekseni dönüşleri Şekil 2'de gösterilmektedir.



Şekil 2. Gerilme yelpazesindeki süreksiz kayma düzlemlerinin arasında kalan bölgelerdeki büyük asal gerilmenin doğrultusundaki açısal dönme (Atkinson, 1981)

Söz konusu dönme miktarları sebebi ile aktif bölgeden pasif bölgeye kadar oluşan toplam açısal dönme miktarı " $\Delta \theta = n.\delta \theta$ " ile hesaplanmakta olup *n* değeri kayma düzlemi sayısıdır. Kayma düzlemleri boyunca oluşan gerilme ekseni dönüşleri ile bu gerilmeler 90° döndürülerek pasif bölgeye doğru aktarılmaktadır. Gerilme yelpazesi boyunca gerilme değerlerinde meydana gelen değişim $\Delta s = n.\delta s$ ile hesaplanabilmektedir. Süreksizlik düzlemlerinin normalleri ile yaptıkları açılar " $\theta_a = 45^\circ + 0.5 \ \delta \theta$ " ve " $\theta_p = 45^\circ - 0.5 \ \delta \theta$ " olmak üzere aralarındaki fark " $\delta \theta = \theta_a - \theta_p$ " olmaktadır. *n* adet süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmedeki değişim ise " $\Delta s = n (2. c_u. sin \delta \theta)$ " olmaktadır.

2.3. Göçme Ağının Oluşturulması ile Limit Analiz-Denge Hesaplamaları

Temel zemini ortamı istenilen hassasiyet çerçevesinde düşey ve yatay çizgilerle oluşturulacak bir karelaj ile taranabilmektedir. Oluşturulan karelaj sayesinde (Şekil 3) farklı derinliklerdeki göçme düzlemleri mekanizmaya entegre edilerek göçmenin yeri araştırılabilmektedir. Aktif itki rijit kayma bloğu olarak tanımlanan kayma bölgeleri vasıtasıyla stabiliteyi sağlamaya çalışan pasif bölgelere aktarılmaktadır. Şekil 3'de görüldüğü gibi, topuk noktasından itibaren derine ve yataya doğru genişleyen yarım daire şeklindeki göçme blokları kullanılarak yapılan çözümlemeye en küçük rijit kayma bloğundan başlanılmaktadır.



Şekil 3. Göçme ağının oluşturulması

Her bir rijit göçme bloğu üzerine etkiyen gerilmelerin statik dengesi, düşey ve yatay doğrultudaki kuvvetlerin ve şev ucuna göre alınan momentlerin dengesinin sağlanmasına bağlı olarak oluşturulmuştur. Yöntemde; göçme ağının hassasiyetine bağlı olarak tüm derinlikler için hesaplamalar tekrar edilmekte ve pasif kuvvetlerin aktif kuvvetlere eşit veya büyük olduğu durumlarda güvende kalındığı düşünülerek, bu durumu sağlayan derinlik söz konusu yükleme durumu için oluşabilecek sınır göçme derinliğini temsil etmektedir. Bu bağlamda, limit dengesi kurulacak temsili bir rijit kayma bloğu ve bu bloğa etkiyen kuvvetler Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 4. Rijit kayma bloğu üzerinde etkili olan gerilmeler ve kuvvet değerleri

Şekil 4'de tanımlanan kuvvet denge sisteminin yeterliliği yatay-düşey kuvvet ve moment dengesine göre değerlendirilmektedir. Denge eşitliklerinin ilk sağlandığı yüzey (GS=1) söz konusu yükleme durumu için göçme yüzeyi sınırı olarak kabul edilebilmektedir. Şekil 4'de gösterilen kuvvetlerden P_{ao} , dolgu yüklemesi ve zeminin zati ağırlığı sebebi ile oluşan aktif normal kuvvet ve $P_{a\tau}$, dolgu yüklemesi ve zeminin zati ağırlığı sebebi ile oluşan aktif kayma kuvveti şeklinde tanımlanmıştır. Dolgu yüklemesi sebebi ile temel zemini ortamında derinlik boyunca sönümlenerek aktarılan düşey gerilmeler en basit şekliyle 2/1 yöntemiyeya herhangi baska bir yöntem kullanılarak elde edilebilmektedir. Dolgu merkez ekseninden gerek yatay gerekse düşey düzlemlerde uzaklaşılması ile elde edilen ve rijit kayma bloğunun 1. süreksizlik düzlemini temsil eden OA düzlemi üzerinde yüklemeler sebebi ile normal gerilmeler ve kayma gerilmeleri oluşacağı aşikârdır. Söz konuşu gerilme değerlerinin ve gerilme ekseni dönüşlerinin hesaplanışı Akbay Arama (2016) tarafından yapılan doktora tezinde detayları ile anlatışmış olup bu bildiri çalışması dâhilinde, yer kısıtı sebebi ile verilememiştir. Yüksekliği belli olan bir dolgu için aktif bölgeden başlanılarak gerilmelerin aktarılması ile elde edilen $P_{\Sigma^{\sigma(kaydiran)}}$, kayma bölgesinde kayma yüzeyi sınırında oluşan göçmeyi tetikleyen normal kuvvet ve aynı şekilde $P_{\Sigma \tau (kaydıran)}$, göçmeyi tetikleyen kayma kuvvetidir ve aşağıdaki eşitlikler ile hesaplanabilmektedir.

$$P_{\sum \sigma(kaydiran)} = \sum_{i=2}^{n} \left[\sigma_{za(i)} . L_{a(i-1)} \right] \qquad P_{\sum \tau(kaydiran)} \sum_{i=2}^{n} \left[\tau_{xa(i)} . L_{a(i-1)} \right]$$
(1)

W_{dilim} parametresi ile tanımlanan rijit kayma bölgesi diliminde kalan zemin kütlesinin ağırlığının hesabı klasik bir geometri işlemi olup " $W_{dilim} = (\theta_f \ \pi \ z^2 \ \gamma_z) / 360^\circ$ " eşitliği ile hesaplanabilmektedir. Süreksizlik diliminin limit dengesine dayalı olarak oluşturulan bu yöntemde dolgu-temel zemini dayanımının yeterliliği, yukarıda tanımlanmış olan aktif kuvvetlerin ve kayma kuvvetlerinin toplamının, toplam pasif kuvvetler tarafından karşılanabilmesine bağlıdır. Diğer bir devişle herhangi bir derinlikteki toplam pasif kuvvet değeri o zemin tarafından taşınabilecek olan limit dolgu yükünün miktarını belirleyebilmektedir ve sadece zemin kayma dayanım parametrelerine bağlı olarak hesaplanabilmektedir. Göçmeye karşı zeminin zati ağırlığı sebebi ile oluşan pasif direnç kuvvetleri bileşkesi P_p olup düşey pasif direnç kuvvetleri zemin yüzeyinde sıfır değerinde olup derinlik artımı ile orantılı bir şekilde artış göstermektedir. Rijit kayma diliminin OB yüzeyine dik olarak etkidiği varsayılan bu kuvvetin büyüklüğü seçilen dilimin etki derinliğine bağlı olarak maksimum değeri " $(\sigma_{1p2} + \sigma_{3p2})0, 5.z$ " olacak şekilde hesaplanabilmektedir. Rijit kayma diliminde, kayma düzlemi $P_{\sum \sigma(kaydıran)}$ ve $P_{\sum \tau(kaydıran)}$ kuvvetlerinin etkisi altında göçmeye zorlanırken, bu kuvvetlere bir tepki olarak kayma düzlemi sınırında pasif gerilmeler tarafından da bir direnç sistemi mobilize olmakta ve direnen normal $P_{\Sigma\sigma(direnen)}$, kayma $P_{\Sigma\tau(direnen)}$ kuvvetlerini oluşturmaktadır. $P_{\Sigma\sigma(direnen)}$ ve $P_{\Sigma\tau(direnen)}$ kuvvetleri yine rijit kayma bloğu yelpazesi yardımı ile hesaplanabilmekte olup her iki durum için de geometrik boyutlandırmaları aynıdır. Bu bağlamda rijit kayma bloğu için yatay doğrultudaki kuvvet dengesi, düşey doğrultudaki kuvvet dengesi ve O noktasına göre moment dengeleri aşağıda verilen (2), (3), (4) esitlikleriyle elde edilebilir.

$$P_{a\sigma(yatay)} + P_{a\tau(yatay)} + P_{\Sigma\tau(kaydiran)} = P_{p(yatay)} + P_{\Sigma\tau(direnen)}$$
(2)

$$W_{dilim} + P_{a\sigma(d\ddot{u}sey)} + P_{a\tau(d\ddot{u}sey)} + P_{\Sigma\sigma(kaydiran)} = P_{p(d\ddot{u}sey)} + P_{\Sigma\sigma(direnen)}$$
(3)

$$(2P_p/3) + P_{\Sigma\tau(direnen)} = (P_{a\sigma}/2) + P_{\Sigma\tau(kaydiran)}$$
(4)

Kurulan bu limit denge eşitliklerine göre mekanizma ağı dâhilinde tanımlanan tüm derinlikler denetlenerek her üç denge eşitliği için de göçmeye ulaşılmayan (GS=1.0) derinlik değeri söz konusu yükleme koşulu için göçme anındaki gerilme dağılım bölgesini oluşturacaktır. Böylece yöntem, yükleme koşullarından etkilenen tüm temel zemini ortamını gerilmeler açısından tamamen tarayabilmektedir. Bunun yanı sıra denge eşitliklerinde kullanılan kuvvetlerin oranları şeklinde tanımlanan güvenlik sayıları yardımı ile temel zemini ortamının tamamının bölgesel güvenlik değerleri elde edilebilmektedir. Çok kolay bir geometriden ve bölgesel güvenlik değerlerinden yola çıkılarak elde edilen bu limit denge hesabı ile lokal göçmelerden genel göçme davranışı değerlendirmelerine varılabilmektedir. Aşağıdaki eşitliklerle verilen güvenlik değerlerinden minimum değerde olanı hesap yapılan rijit kayma bloğundaki güvenlik düzeyini göstermektedir.

$$GS_{YD} = \frac{P_{p(yatay)} + P_{\Sigma\tau(direnen)}}{P_{pr}(matry) + P_{pr}(matry)} + P_{\Sigma\tau(landerp)}}$$
(5)

$$GS_{DD} = \frac{P_{p(disey)} + P_{\Sigma\sigma(direnen)}}{W_{dilim} + P_{a\sigma(disey)} + P_{a\tau(disey)} + P_{\Sigma\sigma(kavdiran)}}$$
(6)

$$GS_{MD} = \frac{P_{\rm p} \frac{2}{3} + P_{\Sigma\tau(\rm direnen)}}{P_{\rm a\sigma} \cdot \frac{1}{2} + P_{\Sigma\tau(\rm kayduran)}}$$
(7)

3.YÖNTEMİN SAYISAL UYGULAMALARI VE DOĞRULANMASI

Önerilen teorik yöntemin kullanılabilirliğini değerlendirmek amacıyla sayısal uygulamalar yapılmış ve elde edilen sonuçlar geçerliliği kabul edilmiş yöntemlerin sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla seçilen uygulama profili Şekil 5'de verilmiştir.



Şekil 5. Seçilen uygulama profilinin geoteknik ve geometrik özellikleri

İki farklı dolgu yüksekliği (1 ve 3 metre) için analizler sırası ile tekrarlanmıştır. Göçme mekanizmasının elde edilmesinde n=9 adet süreksizlik düzlemine sahip olan rijit kayma bloğu kullanılarak Şekil 6'da çizilmiş olan göçme ağı elde edilmiştir. Limit denge eşitlikleri her bir rijit kayma bloğu için ayrı ayrı yazılmış olup hesaplamalara, istenilen hassasiyet oranına bağlı olarak çizilmiş karelajda dolgu topuğuna en yakın olan göçme bloğundan başlanılmaktadır. Bu bağlamda 1 metrelik dolgunun yüklenmesi durumunda temel zemini ortamında 1 metre derinlik için hesaplanan kuvvetler ve değerleri Şekil 7'de verilmiştir. Hesaplanan kuvvet değerlerine bağlı eşitlik (5, 6, 7)'nin yazılması sonucunda güvenlik sayısı, yatay kuvvetlerin dengesine göre 0.61, düşey kuvvetlerin dengesine göre 0.67 ve moment dengesine göre 0.69 olarak elde edilmiştir. 7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 6. Göçme ağının oluşturulması ile rijit kayma bloklarının belirlenmesi

Bu değerlere göre 1. rijit kayma bloğunda minimum güvenliği veren denge yatay kuvvetlerin dengesi olup lokal dilimin güvenlik sayısı 0.61 olarak belirlenebilmektedir.



Şekil 7. Birinci rijit kayma bloğuna etkiyen kuvvetler

Geliştirilen yöntem için yöntem bölümünde özetlenmiş olan hesap aşamaları derinliğinin sonlu eleman ağındaki ikinci derinlikle değiştirilmesi durumu için tekrarlanmaktadır. Bu hesaplama ritmine göre farklı derinlikler için elde edilen güvenlik sayıları Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo1. 1 metre dolgu yüksekliği için farklı derinliklerde elde edilen güvenlik sayıları

Derinlik		Güvenlik say	1S1
(m)	Yatay Denge	Düşey Denge	Moment Dengesi
1	0.61	0.67	0.69
2	0.89	1.05	1.12
2.8	1.39	1.27	1.57

1 metre yüksekliğinde dolgu yüklemesinin homojen yumuşak kil zeminler üzerine yapılması durumunda oluşacak olan göçmenin derinliği 2.8 metre olarak belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerlere göre mekanizma ağı üzerinde güvenlik seviyeleri gösterilerek (Şekil 8) sistemin göçme davranışı yorumlanabilmektedir. Geliştirilen yeni metodun kullanılabilirliğinin denetlenmesi amacı ile öngörülen problem, sonlu elemanlar mantığı ile çalışan Plaxis 2D programı ile de analiz edilmiştir. Analizlerde dolgu malzemesi Mohr Coulomb, yumuşak zemin ortamı ise Modifiye Cam Kili malzeme modeli ile tanımlanmıştır. Yapılan analizlerin sonucunda, yumuşak zemin temel ortamı için 1 metre yükseklikte inşa edilen dolgunun zemin yapısını göçerteceği görülmüştür. Göçmenin dağılım alanı ve plastik noktalar değerlendirilerek ise yaklaşık olarak Şekil 9 yardımı ile 2.6 metre olarak elde edilmiştir.



Şekil 8. 1 metrelik dolgu yüklemesinde geliştirilen yöntem ile elde edilen güvenlik ağı.



Şekil 9. 1 metrelik dolgu yüklemesinde Plaxis programından elde edilen göçme mekanizması.

Dolgu yüksekliğinin 3 metreye çıkarılması durumunda geliştirilen yeni yöntem çözümlemeleri yapılmıştır, ancak uygulama detaylarına burada yer verilmemiştir.

Tablo 2. Dolgu yüksekliğinin 3 metre olması durumunda temel zemini profilinde birin	n
derinlik için el <u>de edilen güvenlik s</u> ayısı değerleri.	

hd=3 m					
z (m)	GS				
1,0	0,24				
2,0	0,50				
3,0	0,70				
4,0	0,92				
5,0	0,96				
5,9	1,00				

Tablo 2'de dolgu yüksekliğinin 3 metre olması durumunda temel zemini profilinde birim derinlik için elde edilen güvenlik sayısı değerleri ve Şekil 10'da geliştirilen yeni tasarım yöntemi ve Şekil 11'de de Plaxis analizleri ile elde edilen göçme ağı verilmiştir. Geliştirilen yeni yöntemle elde edilen göçme derinliği 5.9 metre iken Plaxis hesaplamaları sonucunda göçme derinliği 5.3 metre elde edilmiştir.



Şekil 10. 3 metre dolgu yüklemesinde geliştirilen yöntem ile elde edilen güvenlik ağı.



Şekil 11. 3 metrelik dolgu yüklemesinde Plaxis programından elde edilen göçme mekanizması.

4.SONUÇLAR

Bildiri çalışması kapsamında, limit analiz ve limit denge yöntemlerinin mantığı kullanılarak dolgu yüklemeleri etkisi altındaki temel zeminlerinin drenajsız koşullardaki göçme davranışının yorumlanması için yeni bir yaklaşım önerilmiştir. Önerilen yöntemin mevcut limit denge tasarım yöntemlerine göre özgün yanını temel zemini ortamının gerilme durumunun ve gerilmeler etkisi altındaki elemansal davranışının her noktada taranarak güvenlik seviyelerini belirleyen bir ağın tanımlanabilmesi oluşturmaktadır. Noktasal ve bölgesel güvenlik durumlarının değerlendirilmesi sonucunda göçme davranışına ne kadarlık bir temel zemini bölgesinin katıldığı belirlenebilmektedir. Önerilen yöntem ile belli bir yükseklikte insa edilen dolgu için temel zemininde yüklemeden etkilenen bölge sınırları belirlenebildiği gibi tersi bir bakış açısı da kullanılabilmekte olup belirli bir temel zemini profili üzerine drenajsız koşullarda inşa edilebilecek olan maksimum dolgu yüksekliği de elde Yöntem, kademeli uvgulandığı edilebilmektedir. vükleme sisteminin dolgu projelendirmelerinde de gerilmeleri hesaba katabilmesi sebebi ile uygulanabilir niteliktedir. Ayrıca yöntem, dörtgen bir temele sahip yapı yüklemesi etkisi altındaki her tür temel zemini için uygulanabilir nitelikte olup bu bildiri kapsamında sadece dolgu yüklemeleri etkisi

altındaki yumuşak homojen kil temel zemini profilleri için kullanılmıştır. Limit analiz ve denge yöntemlerinin bir bileşimi şeklinde uygulanan yöntemin doğrulanması amacı ile farklı dolgu yüklemelerinin temel zemini ortamında oluşturduğu gerilme dağılım bölgeleri ve göçme derinlikleri bildiri dâhilinde seçilen bazı temel zemini profilleri üzerinde irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar, bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis programında yapılan analizlerle karşılaştırılmış olup geliştirilen yöntem ile sayısal program sonuçlarının birbirine yakın olduğunu görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri (Proje no: 20589, 26324) ve TÜBİTAK BİDEB 2211A Yurtiçi Doktora Burs Programı ile desteklenmiştir. Destek için teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- [1] Çinicioğlu, S.F., Toğrol, E., "Embankment Design on Soft Clays", American Society of Civil Engineers Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, 1991.
- [2] Öztoprak, S., 2002, Yüklenmiş Zeminlerde Gerilme-Deformasyon Davranışının Teorik Tanımlanması ve Modellenmesi, Tez (Doktora), İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] Yılmaz, G. (1994), "Yumuşak Temelli Toprak Dolguların Tasarımı", Tez (Doktora), Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir.
- [4] Florkiewicz, A., "Upper Bound to Bearing Capcity of Layered Soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26, pp. 730-736, 1989.
- [5] Chen, W.F. (1975), "Limit Analysis and Soil Plasticity", Elsevier Scientific Publishing Company, New York.
- [6] Chirapuntu, S., Duncan, J. M. (1976), "<u>The Role of Fill in the Stability of Embankments</u> on Soft Clay Foundations", Geotechnical Engineering Report No. TE 75-3, University of California, Berkeley.
- [7] Hanna, A.M., Meyerhof, G.G., "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on a Three Layer Soil with Special Referance to Layered Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp. 412-414, 1974.
- [8] Çinicioğlu, S.F., Toğrol, E., "Yüklenmiş Yumuşak Zeminlerin Davranışı Üzerine", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, pp. 36-46, 1994.
- [9] Akbay Arama, Z., Çinicioğlu, S. F., "Tabakalanmış Killi Zeminler Üzerinde Yer Alan Dolgularda Kritik Yükseklik", 6. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana, 2015.
- [10] Akbay Arama, Z., Çinicioğlu, S.F., "Dolgu Zemin Etkileşiminde Malzeme Modeli Etkisi", Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, Vol. 31, pp. 35-50, 2016.
- [11] Atkinson, J.H. (1981), "Foundations and Slopes: An Introduction to Applications of <u>Critical State Soil Mechanics</u>", Mc Graw-Hill Book Company.
- [12] Akbay Arama, Z. (2016), "Yumuşak Zeminler Üzerinde Yer Alan Genişletilmiş Yol Dolgularının Teorik ve Nümerik Analizi", Tez (Doktora), İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

NUMUNE ÇAPININ VE BOYUNUN KİL ZEMİNLERİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE ETKİSİ

EFFECT OF SPECIMEN DIAMETER AND LENGTH ON UNCONFINED COMPRESSION STRENGTH OF CLAY SOILS

Recep AKAN^{*1} S.Nilay KESKİN²

ABSTRACT

In this study, unconfined compression tests carried out on clayey specimens were prepared at different diameter and length to diameter ratio to observe unconfined compression strength how to be effected. Specimens were prepared by compressing with static force in three different moulds have 38 mm, 44 mm and 50 mm diameters by different lengths. As a result, it was observed that unconfined compression strength of clay specimens decreased by increase of both diameter and length to diameter ratio of the specimens. On the other hand it was seen that the failure pattern changed ductile to brittle with increase of the length to diameter ratio of specimens.

Keywords : Specimen diameter, unconfined compression strength, clayey soils.

ÖZET

Bu çalışmada farklı çap ve boy/çap oranlarında hazırlanan numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiş, kil numunelerin çapının ve boy/çap oranının serbest basınç mukavemetine etkisi araştırılmıştır. Numuneler silindir bir kalıp içerisinde statik olarak sıkıştırılarak 38 mm, 44 mm ve 50 mm çaplarında 1-3 kat aralığında farklı boy/çap oranlarında hazırlanmıştır. Çalışma sonucunda, numune çapının ve boy/çap oranının artması ile serbest basınç mukavemetinin azaldığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Numune çapı, serbest basınç mukavemeti, kil zeminler.

1. GİRİŞ

Arazide bir yapı temeli veya toprak dolgu altında kalacak veya herhangi bir başka yüklemeye maruz kalacak zemin tabakalarının gerilme-şekil değiştirme davranışlarını ve kayma mukavemetlerini belirlemek için, bu tabakalardan numune almak ve bunları laboratuarda deneye tabi tutmak gerekmektedir. Bu amaçla, başta yaygın olarak kullanılan kesme kutusu deneyi, serbest basınç deneyi ve üç eksenli basınç deneyleri olmak üzere birçok yöntem kullanılmaktadır (Palalı, 2006)

^{*1} Arş.Gör., Süleyman Demirel Üniversitesi , recepakan@hotmail.com

^{*&}lt;sup>2</sup> Prof. Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, nilaykeskin@sdu.edu.tr

Serbest basınç deneyi yanal desteğe gerek kalmadan kendi kendini ayakta dik olarak tutabilecek özelliklere sahip olan zeminlerin üzerinde uygulanabilmektedir. Bundan dolayı bu deneyin kum zeminlerde uygulanması mümkün olmayıp, kohezyonlu zeminlerde uygulanabilir. Deney sırasında numunenin drenaj şartları kontrol edilmemektedir. Bu yüzden yüklemenin hızlı yapılması ile zeminin drenajsız kayma mukavemeti elde edilir. Serbest basınç deneyi, killerin drenajsız kayma mukavemetini belirlemede yaygın olarak kullanılmaktadır (Coduto, 2006).

Serbest basınç deneyinde silindirik zemin numunesi üzerine sadece eksenel yönde yükleme yapılmaktadır. Eksenel yükün artmasıyla numunenin boyundaki kısalma ölçülerek gerilmedeformasyon eğrileri elde edilmektedir. En büyük eksenel gerilmenin değeri zeminin serbest basınç dayanımı değerini temsil etmektedir. Numunede meydana gelen kayma düzleminin, alt ve üst yükleme başlıkları ile kesişmesini engellemek için, boy uzunluğunun çapa oranının iki veya ikiden büyük olarak seçilmesi önerilmektedir (Tumluer, 2006). Bu konuda ASTM D2166-00 minimum 33,02 mm çapında ve 2-2,5 arasında L/D oranı ile tam daire silindir numune, TS 1900-2 tercihen 50 mm (gerekliyse 38mm) çapında ve L/D oranı 2 olan silindir numune ile deneylerin gerçekleştirilmesini önermektedir.

Killerin serbest basınç mukavemetine numune şeklinin ve ölçeğinin etkisi de birçok çalışmada araştırılmıştır. Bir çalışmada killi numunelerin boy/çap oranının serbest basınç mukavemetine etkisini incelemek için 0,5 ve 3 aralığındaki boy/çap oranlarında killi numuneler hazırlanarak serbest basınç dayanımları belirlenmiştir. Belirlenen bu değerler incelendiğinde boy/çap oranının artması ile serbest basınç mukavemetinin belirgin şekilde azaldığı, göçme davranışının ise sünekten gevreğe değiştiği sonuç olarak orta konmuştur (Güneyli ve Rüşen, 2016). Numunede çapın artması ile birlikte gözenek ve mikro çatlak gibi fitri zayıf etmen miktarı arttığından serbest basınç mukavemeti olumsuz etkilenmektedir (Fener, 2011; Hoek ve Brown, 1980).

Güneyli ve Rüşen (2016), kohezyonlu zeminlerin serbest basınç mukavemetlerine (UCS), boy/çap oranının (L/D) etkisi değerlendirmiştir. Çalışma kapsamında 0,5-3 arasında L/D oranları ile sıkıştırılmış 4 farklı kil, silindir numuneler halinde hazırlanmış ve biçimlerinin serbest basınç dayanımlarına (UCS) etkisi belirlenmiştir. Sonuç olarak L/D oranının artması ile UCS değerinin belirgin şekilde düştüğü görülmüştür. Verideki düşüş bu L/D oranı 1-1,25 aralığında çok fazla iken 1,25-2,5 aralığında azalmıştır. 2,5 değeri aşıldığında ise göçme şekli sünekten gevreğe doğru değişmiş ve göçme davranışı kompleks ve anlaşılması güç bir hal almıştır. Sonuçların analizlerine dayanarak, kuvvetli istatistiksel ilişki veren düzeltme formülü belirlenmiş ve bu formülün ileriki çalışmalarda doğrulanması gerektiği belirtilmiştir. L/D = 0,5-1 arasında varillenme olduğu ve düzgün kırılma gözlenmediği, L/D = 1,25-2,5 arasında dayanımın çok değişmediği belirgin göçme davranışının gevrek olarak gerçekleştiği ve L/D =2,5-3 arasında karmaşık olarak, çoklu yüzeylerde sünek göçme gözlendiği belirtilmiştir. Aynı çalışmada, L/D' nin artması ile göçme anındaki birim boy değiştirmenin (ε_f) istisnalara rağmen azaldığı da ifade edilmiştir

Shogaki (2007)' nin yapmış olduğu çalışmada serbest basınç deneyinin avantajlarından faydalanmak amacıyla küçük ebatlarda (15 mm çap ve 35 mm yükseklik) yeni bir test prosedürü önerilmiş ve buna uygun serbest basınç deney aparatı ortaya çıkarılmıştır. Normal test boyutu olan 35 mm çap ve 80 mm yükseklik boyutlarındaki numuneler ile küçük ebattaki numuneler serbest basınç deneyi ile test edilerek boyutun doğal birikinti zeminlerin serbest basınç dayanımına etkisi incelenmiştir. Sonuç olarak Birleşik Krallık, Kore ve Japonya'da 26 farklı alandan alınan ve plastisite indisleri 10'dan 370'e değişen numuneler için serbest basınç

değerleri 18 kPa-1000 kPa 'a değişiklik göstermiştir. Önceki sunulan çalışmaların aksine bu çalışmada küçük boyutlu ve normal boyutlu numuneler için boyut değişiminin serbest basınç dayanımında değişikliğe neden olmadığı ifade edilmiştir.

Yapılan geçmiş araştırmalara dayanarak, biçimin serbest dayanım üzerindeki etkisinin hala tartışıldığını ve bu etkiyi temsil eden korelasyonların ne derece doğru olup olmadığının yeterince bilinemediğini söyleyebiliriz (Tuncay ve Hasancebi, 2009). Ayrıca yapılan çalışmalar numunelerin her birinin, biçim ve boyut değişiminden kendilerine özgü oranda etkilendiklerini de göstermiştir (Darlington vd., 2011).

Bu çalışmada farklı çap ve boy/çap oranlarında hazırlanan numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiş, kil numunelerin çapının ve boy/çap oranının serbest basınç mukavemetine etkisi araştırılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Materyal

Bu çalışmada Burdur kili ve İstanbul kili kullanılmıştır. Her iki kil numunesi için temel karakteristik laboratuar deneyler yapılmış ve deney sonuçları grafik veya tablo olarak sunulmuştur.



Yukarıda verilen deney sonuç grafikleri ve yapılan hesaplamalar sonucunda Burdur ve İstanbul kiline ait geoteknik özellikler Tablo 1' de sunulmuştur.

	Burdur kili	İstanbul kili
Gs	2,73	2,84
w _{opt} (%)	24	32
γ_{kmax} (kN/m ³)	15,3	13,8
Plastik limit (%)	19,5	24
Likit limit (%)	46,7	84
Plastisite İndisi (%)	27,2	60
Sınıfı (USCS)	CL	СН

Tablo 1. Burdur Kili ve İstanbul Kiline Ait Geoteknik Özellikler

2.2. Yöntem

2.2.1. Numunelerin Hazırlanması

Numuneler silindir bir kalıp içerisinde statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Bu aşamada 38 mm, 44 mm ve 50 mm çapa sahip 3 farklı kalıp kullanılmış, numuneler 1-3 kat aralığında farklı boy çap oranlarında hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler streç jelatinlere sarılarak 24 saat boyunca uygun şartlarda bekletilmiş ve numunelerin bünyesindeki suyu homojen olarak içerisine alabilmesi sağlanmaya çalışılmıştır. 24 saat sonunda numuneler serbest basınç mukavemetine tabi tutularak farklı çap, boy, kuru birim hacim ağırlık ve su muhtevasında numunelerin serbest basınç değişimleri incelenmiştir.

2.2.2. Serbest Basınç Deneyi

Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166-00 'ye uygun şekilde gerçekleştirilmiştir. Deney 0,5 mm / dk yükleme hızıyla gerçekleştirilmiş ve deneyin belli aşamalarında zeminin yaptığı boy kısalmasına karşılık üzerindeki eksenel kuvvetler okunmuştur. Meydana gelen boy kısalmasının ilk boya oranı olan birim boy kısalmalar (ε_f) hesaplanarak (Eşitlik 2.1) her okuma kademesinde zemin numunesinin hacminin sabit kaldığı kabulüyle o anki kesit alanı hesaplanmıştır (Eşitlik 2.2). Deneylerde zemin numuneleri artık yük almayacağı seviyeye kadar yüklenmiş ve okunan en yüksek eksenel kuvvet değeri numunenin o anki kesit alanına bölünerek gerilmeye dönüştürülmüştür. Elde edilen birim boy kısalmasına karşılık eksenel gerilme grafikleri çizilmiş, eğrinin tepe noktası yani en yüksek eksenel gerilme değeri zemin numunesinin serbest basınç mukavemeti olarak kabul edilmiştir (Eşitlik 2.3) Zeminlerin %15 boy kısalmasına kadar göçmemesi durumunda ise % 15' lik boy kısalması anındaki durum göçme durumu olarak kabul edilmiştir.

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta L_f}{L_0} \tag{2.1}$$

 ε_f : Göçme anındaki birim boy kısalması ΔL_f : Göçme anındaki boy kısalması L_0 : Numunenin ilk boyu

 $A_f = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_f}$ $A_f:$ Göçme anındaki numunenin kesit alanı $A_0:$ Numunenin deney başındaki kesit alanı

(2.2)

$$q_u = \frac{P_{maks}}{A_f}$$

$$P_{maks} : \text{Numunenin göçmeden taşıyabildiği maksimum eksenel kuvvet}$$
(2.3)

2.2.2. Çoklu Lineer Regresyon Analizi

Birden fazla bağımsız değişkenin (x) bir bağımlı değişkene (y) etkisini değerlendirmek için çoklu regresyon analizi uygulanabilmektedir. Regresyon fonksiyonunda bağımlı değişkenle her bağımsız değişkenin doğrusal bir ilişkisi olduğu kabul edilmektedir (Şen, 2001).

$$y = a + b_1 * x_1 + b_2 * x_2 + \dots + b_n * x_n$$
(2.4)

Eşitlik 2.4' ten yararlanarak değişkenler arasında ilişkinin bir tahmini Eşitlik 2.5' teki fonksiyon yardımıyla hesaplanabilir.

$$y = a + \beta_1 * x_1 + \beta_2 * x_2 + \dots + \beta_n * x_n$$
(2.5)

Eşitlik 2.5' teki katsayıların hesabı için en küçük kareler yönteminden yararlanarak teorik y değerleri ile gerçek y değerleri arasındaki farklar minimuma indirilir (Eşitlik 2.6).

$$\sum_{i=1}^{n} (y_i - (a + \beta_1 * x_{1i} + \beta_2 * x_{2i}))^2$$
(2.6)

Determinasyon katsayısı Eşitlik 2.7 yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$R^{2} = \frac{n*(a*(\sum y + b_{1}*\sum x_{1}*y + b_{2}*\sum x_{2}*y) - (\sum y)^{2}}{n*\sum y^{2} - (\sum y)^{2}}$$
(2.7)

Yukarıdaki denklemde "R²" belirlilik katsayısıdır ve "R²" için her bağımsız değişken birlikte değerlendirildiğinde ilişki ile açıklanabilen değişkenlik (%) değeri elde edilir (Garson, 2008; Akan vd., 2015). Fakat çoklu regresyon modelinde dikkat edilmesi gereken nokta; belirlilik katsayısı modele dahil edilen değişken sayısı arttıkça artar. Böyle durumlarda, düzeltilmiş belirlilik katsayısına bakılmalıdır. Bir başka deyişle, hangi bağımsız değişkenin ilişkinin kuvvetine katkısı olduğunu anlamak için düzeltilmiş belirlilik katsayısına bakılmalıdır (Şen, 2001).

Çap ve boy değişimlerinin serbest basınç mukavemeti üzerindeki etkisinin görülebilmesi için adım adım (stepwise) ve enter (giriş) yöntemlerinin her ikisiyle analiz gerçekleştirilmiş ve parametrelerin etki durumları gözlenmeye çalışılmıştır. İşlemlerde kolaylık olması ve zaman kaybının önlenmesi amacıyla çoklu regresyon analizi için SPSS 17.0 programı yardımcı program olarak kullanılmıştır. Programa girilecek girdi parametreleri ve çıktı parametreleri aşağıdaki formül ile 0 ve 1 aralığında normalize edilmiştir (Eşitlik 2.8).

$$x_{i,normalize} = \frac{x_{gerçek} - x_{min}}{x_{max} - x_{min}}$$
(2.8)

3.DENEY SONUÇLARI VE BULGULAR

Aşağıdaki tablolarda farklı başlangıç koşullarında hazırlanmış zemin numunelerine ait değişkenler ve bu numunelerin serbest basınç mukavemetleri istatistiksel olarak belirtilmiştir.

Başlangıç koşullarının bağımsız değişken olarak ve serbest basınç mukavemetinin bağımlı değişken olarak kullanıldığı çoklu lineer regresyon analiz sonuçları sunulmuştur.

Tablo 2. Burdur ve İstanbul Killerine Ait Özellikler ve Serbest Basınç Deney Sonuçları

	Minimum	Maksimum	Ortalama
Çap (D) (mm)	37,40	50,00	45,33
Boy/çap oranı (L/D)	1,01	3,04	2,07
Likitlik indisi (IL)	-0,10	0,24	0,10
Relatif kompaksiyon (RK)	0,93	1,00	0,98
Dane özgül ağırlığı (Gs)	2,73	2,84	2,80
Doygunluk (S) (%)	50	98	79
Plastik limit (PL) (%)	19,50	24,00	22,42
Plastisite indisi (PI) (%)	27,20	60,00	48,50
Boşluk oranı (e)	0,70	1,22	0,98
Serbest Basınç Mukavemeti (kPa) (q _u)	69,85	275,46	166,83

Tablo 3. Çoklu Regresyon Analizi Modellerine Ait Katsayılar

Model		Katsayılar			Model	Katsayılar	
		В	Standart hata			В	Standart hata
	(Sabit)	,819	,083		(Sabit)	2,128	,193
1	Çap	-,418	,061	2	Boşluk oranı	-2,164	,309
	Likitlik İndici	280	002	3	Doygunluk	-,0055	,140
		-,560	,092		Çap	-,121	,051
	(Sabit)	4,573	4,754		(Sabit)	-4,516	6,619
	Çap	-,392	,067		Çap	-,148	,058
	Boy/çap oranı	-,116	,111		Boy/çap oranı	-,137	,089
2	Likitlik İndisi	,145	1,189	4	Likitlik İndisi	2,631	4,580
	Relatif kompaksiyon	-3,138	4,592		Relatif kompaksiyon	4,161	4,143
	Doygunluk	-,0066	1,494		Doygunluk	-,02667	3,563
	Boşluk oranı	-10,149	11,219		Boşluk oranı	5,239	7,595

Tablo 4. Çoklu Regresyon Analizi Toplu Model Sonuçları

Model	el Tanım Analiz Metodu		Düzeltilmiş R ²
1	Burdur kili	Stepwise	,710
2	Burdur kili	Enter	,794
3	İstanbul kili	Stepwise	,720
4	İstanbul kili	Enter	,785

Tablo 5. Burdur ve İstanbul Killerine Ait Bazı Parametrelerin ve Serbest Basınç Deneyi

 Sonuçlarının Normalize Değerleri

		D(mm)	L/D	IL	q _u (kPa)	D(mm)	L/D	IL	$q_u(kPa)$
ur		0,05	0,24	0,80	0,68	0,52	0,48	0,61	0,23
urdı Kili	Kili	0,05	0,39	1,00	0,38	0,52	0,49	0,72	0,40
B		0,05	0,43	0,44	0,74	0,52	0,52	0,91	0,20

	0,00	0,52	0,90	0,48	1,00	0,90	0,90	0,14
	0,01	0,72	0,90	0,29	1,00	0,03	0,71	0,10
	0,05	0,75	0,78	0,54	1,00	0,24	0,76	0,18
	0,02	0,91	0,90	0,36	1,00	0,17	0,13	0,35
	0,52	0,49	0,36	0,43	1,00	0,19	0,15	0,19
	0,52	0,50	0,32	0,64	1,00	0,50	0,13	0,32
	1,00	0,50	0,83	0,13	1,00	0,98	0,77	0,10
	0,05	0,25	0,70	0,84	1,00	0,50	0,58	0,85
	0,03	0,51	0,51	0,89	1,00	0,48	0,71	0,56
	0,05	0,50	0,52	0,58	1,00	0,50	0,81	0,33
	0,05	0,50	0,63	0,63	1,00	0,91	0,72	0,20
:H	0,05	0,46	0,82	0,63	1,00	0,50	0,91	0,24
Ki	0,02	0,71	0,55	0,86	1,00	0,75	0,72	0,56
lbul	0,05	0,75	0,71	0,68	1,00	1,00	0,38	0,67
star	0,02	0,91	0,60	0,83	0,52	0,00	0,75	0,54
	1,00	0,01	0,71	0,69	0,52	0,24	0,66	0,59
	1,00	0,51	0,46	0,95	0,52	0,38	0,52	0,70
	0,52	0,75	0,70	0,49	0,52	0,50	0,52	0,67
	0,52	0,88	0,75	0,42	0,52	0,47	0,66	0,83
	1,00	0,49	0,64	0,62	0,52	0,48	0,80	0,44

İstanbul kiline ait optimum su muhtevası (%1 tolerans) ve maksimum kuru birim hacim ağırlık (%2 tolerans) şartlarında hazırlanmış ve doygunlukları % 85 dolaylarında (%2 tolerans) olan 44 mm çapındaki numunelerin göçme sonrası durumları Şekil 3.' te gösterilmiştir.



Şekil 3. İstanbul Kiline Ait 44 mm Çaplı Numunelere ait Deney Sonu Fotoğraflar (a) 44 mm Boyunda (b) 110 mm Boyunda (c) 121 mm Boyunda

Serbest basınç deney sonuçları birim boy değiştirme – eksenel gerilme grafikleri şeklinde aşağıda sunulmuştur. Grafiği çizdirilen numuneler optimum su muhtevası (%1 tolerans) ve maksimum kuru birim hacim ağırlık (%2 tolerans) şartlarında hazırlanmış ve doygunlukları % 85 dolaylarında (%3 tolerans) olan numunelerdir. Grafikler incelendiğinde zemin numunesinin boy/çap oranının artması ile serbest basınç mukavemetinin azaldığı

görülmektedir. Boy/çap oranındaki artma ile serbest basınç mukavemetinde gerçekleşen bu azalmanın, numune çapının artması ile daha belirgin hale geldiği ifade edilebilir.



Şekil 4. Burdur kiline Ait Farklı Boy Çap Oranlarındaki Serbest Basınç Dayanımları



Şekil 5. İstanbul Kiline Ait Farklı Boy Çap Oranlarındaki Serbest Basınç Dayanımları

Zemin numunelerinin aynı boy/çap oranında sadece çapın etkisinin gösterildiği Şekil 6. ve Şekil 7. incelendiğinde çapın azalması ile serbest basınç mukavemetinin arttığı gözlenmektedir. Burdur kili için çapın 38 mm olduğu durum 44mm ve 50 mm olduğu duruma göre çok belirgin artış göstermişken İstanbul kilinde artışların Burdur kili kadar belirgin olmadığı, değerler birbirine yakın olmasının yanında İstanbul kilinde de numune çapının azalması ile serbest basınç mukavemetinde artış görülmüştür.



Şekil 6. Burdur Kiline Ait Farklı Çaplardaki Serbest Basınç Dayanımları



Şekil 7. İstanbul Kiline Ait Farklı Çaplardaki Serbest Basınç Dayanımları

4.SONUÇLAR

Çap, boy, su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlık gibi özelliklere ait farklı başlangıç koşullarında hazırlanan silindirik kil zemin numuneleri serbest basınç deneyine tabi tutularak elde edilen sonuçlar çoklu regresyon analizi ile incelenmiş ve analiz sonuçları yorumlanmıştır. Analiz sonuçları göstermiştir ki adım adım (stepwise) metot ile istatistik anlamı olmadığı gerekçesiyle modele sokulmayan özellikler giriş (enter) metodu ile analiz edildiğinde düzeltilmiş R² değerini az da olsa artırmaktadır. Buradan bu çalışmada değişken olarak incelenen her başlangıç koşulu parametresinin numunenin serbest basınç mukavemetine az veya çok bir etkisinin olduğu sonucuna varılabilir. Sabit çaplarda boy/çap oranının değişmesi ile serbest basınçta görülecek değişiklikleri inceleyebileceğimiz birim boy-eksenel gerilme grafiklerinden boy/çap oranı arttıkça serbest basınç mukavemetinin

azaldığı, bu azalmanın numune çapının büyük olduğu durumlarda daha belirgin olduğunu ifade etmek mümkündür.

Başlangıç koşullarının serbest basınç mukavemetine ayrı ayrı etkileri incelendiğinde çap, boy/çap oranı, likitlik indisi, boşluk oranı ve doygunluk etkili parametreler olarak ifade edilebilir. Diğer yandan çapın ve boy/çap oranının etkisini görebilmek için serbest basınç deneylerine ait birim boy değiştirme – eksenel gerilme grafikleri incelendiğinde sabit boy/çap oranı, su muhtevası, kuru birim hacim ağırlık ve doygunluk durumunda numune çapının azalması ile serbest basınç mukavemetinin arttığı ve bu artışın burdur kilinde özellikle 38 mm için diğer çaplara göre belirgin olduğu görülmektedir. İstanbul kilinde ise numune çapının azalması ile belirgin bir artış olmadığı değerlerin birbirine yakın olduğu görülmektedir. Buradan da anlaşılacağı gibi her zemin kendine özgü bir karakterde davranmakta, zemin numunesinin çapının serbest basınçını ne ölçüde değiştireceği zeminden zemine değişiklik gösterebilmektedir. Bu yüzden bu çalışmada elde edilen regresyon katsayıları ve denklemlerin başka zeminlerde serbest basınç dayanımı elde etmek için kullanılamayacağını ifade etmek gerekir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Süleyman Demirel Üniversitesi ÖYP Koordinasyon Birimi tarafından OYP05278-DR-14 nolu proje kapsamında desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Palalı, A. (2006), "Handere Kilinde Su İçeriği Değişimi ve Kompaksiyon Enerjisinin <u>Mukavemete olan Etkisi</u>", Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yükseklisans Tezi, Adana.
- [2] Coduto, P. (2006), (Çev. Mollamahmutoğlu, M.) "Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar", 39-80, 600-680.
- [3] Tumluer, G. (2006), "<u>Cimento Katkılı Kumlu Zeminlerin Mukavemeti</u>", Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Adana, 2006.
- [4] ASTM D 2166-00, "<u>Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. In: Annual Book of ASTM Standards. American Society for Testing and Materials</u>", West Conshohocken, pp 1–6.
- [5] TS 1900-2. (2006), "<u>İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri-Bölüm 2:</u> <u>Mekanik Özelliklerin Tayini</u>", Türk Standartları Enstitüsü, pp. 30-31, 55-59, Ankara.
- [6] Güneyli, H., Rüşen T., "Effect of Length-to-diameter Ratio on the Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil Specimens", Bull Eng Geol Environ, 75,793– 806, 2016.
- [7] Fener, M., "The Effect of Rock Sample Dimension on the P-wave Velocity" Journal of Nondestructive Evaluation, 30, 99–105, 2011.
- [8] Hoek E, Brown E.T. (1980), "Underground Excavations in Rock", Institute of Mining and Metallurgy, London.
- [9] Shogaki, T., "Effect of Specimen Size on Unconfined Compressive Strength Properties of Natural Deposits", Soils and Foundations, 47, 1, 119-129, 2007.

- [10] Tuncay, E., Hasancebi, N., "The Effect of Length to Diameter Ratio of Test Specimens on the Uniaxial Compressive Strength of Rock", Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 68, 491, 2009.
- 11] Darlington, W.J., Ranjith, P.G., Choi, S.K., "The Effect of Specimen Size on Strength and Other Properties in Lab Testing of Rock and Rock-like Cementitious Brittle Materials", Rock Mech. Rock. Eng. 44, 513–529, 2011.
- [12] Şen, Z. (2001), "Bulanık Mantık ve Modelleme İlkeleri", Bilge Kültür Sanat, İstanbul.
- [13] Garson, G.D. (2008), "Guide to Writing Emprical Papers, Theses and Dissertation", http://faculty.chass.ncsu.edu/garson/PA765/statnote.htm.
- [14] Akan, R.,Keskin, S.N., Uzundurukan, S., "Multiple Regression Model for the Prediction of Unconfined Compression Strength of Jet Grout Columns", Procedia Earth and Planetary Science 15, 299 – 303, 2015.

SOIL BEHAVIOUR OPTIMISATION PROCEDURE OF COHESIONLESS SOIL AROUND PRESSUREMETERE

PRESFEREMETRE ÇATLAK TOPRAKLIK TOPRAKLİĞININ TOPRAK DAVRANIŞI OPTİMİZASYON PROSEDÜRÜ

Younes AED^{*1} Djillali AMAR BOUZID² Ilhem TOUMI TOUMI³

ABSTRACT

This paper presents a methodology for identifying soil parameters that takes into account different constitutive equations. The procedure, applied here to identify the parameters of generalized Prager model associated to the Drucker & Prager failure criterion from a pressuremeter expansion curve, is based on an inverse analysis approach, which consists of minimizing the function representing the difference between the experimental curve and the curve obtained by integrating the model along the loading path in the in-situ testing. The numerical process implemented here is based on a finite element procedure. Some parameters effects on the simulated curve, examples identification and stresses path around pressuremeter probe are also presented.

Keywords: Pressuremeter test; finite element method; inverse analysis.

ÖZET

Bu makale, farklı yapısal denklemleri hesaba katan toprak parametrelerini tanımlamak için bir metodoloji sunmaktadır. Bir basınçölçer genişleme eğrisinden Drucker & Prager hata kriteri ile ilişkili olan genelleştirilmiş Prager modelinin parametrelerini tanımlamak için burada uygulanan prosedür, deney eğrisi ile deney eğrisi arasındaki farkı temsil eden bir ters analiz yaklaşımına dayanmaktadır. In-situ testte yükleme yolu boyunca modelin bütünleştirilmesiyle elde edilen eğri. Burada uygulanan sayısal işlem sonlu elemanlar prosedürüne dayanmaktadır. Simüle edilmiş eğri üzerindeki bazı parametrelerin etkileri, basınç göstergesi probu etrafındaki örnek teşhis ve gerilmeler yolu da sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Basınçölçer testi; Sonlu elemanlar yöntemi; Ters analiz.

1. INTRODUCTION

During the three past decades, a tremendous progress has been made in the development of constitutive models, which are able to accurately reproduce the soil behaviour. However, the degree of complexity of these constitutive models (in many cases) inhibits their incorporation into general purpose numerical codes, thus restricting their usefulness in engineering practice. The successful application of in-situ testing of soils heavily depends on development of interpretation methods of tests. The pressuremeter test simulates the expansion of a cylindrical cavity and because it has well defined boundary conditions, it is more unable to rigorous theoretical analysis (i. e. cavity expansion theory) then most other in-situ tests.

^{*1} Younes ABED, Department of civil engineering, faculty of technology, university of Blida, Algeria, <u>y.abed1967@univ-blida.dz</u>

² Djillali AMAR BOUZID, Department of civil engineering, faculty of technology, university of Blida, Algeria

³ Ilhem TOUMI, Department of civil engineering, faculty of technology, university of Blida, Algeria

Soil parameters can be identified from pressuremeter tests by using an inverse analysis of the cavity pressure–cavity strain relationship measured in the field. To perform this, the pressuremeter test is generally simulated as the expansion of an infinitely long cylindrical cavity inside an infinite uniform medium by means of closed-form analytical solutions (Moussavi et *al.*, 2011) or approximate numerical models, such as the finite elements (Zanier, 1985; Carter et *al.*,1986; Cambou et *al.*, 1990; Yu and Houlsby, 1991and 1995; Fahey and Carter, 1993; Olivari and Bahar, 1995; Cudmani and Osinov, 2001; Hsieh et *al.*, 2002; Levasseur, 2008; Shahin et *al.*, 2008; Javadi and Rezania, 2009; Zhang et *al.*, 2014 and <u>Al-Zubaidi</u>, 2015).

Engineers prefer closed-form analytical solutions than numerical models because the recourse to numerical methods is often time consuming and computationally non-effective. However, the use of approximate numerical models becomes the only possible alternative, in the case where it is difficult to obtain a closed-form solution due to the complexity of the soil constitutive model. Furthermore, in most elasto-plastic models, a relatively large number of parameter needs to be defined, which makes empirical curve fitting impractical so that the use of optimization algorithms for matching simulations to experiments becomes a necessity.

The aim of the present work is to develop an effective and consistent procedure for the identification of the engineering properties of soils by interpreting results from pressuremeter tests. In particular, the paper presents a methodology for the identification of parameter values in the Generalized Prager Model (GPM), (the reader is referred to the papers by Abed and Bahar, 2010 and Abed et *al.*, 2014) of the engineering properties of soils by inverse analysis of the experimental cavity pressure–cavity strain curve measured during pressuremeter tests in the field. Two optimization techniques are presented; one is based on the simplex method of Nelder and Mead (Nelder and Mead, 1965) and the other is based on the decomposition of the pressuremeter curve.

2. THE PROPOSED MODEL

The GP-DP (which stands for Generalized Prager associated with Drucker and Prager Models) is an elasto-plastic constitutive model that is able to predict the nonlinear stress-strain behaviour of soils. Based on the use of a kinematic hardening function, a bilinear stress-strain behaviour can be simply described by means of a single internal variable (Figure 1a). Considering the idea of kinematic hardening and multiple combined internal variables, a piecewise linear stress-strain response can be described (Figure 1b). The stress-strain curve is approximated by linear segments along which the tangent shear modulus is assumed to be constant (Bahar et *al.*, 1999).



Figure 1. Stress-strain relationships: (a) bilinear; (b) piecewise linear.

The model, based on a set of several single Prager models is defined by the compliance of (n)elastic elements and their associated (n) yield surfaces. Eventually, a single linear spring elastic element of compliance (J_0) and a single yield surface of threshold stress (S_{∞}) can be introduced and connected in series to the collection of elements to represent the initial elastic strain and failure respectively. Thus the model is defined by (2n + 2) parameters that can be represented by a discrete spectrum of compliance.

The adopted Kinematic hardening model, assumes that during the plastic deformation the loading surface translates as a rigid body in the stress space keeping the size, shape and orientation of the initial yield surface. The expression for the yielding surface is:

$$f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = F(\sigma_{ij} - x_{ij}) - k^2$$
⁽¹⁾

Where k is a constant and x_{ij} are the coordinates of the center of loading surface which changes as the development of plastic strains continues. The simplest version for determining the parameter x_{ii} is to assume a linear dependence of dx_{ii} :

$$dx_{ij} = Cd\varepsilon_{ij}^p \tag{2}$$

Where C is the work hardening constant, characteristic of a given material. Eq. (2) may be taken as the definition of the linear work hardening.

The plastic strain is given by the normality rule (standard material):

$$\left(d\varepsilon_{ij}^{p}\right)^{k} = \left(\frac{\partial f}{\partial\sigma_{ij}}\right) d\lambda_{k} \tag{3}$$

$$\left(d\varepsilon_{ij}^{p}\right)^{k} = 0 \quad if \quad d\sigma_{ij}n_{ij} \le 0 \tag{4}$$

The consistency condition means that the yield surface keeps the same radius, this helps to determine the plastic proportionality factor $d\lambda$ with:

$$d\lambda_k = \frac{1}{C_k} \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}}\right) \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}}\right)} > 0$$
(5)

Where the underscript k denotes the kth element of chain;

 C_k is the modulus of the kth element of the chain; n_{ij}^k is the normal external vector to the yield surface.

3. YIELD FUNCTION AND PLASTIC FLOW RULE

The failure criterion associated with the proposed model is that of Drucker and Prager (Drucker and Prager, 1952). This criterion is based on the assumption that the octahedral shear stress at failure depends linearly on the octahedral normal stress through material constants. It was established as generalisation of the Mohr-Coulomb criterion for soil:

$$\sqrt{J_2} = \alpha I_1 + K \tag{6}$$

Where, the constants α and K are material constants.

 J_2 is the second invariant of the stress deviator tensor and I_1 is the first invariant of the stress tensor, and are defined as follows:

$$I_1 = \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' \tag{7}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1' - \sigma_2') + (\sigma_3' - \sigma_1') + (\sigma_2' - \sigma_3')]$$
(8)

 $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$, are the principal effective stresses.

The parameters α and K can be calibrated to make the Drucker-Prager criterion fit different parts of the Mohr-Coulomb criterion (Chen and Mizuno, 1990). The Mohr-Coulomb criterion and two different Drucker-Prager fits are shown in Figure 2.



Figure 2. Mohr-Coulomb and Drucker-Prager criteria on the octahedral plane.

The two fits are:

- 1. Triaxial extension fit: The triaxial extension corners of the Mohr-Coulomb criterion coincide with the Drucker-Prager criterion.
- 2. Triaxial compression fit: The triaxial compression corners of the Mohr-Coulomb criterion coincide with the Drucker-Prager criterion.

4. FINITE ELEMENT SIMULATION OF PRESSUREMETER TEST

In this work, the computed cavity pressure–cavity strain curves were obtained from the finite element simulation of an infinitely long cylindrical cavity expanding inside a cohesionless soil.

In order to apply the finite element method, the 1D expansion of an infinitely long cylindrical cavity is simulated. The segment $(r_0 - r_{\infty})$ is divided into *n* segments of unequal lengths (Figure 3). To ensure a good accuracy of stresses and strains, the mesh is relatively fine in the vicinity of the borehole. With growing distance to the probe, the elements increase progressively in size. With reference to the middle point of the Pressuremeter membrane, the

dimension of the finite element mesh used is $20r_0$ in width. The soil around the probe is modelled using a linear mesh (Abed et *al.*, 2014).



Figure 3. Finite element mesh around pressuremeter borehole.

4.1 Solution of the problem in elastic zone

In elasticity, the analytical solution of the differential equation governing the expansion of a cylindrical cavity is given according to the elastic parameters (Clark, 1995):

$$d\varepsilon_r = \frac{r_0}{r^2} dU_0 \quad d\varepsilon_\theta = -\frac{r_0}{r^2} dU_0 \quad d\varepsilon_z = 0$$
⁽⁹⁾

$$d\sigma_r = \frac{E}{1+\nu} \frac{r_0}{r^2} dU_0 \quad d\sigma_\theta = -\frac{E}{1+\nu} \frac{r_0}{r^2} dU_0 \quad d\sigma_z = 0$$
(10)

The deformation occurs at a constant stress without volume changes (figure 4).



Figure 4. Yield zone around the expanding cavity

4.2 Solution of the problem in elasto-plastic zone

The behaviour law can be written by:

$$d\varepsilon_{ij} = A_{ijkl} d\sigma_{kl} \tag{11}$$

Where, the matrix A_{ijkl} is function of the stress state and the loading path. It describes the soil behaviour for a loading increment (figure 4). It may be written as:

$$A_{ij} = -\frac{\nu}{E} + \sum_{k=1}^{n^*} \frac{J_k}{S_k^2} \left(\alpha + \frac{1}{4J_2} \right) \left(S_i - X_i(k) \right) \left(S_j - X_j(k) \right)$$
For $i \neq j$ (12)

$$A_{ij} = -\frac{1}{E} + \sum_{k=1}^{n^*} \frac{J_k}{S_k^2} \left(\alpha + \frac{1}{4J_2} \right) \left(S_i - X_i(k) \right) \left(S_j - X_j(k) \right)$$
For $i = j$ (13)

5. NUMERICAL PROGRAM

The determination of the parameters of the constitutive model from the pressure-meter test consists in solving the following inverse problem: to find a set of parameters which minimize the difference between the experimental data (here the pressuremeter curve defined as the applied pressure versus the cavity wall deformation) and the simulated curve. This problem is classically defined by an objective function which evaluates, for a given set of parameters, the discrepancy between the model prediction and the experimental data.

To achieve this purpose, a computer program baptised "Press-Sim" is developed in order to identify automatically the parameters of the proposed behaviour law. In order to evaluate the objective function, we use an algorithm that allows the decomposition of the pressuremeter curve in three parts.

The proposed program can be used in two ways:

Direct use: knowing the model parameters, the program allows the determination of the simulated curve;

Indirect use: from the experimental curve, the program allows the identification of the model parameters.

6. PARAMETERS EFFECT ON SIMULATED CURVE

The procedure followed in order to show some parameters effect on the simulated curve was by considering the sensitivity of some parameters. For this, the use of the numerical program allows to get a simulated pressuremeter curve. To carry out this analysis, the experimental pressuremeter curve deduced from the thick cylinder tests realized on Hostun sand at ENPC (Ecole des Ponts ParisTech) by Dupla (Dupla, 1995) has been used.

6.1 Dilatancy effect on the pressuremeter curve

We present in figure 5 the effect of dilatancy on the value of the limit pressure. We remark that an increase of dilatancy factor γ leads to an increase in the limit pressure.



Figure 5. Effect of γ parameter on limit pressure value.

6.2 Effect of the consolidation pressure on the pressuremeter curve

Figure 6 presents the consolidation pressure effect on the pressuremeter curve. The corrected limit pressure is almost proportional to the pressure of consolidation, which is in accordance with experimental observation (Dupla, 1995).



Figure 6. Consolidation pressure effect on the pressuremeter curve

6.3 Influence of the finite length of the pressuremeter probe

To study the influence of the finite length of the pressuremeter probe, a series of simulation of slenderness ratio (L/D = 5, 10, 15 and 20). It appears in figure 7 that the geometry of the

probe has a considerable influence on the pressuremeter curve. This difference is inversely proportional to the ratio L/D which is consistent with the experiment (Zanier, 1985)



Figure 7. Slenderness ratio effect

6.4 Stresses path around pressuremeter

The proposed method allows visualising stresses path in all the point of a chosen discretization. Figure 8 indicates the distribution of the main stresses at the end of loading for the self-boring pressuremeter test undertaken on the Fos sand in France. Three different areas of soil from the borehole wall to the infinite radius are considered. Plasticity appears between the radial stress σ_r and circumferential stress σ_{θ} in the horizontal plane. This first plastic area extends between the radius a (borehole wall) and b (external radius of the plastic area). As shown by Wood & Wroth (Wood & Wroth, 1977) and Monnet (Monnet, 2007), plasticity my also appear in the vertical plane between the vertical stress σ_z and circumferential stress σ_{θ} in an area between the radius b and radius c (external radius of both plastic areas). An elastic area extends beyond the radius b.



Figure 8. Distribution of main stresses at end of loading

7. SIMULATION EXAMPLES

7.1 Mini-pressuremeter tests carried out at IMG, Grenoble (France)

Simulations were performed on experimental curves obtained from the pressuremeter tests carried out in the calibration chamber on the Hostun sand at IMG (Institut Mécanique de Grenoble, France). We note that the gap between the experimental curve and the theoretical curve for the different simulations does not exceed 5% (figures 9a-9e)

Tables 3 and 4 respectively show the comparison between model parameters and friction angle comparison with other methods and tests.



Figure 9a. H161P27 test (Boubanga, 1990)



Figure 9b. H161P18 test (Boubanga, 1990)



Figure 9c. H157P27 test (Boubanga, 1990)







Figure 9. Comparison between simulated and experimental curve for mini-pressuremeter test realized on Hostun sand in IMG, France

			Model parameters			
Test	$\gamma_{\rm d}({\rm kN/m}^3)$	$P_0(kPa)$	E (MPa)	А	φ' (°)	γ
H152P21	15.2	21	35	0.005	36	0
H155P18	15.5	18	13	0.015	36	0
H155P34	15.5	34	16	0.004	39	0
H157P47	15.7	47	15	0.01	35	0.001
H161P34	16.1	34	45	0.001	40	0.003
H161P57	16.1	57	35	0.0008	40	0.003

 Table 2. Results comparison

	Friction angle φ' (°)							
Test	Duncan	Lade	ECL	Proposed method	Triaxial test			
H152P21	33	37	36	36	35			
H161P27	38	39	38	40	37.5			
H152P18	-	-	-	40	35			
H157P27	36	-	34	35	35			
H155P18	-	37	37	36	35			
H155P34	39	40	40	39	37.5			

In Table 1, we show the model parameters deduced from the different simulations. Comparison of the friction angles in Table 2 shows that all methods including triaxial test provide friction angles included in a thin range.
8. CONCLUSION

- The objective of this study was to develop an inverse method of identifying the behavior parameters of generalized Prager model, associated with the failure criterion of Drucker and Prager.
- The resolution of the inverse problem of the cylindrical cavity expansion in an elastoplastic medium showed the ability of the method to determine soil parameters wherever the generalized Prager model was used.
- Taking into account the dilatancy effect in this study has shown its effect on the pressuremeter curve, the limit pressure increases with the dilatancy of the material.
- The corrected limit pressure is almost proportional to the pressure of consolidation, which is consistent with experimental observation.
- This study showed that the assumption of plane strain is verified with the increase of slenderness of the probe.
- The distribution of main stresses at the end of loading shows that the plasticity may occur between the radial stress σ_r and the circumferential stress σ_{θ} and between the vertical stress σ_z and the circumferential stress σ_{θ} .
- The difference between simulated curves and experimental curves for the different simulations is mostly tolerable.
- The values of the friction angle are quite close to those deduced from the triaxial tests and other methods.

9. REFERENCES

- [1] Abed, Y. and Bahar, R. (2010). Pressuremeter identification procedure based on generalised Prager model. *Eng. Appl. Sci.* **5**(2), 50–55.
- [2] Abed, Y.; Bahar, R.; Dupla, J-C. and Amar Bouzid, Dj. (2014). Identification of granular soils strength and stiffness parameters by matching Finite Element results to PMT data. *International Journal of Computational Methods*, **2**(2), 231-253.
- [3] Al-Zubaidi, R.M. (2015). A new approach for interpretation strength sensitivity to P_0 in pressuremeter Testing. *Arabian Journal of Geosciences*, **33(4)**, 813-832.
- [4] Bahar, R., Abed, Y. and Olivari, G. (1999). Theoretical analysis of the behavior of clays around pressuremter, *Proc. 12th Regional Conf. Africa on Soil Mech. Geotech. Eng.*, *Durban, South Africa*, 135–141.
- [5] Boubanga, A. (1990). Identification de paramètres de comportement des sols à partir de l'essai préssiométrique, *Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon, France.*
- [6] Cambou, B.; Boubanga, A.; Bozetto, P. and Haghgou, M. (1990). Determination of constitutive parameters from pressuremeters tests, *3rd Symp. Pressuremeter and Its Marine Applications, Oxford University*, 243–352.
- [7] Carter, J.P.; Booker, J.R.; Yeung, S. K. (1986). Cavity expansion in frictional cohesive soils. *Géotechnique*, **36(3)**, 349–58.
- [8] Chen, W. F. and Mizuno, E. (1990). Non Linear Analysis in Soil Mechanics, Theory and Implementation, Elsevier, Amesterdam.
- [9] Clarke, B. G. (1995). *Pressuremeters in Geotechnical Design*, Blackie Academic and Professional, London.
- [10] Cudmani, R. and Osinov, V. A. (2001). The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and pressuremeter tests, *Canadian Geotechnical Journal*, **38(3)**, 622–38.

- [11] Dupla J. C., Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquefaction d'un sable, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,1995.
- [12] Fahey, M. and Carter J.P. (1993). A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model, *Canadian Geotechnical Journal*, **30**(2), 348–62.
- [13] Hsieh, Y.M.; Whittle, A.J. and Yu, H.S. (2002). Interpretation of pressuremeter tests in sand using advanced soil model. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(**3**), 274–8.

[14] Javadi A. A. and Rezania M., Applications of artificial intelligence and data mining techniques in soil modelling, *Geomechanics and Engineering*, 01(2009), 53-74

[15] Levasseur, S. (2008). Soil parameter identification using a genetic algorithm. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. **32(2)**, 189–213.

[16] Levasseur S, Malecot Y, Boulon M, Flavigny E. (2010). Statistical inverse analysis based on genetic algorithm and principal component analysis: applications to excavation problems and pressuremeter tests. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34, 471–91.

- [17] Liang, R.Y. and Sharo, A. (2010). Numerical investigation of the pressuremeter results affected by anisotropy of geomaterials. *GeoFlorida 2010*, Adv. Analysis, Modeling & Design, 1090–1098.
- [18] Monnet J. (2007) :Numericalanalysis for an interpretation of the pressuremeter test in granularsoil, 18ème congrés Français de mécanique, Grenoble, France.
- [19] Nelder, J. and Mead, R. (1965). A simplex method for function minimization. *Computer Journal* **7**(**4**), 308–13.
- [20] Olivari, G. and Bahar, R. (1995). Response of generalized Prager's model on pressuremeter path. *Proc. 4th Int. Symp. Pressuremeter, A. A. Balkema, Sherbrooke, Canada, pp. 207–213.*

[21] Seyyed Mohammad Mousavi, Amir Hossein Alavi, Ali Mollahasani, Amir Hossein Gandomi, (2011). A hybrid computational approach to formulate soil deformation moduli obtained from PLT, *Engineering Geology*, 123, 324-332.

[22] Shahin, M.A.; Jaksa, M.B. and Maier, H.R. (2008). State of the Art of Artificial Neural Networks in Geotechnical Engineering. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 8, 1-26.

[23] Wood D.M. & Wroth P.C., 1977: Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests, Geotechnique 27 n°2,pp 181-201.

- [24] Yu, H.S. and Houlsby, G.T. (1991). Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. *Géotechnique*, **41**(2), 173–83.
- [25] Yu, H.S. and Houlsby, G.T. (1995). A large strain analytical solution for cavity contraction in dilatant soils. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, **19**(**11**), 793–811.
- [26] Zanier, F. (1985). Analyse numérique de l'essai pressiométrique par la méthode des éléments finis-Application au cas des sols cohérents, Thèse de Docteur-Ingénieur, Ecole Centrale de Lyon, France.
- [27] Zhang Y, Gallipoli D, Augarde CE. (2009). Simulation-based calibration of geotechnical parameters using parallel hybrid moving boundary particle swarm optimization. *Computers and Geotechnics*, 36, 604–15.
- [28] Zhang, Y.; Gallipoli, D. and Augarde, C. (2013). Parameter identification for elastoplastic modelling of unsaturated soils from pressuremeter tests by parallel-modified particle swarm optimization, *Computers and Geotechnics*, **48**, 293–303.

DENİZ TABANI ZEMİNLERDE DEĞİŞKENLİK VE SÜREKLİ TEMELLERDE OTURMA VE TAŞIMA GÜCÜNE ETKİSİ

VARIABILITY IN SEABOTTOM SEDIMENTS AND EFFECTS ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF STRIP FOUNDATIONS

Emir Ahmet OGUZ *¹

Neian HUVAJ²

ABSTRACT

Soils are inherently variable and heterogenous in both vertical and horizontal directions. The variability in soil parameters can be represented by a statistical distribution (such as normal, lognormal etc.) having a mean and a standard deviation. In addition, variability can be defined in terms of spatial correlation length (i.e. the scale of fluctuation) which is relevant in random finite element method (RFEM). The variability of soil parameters can be considered in the probabilistic risk assessment and reliability in geotechnical engineering by using these methods. The first purpose of this study is to determine the variability and spatial correlation length of the near-shore sea-bottom soils at a site in southern coast of Turkey. Based on the data obtained from 23 boreholes on the seabed, the general characteristics of the marine soils in this area are presented, and spatial correlation length in the vertical direction is evaluated based on the SPT-N blowcounts. The second purpose of the study is to demonstrate the effects of soil variability and spatial correlation length on the settlement and bearing capacity; for which random finite element softwares, RSETL2D and RBEAR2D are used, respectively. The results show that considering the variability of the soil significantly influences the settlement and bearing capacity.

Key words: spatial correlation length, spatial variability, sea-bottom sediments, random finite element method

ÖZET

Zeminler, doğası gereği, yatay ve düşey yönde değişkenliğe sahip olan heterojen malzemelerdir. Zemin özelliklerindeki değişkenlik, belli bir ortalama ve standard sapma değeri ile istatistiksel dağılım dahilinde (örneğin normal veya lognormal vb.) düşünülebilir. Bunun yanı sıra, özellikle rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile gündeme gelen, mekansal korelasyon mesafesi (veya dalgalanma ölçeği) ile tanımlanabilir. Belirtilen yöntemlerle zemin özelliklerindeki değişkenlik, geoteknik mühendisliğinde risk ve güvenirliğe dayalı olasılıksal analizlerde dikkate alınabilir. Bu bildirinin ilk amacı, Türkiye'nin güney kıyılarında bir sahada deniz tabanı zeminlerindeki değişkenlik ve mekansal korelasyon mesafesinin belirlenmesidir. Deniz tabanında yapılan 23 sondajdan elde edilen verilere dayanarak, bu bölgedeki deniz tabanı zeminlerinin genel özellikleri sunulmuş, ve SPT-N sayısına bağlı olarak düşey yönde mekansal korelasyon mesafesi hesaplanmıştır. Bu çalışmanın ikinci amacı

^{*1} Yüksek Lisans Öğrencisi ve Araştırma Görevlisi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 06800 Ankara, Türkiye. eposta: eoguz@metu.edu.tr ² Yardımcı Doçent Doktor, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 06800 Ankara, Türkiye. e-posta:

nejan@metu.edu.tr

ise, zemindeki değişkenliğin ve korelasyon mesafesinin, taşıma gücü ve oturmaya etkisini göstermektir. Bunun için rassal sonlu elemanlar yöntemini kullanan RBEAR2D ve RSETL2D yazılımları ile bir sığ sürekli temelde, sırasıyla, taşıma gücü ve oturma hesaplanmıştır. Sonuçlar, zemindeki değişkenliğin, taşıma gücü ve oturma analizlerinde dikkate alınmasının önemli etkileri olduğunu göstermiştir.

Anahtar sözcükler: mekansal korelasyon mesafesi, mekansal değişkenlik, deniz tabanı zemini, rassal sonlu elemanlar yöntemi

1. GİRİŞ

Zemin özelliklerindeki belirsizlik, özellikle son yıllarda, geoteknik mühendisliğinde ilgi çeken bir konu olmuştur. Bu belirsizlikler üç ana sebepten oluşmaktadır; doğal zemin değişkenliği (heterojenlik), ölçüm hataları (ekipman hatası, insan etkisi) ve dönüşüm modellerindeki belirsizlikler (Phoon ve Kulhawy, 1999). Bahsi geçen belirsizlikler, ortalama ve standard sapma ile birlikte bir istatistiki dağılım dahilinde tanımlanabilirken, mekansal korelasyon mesafesi (MKM), bir diğer adıyla dalgalanma ölçeği ile de alan üzerinde tanımlanabilir.

Zemin özelliklerindeki bu belirsizliklerin ve değişkenliklerin önemi ile bunun geoteknik analizlerdeki etkisi birçok araştırmada ortaya koyulmuştur (Fenton ve Griffiths 2008, Luo ve diğ. 2014, Carswell ve diğ. 2013, Jha 2016, Zhang ve Chen 2012). Bu çalışmalarda, zemin parametresinin ortalama değeri ve varyasyon katsayısı (COV=standard sapma / ortalama) kullanılarak rassal alan oluşturulmaktadır. Oluşturulan rassal alan ve yapılan olasılıksal analizler ile değişkenliğin etkisi ortaya konulmaktadır.

Zemin özelliklerindeki değişkenlik, eğilim, T(x) ve eğilimden olan sapma, $\varepsilon_r(x)$ olarak iki ana kısımda incelenmektedir (Şekil 1). Eğilim etrafındaki sapmanın dalgalanması istatistiksel olarak homojen kabul edilmektedir (Phoon ve Kulhawy, 1999). İstatistiksel olarak homojenlik, ortalama ve standart sapmanın sabit olması anlamına gelmektedir. Buna bağlı olarak ölçümlerde derinlikle bir eğilim varsa bu eğilimin ölçümlerden çıkarılması gerekmektedir (detrend). Aynı şekilde, Vanmarcke (1977) mekansal değişkenlik analizinde ilk olarak ortalama ve standard sapmanın derinliğe bağlı olup olmadığının tespit edilmesi gerektiğini vurgulamış ve istatistiksel olarak homojen olması için standart hale getirilmesi gerektiğini ifade etmiştir.



Şekil 1. Zemin özelliklerindeki değişkenlik, eğilim ve sapma

Karada bulunan zeminlerin MKM'si ile ilgili pek çok çalışma olmasına rağmen, derin ve sığ deniz tabanı zeminleri için bu çalışmalar sınırlıdır (Zhang ve diğ., 2016). Bu bildiride ilk olarak, Türkiye'nin güney kıyılarında bir sahada sığ deniz tabanı zeminlerindeki değişkenlik ve MKM belirlenmiştir. Yapılan 23 sondajdan elde edilen veriler incelenmiş, deniz tabanı zeminlerinin genel özellikleri sunulmuş, SPT-N değerine bağlı düşey yönde MKM hesaplanmış ve MKM'nin, karada, sürekli bir temelde taşıma gücü ve oturma hesaplarına etkisi gösterilmiştir. Sığ sürekli temelde oturma ve taşıma gücü hesapları rassal sonlu elemanlar yöntemi ve Monte Carlo metodunu kullanan RSETL2D ve RBEAR2D yazılımları ile yapılmıştır. Sonuçlar, zemindeki değişkenliğin, taşıma gücü ve oturma analizlerinde dikkate alınmasının önemli etkileri olduğunu göstermiştir.

2. RASSAL SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ (RSEY)

Rassal sonlu elemanlar yöntemi, sonlu elemanlar yöntemi ve rassal alan teorisinin bir kombinasyonu olup 1992 yılında Fenton ve Griffiths tarafından geliştirilmiştir (Fenton ve Griffiths, 2008). Bu yöntemde malzeme özellikleri için istatistiksel bir dağılım seçilerek rassal bir alan oluşturulur ve sonlu elemanlar ile eşleştirilir. Rassal alanı oluşturmak için zemin parametrelerinin ortalama değeri, varyasyon katsayısı ve MKM değerleri kullanılır (Fenton ve Griffiths 2008, Elachachi ve diğ. 2012, Lue ve diğ. 2014, Jha 2016). Rassal sonlu elemanlar yönteminde Monte Carlo metodu ile çok sayıda simülasyon yapılarak risk değerlendirmesi yapılabilmektedir.

2.1. Mekansal Korelasyon Mesafesi

Mekansal korelasyon mesafesi (MKM), diğer adıyla dalgalanma ölçeği, zemin parametrelerinin birbiriyle ilişkili olduğu mesafe olarak tanımlanmaktadır. Yani, bir noktadaki zemin parametresi ortalama değerin üzerinde ise, MKM içindeki diğer bir noktada da ortalama değerin üzerinde olma eğiliminde olacaktır. MKM'nin ötesinde parametreler birbirinden bağımsızdır. Vanmarcke (1977) MKM ile ilgili yapılan başlıca çalışmalardan biridir ve bu mesafesinin nasıl bulunacağı, zemin parametrelerinin nasıl olasılıksal olarak ele alınabileceğini göstermektedir. Bir zemin tabakasında zemin parametrelerinin belirlenen mesafede ortalaması alınmakta ve bu ortalamaların standart sapması mesafe arttıkça azalmaktadır. Bu azalış aşağıdaki fonksiyon ile ifade edilmiştir (Vanmarcke 1977):

$$\Gamma_{\rm u}(\Delta z) = \frac{\widetilde{u}_{\Delta z}}{\overline{u}}$$

Burada $\tilde{u}_{\Delta z}$, Δz mesafede alınan ortalamaların standart sapması ve \bar{u} orijinal datanın standart sapmasıdır. Bu azalış fonksiyonu, ortalama alınan mesafe arttıkça azalacaktır çünkü mesafe arttıkça dalgalanma sönümlenecektir. Azalış fonksiyonu mesafenin sıfır olduğu yerde bir olacak ve mesafe arttıkça azalacaktır. Bu azalışın karesi, Γ_u^2 , varyans fonksiyonu olarak tanımlanmıştır. $\tilde{u}_{\Delta z}$ değeri bir noktadan sonra mesafe ile ters orantılı olacaktır ve bu mesafe korelasyon mesafesi ile aşağıdaki şekilde ilişkilendirilir (Vanmarcke 1977):

$$\Gamma_{\rm u}^2(\Delta z) = \frac{\delta_u}{\Delta z}$$

Zemindeki korelasyon yapısı aşağıda gösterilen otokovaryans fonksiyonu, c_k , ve otokorelasyon katsayısı, ρ_k , ile gösterilebilir. Bu değerler standart hale getirilmiş değerler (sabit değişken ve sıfır ortalama) üzerinden bulunur.

$$c_{k} = Cov(X_{i}, X_{i+k}) = E[(X_{i} - \bar{X})(X_{i+k} - \bar{X})]$$
$$\rho_{k} = \frac{c_{k}}{c_{0}} = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (X_{i} - \bar{X})(X_{i+k} - \bar{X})}{\sum_{i=1}^{N} (X_{i} - \bar{X})^{2}}$$

Burada, zemin parametresinin i noktasındaki değeri X_i , ortalama (trend) değeri ise \overline{X} ile gösterilmektedir.

Vanmarcke (1977)'nin önerdiği korelasyon denklemleri ve karşılık gelen MKM denklemleri Tablo 1'de gösterilmektedir. Literatürde yaygın olarak kullanılan e-tabanlı üstel (Markov) korelasyon denklemi (Firouzianbandpey ve diğ. 2014, Akkaya ve Vanmarcke, 2003, DeGroot ve Baecher 1993, Zhang ve diğ. 2016, Peng ve diğ. 2017) ve e-tabanlı kare üstel (Gaussian) korelasyon denklemi (Jaska ve diğ. 1999, Zhang ve Chen 2012) bu çalışmada kullanılmıştır.

Fonksiyon Adı	Korelasyon Denklemi	MKM
e-tabanlı üstel	$e^{-(\Delta z/a)}$	2a
e-tabanlı kare üstel	$e^{-(\Delta z/b)^2}$	$\sqrt{\pi}b$
e-tabanlı kosünüs üstel	$e^{-\frac{\Delta z}{c}}\cos(\Delta z/c)$	с
İkinci dereceden özbağlanımlı	$e^{-(\Delta z/d)} [1 + (\Delta z/d)]$	4d

Tablo 1. Korelasyon denklemleri (Vanmarcke 1977):

3. ÇALIŞMA ALANININ TANITIMI

Çalışma alanı Türkiye'nin güney kıyısında olup (Şekil 2), bu alanda deniz suyu derinliği ortalama 14.3 m (1.5-30 m aralığında) olan toplamda 23 sondaj yapılmıştır. Sondaj derinlikleri deniz tabanından itibaren ortalama 20 m olup, 1.5 m aralıklarla SPT-N değeri rapor edilmiştir. SPT deneyleri ASTM D1586-08'e göre yapılmış olup, kullanılan tokmak çeşidi ile ilgili bilgi bulunmamaktadır. Bu çalışmada sunulan SPT-N değerleri arazide ölçülen ham değerlerdir. Laboratuvar deneyleri; elek analizi, Atterberg limit deneyleri, su muhtevası ölçümleri, çok az sayıda hidrometre verisi ve üç eksenli basınç (UU) deneylerinden oluşmaktadır.



Şekil 2. Çalışma alanı ve sondajların lokasyonu

Yapılan zemin etüt çalışmalarında, açık denizde çok yumuşak, yumuşak, orta katı killer Atterberg limit ve elek analizi deney sonuçları Şekil 3'de gösterilmiştir. Zemin profilinde çok az da olsa çakıl bulunmakta olup, genellikle farklı oranlarda kil, silt ve kum karışımı olup ve Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre CH-CL-SM-SC'den oluştuğu (Şekil 3b) ve kilin genellikle düşük plastisiteli (CL) olduğu (Şekil 3a) görülmüştür. Birkaç sondajda farklı kalınlıklarda kil tabakalarına rastlanmıştır. Bu sebeple, yapılan istatistiksel çalışma sonuçları "kil tabakaları" ve "karışım tabakaları" için ayrı ayrı değerlendirilmiş ve raporlanmıştır.



Şekil 3. (a) Atterberg limit değerleri (b) elek analizleri sonuçları

Bütün sondajlarda derinlik ile SPT-N sayıları Şekil 4(a)'da ve "karışım" olarak tanımlanan tabakalar için her bir SPT-N sayısına karşılık gelen efektif sürtünme açısı değerleri (Schmertmann 1975 ve Stroud 1988) Şekil 4(b)'de gösterilmiştir. Ortalama efektif sürtünme açısı 37.5° (COV=22.7%) (Schmertmann, 1975) ve 34.2° (COV=14.4%) (Stroud, 1988) olarak bulunmuştur. Ayrıca SPT-N sayılarından göreli yoğunluk, Dr, değerleri Gibbs ve Holtz (1957) ampirik ilişkisi ile elde edilmiş ve çoğunluğu 13-60% aralığında olup, ortalama Dr=40% (COV=50%) bulunmuştur.



Şekil 4. (a) Bütün sondajlardaki SPT-N değerlerinin derinlikle değişimi, (b) SPT-N değerlerinden elde edilen efektif sürtünme açısı değerleri

İki sahada toplam 8 sondajda kalınlıkları değişiklik gösteren genellikle 20 m ile 40 m derinlikler arasında rastlanan "kil tabakaları" için, çok az sayıda laboratuvar UU üç eksenli basınç deneyi ve ampirik denklem (Stroud, 1974) ile hesaplanan drenajsız kayma dayanımları derinlik ile Şekil 5'de gösterilmiştir. Derinlikle drenajsız kayma dayanımının artış oranı 2.2 kPa/m (1.7-2.7 kPa/m, COV=18.5%) olarak hesaplanmıştır. Literatürde yapılan araştırmalarda deniz tabanı zeminlerde bu değer, 2.5 kPa/m (Basack ve Purkayastha, 2009) ve 1.8 kPa/m (Cau ve Wang, 2014) olarak raporlanmıştır.



Şekil 5. Kil tabakaları için drenajsız kayma dayanımının derinlikle değişimi

4. İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRME

Otokorelasyon katsayılarının bulunması ve korelasyon fonksiyonlarının kullanımıyla MKM değerlerinin elde edilmesi icin bir MATLAB kodu yazılmıştır. Hesaplanan otokorelasyon katsayıları ve korelasyon denklemleri (e-tabanlı üstel ve e-tabanlı kare üstel) ile analizler gerçekleştirilerek sonuçlar Şekil 6'da gösterilmiştir. Farklı kalınlıklardaki 6 ayrı "kil tabakası" için MKM değeri ortalama 1.7 m (aralık 0.1-3.1 m ve standart sapma 0.9 m) ve 8 ayrı sondajdaki "karışım" tabakaları için ortalama 1.5 m (aralık 0.1-4.5 m ve standart sapma 1.3 m) olarak bulunmuştur. "Kil" ve "karışım" tabakaları için bulunan ortalama MKM değerleri Tablo 2'de gösterilmiştir. E-tabanlı kare üstel korelasyon denklemi ile bulunan MKM, e-tabanlı üstel korelasyon denklemi ile bulunan mesafeden her zaman daha yüksek çıkmıştır.



Sekil 6. MKM değerleri (a) kil tabakaları için, (b) karışım tabakaları için

,	MKM (m)	
Zemin türü / Korelasyon denklemi	e-tabanlı üstel	e-tabanlı kare üstel
Karışım	1.2	1.7
Kil	1.4	2.0

Tablo 2. Kil ve karısım tabakalar icin ortalama MKM değerleri

Literatürde, deniz tabanı zeminlerin mekansal değişkenliği konusunda birçok çalışma olmasına rağmen, SPT verileri kullanılarak yapılan çalışmalar azdır. Vanmarcke (1977) SPT-N sayısı için kum zeminlerde MKM değerini 2.4 m olarak bulmuştur. Zhang ve Chen (2012) 3 ayrı kumlu saha için e-tabanlı otokorelasyon fonksiyonu kullanarak MKM değerlerini 1.4, 2.6, ve 3.0 m olarak bulmuştur. Ancak, SPT deneyinin deniz tabanındaki yumuşak ve/veya gevşek malzemelerde değişken sonuçlar verebildiği ve kendi içerisinde sonuçları etkileyen çok faktör olduğu bilinmektedir. Diğer saha deneyleri (ör. CPT) ve laboratuvar deneylerinden elde edilen verilerle de bu istatistiksel calısma yapılmaktadır. Tekin ve Akbas (2010) karada, Ankara-Konya arasında yapılan 7 adet CPT uç direnci ve çevre sürtünmesi verilerine dayanarak siltli kil bir malzeme için MKM değerini 0.2-0.5 m arasında değişmekte ve ortalama 0.3 m olarak rapor etmiştir; ayrıca MKM değerinin zemin türüne bağlı olarak değişkenlik göstereceğini vurgulanmıştır.

5. MEKANSAL KORELASYON MESAFESİNİN TAŞIMA GÜCÜ VE **OTURMAYA ETKİSİ**

Sığ deniz ve açık deniz yapılarında çoğunlukla kazıklı temel tercih edilmekle birlikte, bu calısmada sadece MKM'nin oturma ve tasıma gücü üzerindeki etkisini incelemek için, karada, bir sığ sürekli temel ele alınmıştır. MKM değeri 0.5 m, 1 m, 2 m, 4 m, 7 m, 10 m olarak; xyönünde ve y-yönünde eşit alınmış (izotropik) ve elastik oturma ile taşıma gücü üzerindeki etkisi gözlemlenmiştir. Hem oturma, hem de taşıma gücü hesaplanırken kullanılan parametreler için varyasyon katsayısı (COV) %10 ve %40 olarak düşük ve yüksek varyasyon seviyeleri ele alınmış ve varyasyon katsayısının etkisi de gösterilmiştir. Bu çalışmalarda rassal sonlu elemanlar yöntemi kullanan RSETL2D ve RBEAR2D programları (Fenton ve Griffiths, 2008), sırasıyla oturma ve taşıma gücü hesabı için, kullanılmıştır. Programlarda Monte Carlo örnekleme vöntemi kullanılmış ve vetersiz simülaşvon sayışının etkişinden kaçınmak için 1000 simülasyon yapılmıştır (Pieczynska ve diğ., 2011).

5.1. MKM'nin Elastik Oturmaya Etkisi



Şekil 7. X-yönünde ve y-yönünde 1 m MKM ile yapılan rassal alanlı model görünümü

Oluşturulan sonlu elemanlar modelinde alt sınır her yönde sabit alınmış ve yan sınırlarda düşey deformasyona izin verilmiştir. Yüzeye yerleştirilen sürekli temelin genişliği 5 m olup, model boyutları 20 m x 20 m olarak seçilmiş ve sınır etkilerinden kaçınılmıştır (Şekil 7). Zemin elastik bünye modeli ile modellenmiş, poisson oranı 0.25 olarak sabit alınmış olup elastisite modülü ise rassal bir değişken olarak analizlerde kullanılmıştır. Elastisite modülü istatistiksel olarak lognormal dağılım ile temsil edilmiştir. Bu dağılımda ortalama 20 MPa olarak alınmış olup varyasyon katsayısı %10 ve %40 olacak şekilde analizler yapılmıştır. RSETL2D elastisite modülü sıfırın altında değer alamayacağı için lognormal dağılım kullanmakta, ve elastisite modülü için MKM ve e-tabanlı üstel korelasyon fonksiyonu kullanarak rasgele alan oluşturup sonlu elemanlarla eşleştirmektedir. Şekil 7'de elastisite modülü için oluşturulan rasgele alan ($\delta_x = \delta_y = 1.0 m$) görülmektedir ve şekildeki koyu renk yüksek değerleri göstermektedir.

MKM'nin oturma üzerindeki etkisi Şekil 8'de görülmektedir. Yapılan 1000 simülasyonda hesaplanan oturma miktarlarının ortalamaları MKM ile çok değişiklik göstermemektedir. Elastisite modülünün COV değeri arttıkça elastik oturmalar bir miktar artmaktadır. 1000 simülasyon sonuçları içinde elastik oturma miktarlarının varyasyon katsayısı (COV) MKM'nin artışıyla ciddi oranda artmıştır; ayrıca elastisite modülünün COV değerinin artması oturmaların COV değerini artırmıştır. Bir diğer deyişle, MKM arttıkça riskin arttığı görülmektedir.



Şekil 8. MKM ve elastisite modülünün varyasyon katsayısının (COV) (a) ortalama oturma ve (b) 1000 simülyasonda oturmanın varyasyon kaysayısı üstündeki etkisi

5.2. Taşıma Gücüne Etkisi

Karışım zeminleri temsil etmek için, kayma dayanımı parametreleri c-φ olan bir zemin üzerinde 5 m genişliğinde sığ sürekli temelin taşıma gücü RBEAR2D programı ile hesaplanmıştır. Kullanılan zemin modeli elastik-plastik Von-Mises malzeme modelidir. Yapılan bu çalışmada kullanılan zemin parametreleri Tablo 3'te gösterilmiştir. MKM'nin taşıma gücüne etkisi, zemin parametrelerinin COV %10 ve %40 için ayrı ayrı incelenmiştir. Lognormal dağılıma sahip parametreler için oluşturulan rassal alanlar sonlu elemanlarla eşleştirilmiş ve taşıma güçleri hesaplanmıştır. Şekil 9'da farklı MKM değerleri için, deforme olmuş sonlu elemanlar modelleri görülmektedir.

Parametre	Birim	İstatistiksel Dağılım	Değer
Kohezyon	kPa	Lognormal	10
Sürtünme Açısı	0	Lognormal	35
Dilatasyon açısı	0	Lognormal	5
Elastisite Modülü	kPa	Lognormal	20000
Poisson Oranı	-	-	0.25

Tablo 3. Modelde kullanılan zemin parametrelerinin özellikleri



Şekil 9. Deforme olmuş sonlu elemanlar modeli görünümü ve kohezyon için oluşturulmuş rassal alanlar MKM= (a) 0.5 m, (b) 2 m, (c) 4 m, (d) 10 m (Koyu renk:yüksek değer)

MKM'nin taşıma gücüne etkisi Şekil 10'da görülmektedir. Yapılan 1000 simülasyonda hesaplanan taşıma gücü miktarlarının ortalamaları MKM ile çok değişiklik göstermemektedir. Zemin parametrelerinin varyasyon katsayısı (COV değeri) arttıkça taşıma gücünde azalış gözlenmiştir. 1000 simülasyon sonuçları içinde taşıma gücü miktarlarının COV değeri MKM'nin artışıyla ciddi oranda artmıştır; ayrıca zemin parametrelerinin COV değerinin de artması taşıma gücünün COV değerini arttırmıştır. Bir diğer deyişle, MKM veya zemin parametrelerinin COV'u arttıkça göçme olasılığının arttığı görülmektedir.



Şekil 10. MKM ve varyasyon katsayısının (a) ortalama taşıma gücü ve (b) taşıma gücünün varyasyon kaysayısı üstündeki etkisi



Şekil 11. Farklı yüklerde MKM'nin COV_{zemin}=%10 ve %40 için taşıma gücüne etkisi

MKM değerinin göçme olasılığına olan etkisi Şekil 11'de görülmektedir. Zemin parametrelerinin varyasyon kaysayısı %40 alındığı zaman; 300 kPa yük altında 0.5 m MKM değeri için göçme olasılığı %2 iken 10 m MKM için göçme olasılığı %40 mertebesindedir. Fakat, aynı koşullarda 400 kPa yük altında 0.5 m MKM değeri için göçme olasılığı %100 iken, 10 m MKM için bu değer %66 olarak bulunmuştur. Bu örneklerden ve Şekil 11'den de anlaşıldığı üzere, MKM değerinin artması bir noktaya kadar göçme olasılığını arttırırken, daha sonrasında azaltmaktadır. Bu değişim noktası ise 1000 simülasyonlu analizlerde bulunan ortalama değerdir; zemin paramereleri için varyasyon katsayısı %10 için yaklaşık 410 kPa ve %40 için yaklaşık 350 kPa'dır (Şekil 10(a)) . Ek olarak, zemin parametrelerinin varyasyon katsayısı arttıkça göçme olasılığının arttığı görülmüştür. Örnek olarak, 400 kPa yük altında ve 10 m MKM değeri kullanıldığı zaman göçme olasılığı zemin parametrelerinin COV değeri %10 için %43 olarak bulunurken %40 için %66'dır.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada Türkiye'nin güney kıyılarında yer alan iki ayrı sahaya ait SPT ve laboratuvar verileri incelenmiş ve zemindeki değişkenlik rapor edilmiştir. Sahalar benzer zeminlerden oluşmakta olup, killer ve karışım zeminler olmak üzere iki grupta incelenmiştir. Yapılan çalışmada, zemin ilk olarak laboratuvar deneylerine göre sınıflandırılmış, sonrasında SPT-N sayısına göre karışım zeminler için içsel sürtünme açısı ve killer için drenajsız kayma dayanımı bulunmuştur. SPT verisi istatistiksel olarak incelenmiş ve mekansal korelasyon mesafesi (MKM), bu çalışma kapsamında geliştirilen bir MATLAB kodu ile iki farklı korelasyon fonksiyonuyla (e-tabanlı üstel ve e-tabanlı kare üstel) hesaplanmıştır.

MKM'nin ve zemin parametrelerinin COV değerinin, sığ sürekli temellerde oturma ve taşıma gücüne etkisi incelenmiştir. Oturma ve taşıma gücü hesaplarında, rassal sonlu elemanlar yöntemi ve Monte Carlo metodunu kullanan RSETL2D ve RBEAR2D yazılımları kullanılmıştır. Bu çalışmanın sonucunda özetle şu sonuçlar elde edilmiştir: • Deniz tabanı karışım zeminler için içsel sürtünme açısı ortalama 37.5° (Schmertmann, 1975) ve 34.2°(Stroud, 1988) olarak bulunmuştur. Karışım zeminlerde göreli yoğunluğun, Dr, çoğunlukla %50'nin altında olduğu görülmüştür. Kil tabakaları için drenajsız kayma dayanımının derinlikle artış oranı 2.2 kPa/m olarak bulunmuştur. • SPT verileri istatistiksel

olarak incelenmiş ve hazırlanan MATLAB kodu ile iki farklı yöntem ile MKM değerleri hesaplanmıştır. MKM değeri killer için ortalama 1.7 m, karışımlar için 1.5 m olarak hesaplanmıştır (Tablo 2). • Kullanılan otokorelasyon denklemlerinden, e-tabanlı kare üstel fonksiyonun her zaman e-tabanlı üstel fonksiyona göre daha yüksek sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. • MKM'nin 1000 simülasyon ile hesaplanan ortalama oturma ve ortalama taşıma gücüne etkisinin çok olmadığı görülmüştür. Fakat, bu simülasyonlarda hesaplanan oturma ve taşıma gücünün varyasyon katsayısında ciddi bir artışa sebep olduğu saptanmıştır. • Literatürdeki çalışmalarda, Griffiths ve Fenton (2001) drenajsız koşullarda killerin taşıma gücüne mekansal değişkenliğin etkisini araştırmıştır. Zemindeki değişkenliğin artmasının ortalama taşıma gücünü azalttığı, ve taşıma gücü varyasyon katsayısının MKM değeri ve zemin parametrelerinin varyasyon katsayısı ile doğru orantılı olduğu raporlanmıştır. MKM değerinin olasılıksal analizlerde özellikle yüksek varyasyon katsayısına sahip zeminler için çok ciddi etkileri olduğu ortaya koyulmuştur (Fenton ve Griffiths 2000, Griffiths ve Fenton 2001). Zemindeki oturma miktarı ile ilgili yapılan benzer bir çalışmada (Fenton ve Griffiths 2005), mekansal değişkenliğin analizlere katılması ile daha yüksek oturmalar elde edilmiştir, ve MKM değerindeki artışın oturmanın varyasyon kaysayısında artışa sebep olduğu görülmüştür. • Zemin parametrelerinin varyasyon katsayısı ve mekansal korelasyon mesafesinin oturma ve taşıma gücü hesaplarında çok ciddi etkileri olduğu görülmüştür. Yapının göçme olasılığı, MKM değerindeki artışla azalabilir ya da artabilir, bunu etkileyen en önemli faktör zemin özelliklerinin COV değeridir. MKM'nin artması dayanımı birbirine benzer malzemelerin bir arada olmasına sebep olduğu için, deterministik güvenlik katsayısı 1.0'dan büyük durumda venilme olasılığını arttırırken, 1.0'den küçük durumda azaltır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmadaki zemin etüd verilerini sağladıkları için Derinsu Sualtı Mühendislik ve Danışmanlık Ltd. Şti.'den sayın Okan Taktak ve sayın Hasan Yetginer'e teşekkür ederiz. Hakemlere değerli katkı ve görüşleri için teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999), "Characterization of geotechnical variability", Canadian Geotechnical Journal, 36(4), 612-624.
- [2] Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2008), "<u>Risk assessment in geotechnical engineering</u>", Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- [3] Luo, Z., Wang, L., Khoshnevisan S., Juang C. H., "Effect of spatial variability on the reliability-based design of drilled shafts", Proceedings of the Geo-Congress 2014, GSP (Geotechnical Special Publication)234, 23-26 Şubat 2014, Atlanta, Georgia, 3274-3282.
- [4] Carswell, W., Arwade, S. R., Myers, A. T., & Hajjar, J. F. (2013), "Reliability analysis of monopile offshore wind turbine support structures", Safety, Reliab. Risk Life-Cycle Perform. Struct. Infrastructures, 223-229.
- [5] Jha, S. K. (2016), "Reliability-Based Analysis of Bearing Capacity of Strip Footings Considering Anisotropic Correlation of Spatially Varying Undrained Shear Strength", International Journal of Geomechanics, 16(5), 06016003.
- [6] Zhang, L., & Chen, J. J. (2012), "Effect of spatial correlation of standard penetration test (SPT) data on bearing capacity of driven piles in sand", Canadian Geotechnical Journal, 49(4), 394-402.

- [7] Vanmarcke, E. H. (1977), "Probabilistic modeling of soil profiles", Journal of the geotechnical engineering division, 103(11), 1227-1246.
- [8] Zhang, L. L., Cheng, Y., Li, J. H., Zhou, X. L., Jeng, D. S., & Peng, X. Y. (2016), "Waveinduced oscillatory response in a randomly heterogeneous porous seabed", Ocean Engineering, 111, 116-127.
- [9] Elachachi, S. M., Breysse, D., & Denis, A. (2012), "The effects of soil spatial variability on the reliability of rigid buried pipes", Computers and Geotechnics, 43, 61-71.
- [10] Firouzianbandpey, S., Griffiths, D. V., Ibsen, L. B., & Andersen, L. V. (2014), "Spatial correlation length of normalized cone data in sand: case study in the north of Denmark", Canadian Geotechnical Journal, 51(8), 844-857.
- [11] Akkaya, A. D., & Vanmarcke, E. H. (2003), "Estimation of spatial correlation of soil parameters based on data from the Texas A&M University NGES", Probabilistic site characterization at the National Geotechnical Experimentation Sites (eds GA Fenton and EH Vanmarcke), 29-40.
- [12] DeGroot, D. J., & Baecher, G. B. (1993), "Estimating autocovariance of in-situ soil properties", Journal of Geotechnical Engieering, 119(1), 147-166.
- [13] Peng, X. Y., Zhang, L. L., Jeng, D. S., Chen, L. H., Liao, C. C., & Yang, H. Q. (2017), "Effects of cross-correlated multiple spatially random soil properties on waveinduced oscillatory seabed response", Applied Ocean Research, 62, 57-69.
- [14] Jaksa, M. B., Kaggwa, W. S., & Brooker, P. I., "Experimental evaluation of the scale of fluctuation of a stiff clay", In Proc. 8th Int. Conf. on the Application of Statistics and Probability (Vol. 1, pp. 415-422), Aralık 1999, Sydney, AA Balkema, Rotterdam.
- [15] Schmertmann, J. H., "Measurement of in situ shear strength, SOA Report". In Proceedings, ASCE Spec. Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, 1975, Raleigh, NC, 1975 (Vol. 2, pp. 57-138).
- [16] Stroud M. A. (1988). "The standard penetration test its implication and interpretation", Penetration Testing in the UK, Thomas Telford, London.
- [17] Gibbs, H. J. & Holtz W. G., "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing" Proc. 4th.ICSMFE, 1957, London, 1: 35 - 39.
- [18] Basack, S., & Purkayastha, R. D. (2009), "Engineering properties of marine clays from the eastern coast of India", Journal of Engineering and Technology Research, 1(6), 109-114.
- [19] Cao, Z., & Wang, Y. (2014), "Bayesian model comparison and characterization of undrained shear strength", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(6), 04014018.
- [20] Tekin, E., Akbaş, S. O., "Killi Zeminlerde Dalgalanma Ölçeğinin CPT Sonuçlarına Dayalı Belirlenmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, 30 Eylül- 1 Ekim 2010, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul.
- [21] Pieczynska, J., Pula, W., Griffiths, D.V. and Fenton, G.A., "Probabilistic characteristics of strip footing bearing capacity evaluated by random finite element method", in Proc. of ICASP 2011, Paper No. 10321 (CD-ROM), Zurich, Switzerland, Ağustos 2011.
- [22] Griffiths, D.V., and Fenton, G.A. (2001), "Bearing capacity of spatially random soil: The undrained clay Prandtl problem revisited", Géotechnique, 54(4), 351—359.
- [23] Fenton, G.A., and Griffiths, D.V., "Bearing capacity of spatially random soils", Proceedings of the Probabilistic Mechanics and Structural Reliability Conference, Notre Dame, Indiana, 24-26 Temmuz 2000.

BOF ÇELİK CÜRUFUNUN KAYMA DAYANIMI PARAMETRELERİNİN BÜYÜK-ÖLÇEKLİ DİREK KESME DENEYİ SONUÇLARINA GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF SHEAR STRENGTH PARAMETERS OF BOF STEEL SLAG BASED ON LARGE-SCALE DIRECT SHEAR TESTS

Irem Zeynep YILDIRIM*¹ Monica PREZZI²

ABSTRACT

Sustainability can only be achieved through high-value, beneficial utilization of all industrial by-products. Basic Oxygen Furnace (BOF) steel slag, generated during steelmaking process, is one of those by-products that has been underutilized to this date, despite of the numerous research efforts. This study aims to evaluate BOF steel slag as a geotechnical material based on the results of laboratory tests (grain-size analysis, standard Proctor compaction and large-scale direct shear tests) performed on fresh and aged BOF steel slag generated from a steel plant in Indiana. The BOF steel slag tested in this study was mainly a sand-that contained varying percentages of gravel- and silt-size fractions. The water content–unit weight relationship curves for BOF steel slag had irregular shapes similar to those obtained for coarse-grained soils. Due to the presence of gravel-size particles in the steel slag matrix, a large-scale direct shear box was chosen to determine its shear strength parameters. The shear stress-displacement plots of compacted BOF steel slag samples showed distinct peaks that were indicative of dilative behavior resulting from strong inter-particle locking. In comparison to conventional geo-materials, the BOF steel slag exhibited superior strength characteristics.

Keywords: BOF steel slag, compaction, large-scale direct shear (LDS) tests, sustainability

ÖZET

Sürdürülebilirlik ancak tüm yan ürünlere değer kazandırılarak, bu ürünlerin faydalı kullanılmasıyla mümkün olabilir. Tüm araştırma çabalarına rağmen, çelik üretimi sırasında ortaya çıkan Bazik Oksijen Fırını (BOF) çelik cürufu da tamamı faydalı kullanılamayan yan ürünlerden bir tanesidir. Bu çalışmanın ana amacı, taze ve yaşlandırılmış BOF çelik cürufunu bir seri laboratuvar testi (granülometri, standart Proktor ve büyük-ölçekli direk kesme) yaparak bir geo-malzeme olarak değerlendirmektir. Taze ve yaşlandırılmış BOF çelik cürufu örnekleri çelik üretiminin değişik zamanlarında ortaya çıkan yığınlardan toplanmıştır. Böylece, yığınlar arası granülometrik değişikliklerin ve yaşlanmanın malzemenin kompaksiyon ve kayma direnci özellikleri üzerindeki etkisi araştırılabilmiştir. Bu çalışmada incelenen çelik cürufu temelde kum boyutunda olup, değişik oranlarda çakıl ve silt içermektedir. BOF çelik cürufunun su muhtevası-kuru birim ağırlık ilişkisi, kaba daneli zeminlerinkine benzer düzensiz bir yapı göstermektedir. Çakıl boyutunda daneler nedeniyle, kayma direnci parametrelerinin belirlenebilmesi için büyük-ölçekli direk kesme deneyleri

^{*&}lt;sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., MEF Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul, e-mail: <u>iremzeynep@gmail.com</u> (Yazışma yapılacak yazar)

² Professor, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN 47907, e-mail: <u>mprezzi@purdue.edu</u>

seçilmiştir. Sıkıştırılmış BOF çelik cürufu üzerinde yapılan kesme deneylerinde ortaya çıkan kayma gerilmesi-deplasman ilişkisi, daneler arası kuvvetli kenetlenmeye ve dilatasyona (genleşmeye) işaret eden belirgin pikler göstermiştir. Tipik geo-malzemelere kıyasla BOF çelik cürufu yüksek kayma dayanımı göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: BOF çelik cürufu, kompaksiyon, büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneyleri, sürdürülebilirlik.

1. GİRİŞ

BOF cürufu, bazik oksijen firininda çelik üretiminin bir yan ürünüdür. Bazik oksijen firinlari, yüksek firinlarla beraber entegre demir-çelik tesislerinde bulunurlar. Yüksek firindan çıkan erimiş demir, geri dönüştürülen çelik hurda ile birlikte bazik oksijen firinina yüklenir. Tipik bazik oksijen firini malzeme girişi, yaklaşık %10-30 çelik hurda ve % 70-90 erimiş demirden oluşur. Bazı çelik üretim tesisleri, BOF'i daha yüksek bir çelik hurda yüzdesi ile de (% 40-50 gibi) besleyebilirler. Bazik oksijen firinina çelik hurda yüklenmesi, istenilen kimyasal reaksiyonların gerçekleşmesi için gerekli sıcaklığın korunmasında önemli bir rol oynamaktadır. Oksidasyon reaksiyonlarını başlatmak için, bir oksijen üfleme borusu kullanılarak karışıma saf oksijen püskürtülür. Fırına kireç (CaO) ve/veya dolomit [MgCa(CO₃)₂] gibi yükselticiler de eklenir. Oksijen püskürtme döngüleri esnasında, bu yükselticiler çelik kimyasında istenmeyen elementlerle birleşerek BOF çelik cürufunu oluştururlar (Brandt ve Warner 2005; Remus ve diğ. 2013).

Erimiş BOF çelik cürufu su ile genleşerek birleşme, yani hidrat olma ve genleşme özelliği olan serbest (bağlanmamış) MgO ve CaO içerir (Juckes 2003, Shi 2004, Yıldırım ve Prezzi 2011). Erimiş BOF çelik cürufu açık havada çukurlara dökülür ve yavaşça soğutulur. Bazı çelikhanelerde soğutma işlemi, erimiş cüruf üzerine su püskürterek hızlandırılır. Soğutulduktan sonra, genellikle çelik cürufu metal geri kazanımı, agrega boyutlandırma, silolama ve stoklama işlemlerinden geçer. Çelik cürufunun açık havada depolaması genleşme eğilimi olan bileşenlerin (yani, MgO ve CaO'nun) bir miktar hidratasyonunu sağlar ve çelik cürufu genellikle bu şekilde yaşlandırılır.

Her yıl, dünyada milyonlarca ton BOF çelik cürufu silolarda stoklanmakta ve kullanılamayan kısmı atık sahalarında depolanmaktadır. Bugüne kadar yapılan araştırmalar ağırlıklı olarak, BOF çelik cürufunun asfalt karışımları ve betonda ince ve kaba agrega olarak kullanılmasına (Xue ve diğ. 2006, Patel 2006, Shen ve diğ. 2009), çimento yapımında kullanılmasına (Alanyali ve diğ. 2009) ya da hidrolik yol bağlayıcılarda ana madde olarak kullanılmasına (Mahieux ve diğ. 2009) yoğunlaşmaktadır. BOF çelik cürufunun çoğunlukla kum ve silt boyutunda daneler içeren kısmına inşaat sektöründe hala tam olarak kullanılmasına odaklanan çalışmalar hala sınırlıdır (Poh ve diğ. 2006, Yildirim ve Prezzi 2015, Yildirim ve Prezzi 2016). BOF çelik cürufu yol dolgusu veya zemin stabilizasyonu projeleri gibi geoteknik uygulamalarda kullanılabilirse, çok miktarda depolanacak malzemenin stoklardan alınması ve faydalı kullanımı mümkün olacaktır.

Bu çalışma BOF çelik cürufunun geoteknik uygulamalarda kullanımının mümkün olabilmesi için malzemenin kompaksiyon (sıkışma) ve kayma dayanımı özelliklerinin belirlenmesine ve değerlendirilmesine yoğunlaşmaktadır. Çelik üretiminde, değişik zaman aralıklarıyla ortaya çıkmış ve yığın haline getirilmiş BOF cürufundan taze ve yaşlandırılmış numuneler alınarak, bu numuneler üzerinde granülometri, standart Proktor ve büyük-ölçekli direk kesme kutusu

deneyleri yapılmıştır. Böylece, taze ve yaşlandırılmış BOF cürufunun temel mekanik özellikleri belirlenmiş, ayrıca üretim sırasında malzemede oluşabilecek varyasyonlar da değerlendirilmiştir.

2. MALZEMELER

Bu çalışmada test edilen BOF çelik cürufu, Indiana'da bir entegre demir ve çelik üretim tesisinden elde edilmiştir. Elde edilen BOF çelik cürufu metal ayıklama ve boyutlandırma süreçlerinden geçmiştir. Hem taze hem de yaşlandırılmış BOF çelik cürufu örnekleri laboratuvara geliş sıralarına ve yaşlanma durumlarına göre: Yığın No-1 Taze BOF çelik cürufu (N1TB), Yığın No-2 Taze BOF çelik cürufu (N2TB), Yığın No-2 Yaşlandırılmış BOF çelik cürufu (N2YB) ve Yığın No-3 Yaşlandırılmış BOF çelik cürufu (N3YB) olarak isimlendirilmiştir. N2TB ve N2YB örnekleri, aynı zamanda üretilmiş yığından alınmış örneklerdir. Bu iki çelik cürufu arasındaki tek fark N2TB'nin taze, N2YB'nin ise yaşlandırılmış olmasıdır, bu nedenle her ikisi de aynı "N2" kısaltmasıyla adlandırılmıştır. BOF çelik cürufu örnekleri arasından N2YB ve N3YB, laboratuvara gelişlerinden önce açık havada yığınlar halinde stoklanmış, yaklaşık 1 yıllık bir süre boyunca açık hava koşullarında bekletilerek yaşlandırılmıştır. Bu süreci ifade etmek için bu örneklerin isim kısaltmasında "Y" harfi kullanılmıştır.

3. TEST METOTLARI

Taze ve yaşlandırılmış BOF çelik cürufunun dane büyüklüğü dağılımları ASTM D422-63'e göre belirlenmiştir. Çelik cürufu örneklerinin su muhtevası-kuru birim ağırlık ilişkilerini anlamak için, numuneler üzerinde ASTM D698-00a'ya göre standart Proktor testleri yapılmıştır.

Çakıl boyutunda daneler içeren BOF cürufu numunelerinin kayma dayanımı parametrelerini belirlemek için 30.5 cm \times 30.5 cm \times 20 cm boyutunda büyük-ölçekli bir direk kesme kutusu (LDS) kullanılmıştır. Numuneler, istenen optimum su muhtevasının % ± 1'i içinde hazırlanmış ve standart Proktor sıkılığının % 95-100'üne ulaşmak için beş tabaka halinde sıkıştırılmıştır. Proktor darbe sayıları, her tabakanın homojenliğini ve eşit kalınlıkta olmasını sağlamak amacıyla kalibre edilmiştir. Proktor darbelerinden kesme kutusu makinesinin hasar görmesini mümkün olduğunca engellemek amacıyla, ilk iki tabaka, alt kutu makinenin dışına alınarak sıkıştırılmıştır. Şekil 1 büyük-ölçekli direk kesme kutusu deney numunelerinin alt kutuda hazırlanma aşamalarını göstermektedir.

Alt kutuda ilk iki tabaka sıkıştırıldıktan sonra, alt kutu doğrudan direk kesme makinesinde test konumuna getirilmiştir ve üst kutu daha sonra alt kutunun üstüne yerleştirilmiştir. Daha sonra, son üç tabaka da aynı prosedür uygulanarak sıkıştırılmıştır. Son tabaka sıkıştırılıp yüzeyi düzeltildikten sonra, üst kapak numunenin üstüne merkezi olarak yerleştirilmiştir. Yükleme çerçevesi ve yükleme hücresi daha sonra üst kapağa dokunacak şekilde indirilmiştir. Hazırlanan numuneler 50 kPa ile 300 kPa aralığında hedeflenen normal gerilmeler altında 0.75 mm/dakika hızında kesilerek test edilmiştir. Şekil 2 büyük-ölçekli direk kesme kutusu deney numunelerinin kesme makinesine yerleştirilen üst kutuda hazırlanma aşamalarını göstermektedir.



Şekil 1. Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneyleri için numunenin alt kutuda hazırlanma aşamaları: (a) her tabaka için gerekli cüruf ağırlığının belirlenmesi, (b) alt kutuda tabakaların sıkıştırılması ve (c) sıkıştırılması tamamlanan tabaka yüzeyinin çizilmesi ve tabakanın kalınlık ölçümü.



Şekil 2. Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneyleri için numunenin üst kutuda hazırlanma aşamaları: (a) çelik cürufun üst kutuya yerleştirilmesi, (b) üst kutuda tabakaların sıkıştırılması ve (c) deney düzeneğinin kesme için hazırlanması.

4. BOF CÜRUFUNUN ÖZELLİKLERİ

4.1. Granülometri

Taze ve yaşlandırılmış BOF çelik cürufu örneklerinin dane çapı dağılımı Şekil 3'de gösterilmiştir. BOF çelik cürufu örneklerinden N1TB, N2TB, ve N2YB, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre SP-SM ve Amerikan Karayolları Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (AASHTO) göre de A-1-b olarak sınıflandırılmıştır. Benzer şekilde N3YB örneği de aynı sınıflandırma sistemlerine göre SP ve A-1-a olarak sınıflandırılmıştır. Genellikle, çelik tesisinde ortaya çıkan cürufun granülometrisinde küçük farklılıklar görülebilir. Aslında bu değişkenlikler çelik cürufunun soğutulma işlemi sırasında kendiliğinden daha küçük parçalara ayrılmasından kaynaklanmaktadır. Bu soğutma süreci, çelik üreten tesislerde çok kontrollü şekilde gelişmemektedir. Bunun sebebi çelik cürufunun bir yan ürün olması, asıl üretimi kontrol edilen ürünün çelik olmasıdır. Aynı zamanda yaşlandırma işlemleri de cürufun dane çapı dağılımının değişmesine yol açabilmektedir. Şekil 3'de görülen dane çapı dağılımları tüm bu değişkenlikleri yansıtmaktadır. N1TB ve N2TB örnekleri, her ikisi de taze, yani yaşlandırılmamış olmasına rağmen, bu örneklerden elde edilen numuneler üzerinde yapılan elek analizi sonuçlarına göre, N2TB, N1TB'ye oranla, cüruf üretim ve soğutma

sürecindeki farklılıklar nedeniyle daha iri danelidir. Benzer şekilde N2TB ve N2YB örneklerinin dane dağılımı incelendiğinde, aynı üretim sürecinden elde edilmiş olmalarına rağmen, yaşlandırılmış numunenin daha ince daneli olduğu gözlemlenmiştir. Bu sonuç yaşlanma sırasında danelerin parçalanmasına işaret etmektedir.



Şekil 3. BOF çelik cürufunun granülometrik eğrileri

4.2. Su Muhtevası-Kuru Birim Ağırlık İlişkisi

Sekil 4'de BOF celik cüruf numunelerinin standart Proktor sıkısma (su muhtevasına karsılık kuru birim ağırlık değerleri) eğrileri gösterilmektedir. Şekil 4'de görüldüğü gibi BOF çelik cürufunun kompaksiyon eğrileri kaba daneli zeminlere benzer şekilde çok tepeli ve düzensiz yapılar göstermektedir. N1TB, N2TB, ve N2YB'ye ait standart Proktor eğrileri iki tepeli bir vapı göstermektedir. Bu örneklere ait maksimum kuru birim ağırlığı ($\gamma_{d,max}$) değerleri kuruya yakın ve tamamen doygun duruma yakın su muhtevalarında (w_c) gözlemlenmiştir. Aynı zamanda, bu üç örnek için maksimum kuru birim ağırlık $\gamma_{d, max}$ değeri ortalama dane boyutu (D₅₀) arttıkça yükselmiştir. Öte yandan, N3YB örneği belirgin bir tepe olmaksızın, su muhtevası değişimi ile fazla değişim göstermeyen çok düzensiz bir sıkışma eğrisi sergilemektedir. Bunun ana sebebi N3YB'nin diğer numunelerden daha fazla çakıl boyutunda dane yüzdesine sahip olmasıdır. Genellikle titreşim içeren sıkıştırma teknikleri, yüksek çakıl yüzdesine sahip kaba daneli malzemelerin sıkıştırılmasında Proktor metodundan daha etkili olmaktadır. Ayrıca, çakıl yüzdesindeki artış, wc'nın yd değerleri üzerindeki değişim etkisini azaltır. N3YB'deki ortalama dane boyutundaki artışa rağmen elde edilen nispeten daha düşük γ_d değerlerinin ve düzensiz görünümlü sıkışma eğrisinin sebebi de budur. Deney sonuclarına göre, BOF çelik cürufu örneklerinin %95-100'lük rölatif sıkışma değerlerine karşılık gelen optimum su muhtevası (wopt) değerleri % 4 -8 aralığında, bu su muhtevalarına karşılık gelen $\gamma_{d,max}$ değerleri ise 19.5-21.8 kN/m³ aralığında değişmektedir. BOF çelik cüruflarının $\gamma_{d,max}$ değerleri doğal kaba daneli zeminlerdeki değerlere (17-20 kN/m³) göre daha yüksektir.



Şekil 4. BOF çelik cürufunun standart Proktor sıkışma eğrileri

BOF cürufu için elde edilen düzensiz sıkışma eğrilerinin Proktor darbeleri nedeniyle oluşabilecek dane parçalanmasından kaynaklanıp kaynaklanmadığını araştırmak için N1TB ve N3YB örnekleri üzerinde sıkışma öncesinde ve sonrasında elek analizi yapılmıştır. Şekil 3'de bu analizin sonuçları da görülmektedir. Görüldüğü gibi N1TB ve N3YB'nin sıkışma öncesi ve sonrasındaki dane çapı dağılımları hemen hemen aynıdır. Bu sonuç da, BOF cürufu için elde edilen düzensiz sıkışma eğrilerinin standart Proktor darbelerine bağlı dane parçalanmasından kaynaklanmadığını göstermektedir.

4.3. Büyük-Ölçekli Direk Kesme Kutsundan Elde Edilen Kayma Dayanımı Paramtereleri

Kayma dayanımı parametrelerinin belirlenebilmesi için N1TB, N2TB, ve N2YB çelik cürufu numuneleri üzerinde hedeflenen normal gerilme değerlerinde (50 kPa ila 300 kPa arasında) büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. N1TB %8 ve %4 su muhtevalarında hazırlanmış ve sırasıyla bu su muhtevalarına karşılık gelen %95 ve %100 rölatif kompaksiyon (R_c) sıkılığında hazırlandıktan sonra hedeflenen normal gerilmelerde kesilmiştir. N2TB ve N2YB de benzer şekilde yaklaşık %8 su muhtevasında hazırlanmış, %95-%96 R_c değerine karşılık gelen sıkılıkta ve hedeflenen normal gerilmelerde kesilmiştir. Kesme kutusu deneylerinde BOF çelik cürufu numuneleri için elde edilen kayma gerilmesi-deplasman eğrilerinin tamamında genleşmeye işaret eden belirgin pik değerleri gözlemlenmiştir. Numunelerin tümü yüksek rölatif kompaksiyon değerlerine sıkıştırıldığı için (R_c=% 95 -100), kesme sırasında dilatasyon (genleşme) davranışı göstermeleri doğaldır. Direk kesme kutusu test sonuçlarına göre, Şekil 5 (a) R_c =% 95 ve R_c =% 100'de test edilen N1TB'nin, ve Şekil 5(b) ise R_c =% 95-96'da test edilen N2TB ve N2YB'nin, Mohr-Coulomb pik kayma dayanımı parametrelerini; Mohr-Coulomb kohezyon (c) ve sürtünme (ϕ) açılarını göstermektedir. Şekil 6(a) ise N1TB'nın ve Şekil 6(b) ise N2TB ve N2YB'nin, test-sonu Mohr-Coulomb kayma dayanımı zarflarını ve test-sonu sürtünme açılarını göstermektedir (Yildirim ve Prezzi 2016).



Şekil 5. Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneylerinde elde edilen pik değerler : a) $R_c = \% 95$ ve $R_c = \% 100$ 'de N1TB için pik kayma dayanımı değerleri, (b) $R_c = \% 95$ ve $R_c = \% 96$ 'da sırasıyla N2TB ve N2YB için pik kayma dayanımı değerleri

Şekil 6'da sunulan test-sonu sürtünme açıları, yaklaşık 85 mm'lik bir yatay deplasmanda ölçülen yatay kuvvet ve normal gerilmeler kullanılarak hesaplandığı için bu malzemelerin kritik (kalıcı) sürtünme açılarına eşit ya da yakındır.

Genellikle, kesme kutusu sonuçlarına göre N1TB, N2TB, ve N2YB çelik cürufu örnekleri için sunulan sürtünme açılarındaki farklılıklar daha çok malzemenin granülometri eğrilerindeki ve dane karakteristiklerindeki değişikliklerden kaynaklanmaktadır. Test sonuçlarına göre N2TB icin, N1BT ve N2YB örneklerine kıyasla daha yüksek bir test-sonu sürtünme acısı hesaplanmıştır. Bunun nedeni, N2TB'nin diğer örneklere oranla daha fazla çakıl boyutunda dane yüzdesine sahip olmasıdır. Deney sonuçları yaşlanmanın kayma dayanımı parametreleri üzerindeki etkisini de göstermektedir. Yaşlandırılmış numune olan N2YB'nin test-sonu sürtünme açısı, aynı yığından alınan taze numuneden, yani N2TB'nin test-sonu sürtünme daha düşüktür. Bu sonuç esas olarak yaşlanma nedeniyle acısından danelerin parçalanmasından doğan granülometri eğrisindeki değişimden kaynaklanmaktadır. Buna ek olarak, yaşlandırılmış kum ve silt boyutunda çelik cürufu daneleri, tarayıcı elektron mikroskobu altında incelendiğinde bazı danelerin yüzeylerinde bulut gibi bulanık dokuları olduğu da gözlemlenmiştir (Yildirim ve Prezzi 2015). Mikroskop altında görülen bu bulanık yüzey dokularının da taze numunelere kıyasla yaşlı numunelerde daha düşük sürtünme açıları elde edilmesinde etkisi olabilir.



Şekil 6. Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneylerinde elde edilen test-sonu değerleri : a) $R_c=\%$ 95 ve $R_c=\%$ 100'de N1TB için test-sonu kayma dayanımı değerleri, (b) $R_c=\%$ 95 ve $R_c=\%$ 96'da sırasıyla N2TB ve N2YB için test-sonu kayma dayanımı değerleri

Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneylerindeki tüm test parametreleri ve deney sonucunda elde edilen test-sonu ve Mohr-Coulomb c-φ parametreleri Tablo 1'de özet halinde sunulmaktadır. Büyük-ölçekli kesme kutusundan elde edilen sonuçlar, BOF çelik cürufu örneklerinin kesme dayanımı parametrelerinin birçok doğal geoteknik malzemesinden daha yüksek olduğunu göstermektedir. BOF çelik cürufu için elde edilen kayma dayanımı parametreleri köşeli kırma-kum ve çakıllı kumlara yakın değerler göstermektedir (Matsuoka ve Liu 1998, Cerato ve Lutenegger 2006).

ID	Numune ve I	Deney ile İlgi	Parametreler Mohr- $_{4}(2)$ Coulomb c- ϕ		
U U	Rölatif Kompaksiyon (R _c) %	Su Muhtevası (%)	Normal Gerilme (kPa)	$\varphi_{\rm e}$	Parametreleri
N1TB	95	7-8	50,100,200,300	45.5°	29 kPa-52.3°
N1TB	100	4	50,100,200,300	45.5°	73 kPa-52.3°
N2TB	95	7-8	50,100,200,300	48.1°	48 kPa-49.8°
N2YB	96	7-8	50,100,200,250	45.3°	41 kPa-52.8°

Tablo 1. Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deney parametreleri ve sonuçları

<u>Notlar:</u> (1) $R_c = (\gamma_d/\gamma_{d,max}).100$, (2) ϕ_e = test-sonu sürtünme açısı, (3) Mohr-Coulomb parametreleri pik kayma dayanımlarına karşılık gelmektedir.

5. SONUÇLAR

Bugüne kadar BOF çelik cürufu ile ilgili yürütülen araştırma çalışmalarının çoğu, malzemenin çimento, beton ve asfalt yapımında kullanılmasına yöneliktir. Malzemenin özellikle kum ve silt bovutundaki kısmı hem Türkiye'de hem de Dünya'da henüz tam anlamıyla kullanım alanı geoteknik bulamamaktadır. BOF celik cürufunun uygulamalarda vavgin olarak kullanılamamasının temel nedeni hacim değiştirme davranışı olsa da, bu sorunu destekleyen bir önemli faktör de malzemenin geoteknik özelliklerinin mühendisler tarafından bilinmemesidir. Bu çalışma çelik cürufunun kayma dayanımı parametrelerinin büyük-ölçekli direk kesme kutusu deneyleri yapılarak değerlendirilmesine yoğunlaşmıştır. Bunun için, BOF celik cürufu numunelerinin granülometrisi, su muhtevası-kuru birim ağırlık ilişkisi ve kayma dayanımı parametreleri laboratuvar deneyleri yapılarak belirlenmiştir.

Genellikle farklı zaman aralıklarında üretilen taze ve yaşlı BOF çelik cürufu örneklerinin granülometrik eğrileri birbirine yakın olsa da bazı farklılıklar göstermektedir. BOF çelik cürufu bir yan ürün olduğu için malzemede değişkenlikler görülmesi doğaldır. Yapılan deneylerin sonuçlarına göre çelik cürufu örneklerinden üç tanesi USCS'e göre SP-SM ve bir tanesi de SM olarak sınıflandırılmıştır. AASHTO'ya göre bütün örnekler A-1-b olarak sınıflandırılmıştır. Aynı üretimden çıkan taze ve yaşlandırılmış örnekler incelendiğinde, yaşlandırılmış örneğin taze örneğe göre daha ince daneli olduğu gözlemlenmiştir. Bunun ana sebebi yaşlandırma süreçlerinde malzeme danelerinin parçalanmasıdır.

BOF çelik cürufu üzerinde yapılan standart Proktor deneylerinden elde edilen su muhtevasıkuru birim ağırlık eğrileri düzensiz yapılar göstermektedir. Genel olarak farklı zamanlarda üretilen BOF çelik cürufu örneklerine ait kompaksiyon eğrilerindeki $\gamma_{d,max}$ değerleri, aynı örneklerin D₅₀ değerlerindeki artış ile beraber bir yükselme eğilimi göstermektedir. Ancak bu eğilim yaklaşık %35 çakıl içeren numune için geçerli olmamıştır. Bunun sebebi belirli bir çakıl oranının aşılması durumunda Proktor kompaksiyon metodunun efektif olmamasıdır. Deney sonuçlarına göre, BOF çelik cürufu örneklerinin % 95-100'lük rölatif kompaksiyon değerlerine karşılık gelen w_{opt} değerlerinin % 4-8 aralığında, bu su muhtevalarına karşılık gelen $\gamma_{d,max}$ değerlerinin ise 19.5-21.8 kN/m³ aralığında olduğu belirlenmiştir. BOF çelik cürufunun özgül ağırlığı, içerdiği yüksek demir nedeniyle doğal zeminlere kıyasla daha yüksektir. Bu gerçeği takiben deneylerden elde edilen $\gamma_{d,max}$ değerleri de kaba daneli zeminlerde elde edilen değerlere (17-20 kN/m³) göre daha yüksektir.

Büyük-ölçekli direk kesme kutusu deney sonuçları incelendiğinde, test-sonu sürtünme açısı değerlerinin 45.3°- 48.1° aralığında değiştiği görülmektedir. Test-sonu yer değiştirmeler göz önünde bulundurulursa, test edilen malzemelerin kritik sürtünme açıları, hesaplanan test-sonu sürtünme açılarına eşit ya da çok yakındır. Yüksek test-sonu sürtünme değerleri, çelik cürufu danelerinin köşeli ve yüzeyleri pürüzlü morfolojik yapısı ve granülometrisi ile ilgilidir. Aynı cüruf örneği için pik kayma dayanımı değerlerine karşılık gelen Mohr-Coulomb c-¢ parametreleri, rölatif kompaksiyon değerlerindeki artışla beraber yükselmektedir. Sıkılık oranındaki artışla beraber dilatasyon eğilimindeki yükselme nedeniyle böyle bir sonuç elde edilmiştir. Çakıl boyutundaki daneler ve daneler arası kuvvetli kenetlenme yüksek Mohr-Coulomb c-¢ parametrelerine yol açmıştır. Bu çalışmada elde edilen sürtünme açıları BOF çelik cürufunun zayıf zeminlerin kayma direncini iyileştirmekte ve dolgu malzemesi olarak kullanılabileceğine işaret etmektedir. Bu tür geoteknik uygulamaların gerçekleşebilmesi ancak malzemenin hacim değiştirme davranışının ve çevresel etkilerin de incelenmesi ile mümkün olabilir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma JTRP tarafından desteklenmiştir, yazarlar bu çalışmaya destek veren INDOT, Multiserv ve Edward C. Levy Co.'ya teşekkürlerini sunar.

KAYNAKLAR

- [1] Alanyali, H., Col, M., Yilmaz, M., and Karagoz, S. (2009). "Concrete produced by steel-making slag (basic oxygen furnace) addition in Portland cement." International Journal of Applied Ceramic Technology, Vol.6(6), pp.736-748.
- [2] Brandt, D., and Warner, J.C. (2005). "Metallurgy Fundamentals." The Good heart-Wilcox Company, Inc., Tinley Park, Illinois.
- [3] Cerato, A. B., and Lutenegger, A. J. (2006) "Specimen size and scale effects of direct shear box tests of sands." Geotechnical Testing Journal, Vol. 29(6), pp. 507–516.
- [4] Juckes, L.M. (2003) "The volume stability of modern steelmaking slags." Mineral Processing and Extractive Metallurgy, Vol.112 (3), pp.177-197.
- [5] Mahieux, P.Y., Aubert, J.E., and Escadellias, G. (2009). "Utilization of weathered basic oxygen furnace slag in the production of hydraulic road binders." Construction and Building Materials, Vol. 23 (2), pp. 742-747.
- [6] Matsuoka, H., and, Liu, S. (1998). "Simplified direct box shear test on granular materials and its application to rockfill materials." Soils & Foundations, Vol. 38(4), pp. 275–284.
- [7] Patel, J.P. (2006). "Broader use of steel slag aggregate in concrete." M.S. Thesis, Cleveland University, USA.
- [8] Poh, H.Y., Ghataora, S.G., and Ghazireh, N. (2006). "Soil stabilization using basic oxygen steel slag fines" Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 18 (2), pp. 229-240.
- [9] Remus, R., Aguado-Monsonet, M., Roudier, S. & Sancho, L. (2015). "Best Available Techniques (BAT), Reference Document for Iron and Steel Production", Luxemburg: Joint Research Centre of the European Commission.
- [10] Shen, D., Wu, C., and Du, J. (2009). "Laboratory investigation of basic oxygen furnace slag for substitution of aggregate in porous asphalt mixture." Construction and Building Materials, Vol. 23(1), pp. 453–461.
- [11] Shi, C. (2004). "Steel slag its production, processing and cementitious properties." Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol.16 (3), pp. 230- 236.
- [12] Xue, Y., Wu, S., Hou, H., and Zha, J. (2006). "Experimental investigation of basic oxygen furnace slag used as aggregate in asphalt mixture." Journal of Hazardous Materials, Vol. 138 (2), pp. 261-268.
- [13] Yildirim, I.Z., and Prezzi, M. (2011). "Chemical, mineralogical, and morphological properties of steel slag." Advances in Civil Engineering, Vol. 2011, Article ID 463638, 13 pages.
- [14] Yildirim, I.Z., and Prezzi, M. (2015). "Geotechnical Properties of Fresh and Aged Basic Oxygen Furnace Steel Slag." Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol.27 (12), pp. 04015046-1-9.
- [15] Yildirim, I. and Prezzi, M. (2016). "Compaction and Shear Strength Behavior of Fresh and Aged Basic Oxygen Furnace (BOF) Steel Slag For Its Use in Geotechnical Applications"; Proceedings of the Geo-Chicago 2016: Sustainability, Energy, and the Geoenvironment, Geotechnical Special Publication, August 14-18, 2016 Chicago, Illinois.

PAMUKÇAY BARAJININ ÖLÇÜLEN DEPLASMAN/BOŞLUKSUYU PARAMETRELERİNİN SONLU ELEMAN ANALİZ SONUÇLARIYLA KARŞILAŞTIRILMASI

A COMPARATIVE STUDY BETWEEN MEASURED VALUES OF DİSPLACEMENT/PORE WATER PRESSURES WITH FINITE ELEMENT ANALYSIS RESULTS OF PAMUKCAY DAM

Taha TAŞKIRAN*1İbrahim Halil ORAL2

ABSTRACT

In this study; the settlement and seepage behaviour of Pamukcay Dam which is a 37.5 m high earthfill dam with clay core, is investigated for the end of construction and reservoir impoundment stages. Finite element analyses are performed to determine the displacements via Geostudio software. Material model parameters for analysis have been taken from the laboratory test results performed for the design of the dam which are mostly tri-axial and permeability tests. Some other parameters which are not measured were also taken from the related values of DSI specification. Dam were modelled by finite element model and analysis were performed by Geostudio software. Predicted and measured displacements were compared with the measured ones which has been recorded since 2012 by piezometers and extensometers. The result of this model is compared with the observing data of DSI and it was seen that both displacement and pore pressures are in well agreement with measured ones.

Keywords: earthfill dams, measured displacement, pore water pressure measurement

ÖZET

Bu çalışmada, kil çekirdekli, 37.5 m yükseklikli zonlu dolgu tipteki Pamukçay Barajının sızma ve oturma analizleri sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak araştırılmıştır. Analizlerde sonlu eleman metodu kullanan Geostudio programı kullanılmıştır. Yapılan analizler için gerekli olan parametreler tasarıma yönelik önceden gerçekleştirilmiş olan üç eksenli ve geçirgenlik deney sonuçlarından alınmıştır. İhtiyaç duyulan ancak deneysel olarak ölçülmemiş diğer parametreler ise ilgili DSI şartnamelerinden alınarak kullanılmıştır.

Anılan parametreler kullanılarak baraj gövdesi sonlu eleman modeli oluşturulmuş ve analizler Geostudio programı ile gerçekleştirilmiştir.

Gerçekleştirilen sonlu eleman analiz sonuçları ile elde edilen deformasyon ve boşluksuyu basınçları DSİ' nin 2012 yılından bu yana piyezometre ve ekstansometreler kullanılarak ölçmekte olduğu boşluksuyu basıncı ve deformasyon ölçüm değerleri ile karşılaştırılmıştır. Ölçümlerde, boşluksuyu basıncı "gövde tipi titreşen telli piyezometre" ve düşey deplasmanları ölçmek amacı ile de manyetik ekstansometre' kullanılmıştır.

^{*&}lt;sup>1</sup> Ünvan., Kurum adı, email (Yazışma yapılacak yazar)

² Ünvan., Kurum adı, email

Yapılan analizlerde, inşaat sonu aşaması için, hem boşluksuyu basıncı yönünden ölçüm değerleri ile uyumlu sonuçlar elde edilmiş hem de, hesaplanan deplasmanların ölçüm değerleri ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: toprak dolgu barajlar, ölçülen oturma, boşluk suyu basıncı ölçümü,

1. GİRİŞ

Barajlar büyük mühendislik yapıları olarak taşıdıkları önem nedeniyle inşaat süresi ve işletme süresi boyunca çeşitli ölçüm aletleri ile izlenmektedirler. Barajlarda meydana gelecek deformasyon, şev stabilite sorunları veya aşırı boşluk suyu basıncı barajlarda önlenemeyecek ciddi hasarlara yol açabilir. Ülkemizde yer alan barajların çoğunda kullanılmış olan gövde dolgu malzemelerin türü, şekli ve özellikleri farklılık gösterir. Bunun sonucunda inşası tamamlanan her barajın gerçekleştireceği deformasyon, boşluk suyu basıncı ve stabilite özellikleri farklılık gösterir. Sonradan oluşabilecek bu sorunlarla karşılaşmamak için barajların önceden yeterli düzeyde etüt ve fizibilite işlemleri yapılmalıdır. Baraj gövdesinde kullanılacak olan malzeme parametreleri, laboratuar testleri sonucunda, gerekli olan parametreler elde edilerek gerçekçi bir modelleme yapılarak analizlerin yapılması önem arz etmektedir. Sayısal yöntemler ile baraj modelenmesi günümüzde yaygın olarak başvurulan başlıca yöntemlerden biridir.

Sayısal modellemede kullanılacak olan parametreler laboratuvar ve arazi deneyleri ile elde edilmektedirler. Bu çalışmada sonlu eleman modellemesinde, kil çekirdek elastik-plastik model kullanılarak modellenmiştir.

Bu çalışmada, Diyarbakır ili, Silvan yolu, 40. km' de bulunan Pamukçay Çayı üzerinde yer alan Pamukçay Barajı sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiştir Yapılan modellemede parametrelerin çoğu, projeye veri temin etme amacı ile etüd çalışmaları kapsamında gerçekleştirilen deneylerden alınmıştır. Herhangi bir nedenle elde edilemeyen parametreler DSİ dolgu barajlar tasarım rehberi veya DSİ 103 nolu teknik bültene dayandırılarak elde edilmiştir. Barajın 2012 ve 2015 arasında meydana gelen düşey deplasmanlar ve boşluk basınçları sırasıyla manyetik ekstansometreler ve gövde tipi piyezometrelerle ölçülmüştür. Ayrıca bu çalışma kapsamında anılan baraj yeniden Geostudio 2012 programı aracılığıyla modellenerek düşey deplasmanlar, boşluk suyu basıncı ve şev stabilitesi hesaplanmıştır. Ölçülen ve hesaplanan bu değerler mukayese edilmiştir.

2. PAMUKÇAY BARAJININ ÖZELLİKLERİ

Pamukçay Barajı Diyarbakır İlinin sınırları içerisinde Silvan yolu 40. km de Pamukçay Çayı üzerinde bulunmaktadır. (Şekil 1). Pamukçay barajı GAP kapsamında yapımı devam eden Silvan Barajı depolama barajlarından (Başlar, Kuruçay, Bulaklıdere, Kıbrıs, Pamukçay, Ambar, Karacalar Barajı) biridir. Silvan barajından artan su kanallarla bu barajlarda depolanacak ve yörenin su ve toprak kaynaklarını geliştirerek Dicle sol sahil ovalarının Pamukçay vadisinde bulunan 5134 ha alanın cazibe ile sulanması sağlanılacaktır. 07.05.2010 yılında yapımına başlanılan Pamukçay barajı 19.11.2013 tarihinde yapımı tamamlanmıştır. Baraj gövde alanında 356264 m³ kil, 887539 m³ kum-çakıl dolgu ve 102629 m³ filtre dolgu malzemesi ve 55541 m³ kaya dolgu malzemesi kullanılmıştır. Gövde yüksekliği talvegden 31.50 m. olup, kret uzunluğu 512.14 m' dir. Baraj gölü minimum işletme, normal ve maksimum su seviyeleri sırası ile 18.28 ve 30.86 m, maksimum su seviyesinde göl hacmi 44.818 hm³, göl alanı ise 4. Şelmo formasyonu50 km² olarak belirlenmiştir.



Şekil 1. Baraj Gövdesi

3. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNİN DOLGU BARAJLARA UYGULANMASI

Deterministik metod, fiziksel kanunlara göre gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ile malzemenin özellikleri ve etki eden kuvvetler (yükler) hakkında bilgi sağlar. Deterministik metotta genelde Sonlu Elemanlar Metodu kullanılır. Sonlu Elemanlar Metodu, deformasyonların fonksiyonel modellenmesinde güçlü bir araçtır.

Sonlu elemanlar modellemesinde farklı zonların oluşturularak baraj geometrisinin oluşturulması, uygun malzeme modelleri ve parametrelerinin atanması ve sonlu elaman ağının oluşturulması aşamaları takip edilerek analiz yapılmaktadır. Yöntemi uygulamanın esas amacı gerçeğe yakın mühendislik değerlerinin elde edilmesini sağlamaktır. Yöntem, incelenen geometrinin sonlu parçalara bölünmesi, her parçanın bağlantı noktalarında bazı serbestlik noktaları yer alır. Bu serbestlik noktalarında her bir parçanın serbestlik derecelerini kapsayan denklemler mevcuttur. Bu sayede analizi istenen yapının sınır şartlarını içinde barındıran matematik model sağlanmış olur. Bu sayede sonsuz serbestlik derecesi olan sürekli ortam, sonlu serbestlik derecesi olan bir modele dönüştürülür ve buna "Sonlu Elemanlar Modeli" denir. Sonlu elemanlar ağında her eleman diğer elemana sadece bağlantı noktalarıyla bağlı olduğu varsayılmaktadır lakin esasında sonsuz sayıda nokta ile bağlıdır. Böylece düşey deplasmanların ve boşluk suyu basıncının bu noktalardan yapılan çözümlerle elde edilmesi sağlanacaktır. Laboratuar deneyleri sonucunda elde edilmiş olan parametrelerin bu yöntemde kullanılarak öngörülen düşey deplasmanları veya boşluk suyu basıncı hesaplamaları gerçekleştirilebilir.

Barajlarda sonlu elemanlar analizi en yaygın haliyle barajın temelinde rijitlik ve ölü yüklerin tatbik edilmesinden sonra bu tabakada inşaat aşamasında meydana gelebilecek düşey deplasmanlar ve boşluk suyu basıncının hesaplanması ve aynı yöntemle en son tabakanın yapımına kadar süregelmesini ifade eder. Tabakalar oluşturarak analiz yönteminin bir diğer yaygın kullanım alanı kil çekirdekli Dolgu Barajlardır. Kil çekirdekli dolgu barajlar tabaka halinde inşa edildiklerinden dolayı tek tabakada analiz etmek yeterince gerçekçi bir modelleme şekli olmayabilir. Örneğin tek kademeli bir baraj analizinde en çok oturma gövdenin kretinde olduğu sonucunu doğururken kademeli yani tabakalı analizde kretin

ortalarında en çok oturmanın olduğu gözlenmiştir. Bu konuda bir çalışmada Zomorodian ve ark. tarafından Sange Siah Barajı için yapılmıştır. Sange Siah, İran'da bulunan, 33 m yükseklikte ve kret uzunluğu 351.6 m olan kil çekirdekli kaya dolgu tipte bir barajdır. Baraj, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 15 ve 31 kademeli olacak şekilde modellenerek on ayrı analiz yapılmıştır. Analizlerde bir veya daha fazla kademeli modelin tanımlanmasının, oturma dağılımı ve miktarında farklı sonuçlara ulaşılmasına yol açtığı belirlenmiştir. (Zomorodian ve ark. 2006)

4. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Kil Çekirdekli Zonlu Toprak Dolgu Baraj biçiminde yapımı tamamlanan Pamukçay Barajı, iki boyutlu olarak analiz edilmiştir. Kil dolgu malzemesinin gerilme bağımlı, elastik ve plastik davranışını yansıtmak amacıyla sonlu elemanlar analizi Geostudio'da mevcut olan Elastikplastik zemin modeli kullanılarak yapılmıştır. Baraj için gerekli olan parametreler proje hazırlama aşamasında gerçekleştirilen laboratuar deneylerinden alınmıştır. Sonlu elemanlar yöntemiyle analizi yapılan Pamukçay Barajı boşluksuyu basınçları ve deformasyonlar açısından incelenmiştir. Baraj temeli şelmo formasyonu olarak anılan birime oturmakta olup, kum-çakıl dolgu malzemesi, filtre malzemesi ve kil çekirdek malzemesiyle inşa edilen barajda yalnız kil malzemesinin üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Diğer malzeme parametrelerinin çoğu projede yer verilen değerlerden alınmıştır. Proje yapım aşamasında da mevcut olmayan bazı parametreler ise DSİ' nin diğer barajlarda önerdiği değerler ışığında oluşturduğu "Dolgu Barajlar Tasarım Rehberi ve Teknik Bülteni" nde yer alan Tablolardan alınmıştır. Barajın inşa aşamasındaki gibi temel malzemesinin parametreleri de girilip daha sonra 3 m' lik tabakalar halinde ardaşık dolgu oluşturulması yerine tüm baraj gövdesinin tek tabaka olarak modellendiği analizlerde maksimum oturma krette olacaktır. (Clough ve ark., 1967)



Şekil 2: Pamukçay Barajının Sonlu Elemanlar Ağı

Bu çalışmada, inşa aşamasında değişen dolgu yüksekliklerine bağlı olarak, her kademe için ayrı ayrı olmak üzere oturma davranışı Geostudio sonlu eleman analizi programı ile incelenmiş ve yerinde ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır. Baraj kil çekirdeğinin içindeki boşluk suyu basıncını hesaplamak için Geostudio sonlu eleman analizi yapılmış bu bulunan değerler önceden ölçülen piyezometre değerleriyle karşılaştırılmıştır. Ayrıca şev analizi yapılarak obe ve mde deprem koşulları incelenerek baraj gövde şevlerinin güvenli bölgede kalıp kalmadığının kontrolü de yapılmıştır. Su tutulması durumu için ek bir analiz yapılarak baraj gövdesinde meydana geleceği tahmin edilen deformasyonlar da ayrıca belirlenmiştir.

5. SONLU ELEMAN BARAJ MODELÎNÎN OLUŞTURULMASI

5.1 Kil Çekirdek Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Baraj çekirdeğini oluşturan kil malzemenin sonlu elemanlar analizine veri teşkil edecek değerler, üç eksenli basınç deneylerinden alınmıştır. kil çekirdek zeminine ait üç eksenli basınç deney sonuçları ile Permeabilite katsayısı (k) ve birim hacim ağırlık değerleri ile Tablo. 1de verilmiştir.

Parametre	Değer
Permeabilite Katsayısı K (cm/s)	8.59 10 ⁻⁶
Birim Hacim Ağırlık (g/cm³)	1.92
Kohezyon, c (kPa)	155
İçsel Sürtünme Açısı, Φ (°)	15
Elastisite Modülü (kPa)	5000

Fablo 1 . Kil (Cekirdek Zemin Parametreleri ((DSİ ES Proje, 2009)
	•	

Permeabilite katsayısı değerleri göz önüne alındığında DSİ Teknik Bültende geçirimsizliğin sağlanabilmesi için bu değerlerin $10^{-6} - 10^{-8}$ cm/s değerleri arasında olması önerilmiştir. Dokuz numuneden alınan bu değerlerin tavsiye edilen değer aralığına yakın olduğu görülmüştür.

5.2 Baraj Temel Zemini Parametreleri

Basınçlı su testi (BST) sonuçlarına göre baraj yerinde bulunan birimler genel olarak geçirimsiz birimlerdir. Lugeon hesaplamalarına göre ortalamada 1-2 Lu (m/d/l) değeri bulunmuştur. Çok az seviyede 2 Lu (m/d/l) üzerinde değer elde edilmiştir. 1 lugeon değerine karşılık gelen yaklaşık permeabilite katsayısının 10-7 m/s' ye tekabül ettiği anlaşılmaktadır. (Rockmass 2011) Buna göre Pamukçay barajı bent yerini oluşturan birimler su tutma yönünden olumludur. Baraj temeli modeli için elastik-plasik model seçilmiştir. Şelmo formasyonuna ait diğer laboratuvar deney sonuçları aşağıda verilmiştir. Şelmo formasyonu baraj temelinde yer alması açısından baraja avantajlar sağlamıştır çünkü şelmo malzemesi geçirimsiz özellikler göstermektedir. Şelmo formasyonun Permeabilite katsayısının 1×10^{-7} m/s olarak seçilmesi uygun görülmüştür. Proje geoteknik raporunda Şelmo formasyonuna ait Elastisite Modülü 50000 Kpa, kohezyonu (c) 500 kPa ve birim hacim ağırlığı ise 20 kN/m³ verilmiştir (Tablo. 2).

Tablo 2. Baraj Temeline ait Malzeme Parametreleri

(DSİ ES	Proje,	2009)
---------	--------	-------

Parametre	Değer
Permeabilite Katsayısı K (m/s)	1x10 ⁻⁷
Birim Hacim Ağırlık (g/cm³)	2
Kohezyon c (kPa)	500
İçsel Sürtünme Açısı Φ (°)	35
Elastisite Modülü (kPa)	50000

5.3 Yarı Geçirimli Dolgu Malzemesi Zemin Parametreleri

Yarı geçirimli malzeme siltli, killi çakıl ve siltli kilden oluşan kısmen yamaç molozu ve kısmen alüvyon ile alttaki yerinde ayrışmış kayadan oluşur. Bu alanda 5 adet araştırma çukuru açılmış ve 3 adet torba örnek alınmıştır. DSİ Dolgu Barajlar Tasarım Rehberine göre yarı geçirimli malzeme, geçirimlilik katsayısı K= 10^{-4} - 10^{-6} cm/s arasında olan ve içinde ince dane oranı (Pamukçay Barajı ince dane oranı %9) %12' den az olan malzemedir. Dolgu malzemesi için Permeabilite deneyi yapılmadığı için Dolgu Barajlar tasarım rehberinde bahsedilen yarı geçirimli Permeabilite katsayısı değer aralığında tavsiye edilen K=10-4 cm/s değeri alınmıştır. Kum Çakıl karışımı malzemede maksimum tane çapı 7.5 cm' den daha büyük olmamalıdır.

Parametre	Değer
Permeabilite Katsayısı K (cm/s)	1x10 ⁻⁴
Birim Hacim Ağırlık (g/cm³)	2.03
Kohezyon c (kPa)	15
İçsel Sürtünme Açısı Φ (°)	30
Elastisite Modülü (kPa)	2000

Tablo 3. Dolgu Malzemesine ait Parametreler olarak değiştirilebilir (DSİ ES Proje, 2009)

Pamukçay Barajı geoteknik raporunun ekli dosyası olan gövde sayısal hesap raporunda yer alan parametrelerde geçen değerler sırasıyla içsel sürtünme açısı (Φ) 30°, kohezyonu (c) 15 kPa, ve Elastisite modülü ise 2000 kpa'dır (Tablo 3.). Malzemenin parametre değerleri ve diğer fiziksel özelliklerinin DSİ dolgu Barajlar tasarım rehberinde bahsedilen değer aralıklarıyla örtüştüğü sonucuna varılmıştır.

5.4 Filtre Malzemesi Parametreleri

Filtre zonları baraj kil çekirdeğinden sızan suların en kısa yoldan ve en kısa sürede baraj dolgusundan uzaklaştırılmasıdır. Bunun için filtre zonları yeterli deşarj kapasitesine sahip olmalıdır. Borulanmaya karşı önleyici ve stabiliteye destek olmalıdır.

Geçirimsiz çekirdek zonun memba ve mansap taraflarında bulunan ince ve kaba filtre zonları çok iyi derecelenmiş olmalı ve DSİ Dolgu Barajlar Tasarım Rehberinde söz edilen filtre kriterlerine uymalıdır.

Geçirimli malzeme geçirimlilik katsayısı $K=10^{-4}$ cm/s den az, ince tane içeren kum çakıl ve blok olan malzemedir. İnce malzeme miktarı %5' den fazla olmalıdır.

Filtre Çakılın permeabilitesi ise Proje Geoteknik raporunda 5 x 10^{-3} m/s olarak verilmiştir. Filtre malzemesine ait Elastisite Modülü 70000 Kpa, kohezyonu 0 kPa ve özgül ağırlığı ise 20.2 KN/m3 verilmiştir (Tablo. 4).





Figure 9. Comparison between simulated and experimental curve for mini-pressuremeter test realized on Hostun sand in IMG, France

			Model parameters			
Test	$\gamma_{\rm d}({\rm kN/m}^3)$	$P_0(kPa)$	E (MPa)	А	φ' (°)	γ
H152P21	15.2	21	35	0.005	36	0
H155P18	15.5	18	13	0.015	36	0
H155P34	15.5	34	16	0.004	39	0
H157P47	15.7	47	15	0.01	35	0.001
H161P34	16.1	34	45	0.001	40	0.003
H161P57	16.1	57	35	0.0008	40	0.003

Table 2. Results comparison

	Friction angle φ' (°)				
Test	Duncan	ncan Lade ECL Proposed method Tria			
H152P21	33	37	36	36	35
H161P27	38	39	38	40	37.5
H152P18	-	-	-	40	35
H157P27	36	-	34	35	35
H155P18	-	37	37	36	35
H155P34	39	40	40	39	37.5

In Table 1, we show the model parameters deduced from the different simulations. Comparison of the friction angles in Table 2 shows that all methods including triaxial test provide friction angles included in a thin range.





Figure 9. Comparison between simulated and experimental curve for mini-pressuremeter test realized on Hostun sand in IMG, France

			Model parameters			
Test	$\gamma_{\rm d}({\rm kN/m^3})$	$P_0(kPa)$	E (MPa)	А	φ' (°)	γ
H152P21	15.2	21	35	0.005	36	0
H155P18	15.5	18	13	0.015	36	0
H155P34	15.5	34	16	0.004	39	0
H157P47	15.7	47	15	0.01	35	0.001
H161P34	16.1	34	45	0.001	40	0.003
H161P57	16.1	57	35	0.0008	40	0.003

Table 1. Model parameters

Table 2. Results comparison

	Friction angle φ' (°)				
Test	Duncan	Lade	ECL	Proposed method	Triaxial test
H152P21	33	37	36	36	35
H161P27	38	39	38	40	37.5
H152P18	-	-	-	40	35
H157P27	36	-	34	35	35
H155P18	_	37	37	36	35
H155P34	39	40	40	39	37.5

In Table 1, we show the model parameters deduced from the different simulations. Comparison of the friction angles in Table 2 shows that all methods including triaxial test provide friction angles included in a thin range.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

	EX 1	EX2	EX 3
	(cm)	(cm)	(cm)
Deplasman	7	3	4

Tablo 5. Manyetik Ekstansometre ile elde edilen Ortalama oturma Değerleri

Tablo 6. Ölçüm ve Analiz ile Sonucu hesaplanan deplasmanların karşılaştırılması

	EX _{max, ölçüm}	EX _{ORT, ölçüm}	Ex analiz
	(cm)	(cm)	(cm)
Deplasman	7	4.67	5

Yukarıda verilen tabloda görüleceği üzere, inşaat aşamasının tamamlanmasının hemen sonrasında ekstansometreler ile yapılan okuma değerlerinin 7, 3, 4 cm mertebesinde kaldığı ve ortalama değerin 4,67cm olduğu görülmektedir. Yine benzer şekilde inşaat sonu aşamasını temsil eden sonlu eleman analizinde krette meydana gelen deplasmanın 5 cm mertebesinde olduğu görülmüştür. Bu nedenle ölçüm ve analiz sonuçları ile elde edilen deplasman değerleri arasında uyumlu bir yakınlığın olduğu söylenebilir.

Ancak, analiz sonucu elde edilen Dolu Hazne Durumunda (İşletme Durumu) barajın nihai olarak 0.8 metre oturma yapacağı hesaplanmıştır. Bu çalışmanın hazırlık aşamasında baraj 3 yıllık olduğu için henüz nihai oturmasını gerçekleştirmemişti. Bu aşamada bu değerlerin karşılaştırılabileceği herhangi bir done bulunmamaktadır. Ölçümlerin devam etmesi durumunda bu değerler önümüzdeki tarihlerde hesap ve ölçüm değerlerinin karşılaştırılması daha anlamlı olacağı sonucuna varılmıştır. Pamukçay Barajının şu anda bu değerden oldukça uzakta olduğu görülmektedir.

Tablo 7. Pamukçay Barajında Analiz Sonucunda Hesaplanan Boşluk Suyu Basıncı ve Sızma

.

.

	Boşluk Suyu Basıncı (kPa)	XY yönündeki sızma hızı (m/s)
DPZ 1	-67.6468	1.20x10 ⁻⁷
DPZ 2	100.5982	7.01x10 ⁻⁸
DPZ 3	28.0563	3.04x10 ⁻⁷

Tablo 8. Pamukçay Barajı Dolgu Tipi Piyezometre Okuma Sonuçları(Sangari 2011-2015)

	Başlangıç Boşluk suyu basıncı (Kpa)	Dolu Hazne Durumunda Boşluk Suyu Basıncı (Kpa)
DPZ 1	16.5	114.3
DPZ 2	14.3	119.3
DPZ 3	12	46.3

Su Tutma İşlemi Başından–Dolu Hazne Durumuna kadarki ölçülen Boşluk Suyu Basıncı Değerleri Farkı (Kpa)	Analiz ile Hesaplanan (Kpa)
97.8	-67.6468
105	100.5982
34.3	28.0563

Tablo 9. Analiz sonucu elde edilen Boşluksuyu basınçları

8. SONUÇLAR

Pamukçay Barajı 2013 yılında işletmeye açılan kil çekirdekli zonlu baraj tipinde yapılmıştır. Pamukçay Barajı inşaatı Güneydoğu Anadolu Bölgesinde bitirilen barajlar içinde en yakın zamanda yapımı tamamlanan bir baraj olmasının yanında baraj ölçüm değerlerinin güncel ve düzenli olmasından dolayı seçilmiştir. Pamukçay Barajında ölçüm yapmak amacı ile 2 farklı tipte ölçüm aletleri kullanılmıştır. Bunlardan biri boşluk basıncını ölçen Gövde Tipi Titreşen Telli Piyezometre ve bir diğeri de düşey deplasmanları ölçen Manyetik Ekstansometre' dir.

İncelenen baraj da zemini modellemek amacı ile Elastik-Plastik zemin modeli kullanılarak modelleme yapılmıştır. Laboratuvar deney sonuçlarından ve DSI teknik şartnamesinden alınan parametreler kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Analiz sonucunda Pamukçay Barajı kreti için elde edilen oturma değerlerinin gerçekleşen oturma değerleri ile karşılaştırıldığında birbirine yakın olduğu görülmektedir. Bu durum, oturmalar açısından, zonlu baraj modellemesinde sonlu eleman yönteminin gücünü ve modellemenin başarısına işaret ettiği şeklinde yorumlanmıştır. Benzer şekilde su tutma işlemi başı–dolu hazne durumuna kadar geçen sürede ölçülen boşluk suyu basıncındaki değişim miktarı ve sonlu eleman programı kullanılarak elde edilen boşluksuyu basıncı değerlerinin de uyumlu olduğu görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Çalışmada veri temini konusunda yardımlarını esirgemeyen DSI X. Bölge Müdürlüğüne değerli katkılarından dolayı teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Clough, R.W, Woodward, R.J., (1967) Analysis of Enbankment Stresses and Deformations J. of Soil Mech and Found Div.
- [2] GAP Batman Silvan Projesi Diyarbakır Pamukçay Barajı Kati Proje Raporu ES Proje Nisan 2009, Ankara S,1-120
- [3] GAP Batman Silvan Projesi Diyarbakır Pamukçay Barajı Kati Proje Albümü ES Proje 2010, Ankara S,1-323
- [4] Orman ve Su İşleri Bakanlığı Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü 1. Barajlar Kongresi Dolgu Barajlar Tasarım Rehberi Ekim 2012 Ankara S, 1-151

- [5] Orman ve Su İşleri Bakanlığı DSİ 10 Bölge Müdürlüğü Laboratuvar Deney Sonuçları 2015 Diyarbakır S,1-1
- [6]Technical Units used in Rock Engineering 2011 [http://www.rockmass.net/articles/misc/useful/_info.html].
- [7] Zomordion, A., Sahabzadeh, K., Oaria, A., 2006, Effect of Number of Layers on Incremental Construction Analysis of Earth Dams, The Electronic J. Of Geotech.
- [8] Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S. (2008), "Sivilaşma Potansiyelinin Belirlenmesinde Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) Sönümlenme Yönteminin Uygulanması", Tübitak, Proje No: 104M387.
COMPLEX LABORATORY TESTS FOR DETERMINATION OF STRENGTH-DEFORMABILITY PARAMETERS IN UNSATURATED CONDITIONS FOR SAND FROM TAILING DAM

BARAJDAN KAYIŞINDA KUMAŞ İÇİN GÜÇ-KUSURSUZLUK PARAMETRELERİNİN BELİRLENMİŞ KOŞULLARINDA BELİRLENMESİ İÇİN KOMPLEKS LABORATUVAR TESTLERİ

Zoran JOVANOV*¹ Jovan Br. PAPIĆ² Sead ABAZI³ Igor PEŠEVSKI⁴

ABSTRACT

One significant portion of the Earth's surface is subjected to dry and semi-dry climatic conditions, and consequently, many of the soils in engineering practice are unsaturated. A specific type of structures where the change in the degree of saturation is a result of both climatic changes, as well as draining conditions are tailing dams. Tailing dams are objects of capital importance where the downstream slope is made of fine sand in wet condition. The draining reduces the saturation degree, which favorably influences the behavior of the dam. However, this aspect is not considered during their design, so there always remains the dilemma of "reserves" of shearing strength. Hence, the interest arises to study the properties of tailing sand in different conditions of saturation and to implement them in the numerical analysis for the calculation of stresses, strains and stability. Such dedicated tests are carried out at several high-educational institutions, and thereafter applied in the stability analyses. The obtained lab-numeric results contribute to the clarification of the role and influence of partial saturation on the shear strength, slope stability and deformability of tailing sand. **Keywords: tailing sand, degree of saturation, shearing resistance, deformability.**

ÖZET

Dünya'nın yüzeyinin önemli bir kısmı kuru ve yarı kuru iklim koşullarına maruz kalır ve sonuç olarak mühendislik uygulamasındaki toprakların çoğu doymamıştır. Doygunluk derecesinin değişiminin hem iklim değişikliklerinin hem de boşaltma koşullarının bir sonucu olduğu spesifik bir yapı türü, atık barajlarıdır. Kuyruk barajları, aşağı yamacın ıslak koşullarda ince kumdan yapıldığı yerlerde sermaye açısından önemi olan nesnelerdir. Boşaltma, barajın davranışını olumlu etkileyen doygunluk derecesini azaltır. Bununla birlikte, bu özellik tasarımları sırasında dikkate alınmaz, bu nedenle daima kesme kuvvetinin "rezervleri" ikilemi kalır. Bu nedenle, ilgi doygunluk farklı koşullarda kum atık özelliklerini incelemek için ve gerilmeler, suşları ve stabilite hesaplanması için sayısal analiz bunları uygulamaya ortaya çıkar. Bu gibi özel testler birkaç yüksek öğretim kurumunda yürütülür ve bundan sonra istikrar analizlerinde uygulanır. Elde edilen laboratuar ve sayısal sonuçlar kısmi

^{*1} M.Sc., MAJO Group, Skopje, R. Macedonia; jovanov@majogroup.mk

² Ph.D., Faculty of Civil Engineering – Skopje, blvd. Partizanski odredi No.24, Skopje, R. Macedonia; papic@gf.ukim.edu.mk

³ M.Sc., the same as above; sead@gf.ukim.edu.mk

⁴ Ph.D., the same as above; pesevski@gf.ukim.edu.mk

doyumun rolü ve etkisinin açıklığa kavuşturulmasına, kayma mukavemetine, eğim stabilitesine ve atık kumun deforme olmasına katkıda bulunur.

Anahtar kelimeler: kuyruk kumu, doygunluk derecesi, kesme direnci, deformabilite.

1. INTRODUCTION

Soil mechanics can be divided into a part that relates to saturated soils, and a part that deals with unsaturated soils. This division is necessary because of the fundamental differences in the properties and behavior of saturated and unsaturated soils. Namely, saturated soil is composed of soil particles and water, whereas unsaturated soil is a system that consists of soil particles, water, air and air-water contractile skin. Moreover, pore-air can be considered a continuous phase when the degree of saturation is below 85-90%. Mechanical properties of saturated soils are described using effective stress (Terzaghi, 1936), but for the description of mechanical properties of unsaturated soils, total normal stress and matric suction are necessary. Among the factors contributing to unsaturated soils in the surface layer are the seasonal climatic conditions that affect the mechanical properties of the soil, which should certainly not be treated as saturated. But, the climatic conditions are not the sole factor responsible for the occurrence of unsaturation. Tailing dams are objects used for disposing of the tailings generated by flotation of minerals from ore, whereby the sand in the downstream dam is filled in wet condition. The draining reduces the saturation degree of the sand. This positively influences the strength-deformability parameters and the stability of tailing dams, aspects that are routinely calculated in unfavorable conditions, i.e. at saturated conditions. However, there always remains the dilemma about "reserves" of shearing strength, which arouses interest in examining the strength and deformability characteristics of tailing sand at different degrees of saturation and their application in numerical analyses of stress and deformation of tailing dams and their stability. With reference to this, an examination was performed of tailings sand obtained from an active tailing dam in the R. Macedonia (it should be noted that some of these dams have heights of over 100 m, they are located in seismic zones and near residential areas, which places them in the category of dams that require special monitoring), whereupon at the Faculty of Civil Engineering in Skopje, in addition to other standard classification tests, tests were conducted to determine the deformability and strength properties of the samples, while the Faculty of Agricultural Sciences and Food determined the unsaturated shear strength with the soil-water characteristic curve; however those results are not presented here.

One of the aims of this research is to use the thus obtained strength-deformability properties for slope optimization, owing to numerical modeling which will enable the laboratory values to be applied to different heights of the analyzed tailing dam.

2. DEVELOPMENT OF UNSATURATED SOIL MECHANICS

In the initial geotechnical studies, unsaturated soil was a part of soil mechanics. Thus, at the first ISSMGE conference, the fundamental principles of unsaturated soil mechanics were established, which for decades continued to serve as the basic postulates around which research and knowledge was developed in this field. It took many decades for the basic theoretical frameworks and equations of unsaturated soil mechanics to be posited.

Terzaghi (1943) dealt with the problems of unsaturated soil. He was the first to emphasize the importance of the air-water contractile skin in determining the mechanical properties of

unsaturated soil, and he also showed there is impact on the shear strength, and underlined the continuous dependence of moisture and suction, as well as that the coefficient of soil permeability is function of the degree of saturation.

At the same time, Valle-Rodas (1944) studied the capillarity of soil, and Lane & Washburn (1946) tested cohesionless soils with different granulometric composition, the experimental results of which confirmed the validity of Terzaghi's equations for capillary rise height. Similarly, Lambe (1951) conducted capillary rise experiments, and experiments with drainage of sand and silt soils with different degrees of saturation.

A research into the volume change and shear strength of unsaturated soil was begun in the late 1950s. In this context, especially notable are the researches of Black & Croney (1957), Williams (1957), Bishop et al. (1960), and Aitchison (1957). Their work led to a whole series of so-called effective stress equations of unsaturated soils. As a result of the increased interest in and research of unsaturated soil, the following period gave rise to doubts about the possibility of using equations that treat only effective stress. This gradually led to the acceptance of the concept that in unsaturated soil there are two independent stress variables that significantly affect its mechanical properties. The most important works here are Coleman (1962), Matyas & Radhakrishna (1968), and Fredlund & Morgenstern (1976) (1977). Particularly, the work of Lytton (1967) should be emphasized as one of the pioneers in the research of unsaturated soil who established the firm theories and foundations of unsaturated soil mechanics. At the First International Conference, held in Paris 1995, there was broad and generally accepted consensus that in defining mechanical properties of unsaturated soil the concept of two independent stress variables should be used. However, experiments related to determination of the shear strength of unsaturated soils are time consuming and require extensive laboratory facilities, which are costly, which clearly shows the need for a simpler and more practical approach. Some researchers tested shear strength of unsaturated soils without having knowledge of the pore pressure of air and of water at failure, e.g. Aitchison (1957). Among researchers that have recently tried a more simple approach are Vanapalli and Lane (2002).

3. LABORATORY TESTS

As mentioned, for the research, material from an active tailing dam was tested, and certain physical-mechanical characteristics, including specific weight, were determined under laboratory conditions. In view of the fact that the material comes from a lead and zinc mine, greater specific weight was expected, which is 2.71. At the same time, grain size analyses showed that the material is almost clean sand, with generally less than 10% silt, and not more than 5% gravel, with Cu = 4 and Cz > 1. Additionally, capillary rise was tested, which found that water rises more than 70 cm in 48 h, and the water permeability coefficient was also determined as 10^{-4} - 10^{-5} m/s. The test of the relative density showed that the minimum and maximum porosity coefficients respectively are 0.73 and 1.14.

3.1. Direct Shear

Due to the varying moisture conditions, different degrees of saturation are expected to be present in the tailing dam body, which affects the behavior of the material. Thus, defining the range of variation in shear strength and deformability in function of the degree of saturation of the material is of key importance. In this regard, to a standard quantity of dry material, with $\gamma_d=15.6 \text{ kN/m}^3$, a different quantity of water was added so as to reach a degree of saturation of 25%, 50%, 75%, and 100%, which were maintained during the test. In order to define the

shear strength parameters, the material was inserted into a standard direct shear apparatus, using a specimen with dimensions of 6x6x2 cm, which is adequate for the total grain size composition of the tested material. Another characteristic of tailing dams, apart from the different degree of saturation, is that they generate significant load, which is why it was of interest to observe the behavior of the material in a wide interval of normal stresses, for which reason it was exposed to intensities of 60, 100, 200, 400, and 800 kPa. During this, the shear was performed with a constant speed of 0.2 mm/min which assumes provided drainage if we keep in mind that the speed is relatively low and the test lasts for approximately an hour, while water permeability is considerable. This provided suitable conditions to determine a valid interpretation of the failure envelope in a wide range of loads, whether by a linear or nonlinear failure envelope. It should be noted that during the testing of the specimen, after reaching peak shear strength, the specimens are exposed to shear until tangential stresses are stabilized, that is, until ultimate values are obtained, after which the specimen is released, so that it can be subjected to the next shear cycle, and, after the repetition of the procedure, to a third cycle. In this way, for all normal stresses, residual resistance after three cycles is determined. A tabular overview of the obtained values is given bellow:

				(I :	and III s	hear cyc	ele)		U		
Degree of saturation [%] and cycle number [I and III]											
σ	τ	0 % I	0 %	25 %	25 %	50 %	50 %	75 %	75 %	100%	100%
		0 % 1	III	Ι	III	Ι	III	Ι	III	Ι	III
60kPa –	τ_{max}	72.47	47.58	54.0	54.0	44.8	47.6	60.4	43.9	54.9	72.5
	Trac	58.56	47.58	54.0	47.6	43.0	46.7	53.1	43.9	51.2	47.6

Table 1. Peak and residual shear strength obtained by direct shear testing at $\sigma=60$ kPa

Table 2.	Peak and residual shear strength	n obtained by dir	rect shear te	sting at $\sigma=200$ kPa
	(I and II	I shear cycle)		

~	τ			Degree	of saturati	on [%] a	nd cycle r	umber [I and III]		
0		0 % I	0 % III	25 % I	25 % III	50 % I	50 % III	75 % I	75 % III	100% I	100% III
200	$ au_{max}$	256.2	192.15	124.4	134.5	135.4	135.4	170.2	131.8	187.6	256.2
kPa	τ_{res}	211.36	192.15	121.7	130.8	131.8	123.5	157.4	131.8	186.7	192.2

Table 3. Peak and residual shear strength obtained by direct shear testing at σ =800 kPa (I and III shear cycle)

(
σ	τ		Degree of saturation [%] and cycle number [I and III]						
	l	25 % I	25 % III	50 % I	50 % III	75 % I	75 % III		
800 kPa -	$\tau_{\rm max}$	432.8	505.1	479.5	503.3	505.1	503.3		
	τ_{rez}	431.9	401.4	479.5	495.9	503.3	495.0		

For a better comparison, the obtained results are also presented as diagrams.



Figure 1. Peak shear strength in relation to the degree of saturation (I shear cycle)



Figure 2. Ultimate shear strength in relation to the degree of saturation (I shear cycle)



Figure 3. Residual shear strength in relation to the degree of saturation (III shear cycle)

From the diagrams on the Figures 1 and 2 it can be seen that the failure envelope at 75% saturation is the highest and covers all the rest. Bearing in mind that optimal moisture usually relates to a similar degree of saturation, this once again confirms that the shear strength of the material is the highest in these conditions. At the same time it can be seen that the failure envelope for a saturation of 25%, which would occur at the near-surface zone of the tailings dam, drops considerably in the high stress zone; however, these are not present at the downstream slope, at least not at that degree of saturation, and thus it is not relevant. It is important to note that the residual angle of shearing resistance practically doesn't depend on the saturation degree, varying in the case under consideration between 31-32°. The tables below show the calculated strength parameters in relation to moisture.

degree (1 and 111 cycle)											
4	Moisture [%] and cycle number [I, III]										
φ	0 % I	0 % III	25 % I	25 % III	50 % I	50 % III	75 % I	75 % III	100 % I	100 % III	
φ _{max}	39.6	/	28.0	31.3	31.2	31.6	31.4	32.1	30.3	29.8	
φ _{rez}	/	32.25	27.7	31.4	31.3	30.9	31.3	31.5	29.6	29.6	

Table 4. Peak and residual values of the shearing resistance angle in relation to saturation degree (I and III cycle)

As can be seen, the increase in the saturation degree leads to changes in the shear strength parameters, with peak internal friction angle increasing to its maximum at 75 % saturation degree. Conversely, cohesion manifests greater oscillation and is not presented here, since there is no possibility to determine certain lawfulness. This was also confirmed by Shwan & Smith (2015) who express their uncertainty regarding the angle of shearing resistance. Lu & Wu (2006), however, conclude that the angle does not vary more than 3° regardless of the degree of saturation, but also increases with the decreasing of normal stress, thus manifesting a nonlinear failure envelope, which is all consistent with the here presented findings, as part of the research of Jovanov (2017).

3.2. Oedometer test

Specimens with 25, 50, 75 and 100 % saturation degree, which is maintained during the test, and with previously determined dry volumetric weight, were tested in an oedometer apparatus. Namely, the specimens were gradually exposed to pressures of 25, 50, 100, 200, 400, and 800 kPa and left for 24 h at each level for settlements' stabilization. After the completion of the test, the specimens are unloaded, and the results are presented in relation to the change in the modulus of compression.

Modulus of compression M		Degree of saturation [%]						
Modulus of co	Wodulus of compression M _v		50%	75%	100%			
	25 kPa	3945.83		3154.17				
	50 kPa	3358.93		4271.59	2350.0			
m [l-Do]	100 kPa	4436.90		5180.56	2522.95			
р [кга]	200 kPa	8006.52	7662.24	7374.00	5086.52			
	400 kPa	10990.91	9464.10	11712.90	8216.28			
	800 kPa	16324.14	13325.93	17800.00	14044.90			
Compression index Cc		0.1323	0.1640	0.1241	0.1555			
Δh [mm]		1.48	1.28	1.4	2.04			

Table 5. Modulus of compression in relation to the specimen's saturation degree

Similarly to the findings from the test for determining the shear strength parameters, the oedometric test shows smaller deformability of the material at 75% saturation, which also applies to the compressibility index. These parameters and values indicate that the saturated material has lower compressibility modulus, i.e. that it will settle more.

Those were found to correlate well with the parameters obtained via SWCC, including the results from the stability and deformability analyses, as presented in Jovanov (2017).

4. CONCLUSION

From the results of the laboratory tests, the following conclusions can be drawn:

- The results presented contribute to the progressive elucidation of the effects of unsaturation on strength and deformability of soils, a phenomenon that constantly puzzles engineers. Namely, in accordance with the standards, strength-deformability properties are tested at wet conditions that are valid below the filtration line, but are also applied above it, and thus designing is for pessimistic scenario. They will undoubtedly occur in certain unfavorable conditions, but until then, the tailing dam will function according to parameters in conditions of partial saturation, which can be significantly higher than the standard. Surely, this also requires increased efforts from the employees, and does not exclude the need for traditional tests to carry out the typical analyses.

- It can be noted that the parameters tested for different levels of saturation allow for a more realistic modeling of the problems and indicate a solid reserve in the reliability of the tailings dam which will last for most of the duration of exploitation. It is exactly what needs to be applied and used when there is a need for repairs, interventions in the downstream slope etc., and it is stimulated by the presence of vegetation, which is commonly present in downstream inclinations of tailings dams.

However, the experienced also indicates that there is room and need for more precise correlating of results from different laboratory tests which will allow furthering of the knowledge on unsaturated soils. This will enable a bigger contribution to the elucidation of the analyzed problem, and will also emphasize the need for more precise definition of the parameters of unsaturated soil, a field which is relatively underdeveloped in our region, which sometimes provides for safety, but it can also be a limiting element in analyses and criteria fulfillment. Until then, the experiences described can be used in the design, optimization, or temporary activities of tailings dams in the Republic of Macedonia.

The simple approach presented throughout this project should encourage geotechnical and geoenvironmental engineers to put the unsaturated soil theories to practice, as well as to stimulate further investigations for proposing simple techniques for interpreting the properties of unsaturated soils.

REFERENCES

- [1] Terzaghi, K. (1936) "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc. NY
- [2] Terzaghi, K. (1943) "Theoretical Soil Mechanics", prema: Teorijska mehanika tla. tiskano 1972, Naučna knjiga, Beograd.
- [3] Valle-Rodas, R. (1944). Capillarity in sands, Proceedings Highway Research Board, Vol. 24, pp. 389–396.

- [4] Lane, K.S. and Washburn, S.E. (1946) "Capillary test by capillary-meters and by soil filled tubes", Proceeding of Highway Research Board, V. 26, pp.460-475.
- [5] Lambe, T. W. (1951) "Capillary phenomena in cohesionless soils, Transactions ASCE, Vol. 116, pp. 401–423.
- [6] Black, W. P. M., Croney, D. (1957) "Pore water pressure and moisture content studies under experimental pavements", Proc. of 4th ICSMFE, London, Vol. 2, pp.94-103.
- [7] Williams, A. A. B. (1957) "Studies of shear strength and bearing capacity of some partially saturated sands" Proc. of the 4th ICSMFE, London, Vol. 3, pp. 453–456
- [8] Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., and Donald, I. B. (1960) "Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils" - paper presented at the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, University of Colorado, Boulder, CO, 1960, pp. 503–532
- [9] Aitchison, G. D. (1957) "The strength of quasi-saturated and unsaturated soils in relation to the pressure deficiency in the pore water", Proceedings of the 4th ICSMFE, London, pp. 135–139.
- [10]Coleman, J. D. (1962) "Stress/strain relations for partly saturated soils", Geotechnique, Vol. 12, No. 4, pp. 348–350.
- [11] Matyas, E. L., and Radhakrishna, H. S. (1968) "Volume change characteristics of partially saturated soils", Geotechnique, 1968, Vol. 18, No. 4, pp. 432–448.
- [12] Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. (1976) "Constitutive relations for volume change in unsaturated soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No. 3, pp. 261–276.
- [13] Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. (1977) "Stress state variables for unsaturated soils", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, Vol. 103, No. GT5, pp. 447–466.
- [14] Lytton, R. L. (1967) "Isothermal water movement in clay soils", PhD Thesis, University of Texas, Austin, TX, 1967.
- [15] Vanapalli, S.K. and Lane, J. (2002) "A simple technique for determining the shear strength of unsaturated soils using the conventional direct shear apparatus", Second Canadian Specialty Conference on Computer Applications in Geotechnique, Winnipeg, Canada, pp.245-253.
- [16] Shwan B.J., Smith C.C. (2015) "Investigation of the shear strength of unsaturated sand using a modified direct shear apparatus", Proceedings of the XVI ECSMGE, Edinburg, pp.3353-3357.
- [17] Lu N., Wu B. (2006) "Unsaturated Shear Strength Behavior of a Fine Sand", Proceedings from the Second Japan-U.S. Workshop on Testing, Modeling and Simulation in Geomechanics
- [18] Jovanov, Z. (2017), "Influence of strength-deformability parameters determined in unsaturated conditions on the stress-deformability state and stability of tailing dams", M.Sc., University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, R. Macedonia, 105p.

METHODOLOGY FOR PREPARATION OF THEMATIC GEOTECHNICAL MAPS FOR URBANIZATION PURPOSES USING POLYNOMIAL INTERPOLATION METHOD

POLİNNOMİAL İNTERPOLASYON YÖNTEMİNİ KULLANARAK KENTLEŞME AMAÇLARI İÇİN TEMATİK JEOTEKNİK HARİTALARIN HAZIRLANMASINA ¥ÖNELİK

Natasha NEDELKOVSKA*¹

ABSTRACT

This paper describes a methodology for definition of geotechnical conditions for urbanization suitability zoning, which is very popular and complex engineering field. The main goal is to present an approach for preparation of thematic geotechnical maps, which should serve as basis for planining activities. In order to prepare these maps, appropriate zoning methodology is proposed, where, the terrain suitability for urbanization depends on following basic factors: engineering-geological properties of the present materials, slope angle, groundwater level, seismicity and excavation conditions. According to the proposed methodology, ratings are assigned to the selected factors, depending on their importance for successful urbanization. Based on the assigned ratings, rating map for each factor is prepared, and then the final map is created, representing the sum of influences of each analyzed factor on the urbanization suitability. On all prepared maps, four terrain categories according the suitability for construction - urbanization, are separated. The proposed zonation methodology is practically applied for the territory of City of Skopje.

Keywords: urbanization, zoning, suitability, maps, polynomial interpolation method

ÖZET

Bu makale, çok popüler ve karmaşık mühendislik alanı olan kentleşme uygunluğu imar planı için jeoteknik şartların tanımlanması için bir metodoloji tanımlamaktadır. Ana hedef, planlama faaliyetleri için temel oluşturacak tematik jeoteknik haritaların hazırlanması için bir yaklaşım sunmaktır. Bu haritaların hazırlanabilmesi için, kentleşme için arazi uygunluğunun şu temel faktörlere bağlı olduğu uygun imar yöntemleri önerilmektedir: mevcut malzemelerin mühendislik-jeolojik özellikleri, eğim açısı, yeraltı suyu seviyesi, sismiklik ve kazma koşulları. Önerilen metodolojiye göre, başarılı şehirleşme için önemlerine göre seçilen faktörlere dereceler atanmaktadır. Tahsis edilen derecelendirmelere dayanarak, her bir faktör için derecelendirme haritası hazırlanır ve daha sonra analiz edilen faktörlerin kentleşme uygunluğu üzerindeki etkilerinin toplamını temsil eden son harita oluşturulur. Hazırlanan tüm haritalarda, inşaat - kentleşme için uygunluğa göre dört arazi kategorisi ayrılmıştır. Önerilen imar yöntemi, Üsküp Kenti için pratik olarak uygulanmaktadır.

Anahtar Kelimeler: kentleşme, imar, uygunluk, haritalar, polinom enterpolasyon yöntemi

^{*&}lt;sup>1</sup> MSc., Macedonian, <u>n_nedelkovska@hotmail.com</u>

1. INTRODUCTION

With the long development of civil engineering, it became obvious that for rational and successful urban planning, design and construction of structures, an excellent understanding of the ground conditions is essential. Different factors govern the behavior of the natural rock masses during the construction and exploitation phase and these should be all well understood in order to have successful projects.

Depending on the location of each particular structure, the influence of these factors can have different meaning. As most important in most cases we can consider the morphological, geological, seismic, hydrological, hydrogeological and geotechnical factors. Complete understanding of these factors, will enable definition and allocation of the different geohazards. In many instances, the combination of the geo-hazards and the engineering activities has been reason for enormous socio-economic damages, and unfortunately even human losses. (Jovanovski M. 2012, Peshevski I. 2015)

In order to prevent and avoid these socio-economic losses, worldwide practice and trend is the preparation of appropriate thematic maps that serve as basis for urbanization purposes.

The preparation of these maps is according appropriate methodologies, based on detailed analysis of available literature, specific principles for site zoning, and right selection of various qualitative and quantitative parameters.

Terrain zoning on these maps is presented, from which urbanization suitability categories can be recognized. The use of such maps before the start of the processes of planning and construction, helps engineers to avoid terrains with natural unfavorable geological – geotechnical conditions, leading to more efficient construction and safer structures.

Methodology for preparation of geotechnical maps as bases for urbanization purposes is presented in this paper, applied for the territory of Skopje, the capital city of R. Macedonia. The maps are prepared with GIS technology, more exactly using the software ArcGIS. In the present state of art, using GIS is the most suitable approach for preparation of such technical documentation.

2. METHODOLOGY FOR URBANIZATION SUITABILITY ZONING

The process of defining a methodology for urbanization suitability zoning requires an understanding of all factors affecting the urbanization of a given area. The first step is selection of factors. Then, for each factor a rating system is being defined, so that each factor has several classes. The analyzed factors are related to the corresponding ratings using polynomial interpolation method. The main idea in developing this method is to find a way to establish analytical correlations between any value of factor and its rating.

2.1. Selection of factors the urbanization suitability

Urbanization suitability of a given area may depend on many factors, related to the morphological, geological, hydrogeological and geotechnical properties of the terrain. Here as most important ones are considered: the Lithological type (LT), Slope Angle (SA), Ground Water Level (GWL), Seismic Intensity (SI) and Excavation Conditions (EC).

For each of these factors, a maximal rating has been assigned, depending on their influence on urbanization suitability (Table 1). In the proposed methodology for zonation, all of the factors have same value for the maximal rating, i.e. the author considers that all factors included are equally important when determining the urbanization suitability of the terrain.

Table 1.	Table 1.Maximal values of the ratings for					
Classification para	meter	Maximal rating				
LT		2				
SA		2	_			
GWL		2				
SI		2				
EC		2				
Total (TUSR)		10				

The details for ratings for each factor are given in Tables 2 to 6. For each of these factors four groups of possible values are defined, related to four terrain categories:

- 1. Optimally favourable terrain
- 2. Favourable terrain
- 3. Conditionally favourable terrain
- 4. Unfavourable terrain

Table 2. Range of values and	d ratings for Slope Angle (SA-R)
Slope angle (°)	Rating
1-5	0
< 1 and 5 – 10	0.3
10 - 20	1
> 20	2

. . . . ~ . . . • c 01 . 1

Table 3.	Range of values	and ratings for Gro	ound Water Level	(GWL-R)
I unic of	itunge of vulues	und runngs for Ore	Julia II alor Dever	

GWL (m)	Rating
> 12	0
5 – 12	0.5
1.5 - 5	1.5
< 1.5	2

Seismic intensity (°)	Rating
< 5	0.3
5-6	0.9
7-8	1.4
> 9	2

 Table 4.
 Range of values and ratings for maximal Seismic Intensity (SI-R)

Table 5. Range of values and ratings for Excavation Conditions (EC-R)

ERMR (excavation method)	Rating	
4 – 25 (easy excavator digging)	0.3	
26 – 40 (hard excavator digging)	0.8	
41 – 60 (ripping)	1.4	
61 – 100 (blasting)	2	

Table 6. Range of values and ratings for Excavation Conditions (EC-R)

Lithological composition defined with Lithological Type	Rating
1	0
2	0.4
3	1
4	2

Analyzing the data from Table 6, it can be seen that Lithological composition of the bedrock is defined with adequate Lithological Type (LT). Having in mind that a good part of the rock masses are characterized with similar physical-mechanical properties although their lithological composition and age are different, engineering geological grouping of the rock masses is done. Arbitrary values were used from 1 to 4 as a basis for correlation with ratings for Lithological Types. So, the following types are differentiated:

1. Group of hard magmatic, metamorphic or sedimentary rocks as granites, marbles, massive limestone and others, with range of values for internal friction angle ϕ >45° and cohesion c>100 kPa.

In this group also belong the consolidated rocks: soft to semi hard rocks (sandstones, calcareous marls, schist with favorable dip of foliation, with range of values for internal friction angle $\phi = 36-45^{\circ}$ and cohesion c=50–100 kPa.

2. Group of rocks with a relatively low degree of lithification: marly clays, poorly cemented sandstones, marls, argillaceous shale, weathered schists, with range of values for internal friction angle $\phi = 26-35^{\circ}$ and cohesion c=30–50 kPa.

- 3. Group of rocks with a low degree of lithification; soft rocks to hard soils as hard clays, compacted sands, claylike gravels, with range of values for internal friction angle $\phi = 21-25^{\circ}$ and cohesion c=15-30 kPa.
- 4. Loose rocks with low shear strength and high deformability, and loose detrital rocks or rocks with a reduced degree of lithification (clays and silts, sandy clays, sandy silts), with range of values for angle of friction $\varphi = 10-20^{\circ}$ and cohesion c=0-15 kPa.

Groundwater level is considered as zonation factor because of the possible water flows in the construction pits, the aggressiveness of the groundwater, conditions for suffusion development, bearing capacity reduction etc. So, the most unfavorable case is when the aquifer zone is shallow below the terrain surface and then serious problems occur with dewatering of the construction pit, capillary effects on the footings and the construction, liquefaction development and so on. (Jovanovski M. 2012).

The dip of the terrain is dictated by its morphology, which is important because the dimensions of the excavation and the stability of the terrain depend on the dip and height of the slope. That means that, terrains with 1 - 5% dip require small volume of earth works i.e. low cuttings, cut and fillings and embankments. That dip is suitable for easy dewatering of the atmosphere water and sewage systems construction as well. Furthermore, dewatering of the terrains with dip lower than 1% is quite difficult. On the other hand the excavation is problematic when the dip of the terrain is steep and also that terrain is susceptible to instabilities. (Jovanovski M. 2012)

The degree of the maximal seismic intensity is very crucial factor considering that our country is seismically active area. Before the Skopje earthquake in 1963, poor attention has been paid for aseismic design. The earthquake pointed out that consideration of the expected seismic intensity is of great importance in designing and construction of structures in seismically active areas as Skopje. (Jovanovski M. 2012)

Terrain categorization according to the factor Excavation Conditions is expressed through the excavation categories defined in the ERMR system (ERMR - Excavation Rock Mass Rating by M. Jovanovski 2001). This factor is important in planning and designing of structures, considering that the cost of the excavation per m³ depends on the applied excavation method (digging, ripping and blasting). (Jovanovski M. 2012)

All factors can be mapped, calculated, measured or assumed using different direct or indirect investigation methods.

The possible combinations of the factors' ratings define the suitability for urbanization of a given area.

2.2. Application of polynomial interpolation method

The polynomial interpolation method, used for solving many problems in geotechnics, here is applied for Urbanization Suitability Zonation.

The method is applied using the data from Table 2 to Table 5. For all evaluation factors, correlative curves are defined, with main goal to have possibility to assign an adequate rating for all parameters. The established correlations between values for evaluation factors and ratings are presented with the following equations:

SA-R=0.0017SA²+0.0145SA-0.005 GWL-R=0.0101GWL²-0.3073GWL+2.3114 SI-R=0.0131SI²+0.0701SI+0.0077 EC-R=-9E-5ERMR²+0.0286ERMR+0.0117 Where: SA-R, GWL-R, SI-R и EC-R are adequate calculated ratings for any value of individual factors.

Graphical presentation of the defined polynoms in a form of interpolation charts is given in Figure 1.

In the presented equation the determination coefficient for all cases has very high values ($R^2 = 0.9995$ to $R^2 = 0.9998$) which refers to very strong connection between analyzed parameters.



Figure 1. Correlation between ratings for Slope Angle, Ground Water Level, Seismic Intensity and Excavation Conditions with factor values using polynomial interpolation

2.3. Definition of terrain's categories according to urbanization suitability

In order to obtain the final map, so called urbanization suitability map, a sum of the ratings from each factor is required. The sum of the ratings represents total rating, TUSR (Total Urbanization Suitability Rating), based on which the zonation is conducted.

In the next step, 4 (four) terrain's categories, according to the suitability for urbanization – construction were defined, presented in Table 7 together with the appropriate total ratings.

Suitability Category	TUSR
Optimally favourable terrain	0-3
Favourable terrain	3 - 5
Conditionally favourable terrain	5-7
Unfavourable terrain	7 – 10

Cable 7. Terrain's suitability categories with appropriate TUSR

The defined interpolation chart and correlation for analytical connection between the Urbanization Suitability Category (USC) and the Total Urbanization Suitability Rating (TUSR) are presented in Figure 2.



Figure 2. Correlation between USC and TUSR

The correlative equation is: USC=0.0062TUSR²+0.2396TUSR+0.9939

3. PRACTICAL APPLICATION OF THE PROPOSED METHODOLOGY FOR THE TERITHORY OF CITY OF SKOPJE

3.1. Basic information for City of Skopje

Skopje is located in the north of the Republic of Macedonia, in the center of the Balkan Peninsula (Figure 3). The city is built in Skopje valley, which is oriented on a west-east axis, along the course of Vardar River which flows into Aegean Sea in Greece.

The valley of Skopje represents a depression surrounded by mountainous and hilly formations, built of rocks of different age, starting from Precambrian up to Paleogene, while the valley itself is filled with Neogene-Quaternary and recent sediments (alluvium, proluvium, soil debris, Pliocene sediments).

From tectonic point of view, Skopje valley is a mosaic of differently uplifted and downthrown blocks, separated by faults. This kind of tectonic setting of the valley exerts its high seismicity in the central area as well as in the peripheral zones.



Figure 3. Geographical position of the analyzed area: Skopje, Republic of Macedonia (after MapQuest maps)

3.2. Thematic maps and final urbanization suitability map

According to the previously defined methodology for zonation of the terrain from an aspect of urbanization suitability, five thematic maps, for each factor, were prepared. All of these maps were prepared with GIS technique, which means ArcGIS software was used.

The results obtained in the thematic maps for each analyzed factor are presented in Table 8, as a statistical output.

	Table 8. Statistic data from the thematic maps for each factor						
	Suitability cates	analyzed area (%)					
Factor	Optimally favourable terrain	Favourable terrain	Conditionally favourable terrain	Unfavourable terrain	Total (%)		
LT	11.66	17.66	45.27	25.42	100		
SA	24.36	56.27	11.79	7.58	100		
GWL	35.10	56.43	8.47	0.00	100		
SI	0.00	0.00	4.31	55.69	100		
EC	57.24	31.55	7.55	3.66	100		

With intersection of these thematic maps in ArcGIS, the final map was obtained for urbanization suitability of Skopje.

In Table 9 a statistical overview of the data obtained in the map is given. Exactly, the presence of each suitability category in percentage is shown.

Table 1. Percentage presence of each suitability category in the analysed area					
Suitability category	Percent (%)				
Optimally favourable terrain	10.24				
Favourable terrain	86.34				
Conditionally favourable terrain	3.39				
Unfavourable terrain	0.03				
Total:	100				

Furthermore, in Figure 4 the obtained urbanization suitability map for the territory of Skopje is presented.



Figure 1. Urbanization suitability map for the territory of Skopje

4. CONCLUSIONS

Morphological, geological and geotechnical factors throughout an area-region proposed for new development of further urbanization of existing cities have great impact on the civil engineering. It is important to understand their nature in all phases, starting from the design, construction, and exploitation of the structures. Furthermore, their unfavourable combination can make some terrains very susceptible to some type of geohazard, which means that the safety of structures in such zones can become questionable over time. Therefore, with the presented approach and its further development, some type of standardized method for urbanization purposes can be established. If applied in fight time, such method can present strong tool, contributing not only for the improvement of civil engineering, but the society in general.

REFERENCES

- [1]. Devi, S.S., & Stalin, V.K., "Development of soil suitability map for geotechnical applications using GIS approach", 2011, Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Paper No. M-253.
- [2]. Djuric, U., et all., "Land-use suitability analysis of Belgrade city suburbs using machine learning algorithm", 2013, GIS Ostrava.
- [3]. Dragicevic, et al. "Natural Hazard Assessment for Land-use Planning in Serbia", 2011, Int. J. Environ. Res., 5(2): 371-380.
- [4]. Effat, A., H. & Hegazy, N., M. "A Multidisciplinary Approach to Mapping.

- [5]. Potential Urban Development Zones in Sinai Peninsula, Egypt Using Remote Sensing and GIS", 2013, Journal of Geographic Information System, 567-583.
- [6]. Jovanovski, M. (2012) "Engineering geology" Faculty of Civil Engineering in Skopje.
- [7]. Malczewski, J. (2004) "GIS-based land-use suitability analysis: a critical overview", 2004, Progress in Planning 62, 3-65.
- [8]. MapQuest maps available from: <u>http://www.mapquest.com/</u> [Access on 14.04.2016].
- [9]. McGill, T., J., "Growing importance of urban geology", Geological survey circular 487, 1964, Washington.
- [10]. Meisina, C., "Engineering geological mapping for urban areas of the Oltrepo Pavese plain (Northern Italy)", IAEG2006 No. 188.
- [11]. Nedelkovska, N., "Preparation of thematic geotechnical maps as bases for urbanization using GIS technology" Master thesis, 2015, Faculty of Civil Engineering in Skopje.
- [12]. Peshevski, I., "Landslide susceptibility modeling using GIS technology", PhD thesis, 2015, Faculty of Civil Engineering in Skopje.
- [13]. Tudes. S. "Correlation Between Geology, Earthquake and Urban Planning", University of Gazi, Faculty of Architecture, Department of Urban and Regional Planning, Maltepe, Ankara, Turkey.

TAŞIMA KAPASITESI HESAPLAMASINDA KULLANILAN SAHA DENEYLERİNİN KIBRIS ERCAN HAVALIMANI PROJESI KAPSAMINDA DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF BEARING CAPACITY CALCULATIONS VIA VARIOUS SITE INVESTIGATION TECHNIQUES ON CYPRUS ERCAN AIRPORT PROJECT

Abdullah EKİNCİ*1

Gizem BENGÜSU²

ABSTRACT

In this study, the ground characteristics of the foundation area of the Terminal and Car Park Buildings which were going to be constructed as the expansion project of the Ercan Airport were studied. Safe bearing capacity of the silty sand and highly fissured sand stone layers beneath the foundation level have been calculated via geophysics, point load, pressuremeter and settlement induced methods. Results of bearing capacity from each method have been evaluated and variations have been discussed. Geophysical methods have been found to reveal lowest bearing capacity. Nevertheless, in cohesionless sandstone soils it has been observed that geophysical methods reveals consistent and reliable results.

ÖZET

Bu çalışmada, Kıbrıs Ercan Havalimanı genişletme projesi kapsamında inşa edilecek olan Terminal ve Otopark yapılarının yerleştirileceği temel alanının zemin özellikleri belirlenmiştir. Temel altı birimi olan siltli kum ve çok ayrışmış kumtaşı zeminlerinin, proje yükü altında sergileyebileceği emniyetli taşıma gücü, oturmaya bağlı, jeofizik, nokta yükü ve presiyometre yöntemlerinin verileri ışığında çalışılmıştır. Taşıma gücü hesaplamaları sonuçları kendi aralarında karşılaştırılmış ve farklılıkların nedenleri açıklanmıştır. Sismik uygulamalar vasıtası ile elde edilen zemin emniyet gerilmesi en düşük değer olmasına rağmen, özellikle kohezyonsuz kumtaşı ağırlıklı zeminlerde yapılan bu çalışmada jeofizik yöntemlerin tutarlı ve güvenilir sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir.

1. GİRİŞ

Bu çalışma, Kuzey Kıbrıs, Lefkoşa İlçesi Değirmenlik bölgesinde bulunan, Ercan Havalimanı Genişletme projesi kapsamında yapılan farklı saha deneyleri ışığında ayni noktalar için hesaplanan zemin taşıma kapasitelerinin değerlendirmesini kapsamaktadır.

Alanda yapılan jeofizik çalışmalar kapsamda 11 hat sismik, 7 hat rezistivite; jeolojik etüt kapsamında 12 adet toplamda 300 m derinliğinde sondaj, Atterberg Limit Deneyleri, Elek Analizi, Nokta Yükü Dayanım, Tek Eksenli ve Üç Eksenli (UU) Basınç deneyleri yapılmıştır. Bahsi konu alanda bulunan T-7 sondaj kuyusunda ise Presiyometre deneyi uygulanmıştır.

^{*1} Yard.Doç.Dr., Lefke Avrupa Üniversitesi, aekinci@eul.edu.tr

² Jeofizik Muh., Militus Geophysics Consultancy, gbengusu@yahoo.com

Bu çalışma kapsamında, yazarların denetim ve gözetiminde yapılan etütler ve deneyler sonucunda elde edilen veriler kullanılarak, üst yapının yaratacağı temel altı gerilmeler ve temel taban kodunun bulunduğu zeminin dikkate alınarak farklı saha deneyleri kullanılarak hesaplanan zemin taşıma güçleri karşılaştırılıp değerlendirilmiştir.

2. SAHA ÇALIŞMALARI

Terminal binası ve kapalı otopark binası için yapılan saha çalışmalarıyla ilgili bilgi Şekil 1'de görülmektedir. Terminal binası alanında açılan sondaj kuyularını isimlendirmek için kullanılan kod "T"; kapalı otopark binası alanında açılan sondaj kuyularını isimlendirmek için kullanılan kod ise "KO"'dur. Terminal binası için yapılan sismik çalışma "T.Seis" ve rezisvitivite çalışmaları "T.Res" şeklinde kodlandırılmakta; kapalı otopark binasının yapılacağı alanlarda yapılan sismik çalışmalar "PB.Seis" ve rezistivite çalışmaları "PB.Res" şeklinde kodlandırılmaktadır.



Şekil 1. Yapılan Çalışmaların Vaziyet Planı (Ölçeksiz).

Terminal Binası için toplamda 7 adet sondaj çalışması, 6 adet Yüzey Dalgalarının Çoklu Kanal Analizi (MASW- Multi Channel Analysis of Surface Waves) yöntemi ile sismik çalışma ve 7 adet Pole-Pole dizilim tipi ile rezistivite çalışması yapılmıştır. Kapalı Otopark Binası için 5 adet sondaj çalışması, 5 adet MASW yöntemi ile sismik çalışma ve 5 adet rezistivite çalışması yapılmıştır.

3. YAPI ÖZELLIKLERI

Söz konusu Terminal Binası ve Kapalı Otopark Binasına ilişkin yapısal özellikleri Şekil 2 ve 3'te, temel altı gerilme diyagramı Şekil 4'te görülmektedir.

Terminal Binası:

Temel Alt Kotu Bina yaklaşık boyutları Bina yaklaşık yüksekliği Bina taşıyıcı sistemi:

:+108.30 : 300 x 130 m : ~ 30 m

Temeli 90 cm kalınlığında tek parça radye, üst yapıda 7 ayrı bina şeklinde betonarme karkas üzeri çelik çatı ve cephe.

Otopark Binası:

Temel Alt Kotu Bina yaklaşık boyutları Bina yaklaşık yüksekliği Bina taşıyıcı sistemi:

:+105.10 : 180 x 60 m : ~ 12m

Temeli 50 cm kalınlığında tek parça radye, üst yapıda 3 ayrı bina şeklinde betonarme karkas yapı.



Şekil 2. Yapı Özellikleri ve 3D Görünüm.



Şekil 3. Yapı Batı Kesit.



Sekil 4. Terminal Binası Temel Altı Gerilme Diyagramı.

Üst yapı analizi sonucunda elde edilen gerilme diyagramları ışığında radye temelin oturacağı zeminde oluşacak Terminal ve Kapalı Otopark yapılarının yaklaşık gerilmeleri sondaj kuyuları bazında Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.'de görülmektedir.

GERÌ	, ILME
$\frac{(kN/m^2)}{(km^2)}$	$\frac{121012}{(\text{kg/cm}^2)}$
200	2,04
175	1,78
225	2,29
225	2,29
225	2,29
250	2,55
225	2,29
120	1,22
120	1,22
140	1,43
140	1,43
200	2,04
	GER (kN/m ²) 200 175 225 225 225 225 250 225 250 225 120 120 120 140 140 140 200

Tablo 1. Sondaj Kuyuları Bazında Yaklaşık Gerilmeler					
GERİLME					
)					

4.GENEL JEOLOJI

Kıbrıs jeolojik olarak dört ana istifte incelenir. Çalışma alanı, bu ana istiflerinden Trodos Çevresi Sedimanter İstifi kapsamındadır (Şekil 5). Çalışma alanındaki sondajlarda geçilen birimler, bahsi geçen alanının sarımsı açık kahverengi ve koyu sarı çok ayrışmış kumtaşından oluştuğunu göstermektedir. Araştırma alanı, bölgeyi gösteren jeolojik haritada (Şekil 6), pist, Ercan ve hangar olarak işaretlenmiştir.



Sekil 5 Kıbrıs'ın Jeolojik Çatısını Oluşturan Ana Kuşaklar (CGSD, 1995).

Türkiye Cumhuriyeti Maden Tetkik Arama (MTA) Kurumu'nun 2002 yılında tamamladığı KKTC Doğal Kaynaklarını Araştırma ve Geliştirme Projesi Kapsamında hazırlanan jeolojik haritaya göre (Şekil 6) inceleme alanında, Güncel Çökel (Q6ba), Geç Kuvaterner yaşlı (Q6ba, Q2b, Q5b, Q4b) Karasal Sekileri; Mesarya Grubu'na ait Geç Pliyosen yaşlı Lefkoşa Kumtaşı (Tml); Erken Pliyosen-Geç Pliyosen yaşlı Çamlıbel Marnı (Tmç) bulunmaktadır (Hakyemez ve diğ, 2002).

Bu birimleri litolojik olarak gençten yaşlıya doğru aşağıdaki gibi gösterebiliriz. Proje alanında bulunan birimler;

• **Güncel Çökel (Q6ba):** İnceleme alanı içerisinde en genç birim olup; akarsu çökelleri olan çakıl ve kumlardan oluşmaktadır. Birim Ercan Havalimanı'nın güney doğusunda bulunan dere yataklarının içerisinde güncel çökeller olarak bulunmaktadır. Birim Holosen yaşlıdır.

• **Karasal Sekiler (Q2b, Q4b ve Q5b):** K.K.T.C.'de gözlemlenmekte olan karasal sekiler genelde çakıl taşlarından oluşmaktadır. Bu birimler Geç Kuvaterner yaşlıdır.

İnceleme alanı içerisinde yapılmış olan gözlemlerde Q2b karasal sekisinin geniş mostralara sahip olduğu gözlemlenmiştir; Q4b ile simgelenen karasal sekisi de inceleme alanının Güneydoğusunda mostralar olarak bulunmaktadır.

• Lefkoşa Kumtaşı (Tml): Az miktarda çakıl taşı ve marn ara katmanı içeren, kalın katmanlı kumtaşlarından oluşmaktadır. Lefkoşa kumtaşı sarımsı açık kahverengi ve koyu sarı renkli olup; içerisinde bulunan çakıllar küçük ve iyi yuvarlanmıştır. Bu birim Geç Pliyosen yaşlıdır.

• **Çamlıbel Marnı (Tmç):** Genelde sarımsı-yeşil renkli kil ile gri renkli marnlardan oluşmakta olup; seyrek olarak kumtaşı ara katmanları içermektedir. Marnlar açık gri, mavimsi gri renkli olup belirsiz katmanlanmalıdır. Bu birim Erken-Geç Pliyosen yaşlıdır.



Şekil 6 Bölgeyi Gösteren Jeolojik Harita. (Hakyemez, diğ. 2002)

5. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Alınan SPT numunelerine zemin sınıflandırılmasının belirlenmesi için elek analizi ve Atterberg limitleri ve burgu ile su kullanılmadan kazı yapıldığından su muhtevası testleri yapılmıştır. Zemin sınıflandırması Birleştirilmiş Zemin Sınıfına (USCS) göre yapılmıştır. UD numunelerine su muhtevası, tabii birim hacim ağırlık, elek analizi Atterberg limitleri, konsolidasyon, serbest şişme, şişme basıncı ve numunenin elverdiği örneklere üç eksenli ve serbest basınç testi yapılmıştır. Deneylerde TS 1900-1 Standardı kullanılmıştır. Örnekleme olması amacı ile Terminal Binası için yapılan T-2 adlı sondaj kuyusuna ait Laboratuvar özet sonuçları Tablo 2'de verilmektedir.

	Numune		Doğal Su Doğal		Elek	Elek Analizi Atterberg Limitleri		Atterberg Limitleri USCS		SCS	Serbest	Üç Ekser	ıli	Gs	Nokta Y	ük
Sondaj No.	Adı	Derinlik	Muhtevası (%)	Birim Hacim					Basınç Deneyi	Basınç Deneyi (U	U)		Dayanın İndeksi	n		
				Ağırlık	#4	#200	LL	PL	PI		qu	cu	fup		Is	Is(50)
				(kN/m ³)	Kalan (%)	Geçen (%)	(%)	(%)	(%)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(°)		(Mpa)	(Mpa)
T-2	SPT-1	3,00- 3,45	18,06		22,2	38,2	0	0	0,0	SM				2,643		
T-2	Karot	5		17,99					###	###					0,41	0,43
T-2	Karot	6		20,43					###	###					0,17	0,17
T-2	Karot	7		17,98					###	###					0,16	0,17
T-2	Karot	8		16,51					###	###	303,22	151,61			0,11	0,12
T-2	Karot	10		20,52					###	###	204,8	102,4				
T-2	SPT-2	13,00-	20,08		10,8	53,8	22,5	12,3	10,2	CL				2,682		
		13,45														
T-2	Karot	14,5		20,24					###	###	231,95	115,97				
T-2	Karot	18		19,48					###	####	226,82	113,41				
T-2	Karot	19		19,68					###	####	394,21	197,1				
T-2	Karot	20		20,09					###	###	498,25	249,12				

Tablo 2. Terminal Binasına ait 2. Sondaj Kuyusu için Toplu Deney Sonuçları

6. TAŞIMA KAPASITESININ HESAPLANMASI

Tasarımcı firma tarafından yapılan tasarıma göre zemin gerilmeleri ve jeolojik ve jeofizik etütlerden saplanan zemin parametreleri kullanılarak gerekli geoteknik hesaplamalar yapılmıştır. Zeminin öngörülen temel tasarımına göre TAŞIMA GÜCÜ (q_{net}) belirlenmiştir. Bahsi konu yapı olan Terminal Binası için radye temel sistemi kullanılacağından ve temel alt seviyesinin sondaj loglarındada görüleceği üzere (T-3 logu dışında) kumtaşına oturacağı görülmektedir. Bu kapsamda (Meyerhof, 1953) emniyetli taşıma gücü belirlenmiştir. Zemin taşıma gücü hesabını takiben bulunan değer zemin sınıfına göre Emniyet katsayısına bölünerek zemin emniyet gerilmesi (q_a) değeri bulunmuştur. Üst yapı yükü ve temelin oturacağı alanın jeolojik yapısını göz önünde bulundurarak Kumtaşı ve hemen altındaki zeminin Marn olmasından dolayı herhangi bir oturmanın yaşanmayacağı gözlemlenmiştir.

T-3 sondaj kuyusuna göre temel sistemi az siltli kum tabakasına yerleşeceğinden ani oturma hesaplanmıştır. Güvenlik katsayısı deneylerde ve arazi çalışmalarında zeminin heterojen yapısı nedeniyle hesaplamaların güvenli tarafa alınması için alınan bir değerdir. Bu çalışmada birden çok insan faktörü ve zemin değerlerinin birçok farklı kaynaktan edinilmesi nedeniyle emniyet katsayısı (Fs) 3 olarak kullanılmıştır.

6.1. OTURMAYA BAĞLI MEYERHOF VE BOWLES METHODU

Tasarlanan Radye temel (B) değerinin büyük olması nedeniyle Meyerhof ve Terzaghi eşitliklerine göre bulunan sonuçların yüksek çıkması doğal karşılanmaktadır. Terzaghi ve Meyerhofe bu formülasyonu tekil ve şerit temeller ve kohezyonlu zeminler için vermiştir. Ayrıca Meyerhof ve Terzaghi bu formulasyonlarını 25mm lik oturma öngörerek bu oluşturmuşlardır. Radye temel için tutarsız sonuç elde edildiği bilinmektedir.

Özellikle kumlu zeminlerde emniyet gerilmesi kavramı emniyetli taşıma gücünün güvenlik katsayısına bölünmesi değildir, aksine emniyetli taşıma gücünün oturma değeri ile karşılaştırılması ile çıkacak bir değerdir, örneğin emniyetli taşıma gücünü 0,8 kg/cm², oturma ise 60 mm hesaplandığı varsayılırsa, inşaat mühendisi bu verileri değerlendirerek tasarlayacağı yapıda ne kadar oturmaya müsaade edileceğini belirledikten sonra zemin emniyet gerilmesini seçmelidir. Örneğin yapınızda 30 mm oturmaya müsaade ediyor iseniz bu statik hesaptaki zemin emniyet gerilmesi 0,4 kg/cm² olur.

Ağırlıklı granüllü zeminlerde inşa edilen radye temellerde zemin emniyet taşıma gücü yaşanacak ani oturmaya bağlı olarak Meyerhof ve Bowles tarafından geliştirilen formulasyonlarla hesaplanması daha gerçekçi sonuç vermektedir.

			Tablo 3. Alli Otullia llesap Tablosu
\mathbf{q}_0	225,000	kN/m	Net Temel Basıncı
В	130,000	m	Yükün etki edeceği Radye temel kısa kenar
α	4,000		Temel merkezi oturma için 4 veya kenar için 1 katsayısı
B'	65,000	m	Temel merkezi için B/2
	130,000	m	Temel kenarı için B
μ _s	0,450		Poisson Oranı
Es	11574,00	kN/m	Tabakların ortalama Elastisite Modülü
L	300,000	m	Yükün etki edeceği Radye temel uzun kenar
m'	2,308	m	L/B
Н	7,200	m	Temel altından oturmanın yaşanamayacağı sert zemine olan mesafe
n'	0,111		Temel merkezi H/(B/2)-temel kenarı (H/B)
F ₁	0,010		Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı. (Bowles, J. E. 1987).
F ₂	0,040		Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı. (Bowles, J. E. 1987).
Is	0,017		Şekil Faktörü eşitliği
D _f	10,500	m	Radye temel altından zemin seviyesine olan mesafe
D _f /B	0,081		Df/B değeri
L/B	2,308		L/B değeri
I _f	1,000		Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.(Bowles, J. E. 2007).
Se	69,625	mm	Zemin ani oturma

 $I_s = shape \ factor \ (Steinbrenner, 1934)$

$$I_{s} = F_{1} + \frac{1 - \mu_{s}}{1 - \mu_{s}} F_{2}$$
(1)

$$I_{s} = 0.01 + \frac{1 - (2x0.45)}{1 - 0.45} x_{0.04} = 0.017$$

$$S_{e} = q_{0} (\alpha B^{*}) \frac{1 - \mu_{s}^{2}}{E_{s}} I_{s} I_{f}$$
(2)

$$S_{e} = 225(4x65) x \frac{1 - 0.45^{2}}{1 - 0.45^{2}} x_{0.017} x_{1} = 0.0696m$$

$$Se = 225(4x65)x \frac{1-0.45}{11574} x0,017x1 = 0,0696x$$

N ₆₀ ort	22,17		Sert zemine kadar olan kum zeminin ortalama SPT N_{60} değeri
Se+Sc	69,62	mm	Ani Oturma + Konsolidasyon Oturma
Df/B	0,08		
q _{net}	796,02	kN/m ²	Net temel basıncı
			Oturma Beklentisi
Se+Sc	25,00	mm	Mühendis tarafından izin verilebilir oturma
q _a	285,83	kN/m ²	Zemin emniyet taşıma gücü

$$q_{\rm net}({\rm kN/m^2}) = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right)$$

Temelin oturacağı zemindeki ortalama N60 N60 Fd 1+0,33(Df/B) < 1,33

$$qnet = \frac{22,17}{0,08} \left(\frac{130+0,3}{130}\right)^2 \left(1+0,33\frac{10,5}{130}\right) \left(\frac{69,62}{25}\right) = 796,02 \ kN/m^2$$

qnet = 8.12 kg/cm^2

Terzagi ve Meyerhof taşıma gücü hesaplamalarını 25mm oturma öngörerek oluşturmuşlardır. Ancak maksimum oturmaya göre bu kavram hesaplandığı zaman daha gerçekçi bir değer ortava cıkmaktadır.

Belirttiğimiz nedenlerden dolayı 25mm oturma öngörülerek düzenleme yapıldığı zaman qa 285,83 kN/m² (2.91 kg/cm²) olduğu görülmektedir

6.2. PRESİYOMETRE YÖNTEMİ İLE TAŞIMA KUVVETİ HESAPLAMALARI-MENARD YÖNTEMİ (BAQUELİNVD., 1978)

Presiyometre deneyinden elde edilen net limit basınclarının (Pl*) geometrik ortalamasından esdeğer limit basınç (Pl*e) değeri elde edilir. Bunun için, etki alanı olan temel kazı derinliğinden 1.5B kadar derinlikteki Pl değerleri hesaplamalar sırasında dikkate alınır. $Pl^*e = [(Pl^*)1x(Pl^*)2x...x(Pl^*)n]1/n$ (4)

 $qu = kx(Pl^*)e$

Tablo 4. Taşıma Faktoru Eşitlikleri (Baquelin d	1g., 1978)
Kohezyonlu zeminler	k=(1.0+0.4(2R/L)
Az kompak taneli zeminler	k=(1.1+0.45(2R/L)
Kompak taneli zeminler	k=1.2+0.8(2R/L)

R=B/2'dir, B=Temel genişliği, L=Temel uzunluğu, Df=Temel kazı derinliği

burada; k taşıma kapasitesi katsayısı faktörü olup, bunun için hazırlanmış grafikler (Baquelin vd., 1978)'den elde edilebileceği gibi Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.'den de elde edilebilir. T-7 numaralı kuyuda Pl değerlerini eşitlik 1'de yerine koyarak, Pl*e aşağıdaki gibi hesaplanır:

 $Pl^*e = [(19)_1^*(18)_2^*(18)_3^*(18)_4^*(17)_5^*(18)_6^*(18)_7]^{1/7} = 17,99 \text{ kg/cm}^2.$ k taşıma faktörü: k = 1.2 + 0.8(2R/L) = 1.2 + 0.8(2*(21,5/97)) = 1.55 (boyutsuz) $q_{ult} = 1,55*17,99 = 27,88 \text{ kg/cm}^2$ $q_{net} = 27,88-(0,2031*8,76) = 26,10 \text{ kg/cm}^2$ GS = 3 alındığında,

 $q_a = 26,10/3 = 8,7 \text{ kg/cm}^2$ (Emniyetli taşıma kapasitesi)

294

(3)

(5)

6.3. NOKTA YÜKÜ DAYANIMINA BAĞLI ZEMİN TAŞIMA KUVVETİ

Nokta yükü dayanımına göre: İnceleme alanında yapılan temel araştırma sondaj çalışmasından alınan karot örnekleri üzerinde yapılan nokta yükü dayanım indisi deneylerine göre ortalama minimum Is₅₀ değerleri **Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.**'da görülmektedir.

İnceleme alanının yerel zemin sınıfının Z_1 ve Z_2 olan bölgede yer almasından dolayı yapıların güvenliği açısından C=16 alınarak tek eksenli sıkışma değeri hesaplanmıştır. Buna göre; minimum nokta yükü dayanım indeksi ortalama minimum Is₅₀=1,8 kg/cm² olarak alındığından yapılan hesaplamalarda; tek eksenli sıkışma dayanımı (τ_c); C= 16 alınarak

(6)

(7)

 $\tau_c = C \ge Is_{50}$

 $\tau_{\rm c} = 16 \ {\rm x} \ 1.8$

 $\tau_c = 28.8 \text{ kg/cm}^2$

Buradan; (Meyerhof, 1956) e göre taşıma gücü;

 $q_{all} = \tau_c \ge 0,2$

 $q_{all} = 28,8 \ge 0.2$

 $q_{all} = 5,760 \text{ kg/cm}^2$

olarak bulunur.

Emniyetli taşıma gücü güvenlik sayısı FS = 3 alınarak;

 $q_a = qall / FS$

 $q_a = 5,76 / 3$

 $q_a = 1,92 \text{ kg} / \text{cm}^2$ bulunur.

Diğer kuyular için yapılan Nokta Yükü dayanımına bağlı emniyet gerilmesi hesapları **Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.**'da verilmiştir.

	T1	T2	T4	T5	T6	T7	KO1	KO2	KO3	KO4	KO5
IS ₅₀ (kg/cm ²)	4,040	4,170	4,420	6,080	2,440	4,280	3,720	1,800	3,940	2,270	2,500
τ _c (kg/cm²)	64,640	66,720	70,720	97,280	39,040	68,480	59,520	28,800	63,040	36,320	40,000
q _{all} (kg/cm²)	12,928	13,344	14,144	19,456	7,808	13,696	11,904	5,760	12,608	7,264	8,000
ga (kg/cm²)	4,309	4,448	4,715	6,485	2,603	4,565	3,968	1,920	4,203	2,421	2,667

Tablo 5. Nokta Yükü Dayanımına Bağlı Zemin Emniyet Gerilmesi

6.4. JEOFİZİK YÖNTEME BAĞLI ZEMİN TAŞIMA KUVVETİ

Sismik çalışmalar Yüzey Dalgalarının Çoklu Kanal Analizi (MASW- Multi Channel Analysis of Surface Waves) yöntemi kullanılarak uygulanmıştır. Toplamda 12 jeofon, jeofon aralıkları 5 metre olarak kullanılmıştır. 55 metre uzunluğunda olan hattın S dalga hızları ve P dalga hızları ise SeisImager prograı kullanılarak elde edilmiştir. Terminal Binası için doğal ortamında zemin taşıma gücü T-Seis 7 (Şekil 1) hattından elde edilen veriler kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

	T-Seis5	T-Seis4	T-Seis4	T-Seis1	T-Seis7	T-Seis3	T-Seis2	P-Seis3	PB-Seis4	P-Seis5	PB-Seis2	P-Seis1
Derinlik (m)	10,00	10,50	10,50	11,00	10,80	10,50	8,00	5,50	5,00	12,00	5,50	7,00
q₄ (kg/cm²)	2,48	2,41	2,41	2,48	2,33	2,68	2,24	2,01	2,13	2,46	2,37	2,29

Tablo 6. Jeofizik Yönteme Bağlı Zemin Emniyet Gerilmesi

T.Seis-7 hattı için Terminal Binasının oturacağı derinlik ışığında kullanılması gereken değerlerin derinliği 8.9 metre olarak alınmıştır.

Bu metrede sismik değerler Vs 466 m/s ve Vp ise 1742 m/s'dir.

Zeminin doğal ortamındaki taşıma gücü ise Pişen ve Pekşen (2009)'da kullandığı formül kullanılarak hesaplanmıştır. Bu formülde Kurtuluş (2000)'in geliştirmiş olduğu nihai taşıma gücü formülü, Krinitzsk (1993)'ün binanın temel derinliği ve genişliği kullanılarak hesaplanan güvenlik faktörünü de içermektedir.

$$q_n = \frac{P * V_S}{200}$$
(8)

Ve,

P = 1 + 0.33D/B (9)

D temek derinliği ve B ise temel genişliğini temsil etmekte ve 1 olarak hesaplanmıştır.

$$q_n = \frac{1 * 466}{200}$$

$$q_n = 2.33 \ kg/cm^2$$
(10)

Oturmaya bağlı, Jeofizik, Nokta Yükü ve Presiyometre yöntemleri ile belirlenen emniyetli taşıma gücü değerleri **Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.**'da verilmektedir.



7. SONUÇLAR

Sismik uygulamalarla zemin emniyet gerilmesi hesaplayan Jeofizik Yöntemi en düşük emniyetli taşıma gücü değerlerinin belirlenmesine neden olmuştur (Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.).

Temel alanı için emniyetli taşıma gücü (q_a) değerleri Oturmaya bağlı, Jeofizik, Nokta Yükü ve Presiyometre yöntemlerinin tamamında $2kg/cm^2$ 'den büyüktür ve güvenlidir.

Jeofizik yöntemlerle elde edilen veriler ışığında hesaplanan zemin taşıma kuvvetinin birbiri ile tutarlı oluğu gözlemlenmiştir. Yine nokta yükü dayanımına bağlı hesaplanan zemin emniyetli taşıma gücünün değişkenlik gösterdiği görülmektedir. Bunun sebebi inceleme alanındaki kum taşı biriminin heterojen yapıya sahip oluşudur ve ayrıca jeolojik tabaka tanımlarında da belirtilen orta çok ayrışmış kum taşının da sebebiyet verdiği düşünülmektedir. Uygulanan jeofizik sismik çalışmalar yüzeyde 55 metre uzunluğundaki bir alanı temsil etmektedir ve bulunan dalga hızları alanın tümünü kapsamaktadır. Noktasal çalışmalar şeklinde olan diğer saha deneylerinden farklı olarak yeraltında değişim göstersede, o alanda yeraltı yapısının tümünün birlikte tepkimesini ölçmektedir. Yine T3 kuyusundaki siltli kum biriminde elastik oturmaya dayalı taşıma kuvvetine bakıldığı zaman jeofizik yöntemlerle elde edilen değere yakın bir değer elde edildiği gözlemlenmiştir. Son olarak presiyometre çalışmalarından elde edilen veriler ışığında yapılan taşıma gücü hesaplamalarından elde edilen değerin diğer yöntemlere göre çok yüksek olduğu görülmüş bunun sebebinin ise presiyometre deneylerinin özgün konumda uygulanıyor oluşundan genel tabaka özelliklerinin yansıtılmıyor oluşundan kaynaklandığı düşünülmektedir.

Özellikle kohezyonsuz kumtaşı ağırlıklı zeminlerde yapılan bu çalışmada jeofizik yöntemlerin tutarlı ve güvenilir sonuçlar verildiği gözlemlenmiş. Bu tür birimlerde yapılacak saha çalışmalarının jeofizik uygulamalar aracılığı ile proje maliyet yanında güvenlik acısından kazanım sağlayacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

[1] CGSD (Cyprus Geological Survey Department), 1995. Geological Map of Cyprus, Scale1/250.000, Nicosia, Cyprus.

[2] Hakyemez, H. Y., Turan, N. ve Sönmez, İ. (2002) Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti'nin Jeolojisi. T.C. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Jeoloji Etütleri Dairesi raporu, Derleme No: 10608.

[3] Meyerhof, G.G., 1956. Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.82, No. SM1, pp. 1-19.

[4] Bowles, J. E. (1987). "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 846–860

[5] Bowles, J. E. (2007). Foundation analysis and design. Foundation Analysis and Design / Bowles, Joseph E. Norwich, NY, Knovel.

[6] Steinbrenner, W. 1934. Tafeln zur setzungsberschnung. Die Strasse, 1: 121-124.

[7] Baquelin, F., Jezequel, J.F., Shields, DH., 1978. The Pressuremeter and Foundation Engineering. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, 617 p.

[8] Terzaghi, K. (1943) Theoretical soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York

[9] Pişen, S. ve Pekşen, E., "Sığ Zeminler İçin Farklı Yöntemlerden Elde Edilen Zemin Emniyet Gerilmesi Değerlerinin Karşılaştırılması", Uygulamalı Yerbilimleri Dergisi, Vol 8 (2), pp. 36-46, 2009.

[10] Kurtuluş, C., "Sismik Yöntemle Belirlenen Ampirik Taşıma Gücü Bağıntısı ve Uygulaması", Uygulamalı Yerbilimleri Dergisi, Vol 6, pp. 51-59, 2000

[11] FHWA Manual "Subsurface Investigations", Expansive Soils, US Department of Transportation, Fedaral Highway Administration, 1997.

[12] Kanai, K,. "Engineering Seismology", Japan- Tokyo, University of Tokyo Press, 1983.

TAŞ VE ZIMPARA KAĞIDI KATKILI KIBRIS KİLİNİN MEKANİKSEL ÖZELLİKLERİ

MECHANICAL PROPERTIES OF STONE AND SAND PAPER REINFORCED CYPRUS CLAY

Abdullah EKİNCİ*¹

Mehmet Burak KIN²

ABSTRACT

The Kythrea group clays are widely found clay formation in the North region of the Cyprus. Named region is under heavy construction activity where multi story buildings are built on such formation. The clay tested are undisturbed specimens obtained from the excavation in the Kyrenia region of Cyprus at a prestigious hotel construction from 17m depth. Stone Paper and Sand Paper reinforced and unreinforced specimens have been tested for Unconfined Compressive Strength and Indirect Tensile Strength. Furthermore, specimens have been prepared and tested at dry side and wet side of the optimum moisture content of maximum dry density. Results reveal that the inclusion of fibre reinforcement does not influence the peak strength of specimens where increase in the post peak strength of reinforced specimens has been monitored. Additionally, indirect tensile strength results revealed that the alignment of fibres influence the contribution of fibres and increased the indirect tensile strength of reinforced specimens when compared against unreinforced ones.

ÖZET

Değirmenlik grup killeri, Kuzey Kıbrıs'ın, Beşparmak sıradağlarının eteklerinde kuzey ve güney istikamete uzanan yaygın görülen killerdir. Bahsi konu bölge günümüzde hızlı yapılaşmanın yaşandığı bölgeler olarak görülmektedir. Bu çalışmada kullanılan kil numuneleri bu bölgelerden biri olan Girne şehrinin doğusunda bulunan prestijli bir otel inşaatının bodrum kazısının 17. metresinden elde edilen örselenmemiş numunelerden alınmıştır. Çalışma esnasında fiber katkılı ve katkısız numuneler serbest basınç dayanımı ve dolaylı çekme dayanımı deneylerine tabi tutulmuşlardır. Buna ek olarak numuneler maksimum kuru yoğunluğun a denk gelen optimum su içeriğinin üzerinde ve altında su miktarlarında hazırlanmıştır. Yapılan çalışmalar sonucu fiber katkılı malzemelerin zirve serbest basınç gerilmelerinin değişime uğramadıkları gözlemlenmiştir. Buna karşın fiber katkılı numunelerde zirve gerilmesinin daha yüksek deformasyonlar oluştuğu gözlemlenmişti. Yine çalışma kapsamında yapılan dolaylı çekme dayanımı deneylerinde, standart sıkıştırmanın uygulandığı taş kâğıt katkılı numunelerde çekme dayanımı artışı görülmüştür.

^{*&}lt;sup>1</sup> Yard.Doç.Dr.Abdullah Ekinci Lefke Avrupa Üniversitesi, aekinci@eul.edu.tr

² İnş Müh.Mehmet Burak Kın Lefke Avrupa Üniversitesi, bkin@eul.edu.tr

1. GİRİŞ

Belirli bir alanda karşılaşılan zemin inşaat için uygun olmadığında, tasarım mühendisleri çeşitli seçeneklere sahiptirler. Kullanıma elverişli olmayan zeminler çıkarılıp yerine daha uygun zeminler konulabilir. Yapıyı kötü koşul için yeniden tasarlayabilir veya zeminin özelliklerini çimento, kireç, alçı gibi malzemelerle karıştırarak iyileştirilebilir. Bu malzemelerin kullanımı zemine katkı sağlamasının yanında çevre sorunları oluşturmaktadır. Oluşan bu çevre sorunlarının çözümü için farklı çözümler sunulmaktadır. Bu çözümlerden biri, özellikle malzeme performansını artırmak için katkı maddesi olarak tasarlanmış sentetik fiberlerin üretilmesidir.

(Mandal ve Murti., 1989) göre toprağı yüksek çekme mukavemetli liflerle karıştırarak elde edilen fiber takviyeli toprağın mühendislik özellikleri iyilestirilebilir. Yıllar önce odun ve saman gibi malzemeler, mühendislik özelliklerini geliştirmek için toprağa karıştırıldı (Xu ve diğ., 2004). Sentetik fiberlerin geliştirilmesiyle, bu malzemelerin uygulanması zemin takviyesi içi gelişmiştir. (Jiang ve diğ., 2010) ayrık polipropilen liflerin zemin mühendisliği özelliklerine etkilerini anlatmıştır. Polipropilen destekli toprağın serbest basınç dayanımı, kohezyonu ve içsel sürtünme açısı artış gösterdi ve bunu takiben lif içeriğinin artması ile azalma izledi. Optimum polipropilen lif içeriği, güçlendirilmemiş toprağın ağırlığı ile % 0.5 olarak belirlenmiştir. (Consoli ve diğ., 2003), kumlu zemini güçlendirmek için çeşitli lif içeriğindeki farklı uzunluk ve çaplara sahip polipropilen lifleri kullandı. Güçlendirilmiş zemin numunelerinin basınç dayanımının, fiber uzunluğu, fiber boy oranı ve fiber içeriği arttıkça arttığı ve tek başına fiber çapında bir artış ile azaldığı sonucuna varılmıştır. (Sahin., 2010) ve (Chaosheng ve diğ., 2006) araştırmaları, polipropilen içeriği ile artan en önemli etkinin süneklik üzerinde olduğunu ve daha yüksek bir polipropilen içeriği olan zeminlerde daha büyük bir gerilme ile başarısız olduğunu gösterdi [5-af6]. (Akbulut ve diğ., 2007) yüksek plastik kil zeminlerde hurda lastik kauçuk ve sentetik lifler (polietilen ve polipropilen) kullanarak değişiklikleri anlattı. Toprak-kauçuk fiber karışımlarının serbest basınç değerleri ilk olarak zirve değerine ve daha sonra düşme eğilimine sahiptir. Test sonuçlarına göre optimum kauçuk fiber uzunluğu 10 mm ve optimum kauçuk fiber içeriği %0,2'dir. Polipropilen liflerin hem uzunluğu hem de içeriği takviyeli numunelerin UCS değerlerini değiştirdiği gözlemlenmiştir.

Çelik lifler çoğunlukla betonda kullanılır ve geniş bir yelpazede betonun mekanik özelliklerini arttıran çeşitli şekil boyutlarda mevcuttur. Çelik liflerin ilavesi betonun işlenebilirliğini değiştirir (Tadepalli ve diğ., 2009). Çelik lifler düz, kıvrımlı, tek çengelli, harmanlanmış ve bükülmüş kancalı kullanılır. Çengelli çelik liflerin düz ya da kıvrımlı liflerden daha iyi performans gösterdiği açıkça gösterilmiştir (Bayasi ve Soroushiah., 1992). Çelik liflerin hafif betona karıştırılması, çekme özelliklerini daha da artırabilir (Campione ve Mendola., 2004; Chen ve Liu., 2005). Bu makalede, Kıbrıs kiline taş kağıt karıştırılıp mekanik özellikleri ve sonuçları sunulmaktadır. Taş kağıt kullanımının avantajları; üretiminde doğa dostu bir süreç izlemekte ve karbon emisyonu minimize edilmektedir. Taş kağıt su ve orman kaynaklarına zarar vermemektedir. Taş kağıt maksimum derecede geri dönüşüm olanağı sağlar. Ayrıca güneş ışınlarına uzun süre maruz bırakıldığında çözünerek doğaya zarar vermeden geri döndüğü kanıtlanmıştır.

2.DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1 Kazı Alanı ve Kil Grubu

Laboratuvar testleri için, Kuzey Kıbrıs'ın Girne bölgesinde 535633E, 3910238N koordinatlarında Şekil 1 de görülen otel inşaatı bodrum kazısının 17. Metresinden örselenmemiş blok numuneler alınmıştır. Kazıdan alınan doğal su içeriğinin korunması amacı ile streç folyo ile kaplanarak laboratuvara taşınmasının ardından mumlayarak numunelerin hazırlanmasına kadar muhafaza edilmiştir.



Şekil 1. Numunelerin alındığı lokasyon.

Şekil 2. de görüleceği üzere numunenin alındığı alan kuzeyde Akdeniz, güneyde tarımsal araziler ile birleşirken alan 8° lik eğime sahiptir. Miosen yaşlı Değirmenlik (Kythrea) gurubu üzerine güncel birimler olarak bilinen Geç Kuvarterner yaşlı Denizel Sekiler bulunmaktadır. Bahsi konu tabaka Şekil 2 de görüleceği üzere eğim açısı 60° dir.



Şekil 2. Örselenmemiş numune alımı.

Değirmenlik grubu killer çoğunlukla türbidit kayaçları içerir. Grup, genel olarak tebeşir, marn, kireç taşı ve jipsle kaplanmış türbiditleri içermektedir. Kumtaşı silttaşı-marn-kiltaşı arasında geçişler grup içinde yaygınlaşmıştır. Grup yayagın olarak Kıbrıs adasının Kuzey kısmında görülür ve doğudan batıya doğru Girne dağılımının kuzey ve güney yamacını tam olarak kapsar. Değirmenlik grubu Mia Milea (Haspolat), Skylloura (Yılmazköy), Lapatza (Yazılıtepe) ve Lapatza (Yazılıtepe) oluşumlardan oluşur. Grubun farklı oluşumlarında birkaç metreden on metre kalınlığa kadar olan kil birimleri farklı şişme potansiyeline sahiptir. Özellikle numunenin alındığı bölgedeki birim %40 lara varan CaCO₃ (Kalsiyum Karbonat) içermektedir (Atalar, C., 2011).



Şekil 3. Numunelerin alındığı lokasyonda yapılan sondaj logu ve sandıkları.

2.2 Zemin Özellikleri

Alınan numuneleri üzerinde atterberg limit, özgül ağırlık ve tane büyüklüğü dağılımı testleri yapılmıştır. Deneylerde TS 1900-1 Standardı kullanılmıştır. ASTM D 2487 ye göre Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) olarak adlandırılan sınıflandırma sistemine göre ilgili birim 'CL' sınıfına girmektedir. Bu birim Düşük ve orta Plastisiteli inorganik killer, kumlu, çakıllı ve siltli killer olarak sınıflandırılmıştır. Bu testler, sonraki analizlerde kullanılacak hesaplamalar için standart veri sağlamıştır. Yüksek kalsiyum karbonat miktarı nedeniyle yapılan sedimantasyon deneyleri esnasında parçacıkların hızla çökmesi gözlemlenmiş ve bahsi konu deneyin gerçekleştirilememesi nedeniyle granülometri eğrisi oluşturulamamıştır.

7. Geotek	knik Sempozyu	imu 22-23-24	Kasım 20)17, İstanbul
-----------	---------------	--------------	----------	---------------

Tablo 1. Kil Zeminin İndeks Özellikler.					
Özellik	Değer	Birim			
Likit Limit (LL)	40	%			
Plastik Limit (PL)	21	%			
Plastik Endeksi	19	-			
Tane Yoğunluğu(ps)	2.61	g/ml			

Bahsi konu toprak için yapılan standart proktor deneyi Şekil 4 de görülmektedir. Yapılan deneye göre malzemenin maksimum kuru yoğunluğunun (ρ_k)1,55 Mg/m³ optimum su içeriğinin (W_{opt}) ise 22% olduğu görülmektedir.



Şekil 4. Numunenin alındığı zeminin ρ_{k} . W_{opt} ilişkisi.

2.3 Fiber Özellikleri

Çalışmada ayrık fiber katkısı olarak taş kâğıt ve zımpara kâğıdı kullanılmıştır. Taş kâğıt %80 nininCaCO₃ içerikli ocak artığı malzemenin öğütülerek toz haline getirilip %20 toksin içermeyen bağlayıcı malzemelerle karıştırılarak hamur haline getirilip kâğıt şekline getirilerek üretilmektedir.

Taş kağıt Uzakdoğu'da üretilmekte olup ülkemizde defter imalatı için ithal edilmektedir. Bu kağıtların üretiminde su kullanılmıyor. Yapılan su emme deneylerinde altı ay boyunca su emmediği görülmüştür. Doğada 5 yıl kalması durumunda toz haline geliyor ve atık kalmıyor, yine Kalsiyum Karbonat olarak toprağa karışıyor.

Yine bir diğer ayrık fiber olarak ISO 6344-3:2013 göre P 30 numaralı çok kaba 632 µm kum taneli zımpara kağıdı kullanılmıştır. Zımpara kağıdının kullanılma amacı (Ekinci A., 2016) da belirtilen parlak yüzeyli ayrık fiber katkılarının optimum su içeriği üzerinde sıkıştırılan
karışımlarda kayarak katkısız malzemeye istinaden gerilme kaybı yaşadığının gözlemlenmesi olmuştur. Bu araştırmada kullanılan taş ve zımpara kâğıtları genişliği 5 mm uzunluğu ise 50 mm'dir.

Tip/Acıklama	Güncel	Parcacik	
.,	numaralandırma	Çapı	
	(kum)	(µm)	
Çok kaba	30	632	
	36	530	
Kaba	40	425	
	50	348	
	60	265	
Orta	80	190	
	100	162	
	120	115	
İnce	150	92	
	180	82	
Cok ince	220	68	
	240	53	
	280	52	

2.4 Numunelerin Hazırlanması

Kazı alanından alınan numuneler laboratuvar plastik çekiçle kırılarak 20-30cm büyüklüğünde parçalar haline getiriliyor (Şekil.5). Kırma işleminin ardından parçalar kıyma makinesinden geçirilip 16 numaralı elekten (1,19mm) geçiriliyor. Kilin optimum su içeriği ve maksimum yoğunluk değerini elde etmek için toprak belirlenen su miktarı (optimumun altı ve üstü) ile homojen olana kadar karıştırılıp standart sıkıştırma (3 kat 25 vuruş) uygulanıyor (Şekil.5). Fiber katkılı malzemenin hazırlanmasında ise kil kuru ağırlığının %0.5 ağırlığında ayrık fiberler elle karıştırılarak eklenmektedir. Sıkıştırma işlemi bittikten sonra numune kalıp içerisinden çıkartılıp numune kesici bıçaklar aracılığı ile 50 mm çap ve 100 mm yüksekliğinde kesiliyor.



Şekil 5. Kazı Alanından Alınarak Belli Boyutlara Getirilen Kil.

Hazırlanan numuneler Tablo 3 de görülen kodlar aracılığı ile isimlendirilip ASTM D2166 / D2166M-16 standartlarına göre Serbest Basınç ve ASTM D3967-16 ya göre Dolaylı Çekme dayanımı testlerine tabi tutulmuştur.

Tablo 3. Deney kısa kod açıklamaları.		
Kısa Kod	Açıklama	
UCS	Serbest Basınç Gerilmesi	
ITS	Dolaylı Çekme Dayanımı	
SC	Standart Sıkıştırma	
MC	Ağır Kompaksiyon	
F	Fiber Katkılı	
NF	Fiber Katkısız	
MC	Su İçeriği	

Bahsi konu kodlara göre örneğin UCS SC NF MC 29 deneyinin açıklaması; Serbest Basınç deneyine maruz kalan Standart sıkıştırma ile optimum su içeriğinin üzerinde 29% su içeriği ile hazırlanmış fiber katkısız numune dir.



Şekil 6. Fiber Takviyesiz UCS Testi.

3. DENEY SONUÇ VE ANALİZLERİ

Optimum su içeriğinden az ve yüksek miktarda su ile standart ve ağır sıkıştırma ile hazırlanmış taş kâğıt katkılı kil numunelerin serbest basınç dayanım grafiği Şekil 2 de görülmektedir. Yapılan deney sonuçlarına göre beklenen şekilde ağır sıkıştırmaya maruz bırakılan numuneler standart sıkıştırmaya göre daha yüksek serbest basınç gerilimi göstermiştirler. Yine beklenen şekilde optimum su içeriğinin altında su eklenerek sıkıştırılan numuneler, yüksek miktarda su ile sıkıştırılan numuneler nazaran fiber etkeninden bağımsız olarak yüksek gerilmeler göstermiştir. Yine benzer deney sonuçlarında sıkıştırma enerjisinden

bağımsız şekilde fiber katkılı veya katkısız numunelerin birbirine yaklaşık zirve gerilmesi gösterdiği gözlemlenmiştir. Buna karşıt fiber katkılı numunelerin katkısız malzemelere nazaran daha yüksek deformasyonda zirve gerilmesine ulaştıkları gözlemlenmektedir. Zirve sonrası fiber katkısız numunede ani göçme yaşanırken, fiber katkılı malzemede gerilmede yaşanan bir kısım azalma sonrası sabit gerilme ile deformasyonun devam ettiği gözlemlenmiştir. Yapılan deneyler sonunda Şekil 6 da görülebileceği üzere fiber katkısız numunelerde kayma yüzeyinin belirgin bir şekilde oluştuğu izlenirken fiber katkılı malzemelerde birçok küçük dağınık açılarda kayma yüzeyinin oluştuğu görülmüştür.



Şekil 7. Taş Kâğıt Katkılı Kıbrıs Kilinin Serbest Basınç Dayanımı.

Beklenenin aksine taş kâğıt eklenen numunelerde gerilme artışı yaşanmaması dolayısı ile fiber katkısının mat ve pürüzlü yüzeyle sahip zımpara kâğıdı ile güçlendirilmesi düşünülmüş ancak beklenenin aksine Şekil 8 de görülmektedir ki gerilmelerde düşüş gözlemlenmiştir. Deney sonrası numunelerde yapılan gözlemlerde kil yumaklarının zımpara yüzeyindeki kum taneleri arasına sıkışıp zımparayı çevreledikleri farkedilmiştir. Bu nedenle zımpara yüzeyi kil yüzeyi arasındaki sürtünme yerine kil yüzey- kil yüzeye sürtünme yaşanmış olup gerilmelerde düşüşe neden olmuştur.



Şekil 8. Zımpara Kâğıdı katkılı Kıbrıs Kilinin Serbest Basınç Dayanımı.

Çalışma kapsamında optimum su içeriğinin altında yapılan dolaylı çekme dayanımı deneyleri Şekil 9 da görülmektedir. Deney sonuçlarına göre standart sıkıştırmanın uygulandığı taş kâğıt katkılı numunelerde çekme dayanımı artışı gözlemlenirken ağır sıkıştırma uygulanan numunelerde tam tersi bir durum gözlemlenmiştir. Yine şekil 10 da zımpara kâğıdı ile optimum su içeriğinin üzerinde hazırlanan numunelerde dayanım artışı gözlemlenmiştir. Serbest basınç deneylerindeki sonuçların aksine çekme dayanımındaki bu artışların sebebinin (Ekinci ve Ferreira 2012) polipropilin katkılı malzemelerin dinamik sıkıştırma nedeniyle yatay şekilde sıralanışının neden olduğu düşünülmektedir. Bahsi konu çalışmada, dinamik standart sıkıştırma yöntemi ile gelişigüzel 100 adet fiber lifinin numuneye eklenip, numune dikkatlice kazılarak oluşturulup koordinat sisteminde her bir lifin X, Y, Z koordinatları belirlenip sonuç olarak liflerin %80 ninin yatay düzlem ile 10 derecelik açı oluşturduğu gözlemlenmişti. Bu çalışmada dolaylı çekme kuvveti dayanımı deneyi esnasında yaşanan deformasyon deney düzeneği nedeniyle fiberlere dikey açıda yaşandığından fiberler Çekme dayanımına katkı sağlamıştır.



Şekil 9. Taş Kâğıdı Katkılı Kilin Dolaylı Çekme Dayanımı.



4. SONUÇLAR

Yapılan çalışmalar sonucu fiber katkılı malzemelerin hazırlama su oranlarından bağımsız olarak zirve serbest basınç gerilmelerinin değişime uğramadıkları gözlemlenmiştir. Ancak fiber katkılı numunelerde zirve gerilmesinin daha yüksek deformasyonlar sonrası oluştuğu ve zirve sonrasında fiber katkısız malzemelerde yaşanan ani göçme yerine azalan gerilmeleri takiben gerilmelerin sabitlenerek deformasyon yaşandığı gözlemlenmişti. Yaşanan bu olgunun sebebi numunelere yerleştirilen fiberin gerilerek numunenin ani çökme yaşamasın engellemesinden dolayıdır.

Çalışma kapsamında yapılan dolaylı çekme dayanımı deneylerinde, standart sıkıştırmanın uygulandığı taş kâğıt katkılı numunelerde çekme dayanımı artışı gözlemlenirken ağır sıkıştırma uygulanan numunelerde tam tersi bir durum gözlemlenmiştir. Zımpara kâğıdı ile optimum su içeriğinin üzerinde hazırlanan numunelerde ise dayanım artışı gözlemlenmiştir. Serbest basınç deneylerindeki sonuçların aksine çekme dayanımındaki bu artışların, çekme kuvveti dayanımı deneyi esnasında yaşanan deformasyonun deney düzeneği nedeniyle fiberlere dikey açıda etki etmesi sebebiyle yaşandığı düşünülmektedir.

5. TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın gerçeklemesinde katkıları bulunan Lefke Avrupa Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü asistanları Mohammed Hanafi ve Laith Hasasnehe katkılarından dolayı teşekkürlerini sunar.

6. KAYNAKLAR

[1] Mandal, J. N. & Murti, M. V. R. (1989). Potential for use of natural fibres in geotextile engineering. Proceedings, International Workshop on Geotextiles, Bangalore, India, pp. 251–254.

[2] Xu, G. L., Liu, F. S. & Tang, H. M. (2004). Modern Technology Theory and Engineering Practice Concerning Reinforced-Soil, China University of Geosciences Press, Wuhan, China, pp. 2–15.

[3] Jiang, H., Cai, Y. & Liu, J. (2010). Engineering properties of soils reinforced by short discrete polypropylene fiber. Journal of Materials in Civil Engineering, 22, No. 12, 1315–1322.

[4] Consoli, N. C., Casagrande, M. D. T., Prietto, P. D. M. & Thome, A. (2003). Plate load test on fibre-reinforced soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129, No. 10, 951–955.

[5] Sahin, A. (2010). "Freezing-thawing behaviour of fine-grained soils reinforced with polypropylene fibres", Cold Regions Science and Technology, vol.60, No.1, 63-65.

[6] Chaosheng, T., Yi, C., Bin, S., Charles, W. W. Ng. (2006). Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil, Department of Earth Science, Nanjing University, China.

[7] S. Akbulut, S. Arasan and E. Kalkan (2007), Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers, Applied Clay Science, 38, pp. 23- 32.

[8] Tadepalli, P. R., Mo, Y. L., Thomas, T. C., Hsu, T. T. C. & Vogel, J. (2009). Mechanical properties of steel fiber reinforced concrete beams. Proceedings of the 2009 Structures Congress: Don't Mess with Structural Engineers, ASCE, Reston, VA, USA, pp. 1039–1048.

[9] Bayasi, M. Z. & Soroushiah, P. (1992). Effects of steel fiber reinforcement on fresh mix properties of concrete. Materials Journal, American Concrete Institute, 89, No. 4, 369–374.

[10] Campione, G. & Mendola, L. (2004). Behavior in compression of lightweight " reinforced concrete confined with transverse steel reinforcement. Cement and Concrete Research, 26, No. 6, 645–656.

[11] Chen, B. & Liu, J. (2005). Contribution of hybrid fibers on the properties of the highstrength lightweight concrete having good workability. Cement and Concrete Research, 35, No. 5, 913–917.

[12] Ekinci, A (2016) The mechanical properties of compacted clay from the Lambeth Group using fibre reinforcement. Doctoral thesis, UCL (University College London).

[13] ASTM D2166 / D2166M-16, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, <u>www.astm.org</u>

[14] ASTM D3967-16, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.orgInternational Journal of Geotechnical Engineering, 5, 1, 79-86

[15] Ekinci, A and Ferreira, PMV (2012) The undrained mechanical behaviour of a fibrereinforced heavily over-consolidated clay. In: Denies, N and Huybrechts, N, (eds.) Proceedings of the ISSMGE Technical Committee TC 211 International Symposium on Ground Improvement (IS-GI BRUSSELS 2012): Recent Research, Advances & Execution Aspects of Ground Improvement Works. (pp. 53 - 62)

[16] Atalar, C. (2011). A review of the origin and properties of the soils of Nicosia, Cyprus, International Journal of Geotechnical Engineering, 5, 1, 79-86

<u>TEMEL MÜHENDİSLİĞİ</u>

EUROCODE 7' NİN TEMEL MÜHENDİSLİĞİNE KATKISI

CONTRIBUTIONS OF EUROCODE 7 TO FOUNDATION ENGINEERING

Hüseyin MUNGAN¹ Ersin AREL *²

ABSTRACT

The aim of this paper is to perform a comparative study by calculating the bearing capacity of superficial foundations through the traditional methods such as Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen as well as the new generation method recommended by Eurocode 7. Traditional methods employ the concept of allowable bearing capacity by dividing the ultimate value by a factor of safety. In contrast, Eurocode 7 does not consider a factor of safety but use three design approaches. Design Process I considers two loading cases: Combination I and Combination II. The strength parameters are divided by resistance factors and used in the calculations.

A study of the results provided by Eurocode 7 showed that the lowest bearing capacity for a footing was provided by the design approach I- Combination II.

A comparison of the results obtained by resorting to the traditional methods with those provided by Eurocode 7 revealed that it provides considerably higher results than those of the traditional methods. This means that insistence in the use of the "old" methods could mean highly conservative, hence uneconomical solutions.

Key word: Allowable ultimate, bearing capacity, factor of safety, load combinations.

ÖZET

Bu bildiride, yüzeysel temellerde taşıma güçlerinin Eurocode 7'nin yükleme durumları esasları ile geleneksel yöntemler; Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen çözümleri 3 farklı örnek üzerinde karşılaştırılmıştır.

Eurocode 7'de taşıma gücü hesaplanırken, üç farklı tasarım yaklaşımı kullanılır. Bunlar Tasarım Yaklaşımı I, Tasarım Yaklaşımı II ve Tasarım Yaklaşımı III tür. Tasarım Yaklaşımı I ayrıca kendi içinde Kombinasyon I ve Kombinasyon II olmak üzere iki yükleme durumuna ayrılmaktadır. Geleneksel yöntemlerde, bulunan son taşıma gücü güvenlik sayısına bölünerek güvenli taşıma gücü bulunur. Eurocode 7'de genel anlamda güvenlik sayısı kavramı yoktur. Zemin parametreleri için geliştirilmiş sadeleştirme katsayıları ayrı ayrı direnç katsayısına bölünerek taşıma güçleri hesaplanır.

Eurocode 7 taşıma gücü hesapları değerlendirildiğinde; tasarım yaklaşımları arasında en düşük taşıma gücünü tasarım yaklaşımı I - kombinasyon II vermektedir. Burada, tasarım yaklaşımı I

¹ Öğr.Gör., Bülent Ecevit Üniversitesi, hmungan@beun.edu.tr

^{*&}lt;sup>2</sup> Yrd.Doç.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

ve kombinasyon II ile temel boyutlandırılma ve zemin parametrelerinde sadeleştirme katsayılarının olması bu yaklaşımın daha güvenli tarafta kalacağını göstermektedir.

Yüzeysel temel örneklerinde Eurocode 7 ile geleneksel yöntemlerin çözümleri ile temel taşıma güçleri karşılaştırıldığında, drenajlı ve drenajsız durumda taşıma gücünün daha yüksek değerleri elde edilmiştir. Buradan, daha düşük taşıma gücü sonuçları veren geleneksel yöntemlerin aşırı güvenli ve ekonomik olmayan sonuçlar getirdiği bulgusuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Güvenlik sayısı, izin verilebilir taşıma gücü, tasarım yaklaşımları, taşıma gücü.

1. GİRİŞ

Eurocode, Avrupa Standardizasyon Komitesi tarafından 57 parçadan oluşturulan 10 temel başlık altında toplanmış standartlar grubudur. Belirsizliğin fazla olduğu geoteknik analizlerde tek bir güvenlik sayısı yerine; belirsizliklerin her birini denetlemek üzere bir katsayı önerilmektedir.

Eurocode 7, Geoteknik tasarım esaslarını kapsamaktadır. Bu standartın yapılmasındaki temel amaç, yapı tasarımına ortak bir anlayış getirmektir. Böylece Avrupa Birliği'ne bağlı ülkelerde farklı standartların kullanılmasının önüne geçilerek, bundan kaynaklanan ticari rantsal durumlar da önlenmektedir (Çapar, Aydın ve Büyükbaş, 2009). Avrupa Standartları Komitesi tarafından 2004 yılında Eurocode 7-1, 2007 yılında Eurocode 7-2 revize edilmiştir. Ülkemizde ise, Türk Standartları Enstitüsü (TSE) tarafından 2000 yılında TS ENV 1997-1 ve 2004 yılında TS ENV 1997-2 ve 3 nolu standartlar yürürlüğe girmiştir. Ancak bu standartlar 2005 ve 2007 yılında iptal edilerek yerine güncellenen Eurocode 7 normları TS EN 1997-1 ve TS EN 1997-2 yerini almıştır.

2. EUROCODE 7 İLE GEOTEKNİK TASARIM

Geoteknik tasarım üç ana değişkeni kapsamaktadır:

- Etkiler (A) : Zemin ağırlığı, kaya ağırlığı, temelin kendi ağırlığı, su basınçları yada dış yüklemeler ile oluşan yükler,

- Malzeme Özellikleri (M) : Zemin parametreleri (ρ , c', c_u ve ϕ),

- Direnç Faktörü (R) : Temellerde taşıma gücü yada kayma durumları incelenirken, karakteristlik durumdan tasarım durumuna geçişte kullanılan direnç katsayısıdır.

Hesaplama modelleri limit durumların aşılmadığını kanıtlamak için kullanılır ve tasarım yaklaşımlarına göre sadeleştirmeler içerebilir. Tasarımda iki durum:

- Son Limit Durumu (ULS : *Ultimate Limit State*)

- Hizmet Görebilirlik Limit Durumu (SLS : Serviceability Limit States)

Önce, zemine gelen üstyapı yükleri (sabit yükler ve haraketli yükler) temel ağırlığı ve temel üstü zemin ağırlığı da dahil olmak üzere tasarım temel taban basıncı E_D (*Design value of the effect of actions*) hesaplanır. Daha sonra tasarım yaklaşımlarından birine göre temelin tasarım taşıma gücü R_D (*Design value of the resistance to an action*) hesaplanır. ULS durumu incelenirken, E_D' nin R_D' den küçük yada eşit olması gerekir. SLS durumu incelenirken, hesaplanan E_D 'ye bağlı olarak toplam oturmalar, farklı oturmalar, açısal dönmeler ve eğilmeler kontrol edilir. Böylece zemin yapı arasındaki etkileşim daha gerçekçi sağlanmaktadır.

Tasarım için, 3 ana tasarım yaklaşım metodu vardır. Bu metodlar her ülkenin ulusal normlarına göre belirlenerek tasarımları yapılır. Ülkemizde hangi tasarım durumunun kullanılacağı bilinmemektedir. Eurocode 7' de tasarım yapılırken Tasarım Durumu I Kombinasyon II ile yapılmasını ve uygunluğunu da Tasarım Durumu I Kombinasyon I ile teyid edilmesi belirtilmiştir. Eurocode 7 ayrıca etki, malzeme ve direnç durumlarına göre ayrı ayrı direnç kat sayılarının (sadeleştirme katsayılarını) kullanılmasını belirtmektedir. Tablo 1'de Eurocode 7 her tasarım yaklaşımları için ayrı ayrı etki, malzeme ve direnç faktörleri için sadeleştirme katsayıları gösterilmiştir. Etki bölümünde, sürekli etkiler (G) ve geçici etkiler (Q) için, A₁ ve A₂ olmak üzere iki etki durumu faktörü incelenir. Malzeme özellikleri bölümünde sürtünme açısı, efektif kohezyon, drenajsız kayma direnci, serbest basma dayanımı ve birim hacim ağırlığı için M₁ ve M₂ olmak üzere iki malzeme faktörü durumu incelenir. Direnç bölümünde, taşıma direnci ve kayma direnci için 3 ayrı direnç faktörü durumu incelenir.

			ETKİ MALZEME ÖZELLİKLERİ DİRENÇ						
			A_1	A ₂	M ₁	M ₂	R ₁	R ₂	R ₃
SÜREKLİ	Elverişsiz	γ_G	1.35	1					
ETKİLER (G)	Elverişli	γ_G	1	1					
GEÇİCİ ETKİLER	Elverişsiz	γ_Q	1.5	1.3					
(Q)	Elverişli	γ_Q	0	0					
Sürtünme Açısı	tan ø	γ _φ			1	1.25			
Efektif Kohezyon	с'	γ_c			1	1.25			
Drenajsız Kayma Direnci	C _u	γ_{c_u}			1	1.4			
Serbest Basma Dayanımı	q_u	γ_{q_u}			1	1.4			
Birim Hacim Ağırlık	ρ				1	1			
Taşıma Direnci	R_{ν}	γ_{RD}					1	1.4	1
Kayma Direnci	R_H	γ_{RE}					1	1.1	1

Tablo 1. Eurocode 7 Tasarım Durumlarına Göre Etki, Malzeme ve Direnç Faktörleri için Sadeleştirme Katsayıları

2.1 Tasarım Yaklaşımları

Tasarım yaklaşımlarına göre E_D ve R_D hesaplanırken, etki bölümünden A_1 veya A_2 , malzeme özellikleri bölümünden M_1 veya M_2 , direnç bölümünden ise R_1 veya R_2 veya R_3 olarak Tablo 1'deki katsayılar ele alınmaktadır. Şekil 1'de E_D ve R_D hesabı için 3 farklı tasarım yaklaşımı durumu vardır:



Şekil 1. E_D ve R_D Hesaplama Yaklaşımları

• Tasarım Yaklaşım I : Kombinasyon I ve kombinasyon II olmak üzere iki farklı durumu incelemektedir:

Kombinasyon I : $A_1+M_1+R_1$ Kombinasyon II : $A_2+M_2+R_1$

- Tasarım Yaklaşım II : $A_1+M_1+R_2$
- Tasarım Yaklaşım III : $A_1+M_2+R_3$ veya $A_2+M_2+R_3$

3. EUROCODE 7 YÜZEYSEL TEMELLERDE TAŞIMA GÜCÜ

Eurocode 7 yüzeysel temeller için taşıma gücünü son limit durumu, (ULS) ve hizmet görebilirlik limit durumu, (SLS) olarak iki ayrı aşamada hesap yapılarak incelemektedir.

3.1 Son Limit Durumu (ULS)

Son limit durumunda, (ULS) $E_D \leq R_D$ sağlanarak tasarım yapılmalıdır. Burada; E_D , temel öz ağırlığı da dahil olmak üzere, temel üstü dolgu ağırlığını da içeren zemin tabanına dik tasarım temel taban basıncıdır. Drenajlı şartlarda genel olarak su basınçları E_D hesabına dahil edilir.

 R_D , düşey yüklere karşı temelin tasarım taşıma gücüdür. Yük etkisinde, eğimli yada dış merkezli yüklerde dahil edilmelidir. E_D tasarım taban basıncı durumu bulunurken;

 $\gamma_G \Sigma_G + \gamma_O \Sigma_O$, olarak hesaplanır.

 γ_G , γ_Q : Tablo 1'deki tasarım durumlarına göre sabit yük (G) ve haraketli yük (Q) için etki katsayıları seçilir.

3.1.1 Drenajsız Durum İçin Taşıma Gücü

Drenajsız durum, kısa dönem taşıma gücünü belirtmektedir. Drenajsız durum için tasarım taşıma gücü (R_D) :

$$R_D / A' = ((\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q) / \gamma_R$$

olarak ifade edilir. Burada,

 γ_R : Direnç faktörü sadeleştirme katsayısı $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$ $s_c = 1 + 0.2(B'/L')$, Dikdörtgen temel için $s_c = 1$ veya 2, Kare veya dairesel temel içindir.

Yatay yük H'ın etkisi,

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right) \operatorname{dir.}$$

Şekil 2'de temel tabanının eğimli olma durumu ve Şekil 3' te net temel alanı hesabı gösterilmektedir.



Şekil 2. Temel Tabanının Eğimli Olması (EN 1997-1, Annex D)

H: Yatay yük

V: Düşey yük

 α : Temel taban eğimi

 c_u : Drenajsız kayma direnci

q: Temel taban seviyesine kadar etkiyen toplam gerilme

A': Net temel alanı

B' ve L' : Net temel boyutları

$$B' = B - 2e_L, L' = L - 2e_B$$

 e_L , e_B = Yatay ve düşey yönlerdeki dış merkezlikler M_L , M_B = Yatay ve düşey yönlerdeki momentler

3.1.2 Drenajlı Durum İçin Taşıma Gücü

Drenajlı durum için taşıma gücü, uzun dönem durumunu belirtmektedir. Burada efektif zemin parametreleri kullanılmaktadır.

Drenajlı durum için tasarım taşıma gücü, (R_D) :

$$R_D / A' = \left(c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_g + 0.5 \rho' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \right) / \gamma_R$$

ile bulunur. Burada;



Şekil 3. Net Temel Alanı (EN 1997-1, Annex D)

- c': Efektif kohezyon değeri
- q': Temel taban seviyesine kadarki efektif gerilme
- ρ' : Batık birim hacim ağırlık
- γ_R : Direnç faktörü sadeleştirme katsayısıdır.

Boyutsuz faktörler için:

Taşıma gücü katsayıları;

 $N_{q} = e^{\pi \cdot tan\phi_{d}} tan^{2} (45 + \phi_{d} / 2)$ $N_{c} = (N_{q} - 1) \cot \phi_{d}$ $N_{\gamma} = 2 (N_{q} - 1) tan \phi_{d}$

Burada, $\phi_d = \phi / \gamma_{\phi}$ olarak bulunmaktadır.

Temel taban faktörleri;

 $b_q = b_{\gamma} = (1 - \alpha \tan \phi_d)$ $b_c = b_q - (1 - b_q) / N_c \tan \phi_d$

Şekil faktörleri;

 $s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi_d$, Dikdörtgen temel için $s_q = 1 + \sin \phi_d$, Dairesel yada kare temel için $s_{\gamma} = 1 - 0.3 (B'/L')$, Dikdörtgen temel için $s_{y_c} = 0.7$, Dairesel yada kare temel için $s_c = (s_q (N_q - 1))/(N_q - 1)$, Dikdörtgen temel, dairesel ve kare temel için

Yük eğim faktörleri;

$$i_{c} = i_{q} - (1 - i_{q}) / (N_{c} tan \phi_{d})$$

$$i_{q} = (1 - H / (V + A'c' cot \phi_{d})^{m}$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (V + A'c' cot \phi_{d})^{m+1}$$

Burada m katsayısı;

 $m = m_B = (2 + (B' / L'))/(1 + (B' / L')), H \text{ yatay yük } B' \text{ ne etkidiği zaman}$ $m = m_L = (2 + (L'/B'))/(1 + (L'/B')), H \text{ yatay yük } L' \text{ ne etkidiği zaman}$ $\gamma_G, \gamma_Q \text{ eğer bir } \theta \text{ açısıyla etkirse bu durumda } m,$ $m = m_\theta = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta \text{ olarak hesaplanır.}$

3.1.3 Geleneksel Yöntemler İçin Taşıma Gücü

Geleneksel yöntemlerle yapılan taşıma gücü hesaplarında; Terzaghi, Meyerhof ve Brinch Hansen taşıma güçleri, 3 farklı yüzeysel temel örneği için ayrı ayrı hesaplanarak Tablo 2' de sonuçları gösterilmiştir.

Terzahgi taşıma gücü, (q_d)

Şerit temel için,

 $q_d = cN_c + qN_q + 0.5\rho BN_{\gamma}$

Kare temel için,

 $q_d = 1.3cN_c + qN_a + 0.4\rho BN_{\gamma}$

Diktörtgen temel için,

$$q_{d} = cN_{c} (1 + 0.2 (B/L)) + qN_{q} + B\rho N_{\gamma} (0.5 - 0.1(B/L))$$

Meyerhof Taşıma Gücü, (q_d)

$$q_{d} = cN_{c}s_{c}d_{c} + \rho D_{f}N_{q}s_{q}d_{q} + 0.5\rho BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma}$$

 $Kp = tan^2 (45 + \phi/2)$, (*Pasif toprak basıncı katsayısı*) - Şekil faktörleri :

 $\phi \geq 1 \oplus i cin;$

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 K p \left(B / L \right)$$

- Derinlik faktörleri:

$$\begin{split} \phi \geq & 1 \text{O}i \varsigma in; \\ d_q &= d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{Kp} \left(D_f / B \right) \end{split}$$

Brinch-Hansen Taşıma Gücü, (q_d)

$$q_d = cN_c(s_cd_ci_cb_cg_c) + \rho D_f N_q(s_qd_qi_qb_qg_q) + 0.5\rho BN_\gamma(s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma)$$

- Derinlik faktörleri:

 $B \ge D_f \ i \ cin; dq = 1 + 2tan\phi \left(1 - sin\phi\right)^2 \left(D_f / B\right)$

herhangi ϕ değeri için;

 $d_{\gamma} = 1$

- Yük eğim faktörleri

V (yatay yük) = 0 olduğu için;

$$i_c = i_q = i_{\gamma} = 1$$

- Temel tabanı faktörleri :

Temel taban eğimi 0 olduğu için; $b_c = b_q = b_{\gamma} = 1$

- Zemin eğimi faktörleri :

Zemin eğimi 0 olduğu için;

$$g_c = g_q = g_\gamma = 1$$

- Şekil faktörleri

 $\phi \ge 0$ olduğu için; $s_q = 1 + (B/L) tan\phi$ $s_{\gamma} = 1 - 0.4 (B/L)$ olarak hesaplanır.

4. GELENEKSEL YÖNTEMLERLE KARŞILAŞTIRMA

Seçilen 3 örnek üzerinde; Terzaghi, Meyerhof ve Brinch-Hansen yöntemlerine göre taşıma gücü hesaplanarak Eurocode 7 ile sonuçlar karşılaştırılmıştır. Şekil 4 ve Şekil 5'te kumlu (drenajlı durum), Şekil 6'da killi zemine (drenajlı ve drenajsız durum) oturan yüzeysel temel için güvenli taşıma güçleri, (q_a) geleneksel yöntemler ve Eurocode 7' ye göre hesaplanarak Tablo 2'de sonuçlar gösterilmiştir.



Şekil 4. Örnek 1 Yüzeysel Temel Örneği (Das, 1995)



Şekil 5. Örnek 2 Yüzeysel Temel Örneği (Çapar, Aydın ve Büyükbaş, 2009)





	Eurocode 7 Drenajlı	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon I <i>R_D/A</i> = 371.48 kPa	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon II R _D /A = 197.33 kPa	Tasarım Yaklaşımı II $R_D/A = 266.1 \text{ kPa}$	Tasarım Yaklaşımı III R _D /A = 197.33 kPa
ÖRNEK 3	Eurocode 7 Drenajsız	Tasarım, Yaklaşımı I Kombinasyon I <i>R</i> _D /A = 320.71 kPa	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon II R _D /A = 238.08 kPa	Tasarım 'Yaklaşımı II $R_D/A = 229.08 \text{ kPa}$	Tasarım Yaklaşımı III $R_D/A = 238.08 \text{ kPa}$
	Yöntem	Terzaghi $q_a = 163.14 \text{ kPa}$	Meyerhof $q_a = 186.3 \text{ kPa}$	Brinch-Hansen $q_a = 188 \text{ kPa}$	
RNEK 2	Eurocode 7 Drenajlı	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon I R _D /A = 1197.50 kPa	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon II R _D /A = 550.53 kPa	Tasarım Yaklaşımı II $R_D/A = 855.33$ kPa	Tasarım Yaklaşımı III $R_D/A = 550.13 \text{ kPa}$
Ö	Yöntem	Terzaghi $q_a = 359.04$ kPa	Meyerhof $q_a = 459.30$ kPa	Brinch- Hansen $q_a = 430.65$ kPa	
SNEK 1	Eurocode 7 Drenajlı	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon I <i>R</i> _D /A = 2039.61 kPa	Tasarım Yaklaşımı I Kombinasyon II <i>R_D/A</i> = 774.95 kPa	Tasarım Yaklaşımı II $R_D/A = 1456.86 $ kPa	Tasarım Yaklaşımı III $R_D/A = 774.95$ kPa
lÖ	Yöntem	Terzaghi $q_a = 716.25$ kPa	Meyerhof $q_a = 738.21 \text{ kPa}$	Brinch-Hansen $q_a = 669.67 \text{ kPa}$	

Tablo 2. Yüzeysel Temel Taşıma Güçleri Karşılaştırılması

SONUÇLAR

1. Güvenlik sayısı kavramı, zemin belirsizliklerinin hesaba katılmadığı durumlarda kullanılır. Bulunan son taşıma gücü (q_d) , 3 gibi bir güvenlik sayısına bölünerek temel güvenli gerilmesi (q_a) , elde edilir ve projelendirme bu yolla yapılır. Eurocode 7, diğer yöntemlerdeki gibi genel bir güvenlik sayısı kullanmaz. Elde edilen karakteristlik taşıma güçleri 1 veya 1.4 gibi bir direnç faktörüne ya da zemin parametreleri bazında sadeleştirme katsayılarına bölünerek tasarım taşıma güçleri bulunur. Böylece Eurocode 7 ile geleneksel yöntemlerin (Terzaghi,Meyerhof ve Brinch-Hansen) temel taşıma güçleri karşılaştırıldığında Eurocode 7' nin drenajlı ve drenajsız durumda taşıma gücü daha yüksek hesaplanır.

2. Eurocode 7 taşıma gücü tasarım yaklaşımları arasında en düşük taşıma gücünü, tasarım yaklaşımı I kombinasyon II ve tasarım yaklaşımı III durumları vermektedir.

3. Tasarım yaklaşımı I kombinasyon II ile boyutlandırılmada; zemin parametrelerinin sadeleştirme katsayıları içermesiyle bu yaklaşımın daha güvenli tarafta kalmasını sağlamaktadır.

4. Elde edilen bulgular, temel taşıma gücünün artık geleneksel yöntemlerle hesaplanmaması gerekeceğini göstermiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Çapar Ö. F., Aydın H., Büyükbaş F., (2009) "Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü Hesabında Eurocode 7 Kullanımı" 3. Ulusal Geoteknik Kongresi, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [2] CSN EN 1997-1 (2004): Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules.
- [3] CSN EN 1997-1 (2007): Eurocode 7: Geotechnical design Part 2: Ground investigation and testing.
- [4] TS ENV 1997-1 (2000) Jeoteknik tasarım Bölüm 1: Genel kurallar (Eurocode 7).
- [5] TS ENV 1997-2 (2004) Jeoteknik tasarım Bölüm 2: Lâboratuvar deneyleri ile desteklenen tasarım (Eurocode 7).
- [6] TS ENV 1997-3 (2004) Jeoteknik tasarım Bölüm 3: Arazi deneyleri yardımıyla tasarım (Eurocode 7).
- [7] TS EN 1997-1 (2005) Eurocode 7: Jeoteknik tasarım- Bölüm 1: Genel kurallar.
- [8] TS EN 1997-2 (2008) Geoteknik tasarım Bölüm 2: Zemin etüdü ve deneyleri (Eurocode 7).
- [9] Das Braja M. (1995), "Principles of Foundation Engineering" PWS Publishing Company.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

KABUK TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ

BEARING CAPACITY OF SHELL FOUNDATIONS

Yakup TÜREDİ¹ Salih KUNDUZ³ Murat ÖRNEK^{*2} Hıdır ALTUNKAYNAK⁴

ABSTRACT

Shell foundations are an altenative to for the flat foundations due to the especially transfer of heavy structural loads to soils with low bearing capacity and economic advantage. In this study, the bearing capacity behavior of two different shaped and sized shell foundations rested on loose sand soil was investigated with laboratory model tests. Additionaly two circular foundations similar diameter with the shell foundations are used. Load displacement curves were plotted and compared according to the circular foundations. According to the test results, the bearing capacity of the shell foundation is greater than the circular foundations. The reason for these differences is accepted as the geometry of the foundation and its rigidity.

perform better in the compared to flat foundations. **Keywords:** Shell foundation, circular foundation, bearing capacity, loose sand.

ÖZET

Kabuk temeller özellikle ağır üstyapı yüklerinin, taşıma gücü yetersiz zeminlere aktarılmasında ve ekonomik avantaj sağlaması yönünden düz temeller için bir alternatif olmaktadır. Bu çalışmada, gevşek kum zemine oturan iki farklı şekil ve boyuttaki kabuk temellerin taşıma gücü davranışı laboratuvar model deneyleriyle araştırılmıştır. Ayrıca kabuk temeller ile aynı çapa sahip iki tane dairesel temel kullanılmıştır. Yük deplasman eğrileri çizilerek dairesel temellere göre karşılaştırma yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre, dairesel temele göre kabuk temellerin daha fazla yük taşıdığını göstermiştir. Bu farklılıkların nedeni temelin geometrisi ve rijitliği olarak kabul edilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Kabuk temel, dairesel temel, taşıma gücü, gevşek kum.

1. GİRİŞ

Temeller, yapı yükünü (normal kuvvet, moment, vs.) yer yüzeyine (zemine) aktaran yapı elemanlarıdır. Diğer bir deyişle temeller, yapının ayakları olarak tanımlanmaktadırlar. Temeller yapıdan gelen yükleri emniyetle zemine aktaracak şekilde tasarlanırlar. Temeller aynı anda taşıma gücü, oturma ve ekonomi gibi kıstasları sağlamak zorundadırlar. Başka bir ifadeyle bir temel göçmeye karşı yeterli güvenlikte olmalı ve muhtemel maksimum toplam ve farklı oturmalar, kabul edilecek değerleri geçmemelidir. Aynı zamanda, sadece amaç temel sisteminin zeminde oluşan gerilmeyi zeminin taşıyabileceği seviyeye indirmek

¹ Arş. Gör., İskenderun Teknik Üniversitesi, yakup.turedi@iste.edu.tr

^{*&}lt;sup>2</sup> Doç. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, murat.ornek@iste.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

³ İnşaat Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, salih.kunduz31381@gmail.com

⁴ İnşaat Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, hidir_ak@hotmail.com

değil, kolon veya perdenin altındaki zeminde oluşacak çökmeyi (oturma) sınırlı bir seviyede tutarak üst yapının farklı oturmalarından zarar görmesini de önlemektir.

Diğer boyutları ile karşılaştırıldıklarında farklı bir temel çeşidi olan kabuk temeller, küçük kalınlığa sahip olan, üç boyutlu eğrisel veya katlanmış plaklardan oluşan yapı elemanlarıdır. Kabuk temeller zayıf zeminlerde ağır üst yapıları zemine en iyi aktaran ve yüksek maliyet ve işçilik gerektiren bu gibi yerlerde ekonomiklik sağladığı gözlenen yapılar olduğu kabul edilmektedir. Avantajlarından dolayı kabuk temeller 1970'li yıllardan sonra dünya çapında birçok bilim adamının ilgisini çekmiştir (Shin vd. 2002, El-kady M. S. ve Badravi E. F. 2017, Esmaili D. ve Hataf N. 2008, Kurian 2006). Kabuk temellerin taşıma gücü yetersiz zeminlerde, ağır üstyapı yüklerinin, aktarılmasında düz temele göre daha iyi performans gösterdiği görülmüştür. Kabuk temellerin geometrik şekli ve rijitliği bu derece farklılığın oluşmasının nedeni olarak ifade edilmektedir. Teorik, sayısal ve laboratuvar ve arazi deney sonuçları ile elde edilen veriler ışığında bu değerlendirmeler yapılmaktadır.

Colmenares vd. tarafından yapılan

Kurian 2006 tarafından yapılan çalışmada kabuk temellerin altında zeminde oluşan gerilme yayılışı gösterilmiştir. (Şekil 1). Ayıca kabuk temellerin sınıflandırılması, taban basıncı dağılımı ve altında oluşan taşıma gücüne esas kırılma mekanizmaları Şekil 2-4'te verilmektedir (Aksoy vd. 2014, Rinaldi 2012).



Şekil 1. Düz ve içbükey kabuk temeller altında zeminde gerilme dağılışı (Kurian, 2006)



Şekil 2. Kabukların sınıflandırılması (Rinaldi, 2012)



Şekil 3. Düz ve kabuk temel altında zeminde oluşan kırılma yüzeyleri (Rinaldi, 2012)



Şekil 4. Rijit temeller altında taban basıncı dağılımı (Rinaldi, 2012)

Azzam ve Nasr (2014) tarafından kum zemine yerleştirilmiş kabuk temellerin kullanıldığı tek donatılı ve donatısız olmak üzere model deneyler yapılmıştır. Ayrıca model deneyler sonlu elemanlar programı PLAXIS ile analiz edilmiştir. Kabuk temellerin düz temele göre daha fazla yük taşıdığı görülmüştür.

Hanna ve Abdel-Rahman (1998) tarafından laboratuvarda farklı sıkılıkta kuru kum zemine oturan düz ve kabuk temel modellerle yapılan yükleme deneyleri ile geoteknik açıdan performansını yansıtan η kabuk kazanım faktörü (%) tanımlanmıştır. η kabuk temelin düz temele göre taşıdığı (% olarak) nihai yükteki artışı olarak tarif edilmiştir. Kabuk kazanım faktörü;

$$\eta = \frac{Q_{us} - Q_{uf}}{Q_{uf}}$$
 1

olarak tanımlanmıştır.

Burada; Q_{us} kabuk temelin taşıdığı nihai yük, Q_{uf} ise düz temelin taşıdığı nihai yüktür. Bu çalışmada, gevşek kum zemine oturan iki farklı şekil ve boyutlardaki kabuk temellerin taşıma gücü değerine etkisi laboratuvar deneyleriyle araştırılmıştır. Her bir deneyin

327

ardından yük-oturma bağıntıları çizilerek taşıma kapasitesi değişimleri belirlenmiş, göçme mekanizmaları yorumlanmıştır.

2. MATERYAL VE METOD

Model deneyler, İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Model deneyler, ebatları 125cm x 100cm x 100cm (uzunluk, genişlik, derinlik) olan dikdörtgen kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde kullanılan yükleme düzeneği tasarımı Şekil 5'te yer almaktadır.





Model deneylerde Ceyhan nehir yatağından elde edilen üniform, yıkanmış, ince kum zemin kullanılmıştır. Kullanılan kuma ait elek analizi, kesme kutusu, sıkılık, piknometre deney sonuçları Tablo 1'de ve dane çapı dağılımı Şekil 6'da verilmiştir.

Özellik	Değer
İri kum yüzdesi (%)	0.00
Orta kum yüzdesi (%)	65.00
İnce kum yüzdesi (%)	35.00
D ₁₀ (mm)	0.13
D ₃₀ (mm)	0.28
D_{60} (mm)	0.58
Üniformluk katsayısı, C _u	4.46
Derecelenme katsayısı, C _c	1.04
Özgül ağırlık	2.72
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)	17.11
Minimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)	15.44
Kohezyon, c (kPa)	0.00
İçsel sürtünme açısı, ϕ (derece)	36.00
Zemin sınıfı (USCS)	SP

Tablo 1. Deney Kumunun Mühendislik Özellikleri



Deneylerde kullanılan kubbe, silindirik kabuk ve dairesel model temellere ait ölçüler sırasıyla Tablo 2 ve Tablo 3'te verilmiştir. Temellerin model tasarımları ise Şekil 6 ve Şekil 7'de yer almaktadır. Burada; K kubbe kabuk temel, S silindirik kubbe temel, R temellere ait çap, t ise temellerin et kalınlıklarıdır.

Tablo 2. Kubbe Kabuk Model Temellerin Boyutlari				
K-Daire	K-1	K-2	K-3	
R - h(cm)	R – h - t (cm)	R - h - t (cm)	R-t (cm)	
18 - 3	18 - 11 - 3	18 - 11 - 2	18 - 11 - 1	



Şekil 7. Kubbe Model Kabuk Temeller Tasarımı

Fablo 2. Silindi	rik Kabuk Mode	el Temellerin boyutları
S-Daire	S-1	S-2
$R_2 - h$ (cm)	$R_2 - h - t (cm)$	$R_2 - h - t (cm)$
15 - 3	15 - 6.5 - 2.5	15 - 6.5 - 1.5

	15 - 3	15 - 6.5 - 2.5	15 - 6.5 - 1.5	
\frown	R			
	1			
<u> </u>	h			100 M

Şekil 7. Silindirik Model Kabuk Temeller Tasarımı

Kum zemin, kasa içerisine tabakalar halinde ve gevşek şekilde yerleştirilmiştir. Bu amaçla, gerekli kum ağırlığı 5cm'lik her tabaka için hesaplanmış ve bu şekilde yerleştirme yapılmıştır. Kum zemin yerleştirme işlemi tamamlandıktan sonra zemin üst yüzeyinin düzgünlüğü su terazi ile kontrol edilmiş ve model temel zemin yüzeyine yerleştirilmiştir. Uygulanan yükün, model temel merkezine düşey yönde ve üniform olacak şekilde etki ettirilmesine özen gösterilmiştir. Deneyler sırasında, yükleme hızı sabit tutulmuştur. Elde edilen değerler veri işleme ünitesi ile toplanmış ve verilere ait yük oturma grafikleri çizilmiştir.

3. ARAŞTIRMA VE BULGULAR

Kubbe ve silindirik kabuk temellere ait yükleme düzeneği ve yapılan yükleme deneyleri sonucunda elde edilen yük-oturma grafikleri aşağıda sunulmuştur (Şekil 8 ve Şekil 9).



Şekil 8. Model deneylerde yükleme aşaması





Şekil 9a ve Şekil 9b'de de görüldüğü gibi her iki farklı boyut ve kalınlıklara sahip kabuk temel için de aynı deplasman altında nihai taşıma gücü değerlerinin düz temele göre daha fazla olduğu görülmektedir. Örneğin 4mm deplasmanda taşınan yük değerleri K-1 ve S-1 kabuk temelleri için sırasıyla yaklaşık olarak 5kN ve 1.8kN; aynı çapa sahip dairesel K-daire ve S-daire temellerde ise yaklaşık olarak 2kN ve 1kN olmaktadır.

Kum zemin üzerine oturan K-1 ve S-1 kabuk temeller ile yapılan model deneylerde eşitlik 1 kullanılarak elde edilen η kabuk kazanım faktörü aşağıdaki Tablo 4'de verilmiştir.

Kabuk Kazanım	Т	'emel
Faktörü	K-1	S-1
η	1.50	0.80

Tablo 4. Kabuk Temel Kazanım Faktörü

K-1 ve S-1 kabuk temelleri için aynı deplasman değerinde düz temellere göre kazanım faktörü yaklaşık olarak sırasıyla %150 ve %80 seviyelerinde olmuştur. Elde edilen kazanımları incelendiğinde önemli mertebelerde artışların meydana geldiği görülmektedir.

SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı boyuttaki kubbe ve silindirik kabuk temellerin dairesel temeller ile taşıma gücü değerine etkisi laboratuvar model deneyler yapılarak değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıdaki ifade edilmiştir.

- ✓ Aynı plan oturumuna sahip kabuk temellerin taşıma yükü değerlerinin, düz temele göre daha fazla değerler aldığı görülmüştür.
- ✓ Taşıma yükü değerlerinde yaklaşık olarak 2-3 kata varan artışlar meydana gelmiştir.
- ✓ Kabuk temellerin taşıma gücü performansı incelendiğinde kazanım faktörünün özellikle K-1 temeli için yaklaşık olarak %150'e seviyelerine ulaştığı gözlenmiştir. Benzer şekilde S-1 temeli içinde %80 civarında gelişerek ciddi bir kazanım elde edilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Shin E. C., Das B. M., Lee E. S., Atalar C. (2002), "Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand" Technical Note Geotechnical and Geological Engineering, 20, 169-180.
- [2] El-kady M. S. and Badravi E. F. (2017). "Performance of Isolated and Folded Footings", Journal of Computational Design and Engineering, 4(2), 150-157.
- [3] Esmaili D. and Hataf N. (2008). "Experimental and Numerical Investigation of Ultimate Load Capacity of Shell Foundations on Reinforced and Unreinforced Sand", Iranian Journal of Science and Technology Transactions of Civil Engineering, 32(5), 491-500.
- [4] Kurian, N. P. (2006). "Shell foundations, geometry, analysis, design and construction", Harrow, U.K., 379.
- [5] Aksoy İ. H., Gündüz A. N. ve Tan A. O. (2014). "Elastik Zemine Oturan Kabuk Temellerin Statik Yükler Altında Davranışı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği II. Özel Konulu Sempozyumu, 24-25 Nisan 2014, Antalya.
- [6] Rinaldi, R. (2012). "Inverted Shell Foundation Performance in Soil", (PhD Thesis), Montreal, Quebec, Canada., 332.
- [7] Azzam W.R. and Nasr A.M. (2014). "Bearing Capacity of Shell Strip Footing on Reinforced Sand" Journal of Advanced Research, 6(5): 727-737.
- [8] Hanna, A. and Abdel-Rahman, M. (1998). "Experimental Investigation of Shell Foundations on Dry Sand", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 116(12), 1851-1863.

RIBBED MAT FOUNDATION DESIGN

KABURGALI RADYE TEMEL TASARIMI

Aya AHMAD*¹

Ayse BALKIS²

ABSTRACT

Expansive soils which occurs in the arid and semi-arid climate regions of the world cause serious problems on civil engineering structures. Such soils swell when given an access to water and shrink when they dry out. A lot of attempts are being made to control the swell-shrink behavior of these soils. The factors that affect the swelling potential of the expansive soil mainly depends upon the properties of soil, environmental factors and stress conditions. Each year, expansive soils causes damage to houses, roads, pipelines, and other structures. This is more than twice the damage from floods, hurricanes, tornadoes, and earthquakes combined.

Due to the extensive swelling clay occurrences of north-eastern parts of Nicosia, this area was selected as the study area. The selection of the area was decided due to the presence of direct outcrops of all formations containing marls of Miocene period, known for their high to very high swell potential. Hamitkoy is a growing development area in north-east part of Nicosia reputable of expansive soil damages to the existing buildings and roads, yet still a popular area for the building industry on the island. This project investigated the soil profile of a selected locality based on data from a UNOPS funded project and evaluated the soil parameters required for the design of foundations, including the depth of active zone, swell pressure, and surface heave.

The structural analysis of a two story residential building was carried out by SAFE. Between the rib mat and flexible waffle mat, the ribbed mat has been selected to be designed by the SAFE software. The flat plate mat is the commonly used foundation type in Northern Cyprus which is constructed directly on the ground surface. This study aims to show that this is a wrong practice due to damages caused to buildings by the center or edge lift or settlement of mats due to swell-shrink behavior of soils, and to emphasize that a more suitable foundation type, ribbed mat, should be adopted by the construction industry for the structural integrity, as well as feasibility, economy and environmental concerns.

Keywords: expansive soil, ribbed mat foundation, SAFE program, construction failure

ÖZET

Dünyadaki kurak ve yarı kurak iklim bölgelerinde oluşan geniş topraklar, inşaat mühendisliği yapılarında ciddi sorunlara neden olmaktadır. Bu tür topraklar, suya eriştiklerinde şişer ve kuruduklarında büzülürler. Bu topraklarda şişme-büzülme davranışını kontrol etmek için bir çok girişim yapılmaktadır. Toprağın şişme potansiyelini etkileyen faktörler esas olarak toprağın özelliklerine, çevresel faktörlere ve gerilme durumlarına bağlıdır. Her yıl, şişen

^{*1} Master Student, Cyprus International University,aahmad@ciu.edu.tr

² Asst. Prof. Dr., Cyprus International University, apekrioglu@ciu.edu.tr

topraklar evlere, yollara, boru hatlarına ve diğer yapılara zarar vermektedir. Bu zarar sel, kasırga ve depremlerden kaynaklanan hasarın iki katından fazladır.

Lefkoşa'nın kuzey-doğu bölgelerinde yaygın olan şişen kil nedeniyle bu alan çalışma alanı olarak seçilmiştir. Bu alanlar yüksek veya çok yüksek şişme potansiyeli ile bilinen miyosen dönemi marnları içeren tüm oluşumlar düşünülerek seçildi. Hamitköy, Lefkoşa'nın kuzeydoğu kesiminde adadaki yapı endüstrisi için popüler bir alan olarak gelişen bir kalkınma bölgesi durumundadır. Bu çalışma UNOPS tarafından finanse edilen bir projeden elde edilen verilere dayanılarak seçilen bir lokalitenin toprak profilini araştırmış ve aktif bölge derinliği, şişme basıncı ve yüzey akışı da dahil olmak üzere temellerin tasarımı için gerekli toprak parametreleri kullanılmıştır.

İki katlı bir konutun yapısal analizi SAFE programı kullanılarak gerçekleştirildi. Kaburga hasır ve esnek radye arasında, SAFE yazılımı tarafından tasarım olarak seçilmiştir. Düz plaka hasır, doğrudan Kuzey Kıbrıs'ta zemin yüzeyine inşa edilen yaygın olarak kullanılan temel tipidir. Bu proje, bina-zemin etkileşimini dikkate alarak şişme-büzülme davranışlarından kaynaklanan temel merkez veya kenarlarda oluşan bozulmaları tanımlamak ve bu uygulamanın dezavantajlarını belirtmektir. Bu tip zeminlerde daha uygun bir temel tipi olan kaburgalı radye temelin ekonomik ve çevresel açıdan avantajlı olduğu savunulmaktadır.

Anahtar Kelimeler: şişen zemin, kaburgalı radye temel, SAFE program, yapı yıkımı

1. INTRODUCTION

Cyprus is the biggest island in Eastern Mediterranean, and the third biggest island in the Mediterranean Sea, and has an area of 9,251 km². It occupies a special geographic place as it is at the junction between Eurasian, African, and Arabian plates and plays an important role for understanding the geology of this region.

Due to its geologic evolution, a large part of the island of Cyprus is covered by clayey and marly formations bearing bentonitic clays to montmorillonite group of clays. Cyprus may be divided into six geological zones according to geological evolution and emplacement of its geological units (Revised frm GSDA 1995).



Figure 1: Geological map of Cyprus (Revised from GSD, 1995)

However, Cyprus clays can be divided into five main groups :

*Bentonitic Clays (high swelling potential)

*Clays of Mamonia Complex (high swelling potential)

*Clays of Kythrea Group (high swelling potential)

- *Clays of Nicosia Formation (high swelling potential)
- *Alluvial Clays

Occurrences of swelling clays are the result of the alteration of other minerals. Chemical weathering of materials As the montmorillonite percentage increases in the soil, the more swelling - shrinkage ability of that soil and the more damage it can cause. This makes us face three types of problematic soils on the island:

Expansive (active, shrinkage) soils, Evaporitic bedrocks, and Collapsible soils. Most of the swelling clay problems occur continuously in arid and semi-arid regions due to the soil expanding in the winter and shrinking in the summer. However, our region of concern is Hamitkoy in the North-East of Lefkoşa region.



Figure 2: Google earth map of Hamitkoy, North-east of Lefkosa.

2. Borelog Selection and Soil Profile

In this study area "Hamitkoy ", there are 2 bore logs: SC5 and SK5 as seen in the map below. To specify the location of each bore logs on Cyprus map, *Google Earth* program was used. Google Earth is a program to view satellite imagery, maps, terrain, 3D buildings, galaxies far in space, and the deepest depths of the ocean. However, it works with GPS coordinates (WGS 72 coordination system). So another program called PHOTOMOD GeoCalculator 4.4 was used to convert the coordinates of bore logs from local cartesian coordinates to global GPS (WGS 72) coordinates and then entered to the Google Earth program to obtain the following map:



Figure 3: UNOPS project borehole locations in Lefkosa (Google earth map)

One borehole bedrock.log was selected, SC5 by among these borehole logs. It can be observed in Figures 4.4-4.5 that it consists of light brown color clay soil layer formations ranging from 2.5 to 5.5 meters followed by greenish grey clay color formation all the way to the bedrock.



Figure 4: Borehole logs SC-5 field data's



Figure 5: Core soil samples obtained from borehole SC-5

The figure above shows some borehole soil colors and how cohesive the soil is at each level down to bedrock from borehole log SC-5.

3. Active Zone and Swelling Pressure Estimation

More important factor in designing process of various structural foundations is determining the depth of active zone. The active zone depth is the depth of the soil beneath a structure that contributes to or has the potential to contribute to actual heave that takes place at some point at the surface at any particular time. The active zone is time and spatially dependent parameter.

In the UNOPS project, two piezometric borehole logs were monitored (SC5 and SK5). However, information's from SC5 borehole log which shows the depth of water table in different seasons and thus gives an idea about the earth movement in the specific location of the borehole log which is the closest of the rest to "Hamitkoy" is used. From Figure 6 approximate active zone in meters can be seen.



Figure 6: Water fluctuation in SC-5 (UNOPS, 2002)

4. Design Procedure of Mild Reinforced Ribbed Mat Foundation

Soil properties such as Plastic Limit, PL, % / Liquid Limit, LL, %/Allowable soil bearing pressure, qallow, psf/percentage of soil passing No. 200 sieve, %-#200 / Percentage of soil finer than 2 microns, %-2 μ , %/ Soil unit weight, pcf/Modulus of elasticity of the soil, Esoil, psi / Subgrade friction coefficient, μ / edge moisture variation distance, em, ft were used for the analysis.

Soil property	SC2-1	SC2-2	SC5-1	SC5-2
Depth, m	0-3.5	3.5-7.5	2.5-2.75	3.5-7.5
Natural water content, %	24	22	26	23
Specific gravity, G _s	2.66	2.67	2.67	2.67
Bulk density, kg/m³	1910	2037	1973	2090
Dry density, kg/m ³	1540	1670	1566	1699
Sand, %	0	0	5	5
Silt, %	26	26	27	35
Clay, %	74	74	68	60
Colloid content, %	60	60	50	54
Liquid limit, %	69	72	66	60
Plastic limit, %	30	32	30	26
Plasticity index, %	39	40	36	32
Shrinkage limit, %	13	12	16	16

 Table 1: SC2 and SC5 Laboratory Data



Figure 7: Classification Chart

After calculating the activity ratio LL / %fc was calculated, and e γ_0 is obtained using the Zone-3 Chart using Fig 8. Then Suction Compression Index (γ_h) has been calculated by the following formulas :

 $\gamma_{h \text{ swell}} = \gamma_{0} e^{\gamma_{0}} (\% \text{ fc} / 100) \text{ and}$ $\gamma_{h \text{ shrink}} = \gamma_{0} e^{-\gamma_{0}} (\% \text{ fc} / 100).$ After that S is calculated by S = -20.29+0.1555(LL)-0.117(PI)+0.0684(%-#200). Unsaturated Diffusion Coefficient (α) will be calculated next by : $\alpha_{\text{swell}} = 0.0029 - 0.000162(\text{S}) - 0.122(\gamma_{h \text{ swell}})$

 α shrink = 0.0029-0.000162(S)-0.0122(γ h shrinkl)



Figure 8: Zone-3

Fabric Factor (Ff) is obtained by Table 2.

Modified Unsaturated Diffusion Coefficient (α') is calculated by the following equations : α swell' = α swell (Ff)

 α shirnk' = α shink (Ff)
Table 2: Fabric Factor

Condition	$F_{\rm f}$
Soil profiles contain few roots, layers, fractures or joints (No more than 1 per vertical foot)	1.0
Soil profiles contain some roots, layers, fractures or joints (2 to 4 per vertical foot)	1.3
Soil profiles contain many roots, layers, fractures or joints (5 or more per vertical foot)	1.4

Thornthwaite Moisture Index (Im) is calculated by using Fig 9 em is obtained based on Im for center and edge lift.



Figure 9: Thornwaite Moisture Index



Figure 10: Thornthwaite Moisture Index (Im) – α ', Weighted Average of Modified Unsaturated Diffusion Coefficient

4.RESULTS

Based on the structural analysis of a two story residential structure and the soil data obtained from a borelog obtained from swelling clays project funded by UNOPS completed in 2002, the ribbed mat design provided a much more suitable solution as it employs soil-structure interaction throughout the proposed procedure. This is the main advantage over a flat plate mat, which is the commonly used foundation type, as it will be subjected to seasonal effects by swelling-shrinking behavior of the prevailing soils. The thickness of the mat is based on structural loads only, and the only geotechnical consideration is the allowable bearing capacity, as settlement is not the issue under light loads on expansive soils.

REFERENCES

[1] Braja M. Das (1983), "Principles of Foundation Engineering".

[2] D.Nelson , D.J. Miller (1992), "Expansive Soils Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering – J ".

[3] Sam L. Altshuler, P.E., M.E., Board Certified Environmental Engineer. February, 2007.

"Lowering the Carbon Footprint When Using WAFFLEMAT System for Concrete Slab Foundations."

[4] Joseph E.Bowels (1988), "Foundation analysis and design", Third edition.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

SÜLFATLI SU İÇERİKLİ KUM ZEMİNLERDE OLUŞTURULAN JET-GROUT KOLONLARININ TAŞIMA GÜCÜNE SÜLFATIN ETKİSİ

THE EFFECT OF SULFATE ON BEARING CAPACITY OF JET_GROUT COLUMN CONSTRUCTED THROUGH THE SAND SOILS CONTAINING SULFATED WATERS

Mustafa YILDIZ^{*1} Tuba Özge DEMİRAL²

ABSTRACT

If jet-grout columns are installed into sulfated environment such as sulfated soil and/or sulfated ground water, these columns will be subjected to sulfate during the curing time and also throughout the service life. In this case, as a result of sulfate attack, what kind of change occurs in the jet-grout columns is unknown. Since the jet-grouting columns are soilcrete columns, they should be capable of preserving their functions without any problem throughout their service lives. One of the most important factors affecting the long-term durability of the concrete content of this column is sulfate.

Within the scope of this study, jet grout columns were installed in sandy soils have certain relative density and involving tap water and sulffated ground waters taken from Konya 2nd Organized Zone which were prepared in the laboratory. Jet-grout columns were prepared by using two kinds of Portland cement. For each column, at the end of each curing period (1 month, 3 months and 6 months), the jet-grout columns were removed from the molds, and the samples were taken from these columns for unconfined compressive strength test (UCS), SEM and XRD analyses. By the evaluation of SEM and XRD analysis results, the effect of cement type on the development of new products in jet-grout columns due to sulfate attack was determined in time. The effect of sulfate on the bearing capacity loss of jet-grout columns was determined experimentally depending on time.

For all cure period, when the unconfined compression strength test results of the samples taken from jet-grouted columns formed by using sulfate resisting cement and normal portland cement which were cured by sulfated ground water were compared each other, it was determined that mean compression strength values obtained from the samples using normal portland cement are lower than mean compression strength values obtained from the samples using sulfate resisting cement.

Key words: Morphological structure, SEM, EDS, XRD analyses, Portland cement, Sulfate resisting cement, jet-grouting

ÖZET

Sülfatlı ortamlarda oluşturulan jet-grout kolonları, sülfat içerikli zemin ve/veya sülfatlı yeraltı suyu ile enjeksiyon malzemesinin karıştırılması ile oluşturulmakta ve uzun dönem performansları bilinmemektedir. Jet-grout kolonları birer zemin içerikli-beton kolon

^{*&}lt;sup>1</sup> Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü, musyildiz@selcuk.edu.tr

²Arş.Gör., Selçuk Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü, tozgedemiral@selcuk.edu.tr

(soilcrete) oldukları için, bu kolonların işlevlerini servis ömürleri boyunca bozulmadan yerine getirmeleri istenmektedir. Sülfat ise bu kolonların dayanımını etkileyen en önemli faktörlerden biridir.

Bu çalışma kapsamında, laboratuvarda belirli bir rölatif sıkılıkta hazırlanmış kum zemin içinde, normal musluk suyu ve sülfat içerikli yeraltı suyu ile 2 farklı tip çimento kullanılarak jet-grout kolon numuneleri oluşturulmuştur. Her bir kolon numunesi (1 ay, 3 ay ve 6 ay) kür süresinin sonunda kalıplardan çıkarılmış, kolonlardan alınan karot numuneler üzerinde serbest basınç dayanımı testi ile SEM ve XRD analizleri yapılmıştır.

SEM ve XRD analiz sonuçları değerlendirilerek, sülfat etkisi nedeniyle zamana bağlı olarak jet-grout kolonlarda oluşan yeni ürünler ve bu ürünlerin jet-grout kolonlarda meydana getirdiği bozulma mekanizması, serbest basınç testleri ile de kolonlarda meydana gelen dayanım kaybı belirlenmiştir.

Serbest basınç deneyi sonuçlarından, sülfat içerikli yeraltı suyu kullanılarak oluşturulan ve bu su içinde kür edilen jet-grout kolonlarında, tüm kür süreleri için, normal portland çimentosu kullanılarak oluşturulan jet-grout kolonlarının ortalama basınç dayanımlarının, sülfata dayanıklı çimento kullanılarak oluşturulan jet-grout kolonlarının ortalama basınç dayanımından daha düşük olduğu belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Morfolojik yapı, SEM, EDS, XRD ,Portland çimento, sülfata dayanıklı çimento, jet grout.

1. GİRİŞ

Zemin iyileştirme yöntemlerinden biri olan jet-grout yöntemi, geoteknik tabanlı mühendislik problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Jet-grout yöntemi, özel delgi ekipmanları kullanılarak, farklı su/çimento oranlarında hazırlanan enjeksiyon malzemesinin yüksek basınçla zemine enjekte edilmesi ve enjeksiyon esnasında yüksek basınçla mevcut zeminin ayrıştırılıp, enjeksiyon malzemesi ile zemin karıştırılarak zemin içerikli beton kolon oluşturulmasıdır. Jet-grout kolonları, birer zemin içerikli beton kolon (soilcrete) olma özelliklerinden dolayı, beton dayanımını etkileyen fiziksel, kimyasal, biyolojik ve mekanik faktörlerden etkilenmektedir . Jet-grout kolonlar, bu etkiler sebebiyle zamanla bozulabilir ve bunun sonucunda dayanım kaybına uğrayabilirler. Çimento içerikli bu kolonların uzun süreli dayanımını etkileyen en önemli faktörlerden biri sülfattır.

Sülfatlı yeraltı suyu içerikli zeminler Orta Anadolu'da özellikle Konya ve Aksaray Bölgesi'nde yaygın şekilde bulunmaktadır. Aynı zamanda bu bölgelerde, zeminin taşıma gücü düşük ve oturma potansiyeli fazla olduğundan dolayı, derin temel sistemi gerektiren ağır sanayi yapılarında, yapı yükleri kazıklar veya jet-grout kolonlar ile daha derindeki sağlam tabakalara aktarılmaktadır [1]. Sülfat içerikli yeraltı suyu bulunan bölgelerde oluşturulan jetgrout kolonları, sülfat içerikli zemin ve sülfatlı yeraltı suyu ile enjeksiyon malzemesinin karıştırılması ile oluşturulmakta olup, yapı servis ömürleri boyunca bu elemanlar sülfat ile temas halinde olmaktadır. Oluşturulan bu kolonların arazi koşullarındaki uzun dönem performanslarını belirlemek ise oldukça zordur.

Bu çalışmada, laboratuvarda %40 rölatif sıkılıkta hazırlanan kum zemin ortamında, Normal Portland Çimentosu (NP) ve Sülfata Dayanıklı Çimento (SDÇ) kullanılarak, küçük ölçekli jetgrout kolonları oluşturulmuştur. Musluk suyu (NMS) ve sülfat içerikli yeraltı suyu (SYS) kullanılarak doygun hale getirilen kum zeminde oluşturulan ve bu ortamda priz alması ve mukavemet kazanması sağlanan jet-grout kolonlarından 1 ay, 3 ay ve 6 ay kür süreleri sonunda karot numuneler alınarak, bunlar üzerinde serbest basınç dayanımı deneyi yapılmıştır. Jet-grout kolonlarda sülfat etkisiyle oluşan, betondaki sülfat kaynağına bağlı olarak alçıtaşı, etrenjit, tomasit, brüsit, vb yeni ürünleri belirlemek için basınç deneyi sonunda karot numunelerden alınan örnekler üzerinde taramalı elektron mikroskobu (SEM) ve X-ışını kırınımı (XRD) cihazları ile morfolojik yapı analizi yapılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Jet-Grout Yöntemi İle Zemin İyileştirme

Jet-grout yöntemi, sondaj yardımıyla iyileştirme yapılacak derinlik boyunca zemine indirilen bir tij takımının, özel ekipmanlar kullanılarak, belirli bir çekme ve dönme hızıyla zemin yüzeyine çekilmesi esnasında, tijin ucunda bulunan nozul/nozullardan değişik karışım oranlarında hazırlanan çimento esaslı enjeksiyon malzemesinin yüksek basınçla zemine enjekte edilmesidir. Yüksek enjeksiyon basıncı ile nozullardan çıkan grout bir hız kazanır ve yüksek basınç nedeniyle enjeksiyon malzemesi zemini parçalar. Eş zamanlı olarak grout malzemesi ile zemin tanelerinin karıştırılması ile zemin içerisinde, zemin tipi, boşluk yapısı ve tabakalanma durumuna bağlı olarak değişen çapta ve dayanımda zemin içerikli beton kolonlar oluşturulur [2].

Jet-grout yöntemi, diğer iyileştirme yöntemleri ile kıyaslandığında daha hızlı, güvenilir ve ekonomik bir çözüm olması nedeniyle her geçen gün gelişmekte, yeni uygulama yöntemleri ortaya çıkmakta ve buna bağlı olarak mühendislik problemlerinde uygulama alanı her geçen gün artmaktadır. Jet-grout yöntemi kullanılarak iyileştirilen zeminlerin taşıma gücü ve sıvılaşmaya karşı direnç artarken, oturmaları ve geçirimlilik değerleri azalmaktadır. Jet-grout yöntemi ile zemin iyileştirme Şekil 1'de görüldüğü gibi başlıca iki aşamadan oluşmaktadır. Bunlar delgi aşaması ve enjeksiyon aşamasıdır.



Şekil 1. Jet–grout yöntemini aşamalarının şematik gösterimi: (a) Tijin sondaj ile belli derinliğe indirilmesi (delgi aşaması), (b), (c) ve (d) Enjeksiyon ile kolon imalatı [3]

Jet-grout yöntemleri, kullanılan akışkan sayısına bağlı olarak Şekil 2'deki gibi başlıca üç gruba ayrılmaktadır. Bunlar, tek akışkanlı sistem-Jet1 (sadece çimento enjeksiyonu), çift akışkanlı sistem-Jet2 (hava ve çimento enjeksiyonu), üç akışkanlı sistem-Jet3 (hava-su ve çimento enjeksiyonu) sistemindir. Bu üç sistemin dışında yeni geliştirilen SüperJet ve X-Jet sistemleri gibi jet-grout yöntemleri de vardır [3].



Şekil 2. Temel jet-grout sistemleri [4]

Jet-grout kolonlar kullanılarak yapılan zemin iyileştirmesinde imalat aşamasında seçilen parametreler son derece önemlidir. Projede belirtilen çap, boy ve dayanımda kolonlar elde etmek için zemin koşullarına uygun jet-grout yönteminin ve parametrelerinin seçilmesi gerekmektedir. Jet-grout yönteminin bağlı olduğu ana parametreler enjeksiyon basıncı, enjeksiyon malzemesinin özellikleri, tij takımının dönme ve çekme hızı, nozul çapı ve sayısı olarak sayılabilir [5]. Arazide uygulama projesinde kullanılacak parametrelerin belirlenmesi için proje bölgesinde önceden deneme kolonları yapılmalıdır. Oluşturulan deneme kolonlarının üzerinde yapılan basınç testleri ile dayanım kontrolleri yapılmaktadır. Deneme kolonlarının yapıldığı sahada yapılan deneme kazısı ile kolon çapı, boyu ve süreklilik durumu belirlenmektedir. Bu kontrollerden elde edilen veriler ile projede istenilen değerlerin karşılaştırılması ile seçilen parametrelerin uygunluğu belirlenmektedir.

2.2. Sülfatın Beton Üzerindeki Etkisi

Jet-grout kolonlar, "soilcrete" kolon olma özelliklerinden dolayı, beton dayanımını etkileyen faktörlerden etkilenmektedir. Betonda sülfat etkisi üzerinde 60 yıldan fazla süredir çalışmalar yapılmasına rağmen, etki mekanizmasının karmaşıklığından dolayı mekanizmanın bazı detayları hala bilinmemektedir ve sülfat etkisi nedeniyle beton bozulmaları hala meydana gelmektedir. Beton durabilitesini artırmak için kullanılan ilave ve yeni çimentolaşma malzemelerinin kullanımı bu mekanizmayı daha karmaşık hale getirmektedir [6]. Başlıca sülfat kaynakları deniz suyu ve yer altı suyudur. Yer altı suyundaki sülfat, çoğunlukla zemindeki doğal minerallerden kaynaklanır ve sıcak mevsimlerde buharlaşma nedeniyle, sülfat konsantrasyonunda artış meydana gelebilmektedir.

Sülfat etkisi, çimento kimyası, çimento inceliği, su/çimento oranı, puzolan ya da çimentolaşma malzemesi kullanımı, betonla etkileşimdeki sülfat konsantrasyonu, sülfat katyon tipi, kimyasal katkı kullanımı, kür tipi ve ortam sıcaklığı gibi etkilere bağlıdır [7]. Çimento hidratasyon ürünleri ve sülfatın reaksiyonu ile betonda hacim artışına neden olan ve sülfat kaynağına bağlı olarak değişen alçıtaşı, etrenjit, tomasit, brüsit, vb. yeni ürünler meydana gelmektedir. Hacim artışı, sertleşmiş betonda çatlak oluşumuna neden olur. Betonda oluşan bu yeni çatlaklar, betonun geçirgenliğini artırarak daha fazla zararlı maddenin beton içerisine girmesine yol açar. Böylece betonun sülfatla etkileşimi sonucunda betondaki bağlayıcılık özelliği gösteren maddelerin başka ürünlere dönüşmesi ve beton içerisine yeni zararlı madde girişinin hızlanması ile betonun servis ömrünü azalır [8]. Betonda oluşan dayanım kayıplarını ve sülfat etki mekanizmasını belirlemek için yapılan laboratuvar deneyleri, fiziksel ve mekanik olarak iki kısma ayrılmaktadır. Genleşme ölçümleri, kütle kaybı ve görsel bozulma derecesi gibi fiziksel testler betonda sülfat etkisinden kaynaklı bozulma seviyesini belirlemede sıklıkla kullanılmaktadır. Laboratuvarda oluşturulmuş küp

veya silindirik beton numuneler üzerinde belirli aralıklarla basınç dayanımı testleri yapılmaktadır ve zamana bağlı olarak dayanımdaki kayıplar belirlenmektedir.

Laboratuvar deneyleri ile beton numunelerin dayanın kayıpları, fiziksel bozulma oranları, genleşme miktarları ve kütle kayıpları belirlenirken, görüntüleme yöntemleri ile bu numunelerdeki morfolojik değişimler belirlenmektedir. Morfolojik yapıyı incelemede optik mikroskop, taramalı elektron mikroskobu (SEM), vb. cihazlar kullanılmaktadır. SEM, yüksek büyütmelerde yüksek çözünürlüklü görüntü alma tekniğidir. Bunun için beton numunelerin yüzeyinden ve iç kısmından örnekler alınır ve bu örnekler inceleme için ince kesitler haline getirilip, elektron mikroskobunda incelenir. Böylece, zamana bağlı olarak sülfat reaksiyonu sonucu oluşan ürünler ve yapıdaki değişimler belirlenmektedir. Ayrıca beton numunelerin kimyasal kompozisyonundaki değişimler için X-ışını kırınımı (XRD) analizi yapılmaktadır. XRD analizi, her bir kristalin fazın kendine özgü atomik dizilimine bağlı olarak, X-ışınlarını karakteristik bir düzen içinde kırması esasına dayanır. Her kristalin, faz için bir kırınım profili vardır. Bu profillere bağlı olarak numunelerin yapısı belirlenmektedir.

2.3. Deneysel Çalışma

Bu çalışma kapsamında yeraltı suyunda bulunan sülfatın jet-grout kolonların dayanımı ve morfolojik yapısı üzerinde etkisi deneysel olarak araştırılmıştır. Çalışma kapsamında Selçuk Üniversitesi/Mühendislik Fakültesi/İnşaat Mühendisliği Bölümü/Geoteknik Anabilim Dalı Laboratuvarı'nda bulunan ve daha önce bir tez çalışması için tasarlanan laboratuvar tipi özel jet-grout deney seti kullanılarak laboratuvar ortamında jet-grout kolonlar oluşturulmuştur [5]. Deneysel çalışmada kullanılan laboratuvar tipi özel jet-grout deney seti Şekil 3'de yer almaktadır.



Şekil 3. Laboratuvar tipi jet-grout deney seti ve oluşturulan deneme kolonları

Laboratuvarda jet-grout kolonların oluşturulacağı zemin ortamını oluşturmak için kullanılan doğal kum, bir kum ocağından temin edilmiştir. Elek analizinden doğal kumun zemin sınıfı (SP) olarak belirlenmiştir. Çalışmada kullanılan sülfat içerikli yeraltı suyu, Konya II. Organize Sanayi Bölgesi'nde kuyu açılarak temin edilmiş, sülfat içerikli yeraltı suyu kuyudan çekilip laboratuvara getirilmiştir. Sülfat etki mekanizmasını belirlemek ve jet-grout kolon enjeksiyon malzemesi hazırlamak için karışım suyu ve kür suyu olarak sülfat içerikli yeraltı suyu ve normal musluk suyu kullanılmıştır. Ayrıca, çimento tipinin sülfat etki mekanizması üzerindeki etkisini belirlemek için Normal Portland çimentosu (42.5) ve Sülfata Dayanıklı Portland çimentosu (42.5) olmak üzere iki tip çimento kullanılmıştır.

Konya II. Organize Sanayi Bölgesi'nden alınan sülfat içerikli yeraltı suyuna ait analiz sonuçları Tablo 1'de yer almaktadır. Tablo 1'de yer alan yeraltı suyuna ait analiz sonuçları TS-EN-3440[9] standardı sınır değerleri ile karşılaştırıldığında yeraltı suyunun zararlı etkinlik derecesi çok kuvvetli olarak belirlenmiştir.

Konya 2. Organize Sanayi Bölgesi				
Parametreler	Formülasyon	Birim	Analiz Sonuçları	Analiz Yöntemi
рН (25 °С)			7.7	TS-3440
Kireç Sökücü	CO2	mg/l	66	TS-3440
Amonyum	NH^{4+}	mg/l	0.03	TS-3440
Magnezyum	Mg^{++}	mg/l	2,775	TS-3440
Sülfat	SO4 ⁼	mg/l	11,484	TS-3440
Klor	CL	mg/l	12,702	TS-3440

 Tablo 1. Konya 2. Organize Sanayi Bölgesi'nden alınan yeraltı suyunun analiz sonuçları

Deneysel çalışmada kullanılacak jet-grout kolon parametrelerini belirlemek için ilk olarak deneme kolonları yapılmıştır (Şekil 3). Deneme kolonlarından elde edilen kolon çap ve boylarının değerlendirilmesi ile kullanılacak plastik varil boyutları çap(D)= 80 cm ve yükseklik(H)= 120 cm olarak belirlenmiştir. Deneme kolonları ile belirlenen ve çalışmada kullanılan jet-grout kolon parametreleri Tablo 2'de yer almaktadır. Jet-grout kolon dayanımını etkileyen parametrelerden biri enjeksiyon malzemesinin su/çimento oranıdır. Enjeksiyon malzemesinin hazırlanmasında kullanılan su/çimento oranı için saha uygulamalarında en çok kullanılan 1.0 değeri seçilmiştir.

Tablo 2. Deneysel çalışmada kullanılan jet-grout kolon parametreleri

Parametreler	Kullanılan Değerler
Enjeksiyon basıncı	20 bar
Tij dönme hızı	10 dv/dk
Tij çekme hızı	30 cm/dk

Jet-grout kolonlarının oluşturulacağı zemin ortamının hazırlanmasında, doğal kum bir miktar ıslatılarak (\approx %5-6 su içeriği) ve belirli yükseklikten elenerek eşit rölatif sıkılıkta plastik variller içerisine yerleştirilmiştir (Şekil 4). Deney grubuna bağlı olarak normal musluk suyu ya da sülfat içerikli yeraltı suyu ile normal portland çimentosu ya da sülfata dayanıklı çimento bir mikser ile karıştırılarak jet-grout deney seti haznesi hacmine eşit olacak şekilde 12 lt hacminde enjeksiyon malzemesi hazırlanmış ve jet-grout deney seti haznesine doldurulmuştur (Şekil 4).



Şekil 4. a),b), c), d) Doğal kum kullanılarak kum zemin ortamının hazırlanma aşamaları;
e), f), g). Enjeksiyon malzemesinin hazırlanması ve hazneye doldurulması

Enjeksiyon malzemesi hazneye doldurulurken, deney setinde yer alan ve ucunda tek nozullu konik başlık yer alan tij takımı kum zemin içerisine 10 dv/dk dönme hızı ile döndürülerek

indirilmiştir. Tij takımı kum zemin içinde istenilen derinliğe indirildikten sonra 30 cm/dk çekme hızı ve 20 bar enjeksiyon basıncı ile jet-grout kolon imalatına başlanılmıştır. Şekil 5'te jet-grout kolon imalat aşamaları yer almaktadır.



Şekil 5. Jet-grout kolon imalat aşamaları

Çalışmada, sülfat içerikli yeraltı suyu ile normal portland çimentosu ve sülfata dayanıklı çimento kullanılarak 1 ay, 3 ay ve 6 ay kür sürelerinde deneye tabi tutulmak üzere 6 adet jetgrout kolon oluşturulmuştur. Ayrıca jet-grout kolonlar üzerindeki sülfat etki mekanizmasını belirlemek için aynı çimento tipleri ve aynı kür süreleri için normal musluk suyu kullanılarak 6 adet referans jet-grout kolon olmak üzere toplamda 12 adet jet-grout kolon oluşturulmuştur.

2.4.Araştırma Sonuçları

Bu çalışmada oluşturulan jet-grout kolonların enine ve boyuna kesitleri incelendiğinde, literatür çalışmalarına uygun olarak iyi çimentolaşmış bölge ve az çimentolaşmış bölgeler elde edilmiştir (Şekil 6). Çalışma kapsamında jet-grout kolonlardan Şekil 7'de görüldüğü gibi en az 3 adet olacak şekilde karot numuneler alınmıştır. Karot numunelerin olabildiğince iyi çimentolaşmış bölgeden alınması özen gösterilmiştir. Alınan karot numuneler 6.5 cm yüksekliğinde ve 4.3 cm çapında, yani yükseklik/çap oranı yaklaşık 1.5 olacak şekilde, kesilerek alt ve üst yüzeyleri düzeltildikten sonra, numuneler üzerlerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır. Değerlendirmede, Normal Portland Çimentosu "NP", Sülfata Dayanıklı Çimento "SDÇ", musluk suyu "NMS" ve sülfat içerikli yeraltı suyu "SYS" olarak kısaltılmıştır.



Şekil 6. Enine ve boyuna kesit alınan jet-grout kolonda iyi çimentolaşmış ve az çimentolaşmış bölgeler



Şekil 7. a) Jet-grout kolonlardan karot alınması, b) Jet-grout kolondan alınan karot numuneler, c) Karot alınmış jet-grout kolonlar

Jet-grout kolonlardan alınan karot numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneyi sonuçları ise Tablo 3 ve Şekil 8'de toplu olarak verilmiştir. SDÇ-NMS (6 aylık) ve SDÇ-SYS (6 aylık) jet-grout kolonlarından, enjeksiyon aşamasında meydana gelen spirallenmeden kaynaklı yeterli çimentolaşma sağlanamamıştır. Bu kolonlarda karot alımı esnasında dağılmalar meydana gelmiş olup, örnek alınamamıştır.

Tablo 3. Jet-grout kolonlardan alınan karot numunelerin serbest basınç mukavemetleri

Kolon Adı	Serbest Basınç Mukavemeti (Mpa)		
	1 Aylık	3 Aylık	6 Aylık
NP-NMS	6,72	8,08	6,68
NP-SYS	5,81	4,21	4,63
SDÇ-NMS	5,93	8,26	-
SDÇ-SYS	6,92	6,78	-

Serbest basınç deneyi sonuçlarından, NP kullanımında, her bir kür süresi için NMS ile oluşturulan jet-grout kolonlarından alınan karot numunelerin ortalama basınç dayanımını, SYS ile oluşturulandan daha yüksek olduğu gözlenmiştir. Aynı zamanda NP-SYS örneklerinde, sülfat etkisi bağlı olarak zamanla dayanımında azalma meydana geldiği belirlenmiştir. SDÇ kullanımında NMS ile oluşturulan jet-grout kolonlarından alınan karot numunelerin ortalama basınç dayanımının 1 ay ve 3 ay kür süresi için 5.93 MPa'dan 8.26 MPa'a arttığı belirlenmiştir. Ancak SDÇ-SYS jet-grout kolonlarından alınan karot numunelerin ortalama basınç dayanımında önemli bir değişim olmadığı gözlenmiştir (1 ay kür süresi için 6.92 MPa, 3 ay kür süresi için 6.78 MPa).



Şekil 8. Jet-grout kolonlardan alınan karot numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin grafik gösterimi

Serbest basınç deneyine tabi tutulan karot numunelerden alınan küçük parçalar ve toz numuneler üzerinde S.Ü. İLTEK Merkezinde SEM ve XRD analizleri yapılmış, sülfat etkisine

maruz kalan jet-grout kolon yapısındaki morfolojik değişimleri belirlenmeye çalışılmıştır. SEM analizi ile muhtemel etrenjit oluşumları incelenmiştir (Şekil 9). SEM analizi ile bütün jet-grout kolonlarının içyapısında etrenjite benzer yapı oluşumu gözlenmiştir. Ancak hidratasyon reaksiyonları sonucunda oluşan etrenjit ile dış sülfat etkisi ile oluşan etrenjit birbirine karıştırılmamalıdır. Hidratasyon reaksiyonları sonucunda oluşan etrenjit, taze betonda oluştuğu için zaman bağlı olarak beton içyapısında genleşmeye yol açmayacak ve jet-grout kolon dayanımda olumsuz etki yaratmayacak hatta boşlukları doldurarak dayanım artışı sağlayacaktır. Dış sülfat etkisi ile oluşan etrenjit ise, sertleşmiş betonda oluştuğu için ve hacim artışına bağlı olarak zamanla beton içyapısında ekstra gerilmeler oluşturarak betonun çatlamasına, dağılmasına ve dayanım kayıplarına yol açacaktır.



Şekil 9. a) NP-NMS (1), b) NP-SYS (1), c) NP-NMS (3), d) NP-SYS (3), e) NP- NMS (6), f) NP-SYS (6), g) SDÇ-NMS (1), h) SDÇ-SYS (1), i) SDÇ-NMS (3), i) SDÇ-SYS (3), j) SDÇ-NMS (6), k) SDÇ-SYS (6) jet-grout kolonlarına ait numunelerden elde edilen SEM görüntüleri

Etrenjit oluşumunu belirlemek için, morfolojik yapı olarak etrenjite benzeyen bölgelerde, EDS analizi yapılarak element kompozisyonu belirlenmiştir. Literatürde, EDS analizi sonuçlarından elde edilen S/Ca (Silisyum/Kalsiyum) ve Al/Ca (Alüminyum/Kalsiyum) oranları ve S/Al oranı etrenjit oluşumunu belirlemede kullanılmaktadır [10] [11]. Tablo 4'te SEM-EDS analizlerinden elde edilen S/Ca ve Al/Ca oranları toplu olarak verilmiştir. Ayrıca SEM analizi ile jet-grout kolon yapısında oluşumu gözlenen etrenjit kristallerinin olası oluşum reaksiyonları bu tabloda yer almaktadır. Oluşturulan tüm jet-grout kolonlarının SEM-EDS analizinde elde edilen S/Ca ve Al/Ca oranları incelendiğinde, jet-grout kolon yapısında etrenjit oluşumuna rastlanılmıştır.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

JG Kolon	S/Ca	Al/Ca	Morfolojik Analiz	Etrenjit Oluşum Mekanizması
NP-NMS (1)	0.22	0.03	SEM-EDS	Hidratasyon
NP-SYS (1)	0.85	0.38	SEM-EDS	Hidratsyon+Sülfat Etkisi
NP-NMS (3)	0.41	0.17	SEM-EDS	Hidratasyon
NP-SYS (3)	0.92	0.26	SEM-EDS	Hidratsyon+Sülfat Etkisi
SDÇ-NMS (1)	0.32	0.3	SEM-EDS	Hidratasyon
SDÇ-SYS (1)	0.24	0.1	SEM-EDS	Hidratsyon+Sülfat Etkisi
SDÇ-NMS (3)	0.49	0.13	SEM-EDS	Hidratasyon
SDÇ-SYS (3)	0.37	0.15	SEM-EDS	Hidratsyon+Sülfat Etkisi

Tablo 4. SEM-EDS analiz sonuçları ve etrenjit oluşumları

EDS analizinden NP-NMS numuneleri ile NP-SYS numuneleri karşılaştırıldığında S/Ca ve Al/Ca oranlarında bir artış gözlenmiştir. Buradan sülfatlı suların normal portland çimentosu kullanılarak oluşturulan jet-grout kolonlarının içyapısında oluşan etrenjit miktarını arttığı görülmektedir. Diğer taraftan SDÇ-NMS numuneleri ile SDÇ-SYS numuneleri karşılaştırıldığında ise S/Ca ve Al/Ca oranlarında bir miktar azalma meydana gelmiştir. Bu durum sülfata dayanıklı çimentodaki alüminatlı bileşiklerin miktarının normal portland çimentosundan az olması bağlı olarak jet-grout kolonlarının içyapısında oluşan etrenjit miktarının azalmasını sağladığını göstermektedir.

EDS analizi ile mineralojik yapı tam olarak belirlenememekte sadece oluşan ürünlerin ne olabileceği belirlenmektedir. Oluşan ürünlerin ne olduğunun belirlenebilmesi için SEM-EDS analizi ile birlikte XRD analizi yapılması ve analiz sonuçlarının beraber değerlendirilmesi gerekmektedir. Bu nedenle SEM-EDS analizi ile kristal yapısı belirlenmeye çalışılan numuneler üzerinde bir de XRD analizi yapılmıştır ve analiz sonuçları Şekil 11'de verilmiştir. Bu analiz sonuçlarında, karmaşıklığı gidermek için sadece etrenjit pikleri işaretlenmiştir.



Şekil 10. a), b) NP-NMS ve NP-SYS (1-3-6 ay) jet-grout kolonların c) ve d) SDÇ-NMS ve SDÇ-SYS (1-3-6 ay) jet-grout kolonlarından alınan örneklere ait XRD analiz sonuçları

XRD analizinde NP-NMS jet-grout kolonları için elde edilen pik değerlerinin, NP-SYS jetgrout kolonlarından elde edile piklerden daha az olduğu belirlenmiştir. Örneğin NP-NMS (1 aylık) numunelerde 18.1°'ye karşılık gelen etrenjit pik değeri 1100 iken NP-SYS (1 aylık) için 1400'dür. Bu da sülfat içerikli yeraltı suyunda oluşan etrenjit miktarının arttığını göstermektedir. Fakat sülfata dayanıklı çimento kullanılarak oluşturulan jet-grout kolonlarda ise normal musluk suyu ve sülfat içerikli yeraltı suyunda elde edilen pik değerlerinin birbirine çok yakın olduğu görülmüştür.

SDÇ-SYS numuneleri ile NP- SYS numunelerin XRD analiz sonuçları karşılaştırıldığında, normal portland çimentosu kullanılan numunelerden elde edilen etrenjit piki değerleri sülfata dayanıklı çimento kullanılan numunelerden elde edilen etrenjit piki değerlerinden daha fazla olduğu belirlenmiştir. Örneğin NP-SYS (1 aylık) için etrenjit pik değeri 1400 iken SDÇ-SYS (1 aylık) için 700'dür. Bu durumun da aynı şekilde normal portland çimentolu jet-grout kolonlarının yapısında oluşan etrenjit miktarının sülfata dayanıklı çimento kullanılan jet-grout kolonlarından fazla olduğunu gösterdiği söylenebilir.

3. SONUÇLAR

- Jet-grout kolonlardan alınan karot numunelerinin, her kolonda homojen olarak iyi çimentolaşmış bölgeden alınmasına özen gösterilmiştir. Ancak kolon çaplarının yaklaşık 25 cm olmasından dolayı her kolonda bu bölgeden homojen karot numunesi alınamamıştır. Buna bağlı olarak bazı durumlarda, NP-NMS kolon numunelerinde olduğu gibi, basınç dayanımlarında düzenli bir artış ya da azalış gözlenememiştir. Ancak NP-SYS ve SDÇ-SYS numuneleri karşılaştırıldığında, sülfatlı ortamlarda normal portland çimentosu kullanımının uzun dönemde dayanım kayıplarına yol açacağı ve kolon dayanımlarının tasarım taşıma gücünün altına düşeceği belirlenmiştir.
- SEM-EDS analizlerinin sonuçlarından elde edilen S/Ca ve Al/Ca oranları incelendiğinde, sülfatlı ortamda normal portland çimentosu kullanılarak oluşturulan kolonlarda, kolon içyapısında hidratasyon reaksiyonları sonucunda oluşan etrenjite ek olarak dış sülfat etkisine bağlı olarak meydana geldiği gözlenmiştir. Dış sülfat etkisine bağlı olarak oluşan ve kolon içyapısında hacim artışına, çatlaklara yol açan bu etrenjit, serbest basınç dayanımlarında meydana gelen dayanım kayıpları ile örtüşmektedir.
- Aynı zamanda XRD analiz sonuçlarından elde edilen pik değerlerindeki artış, serbest basınç deneylerindeki dayanım kayıplarını ve SEM-EDS analizinden elde edilen sonuçları destekler niteliktedir.
- Deneysel çalışma sonuçları (serbest basınç deneyi, SEM-EDS ve XRD analizleri) toplu olarak incelendiğinde, sülfatlı ortamda oluşturulacak jet-grout kolonlarında sülfata dayanıklı çimento kullanımı ile uzun dönemde sülfatın olumsuz etkisinin azaltılacağı belirlenmiştir.

Bu çalışma araştırma projesi olarak S.Ü. BAP koordinatörlüğü tarafından desteklenmiş olup, 1 yıllık 2 yıllık kür süreleri için hazırlanan jet-grout kolon numuneleri kür süreleri sonunda aynı deneylere tabi tutularak kolonlarda oluşan dayanım kayıpları ve sülfat etkisine bağlı olarak oluşabilecek bozulma mekanizması belirlenecektir.

KAYNAKLAR

[1] Yıldız M., Ürün E. (2010), "Konya II. Organize Sanayi Bölgesinde Sülfatlı Su İçeren Zeminlerde Oluşturulan Betonarme Kazıklarda Beton Taşıma Gücüne Sülfatın Etkisi", S.Ü. Müh-Mim Fakülte Dergisi 25(2).

[2] Chan M.P. (2005), Analysis And Modeling of Grouting And Its Application, University of Southern Queensland, Faculty of Engineering and Surveying.

[3] Burke G.K. (2004), "Jet-Grouting Systems: Advantages and Disadvantages", Geo-Support.
[4] Püsküllüoğlu A. (2010), Ceyhan Hidroelektrik Santrali Projesi (Cevdetiye-Osmaniye) Regülatör Yapılarındaki Geçirimsizleştirme Yöntemleri, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

[5] Erkan İ.H. (2013), Jet grout kolonların performansını etkileyen faktörlerin deneysel olarak araştırılması, Selçuk Üniversitesi, Konya.

[6] Xu A., Shayan A., Baburamani P. (1998), Test methods for sulfate resistance of concrete and mechanism of sulfate attack: A state-of-the-art-review.

[7] Santhanam M., Cohen M.D., Olek J. (2001), "Sulfate attack research- whither now?", Cement and concrete Research 31 845-851.

[8] Shalky J., Marchand J., Odler I. (2002), "Sulfate attack on concrete", 1st ed., Spon Press, London.

[9] TS-EN-3440 (2014), "Betona zararlı etkileri olan su, zemin ve gazların değerlendirilmesi-Prensipler, sınır değerler, su ile zemin numunelerinin alınması ve analizleri", Türk Standardları Enstitüsü.

[10] Tosun K. (2007), Farklı çimento tiplerinin gecikmiş etrenjit oluşumu üzerindeki etkileri, Dokuz Eylül Üniversitesi,İzmir.

[11] Felekoğlu B. (2008), Portland Kalkerli Çimento Üretiminde Mekanik Performans ve Sülfat Kaynaklı Durabilite Problemleri Açısından Optimum Kalker Oranının Belirlenmesi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir.

YANAL YÜKLÜ EĞİK RİJİT KAZIKLARIN İKİ BOYUTLU OLARAK MODELLENMESI

TWO DIMENSIONAL MODELLING OF LATERALLY LOADED BATTERED RIGID PILES

Gizem MISIR^{*1} Mustafa LAMAN²

ABSTRACT

In this study small scale laboratory model tests were carried out to investigate the variation of the lateral load bearing capacity and the rotation point depth of the short pile placed in homogeneous and layered sandy soil conditions by vertical and inclined lateral loads applied at a certain height above sand surface. In addition; the experimental test results, were compared with the two-dimensional numerical analyses, adhering to the test program. Compared with experimental results, according to the approximate methods obtained from the result of the two-dimensional numerical analysis, to predict the lateral load capacity of the short rigid pile, sufficient compliance was observed for the different pile angle and soil conditions.

Key words: Lateral Load, Battered Short Pile, Layered Soil, Finite Element Method, Plaxis 2D

ÖZET

Bu çalışmada, zemin yüzeyi üzerinden belirli bir yükseklikte etkiyen yanal yük etkisi altındaki kısa kazığın, homojen ve tabakalı kum zeminler içerisinde, düşey ve eğik olarak yerleştirilmesi durumunda, yanal yük taşıma kapasitesi ve dönme nokta derinliği değişimleri küçük ölçekli laboratuar model deneyleri ile incelenmiştir. Ayrıca; deney programına bağlı kalınarak, model deney sonuçları, iki boyutlu sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları ile kıyaslandığında, iki boyutlu sayısal analizlerden elde edilen yaklaşık yöntem ile farklı kazık yerleşim açısı ve zemin durumuna göre, kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesini tahmin etmede, yeterli uyum gözlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yanal Yük, Eğik Kısa Kazık, Tabakalı Zemin, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Plaxis 2D

1. GİRİŞ

Kazık temeller, kazığa etkiyen yükün doğrultu ve şiddetine göre, düşey ve yatay yüklü olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadır. Düşey yükler, kazık eksenine paralel olarak etkirken, yatay yükler ise kazık eksenine dik yönde ortaya çıkabildiği gibi, yapıdan kazığa aktarılan kesme

^{*1} Yrd. Doç. Dr., Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, gmisir@kmu.edu.tr

² Prof. Dr., Liverpool University, lamanmustafa@gmail.com

kuvvetleri ve moment kesit tesirleri de yatay yükler oluşturmaktadır. Böyle bir durumda ise, etkiyen tüm kuvvetlerin güvenli bir şekilde zemine aktarılarak, kazık malzemesi ve kesiti ile güvenli bir sekilde taşınması gerekmektedir. Kazığa etkiyen yanal yük bileşeninin büyüklüğüne göre, kazıklar zemin içerisine düşey veya eğimli olarak inşa edilmektedir. Üstyapı yükü yatay bileşeninin küçük olduğu durumlarda yükler, düşey kazıklarla güvenle taşınabilmektedir. Bununla birlikte; rıhtım ve dalgakıranların kazıkları, köprü ayaklarının kazıklı temelleri, petrol arama kule ve vinçlerinin kazıklı temelleri, yüksek baca yapılarının temelleri ve dayanma yapıları gibi yapıların kazıklı temelleri, oldukça yüksek mertebelerdeki yatay yük bileşenleri etkisinde kalabilmektedir. Bu yükler göz önüne alınmaksızın, tasarlanıp inşa edilen düşey kazıkların, üst yapı yüklerini güvenli şekilde taşımaları olanaksızdır. Düsev kazıkların taşıma gücü açısından yetersiz kaldığı durumlarda ise, eğik kazıklar inşa edilerek, yüksek yatay taşıma gücü sağlanabilmektedir. Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, yanal yüklü kazık davranışının analiz edilmesinde yaygın kullanılan tasarım yöntemleri, sınır durum, temel zemini reaksiyon yöntemi, p-y eğrileri ve elastik analiz yöntemidir. Bir kazığın tahmini nihai yanal yük taşıma kapasitesi en basit yaklaşımla, serbest başlı bir kazığın statik dengesini göz önüne alarak, yatay kuvvet dengesi prensibi ve momentlerin kullanılmasıyla ortaya çıkan denklemlerin çözülmesi ile hesaplanabilir. Çözümlemeler; zemin direncinin derinlik boyunca üniform olduğu durum, derinlik ile beraber doğrusal olarak arttığı durum ve derinlik ile beraber nonlineer olarak değiştiği durum olmak üzere farklı zemin direnci dağılımları için elde edilmiştir [1] (Poulos ve Davis, 1980). Günümüzde en yaygın şekilde kullanılan sınır durum yöntemleri [2] Brinch-Hansen (1961) ve [3,4] Broms (1964a-b) tarafından önerilmis olan yöntemlerdir.

Temel zemini reaksiyon yöntemi ve p-y Eğri Yöntemi elastik zemine oturan kiriş kabulünü (beam-on-elastic foundation) kullanmaktadır. Belirtilen yöntemler, basit olmaları ve uygun doğrulukta sonuçlar vermeleri nedenleri ile yaygın bir kullanım alanına sahiptir. p-y Eğri Yöntemi; kazığı elastik bir eleman olarak, zemini de non-lineer özellik gösteren bir seri yay olarak modellemektedir.

Elastik analiz yönteminde ise zemin homojen, izotrop ve elastik davranış özelliğine sahip sürekli bir ortam olarak kabul edilmektedir. Eğer zemin kütlesi içerisinde tamamıyla elastik şartlar hakim ise, kazık uzunluğu boyunca kazığın ve zeminin yatay deplasmanları birbirine eşit olacaktır. Zeminin lineer elastik özellikte sürekli bir ortam olarak kabul edildiği bu yaklaşımda; kazık ve zemin ortamı ayrı ayrı analiz edilir ve iteratif bir işlem uygulanarak kazık-zemin ara yüzeyi boyunca kazık ve zemin için elde edilmiş olan ötelenme ve basınç değerlerinin birbiri ile eşleşmesi sağlanır.

Geliştirilen analitik yaklaşımların büyük çoğunluğu, yanal yük altındaki tekil düşey kazıkların davranışını ve taşıma kapasitelerini belirlemek için kullanılmaktadır. Günümüzde, özellikle yüksek yatay yüklere karşı koymak için kazıkların zemin içerisine eğik olarak yerleşimleri de sıklıkla kullanılmaktadır. Ancak, eğik yerleşimli kazıkların yatay yükler altındaki davranışlarını araştıran literatürdeki çalışma sayısı hala yetersizdir. Bulunan çalışmalar ise genellikle uzun (flexible) eğik kazıklar ile ilgilidir. [5] Manoppo (2009), homojen kum zemin içerisine yerleştirilen yanal yüklü uzun ve eğik kazığın nihai taşıma gücü değerlerini, deneysel olarak araştırmıştır. Kazıklar gevşek, orta sıkı ve sıkı zemin koşullarında, 0°, +15°, +30°, -15° ve -30°'lik açılarda yerleştirilmiştir. Kazık yönü tayin edilirken, yükleme doğrultusu ile aynı yönde yerleştirilen kazık negatif, tersi yönde yerleştirilen kazık ise, pozitif yönlü kazık olarak seçilmiştir. Deneylerde kullanılan kazık eleman, alüminyum, çelik, akrilik ve sert kauçuk olarak belirlenmiştir. Deneysel çalışmalarla beraber, analitik olarak da uzun eğik tekil kazığın yanal yük taşıma kapasitesi hesaplanmıştır. Bu amaçla, düşey kazığın, eğik yükleme altındaki

davranışından yararlanılmıştır. Deneysel çalışmalar sonucunda, eğim açısı ve zeminin birim hacim ağırlığının önemli etkisi olduğu ortaya çıkmıştır. Negatif açıda yerleştirilen kazığın taşıma kapasitesi, düşey ve pozitif açıda yerleştirilen kazıklardan daha büyük çıkmıştır. -15 derecede yerleştirilen kazığın taşıma kapasitesi, düşey kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin 1.25 katı olduğu görülmüştür. [6] Zhang ve Ark. (1999) santrifüj deneyleri ile kazık yerleşim açılarının uzun kazığın yanal taşıma kapasitesine olan etkilerini rölatif sıkılık değeri %55 olan orta sıkı ve %36 olan gevşek zemin koşullarında incelemişlerdir. Santrifüj deneylerinde, düşey kazık yerleşimine ilave olarak, yükleme doğrultusu ve yüklemeye zıt doğrultuda yerleştirilmiş 7° ve 14° yerleşim açıları kullanılmıştır. Elde edilen deneysel sonuçlar, kazık açısı ve eğik durumda elde edilen yanal zemin dayanımının, düşey durumda elde edilen yanal zemin dayanımına oranı cinsinden hazırlanmış eğriler üzerinden yorumlanmıştır. Elde edilen sonuçlar literatür ile karşılaştırıldığında sonuçların yeterince tutarlı olduğu görülmüştür.

Bu çalışma kapsamında, yanal yük altındaki düşey (0°) ve eğik $(+20^{\circ}, +10^{\circ} -10^{\circ}$ ve $-20^{\circ})$ rijit kazıkların homojen sıkı kum zemin ve gömülü boyun %30, 60, 90 ve 100'nün gevşek kum zeminin içinde kaldığı tabakalı zemin koşullarında, taşıma kapasitelerinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılmış ve elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemi ile non-lineer analiz yapan [7] PLAXIS 2D program çıktıları ile karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları ile 2 boyutlu düzlem deformasyon koşullar kullnılarak elde edilen sayısal analiz sonuçları arasında karşılaştırma yapılabilmesi için analiz sonuçları deneylerden elde edilen yük-deplasman davranışını elde edecek uygun bir katsayı ile çarpılmıştır. Katsayılar, zemin koşulları ve kazık yerleşim açılarına bağlı olarak formülize edilmiştir. Bu katsayıların elde edilmesinde kullanılmayan, homojen sıkı kum zemin içerisine $+15^{\circ}$ ve -15° 'lik açılarda yerleştirilen iki farklı deney sonucu ile katsayı seçiminin yeterliliği kontrol edilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar, Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Laboratuvarda gerçekleştirilen küçük ölçekli model deneyler ile rijit (kısa) kazığın homojen sıkı ve/veya tabakalı zemin ortamına düşey ve/veya eğik yönlü yerleştirilmesi durumları araştırılmıştır. Deneylerde, zemin yüzeyinin düz olması koşulu ile homojen sıkı ve 4 farklı tabakalı kum zemin durumları dikkate alınmış, tüm bu zemin koşulları için kazığın zemin içerisinde düşey, yük doğrultusu yönünde ve yük doğrultusuna zıt yönde yerleştirilmesi durumları dikkate alınmıştır

2.1. Deney Kasası ve Yükleme Düzeneği

Kullanılan deney kasası, 50 cm yüksekliğinde, 48 cm genişlik ve 96 cm boyunda, dar kenarlarını ve tabanını oluşturan yüzeyler 2 cm kalınlıkta ahşap malzemeden, uzun kenar doğrultusundaki iki yüzeyi ise 1 cm kalınlıktaki cam malzemeden oluşmaktadır. Kasanın iskeleti ise 5 mm kalınlıktaki çelik profillerden imal edilmiştir [8].

Seçilen kasa boyutları, sınır etkisi oluşmayacak şekilde sayısal analiz sonuçları dikkate alınarak hazırlanmıştır. Çalışmalar sırasında, kum zemini kasa içerisine rahat yerleştirebilmek ve uygun zemin sıkılıklarını sağlayabilmek için, kasa iç yüzeyleri üçer cm kalınlıklarda

çizilerek, kum zeminin tabakalı yerleşimine olanak sağlayacak şekilde hazırlanmıştır. Deney kasası ve yükleme sistemine ait şematik görünüm Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Deney Kasası ve Yükleme Düzeneği Şematik Gösterimi [9]

2.2. Malzeme Parametreleri

Deneysel çalışmalarda çelik malzemeden imal edilen model kısa kazık ve çekme kolu kullanılmıştır (Şekil 2). Deneyler sırasında, kısa kazığa sabitlenmiş çekme kolu yardımıyla, sisteme yanal yük uygulanmıştır. Deneylerde kullanılan model kazık ve çekme koluna ait çap (D), uzunluk (L), birim hacim ağırlık (γ), elastisite modülü (E) ve poisson oranı (ν) bilgileri Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 2. Gömülü Kazık Eleman, Çekme Kolu ve Bağlantı Aparatları

Tablo 1. Kazık ve Çekme Koluna ait Parametreler		
	Model Kazık	Çekme Kolu
Malzeme Cinsi	Çelik	Çelik
Çap (mm)	50	25
Boy (mm)	200	300
Elastisite Modülü (MPa)	210000	210000
Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	77	77
Poisson Oranı	0.25	0.25

Yanal yük etkisine maruz kısa kazıkların davranışının, deneysel olarak araştırılması amacıyla, yükün uygulama yüksekliğinin, Karayolları Genel Müdürlüğü'nün, ilgili yönetmeliğinde [10] öngörülen yükseklik değerleri (6m) ile uyumlu olması için çalışma, 1/20 ölçekte hazırlanmıştır. Laboratuar ortamında gerçekleştirilen model deney çalışmaları için Çukurova Bölgesi, Çakıt Deresi yatağından getirilen kum malzeme kullanılmıştır. Dane çapı dağılımına ait granülometri eğrisinden zemin sınıfı Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre, kötü derecelenmiş kum, SP olarak elde dilmiştir. Dane birim hacim ağırlığı 28.6 kN/m³ olan kum zemin iki farklı zemin sıkılığında hazırlanmış olup, kuru birim hacim ağırlıkları gevşek ve sıkı kum zemin durumları için sırasıyla 15.03 kN/m³ ve 17.06 kN/m³ olarak elde edilmiştir. Kesme kutusu ve üç eksenli deney sonucuna göre ise, içsel sürtünme açıları sırasıyla 38° ve 44° olarak elde edilmiştir.

2.3. Deney Prosedürü

Model deneylerde, kasa içerisine yerleştirilen rijit (kısa) kazığın, zemin içerisinde uygun açılarda yerleştirilebilmesi ve kasa kum zemin ile tamamen doluncaya kadar, gerek gevşek zemin tabakaları, gerekse sıkıştırma işleminin uygulandığı tabakalarda, titreşim cihazının deney düzeneğine vereceği etkiyi en aza indirmek için, kazığın kasa içerisinde sabit konumda tutabilmek için kazık sabitleme aparatı kullanılmıştır (Şekil 3).



(b) Ön Görünüş Şekil 3. Kazık Sabitleme Aparatı [8]

Kazık döndürme aparatı ise kazık sabitleme aparatına yerleştirilen birbirine kaynakla monte edilmiş, iki ayrı dairesel çelik borudan oluşmaktadır. Yatay olan parça aparatı, kazık sabitleme aparatına monte etmek için, iç çapı bağlantı elemanı olan vidanın girebileceği kadardır. Düşey konumda olan çelik boru ise, çekme koluna bağlanıp, istenilen açıda kazığı sabitlemek için kullanılmıştır. İstenilen açı değeri, açıölçer yardımıyla belirlenip, sistem, vidaların sıkılması suretiyle sabitlenmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Kazık Döndürme Aparatının Sisteme Bağlantısı [9]

Deneysel çalışmalarda, kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesini belirleyebilmek için 500 N kapasiteli S modeli yük hücresi kullanılmıştır. Kazığın yaptığı yanal ötelenme miktarını ölçebilmek ve kısa kazığın dönme noktasını tayin edebilmek için iki adet 1 cm kapasiteli deplasman ölçer, zemin yüzeyi üzerinden 14 ve 23 cm yüksekliklere yerleştirilmiştir.

2.4. Deney Programı

Deneysel çalışmalarda, rijit (kısa) kazığın homojen sıkı ve tabakalı kum zemin içerisine, düşey ve/veya eğik olarak yerleştirilmesi durumlarında elde edilen taşıma kapasitesi değerleri incelenmiştir. Deney programı hazırlanırken, homojen sıkı kum zemin koşulu için -20° , -15° - 10° , 0° , $+10^{\circ}$, $+15^{\circ}$ ve + 20° 'lik kazık yerleşim açılarına sahip, kısa kazıkların davranışları incelenmiştir (Tablo 2a). Tabakalı zemin koşullarında ise, gevşek zemine ait tabaka kalınlıkları 6, 12, 18 ve kazık boyu olan 20 cm arasında değişen 4 farklı tabakalı kum zemin durumu dikkate alınmıştır. Tabakalı zemin koşullarında ise, kazık yerleşim açıları -20° , -10° , 0° , $+10^{\circ}$ ve + 20° arasında değiştirilmiştir (Tablo 2b).

Tablo 2a. Homojen Zemin Koşulunda Deney Programı		
	SIKI KUM	
Väldomo Vänändo Voulostivilmis Koralı	D-S(-20)	
Y UKIEINE Y OHUHUE Y EFIEŞUFIIIIIŞ KAZIK (Nagatif Vän)	D-S(-15)	
(Negatii Yon)	D-S(-10)	
Düşey Yerleşimli Kazık	D-S(0)	
Vählamava 7.t Vänända Vaulastivilmia Kamlı	D-S(10)	
Yukiemeye Zit Yonunde Yerleştirilmiş Kazık (Pozitif Yön)	D-S(15)	
	D-S(20)	

Tablo 2b.	Tabakalı	Zemin	Kosulunda	Deney	/ Programi
-----------	----------	-------	-----------	-------	------------

	20010 201 10000			
Gevşek Tabaka	6 cm (%30)	12 cm (%60)	18 cm (%90)	20 cm (%100)
Kalınlığı	GEVŞEK KUM	GEVŞEK KUM	GEVŞEK KUM	GEVŞEK KUM
	D-T6(-20)	D-T12(-20)	D-T18(-20)	D-T20(-20)
	D-T6(-10)	D-T12(-10)	D-T18(-10)	D-T20(-10)
Deney Adı	D-T6(0)	D-T12(0)	D-T18(0)	D-T20(0)
	D-T6(10)	D-T12(10)	D-T18(10)	D-T20(10)
	D-T6(20)	D-T12(20)	D-T18(20)	D-T20(20)

Burada D, deneysel çalışmadan elde edilmiş olması durumunu, S, homojen sıkı zemin koşulunu, T ise zemin yüzeyi üzerinden 6, 12, 18 ve 20 cm (kazık boyunun %30, 60, 90 ve 100'nün gevşek kum zemin içinde olması) derinliğinde gevşek tabaka kalınlığını gösteren

tabakalı kum zemin koşulunu sembolize etmektedir. Parantez içlerinde yer alan değerler ise, kazığın düşey eksene göre yerleşim açısını göstermektedir.

3. PLAXIS 2D ile YAPILAN SAYISAL ANALİZLER

Yanal yüklü eğik yerleşimli rijit kazıkların, homojen sıkı ve tabakalı zeminlerde davranışlarının belirlenmesi için yapılan deneysel çalışmalara ilave olarak, iki boyutlu sayısal analizler ile de, bu davranışlar modellenmiştir. Modellemede, yanal yüklü rijit dairesel kazıkların davranışı düzlem deformasyon koşullar altında analiz edilmiştir. İki boyutlu modelde, rijit kazık, bir duvar eleman gibi tasarlanmış, yanal yük uygulanmasıyla, pasif zemin bölgelerinden aldığı dayanım ile taşıma gücüne ulaştığı, üçüncü boyutunun analizlerde göz ardı edildiği kabul edilmiştir. Literatürdeki yaygın analitik çözüm yöntemleri de göz önüne alındığında, böyle bir yaklaşımın kullanılması, kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin, sadece zemin bölgelerinden aldığı, pasif zemin basınçlarına bağlı olarak belirlenmesi ilkesi ile örtüşmektedir (Şekil 5).



Şekil 5. Araştırmacılar Tarafından Önerilen Zemin Direnci Dağılımları [11]

İki boyutlu sayısal analiz için oluşturulan model geometrisi, deneysel çalışmalarda kullanılan küçük ölçekli model deney kasası boyutlarında hazırlanmıştır. Probleme ait sınır şartları atandıktan sonra, zemin malzeme modeli tanımlanmıştır. Yapısal eleman modellenmesi için levha eleman kullanılmıştır. Daire kesitli gömülü kazık ve çekme kolu için eşdeğer alan yöntemi kullanılarak, bu elemanlar rijit bir duvar olarak modellenmiştir. Modelde tanımlanacak yükleme durumu, zemin yüzeyinden 30 cm yukarıdan etkiyen x yönündeki yatay tekil yük ile sağlanmıştır (Şekil 6).



Şekil 6. Düzlem Deformasyon Koşullarda Problemin Şematik Görünümü [9]

3.1. Zemin ve Kazık Malzeme Parametreleri

İki boyutlu sayısal analizlerde, hem sıkı hem de gevşek kum zemin için Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Mohr-Coulomb malzeme modeli için tanımlanan parametreler temelde, elastisite modülü (E), içsel sürtünme açısı (ϕ), kohezyon (c) ve poisson (v) oranıdır. Burada tanımlanacak elastisite modülü değeri, iki farklı sıkılıktaki kum zemin için üç eksenli deney sonuçlarından elde edilmiştir. Model ölçekte bakıldığında, elastiste modülü nüm derinlikle lineer olarak değişen bir yaklaşımla tanımlanması, sabit elastisite modülü kullanılarak elde edilen yük-deplasman davranışına göre daha gerçekçi sonuçlar ortaya koymuştur. Plaxis analizlerinde, derinlikle değişen rijitlik yaklaşımının kullanılabilmesi için, herhangi bir referans derinliğinde (y_{ref}) başlangıç elastisite modülüne (E_{ref}) ve artan her birim derinlik için artımsal elastisite modülüne (E_{inc}) ihtiyaç vardır. Tabakalı kum zemin durumunda, derinlikle lineer olarak değişen elastisite modülleri tanımlanırken, hem değişken kalınlıktaki gevşek kum hem de bu tabakayı takip eden sıkı kum zemin tabakası için parametreler ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Tüm analizlerde üst tabakada yer alan homojen gevşek kum zemin için, analizlerde kullanılan malzeme parametreleri aynı olup, Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 3. Gevşek Kum Zemin için Zemin Parametreleri

	Gevşek Kum
$\gamma_n (N/mm^3)$	0.015
E_{ref} (N/cm ²)	1
E inc (N/cm ² /cm)	62.4
y ref (cm)	0
c (N/cm ²)	1x10-3
φ (°)	38°
ψ (°)	8°

Ancak, gevşek kum tabakasını takip eden sıkı kum zemin için (tabakanın başlangıç derinliği) referans derinliği (y_{ref}) değişken olup, ilgili derinlikteki referans elastisite modülü ve dolayısı ile artımsal elastisite modülü değerleri ayrı ayrı hesaplanmalıdır (Tablo 4).

		~			
	Elastisita Madülü	Gevşe	k Kum '	Fabaka k	Kalınlığı
	L'astisite Mouulu	T6	T12	T18	T20
Cowool: Kum	$E ref (N/cm^2)$	1	1	1	1
Tahahaa	E inc (N/cm ² /cm)	62.4	62.4	62.4	62.4
I abakası	y ref (cm)	0	0	0	0
Salar Warne	$E ref (N/cm^2)$	374.5	749.8	1124.2	1249.0
Tabakası E	E inc $(N/cm^2/cm)$	109.4	118.5	139.5	149.7
	y ref (cm)	-6	-12	-18	-20

Tablo 4. Tabakalı Kum Zemine ait Elastisite Modülü Değerleri

İki boyutlu sayısal analizlerde, yanal yük altındaki rijit kazık ve çekme kolunu modellemek için, plate eleman kullanılmıştır. Bunun için; 20 cm'lik silindirik gömülü kazık ve 30 cm'lik çekme kolu için eşdeğer alan yöntemi ile düzlem deformasyon koşullara karşılık gelen genişlik değerleri hesaplanmış ve çelik malzeme parametreleri tanımlanmıştır.

3.2. Analiz Aşaması

Zemin ortamının iki boyutlu olarak modellenmesinin ardından, sistem, 15 düğümlü sonlu sayıdaki üçgen elemanlara bölünmüştür. Çözüm hassasiyeti için sistem, beş farklı zemin sıkılığından uygun olan herhangi bir ağ sıkılığında elemanlara bölünür ve ihtiyaca göre bölgesel olarak ağ sıklaştırması ile desteklenir. Analizlerde, orta sıkılıktaki ağ düzeni seçilmiş ve başlangıç gerilme koşulu için K0 Procedure seçeneği ile sistemde efektif gerilme dağılımı tanımlanmıştır. Analiz aşamaları, başlangıç gerilme koşuluna ilave olarak, kazık ve çekme kolunun aktif halde olduğu ikinci adım ve tekil yükün uygulandığı üçüncü adım ile gerçekleştirilmiştir. Çalışmada iki boyutlu analizler, yaklaşık bir yöntem olarak ele alınmış ve deneysel sonuçlar ile böyle bir yaklaşımın kabul edilebilir sonuçlar verip vermediği karşılaştırılmıştır. Çalışmaya ait tipik bir sonulu elemanlar modeli ve yükleme sonrası deforme olmuş görünüm Şekil 7'de verilmiştir.



Şekil 7. Düzlem Deformasyon Koşullarda Problemin Şematik Görünümü

4. DENEY ve 2D ANALİZLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

5 farklı zemin koşulu ve 5 farklı kazık yerleşim açısında gerçekleştirilen iki boyutlu analiz sonuçları, deneysel sonuçlardan elde edilen yük-deplasman eğrileri ile karşılaştırıldığında benzer formu taşımaktadır. Ancak, iki boyutlu analizlerden elde edilen yük değerleri, deneyden elde edilen değerlere kıyasla oldukça küçük mertebelerde kalmaktadır. Bu nedenle, iki boyutlu analizler ile sonuca gidilebilecek uygun bir yaklaşımın geliştirilebilmesi amacıyla, iki boyutlu sayısal analizlerden elde edilen yük değerleri, deney eğrileri ile örtüşecek şekilde uygun birer sabit katsayı ile çarpılmıştır.



Şekil 8. T18 Setinde 2D Analiz ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırması



Şekil 8. T18 Setinde 2D Analiz ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırması (Devamı)

Deney ve iki boyutlu sayısal analizlerden elde edilen karşılaştırmalı yük-deplasman grafikleri 5 farklı kazık yerleşim açısı için gevşek kum zemin tabaka kalınlığının %90 olduğu tabakalı zemin deney seti için Şekil 8'de verilmiştir. İki boyutlu analiz sonucunu deneyden elde edilen yük-deplasman eğrisine yaklaştıran katsayılar, kazık yerleşim açısının bir fonksiyonu olarak yüksek korelasyon katsayısı ile (R=0.99) tanımlanmıştır (Şekil 9).



Şekil 9. Homojen ve Tabakalı Zemin Durumları için Çarpan Değerleri

Bununla birlikte; bu çalışma kapsamında tariflenen yaklaşımın tutarlılığı, benzer koşullarda elde edilmiş deney sonuçları ile karşılaştırılarak değerlendirilebilir. Bu amaçla, homojen sıkı

kum zemin koşulunda gerçekleştirilen ve ilgili denklemlerin türetilmesinde kullanılmayan, negatif ve pozitif yönlü 15°'lik ara açı değerleri için elde edilen sonuçlar, iki boyutlu analizler için öne sürülen katsayıların geçerliliğini test etmek amacı ile kullanılmıştır (Şekil 10). Sıkı kum zeminde pozitif ve negatif yönlerde 15° açı ile yerleştirilen kazık için deney sonuçları ile aynı mertebede sonucu elde etmek amacıyla çarpımda kullanılacak katsayılar sırası ile 60.7 ve 84.2 olarak hesaplanmıştır.



Elde edilen sonuçlar ışığında, gerçek çözümünün üç boyutlu olarak elde edilmesi gereken yanal yük altındaki kısa kazık problemi, iki boyuta indirgendiğinde, problem önemli kabuller içererek boyut değiştirmekte ve şerit yük altındaki rijit bir duvar problemine dönüşmektedir. Ancak, hem imkânlar dahilinde, hem de gerçek problem ile benzer davranışın gözlenmesi ve ayrıca literatürde de bu tarz problemlerin iki boyutlu olarak incelenebiliyor olması sebepleri göz önüne alındığında, problemin iki boyuta indirgemesiyle elde edilen sonuçlar kabul edilebilir sınırlar içerisindedir. Bu tarz bir yaklaşım ile deney sonucuna bağlı olmaksızın, problemi iki boyutlu ortamda daha basit bir model kurarak analiz etmenin ve elde edilen yük eksenini uygun bir katsayıyla çarpmanın iki boyutlu analizlerin yalnızca bir ön çalışma olarak ele alınması gerektiği düşünüldüğünde, oldukça faydalı olacağı açıktır.

5.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, zemin yüzeyi üzerinden belirli bir yükseklikte etkiyen yanal yük ile rijit (kısa) tekil kazığın, homojen sıkı ve/veya tabakalı zemin koşulunda, deney kasası içerisine düşey ve/veya eğik olarak yerleştirilmesi durumları ele alınmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemi ile non-lineer analiz yapan iki boyutlu PLAXIS programından elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Çalışmalar dâhilinde elde edilen sonuçlar, maddeler halinde, aşağıda sunulmuştur.

 Analizler kapsamında, model deney çalışmaları, iki boyutlu olarak Plaxis programı ile modellenmiştir. İki boyutlu analizler, model geometrisi ve yükleme koşulu göz önüne alındığında, deneysel çalışmaları modellemekte bir çözüm önerisinden ziyade, sadece, sistemin iki boyuta indirgenebilir olup olmadığı ve üç boyutlu bir programın imkânlar dâhilinde olmadığı durum için, kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin tahmininde ön çalışma olarak değerlendirilmiştir. • İki boyutlu analizler ile elde edilen yük-deplasman ilişkisi, deney sonuçları ile uyumlu olacak şekilde, uygun bir katsayı ile çarpılmıştır. Bu katsayılar arasında kurulan sistematik ilişki ile katsayı belirlemede kullanılmayan, homojen sıkı zemin koşulunda gerçekleştirilen +15°'lik ara açı değerleri için yaklaşımın doğruluğu test edilmiştir. Hesaplanan katsayılar kullanılarak elde edilen analiz sonuçları ile deney sonuçları arasında yeterli bir uyumun oluştuğu gözlenmiştir. Bu durum da; kullanılan yaklaşımın kabul edilebilir doğrulukta sonuçlar verdiğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Poulos, H.G. and Davis, E.H., 1980. "<u>Pile Foundation Analysis and Design</u>", John Wiley & Sons Inc., New York, N.Y.
- [2] Brinch-Hansen, J., "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces". Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Bulletin No. 12: 5-9, 1961.
- [3] Broms, B.B., "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division , ASCE, 90(2), 27-63, 1964a.
- [4] Broms, B.B., "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 90 (3): 123-156, 1964b.
- [5] Manoppo, F.J., "Behaviour of the Ultimate Bearing Capacity of Single Flexible Batter Pile Under Horizontal Loads in Homogeneous Sand", Dinamika Teknik Sıpıl, 10(2): 116-119, 2009.
- [6] Zhang, L., Mcway, M.C., and Lai, P.W., "Centrifuge Modelling of Laterally Loaded Single Battered Piles in Sands", Canadian Geotechnical J., 36(6): 1074-1084, 1999.
- [7] Plaxis 2d, (2004), Manuals. "Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis", 2D
 -Version 8.6. (Edited by Brinkgreve R.B.J., Broere W. and Waterman D.) Delft University of Technology & Plaxis bv., The Netherlands.
- [8] Uncuoğlu, E., (2009), "<u>Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazıkların Yatay Yük ve Moment</u> <u>Etkisi Altındaki Davranışlarının Analizi</u>", Doktora Tezi, 277s, Adana
- [9] Misir, G., (2015), "<u>Yanal Yüklü Kazıkların Farklı Zemin Ve Yükleme Koşullarında</u> <u>Analizi</u>". Doktora Tezi, 195s, Adana
- [10] <u>Karayolu Trafik Güvenliğinin Sağlanması Yönünden, Yolun Yapısında Yapılacak Her</u> <u>Türlü Çalışmalarda Alınacak Tedbirlerle Karayolu Dışında, Kenarında veya</u> Üzerindeki Diğer Levhalar, Işıklar ve İşaretlemeler Hakkında Yönetmelik, 1985.
- [11] Zhang, L., Silva, F. and Grismala, R., "Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 131 (1): 78-83, 2005.

TABAKALI ZEMİNLERE OTURAN DAİRESEL TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ

THE BEARING CAPACITY OF CIRCULAR FOOTINGS ON LAYERED SOIL

Erdal UNCUOĞLU1Musa Kürşat ASLANTAŞ2

ABSTRACT

In this study, the ultimate bearing capacity of circular footings resting on a sand layer over clay soil has been analysed for various scenarios using the both limit equilibrium method and finite element method. The effects of the thickness of the upper sand layer, the undrained shear strength of the lower clay layer and the depth of the foundation on the bearing capacity and failure mechanism have been considered. The results obtained from the limit equilibrium method proposed by Okamura et. al. (1998) and finite element analyses have been compared with each other. The effects of the aforementioned parameters on the failure mechanism have been explained based on the results obtained from finite element analyses. The results show that the thickness of the upper sand layer and the undrained shear strength of the clay have significant effects on the failure type occurred.

Keywords: circular footing, layered soil, finite element, limit equilibrium, bearing capacity.

ÖZET

Bu çalışmada; altta yer alan kil tabakası üzerinde bulunan kum zemine oturan dairesel temellerin taşıma gücü, hem limit denge yöntemi hem de sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak farklı senaryolar için analiz edilmiştir. Yapılan çalışmada; üstte yer alan kum tabakası kalınlığının, altta yer alan kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin ve temel derinliğinin taşıma gücü ve göçme mekanizması oluşumu üzerindeki etkileri değerlendirilmiştir. Okamura ve ark. (1998) tarafından önerilen ve limit denge yöntemine dayalı hesaplama yapan yaklaşımla elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemine dayalı hesaplama yapan Plaxis 2D programından elde edilen analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bununla birlikte; anılan parametrelerin göçme mekanizması oluşumu üzerindeki etkileri de Plaxis 2D programı ile gerçekleştirilen analizlerden elde edilen sonuçlara göre ortaya konmuştur. Elde edilen sonuçlar, kum tabakası kalınlığı ve kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin meydana gelen göçme tipi üzerinde önemli etkiye sahip olduğunu göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: dairesel temel, tabakalı zemin, sonlu elemanlar, limit denge, taşıma gücü.

¹Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, <u>erdalu@erciyes.edu.tr</u>

²İnş. Müh., Karayolları 6.Bölge Müdürlüğü, <u>mkaslantas@gmail.com</u>

1. GİRİŞ

Doğal zemin profilleri, çoğunlukla, farklı özellikteki zemin tabakalarının birleşiminden oluşmaktadır. Her bir tabaka kendi içerisinde, genellikle, homojen kabul edilmesine rağmen bitişik konumdaki tabakaların mukavemet özellikleri birbirinden oldukça farklı olabilir (Burd ve Frydman, 1997).Geleneksel taşıma gücü teorileri, homojen zeminler için oldukça başarılı sonuçlar üretirken zemin özelliklerinin derinlikle değiştiği durumlarda kullanımları uygun olmayacaktır.

Kalın, yumuşak bir kil tabakası üzerinde yer alan sınırlı kalınlıktaki bir kum tabakasına oturan yüzeysel temellerin taşıma gücü; kum tabakasının kalınlığı, kil tabakasının mukavemeti, temel derinliği ve temel geometrisi gibi çok sayıda parametre göz önüne alınarak değerlendirilmelidir.

Tabakalı zeminlerin taşıma gücünün hesaplanmasında çeşitli yaklaşımlar kullanılabilir. Bunlar maddeler halinde aşağıda sıralanmıştır (Michalowski ve Shi, 1995);

- Mukavemet parametrelerinin (c, ϕ ve γ) ağırlıklı ortalama değerlerinin kullanılması,
- Limit denge yöntemlerinin kullanılması
- Limit analiz yaklaşımları
- Sonlu elemanlar yöntemi

Zımbalama kayma potansiyeline sahip bu tip problemlerin çözümü için önerilmiş limit denge yöntemine dayalı yaklaşımlarda (Yamaguchi, 1963; Meyerhof, 1974; Hanna ve Meyerhof, 1980; Kraft ve Helfrich, 1982; Baglioni ve ark. 1982; Okamura ve ark. 1998); temel tabanı ile kum-kil tabakaları ara yüzeyi arasında bulunduğu kabul edilen hayali bir kum bloğa etkiyen kuvvetlerin dengesinden yola çıkılarak taşıma gücü değerleri tahmin edilmektedir.

Kum bloğun şekli ve kum bloğun kenar yüzeylerinde etkiyen kuvvetler ile ilgili olarak yapılan kabullerin farklılığı nedeni ile mevcut yöntemler kullanılarak elde edilen taşıma gücü değerleri de birbirinden farklı sonuçlar üretmektedir (Okamura, 1998).

Yapılan çalışmada; kum tabakası kalınlığı (H), kil zeminin drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ve sürşarj basıncının (q) taşıma gücü üzerindeki etkileri H/B, $c_u/\gamma B$ ve $q/\gamma B'$ nin farklı değerleri için gerçekleştirilmiş çözümlemeler ile araştırılmıştır. Sayılan bu parametrelerin göçme mekanizması oluşumu üzerindeki etkileri sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlara göre değerlendirilmiştir.

2. LİMİT DENGE YÖNTEMLERİ

Limit denge yöntemine dayalı mevcut yaklaşımlar; yük yayma mekanizması (load spread mechanism) ve zımbalama kayma modeli (punching shear model) olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır.

Çalışma mekanizması Şekil 1' de gösterilen ilk grup yöntemler (Yamaguchi, 1963; Kraft ve Helfrich, 1982; Baglioni ve ark. 1982) taşıma gücü değerini aşağıda sıralanmış kabuller çerçevesinde tahmin etmektedirler.

- Rijit kum blok kesik koni şeklindedir.
- α açısı, kum tabakası kalınlığı boyunca sabittir.
- Kum bloğun kenar yüzeyleri boyunca mobilize olan kayma direnci ihmal edilir.
- Temelin taşıma gücü; kil tabakasının nihai taşıma gücü ve kum bloğun taban alanı kullanılarak tahmin edilmektedir.



Şekil 1. Yük Yayma Mekanizması (Okamura ve Ark., 1998)

H; temel tabanından itibaren kum tabakasının kalınlığı,

B; temel genişliği ya da çapı,

p₀'; temel taban seviyesinde etkiyen efektif düşey gerilme,

c_u; kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti,

Nc; taşıma gücü katsayısı,

s_c; şekil katsayısıdır.

Dairesel temel için taşıma gücü, q_f, aşağıdaki ifade ile tanımlanmıştır.

$$q_f = \left(1 + 2\frac{H}{B}\tan\alpha\right)^2 (c_u N_c s_c + p_0') \tag{1}$$

Göçme mekanizması Şekil 2' de gösterilen ikinci grup yöntemlerde (Meyerhof, 1974; Hanna ve Meyerhof, 1980; Hanna, 1981) ise aşağıdaki kabuller yapılmış ve dairesel temel için taşıma gücü 2 no. lu eşitlik ile tanımlanmıştır.

- Kum bloğun kenar yüzeyleri düşeydir (α=0).
- Kum bloğun kenar yüzeyleri boyunca kayma direnci dikkate alınmaktadır.

$$q_f = c_u N_c s_c + 2\frac{1}{B} (\gamma' H^2 + 2H p_0') K_s tan \emptyset' + p_0'$$
⁽²⁾

 γ' , ϕ' ve K_s, sırası ile, efektif birim hacim ağırlık, kumun içsel sürtünme açısı ve zımbalama kesme katsayısısıdr. ϕ' , kum bloğun kenar yüzeylerinde mobilize olan kayma direnci açısından farklı olarak genel kayma göçmesi durumunda kum zemin için kayma mukavemeti açısıdır.



Şekil 2. Zımbalama Kayma Modeli (Okamura ve Ark., 1998)

Okamura ve Ark. (1997); bir seri centrifuge model deney çalışması gerçekleştirerek, yumuşak kil tabakası üzerinde yer alan sıkı kum zemine oturan yüzeysel temellerin taşıma gücünü ve göçme mekanizmalarını araştırmışlar, centrifuge deney sonuçlarını kullanarak limit denge yöntemine dayalı mevcut yaklaşımların geçerliliklerini irdelemişlerdir. Çalışmanın sonucunda; kum bloğun şekli (ya da α açısı) ve kum bloğun kenar yüzeylerinde etkiyen kuvvetler ile ilgili daha gerçekçi kabullere sahip limit denge yöntemine dayalı yeni bir yaklaşım önermişlerdir.

2.1. Okamura ve Ark. (1998) Tarafından Önerilen Yöntem

Göçme mekanizması Şekil 3' te gösterilen yöntemde aşağıda sıralanan kabuller yapılmıştır.

- Kum bloğun tabanında etkiyen efektif düşey gerilme değeri, kil zemine oturan pürüzlü rijit bir temelin nihai taşıma gücüne eşit olarak kabul edilmiş ve q_c ile gösterilmiştir.
- Kum bloğun kenar yüzeylerinde etkiyen normal gerilme, ilgili derinlikteki düşey gerilmenin K_p katı olarak dikkate alınmıştır. K_p, pasif toprak basınç katsayısıdır.



Şekil 3. Önerilen Yöntemde Kabul Edilen Göçme Mekanizması (Okamura ve Ark., 1998)

Kum bloğun kendi ağırlığı da dahil olmak üzere blok üzerinde etkiyen kuvvetlerin dengesi göz önüne alındığında, dairesel temel için taşıma gücü 3 no. lu eşitlik ile verilmiştir.

$$q_{f} = \left(1 + 2\frac{H}{B}\tan\alpha_{c}\right)^{2} \left(c_{u}N_{c}s_{c} + p_{0}' + \gamma'H\right) + \frac{4K_{p}\sin(\emptyset' - \alpha_{c})}{\cos\emptyset'\cos\alpha_{c}}\left\{\left(p_{0}' + \frac{\gamma'H}{2}\right)\frac{H}{B} + p_{0}'\tan\alpha_{c}\left(\frac{H}{B}\right)^{2} + \frac{2}{3}\gamma'H\tan\alpha_{c}\frac{H^{2}}{B}\right\} - \frac{\gamma'H}{3}\left\{4\left(\frac{H}{B}\right)^{2}\tan^{2}\alpha_{c} + 6\frac{H}{B}\tan\alpha_{c} + 3\right\}$$

$$(3)$$

$$\alpha_c = tan^{-1} \left(\frac{\sigma_{mc}/c_u - \sigma_{ms}/c_u (1 + sin^2 \emptyset')}{cos \emptyset' sin \emptyset' \sigma_{ms}/c_u + 1} \right)$$
(4)

$$\sigma_{mc}/c_u = N_c s_c \left(1 + \frac{1}{\lambda_c B} + \frac{\lambda_p}{\lambda_c}\right)$$
(5)

$$\sigma_{ms}/c_u = \frac{\sigma_{mc}/c_u - \sqrt{(\sigma_{mc}/c_u)^2 - \cos^2 \emptyset' ((\sigma_{mc}/c_u)^2 + 1)}}{\cos^2 \emptyset'}$$
(6)

Dairesel temel durumunda, taşıma gücü katsayısı ve şekil katsayısı için sırası ile $N_c = 5.1$ ve $s_c = 1.2$ değerleri kullanılmıştır.

Altta yer alan kil tabakasının normalize edilmiş taşıma gücü değeri λ_c ile tanımlanmıştır. λ_p ise normalize edilmiş sürşarj basıncını temsil etmektedir.

$$\lambda_c = \frac{c_u N_c}{\gamma' B}$$

$$(7)$$

$$\lambda_p = \frac{\gamma'_B}{\gamma'_B} \tag{8}$$

Yayılma açısı, α_c ; 4, 5 ve 6 no. lu eşitliklerde gösterildiği gibi ϕ' açısı ve ortalama normal gerilmenin, σ_m , bir fonksiyonu olarak elde edilmektedir. Kum bloğun kenar yüzeylerinde mobilize olan kayma direnci açısı, ϕ' , düzlem deformasyon ve üç eksenli deneylerden elde edilmiş içsel sürtünme açısı ve ortalama asal gerilme arasındaki ilişkiden yararlanılarak Şekil 4' te gösterilen grafik kullanılarak elde edilmiştir.



Şekil 4. Kayma Direnci Açısının Ortalama Asal Gerilme ile Değişimi (Okamura ve Ark., 1998)

3. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Sayısal analiz çalışmaları sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan Plaxis 2D bilgisayar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Problem, eksenel simetri (axisymmetri) geometri koşullarında iki boyutlu olarak çözümlenmiştir. Geometrik modelin düşey sınırları temel merkezinden itibaren yatayda 5.5B mesafede yer alırken alt sınır zemin yüzeyinden itibaren 8B derinliktedir. B, dairesel temelin çapıdır. Geometrik modelin sınırları, temelin taşıma gücünü ve göçme mekanizmasının oluşumunu etkilemeyecek yeterli uzaklıktadır. Geometrik modelin düşey sınırlarının yatay doğrultulardaki, alt sınırının da bütün doğrultulardaki hareketleri önlenmiştir. Sonlu eleman analizlerinde problem geometrisinin simetri özelliğinden yararlanılmıştır. Analizlerde kullanılacak mesh yoğunluğunun belirlenmesi amacı ile başlangıçta deneme analizleri yapılmıştır. Bu analizler sonucunda orta (medium) mesh yoğunluğu seçilmiştir.

Non-lineer zemin davranışı Mohr-Coulomb (MC) malzeme modeli kullanılarak simule edilmiştir. Kum tabakası lineer elastik-tam plastik davranış sergileyen drenajlı bir malzeme olarak göz önüne alınırken kil tabakası da lineer elastik-tam plastik davranan drenajsız bir malzeme olarak değerlendirilmiştir. Zemin tabakaları ve temel elemanı ile ilgili analizlerde kullanılan parametrik değerler Tablo 1' de özetlenmiştir.

Plaxis, kil zeminlerin drenajsız davranışının farklı seçenekler ile modellenmesine olanak tanımaktadır. Bu çalışmada; kil zeminlerin drenajsız davranışı, drenajsız mukavemet parametreleri ($\phi'=\phi_u=0^\circ$ ve $c_u=s_u$) ve efektif rijitlik parametreleri (E' ve v') kullanılarak modellenmiştir. Kil zemin için drenajsız kayma mukavemeti değerleri kilin kıvamı da göz önüne alınarak $c_u=7.50$, 15.03, 30.06, 45.09 ve 75.15 kN/m² şeklinde seçilmiştir. Kil zeminin elastisiste modülü değerleri de $E_u/c_u=500$ oranı kullanılarak tanımlanmıştır.

Sayısal analizlerde başlangıç gerilme durumu K_0 Procedure kullanılarak Jaky (1944)' nin önermiş olduğu $K_0 = 1 - \sin\phi'$ eşitliği kullanılarak oluşturulmuştur. Yükleme, temel alanı boyunca uniform yayılı durumdaki basıncın artırılması yolu ile gerçekleştirilmiştir.

	Kum Tabakası Özellikleri
İçsel Sürtünme Açısı, φ'(°)	38
Kohezyon, c' (kN/m ²)	0.30
Birim Hacim Ağırlık, γ _{kum} (kN/m ³)	15.03
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	8
Elastisite Modülü, E' _{kum} (kN/m ²)	20600
Poisson Oranı, v'	0.30
	Kil Tabakası Özellikleri
İçsel Sürtünme Açısı, φ'(°)	$\phi' = \phi_u = 0^\circ$
Birim Hacim Ağırlık, γ _{kil} (kN/m ³)	21.00
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	0
Poisson's ratio, v'	0.33
	Temel Elemanı Özellikleri
Birim Hacim Ağırlık, γ _{temel} (kN/m ³)	24.00
Elastisite Modülü, E _{temel} (kN/m ²)	30×10^{6}
Poisson Oranı, v'	0.15

Tablo 1. Zem	in Tabakaları ve '	Femel ile İlgili Aı	nalizlerde Kullanılan	Parametrik Değerler

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

İki tabakalı zemin profili üzerinde yer alan temellerin taşıma gücü problemi aşağıda verilen boyutsuz parametrelerin fonksiyonu olarak ifade edilebilir (Michalowski ve Shi 1995, Shiau ve ark. 2003). Bu çalışmada elde edilen sonuçlar da boyutsuz parametreler cinsinden sunulmuştur.

(9)

$$\frac{p}{\gamma B} = f\left(\frac{H}{B}, \frac{c_u}{\gamma B}, \frac{q}{\gamma B}, \phi'\right)$$

Bu ifadede;

p; temel tabanındaki ortalama limit basınç,
B; temelin genişliği,
H; üstteki kum tabakasının kalınlığı,
c_u; alttaki kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti,
γ; kum zeminin birim hacim ağırlığı,
φ'; kum zeminin içsel sürtünme açısı,
q; temel taban seviyesindeki sürşarj basıncıdır.

Yapılan çalışmada; kum tabakası kalınlığı (H), kil zeminin drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ve sürşarj basıncının (q) taşıma gücü üzerindeki etkileri H/B, $c_u/\gamma B$ ve $q/\gamma B'$ nin farklı değerleri için gerçekleştirilmiş çözümlemeler ile araştırılmıştır. Sayılan bu parametrelerin göçme mekanizması oluşumu üzerindeki etkileri sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlara göre değerlendirilmiştir.

Bu çalışmada; H/B ve $c_u/\gamma B$ parametreleri 0.5 ile 5.0 aralığında değişen farklı değerler alırken sürşarj basıncının taşıma gücü üzerindeki etkisi $q/\gamma B = 0$, 0.5 ve 1.0 için yapılan çözümlemeler ile araştırılmıştır. Karşılaştırmada kullanılan taşıma gücü değerleri, ya göçme anındaki taşıma gücü değeri olarak ya da temel çapının %10' u düşey deplasmana karşılık gelen taşıma gücü değeri olarak değerlendirilmiştir.

Şekil 5' te, farklı H/B oranları için elde edilmiş p/ γ B değerlerinin karşılaştırılması görülmektedir. Hem analitik yöntem hem de sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar üstteki kum tabakası kalınlığının artması ile taşıma gücünün arttığını göstermektedir. Her iki yaklaşıma göre elde edilen p/ γ B değerleri H/B \leq 1.0 için son derece uyumlu iken H/B > 1.0 için bu uyum kaybolmaktadır. H/B > 1.0 durumunda, göçme mekanizmasının zımbalama kayma göçmesinden kısmi ya da genel kayma göçmesine doğru değişmesi taşıma gücü değerlerindeki farklılaşmanın nedeni olarak gösterilebilir.

 $p/\gamma B$ değerinin H/B oranı ile artışı, homojen kum zemin durumundaki taşıma gücü değerine kadar devam etmektedir. Şekil 6' da gösterildiği gibi H/B \geq 3.0 durumunda göçme yüzeyleri, sadece, üstteki kum tabakası içerisinde oluşmaktadır. Kritik üst tabaka kalınlığı olarak adlandırılan bu H/B değeri alttaki kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetine bağlı olarak değişiklik gösterebilir.



Şekil 5. Farklı H/B Oranları için p/yB Değerlerinin Karşılaştırılması

Şekil 7' de görüldüğü gibi altta yer alan kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin artması nihai taşıma gücünü artırmaktadır. $c_u/\gamma B$ değerindeki artış ile kum tabakasının deformasyon davranışı etkilenmektedir. Öyle ki; Şekil 8' de de gösterildiği gibi, $c_u/\gamma B$ değerinin artması ile üstteki kum tabakasının kil zemine penetrasyonu zorlaşmakta ve kum tabakasındaki mobilize içsel sürtünme açısı değeri yükselmektedir. Bunun sonucunda; göçme mekanizması, zımbalama kayma göçmesinden kısmi ya da genel kayma göçmesine doğru değişmektedir. Zımbalama kayma göçmesi oluşumuna dayalı olarak geliştirilmiş analitik yaklaşımdan elde edilen taşıma gücü değerlerinin $c_u/\gamma B \ge 2.0$ değerinden sonra önemli derecede farklılaşması bu şekilde açıklanabilir.



Şekil 6. Farklı H/B Oranları için Elde Edilmiş Plastik Göçme Bölgeleri



Şekil 7. Farklı cu/yB Değerleri için p/yB Değerlerinin Karşılaştırılması

Sürşarj basıncının taşıma gücü üzerindeki etkisi $q/\gamma B = 0$, 0.5 ve 1.0 durumlarında yapılan çözümlemelerden elde edilen taşıma gücü değerleri karşılaştırılarak Şekil 9' da gösterilmiştir. $q/\gamma B$ değerlerindeki artış ile taşıma gücü değerleri de artmaktadır. Bu artış, analitik yaklaşım sonuçlarına göre doğrusal iken sonlu eleman analizi sonuçları $q/\gamma B$ ile $p/\gamma B$ arasındaki ilişkinin doğrusal olmadığını ortaya koymaktadır.

Sürşarj basıncı, göçme bölgesi içerisinde yer alan kum tabakasında çevre basıncı etkisi oluşturacağından mobilize içsel sürtünme açısı değerinin artması beklenecektir. Ancak; ϕ' değerinde beklenen bu artış aynı zamanda altta yer alan kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti ile de ilişkilidir. Sürşarj basıncının artması ile birlikte kil tabakası yüzeyinde etkiyen yük değeri artacağından kil tabakasındaki göçme bölgeleri de genişleyerek daha derinlere uzanacaktır. Şekil 10'da; mobilize kayma gerilmesi ($\tau_{mob.}$) oluşumları gösterilmiştir. $q/\gamma B'$ nin artması ile hem kum zemindeki $\tau_{mob.}$ değerleri artmakta hem de kil tabakasındaki $\tau_{mob.}$ bölgeleri genişleyerek daha derinlere uzanmaktadır.



Şekil 8. Üstteki Kum Tabakasının Deformasyon Davranışının c_u/γB ile Değişimi


Şekil 9. Farklı q/yB Değerleri için p/yB Değerlerinin Karşılaştırılması



Şekil 10. Farklı q/yB Değerleri için Mobilize Kayma Gerilmesi Oluşumları

5. SONUÇLAR

Derin bir kil tabakası üzerinde yer alan rölatif olarak ince bir kum tabakasına oturan dairesel temellerin taşıma gücü; Okamura ve Ark. (1998) tarafından önerilmiş olan limit denge yöntemine dayalı analitik yaklaşımdan ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı sayısal analiz çalışmalarından elde edilen sonuçların karşılaştırılması ile incelenmiştir. Yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Hem analitik yöntem hem de sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar üstteki kum tabakası kalınlığının artması ile taşıma gücünün arttığını göstermektedir. Bu artış, homojen kum zemin durumundaki taşıma gücü değerine kadar devam etmektedir. Homojen kum zemin durumundaki taşıma gücü değerine ulaşılan kum tabakası kalınlığı, kritik üst tabaka kalınlığı olarak adlandır. H/B_{kritik} değeri alttaki kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetine bağlı olarak değişiklik gösterir.
- Kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin artması nihai taşıma gücünü artırmaktadır. $c_u/\gamma B$ değerinin artması ile üstteki kum tabakasının kil zemine penetrasyonu zorlaşmakta, deformasyon davranışı etkilenmekte ve kum tabakasındaki mobilize içsel sürtünme açısı değeri yükselmektedir.
- Sürşarj basıncının artması ile taşıma gücü değerleri artmaktadır. q/γB' nin artması ile hem kum zemindeki mobilize kayma gerilmesi değerleri artmakta hem de kil tabakasındaki göçme bölgeleri genişleyerek daha derinlere uzanmaktadır.

KAYNAKLAR

[1] Terzaghi, K. 1943. Theoretical soil mechanics, Wiley, New york.

- [2] Michalowski, R.L., ve Shi, L. 1995. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. Journal of Geotechnical Engineering, **121** (5): 421-428.
- [3] Yamaguchi, H. 1963. Practical formula of bearing value for two layered ground. *In* Proc. 2nd Asian Regional Conf. on SMFE, 1963, Vol. 1: 176-180.
- [4] Kraft, L.M., ve Helfrich, S.C. 1983. Bearing capacity of shallow footing sand over clay. Canadian Geotechnical Journal, **20**: 182-185.
- [5] Baglioni, V.P., Chow, G.S., ve Endley, S.N. 1982. Jack-up foundation stability in stratified soil profiles. *In* Proc. 14th Offshore Technology Conference, 1982, Vol.4, 363-369.
- [6] Okamura, M., Takemura, J., ve Kimura, T. 1998. Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods. Soils and Foundations, 38 (1): 181-194.
- [7] Meyerhof, G.G. 1974. Ultimate bearing capacity of footings on sand over lying clay. Canadian Geotechnical Journal, **11** (2): 223-229.
- [8] Jaky, J. 1944. The coefficient of earth pressure at rest. Journal for Society Hungarian Architects and Engineers, **78**: 355-358.
- [9] Hanna, A.M., ve Meyerhof, G.G. 1980. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. Canadian Geotechnical Journal, 17: 300-303.
- [10] Hanna, A.M. 1981. Foundations on strong sand overlying weak sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 107 (GT7): 915-927.
- [11] Burd, H.J., ve Frydman, S. 1997. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. Canadian Geotechnical Journal, **34**: 241-253.

[12] Plaxis 2D 2011.

- [13] Okamura, M., Takemura, J., ve Kimura, T. 1997. Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay. Soils and Foundations, 37 (1): 73-88.
- [14] Shiau, J.S., Lyamin, A.V. ve Sloan, S.W. 2003. Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. Canadian Geotechnical Journal, **40**: 900-915.

STATİK VE DİNAMİK KAZIK YÜKLEME DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ VE KARŞILAŞTIRILMASI

EVALUATION AND COMPARISON OF STATIC AND DYNAMIC PILE LOAD TEST RESULTS

Mustafa MERT^{*1} M. Tuğrul ÖZKAN²

ABSTRACT

Pile load tests should be applied in order to determine the bearing capacity of the piles accurately. Load tests can be done statically and dynamically. In the scope of this study, data of static and dynamic load tests which are applied on bored piles installed in Iskenderun Power Plant Project are examined. The aim of this study is to show similarities and the differences between the results obtained from dynamic and static load tests applied to the bored piles with same diameter and same length installed in the same area. Two test piles with same diameter and different length are installed for determining pile bearing capacity and observing pile-soil interaction. Static load test is applied to one of the test piles and dynamic load test is applied to the other pile. Bearing capacity of the piles are calculated by using the pile bearing capacity calculation methods obtained from the static loading tests. The differences between the values obtained from the methods are compared. In the dynamic load test, bearing capacity of the pile is obtained by CAPWAP signal matching method with the help of DLTWAVE program. The load-settlement graphs obtained from static and dynamic loading tests are evaluated and the settlement values corresponding to the pile design load were found to be similar to each other. The pile bearing capacity values obtained from the static and dynamic loading tests are also compared and obtained close to each other in both types of tests.

Keywords: Bored pile, Pile load test, Bearing capacity, Settlement.

ÖZET

Kazıkların taşıma gücünün en doğru şekilde belirlenebilmesi için yerinde yükleme deneyleri yapılması gereklidir. Amaca yönelik olarak yapılan yükleme deneyleri statik ve dinamik olarak yapılabilmektedir. Bu çalışma kapsamında İskenderun Elektrik Santrali Projesi için imal edilen fore kazıklar üzerinde uygulanan statik ve dinamik yükleme deney verileri incelenmiştir. Bu çalışmanın amacı, aynı bölgede imal edilen aynı çap ve benzer boylardaki fore kazıklar üzerinde uygulanan dinamik ve statik yükleme deneylerinden elde edilen sonuçlar arasındaki benzerlikleri ve farkları göstermektir. Uygulamadan önce kazık-zemin etkileşimini gözlemlemek amacıyla test kazıkları imal edilmiştir. Aynı bölgede, benzer çap ve boylarda imal edilen 2 adet test kazığından birinin üzerinde statik ve diğerinin üzerinde dinamik yükleme deneyi yapılmıştır. Statik yükleme deneylerinden elde edilen verilerle kazık

^{*1} İnş. Y. Müh., Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi, mmert@fsm.edu.tr

² Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, ozkantu@itu.edu.tr

taşıma gücü hesap yöntemlerinden yararlanılarak kazık taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Yöntemlerden elde edilen değerler arasındaki farklar karşılaştırılmıştır. Dinamik yükleme deneyinde ise CAPWAP sinyal eşleştirme yöntemi ile DLTWAVE bilgisayar programı yardımıyla kazığın statik taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Statik ve dinamik yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri değerlendirilmiş ve kazık tasarım yüküne karşılık gelen oturma değerlerinin birbirine benzer olduğu görülmüştür. Bu değerlendirmelere ek olarak, statik ve dinamik yükleme deneylerinden elde edilen kazık taşıma gücü değerleri de karşılaştırılmış ve her iki tip deneyde birbirine yakın elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Fore kazık, Kazık yükleme deneyi, Taşıma gücü, Oturma.

1. GİRİŞ

Kazıkların taşıma gücünü en doğru şekilde belirlemek için yükleme deneyleri yapılması gerekmektedir. Kağıt üzerinde yapılan kazık taşıma gücü hesaplarının doğruluğu sahada yapılan kazık yükleme deneyleriyle test edilir. Kazık yükleme deneyleri statik ve dinamik olarak yapılabilmektedir.

İskenderun Enerji Santrali Projesi kapsamındaki çeşitli santral ünite binaları için kazıklı temel sistemi tasarlanmıştır. Temel altı fore kazık boyları L=30m ve çapları Ø80cm olarak tasarlanmıştır. Uygulama öncesi test kazıkları imal edilmiştir. Test kazıkları üzerinde statik ve dinamik yükleme deneyleri yapılmış ve bu deneylerden elde edilen elde edilen yük-oturma değerleri çeşitli kazık taşıma gücü hesap yöntemleri ışığında değerlendirilmiş ve bu yöntemlerden elde edilen değerler birbirleri ile karşılaştırılmıştır.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Statik yükleme deneyi yapılan fore kazık numarası T1 ve dinamik yükleme deneyi yapılan fore kazık numarası ise T2 olarak tanımlanmıştır. Her iki kazık da sahada aynı bölgede yapılmıştır. Aynı bölgede yapılan sondaj ve SPT- N_{30} verileri Tablo 1'de verilmiştir.

I-TKS1 (L=30m)				
Derinlik (m)	Zemin Bilgisi	SPT N30		
0-2.50	Dolgu	-		
2.50-8.50	Orta sıkı killi çakıllı KUM	22		
8.50-32.50	Katı çakıllı kumlu KİL	15		
32.50-41.50	Çok katı çakıllı kumlu KİL	32		
41.50-45.20	Çok sıkı killi çakıllı KUM	50		

T1 ve T2 numaralı fore kazık boyları 30m olduğuna göre kazık çevresinde genel olarak kil birimler yer almaktadır ve kazıklar sürtünme kazığı olarak tasarlanmıştır. Söz konusu sahada 30m boyunda ve Ø80cm çaplı fore kazıkların tasarım gücü 3000 kN olarak hesaplanmıştır.

3. KAZIK YÜKLEME DENEYLERİ

Hesaplanan kazık taşıma güçlerinin kontrolü için kazık yükleme deney verileri birinci derecede önemlidir. Özellikle büyük projelerde imalat öncesinde yapılan test kazıkları ve bu kazıklara uygulanan yükleme deneyleri yardımıyla büyük ekonomi sağlanabilir. Eldeki zemin verilerine göre yapılan hesaplarda güvenlik sayısını genel olarak 2.5-3 alarak güvenli tarafta kalınmaya çalışılır. Ancak kazık yükleme deney sonuçlarına göre güvenlik sayısı düşürülerek (duruma göre 1.5-2) kazık tasarım taşıma gücü daha net ve genelde kağıt üzerinde hesaplanandan daha düşük elde edilir. Bu sayede yapılan test kazıkları ve yükleme deney maliyetinden daha büyük ekonomi sağlanır ve kazık tasarımına olan güvenimiz artar.

Bu çalışma kapsamında İskenderun Enerji Santrali Projesi'nde 1 adet statik yükleme deneyi ve 1 adet dinamik yükleme deneyi olmak üzere toplam 2 adet kazık yükleme deneyi uygulaması yapılmıştır. Söz konusu projede Ø80cm çaplı L=30m boyundaki fore kazık için kazık tasarım taşıma gücü 3000 kN olarak belirlenmiştir. Statik yükleme deneyi için maksimum yük kazık tasarım yükünün %300'ü (9000 kN) olarak belirlenmiştir. Dinamik yükleme deneyinde ise serbest düşmeye bırakılan yükün ağırlığı ve yüksekliği kazık test yüküne göre belirlenmiştir.

3.1. Statik Yükleme Deneyi

Statik yükleme deneyi kazık taşıma gücünün belirlenmesinde en güvenilir yöntemdir. Statik yükleme deney yönteminde belirli zaman aralıklarında kazık yüklenerek kazıkta meydana gelen yer değiştirmeler ölçülür.

İskenderun projesi kapsamında yapılan statik yükleme deneyi ASTM-D1143 / D1143M-07 (Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load) standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Standartta 3 farklı reaksiyon sisteminden söz edilmektedir. İskenderun'da uygulanan yükleme deneyinde test kazığına, çevresinde imal edilen test kazıklarından reaksiyon alarak hidrolik kriko yardımıyla yükleme yapılmıştır. Deney planı Şekil 1'de verilmektedir. Planda görüldüğü üzere reaksiyon sistemi olarak kazık çevresinde test kazığı ile aynı çap ve boyda (Ø80cm çaplı ve 30m boyunda) toplam 4 adet reaksiyon kazığı tasarlanmıştır. Ayrıca deney H tipi şeklinde düzenlenmiş ve toplam 3 adet deney kirişi kullanılmıştır. Deney programında maksimum test yükü 9000 kN olarak belirlenmesine rağmen bu yükte test kazığında göçme olmaması durumu göz önünde bulundurularak deney sistemi 12000 kN (kazık tasarım yükünün %400'ü) test yükü dikkate alınarak tasarlanmıştır. Bunun için 3 adet 500 ton kapasiteli hidrolik kriko kullanılmıştır. Deney düzenek kesiti Şekil 2'de verilmiştir.

ASTM'de belirtilen statik yükleme deneyi yapım yöntemlerinden kademeli yavaş yükleme deney yöntemi (ML) ile uyumlu çevirmeli yükleme deney yöntemi (CL) uygulanmıştır. Kademeli yavaş yükleme deney yönteminde yük kademelerinde yer değiştirme duruncaya kadar veya yer değiştirme hızı kabul edilebilir derecede küçük oluncaya kadar beklenir. Her yük kademesinde oturma artış oranı 0.25mm/saat olana kadar veya maksimum 2 saat beklenir. Çevirmeli yükleme deney yönteminde ise belirlenen belli kritik kademelerden sonra yük boşaltılıp kazık tekrardan bir önceki çevrimden daha büyük yük kademelerine kadar yüklenir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul





İskenderun projesi statik yükleme deneyinde yükleme kademesi ASTM'de belirtildiği gibi proje yükünün %25'i olarak alınmıştır ve proje yüküne ulaşabilmek için çıkılan her yük kademesinde beklenen yarım saat boyunca 5'er ve 10'ar dakikalık okumalar alınmıştır.

Statik yükleme deneyi sonucunda elde edilen yük-oturma grafikleri üzerinden kazık taşıma gücü değerleri elde edilebilmektedir. Statik yükleme deney sonucunda kazık taşıma gücü elde edilebilmesi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu çalışma kapsamında bu yöntemlerden Davisson, Brinch Hansen %80, Chin Kondner, Decourt ve De Beer yöntemleri kullanılmıştır.

3.2. Dinamik Yükleme Deneyi

Kazık taşıma gücünün belirlenmesi için yapılan deneylerden biri de dinamik yükleme deneyidir. Dinamik yükleme deneyi çakma kazıklarda daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Bunun nedeni çakma kazıklara sürekli dinamik yük uygulandığı için sürekli veri alınabilmektedir. Dinamik yükleme deneyleri fore kazıklara da uygulanabilmektedir ancak çakma kazıklara göre daha az yaygındır.

Dinamik yükleme deneyleri ASTM.D4945-08 (ASTM Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations) standardına uygun olarak yapılmıştır. Kazık taşıma kapasitesi CAPWAP sinyal eşleştirme yöntemi ile DLT sinyalleri üzerinde yapılan TNOWAVE analizi ile hesaplanmıştır.

Dinamik yükleme deney ekipmanları 1 adet bilgisayar ve data logger, iki set strain ve akselerometre ve bunları data logger'a bağlayan kablolardan oluşmaktadır. Fore kazığa uygulanan darbe etkisiyle transdüserler ile bilgisayar sistemine sinyaller iletiliyor ve zamana bağlı ölçülen hız ve kuvvet verileri bilgisayara kaydedilip gösteriliyor. Transdüserlerin kazık üzerindeki yerleşimi Şekil 3'te görülmektedir.



Şekil 3. Transdüserlerin Kazık Üzerinde Yerleşimi

PDA (Pile Driving Analysor) ile kazık üzerine düşen yükten elde edilen dalga verileri toplanır. Bilgisayara bağlı transdüserlerde ivme ve birim deformasyon ölçerler mevcuttur. İvme ölçerler ile hız dalgası, birim deformasyon ölçerler ile kuvvet dalgası verileri elde edilir. Uygun bir dalga verisi seçilerek bu model üzerinde CAPWAP sinyal eşleştirme yöntemi uygulanır. PDA programında kazık üzerine uygulanan darbe sonucu elde edilen grafikler DLTWAVE programına işlenir. Bu programda zemin modeli girilir ve çözüme başlanır. Eğer

ölçülen ve hesaplanan değerler örtüşmez ise girilen zemin modeli değerleri üzerinde oynama yapılır. Hesaplanan ve ölçülen değerler üst üste örtüştüğünde ise çözüm tamamlanır ve CAPWAP analizi kullanıma hazır duruma gelir. Programın yaptığı bu analiz sonucunda ise yük-deplasman grafiği ve statik kazık taşıma gücü değerleri elde edilir.

4.DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRMESİ

Statik ve dinamik yükleme deneylerinden elde edilen kazık taşıma gücü sonuçları ayrı ayrı verilmiştir.

4.1. Statik Yükleme Deney Sonuçları

T1 numaralı kazık üzerinde yapılan statik yükleme deneyinde 3. çevrimde 9,000 kN değerindeki yükte oturma değeri 21.49mm olarak okundu. Ardından reaksiyon kazıklarındaki deplasman miktarı kritik düzeyin altında olduğu için yüklemeye devam edildi. 1,125 kN değerine gelindiğinde oturma artışı hızlandı ve 1,125 kN değerinde 64.06mm olarak ölçüldü. T1 numaralı kazığa ait yük-deplasman grafiğinde 1,050 kN ve 1,125 kN yükleri arasında kazığın göçtügü görülmektedir (Şekil 4). Bu durum aynı zamanda yükün 1,125 kN değerinden boşaltılmaya başladığında anlaşılmaktadır. Toplam plastik oturma 53.71 mm olarak ölçülmüştür.



Şekil 4. Yük-Oturma Grafiği (T1)

Söz konusu statik yükleme deneyi sonuçları kullanılarak 5 farklı yüntemde kazık toplam taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Davisson, Brinch Hansen %80, Chin Kondner, Decourt ve De Beer yöntemleri kullanılarak elde edilen kazık toplam taşıma gücü değerleri Tablo 2'de gösterilmektedir.

Tablo 2. Kazık Taşıma Güçleri

Kazık No	Davisson (kN)	Brinch Hansen %80 (kN)	Chin Kondner (kN)	Decourt (kN)	De Beer (kN)
T1	10550	10920	12500	12480	9000

Söz konusu deneyde 1050 kN ile 1125 kN yük değerleri arasında göçme gözlemlendiğine göre Chin Kndner ve Decourt yöntemlerinden elde edilen taşıma gücü değerleri güven vermemektedir. T1 numaralı kazıktan elde edilen yük-oturma grafiği için en doğru çözümü De Beer yönteminin verdiğini söyleyebiliriz.

4.2. Dinamik Yükleme Deney Sonuçları

T1 numaralı fore kazık ile aynı bölgede imal edilen Ø80cm çaplı ve 30m boyunda T2 numaralı fore kazık üzerinde dinamik yükleme deneyi uygulanmıştır. 82.50 kN ağırlığındaki silindir yük merkezcil bir şekilde kazık başlığı üzerine düşürülmüştür. Toplam 3 vuruş yapılmıştır. En ideal vuruş seçilmiş ve bu vuruş sonucunda elde edilere veriler üzerinde CAPWAP sinyal eşleştirme yöntemi gerçekleştirilmiştir. CAPWAP sinyal eşleştirme yöntemi TNOWAVE bilgisayar programı yardımıyla yapılmıştır. Kazık-zemin-çekiç arasındaki etkileşim, TNOWAVE gerilme dalgası analizindeki sinyal eşleştirme yöntemi ile modellendirildi. Kazığa etki eden kuvvet kazık materyaline bağlı olarak ölçülen gerilme değerlerinden, hız verisi ise ölçülen ivme değerinin integralinden elde edilir.

Sinyal eşleştirme yöntemine göre elde edilen ölçüm grafikleri, öngörülen zemin modeline göre hesaplanan dalga grafikleriyle aynı durumda olması gerekir. Bunun için yukarı seyahat eden dalga grafiği ele alınır. Ardından ölçülen ve hesaplanan yukarı seyahat eden dalga grafikleri zemin modeli ile üzerinde oynanarak üst üste çakıştırılmaya çalışılır. Grafikler birbirine yakın duruma elle getrildikten sonra programın otomatik eşleştirme modu çalıştırılır. Bu eşleştirme iyi bir duruma gelince sinyal eşleştirme tamamlanmış olur. Bu işlemden sonra kazık materyali ve zemin modeline bağlı olarak kazık ile ilgili statik verilerin hesaplama aşamasına gelinir. Bu işlemden sonra kazık materyali ve zemin modeline bağlı olarak kazık ile ilgili statik verilerin hesaplama ucundaki yük deplasman grafikleri hesaplanır. Ayrıca kazık statik taşıma gücü değerleri elde edilir.

Şekil 5 ve şekil 6'da sinyal eşleştirme sonucunda T2 numaralı kazık başında ve kazık ucunda elde edilen yük-deplasman grafikleri verilmiştir.

Dinamik yükleme deney sonucunda T2 numaralı fore kazık toplam sürtünme direnci 8344 kN ve uç direnci 300 kN olarak elde edilmiştir. Bu durumda fore kazığın toplam statik taşıma gücü 8644 kN olarak hesaplanmıştır.



(Mobilised) Static load displacement of pile head

Şekil 5. Kazık Başında Meydana Gelen Yük Deplasman Grafiği (T2)



(Mobilised) Static load displacement of pile toe Şekil 6. Kazık Ucunda Meydana Gelen Yük Deplasman Grafiği (T2)

4.3. Sonuçların Karşılaştırılması

İskenderun Elektrik Santrali Projesi kapsamında T1 ve T2 numaralı fore kazıklar üzerinde sırasıyla statik ve dinamik yükleme deneyleri uygulanmıştır. Her iki deneyde kritik yükler altındaki oturma değerlerinin karşılaştırılması Tablo 3'te verilmiştir.

YÜK ADIMI	T1 (Satik Yükleme Deneyi) Toplam Oturma (mm)	T2 (Dinamik Yükleme Deneyi) Toplam Oturma (mm)	
3000 kN (100% DWL)	2.76	2.60	
6,000 kN (100% DWL+100%SWL)	8.82	5.50	

Tablo 3. Statik ve Dinamik Yükleme Deneylerinden Elde Edilen Oturme Değerleri

Elde edilen sonuçlara göre kazık tasarım yükü olan 3000 kN yük değerinde statik ve dinamik yükleme deneyleri sonucunda elde edilen oturma değerleri birbirine çok yakındır. 6000 kN yük değerinde ve daha büyük yüklerde elde edilen oturma değerleri arasındaki fark artmıştır.

TSE ENV 1997-1 Jeoteknik Tasarım-Bölüm 1- Genel Kurallar (Eurocode 7) standardında hem statik hem de dinamik yükleme deneylerinden elde edilen sonuçların deney sayıları ile ilişkili düzeltme faktörü (ξ) değerleri yer almaktadır. Statik ve dinamik yükleme deneylerinden elde edilen kazık nihai tasıma gücü değerleri (R_{cm}) bu düzeltme faktörüne (ξ) bölünerek kazık karakteristik taşıma gücü (R_{ck}) elde edilir. Standartta belirtilen düzeltme faktörü değeri 1 adet statik yükleme deneyi için 1.5 ve dinamik yükleme deneyi için 1.6'dır.

Fore kazıkların tasarım tasıma gücü hesabında ise elde edilen karakteristik taşıma gücü değerleri emniyet katsayısına bölünür. Standartta belirtilen fore kazıklar için emniyet katsayısı değeri 1.5'tir.

Statik yükleme deneyinden elde edilen ortalama kazık nihai taşıma gücü 9000 kN'dur. Dinamik yükleme deneyi sonucunda ise kazık nihai taşıma gücü 8644 kN olarak elde edilmiştir. Statik ve dinamik yükleme deneylerinden elde edilen kazık tasarım taşıma gücü değerleri ise Tablo 4'te hesaplanmıştır.

Kazık No	Kazık Nihai Taşıma Gücü (kN)	Düzeltme Faktörü (ξ)	Karakteristik Taşıma Gücü (kN)	Emniyet Katsayısı (γ _t)	Tasarım Taşıma Gücü (kN)
T1 (Statik Yükleme Deneyi)	9000	1.5	6000	1.5	4000
T2 (Dinamik Yükleme Deneyi)	8644	1.6	5402	1.5	3600

Tablo 4. Statik ve Dinamik Yükleme Deneylerinden Kazık Tasarım Taşıma Gücü Hesapları

5. SONUÇLAR

İskenderun Elektrik Santrali Projesi kapsamında imal edilen test kazıkları üzerinde uygulanan statik ve dinamik yükleme deneylerinden birbirine yakın sonuçlar elde edilmiştir. Oturma değerleri açısından bakıldığında Tablo 3'te görüldüğü gibi değerler tasarım yükünde ve bu yükün 2 katı civarında sonuçlar birbirine yakınken yük arttıkça sonuçlar da birbirine uzaklaşmaktadır. Dinamik yükleme deneyinde yük arttıkça oturma değerleri statik yükleme

deneyine göre azalmaktadır. Buna göre yük-oturma verileri dikkate alındığında dinamik yükleme deneyinin uygulaması çalışan kazıklar için daha uygun olduğu ve kazık tasarım yükünde daha doğru sonuç verdiği söylenebilir.

80cm çaplı ve 30m boyundaki fore kazıklar için deneyler öncesinde yapılan taşıma gücü hesaplarında kazık tasarım taşıma gücü 3000 kN olarak belirlenmiştir. Statik yükleme deneyinden elde edilen sonuçlara göre kazık tasarım taşıma gücü 4000 kN olarak belirlenirken dinamik yükleme deneyi sonucunda 3600 kN olarak elde edilmiştir. Bu durumda imal edilen fore kazıklar tasarım yükünü güvenli bir şekilde taşımaktadır.

Dinamik yükleme deneyinde statik yükleme deneyine göre daha çeşitli sonuçlar elde edebiliyoruz. Dinamik yükleme deneyinde CAPWAP analizi ile sürtünme ve uç dirençleri birbirinden ayrılırken kazık boyunca fore kazık yüzey sürtünme direnci elde edilebiliyor.

Dinamik yükleme deneyi statik yükleme deneyine göre daha ekonomik bir deneydir ancak güvenilirlik açısından da statik yükleme deneyi, dinamik yükleme deneyine göre daha avantajlıdır. Dinamik yükleme deneyinden doğru sonuçların elde edilmesi ancak işinde uzman bir ekiple mümkündür. Tecrübeli bir ekip elde edilen dalga verilerinin eşleştirilmesini daha pratik ve daha doğru bir şekilde yapacaktır.

Statik yükleme deney sayılarını azaltmak amacıyla bazı statik yükleme deneyleri yerine dinamik yükleme deneyleri yapılarak hem ekonomik açıdan fayda sağlamış oluruz hem de yapılan statik yükleme deneylerini bu çalışmada olduğu gibi dinamik yükleme deneyleri ile doğrulamış oluruz.

KAYNAKLAR

- [1] ASTM D1143-07, (2007). "Standard test nethods for deep foundations under static axial compressive load", American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [2] ASTM D4945-08 (2008). "Standard test methods for high strain dynamic testing of piles", American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [3] Chin, F. K., (1970), "Estimation of the Ultimate Load of Pile Not Carried to Failure", Proceedings of 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, 81-90.
- [4] Davisson, M. T. (1972). "High capacity piles, Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction", American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, 81-112.
- [5] Decourt, L. (1999). "Behaviour of foundations under working load conditions", Proceedings of the 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz DoIguassu, Brazil, August 1999, Vol. 4, 453-488.
- [6] Hansen, J. B. (1963). "Discussion on hyperbolic stress-strain response. Cohesive soils.", American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 89, SM4, 241 - 242.
- [7] Rausche, F., Mosses, F. ve Goble, G. (1972). "Soil resistance predictions from pile dynamics", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No. SM9, Pro. Paper 9220, 917-937.

KİREÇTAŞINDA YAPILAN OSTERBERG CELL KAZIK YÜKLEME DENEYİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE SAYISAL SİMÜLASYONU

NUMERICAL SIMULATION OF OSTERBERG LOAD TEST PERFORMED IN LIMESTONE BY USING FINITE ELEMENT ANALYSIS

Nejla YILDIZ HELVACIOĞLU*1

Erol GÜLER²

ABSTRACT

Piles are loaded in practice by the structure from the top. However especially for piles with higher load capacities, it is very difficult to simulate this loading method. To overcome this difficulty, bi-directional pile load test, also called Osterberg Cell load test, has been developed. In this paper, the theory which is used for converting load-settlement behavior obtained during bi-directional pile load test into equivalent load-settlement behavior in ideal top-down load test has been verified. To compare the pile behavior during these two tests; test results of a large-diameter instrumented pile socketed in limestone and performed in Moscow is back-analyzed by using finite element analysis. Until load-displacement behavior obtained during the field test is simulated and unit shaft frictions measured via strain gauges are obtained, soil parameters of analysis model are calibrated and ideal top loaded pile behavior generated by these parameters is investigated.

Keywords: Osterberg Cell, back analysis, finite element

ÖZET

Geoteknik saha deneylerinin başında gelen kazık yükleme deneylerinde, kazıklar üstten yüklenir. Ancak özellikle yüksek taşıma gücüne sahip kazıklarda bu kuvvetin uygulanmasındaki güçlükler sebebiyle, statik basınç yükleme deneyi uygulama tekniklerinden biri olan ve Osterberg Cell yükleme testi olarak da adlandırılan çift yönlü kazık yükleme deneyi geliştirilmiştir. Bu bildiride çift yönlü kazık yükleme testleri sonucu elde edilen yük-oturma davranışının, ideal üstten yüklenen kazık yük-oturma davranışına dönüştürülmesi sırasında kullanılan teorinin doğruluğunu ve iki yöntem arasındaki kazık davranışı farklılığını incelemek için Moskova'da kireçtaşına soketli büyük çaplı bir kazıkta gerçekleştirilen çift yönlü kazık yükleme deneyi, sonlu elemanlar yöntemi ile geri analiz edilmiştir. Deney sırasında elde edilen yük-deplasman davranışı simule edilene ve gerinim ölçerler ile ölçülen birim çevre sürtünmeleri gözlemlenene kadar analiz modelindeki zemin parametreleri kalibre edilmiş ve bu parametrelerle oluşturulan ideal üstten yüklenen kazık hareketi incelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Osterberg Cell, geri analiz, sonlu elemenlar

^{*1} İnş. Yük. Müh., Kasktas A.Ş., nejlayildiz@yandex.com.tr

² Prof. Dr., Boğaziçi Üni., eguler@boun.edu.tr

1. GİRİŞ

Büyük kapasiteli büyük yapıların inşası beraberinde bu yapıyı taşıyacak zemin tasarımını ve temel inşasını çok önemli kılmıştır. Tasarımın son derece önemli olduğu düşünülen bu uygulamamada ekonomik, güvenli ve gerçekçi çözümlere ulaşabilmenin yolu sahada uygulanan test sonuçlarının değerlendirilmesinden ve toplanmasından geçmektedir. Statik kazık yükleme deneylerine alternatif olarak uygulanan O-cell (Osterberg Cell) deneyleri de bu anlamda büyük yükler altında çalışılacak kazıklar için kapasite tayininde son yıllarda gittikçe artan ve güvenilir bir uygulama yöntemi olmuştur. Bu bildiri kapsamında, O-cell yönteminde elde edilen veriler sonucu oluşturulan test raporlarında "Equivalent Top Load-Settlement Curves" olarak sunulan yük-oturma ilişkisi Sonlu Elemanlar yöntemi kullanılarak sayısal olarak elde edilmiştir. Moskova'da kireçtaşında yapılan çift yönlü deney sonuçlarında elde edilen birim çevre sürtünmesi ve uç sürtünmesi değerlerini verecek zemin, Plaxis sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak kalibre edilmiştir. Oluşturulan bu sonlu elemanlar modelinde, aynı zamanda deney yükü kazık kafasından etki ettirildiğinde meydana gelecek yük-oturma eğrisinin, deney sonucu bulunan eğriyle olan ilişkisi değerlendirilerek gerek çevre sürtünmesi değerleri gerekse uç direnci değerleri açısından kazık davranışı incelenmiştir.

2. OSTERBERG CELL SAHA DENEYİ

2.1. Deney Düzeneği

Deney kazığı, yeraltı su seviyesinin altında üst kısmı kireçtaşı ara katmanlı sert kilden ve ağırlıklı olarak kireçtaşı tabakasından oluşan zeminde 1500mm çapında ve ~23m boyunda foraj yapılarak imal edilmiştir. Forajı yapılan kuyunun taban temizliği yapıldıktan sonra, Osterberg cell ve diğer ölçüm ekipmanlarının yerleştirildiği donatı kafesi temizlenen kuyuya indirilmiş ve tremi borusu kullanılarak beton dökümü gerçekleştirilmiştir. Deney düzeneği, kazık tabanından 3.94m yukarı yerleştirilen 610mm çapındaki 3 adet Osterberg yük hücresini içermektedir. Osterberg yük hücrelerinin kalibrasyonları, bu ekipmanlar sahaya gelmeden önce bağımsız bir kurum tarafından 13.60 MN yüke kadar kalibre edilmişlerdir.

Deney düzeneği, beton üst kotundan O-cell yük hücrelerine kadar uzanan ve O-cell'in üstünde kalan kazık kısmının sıkışma hareketinin belirlenmesi amacıyla 4 adet telltale borusu ve telltale çubuklarından; kazık tabanından çalışma platform kotuna kadar uzanan ve kazık ucunun hareketini tespit etmek için kullanılan 3 adet telltale borusu ve telltale çubuklarından; O-cell düzeneğinin üst ve alt plakaları arasına yerleştirilen ve yükleme sırasında iki plaka arasındaki açılmayı ölçen 4 adet Doğrusal Titreşim Telli Deplasman Dönüştürücülerinden oluşmaktadır. Bunlara ilave olarak O-cell yük hücrelerinin üstünde ve altında yer alan kazık şaftlarında Osterberg yük hücreleri tarafından uygulanan kuvvetin kazık şaftı bovunca dağılımını incelemek üzere 7 sevive gerinim ölcer verlestirilmistir. Kazık enstrümantasyonunun şematik gösterimi Şekil 1'de verilmiştir.

2.2. Yükleme Aşaması

Yükleme Osterberg yük hücreleri vasıtasıyla 14 eşit aşamada çift yönlü uygulanan 56010 kN'luk yüke kadar gerçekleştirilmiştir. Boşaltma aşaması ise 4 eşit kademede gerçekleştirilmiş ve deney sonlandırılmıştır. Her bir yük kademesinde, yük hücreleri ile uygulanan yük sabit tutularak 30 dakika beklenmiştir. Yükleme aşamaları Tablo 1'de verilmiştir. 1L-14 aşamasındaki 56.01MN'luk kuvvet altında O-cell alt plakasının aşağı yönde maksimum 9.89mm hareket ettiği tespit edilirken; yukarı yönde uygulanan 55.54 MN'luk net

kuvvet altında üst plakanın maksimum 44.73mm hareket ettiği ölçümlenmiştir. Bu deplasmanlar sırasında gerinim ölçerlerden alınan okumalardan hesaplanan birim çevre sürtünme değerleri Tablo 2'de verilmiştir.



Şekil 1. O-cell Kazık Yükleme Deneyi Enstrümantasyonu

Yükleme Kademesi	Uygulanan Çift Yönlü Yük (MN)	Yükleme Kademesi	Uygulanan Çift Yönlü Yük (MN)
1L-1	4.06	1L-8	32.06
1L-2	8.02	1L-9	36.02
1L-3	12.03	1L-10	40.03
1L-4	16.08	1L-11	44.08
1L-5	20.04	1L-12	47.98
1L-6	24.05	1L-13	52.01
1L-7	28.05	1L-14	56.01

Tablo 1.	Deney	Kazığı	Yükleme	Aşamaları
----------	-------	--------	---------	-----------

Yük Aktarım Bölgesi	Ortalama Deplasman	Mobilize Olan Net Birim Çevre Sürtünmesi
Zemin Seviyesi ile Gerinim Ölçer 7 Arası	↑ 28.7 mm	366 kPa
Gerinim Ölçer 7 ile Gerinim Ölçer 6 Arası	↑ 30.9 mm	908 kPa
Gerinim Ölçer 6 ile Gerinim Ölçer 5 Arası	↑ 33.9 mm	454 kPa
Gerinim Ölçer 5 ile Gerinim Ölçer 4 Arası	↑ 36.5 mm	1925 kPa
Gerinim Ölçer 4 ile Gerinim Ölçer 3 Arası	↑ 39.1 mm	327 kPa
Gerinim Ölçer 3 ile O-cell Seviyesi Arası	↑ 42.6 mm	446kPa
O-cell ile Gerinim Ölçer 2 Arası	↓ 9.8 mm	5386 kPa
Gerinim Ölçer 2 ile Gerinim Ölçer 1 Arası	↓ 9.3 mm	1544 kPa

Tablo 2. Maksimum Yük Kademesinde Ölçülen Net Birim Çevre Sürtünmeleri ve Ortalama Deplasman Değerleri

2.3. Eşdeğer Üstten Yükleme Eğrisinin Oluşturulması

Deney sonuçları elde edildikten sonra eşdeğer üstten yükleme durumu grafiği çizilmektedir. Bu grafik özetle, yukarı ve aşağı yöndeki aynı deplasman değerini veren yüklerin toplamı şeklinde açıklanabilmektedir. Oluşturulan bu eğri kazığın elastik oturmasını içermemektedir. Üstten yükleme sırasında oluşan kazığın elastik davranışının eğride dikkate alınması basitleştirilmiş elastisite teorisiyle mümkündür [1]. Bu şekilde deney sonrası oluşturulan eşdeğer üstten yükleme eğrisi aşağıda Şekil 2'de verilmiştir. Bu eğriye göre 56.01 MN'luk çift yönlü O-cell yükü altında hem çevre sürtünmesi hem de uç direnci için analiz edilen kazığın 27 MN'luk bir üstten yükleme durumunda 10.1mm; 40.50 MN'luk bir yükleme altında ise 15.3mm oturma yapacağı belirlenmiştir.



Şekil 2. Deney Sırasında Ölçülen Verilerden Elde Edilen Eşdeğer Üstten Yükleme Durumu Eğrisi

3. DENEYİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE GERİ ANALİZİ

3.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Modelin Oluşturulması

Osterberg deneyinin sayısal olarak geri analizi sonlu elemanlar yöntemi ile çözümleme yapan Plaxis 2D [2] yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizler, hem kazık hem de zemin elemanları için aksisimetrik modeller kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, Osterberg yük hücreleri saha deneyinde yerleştirilen tam konumlarına göre modellenmiştir. Yükler çizgisel yük olarak yükün kazık alanına bölünmesi ile elde edilen veri dikkate alınarak analizde tanımlanmıştır. Yükün doğrusal bir şekilde kazık elemanlarına aktarılması için yük hücrelerinin üstündeki ve altındaki plakalar rijitliği düşük kiriş (plate) eleman olarak tanımlanmıştır [3]. Yükleme aşamaları deney sırasındaki aynı sıralamada analizde tanımlanmıştır Modelin geometrisi Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Model Geometrisi

Analizler sahada gerçekleştirilen geoteknik araştırma testleri sonucu elde edilen zemin parametreleri ile başlamıştır. Bu parametreler Rus zemin firması tarafından gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri ve geçmişten günümüze elde ettikleri istatiksel verilere göre hesapladıkları ve tasarımcının kullanmasını istedikleri değerler dikkate alınarak belirlenmiştir. Zemin profili Şekil 4'te yer almaktadır. Zemin parametreleri, deney sırasında oluşturulan yükdeplasman grafiği elde edilene ve aynı birim çevre sürtünmeler tespit edilinceye kadar kalibre edilmiştir. Kalibrasyon öncesi zemin parametreleri Tablo 3'te verilirken, kalibrasyon sonrası parametreler Tablo 4'te yer almaktadır.



Şekil 4. Zemin Profili

Tablo 3.	Kalibrasvor	n Öncesi Zemin Parametreler

Zemin Birimi	I iZemin TanımıDeformasyon Modülü-E (MPa)Birim Hacim Ağırlık 		Kohezyon (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı (°)	
1	Dolomitik Kireçtaşı	440.0	21.0	2370.0	47.0
2	Marnlı Kil	280.0	20.0	1700.0	36.0
3	Sert Kil	340.0	20.0	810.0	30.0
4	Ayrışmış Kireçtaşı	810.0	22.0	2360.0	37.0
5	Sağlam Kireçtaşı	930.0	24.0	6040.0	50.0

Tablo 4. Kalibrasyon Sonrası Zemin Parametreleri (Nihai Analiz Parametreleri)

Zemin Tanımı	Dolomitik Kireçtaşı	Marnlı Kil	Sert Kil	Ayrışmış Kireçtaşı	Sağlam Kireçtaşı	Beton
Zemin Birimi	1	2	3	4	5	-
Malzeme Modeli	Mohr-	Mohr-	Mohr-	Mohr-	Mohr-	Lineer
	Coulomb	Coulomb	Coulomb	Coulomb	Coulomb	Elastik
Drenaj Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Geçirimsiz
Birim Ağırlık (kN/m³)	21.0	19.0	19.0	22.0	24.0	24.0
Deformasyon Modülü E' (MPa)	400	250	350	1000	1600	30000
Poisson Oranı v'	0.2	0.25	0.25	0.20	0.20	0.15
c' - Kohezyon (kPa)	350.0	200.0	300.0	350.0	450.0	-
φ' - İçsel Sürtünme Açısı (°)	40.0	32.0	35.0	40.0	52.0	-
ψ - Genleşme Açısı (psi)	10.0	2.0	5.0	10.0	12.0	-
Arayüz	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

3.2. Analiz Sonuçları

Ölçülen ve analiz sonucu elde edilen yük-oturma eğrisi arasında makul ve iyi bir eşleşme yapılana kadar analizler tekrarlanmıştır. Bu eşleştirme için esas kriter deformasyon modülü olmuştur. İkinci eşleştirme kriteri gerinim ölçerlerden elde edilen birim çevre sürtünme değerleri olmuş, bunun için de dominant parametreler kohezyon ve içsel sürtünme açısı olarak belirlenmiştir.



Şekil 5. Osterberg Yükleme Deneyi için Ölçülen ve Hesaplanan (Sonlu Elemanlar Yöntemi-Plaxis ile) Yük-Oturma Grafiklerinin Karşılaştırması



Şekil 6. Osterberg Yükleme Deneyi için Teorik Hesaplanan ve Sonlu Elemanlar Yöntemi (Plaxis) ile Hesaplanan Üstten Yükleme Durumu Yük-Oturma Grafiklerinin Karşılaştırması

Şekil 5, yük hücrelerinin hemen altındaki ve üstündeki plakaların aşağı ve yukarı yönde uygulanan yüke bağlı hareketini ölçülen ve Plaxis yardımıyla hesaplanan şekliyle karşılaştırmasını sunmaktadır.

Hem yük-deplasman eğrileri hem de sağlanan gerinim ölçer verileri ile ilgili iyi bir eşleşme elde edildikten sonra, gerçek yükleme uygulaması altında kazık davranışını gözlemlemek için aynı model aynı parametrelere göre, Osterberg yük hücreleri etkisiz (deaktif) hale getirilerek ve bu defa üstten yüklenerek analiz edilmiştir. Test firması tarafından sağlanan Osterberg deneyi sonuç ve değerlendirme raporunda verilen eşdeğer üstten yükleme eğrisi, sonlu elemanlar analizi sonucunda elde edilen eğri ile karşılaştırılmıştır. Analiz sonucu elde edilen üstten yükleme eğrisi ile teorik olarak oluşturulan eğri arasında yakın bir eşleşme beklenirken, Şekil 6'dan görüleceği üzere uyumun çok fazla elde edilemediği belirlenmiştir. Bu durum, kazığın teorik olarak hesaplanan elastik davranışının saha şartlarında gerçekleşenle uyuşmaması ya da teorik elastik davranışın gerçek zemin davranışının altında bir çözüm olabileceği şeklinde değerlendirilebilir. Bu konuda deney teorisini ortaya çıkaran ana firmanın çekinceleri de bu şekilde her raporunda dile getirilmekte ve elde edilen teorik eğrinin tasarımcıyı güvenli tarafta bıraktığı açıkça görülmektedir.

Yük-oturma grafikleri arasındaki değerlendirme tamamlandıktan sonra, kazık şaftı boyunca yük dağılımının incelenmesi aşamasına geçilmiştir. Bu amaçla belirli yük kademelerinde ölçülen ve sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanan yük dağılımları aşağıda Şekil 7'de verilmiştir. Şekil 7'den de anlaşılacağı gibi, yeterli sayıda gerinim ölçer verisi mevcut olduğundan, kazık şaftı boyunca yük dağılımı davranışı modellenen yük davranışı ile iyi bir uyum göstermiştir. Gerçekleşen ve modellenen O-cell yük hücrelerinin üst kısımında yer alan şaft kısımında 5 adet gerinim ölçer ile düzgün bir şekilde uyum elde edilirken, alt kısımdaki şaftı bölümüne yerleştirilen gerinim ölçerlerden O-cell seviyesine en yakın olan SG2'de elde edilen birim çevre sürtünmesinin analizle elde edilene çok yakın olmadığı gözlemlenmiştir. Bu durum O-cell seviyesine yakın olan gerinim ölçerlerden elde edilen değerin sorgulanması gerektiğini göstermiştir. Şekil 8 ise Plaxis'te oluşturulan ideal üstten yükleme durumu için kazık şaftı boyunca yük dağılımını göstermektedir. Her iki grafik karşılaştırıldığında O-cell seviyesinin yakınlarındaki birim çevre sürtünmesi dirençlerinin üstten yüklenen duruma göre daha fazla çıktığı tespit görülürken, ilk 20m'lik kazı şaftı boyunca hemen hemen aynı kazık davranışı gözlemlenmiştir.

Uygulanan yükler altında gerçekleşen birim çevre sürtünmesi değerleri, deney sırasında gerinim ölçerlerden elde edilen okumalar kullanılarak elde edilmiştir. Deneyde elde edilen birim çevre sürtünmesi değerleri ile analizler sonucu elde edilen birim çevre sürtünmesi değerlerinin karşılaştırması Şekil 9'da verilmiştir. Şekil 5 ve Şekil 6'daki, yük-deplasman eğrileri ve Şekil 7 deki yük dağılım eğrileri incelendiğinde, saha ve analiz sonuçlarının iyi bir şekilde birbiriyle uyumlu olduğu görülmektedir. Ancak bu uyuma rağmen, burada da SG2 seviyesindeki birim çevre sürtünmesi için yukarıdaki aynı açıklama geçerli olmakta yani gerinim ölçer seviyesi 2'den elde edilen değerin yanıltıcı olduğu görülmektedir. Yüklemenin bu kısmı, Şekil 9'da ihmal edilirse maksimum birim şaft sürtünmesinin Osterberg yük deneyinde ve analiz sonucu kalibre edilen modelde uygulanan üstten yükleme durumunda direnç büyüklerinin birbirine yakın olduğu, ancak oluştuğu yerlerin aynı yükler altında farklı olduğu görülmüştür.





Şekil 8. Üstten Yükleme Durumu için Sonlu Elemanlar Analizinde Hesaplanan Yük Dağılım Eğrileri

60000

1L-2

1L-4

1L-6

1L-8

1L-10

1L-12

1L-14



Şekil 9. Osterberg Yüklemesi için Sahada Ölçülen ve Sonlu Elemanlar Analizinde Hesaplanan Birim Çevre Sürtünmesi Değerlerinin Karşılaştırılması

Şekil 10. Üstten Yükleme Durumu için Sonlu Elemanlar Analizinde Hesaplanan Birim Çevre Sürtünmesi Değerleri

Birim cevre sürtünmesi değerlerine baktıktan sonra uç direncinin de saha denevinde gerçekleşen ve sonlu elemanlar analizinde hesaplanan değerleri açısından nasıl değiştiğini gözlemlemek için çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Kazık tabanında bir arayüz elemanı tanımlanmış ve yükleme sırasında aniden oluşan gerilme sıçramalarını düzgün bir şekilde yaymak adına arayüz elemanları kazık çapından 50 cm daha uzun modellenmiştir. Kalibre edilmiş zemin parametreleri ile nihai haline getirilen modelde farklı yükleme aşamaları altında meydana gelen deplasmana karşı gerçekleşen kazık uç direnci irdelenmiş ve Şekil 11'de sunulan grafik elde edilmistir. Analizler sonucu elde edilen bu grafikler, sahada gerçekleştirilen deney sırasında kazık tabanı telltale (deplasman ölçerler) çubukları ile kayıt atına alınan deplasman okumaları yardımı ile karşılaştırılabilmiştir. Telltale çubukları ile elde edilen kazık tabanı hareketini gerçekleştiren yük ise, aşağı yönde uygulanan O-cell yükünden ortalama birim çevre sürtünmesi değerinin alt kısımdaki kazık çevresi ile carpımının çıkarılması ile elde edilmiştir. SG2 seviyesindeki gerinim ölçer okumasının yukarıda da açıklandığı üzere yanıltıcı olmasından dolayı, Şekil 11'de mavi çizgi ile gösterilen birim uç direncinin yanlış değerlendirildiği gözlemlenebilmektedir. Bu farkın nedeni SG2'nin O-cell seviyesine çok yakın olması şeklinde açıklanabilirken, kazık alt kısmında (O-cell seviyesi altı) oluşan sünme veya deney sırasında beton priz alırken ortaya çıkan çekme kuvvetleri de olabilmektedir.

Bu değerlendirmelere ilave olarak kalibre edilmiş zemin parametreleri ile oluşturulan model üstten yüklenerek uç direnci- uç deplasmanı ilişkisi de değerlendirilmiş ve üstten yükleme durumunda aynı uç direncinin daha fazla deplasmanda ortaya çıktığı sonucuna da varılmıştır.



Şekil 11. Deney ve Analizler Sonucu Kazık Uç Direnci-Kazık Uç Deplasmanı Karşılaştırması

4.SONUÇLAR

Yapılan analizler sonucunda, O-cell ile yüklenen kazık davranışının ideal üstten yüklenen kazık davranışına dönüştürülmesi için kullanılan teorinin geçerliliği doğrulanırken, gerinim ölçerlerin doğru konuma yerleştirilmemesi durumunda kazık yükleme deneyi sonuçlarının yanıltıcı olabileceği ve genel değerlendirmeye katılması durumunda birim çevre sürtünmesi ve dolayısıyla uç direncinin yanlış hesaplanabileceği görülmüştür. O-cell yükleme deneyi ile ideal üstten yükleme deneyi karşılaştırıldığında birim çevre sürtünme değerlerinin büyüklüklerinin aynı ancak oluştukları yerlerin farklı olduğu da gözlemlenmiştir. Bu değerlendirmelere ilave olarak kalibre edilmiş zemin parametreleri ile oluşturulan model üstten yüklenerek uç direnci- uç deplasmanı ilişkisi de değerlendirilmiş ve üstten yükleme durumunda aynı uç direncinin daha fazla deplasmanda ortaya çıktığı sonucuna da varılmıştır.

Sahada gerçekleştirilen deneyde, gerinim ölçerlerin O-cell seviyesinin hemen altına ya da hemen üstüne yerleştirmek birim çevre sürtünmesi değerlerinde yanlış ve yanıltıcı sonuçlar ortaya çıkmasına neden olabilmektedir. Dolayısıyla O-cell çevresinde gerinim ölçerlerin üst ve alt plakalardan yaklaşık ~3m uzaklıkta yerleştirilmesi deney sonuçları açısından daha makul bir yaklaşım olacaktır. Yine aynı şekilde gerinim ölçer adedinin değişen zemin tabakalarına göre uygun sayıda yerleştirilmesi, elde edilen birim çevre sürtünme değerlerinin doğruluğunu ve dolayısıyla analizlerde kullanılacak zemin parametrelerinin doğru bir şekilde belirlenmesine olanak sağlayacaktır.

TEŞEKKÜR

Bu bildirinin hazırlanması için elindeki tüm kaynakları sunan ve her konuda desteğini esirgemeyen tüm KASKTAŞ A.Ş. ailesine teşekkürlerimi sunarım.

KAYNAKLAR

- [1] Osterberg J. O., 1998, "The Osterberg load test mehod for drilled shafts and driven piles-The first ten years", Proceedings of the 7th International Conference on Piling and Deep Foundations, Viyana, Avusturya, Haziran 1998
- [2] Plaxis Company, 2017, Plaxis 2D Manueli
- [3] Bui, T. Y., Y. Li, S. A. Tan and C. F. Leung, "Back analysis of O-cell pile load test using FEM", Millpress Science, *Proc. of 16th ICSMGE*, Osaka, Eylül 12-16, 2005

YÜKSEK YOĞUNLUKLU POLİETİLEN BORULARIN PERFORMANS LİMİTLERİ VE TASARIMI

DESIGN AND PERFORMANCE LIMITS OF HIGH DENSITY POLYETHYLENE PIPES

Havvanur KILIÇ^{*1} Emre AKINAY²

ABSTRACT

In this study, the factors affecting the performance limits of flexible pipe will be examined in detail in terms of pipe ring stiffness, stress, fill placement relative compaction and fill material type effects on the pipe-soil interaction. In this content, the measurements taken from the field tests conducted with the aim of examining the behavior of flexible pipes buried under thick embankments were used. Pipe properties, fill placement, fill material type, and deflections that occur in the pipe predicted by the modified Iowa approach are compared with field measurements. It was determined that the deflections calculated by the Iowa Approach were close to the values measured in the field and it was seen that these empirical approaches could be used for high density polyethylene pipes with low and high ring stiffness. Key word: HDPE pipe, deflections, Modified Iowa approaches

ÖZET

Bu çalışmada esnek boruların tasarımı ve performans limitlerini etkileyen faktörlerden boru çember rijitliği, gerilme, dolgu yerleşim relatif kompaksiyonu ve dolgu malzeme türünün boru-zemin etkileşimi üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu kapsamda kalın dolgular altında gömülü bulunan esnek boru davranışının incelenmesi amacı ile yapılan proje kapsamındaki arazi deneyleri kullanılmıştır. Boru özellikleri, dolgu yerleşimi, dolgu malzeme türü dikkate alınarak söz konusu borularda meydana gelen esnemeler, Geliştirilmiş Iowa yaklaşımları ile hesaplanarak arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Hesaplanan esnemelerin arazide ölçülen değerlerlerle uyumlu olduğu belirlenerek çember rijitliği düşük ve yüksek olan yüksek yoğunluklu polietilen borular için bu amprik yaklaşımların kullanılabileceği görülmüştür. Anahtar kelimeler: HDPE boru, esnemeler, Geliştirilmiş Iowa yaklaşımları

1. GİRİŞ

Dünya genelinde 20. yüzyılın başlarına kadar rijit borular yaygın olarak kullanılmış, ancak son yarım yüzyılda plastik sanayiindeki gelişmelere paralel olarak düşük maliyeti, hafifliği, esnekliği, korozyona ve aşınmaya karşı direnci gibi avantajlarından dolayı yerlerini büyük ölçüde esnek borulara bırakmışlardır. Esnek borular zemin yükü altında şekil değiştirebilen malzemelerdir. Boruya etkiyen zemin yükü esas olarak boru üzerindeki zeminin ağırlığından oluşmakla birlikte, boru etrafındaki zeminin oturması ve borunun deformasyonuna bağlı olarak oluşan sürtünme kuvveti ve kemerlenme boru üzerindeki zemin yükünü etkiler. Boruya

^{*1} Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, Geoteknik Anabilim Dalı, kilichavvanur@gmail.com

² Yük. Müh., Austrotherm Yalıtım Malzemeleri, emre.akinay@austrotherm.com.tr

etkiyen yükler zemin-yapı etkileşiminin bir fonksiyonudur ve boru - zemin rölatif rijitliğine bağlıdır. Zemin yükü altında, boru deforme olma eğilimi gösterir, böylece boru yanlarında pasif gerilme desteği gelişebilir, borunun çembersel deformasyon eğilimi, boru üzerinde kemerlenme meydana gelmesine yol açarak boru üzerindeki zemin yükünün azalmasına neden olabilir. Esnek bir borunun performansı, sadece meydana gelen kemerlenmeye değil, aynı zamanda boruyu saran zeminin esnemeye karşı gösterdiği dirence de bağlıdır. Bu nedenle, esnek boruların davranışını incelerken borunun teknik özellikleri, gömülme ortamı özellikleri ve üzerine etkiyen gerilmelerin ayrıntılı olarak bilinmesi ve değerlendirmelerin bu çerçevede yapılması gerekmektedir.

2. HDPE BORULARIN PERFORMANS LİMİTLERİ

Esnek borular için performans limitleri denildiğinde genellikle boru çapında düşeyde kısalma, şekil değiştirme, boru üzerine etkiyen gerilmeler ve burkulma davranışının değerlendirilmesi anlaşılmaktadır. Performans limitleri ise esnek boru ile çevre zemininin etkileşiminden oldukça fazla etkilenmektedir. Dolayısıyla bu etkileşimin sonucu olarak boru duvarlarının ezilmesi ve burkulması, aşırı boru çapı değişimi, boyuna doğrultuda oluşan gerilmeler, ek kesme kuvvetleri ve yorulma gibi davranışlarla da karşılaşılabilir (Moser, 2008).

Şekil 1'de yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE) borular için deformasyon biçimleri gösterilmiştir. Uygulanan yüklerden dolayı boru esneyebilir (düşey çap kısalması veya yatay çap uzaması - esneme) veya geri dolgunun kompaksiyonu sonucunda uzama (düşey çapta uzama veya yatay çap kısalması) meydana gelebilir. Esneme veya uzama biçiminde meydana gelen deformasyonlar boru etrafindaki geri dolgunun türü, sıkılığı, yerleştirilme biçimi, kompaksiyonu vb. uygulamalar ile kontrol edilebilir.



Şekil 1. Esnek boruda kısalma (esneme) ve uzama

Boru duvarlarının ezilmesi şeklindeki göçme, kalın dolgu tabakaları altında gömülü bulunan, yüksek çember rijitliğine sahip borularda meydana gelmektedir (Şekil 2). Bu göçme şeklinin genellikle rijit yani gevrek borular için göz önünde bulundurulan bir performans sınırı olması ile beraber kompaksiyon derecesi yüksek olan kalın dolgular altına yerleştirilmiş göreceli olarak rijit olan esnek borular için de bu performans sınırı aşılabilmektedir. Boru duvarlarına etkiyen gerilmenin esnek borular için akma gerilmesini, gevrek borular için ise nihaî gerilmeyi aşması ile performans sınırına ulaşılır ve boru duvarları boru tacından aktarılan yükleri daha fazla taşıyamaz. Göçme mekanizması esnek borularda bölgesel akma, gevrek borularda ise çatlaklar oluşması şeklinde gelişir (Şekil 2a).



Şekil 2. a) Boru duvarlarının ezilmesi b) boru duvarının burkulması c) aşırı şekil değişimi sonucunda tersine eğikliğin gelişimi (Moser, 2008)

Boru duvarlarında düşey zemin basıncından kaynaklanan gerilme (σ_c) performans sınırının aşılmasında en büyük etkendir. Bu gerilme (1) eşitliği ile belirlenebilir.

$$\sigma_c = \frac{P_v D}{2A} \tag{1}$$

Bu eşitlikte verilen; P_v = prizma yükü ve hareketli yük (toplam düşey yük), D = boru çapı, A = birim uzunluk için boru kesit alanıdır.

Boru duvarındaki eğilme gerilmesi de performans sınırının aşılmasında etkili olabilmektedir, eğilme gerilmesi (2) eşitliğinde gösterilmiştir. Bu eşitlikte verilen; M = birimuzunlukta eğilme momenti, I=birim uzunluktaki boru duvarı kesitinin eylemsizlik momenti ve t = boru et kalınlığıdır.

Eğilme Gerilmesi =
$$\frac{Mt/2}{I}$$
 (2)

Boru duvarının burkulması bir performans limiti olmamakla birlikte, yüksek dolgu yükleri veya zemin basıncına maruz kalan esnek boruların tasarımı için önemlidir (Şekil 2b). Borunun esnekliği arttıkça burkulmaya karşı direnci azalır. Esnek boruların burkulması yalnızca boru malzemesinin özelliklerine değil aynı zamanda borunun geometrik özelliklerine (boru duvarı profil yapısı) ve çevresindeki zeminin rijitliğine de bağlıdır. Gömülü bir borunun burkulmasının tahmini için kesin bir yöntem olmamakla birlikte, Meyerhof ve Baike (1963) tarafından geliştirilen kritik burkulma basıncı formülü (3) eşitliği ile verilmiştir. Arazi deneylerinden alınan ölçümler bu denklemin çelik borular için iyi sonuçlar verdiğini göstermiştir (Moser, 2008).

$$P_{\rm cr} = 2\sqrt{\frac{E'}{1-\nu^2} \left(\frac{EI}{r^3}\right)}$$
(3)

Bu eşitlikte verilen: P_{cr} = kritik burkulma basıncı, E = boru malzemesinin elastisite modülü, v = boru malzemesinin Poisson oranı ve r = boru yarıçapı, E' = zemin reaksiyon modülüdür. Zemin reaksiyon modülü gömülü esnek bir boruda yatay eksende meydana gelen şekil değiştirmeye karşı, dolgu zeminin (gömlekleme dolgusu) gösterdiği pasif direnç olarak ifade edilebilir.

Boru çapı değişimi esnek ve yarı rijit borular için önemli bir tasarım parametresidir. Söz konusu borularda kırılma ve çatlama meydana gelmeksizin büyük deformasyonlar meydana gelebilmekte ve aşırı deformasyonlar sonucunda tersine eğiklik gelişebilmektedir (Şekil 2c). Örneğin PVC borular tersine eğiklik göstermeksizin %30'a varan boru çapı değişimlerine dayanabilmektedir. Tasarımda hasar, göçme veya tersine eğikliğin meydana gelmemesi için maksimum boru çapı değişimi (performans sınırı) değeri için bir güvenlik sayısı ile azaltmaya gidilmektedir. Boru çapındaki değişimin sınırı borunun kullanıldığı coğrafi bölgeye, yerleştirme amacına, ilettikleri akışkanın özelliklerine ve taşıdığı sıvının debi limitlerine göre değişmektedir (Terzi, 2007). ASTM D 3034 Standartları yüksek yoğunluklu polietilen borular için boru çapı değişim sınırını %7.5 olarak belirlemiştir.

Şekil değiştirme esnemeye bağlı olduğundan, üreticilerin çoğu esnemeyi ve dolayısıyla şekil değiştirmeyi sınırlamak için bir yerleştirme tekniği önerir. Şekil değiştirme sınırı, boru duvar şekil değiştirmesinin belirli bir eşik şekil değiştirme değerini aştıktan sonra meydana gelen bozulma olarak tanımlanan şekil değiştirme korozyonunu önlemek için kullanılır. Toplam çembersel şekil değiştirme, sırasıyla (4), (5), (6) ve (7) eşitliklerinde sunulan eğilme şekil değiştirmesi, çembersel şekil değiştirme ve Poisson oranı nedeni ile şekil değiştirmeleri kapsar.

$$\varepsilon_{\rm b} = 6 \left(\frac{t}{D}\right) \left(\frac{\Delta y}{D}\right)$$
 (Watkins vd. 1973) (4)

$$\varepsilon_{\rm c} = \frac{P_{\rm v} D}{2tE} \tag{5}$$

$$\varepsilon_{\rm p} = \frac{P_{\rm i}D}{2tE} \tag{6}$$

 $\varepsilon = -\nu x$ (Boyuna deformasyon) (7)

(4) – (7) eşitliklerinde verilen; $\varepsilon_{\rm b}$ = düşey eksende boru çapı değişimi nedeni ile oluşan eğilme deformasyonu, $\varepsilon_{\rm c}$ = boru duvarlarında düşey zemin basıncından kaynaklanan gerilme nedeni ile oluşan basınç deformasyonu, $\varepsilon_{\rm p}$ =boru duvarlarında iç basınçtan (vakum) kaynaklanan gerilme nedeni ile oluşan basınç deformasyonu, ε =Poisson çember deformasyonu, $\Delta y/D$ = boruda düşey eksende meydana gelen esneme ve P_i = iç basınçtır.

Gömülü boruların yük altındaki performansları boylamsal duraylılıklarına da bağlıdır. Bu nedenle borunun gömülme ortamına yerleşimi, boyuna doğrultuda oluşması olası gerilmeleri en aza indirgeyecek şekilde tasarlanmalıdır (Moser, 2008). Gömülü bir boruda boyuna doğrultuda gerilmelerin oluşması borunun ısı değişimleri nedeni ile genleşmesine veya büzülmesine, bununla beraber boruda boyuna doğrultuda eğilmelerin gelişmesine bağlıdır. Genleşme veya büzülme eğilimindeki gömülü bir boru, etrafını çevreleyen zeminin sürtünme direnci ile karşılaşır ve bunun sonucunda da boruda Şekil 3'deki gibi boyuna doğrultuda hasar veya göçme meydana gelebilir.



Şekil 3. Genleşme veya büzülme sonucunda esnek bir boruda meydana gelen hasarlar (Rajani, Zhan ve Kuruoka, 1995).

Yetersiz yatak koşulları, şişebilen killer veya don etkisi ile normal gerilmedeki artış nedeni ile boyuna doğrultuda oluşan büyük eğilme gerilmeleri boruda Şekil 4'te görülen hasar veya göçmelere neden olabilmektedir. Ek kesme kuvvetleri, tasarımda öngörülmeyen nedenlerden dolayı ortaya çıkmaktadır. Örnek olarak farklı oturmaların meydana gelmesi ile yatak seviyesinin kaybedilmesi, yatak zemininde sızıntı etkisi ile erozyon oluşabilmesi veya bitki köklerinin hareketleri nedeni ile kesme kuvvetleri oluşabilmektedir (Moser, 2008). Bu nedenle gömülü boru için uygun bir yerleşim tasarımı yapılarak oluşması olası ek kesme kuvvetleri en aza indirgenmelidir. Gömülü borularda trafik yükü gibi tekrarlı yüklemeler altında yorulma meydana gelmektedir. Yorulma sonucunda borularda tasarım yüklerinin çok altındaki yüklerde bile göçmeler oluşabilmektedir (Moser, 2008).



 Şekil 4. Boyuna doğrultuda eğilme sonucunda esnek bir boruda meydana gelen hasarlar (Rajani, Zhan ve Kuruoka, 1995)
 3. HDPE BORULARIN TASARIMI

Geliştirilmiş Iowa Eşitlikleri gömülü esnek boruların tasarımında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Son yirmibeş yıllık süreçte Geliştirilmiş Iowa Eşitliği'nin yetersiz kaldığı düşünülen taraflarına müdahale edilerek boru – zemin sistem ilişkisinin en doğru şekilde analizlere yansıtılmasına yönelik olarak çalışılmalar yapılmış olup, bu çalışmalar günümüzde de devam etmektedir.

HDPE boruların tasarımında yaygın olarak, düşey ve yatay eksende meydana gelen boru çapı değişiminin birbirine eşit olduğunu kabul eden McGrath (1998) eşitliği kullanılır. Bu eşitliğin birinci kısmını Burns & Richard Elastik Yöntemi'ni (1964) kullanarak türetilmiş, ikinci kısımda ise zemin reaksiyon modülü olarak bir boyutlu sıkışma modülünün kullanıldığı Iowa

eşitliği yer almaktadır (8). Bu eşitlikte ikinci kısmın $\left[\frac{D_L \cdot K \cdot P_c}{EI/r^3 + 0.061 M_s}\right]$ birinci kısımdan $\left[\frac{P_c}{EA/r + 0.57 M_s}\right]$ çıkarılması ile yatay eksende esneme değeri ($\Delta x/D$) elde

edilmektedir.

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{P_c}{EA/r + 0.57M_s} + \frac{D_L \cdot K \cdot P_c}{EI/r^3 + 0.061M_s}$$
(8)

(8) eşitliğinde verilen: düşey eksende esneme $(\Delta y/D)$, E' (zemin reaksiyon modülü)=M_s = dolgu malzemesinin bir boyutlu sıkışma modülüdür. Yatak sabiti (K) boru alt yarısında yataklamanın ne ölçüde kaliteli yapıldığını ifade etmektedir. Yatak sabiti yataklama açısının 180 derece olması durumunda 0.0843 değerini (maksimum dolgu desteği), 0 derece olması durumunda ise 0.11 değerini (dolgu desteği yok) almaktadır (Masada, 2009). Gecikme faktörü $(D_{\rm L})$ ile esnek bir boruda sabit düsey yük altında zamana bağlı sekil değiştirmeler dikkate alınmaktadır. Moser (2008) gecikme faktörünün -genellikle- Marston Yük Teorisi (Marston ve Anderson, 1913) ile belirlenen minimum vük değeri kulanılması durumunda 1.5 ve prizma yükünün kullanılması durumunda ise 1.0 olarak alındığını ifade etmiştir.

Sargand & Masada (2005) gömülü termoplastik bir boruda yatay eksende meydana gelen esnemenin belirlenmesinde McGrath (1998) yaklaşımında olduğu gibi boru çapı değişimi ile çembersel kısalmayı birlikte ele almıştır. Sargand & Masada (2005) geliştirdikleri bu yaklaşımda prizma yüküne boru – zemin rijitlik ilişkisini göz önünde bulundurarak bir düşey kemerlenme faktörü (DKF) atamışlardır (9). Buna göre esnek boru üzerine etkiyen düşey gerilme (10) eşitliği ile belirlenmektedir. Geliştirilen yaklaşımda yatay eksende meydana gelen esneme (11) eşitliğinin ikinci kısmı ile hesaplanırken, çembersel kısalma Burns & Richard Elastik Yöntemi (1964) kullanılarak türetilmiştir.

DKF = 1 - 0,714
$$\left(\frac{S_{H} - 0,7}{S_{H} + 1,75}\right) + 0,29 \left(\frac{27,31 - S_{B}}{16,81 + S_{B}}\right)$$
 (9)

$$P = (DKF)\gamma H \tag{10}$$

$$\frac{\Delta x}{D}(\%) = \frac{100D_L KP}{0,149(BR) + 0,061E'} - \frac{100P}{E'} \left(\frac{0,364S_H + 0,061S_B + 0,012S_H S_B}{2,571 + 0,572S_H + 0,163S_B + 0,039S_H S_B}\right)$$
(11)

(9) ve (11) eşitliklerinde verilen S_{H} = Çember rijitliği parametresi, S_{B} = Eğilme rijitliği parametresidir ve (12) eşitliğinde tanımlanmıştır.

$$S_{H} = \frac{rM_{s}}{EA} \qquad S_{B} = \frac{r^{3}M_{s}}{EI}$$
(12)

Bu yaklaşımda ayrıca termoplastik borunun zamana ve sıcaklığa bağlı rijitlik kaybı da göz önünde bulundurularak boru ham maddesinin elastisite modülünün düzeltilmesi önerilmektedir. HDPE borunun elastisite modülü için (13) eşitliği kullanılarak düzeltme yapılmıştır.

$$E^{*}(T,t) = 0.85(257000 - 2150.5T + 4.8T^{2}) t^{-0.08257}$$
(13)

(13) eşitliğinde verilen: $E^*(T, t) = Boru malzemesinin zamana ve sıcaklığa bağlı olarak düzeltilmiş elastisite modülü (psi), <math>T = Sıcaklık (F^{o}), t = Zaman (dakika)$

3. ÖRNEK PROBLEM ÇÖZÜMÜ

Bu bildiride, Ohio Eyalet Üniversitesi'ne bağlı araştırma enstitüsü ORITE (The Ohio Research Institute for Transportation and the Environment) tarafından HDPE borular üzerinde gerçekleştirilen Derin Gömü Projesi (Deep Burial Project)(Sargand vd, 2002) kapsamında yürütülen arazi deneylerinden 11 adet HDPE borunun performansı değerlendirilmiştir. Bu deneylerde boru verel zemin içerisinde (düşük plastisiteli kil) açılan dar ve sığ hendeklere (hendekler boru dış çapının iki katı genişliğindedir) negatif projeksiyonlu olarak yerleştirilmiştir. Borular granüler malzemeden oluşan yatak tabakası (15.4-38cm kalınlığında değişen) üzerine yerleştirilmiştir. Yatağın boru altında yer alan 1/3'lük bölümünde kompaksiyon işlemi uygulanmamış, geri kalan 1/3'lük kısımlarda ise kompaksiyon işlemi uygulanmıştır. Geri dolgu (GD) malzemesi olarak kullanılan kum ve kırmataş malzemelerin dane çapı dağılımları elek analizi deneyi ile belirlenmiştir (Tablo1). Elek analizi sonuçlarından kırmatasın birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine göre kötü derecelenmiş çakıl (GP), kum zeminin ise kötü derecelenmiş kum (SP) olduğu tespit edilmiştir. Kırmataş ve kum zeminler üzerinde yapılan kompaksiyon deneylerinden sırası ile optimum su içeriği %7.63 ve %11.5, maksimum kuru birim hacim ağırlıklar 22.0 kN/m³ ve 18.9 kN/m³ olarak belirlenmistir. Geri dolgu malzemesi 15-20 cm kalınlığında katmanlar halinde verlestirilmis ve boru üst kotunun 30cm yukarısına kadar sürdürülmüştür. Her bir tabakada titreşimli plaka kompaktör ile kompaksiyon işlemi uygulanmış ve dolgular %86, %90 ve %96 R.K derecelerinde sıkıştırılmıştır.

			<u> </u>
Elek No. &	Kırmataş (GP)	Elek No. &	Kum (SP)
Elek Açıklığı	% Geçen	Elek Açıklığı	% Geçen
50.8 mm	100.0	63.5 mm	100.0
25.4 mm	98.0	25.4 mm	100.0
19.1 mm	90.5	19.1 mm	100.0
No. 4 – 4.76 mm	46.8	No. 4 – 4.76 mm	100.0
No. 30 – 0.590 mm	14.4	No. 40 – 0.420 mm	43.6
No. 200 – 0.074 mm	5.0	No. 200 – 0.074 mm	2.0

Tablo 1. Kırmataş ve Kum Malzeme Elek Analizi Deney Sonuçları (Sargand vd. 2002)

Hendeklerin geri dolgu işleminin ardından yerel zemin malzemesi aynı zamanda dolgu zemini olarak da kullanılarak 6.1 m ve 12.2 m kalınlıklarda dolgu inşa edilmiştir. Yerleştirilen toprak dolgu malzemesinin yoğunluğu ortalama 20.4 kN/m³ olup, prizma yükü gerilmesi (geostatik gerilme) 12.2m'lik dolgu için yaklaşık 250 kPa ve 6.1m'lik dolgu için ise yaklaşık 125 kPa'dır. Çalışma kapsamında incelenen boruların ve dolgu zeminlerin özellikleri Tablo 2'de sunulmuştur. İncelenen boruların duvar en kesit profilleri Şekil 5'te gösterilmektedir. Tablo

2'de belirtilen A_p boru duvarının birim uzunlukta kesit alanı, I_p boru duvarının birim uzunlukta eylemsizlik momenti, EI/r³ boru rijitliğidir.

Borularda düşey ve yatay eksende meydana gelen şekil değiştirmeler ve çembersel kısalmaların ölçümü için boru içerisine lineer potansiyometreler yerleştirilmiştir. Boru kesitinde meydana gelen şekil değiştirmelerin belirlenmesi için ise portatif lazer profilometre kullanılmıştır. Boru tacında ve yan duvarda enine ve boyuna doğrultuda meydana gelen deformasyonların ölçümü için iç ve dış yüzeylere toplam 8 adet, boru tabanında ise iç ve dış yüzeylerde meydana gelen enine deformasyonların ölçümü için 2 adet elektrik rezistanslı deformasyon ölçer yerleştirilmiştir.

Dolgu inşası süresince meydana gelen esnemeler McGrath (1998) ve Sargand & Masada (S&M) (2005) eşitlikleri dikkate alınarak hesaplanmıştır. 7, 9, 10, 12, 13, 15, 16 ve 18 nolu deneylerde dolgu kalınlığı 6.1m, diğerlerinde ise dolgu kalınlığı 12.2m'dir. HDPE boru malzemesinin elastisite modülü Ep=2.965 GPa'dır. McGrath (1998) ve S&M (2005) tarafından geliştirilmiş Iowa eşitlikleri ile yapılan analizlerde, prizma yükü teorisi esas alınarak yatak açısının 90⁰ olduğu kabul edilmiş ve yatak sabiti K = 0.096 olarak alınmıştır. Zemin reaksiyon modülü olarak, geri dolgu zeminler için laboratuarda belirlenen tek boyutlu sıkışma modülü değerleri doğrudan kullanılmıştır (Tablo 3).

Boru# No.	Boru Kesiti	Boru Çapı (mm)	GD Türü	R.K. (%)	Dolgu Kalınlığı (m)	A _p (mm ² /mm)	I _p (mm ⁴ /mm)	EI/r ³ (N/mm ²)
7	С	762	Kum	96	6.1	9.58	4760	0.0334
8	С	762	Kum	96	12.2	9.58	4760	0.0334
9	С	762	Kırmataş	86	6.1	9.58	4760	0.0334
10	D	762	Kum	86	6.1	9.96	4703	0.0333
11	D	762	Kırmataş	96	12.2	9.96	4703	0.0333
12	D	762	Kırmataş	96	6.1	9.96	4703	0.0333
13	Е	1067	Kum	90	6.1	10.90	8538	0.0222
14	Е	1067	Kum	96	12.2	10.90	8538	0.0222
15	Е	1067	Kırmataş	90	6.1	10.90	8538	0.0222
16	F	1524	Kırmataş	90	6.1	16.70	13978	0.0123
18	F	1524	Kum	96	6.1	16.70	13978	0.0123

Tablo 2. Analizlerde İncelenen Boru ve Gömülme Ortamı Özellikleri (Sargand vd. 2002)

Sargand vd, (2002) tarafından yürütülen proje kapsamında bütün deneylerde arazi dolgu inşa aşamaları ayrıntılı olarak sunulmuştur. Bu inşa adımları dikkate alınarak (8) – (13) eşitlikleri kullanılarak adım adım esnemeler hesaplanmıştır (Akınay, 2010). Arazide ölçülen ve (8) – (13) eşitlikleri ile hesaplanan esneme değerleri ile dolgu kalınlığı arasındaki ilişki Şekil 6'da gösterilmiştir. Şekil'6 daki eksen takımında pozitif değerler yatay eksende meydana gelen esnemeleri, negatif değerler ise düşey eksende meydana gelen esnemeleri göstermektedir. Dolgu kalınlığı arttıkça boruların esnemesi lineer olarak artış göstermiştir. Eşitliklerden hesaplanan değerler genellikle arazi ölçümleri arasındadır. Şekil 7'de yüksek çember rijitliğine sahip (82.1–73.3 kPa) borularda (Boru #7 – 9 ve 12) ve düşük çember rijitliğine sahip (34.4 kPa) borularda (Boru #16 ve 18) meydana gelen esnemeler ile eşitliklerden hesaplanan değerlerin karşılaştırılması verilmektedir.



Şekil 5. Boru duvar profil en kesitleri (Sargand vd, 2002)

Tablo 3. Kum Zeminin Tek Boyutlu Sikişma Modulu (Sargand vd, 2002)				
Geri	Düşey	Tek Boyutlu Sıkışma Modülü, \mathbf{M}_{s} (kPa)		
Dolgu Türü	(kPa)	R.K. = %86	R.K. = %90	R.K. = %96
Kum	<34	8270	10480	13790
	34.5 - 68.9	9650	11380	14820
	69.0-103.3	10340	11930	17580
	103.4 - 137.8	10690	12890	24130
Kırmataş	<34.5	7580	13100	16890
	34.5 - 68.9	12070	15860	17440
	69.0 - 103.3	17580	19370	20550
	103.4 - 137.8	21370	22340	25510
	137.9 - 172.3	25860	26820	28610
	172.4 - 206.8	27580	28340	33100
	206.9 - 241.3	29.30	31300	37230

Çember rijitliği yüksek olan borular için Şekil 7a'da hesaplanan düşey esnemelerin genellikle arazi ölçümlerinden daha küçük ve yatay esnemelerin ise genellikle arazi ölçümlerinden daha büyük olduğu görülmektedir. Çember rijitliği düşük olan borularda (Şekil 7b) ise düşey esnemeler arazi ölçümlerine daha yakın, yatay esnemeler ise arazi ölçümlerinden daha büyük tahmin edilmiştir.



Şekil 6. Dolgu inşası ile HDPE borularda ölçülen ve hesaplanan esnemeler



Şekil 7. Boru çember rijitliğine göre arazide ölçülen ve hesaplanan esnemeler

a) Yüksek çember rijitliği (82.1–73.3 kPa) b) Düşük çember rijitliği (34.4 kPa)

Arazi ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılırken geri dolgu malzemesinin türü ve R.K. derecesi de göz önünde bulundurulmuştur. Şekil 8a'da geri dolgu olarak yerleşim kalitesi yüksek (R.K.=%96) kum kullanılan deneylerde (Boru # 7, 8, 14 ve 18) ve Şekil 8b'de ise yerleşim kalitesi düşük (R.K.=%90) kum kullanılan deneyde (Boru #13) alınan ölçümler ile hesaplanan değerlerin karşılaştırmaları yapılmıştır. Şekil 8a ve Şekil 8b'de arazide ölçülen düşey esneme değerleri genellikle, S&M (2005) eşitliği ile hesaplanan değerlerden büyük

McGrath (1998) eşitliği ile hesaplananlardan ise daha küçüktür. Ölçülen yatay esnemeler ise genellikle, her iki eşitlikle tahmin edilenlerden daha küçüktür.

Şekil 9a'da geri dolgu olarak yerleşim kalitesi yüksek (R.K.=%96) kırma taş kullanılan deneyde (Boru #12) ve Şekil 9b'de ise yerleşim kalitesi düşük (R.K.=%86-90) kırma taş kullanılan deneylerde (Boru #9, 15 ve 16) ölçülen esnemeler ile eşitliklerden hesaplanan değerlerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Her iki şekil incelendiğinde kırmataş dolgu malzeme ile yapılan dolgu sonucu düşeyde boru esnemelerinin R.K.=%86-90 olduğunda daha fazla olduğu, yatay esnemelerin ise tam tersi olarak R.K.=%96'da daha büyük olduğu görülmektedir. Bu durum, borunun düşey esnemesi ile birlikte meydana gelen pozitif kemerlenme sonucu, boru üzerine etkiyen gerilmenin bir kısmının yan dolgu zemine aktarıldığını ve boru-zemin etkileşimi sonucu daha küçük yatay esnemeler meydana geldiğini göstermektedir. Şekil 10'da dolgu malzeme olarak kırmataş ve kum kullanılan deneylerin karşılaştırmaları ve Şekil 11'de ise dolgu kalınlığının 6.1m ve 12.2m olması durumları için değerlendirmeler yapılmıştır.



Sekil 8. Kum dolgu yerleşim kalitesine göre ölçülen ve hesaplanan esnemeler
a) Kum zemin R.K =%96
b) Kum zemin R.K =%90

Nihai dolgu kalınlığı altında, HDPE borularda ölçülen ve eşitliklerden hesaplanan esnemeler Tablo 4'te sunulmuştur. Örneğin Boru #8 ve Boru #14'de nihai dolgu kalınlığı 12.1m ve kum dolgu zemin %96 R.K ile yerleştirilmiştir. Boru duvar profilleri bakımından da birbirlerine benzemekle birlikte Boru #8 çember rijitliği Boru #14'den daha yüksektir. McGrath (1998) eşitliği ile hesaplanan düşey esneme değerleri S&M (2005) eşitliği ile hesaplanan değerlere göre arazi ölçümleri ile daha uyumludur. Genellikle S&M (2005) eşitliği ile hesaplanan düşey esneme değerleri arazi ölçümlerine göre daha küçüktür.

Boru #16 ve Boru #18'de boru profil yapısı (F), boru çapı (1524mm) ve nihai dolgu yüksekliği (6.1m) aynı, R.K değerleri ve dolgu malzemesi türü birbirinden farklıdır. Boru #16 kırmataş malzeme %90 R.K ile yerleştirilmiş, Boru #18 ise kum malzeme %96 R.K ile yerleştirilmiştir. R.K=%90 kırmataş malzeme kullanılarak yapılan dolgu altında ölçülen düşey esneme % -2.33 iken R.K=%96 kum malzeme kullanılarak yapılan dolgu altında ölçülen düşey esneme % -0.86'dır. Benzer şekilde yatay esneme değerleri de sırası ile %0.76
ve % 0.11 olarak ölçülmüştür. Diğer bütün koşullar aynı yalnızca dolgu malzemesi türü ve R.K değeri farklı olması durumunda ölçülen değerlerin birbirinden çok farklı olduğu görülmüştür. Ayrıca arazide düşeyde ve yatayda sırası ile en büyük esnemeler %-3.51 ve % 2.42'dir. Bu değerler esnek borular için ASTM D 3034'de belirtilen %7.5 sınır değerinden düşüktür. Şekil 11'den görüldüğü gibi incelenen borular 6.1m'lik dolgu altında yaklaşık 125 kPa'lık düşey gerilme ve 12.2 m lik dolgu altında ise 250 kPa'lık düşey gerilmeye maruz kalmıştır ve bu gerilmeler altında boruda düşey ve yatay esnemeler lineer olarak artış göstermiştir. Çalışma kapsamında incelenen bu borular oldukça yüksek düşey gerilmelere maruz kalmış ve performans sınırları içinde esnemeler meydana geldiği görülmüştür.



Şekil 9. Kırmataş dolgu yerleşim kalitesine göre ölçülen ve hesaplanan esnemeler
a) Kırmataş R.K =%96
b) Kırmataş R.K =%86 – 90



Şekil 10. Dolgu malzemesi türüne göre ölçülen ve hesaplanan esnemelera) Kum dolgub) Kırmataş dolgu



Şekil 11. Dolgu kalınlığına göre ölçülen ve eşitliklerden hesaplanan esnemelera) Dolgu kalınlığı 6.1mb) Dolgu kalınlığı 12.2m

Tablo.4 Nihai dolgu kalınlığı altında ölçülen ve hesaplanan esnemeler (Akınay, 2010)

Dom	Nihai dolgu		Δy/D (%)			$\Delta x/D$ (%)	
HNo	kalınlığı	Arazi	McGrath	S&M	Arazi	McGrath	S&M
#100	(m)	ölçümü	(1998)	(2005)	ölçümü	(1998)	(2005)
7	6.1	-0.77	-1.33	-0.76	0.08	0.26	0.26
8	12.2	-2.68	-2.16	-1.15	0.49	0.33	0.35
9	6.1	-2.08	-1.46	-0.88	0.97	0.32	1.32
10	6.1	-3.51	-2.51	-1.93	2.42	0.98	0.88
11	12.2	-2.71	-1.73	-0.88	1.30	0.21	0.23
12	6.1	-1.71	-1.27	-0.73	0.61	0.24	0.24
13	6.1	-1.51	-2.25	-0.75	0.26	0.70	0.35
14	12.2	-2.34	-2.19	-1.45	0.68	0.30	0.37
15	6.1	-1.29	-1.44	-0.90	0.33	0.28	0.28
16	6.1	-2.33	-1.44	-1.31	0.76	0.30	0.28
18	6.1	-0.86	-1.35	-1.22	0.11	0.26	0.25

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, HDPE boruların performans limitleri ve tasarımı incelenmiştir. Bilindiği gibi HDPE esnek boruların davranışını yükleme miktarı, boru rijitliği, geri dolgu rijitliği ve yerel zemin koşulları etkilemektedir. Çalışma kapsamında, Sargand vd, (2002) tarafından kalın dolgular altında kalan termoplastik boruların davranışını incelemek için yürütülen projede 11 adet HDPE boruda alınan ölçümler kullanılmıştır. Bütün borular benzer yerel zemin içinde gömüldüğünden, bu etki bütün borularda aynıdır. Hesaplarda, Iowa eşitliğinden McGrath (1998) ve S&M (2005) tarafından türetilen eşitlikler kullanılmıştır. Bu eşitliklerden hesaplanan esneme değerlerinin dolgu kalınlığı arttıkça lineer olarak artış gösterdiği

görülmüştür. HDPE boruların çember rijitliklerine, kullanılan geri dolgu türüne ve geri dolgunun R.K derecesine göre yapılan değerlendirmelerin hesaplanan esneme değerlerini etkilediği görülmüştür. Bu bakımdan özellikle esnek boruların tasarımında zemin-boru etkileşiminin dikkate alınması gerekmektedir. Hesaplanan esnemelerin arazide ölçülen değerlerlerle uyumlu olduğu belirlenerek çember rijitliği düşük ve yüksek olan yüksek yoğunluklu polietilen borular için bu amprik yaklaşımların kullanılabileceği görülmüştür. Arazi ölçümleri ve hesaplanan esnemelere göre boruların performans limitleri içinde davranış gösterdiği belirlenmiştir. Esnek boruların tasarımı için amprik yaklaşımlardan faydalanılmak istendiğinde, boru cinsi dikkate alınarak literatürde kullanılan amprik eşitlikler ile hesaplanan değerlerin bir aralık olarak dikkate alınması ve değerlendirmelerin bir alt sınıra ve bir üst sınıra göre yapılması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Moser, A. P. (2008), "Buried Pipe Design", McGraw Hil.
- [2] Meyerhof, G. G. and Baike, L. D. (1963), "Strength of Steel Culvert Sheets Bearing against Compacted Sand Backfill", Highway Research Board Proceedings, Vol. 30.
- [3] Moser, A.P., (1998), "The Structural Performance of Buried Profile-Wall HDPE Pipe and The Influence of Pipe Wall Geometry", Transportation Research Record 1624, pp 206-213, Washington D C.
- [4] Terzi, N. U. (2007), "Gömülü Borulara Etkiyen Düşey ve Yatay Yüklerin Boru Stabilitesine Olan Etkilerinin Karşılaştırılması". Doktora Tezi, YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Ana Bilim Dalı.
- [5] Sargand, S. Masada, T. 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.
- [6] Akınay, E. (2010), "Gömülü Esnek Boru Davranışının İncelenmesi" Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsünde Hazırlanan Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- [7] ASTM D3034 (2015), "Standard Specification for Type PSM Poly(Vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Fittings, <u>United States.</u>
- [8] Watkins, R. K., Szpak, E., and Allman, W. B. (1973), "Structural design of polyethylene pipes subjected to external loads." Proc., ASTM Committee Meeting, Boston.
- [9] Rajani, B., Kuruoka, S. (1995), "Field Performance of PVC Water Mains Buried in Different Backfills", Advances in Underground Pipeline Eng. School International Conference pp. 138 – 149.
- [10] McGrath, T. J. (1998), "Design Method for Flexible Pipe", A Report to the AASHTO Flexible Culvert Liaisom Committee, Simpson Gumpertz & Heger Inc.
- [11] Burns J, Q. ve Richard RM. (1964) "Attenuation of stresses for buried cylinders". In Proc., Symposium on Soil–Structure Interaction, Tucson (AZ): University of Arizona Engineering Research Laboratory.
- [12] Masada T (2009). Improved Design Approach for Buried Flexible Pipe, Proceedings to Pipeline 2009: Infrastructure's Hidden Assets, pp. 920–928.
- [13] Marston, A., Anderson, A.O., (1913), "<u>The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe</u>", Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts, Iowa.
- [14] Sargand, S., Masada, T., Hazen, G. (2002), "<u>Field Verification of Structural Performance of Thermoplastic Pipe under Deep Backfill Conditions</u>", FHWA/OH 2002/023 Final Report to Ohio Dept. of Transportation and Federal Highway Administration.

ZEMİN İYİLEŞTİRME

ATIKSU ÇAMURU KÜLÜ VE POLİPROPİLEN FİBER KATKILARININ KUMUN TAŞIMA GÜCÜNE ETKİSİ

THE EFFECT OF SEWAGE SLUDGE ASH AND POLYPROPYLENE FIBER INCLUSIONS ON BEARING CAPACITY OF SAND

Halil İbrahim FEDAKAR^{*1} Hamza GÜLLÜ²

ABSTRACT

Sewage sludge ash (SSA), produced by the incineration of dewatered sewage sludge at wastewater treatment plants, causes some environmental problems such as air pollution and environmental pollution as a result of landfilling. In addition, due to rapid urbanization and population growth in recent years, the management of SSA and investigation of its reusability have become more important. Therefore, in this study, the reuse of SSA for improving the bearing capacity of polypropylene fiber (PF) reinforced poorly-graded sand was investigated through California bearing ratio (CBR) tests, commonly used for determining some design parameters for geotechnical projects such as bearing capacity. During this study, the samples with various dosage rates of SSA (0%, 10%, 15%, 20% and 30%) and PF (0%, 0.5% and 1%) were prepared. Some samples were subjected to CBR tests after a curing period of 7 days since SSA has pozzolanic properties. It is observed from CBR tests that SSA inclusion affects the bearing capacity of sand material. Furthermore, because of pozzolanic content of SSA, the cured samples yield higher CBR values in comparison to the samples with no curing. Unlike SSA, the addition of PF results in a decrease in CBR of cured samples. On the basis of the testing results obtained, it is concluded in the present study that SSA could be employed as a stabilization material for improving the bearing capacity of sand.

Keywords: California bearing ratio; polypropylene fiber; poorly-graded sand; sewage sludge ash.

ÖZET

Atıksu arıtma tesislerinde, kurutulmuş atıksu çamurunun yakılması ile elden edilen atıksu çamuru külü (AÇK), beraberinde depolamanın (landfilling) da sonucu olarak hava kirliliği ve çevre kirliliği gibi bazı çevresel sorunlara neden olmaktadır. Ayrıca, son yıllardaki hızlı kentleşme ve nüfus artışından dolayı, AÇK'nın yönetimi ve yeniden kullanılabilirliğinin araştırılması daha da önem kazanmaktadır. Bundan dolayı, bu çalışmada, AÇK'nın polipropilen fiber (PF) ile güçlendirilmiş kötü derecelenmiş kumun taşıma gücünün iyileştirilmesinde kullanılabilirliği, geoteknik projeler için taşıma kapasitesi gibi bazı tasarım parametrelerinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan Kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneyleri ile araştırılmıştır. Çalışma kapsamında, farklı oranlarda AÇK (%0, %10, %15, %20 ve %30) ve PF (%0, %0,5 ve %1) içeren numuneler hazırlanmıştır. Kullanılan AÇK puzolanik bir malzeme olduğundan, kür etkisini incelemek için, bazı numuneler 7 günlük kürleme süresinden sonra CBR deneyine tabi tutulmuştur. Yapılan CBR deneylerinde, AÇK

^{*&}lt;sup>1</sup> Arş. Gör. Dr., Abdullah Gül Üniversitesi, halilibrahim.fedakar@agu.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, hgullu@gantep.edu.tr

kullanımının, kumun taşıma gücünü etkilediği gözlenmiştir. Ayrıca, AÇK'nın puzolanik içeriğinden dolayı, küre maruz bırakılan numunelerde, kürsüz numunelere kıyasla daha fazla CBR değeri elde edilmiştir. AÇK'nın aksine, PF katkısı, küre maruz kalan numunelerin CBR değerlerinde bir azalmaya sebep olmuştur. Elde edilen deney sonuçlarına dayanarak, bu çalışmada, AÇK'nın, kumun taşıma gücünü artırmak için stabilizasyon malzemesi olarak kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

Anahtar kelimeler: Atıksu çamuru külü; Kaliforniya taşıma oranı; kötü derecelenmiş kum; polipropilen fiber.

1. GİRİŞ

Dünya genelindeki hızlı kentleşme ve nüfus artışının da etkisiyle, arıtma tesislerinde elde edilen atıksu çamuru miktarlarında önemli bir artış söz konusudur. Muhtemelen, bu artış yakın gelecekte de artmaya devam edecektir. Bundan dolayı, atıksu çamurunun doğru bir şekilde yönetiminin önemi daha da artmaktadır. Bu amaçla, çeşitli bertaraf yöntemleri uygulanmaktadır. Yakma, bu yöntemlerden biridir ve atıksu çamuru hacminde önemli miktarda bir azalma sağlamaktadır (Kütük ve Aksoy, 2013). Ayrıca, yakma yöntemi, atıksu çamurunun çevreye olan potansiyel zararlarını da azaltmaktadır. Ancak, atıksu çamurunun yakılması işlemi, atıksu çamuru külü (AÇK) adında yeni bir atık malzemenin ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Arıtma tesislerinde elde edilen AÇK'nın, atık toplama alanlarında depolanması hem çevresel açıdan hem de atık toplama için ayrılmış alanların sınırlı olmasından dolayı önemli bir sorun teşkil etmektedir. Bunun yerine, geçtiğimiz yirmi yıl içerisinde, AÇK'nın yapı malzemesi (çevreci beton, hafif agrega, tuğla vb.) üretiminde kullanımına yönelik çalışmalarda bir artış söz konusudur (Anderson ve diğ., 1996; Monzó ve diğ., 1996; Wang ve diğ., 2005; Devant ve diğ., 2011).

Ayrıca, son yıllarda, araştırmacılar AÇK'nın zemin stabilizasyon malzemesi olarak kullanımına yönelik çalışmalar da gerçekleştirmişlerdir (Lin ve diğ., 2005, 2007a, 2007b; Chen ve Lin, 2009; Gullu ve Fedakar, 2016, 2017a, 2017b). Lin ve diğ. (2005) yaptıkları çalışmada, AÇK'nın stabilizasyon malzemesi olarak kullanımının, yumuşak zeminin serbest basınç dayanımını ve Kaliforniya taşıma oranı (CBR) performanslarını arttırdığını ve şişme potansiyelini azalttığını gözlemlemişlerdir. Ayrıca, AÇK malzemesinin, zemin stabilizasyon uygulamalarında yaygın olarak kullanılan çimento, kireç ve uçucu kül ile beraber yumuşak zeminin mühendislik özelliklerini iyileştirmek için kullanımına yönelik çalışmalar da literatürde mevcuttur (Lin ve diğ., 2007a, 2007b; Chen ve Lin, 2009). Lin ve diğ. (2007a, 2007b) ve Chen ve Lin (2009) AÇK+kireç, AÇK+çimento ve AÇK+uçucu kül karışımlarını yumuşak zeminin mühendislik özelliklerini iyileştirmek için kullanmışlardır. Bu çalışmalarda, araştırmacılar, ACK+kireç, ACK+cimento ve ACK+uçucu kül karışımlarının yumuşak zemine ilave edilmesi durumunda, zeminin kayma dayanımı parametresi olan kohezyon değerini artırdığını ve CBR performansını iyileştirdiğini bulmuşlardır. AÇK üzerine gerçekleştirilen diğer çalışmalar da (Gullu ve Fedakar, 2016, 2017a, 2017b), AÇK malzemesinin pozolanik içeriğinden dolayı, iri daneli zeminin mühendislik özelliklerini iyileştirmek için de kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

Geleneksel bağlayıcıların (çimento, kireç, uçucu kül, AÇK) yanı sıra, son yıllarda, bir çok araştırmacı, zeminlerin mühendislik özelliklerini iyileştirmek için fiber malzeme gibi geleneksel olmayan stabilizasyon malzemelerinin de kullanımı noktasında çok sayıda çalışma gerçekleştirmişlerdir (Kaniraj ve Havanagi, 2001; Cai ve diğ., 2006; Tang ve diğ., 2007; Park, 2009, 2011; Hazirbaba ve Gullu, 2010; Estabragh ve diğ., 2012; Correia ve diğ., 2015; Gullu

ve Fedakar, 2017b). Yapılan çalışmalar, fiber katkısından dolayı, zeminlerin dayanım, durabilite, kırılma mekanizması ve malzeme davranışı (pekleşme) gibi birçok özelliğinin iyileştiğini göstermektedir (Kaniraj ve Havanagi, 2001; Cai ve diğ., 2006; Tang ve diğ., 2007; Park, 2009, 2011; Estabragh ve diğ., 2012; Consoli ve diğ., 2010, 2011; Olgun, 2013; Hamidi ve Hooresfand, 2013; Correia ve diğ., 2015; Pino ve Baudet, 2015). Zemin stabilizasyonu uygulamalarında, en çok kullanılan fiber malzeme polipropilen fiberdir (Puppala ve Musenda, 2000; Santoni ve diğ., 2001; Yetimoglu ve Salbas, 2003; Khattak ve Alrashidi, 2006; Viswanadham ve diğ., 2009; Hejazi ve diğ., 2012).

Literatürde, atıksu çamuru külü stabilizasyon malzemesi olarak daha çok yumuşak zeminlerin mühendislik özelliklerini iyileştirmek için kullanılmıştır (Lin ve diğ., 2005, 2007a, 2007b; Chen ve Lin, 2009). Atıksu çamuru külünün iri daneli malzemeler ile kullanımı noktasında ise daha az çalışma mevcuttur (Gullu ve Fedakar, 2016, 2017a, 2017b). Zemin stabilizasyon uygulamalarında, Kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneyleri, karışımların taşıma kapasitesi ve dayanım gibi tasarım parametlerinin belirlenmesinde yoğun olarak kullanılmasına rağmen (Pandian ve Krishna, 2002; Hazirbaba ve Gullu, 2010; Chore ve diğ., 2011; Khalid ve diğ., 2014), yazarların bilgisine göre, atıksu çamuru külü ve polipropilen fiber karışımlarının kötü derecelenmiş kumun CBR davranışı üzerindeki etkilerini inceleyen bir çalışma literatürde bulunmamaktadır. Bu çalışma ile, literatürdeki eksikliğin giderilmesinin yanı sıra, atıksu amaçlanmaktadır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1. Malzemeler

Bu çalışmada, 10 nolu elekten (2.00 mm) geçen iri daneli zemin kullanılmıştır. Kullanılan zemini tanımlamak için elek analizi, modifiye proktor ve özgül ağırlık deneyleri yapılmıştır. Zeminin elek analizi ve modifiye proktor test eğrileri şekil 1'de verilmiştir. Elek analizi deneyinden, zeminin ince dane oranı, üniformluk ve eğrilik katsayıları sırasıyla %3, 4.46 ve 0.76 olarak bulunmuştur. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre (USCS), deneysel çalışmada kullanılan zemin kötü derecelenmiş kum (SP) olarak sınıflandırılmıştır. Ayrıca, diğer denev sonuclarından, zeminin optimum su muhtevası, maksimum kuru birim hacim ağırlığı ve özgül ağırlığı ise sırasıyla %10, 19.5 kN/m³ ve 2.78 olarak hesaplanmıştır. Bu calışmada kullanılan atıksu çamuru külü (ACK), Gaziantep Büyüksehir Belediyesi tarafından işletilen atıksu arıtma tesisinde, atıksu çamurunun susuzlaştırma işleminden sonra yaklaşık 850°C'de yakılması sonucu elde edilmiştir. AÇK malzemesinin bazı kimyasal ve fiziksel özelliklerini belirlemek için kimyasal analiz, lazer kırınım (Malvern Mastersizer Hydro 2000U), modifiye proktor ve özgül ağırlık deneyleri yapılmıştır. AÇK'nın dane dağılımı ve proktor test sonuçları şekil 1'de gösterilmiştir. Proktor ve özgül ağırlık deney sonuçlarından, ACK malzemesinin optimum su muhtevası, maksimum kuru birim hacim ağırlığı ve özgül ağırlığı sırasıyla %33, 12.5 kN/m³ ve 2.44 olarak elde edilmiştir. AÇK'nın bazı kimyasal ve fiziksel özellikleri ise tablo 1'de verilmiştir. Tablo 1'deki sonuçlara göre, AÇK malzemesinin kimvasal iceriğinde bulunan kalsiyum, kalsiyum silikat vada alüminyum silikat üretebilmektedir (Lin ve diğ., 2007a). Ayrıca, AÇK'nın kimyasal bileşimindeki CaO, puzolanik reaksiyonları hızlandırmaktadır. Çalışmada kullanılan polipropilen fibere (PF) ait malzeme özellikleri tablo 2'de sunulmuştur.



Şekil 1. Zeminin ve AÇK'nın (a) Elek Analizi ve (b) Proktor Test Sonuçları

Özellik	AÇK
CaO (%)	33.38
SiO ₂ (%)	24.18
Al_2O_3 (%)	7.44
Fe_2O_3 (%)	4.29
MgO (%)	8.26
SO ₃ (%)	11.17
$P_2O_5(\%)$	1.74
K ₂ O (%)	2.74
Kızdırma kaybı (%)	4.53
Özgül yüzey alanı (m ² /g)	0.199
Yüzey ağırlıklı ortalama (µm)	30.077
Hacim ağırlıklı ortalama (µm)	86.067

Tablo 1. AÇK'nın Bazı Kimyasal ve Fiz	ziksel Ozellikleri
--	--------------------

Özellik	PF
Uzunluk (mm)	20
Çap (mm)	0.016
Özgül ağırlık	0.91
Çekme dayanımı (MPa)	300-400
Elastisite modülü (MPa)	4000
Erime sıcaklığı (°C)	185
Tutuşma sıcaklığı (°C)	365

0

Tablo 2. PF'nin Özellikleri

2.2. Numune Hazırlama

Test sonuçlarının doğruluğu, fiberli malzeme karışımının hazırlanması ile yakından ilgilidir. Tingle ve diğ. (1999) ve Consoli ve diğ. (2010) su katkısından önce fiberlerin ilave edilmesinin, karışım esnasında fiberlerin birbirlerine yapışması ve su yüzeyinde kalması gibi

Su emme kapasitesi (%)

sorunlara sebep olduğunu çalışmalarında belirtmişlerdir. Bundan dolayı, bu çalışmada, kum+AÇK karışımlarına su katkısından sonra PF ilave edilmiştir. Kum+AÇK karışımına ilave edilecek su miktarı, kumun optimum su muhtevasına (%10) göre belirlenmiştir. Karışım hazırlanırken şu adımlar takip edilmiştir: i) Önceden belirlenen miktarda AÇK'nın kuru kuma ilave edilmesi ve karıştırılması, ii) karışımın (kum+AÇK) kuru ağırlığının %10'u oranında suyun karışıma ilave edilmesi ve karıştırılması ve iii) önceden belirlenmiş oranlarda PF'nin kum+AÇK+su karışımına ilave edilmesi ve karıştırılması. Uygulanan karıştırma işlemleri, plastik bir kap içerisinde manuel olarak yapılmıştır. Karışımlarda kullanılan katkı oranları, AÇK için %10, %15, %20 ve %30 ve PF için ise %0.5 ve %1'dir. Maliyetinden dolayı, PF'nin katkı oranının üst limiti %1 olarak belirlenmiştir. Karışımdaki katkı miktarları, kum+AÇK karışımın kuru ağırlığına göre belirlenmiştir.

2.3. Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)

Kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneyi, zeminlerin stabilizasyonu, temel tasarımı, esnek yol tasarımı gibi inşaat mühendisliği uygulamalarında malzemelerin tasarım parametrelerini (taşıma kapasitesi) belirlemek için yaygın olarak kullanılmaktadır (Pandian ve Krishna, 2002; Hazirbaba ve Gullu, 2010; Chore ve diğ., 2011; Khalid ve diğ., 2014; Look, 2014).

Bu çalışmada, CBR deneyleri ASTM D1883 standardına uygun olarak şu konfigürasyonlar için gerçekleştirilmiştir: i) Kum, ii) Kum+AÇK, iii) Kum+PF ve iv) Kum+AÇK+PF. Ancak, üçüncü konfigürasyonda, PF malzemesi puzolanik malzeme olmadığı için, CBR deneyleri kürsüz şartlarda yapılmıştır. Malzemelerin katkı oranlarını ve numune kompozisyonlarını gösteren deney programı tablo 3'te sunulmuştur. Deneysel çalışma boyunca, bütün drenaj sistemlerinin sağlandığı ve pratikte doymamış durumların geçerli olduğu kabul edilerek, CBR deneyleri suya batırılmadan yapılmıştır.

Variam	Kum	AÇK	PF	Kür Süresi	
Kallşiili	(%)	(%)	(%)	0 Gün	7 Gün
100K	100	0	0	Evet	Hayır
100K+0.5PF	100	0	0.5	Evet	Hayır
100K+1PF	100	0	1	Evet	Hayır
90K+10AÇK	90	10	0	Evet	Evet
85K+15AÇK	85	15	0	Evet	Evet
80K+20AÇK	80	20	0	Evet	Evet
70K+30AÇK	70	30	0	Evet	Evet
90K+10AÇK+0.5PF	90	10	0.5	Evet	Evet
85K+15AÇK+0.5PF	85	15	0.5	Evet	Evet
80K+20AÇK+0.5PF	80	20	0.5	Evet	Evet
70K+30AÇK+0.5PF	70	30	0.5	Evet	Evet
90K+10AÇK+1PF	90	10	1	Evet	Evet
85K+15AÇK+1PF	85	15	1	Evet	Evet
80K+20AÇK+1PF	80	20	1	Evet	Evet
70K+30AÇK+1PF	70	30	1	Evet	Evet

Tablo 3. CBR Deney Programı

K: Kum

3.BULGULAR VE DEĞERLENDİRMELER

3.1. AÇK Katkısının CBR Üzerindeki Etkisi

Kumun CBR performansının ACK miktarı ve kürleme ile değişimi sekil 2'de gösterilmiştir. CBR değerlerinin AÇK katkı oranı ve kürlemeden etkilendiği şekil 2'de görülmektedir. Bu etki, kürlü şartlarda önemli olurken, kürsüz şartlarda çok az olmaktadır. Kürsüz durumda, yüksek oranlarda (>%20) AÇK içeren kum+AÇK karışımlarının CBR performansları azalmaktadır. Bu durum, AÇK malzemesinin daha çok dane boyutundan dolayı ince daneli malzeme gibi davranması ve puzolanik reaksiyonların zamana bağımlı olması olabilir (Ramachandran, 1995; Maneli ve diğ., 2014). Gullu ve Fedakar (2016) çalışmalarında CBR deneylerini kürsüz şartlarda yapmışlardır. Çalışmalarında, Gullu ve Fedakar (2016), %15'e kadar AÇK katkısının siltli kumun CBR değerini iyileştirdiğini ve %15'den fazla AÇK kullanımının ise siltli kumun CBR değerini azalttığını bulmuşlardır. Ayrıca, aynı çalışmada, CBR değerindeki bu azalma eğiliminin AÇK miktarındaki artış ile daha belirgin hale geldiği gözlemlenmiştir. Kürsüz şartların aksine, küre maruz numunelerin CBR değerlerinde zaman içerisinde oluşan puzolanik reaksiyonların etkişi ile önemli bir iyileşme meydana gelmektedir. Kürlü durum için, %15 AÇK içeren kum+AÇK karışımı maksimum CBR performansını vermektedir. Ancak, kürlü ve kürsüz durumlar göz önüne alındığında, CBR değerlerindeki en fazla değişim %30 AÇK içeren karışımda meydana gelmiştir.



Şekil 2. Kumun CBR Performansının AÇK ve PF Miktarları ve Kür Durumu ile Değişimi

3.2. AÇK ve PF Katkısının CBR Üzerindeki Etkisi

CBR değerlerinin AÇK ve PF katkı oranları ve kürleme durumu ile değişimi şekil 2'de verilmiştir. Şekil 2'deki sonuçlara göre, kürlü ve kürsüz durumlarda PF katkısı, kumun ve

kum+ACK karısımlarının CBR değerlerini etkilemektedir. Bu etki, kürsüz durumlarda daha azdır. Yetimoglu ve diğ. (2005) kumun başlangıç dayanımının fiber malzeme katkısı ile kayda değer bir sekilde değişmediğini çalışmalarında bulmuşlardır. Ancak, küre maruz kalan numuneler için PF ilavesinin CBR değeri üzerindeki etkisi daha fazladır. Ayrıca, CBR değerlerinde meydana gelen bu değişim PF katkı oranı ile yakından ilgilidir. Kürsüz şartlarda, %0.5'e (≤%0.5) kadar PF ilavesi CBR değerlerini artırırken; %0.5'ten daha fazla oranda (>%0.5) PF kullanımı CBR değerlerini azaltmaktadır. Bu azalma, fiber malzemelerin birbirleri ile olan temas yüzeyinin artması, daha az sürtünmeden dolayı fiber malzemelerin birbirleri üzerinde kayması ve zımbalama kayma direncinin azalması olarak açıklanabilir (Hazirbaba ve Gullu, 2010; Fletcher ve Humphries, 1991). Kürsüz şartlardaki davranışın aksine, kürlü şartlarda, fiber oranındaki artış, karışımların (kum+ACK) CBR performansını olumsuz etkilemektedir. Bu olumsuz etki, kum+AÇK karışımının dayanımındaki azalmadan kaynaklanabilir. Ancak, bazı araştırmacılar (Ayyappan ve diğ., 2010; Chore ve diğ., 2011; Şenol, 2012, Gümüşer ve Şenol, 2014), zemin+uçucu kül karışımına fiber katkısının CBR değerini arttırdığını ve bu artışın fiber uzunluğuna ve katkı malzemelerinin miktarlarına bağlı olduğunu rapor etmişlerdir. Fiber katkısı ile CBR değerindeki azalmaya rağmen, deneysel çalışmada, fiber malzemenin yüksek çekme dayanımı ve süneklik özelliğinden dolayı testin sonunda numunelerin tekrar eski durumlarına dönme eğilimlerinin daha fazla olduğu gözlemlenmistir.

3.3. PF Katkısının Gerilme-Penetrasyon Üzerindeki Etkisi

Kum+PF ve kum+AÇK+PF karışımları için elde edilen gerilme-penetrasyon eğrileri sırası ile şekil 3-4'de verilmiştir. Şekil 3'deki deney sonuçlarından, %0.5 oranında PF katkısının kumun gerilme-penetrasyon performansını kısmen iyileştirdiği görülmektedir. Ancak, ilave edilen PF miktarının artması ile (>%0.5), kumun gerilme-penetrasyon davranışı olumsuz etkilenmektedir. Bu davranışın muhtemel nedeni, karışım içerisindeki fiber oranındaki artışa bağlı olarak fiberlerin birbirleri ile olan temas yüzeyini artması ve artan fiber temas yüzeyi ile beraber karışımın zımbalama kayma direncinin azalması olabilir (Hazirbaba ve Gullu, 2010; Fletcher ve Humphries, 1991).



Şekil 3. Kum ve Kum+PF Karışımlarının Gerilme-Penetrasyon Davranışları



Şekil 4. (a) Kürsüz ve (b) Kürlü Şartlarda Kum+AÇK+PF Karışımlarının Gerilme-Penetrasyon Davranışları

Kum+AÇK+PF karışımlarının gerilme-penetrasyon davranışları şekil 4'de verilmiştir. Şekil 4'e göre, kum+AÇK+PF karışımları kürsüz şartlarda kum+PF karışımlarına benzer davranışlar sergilemektedir. Kürlü şartlarda ise, PF katkısı karışımın (kum+AÇK) gerilme-penetrasyon davranışını olumsuz olarak etkilemektedir. Kürlü şartlarda, PF katkısından dolayı, daha az yük ile daha fazla penetrasyon değeri elde edilmiştir. Ayrıca, şekil 4'de,

kum+AÇK karışımlarının başlangıç dayanımındaki değişikliğin %1 oranında PF katkısı ile daha belirgin olduğu görülmektedir.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, atıksu çamuru külü (AÇK) ve polipropilen fiber (PF) katkı malzemelerinin kumun CBR ve gerilme-penetrasyon davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu çalışmadan çıkarılan sonuçlar şunlardır:

- Stabilizasyon malzemesi olarak AÇK'nın kullanımı, kumun CBR ve gerilmepenetrasyon performansını etkilemektedir. Üstelik, bu etki, AÇK'nın puzolanik özelliğinden dolayı kür şartları altında daha önemli olmaktadır. Ancak, kürsüz şartlarda, penetrasyon direnci puzolanik reaksiyon ile oluşan kimyasal bağlardan ziyade, içsel sürtünme açısı ve kohezyon gibi dayanım parametreleri tarafından yönetildiği için kumun CBR ve gerilme-penetrasyon davranışı daha az etkilenmektedir. Küre maruz bırakılan numunelerde, çalışmada kullanılan bütün AÇK miktarları (%10, %15, %20 ve %30) için, CBR değerlerinde önemli bir iyileşme elde edilmiştir. Fakat, kürsüz şartlarda, AÇK katkısının kumun CBR performansı üzerindeki etkisi daha az olmaktadır.
- PF katkısı, kum+AÇK karışımlarının gerilme-penetrasyon ve CBR performanslarını etkilemektedir. Bu etki, kürsüz şartlar ile kıyaslandığında, kürlü şartlar altında daha fazla olmaktadır. Kürsüz durumda, %0.5 oranında PF ilavesi, sürtünme yüzey alanındaki artıştan dolayı CBR değerini artırmaktadır. Ancak, %1 oranında PF katkısı ise fiber malzemelerin birbirleri ile olan temas yüzeyinin artmasından dolayı CBR değerini azaltmaktadır. Kürlü durumda ise, PF miktarındaki artış ile kum+AÇK karışımlarının CBR değerlerinde azalma meydana gelmektedir. %30 AÇK içeren kum+AÇK+PF karışımları, bu çalışmada kullanılan bütün fiber oranlarında, %50'den daha fazla CBR değeri vermektedir. Ayrıca, %0.5 PF içeren kum+AÇK+PF karışımları, bütün AÇK oranlarında %50'den daha fazla CBR değerine sahiptir. %1 PF katkısından dolayı CBR değerlerinde meydana gelen azalma %30'dan az oranlarda AÇK kullanımı durumunda daha önemli olmaktadır.
- Elde edilen CBR deney sonuçlarından, AÇK malzemesinin puzolanik özelliğinden dolayı zemin stabilizasyon ve ulaştırma geotekniği uygulamalarında PF ve kum ile beraber kullanabileceği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Kütük, M.A., ve Aksoy, M., "A Case Study on Sewage Sludge Incineration Plant: Gaski", Proceedings of the Second International Conference on Water, Energy and the Environment, 21-24 Eylül 2013, Kuşadası.
- [2] Anderson, M.R., Skerratt, R.G., Thomas, J.P. ve Clay, S.D. (1996), "Case Study Involving Using Fluidized Bed Incinerator Sludge Ash as a Partial Clay Substitute in Brick Manufacture", Water Science and Technology, Vol 34(3-4), 507–515.
- [3] Monzó, J., Payá, J., Borrachero, M.V. ve Córcoles, A. (1996), "Use of Sewage Sludge Ash (SSA)-Cement Admixtures in Mortars", Cement and Concrete Research, Vol 26, 1389-1398.

- [4] Wang, K.S., Chiou, I.J., Chen, C.H. ve Wang, D. (2005), "Lightweight Properties and Pore Structure of Foamed Material Made from Sewage Sudge Ash", Construction and Building Materials, Vol 19, 627–633.
- [5] Devant, M., Cusidó, J.A. ve Soriano, C. (2011), "Custom Formulation of Red Ceramics with Clay, Sewage Sludge and Forest Waste", Applied Clay Science, Vol 53, 669– 675.
- [6] Lin, D.F., Luo, H.L., Hsiao, D.H. ve Yang, C.C. (2005), "The Effects of Sludge Ash on The Strength of Soft Subgrade Soil", Journal of the Chinese Institute of Environmental Engineering, Vol 15(1), 1-10.
- [7] Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J. ve Luo, H.L. (2007a), "Sludge Ash/Hydrated Lime on The Geotechnical Properties of Soft Soil", Journal of Hazardous Materials, Vol 145(1-2), 58-64.
- [8] Lin, D.F., Lin, K.L. ve Luo, H.L. (2007b), "A Comparison Between Sludge Ash and Fly Ash on The Improvement in Soft Soil", Journal of the Air & Waste Management Association, Vol 57(1), 59-64.
- [9] Chen, L. ve Lin, D.F. (2009), "Stabilization Treatment of Soft Subgrade Soil by Sewage Sludge Ash and Cement", Journal of Hazardous Materials, Vol 162, 321-327.
- [10] Gullu, H. ve Fedakar, H.I. (2016), "Use of Factorial Experimental Approach and Effect Size on The CBR Testing Results for The Usable Dosages of Wastewater Sludge Ash with Coarse-Grained Material", European Journal of Environmental and Civil Engineering, 1-22. DOI: 10.1080/19648189.2016.1179678
- [11] Gullu, H. ve Fedakar, H.I. (2017a), "Response Surface Methodology for Optimization of Stabilizer Dosage Rates of Marginal Sand Stabilized with Sludge ash and Fiber Based on UCS Performances", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol 21 (5), 1717-1727.
- [12] Gullu, H. ve Fedakar, H.I. (2017b), "Unconfined Compressive Strength and Freeze-Thaw Resistance of Sand Modified With Sludge Ash and Polypropylene Fiber", Geomechanics and Engineering, Vol 13(1), 25-41.
- [13] Kaniraj, S.R. ve Havanagi, V.G. (2001), "Behavior of Cement-Stabilization Fiber-Reinforced Fly Ash-Soil Mixtures", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 127, 574–584.
- [14] Cai, Y., Shi, B., Ng, C.W.W. ve Tang, C.S. (2006), "Effect of Polypropylene Fibre and Lime Admixture on Engineering Properties of Clayey Soil", Engineering Geology, Vol 87(3-4), 230–240.
- [15] Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F. ve Cai, Y. (2007), "Strength and Mechanical Behavior of Short Polypropylene Fiber Reinforced and Cement Stabilized Clayey Soil", Geotextiles and Geomembranes, Vol 25(3), 194–202.
- [16] Park, S. (2009), "Effect of Fiber Reinforcement and Distribution on Unconfined Compressive Strength of Fiber-Reinforced Cemented Sand", Geotextiles and Geomembranes, Vol 27(2), 162-166.
- [17] Park, S. (2011), "Unconfined Compressive Strength and Ductility of Fiber-Reinforced Cemented Sand", Construction and Building Materials, Vol 25(2), 1134-1138.

- [18] Hazirbaba, K. ve Gullu, H. (2010), "California Bearing Ratio Improvement and Freeze-Thaw Performance of Fine-Grained Soils Treated with Geofiber and Synthetic Fluid", Cold Regions Science and Technology, Vol 63, 50-60.
- [19] Estabragh, A.R., Namdar, P. ve Javadi, A.A. (2012), "Behavior of Cement-Stabilized Clay Reinforced with Nylon Fiber", Geosynthetics International, Vol 19(1), 85–92.
- [20] Correia, A.A.S., Oliveira, P.J.V. ve Custodio, D.G. (2015), "Effect of Polypropylene Fibres on The Compressive and Tensile Strength of a Soft Soil, Artificially Stabilised with Binders", Geotextiles and Geomembranes, Vol 43(2), 97-106.
- [21] Consoli, N.C., Bassani, M.A.A. ve Festugato, L.A. (2010), "Effect of Fiber-Reinforcement on The Strength of Cemented Soils", Geotextiles and Geomembranes, Vol 28(4), 344–351.
- [22] Consoli, N.C., Zortea, F., Souza, M. ve Festugato, L. (2011), "Studies on The Dosage of Fiber-Reinforced Cemented Soils", Journal of Materials in Civil Engineering, Vol 23(12), 1624–1632.
- [23] Olgun, M. (2013), "Effects of Polypropylene Fiber Inclusion on The Strength and Volume Change Characteristics of Cement-Fly Ash Stabilized Clay Soil", Geosynthetics International, Vol 20(4), 263–275.
- [24] Hamidi, A. ve Hooresfand, M. (2013), "Effect of Fiber Reinforcement on Triaxial Shear Behavior of Cement Treated Sand", Geotextiles and Geomembranes, Vol 36, 1-9.
- [25] Pino, L.F.M. ve Baudet, B.A. (2015), "The Effect of The Particle Size Distribution on The Mechanics of Fibre-Reinforced Sands Under One-Dimensional Compression", Geotextiles and Geomembranes, Vol 43(3), 250–258.
- [26] Puppala, A.J. ve Musenda, C., "Effects of Fiber Reinforcement on Strength and Volume Change Behavior of Expansive Soils", Transportation Research Board 79th Annual Meeting, Washington DC, 2000.
- [27] Santoni, L., Tingle, S. ve Webster, L. (2001), "Engineering Properties of Sand–Fiber Mixtures for Road Construction", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 127, 258–268.
- [28] Yetimoglu, T. ve Salbas, O. (2003), "A Study on Shear Strength of Sands Reinforced with Randomly Distributed Discrete Fibers", Geotextiles and Geomembranes, Vol 21, 103–110.
- [29] Khattak, J. ve Alrashidi, M. (2006), "Durability and Mechanistic Characteristics of Fiber Reinforced Soil–Cement Mixtures", International Journal of Pavement Engineering, Vol 7, 53–62.
- [30] Viswanadham, S., Phanikumar, R. ve Mukherjee, V. (2009), "Swelling Behavior of A Geofiber Reinforced Expansive Soil", Geotextiles and Geomembranes, Vol 27, 73– 76.
- [31] Hejazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M. ve Zadhoush, A. (2012), "A Simple Review of Soil Reinforcement By Using Natural and Synthetic Fibers", Construction and Building Materials, Vol 30, 100-116.
- [32] Pandian, N.S. ve Krishna, K.C. (2002), "California Bearing Ratio Behavior of Cement-Stabilized Fly Ash-Soil Mixes", Journal of Testing and Evaluation, Vol 30, 492-496.

- [33] Chore, H.S., Kumthe, A.A., Abnave, S.B., Shinde, S.S., Dhole, S.S. ve Kamerkar, S.G. (2011), "Performance Evaluation of Polypropylene Fibers on Sand-Fly Ash Mixtures in Highways", Journal of Civil Engineering (IEB), Vol 39(1), 91–102.
- [34] Khalid, N., Arshad, M.F., Mukri, M., Kamarudin, F. ve Abdul Ghani, A.H. (2014), "The California Bearing Ratio (CBR) Value for Banting Soft Soil Subgrade Stabilized Using Lime-Pofa Mixtures", Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol 19, 155–163.
- [35] Tingle, J.S., Webster, S.L., Santoni, R.L. (1999), "Discrete Fiber Reinforcement of Sands for Expedient Road Construction", US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Proje No: GL-99-3.
- [36] Look, B.G. (2014), "<u>Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables</u>", 2nd Edition, CRC Press, London.
- [37] Ramachandran, V.S. (1995), "<u>Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science, and</u> <u>Technology</u>", 2nd Edition, Noyes Publications, New Jersey, USA.
- [38] Maneli, A., Kupolati, W.K., Ndambuki, J.M. ve Abiola, O.S. (2014), "Influence of Curing Time and Compaction on Black Cotton Soil Stabilized with Fly Ash, Ground-Franulated Blast Furnace Slag and Lime", Construction Materials and Structures, IOS Press, pp 575-580. DOI: 10.3233/978-1-61499-466-4-575.
- [39] Yetimoglu, T., Inanir, M. ve Inanir, E. (2005), "A Study on Bearing Capacity of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Sand Fills Overlying Soft Clay", Geotextiles and Geomembranes, Vol 23, 174–183.
- [40] Fletcher, C.S. ve Humphries, W.K. (1991), "California Bearing Ratio Improvement of Remolded Soils By The Addition of Polypropylene Fiber Reinforcement", Transportation Research Record, Vol 1295, 80–86.
- [41] Ayyappan, S., Hemalatha, K. ve Sundaram, M. (2010), "Investigation of Engineering Behavior of Soil, Polypropylene Fibers and Fly Ash-Mixtures for Road Construction", International Journal of Environmental Science and Development, Vol 1(2), 171–175.
- [42] Şenol, A. (2012), "Effect of Fly Ash and Polypropylene Fibres Content on The Soft Soils", Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol 71(2), 379–387.
- [43] Gümüşer, C. ve Şenol, A. (2014), "Effect of Fly Ash and Different Lengths of Polypropylene Fibers Content on The Soft Soils", International Journal of Civil Engineering Transaction B: Geotechnical Engineering, Vol 12(2), 134–145.

ÇELİKHANE CÜRUFU KATKISININ CBR SONUÇLARINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF STEEL SLAG ON CBR RESULTS

Yakup TÜREDİ¹ Berfin Bahar BAL³ Murat ÖRNEK^{*2} Ali Onur IŞIK⁴

ABSTRACT

Recently, methods of soil improvement, as well as physical methods, chemical methods such as the use of additives are also included. In this study, the effects of the engineering properties of the steel slag (BOF slag) produced in large quantities as a by-product in the iron and steel industry mixed with clay soil at different ratios (0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 50%, 75% and 100% BOF slag content) are investigated effect on the California Bearing Ratio (CBR) value. Tests on each series were compared using CBR values according to the settlements 2.5mm and 5.0mm. According to tests results, the CBR values of the clay soils were observed increase with the inclusion of BOF slag in the natural clay.

Keywords: CBR test, steel slag, clay, soil improvement.

ÖZET

Son dönemlerde zemin iyileştirme yöntemlerinde, fiziksel yöntemlerin yanı sıra, katkı malzemesi kullanılması gibi kimyasal yöntemler de yer almaktadır. Bu çalışmada demir çelik endüstrisinde yan ürün olarak büyük miktarlarda üretilen çelikhane cürufu (BOF cürufu) farklı oranlarda (%0, %5, %10, %15, %20, %50, %75 ve %100 BOF cüruf katkısı) kil zeminle karıştırılarak Kaliforniya Taşıma Oranı (California Bearing Ratio, CBR) değerine etkisi araştırılmıştır. Her bir serideki deneylerde 2.5mm ve 5.0mm oturmalara karşılık gelen CBR değerlerine göre karşılaştırma yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre, BOF cürufunun doğal kil zeminlere eklenmesi durumunda kil zeminlerin CBR değerlerini artırdığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: CBR deneyi, çelikhane cürufu, kil, zemin iyileştirme.

1. GİRİŞ

Genel olarak inşaat mühendisliği açısından zeminler, üzerine inşa edilen yapıdan gelen yükleri taşıyıcı olarak ve inşaat malzemesi olarak bilinmektedirler. Arazi durumu ve mühendislik açısından zeminler farklılıklar gösterebilmektedir. Böyle durumlarda her zemin istenilen mukavemeti göstermeyip taşıma gücü açısından oldukça problemlerle karşılaşılmaktadır.

¹ Arş. Gör., İskenderun Teknik Üniversitesi, yakup.turedi@iste.edu.tr

^{*&}lt;sup>2</sup> Doç. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, murat.ornek@iste.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

³ İnşaat Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, ins.muh.baharbal@gmail.com

⁴ İnşaat Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, alionurisik@gmail.com

Problemli veya zayıf zeminler, yol altı ve temel altı dolguları gibi inşaat sahalarında bulunması istenmeyen, taşıma gücü düşük, su emme kapasitesi yüksek zeminlerdir. Bu olumsuzlukların giderilmesi için iki yöntem vardır. Birincisi problemli zeminlerin bulundukları yerden kaldırılması ve yerine taşıma gücü yüksek, rötre veya şişme göstermeyen (geoteknik özellikleri daha iyi olan) zeminlerin yerleştirilmesidir. Ancak bu yöntemde iş yükü ve maliyeti artmakta ve dolayısıyla iş süresi uzamaktadır. Bir diğer yöntem ise zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi ve zeminlerin kullanılabilir hale getirilmesidir. Zemin iyileştirme yöntemlerinde, fiziksel yöntemlerin yanı sıra, katkı malzemelerinin kullanıldığı kimyasal yöntemler de yer almaktadır. Zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesinde katkı malzemelerinin kullanılması, geoteknik mühendisliğinin önemli çalışma konularından birisidir. Zeminlerde katkı olarak çimento, kireç, bakır cürufu, öğütülmüş yüksek fırın cürufu ve uçucu kül gibi malzemeler kullanılmaktadır.

Zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan endüstriyel yan ürünlerin, devamlılığı olan ve büyük oranlarda elde edilebilen malzemelerden seçilmesi daha uygundur. Ekonomi ve çevre koruma faktörleri dikkate alındığında, çelik fabrikalarından çıkan çeşitli türdeki cürufların, toz ve çamurların çok iyi bir şekilde değerlendirilmesi gerekmektedir. "Çelikhane Cürufu (BOF cürufu)" olarak adlandırılan malzeme çelik üretiminde büyük miktarlarda ortaya çıkan bir "yan" üründür. Çelikhane cürufu, sıvı çelik üretimi esnasında çelik içerisindeki empüritelerin oksidasyonu sonucu oluşan oksit ve silikatlardan meydana gelen oluşturduğu karmaşık kimyasal yapıya sahip metalik olmayan yan ürün olup, koyu gri renkte, köşeli dane şekline ve pürüzlü bir yüzeye sahiptirler.

Demir çelik endüstrisinde yılda yaklaşık 1.63 milyar ton çelik üretilirken, 650 milyon ton yan ürün, katı atık ve çamurun ortaya çıktığı tahmin edilmektedir. Bir ton çelik üretimi sırasında yaklaşık 400-450kg katı atık üretilmektedir. Bu katı atıkların genelde 250-300 kg'ını yüksek firin ve 100-150 kg'ını çelikhane cürufları oluşturmakta geri kalanı ise toz, çamur ve haddehane tufalı, kullanılmış refrakterlerden meydana gelmektedir. Karayolu yapım uygulamalarında; karayolu üstyapı malzemesi, asfalt katkı malzemesi ve asfalt betonu olarak kullanımı hakkında çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Yine demiryolunda balast malzemesi olarak ve çimento yapımında katkı malzemesi olarak kullanımıyla ilgili de çeşitli çalışmalar yapılmaktadır.

Kaliforniya Taşıma Oranı (California Bearing Ratio, CBR) O.J Porter tarafından geliştirilen, bir zeminin kontrol edilebilen yoğunluk ve rutubet şartları altında daneler arası direncinin bir ölçüsüdür. Gerçekte CBR değeri, zeminin taşıma gücünden daha fazla yük miktarı karşısında deformasyona karşı gösterdiği direnç miktarını, yani zeminin taşıma gücünü değil taşıma oranı yüzdesini belirlemektedir. Zeminler CBR değerlerine göre zayıf, az zayıf-orta ve sağlam zeminler olarak kabul edilmektedir. CBR değeri 0 ile 3 arasında olan zeminler çok zayıf zeminler olarak kabul edildiğinden mutlaka ıslah edilmelidir. CBR değeri 3 ile 7 arasında olan zeminler az zayıf- orta zeminler olup ilave tedbirlerin alınıp alınmaması zeminin diğer özelliklerine bağlıdır. CBR değeri 10'dan büyük zeminler ise sağlam zeminler olarak kabul edilmektedir.

Yılmaz A. ve Sütaş İ. (2008) tarafından yapılan çalışmada Antalya ETİ Ferrokrom İşletmesi'nden yan ürün olarak ortaya çıkan elektrik ark fırını cürufunun doğal agregalar yerine alternatif olarak yol üstyapısının temel tabakalarında kullanımı araştırılmıştır. Bağlayıcı içermeyen granüler karışımlar üzerinde CBR ve Proktor deneyleri, bağlayıcı içeren karışımlar üzerinde ise serbest basınç dayanımı deneyleri gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak, ferrokrom cüruflarının fiziksel ve mekanik özellikleri açısından yol üstyapısının temel tabakalarında kullanımının iyi bir alternatif oluşturabileceği belirlenmiştir.

Fırat S., vd. (2013) tarafından yapılan çelikhane cürufu, kireç oranı sabit kalmak şartıyla, uçucu kül ve bir çeşit kaolinit ile farklı oranlarda karıştırılarak kürleme işlemine tabi tutmuşlardır. Hazırlana numuneler üzerinde Serbest Basınç Taşıma Kapasitesi ve Kaliforniya

Taşıma Oranı (CBR) deneyleri yapılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde, çelikhane cürufunun yol alt tabakalarında rahatlıkla kullanılabileceği ekonomiye katkı sağlayabileceği ortaya çıkmıştır. Literatürde, çelikhane cürufu, çimento-yüksek fırın cürufu karışımları, kireç-yüksek fırın cürufu vb. gibi karışımlarının kullanıldığı birçok çalışma bulunmaktadır. (Imtiaz, A., 1993, Çağlar G. A., 2007, , Selekoğlu B., vd. 2015, Wild, S., vd. 1998, Bilgen, G., 2004, Amu, O. O., vd. 2005, Saride, S., vd. 2010, Bilgen G. ve Kavak A., 2011, Bilgen G., vd. 2012, Kamei, T., vd. 2013, Ahmed, A. and Issa, U. H., 2014, Sas W. 2015).

Bu çalışmada İSDEMİR'den (İskenderun Demir ve Çelik A.Ş.) temin edilen çelikhane cürufu (BOF cürufu) farklı oranlarda kil zeminle karıştırılarak çelikhane cürufunun CBR değeri üzerine etkisi araştırılmıştır. CBR deneylerine başlamadan önce İskenderun Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda çeşitli standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır (TS 1900).

BOF cürufu doğal kil zeminlere %5, %10, %15, %20, %50, %75 ve %100 oranlarında ilave edilmiştir. Deneyler %100 doğal kil zemin ve %100 BOF cürufu durumları için de yapılmıştır. BOF cürufunun farklı oranlarda doğal kil zeminlere katılması durumunda yükpenetrasyon eğrileri çizilmiş ve her bir deneyde 2.5mm ve 5.0mm'lik penetrasyonlar için CBR değerleri hesaplanmış, BOF cürufu ilavesinin CBR değeri üzerindeki etkileri araştırılmıştır.

Bu çalışmanın amacı demir-çelik endüstrisinde yan ürün olarak her yıl binlerce ton üretilen BOF cürufunun geoteknik mühendisliğinde kullanımında alternatif bir kaynak oluşturması beklenmektedir.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Deneylerde kullanılan kil zemin ve BOF cürufu numunelerinin mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla çeşitli standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

Deneylerde kullanılan çelikhane cürufunun kimyasal analiz sonuçları Tablo 1'de verilmiştir. Yapılan kıvam limitleri deneylerinde ise doğal kil zeminin likit limit değeri %45, plastik limit değeri %22 ve plastisite indisi de %23 olarak belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan doğal kil zeminin sınıfı Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne göre (USCS) CL (düşük plastisiteli kil) olarak bulunmuştur. BOF cürufu üzerinde yapılan kıvam limitleri deneylerinde NP (Non-Plastic) bir özellik tespit edilmiştir.

Tablo 1.	Deneylerde	Kullanılan	Çelikhane	Cürufunun	Kimyasal	Bileşenleri

Bileşen	Yüzde miktarı
TFe	22.81
SiO ₂	9.07
CaO	40.13
Al_2O_3	2.93
MgO	5.74
MnO	3.68
K_2O	0.031
Na ₂ O	0.35
Zn	0.021

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), boyutları sabit olan bir pistonun sıkıştırılarak hazırlanmış bir numuneye belirli bir derinliğe kadar batması için gerekli basıncın, aynı pistonun düzgün bir dane dağılımı olan kırma taştan hazırlanmış bir numunede aynı batmayı sağlayan basınca oranı olarak tanımlanmaktadır.

Herhangi bir penetrasyon değeri için, aynı yükün kalker kırma taştan hazırlanan numunede aynı batma miktarını sağlayacak kuvvete oranı olarak tanımlanan Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) genellikle 2.5mm'lik bir batma miktarı için ifade edilmektedir. Ancak 5.0mm'lik oturmasında daha büyük bir değer çıkarsa büyük olan değer seçilmektedir.

Deneylerde kullanılan zeminin sıkılık derecesi ve su muhtevası değerleri, sıkıştırma deneylerinden elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası değerlerine göre tayin edilmiştir. Deney, kesit alanı 19.35cm² olan silindirik bir pistonun belirli bir hızla (1.27mm/dk) zemine itilerek elde edilen yük- batma miktarı grafiğinden yaralanarak CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) değerinin bulunmasını kapsamaktadır.

Deneylerin ardından yük-batma miktarı eğrileri çizilmiş ve her bir deneyde 2.5mm, 5.0mm'lik batma miktarı için CBR değerleri hesaplanmıştır. Deneylerde kullanılan CBR deney aleti, CBR deney numunesi hazırlanması Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. a) CBR Yükleme düzeneği, b) CBR deney numunesi

Deneylerde kullanılan kodlamalar ve karışım yüzdelerinin tasarımı aşağıdaki tabloda verilmiştir (Tablo 2).

Deney Grubu	Özellik
C ₀	%100 kil + %0 BOF cürufu
C_5	%95 kil + %5 BOF cürufu
C ₁₀	%90 kil + %10 BOF cürufu
C ₁₅	%85 kil + %15 BOF cürufu
C_{20}	%80 kil + %20 BOF cürufu
C_{50}	%50 kil + %50 BOF cürufu
C ₇₅	%25 kil + %75 BOF cürufu
C_{100}	%0 kil + %100 BOF cürufu

|--|

Yukarıda karıştırma oranları verilen BOF cürufu katkısı durumlarında kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Kompaksiyon deneyleri sonucunda her bir BOF cürufu katkı oranı için maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası değerleri Tablo 3'te ve standart proktor eğrileri Şekil 2'de verilmiştir.



Tablo 3. Kompaksiyon Deney Sonuçları

Şekil 2. Standart Proktor eğrileri

Deney sonuçları, BOF cürufu katkısı arttıkça, maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinin de arttığını ve optimum su muhtevası değerlerinin ise azaldığını göstermiştir.

Kompaksiyon deneylerin elde edilen optimum su muhtevalarına göre sekiz faklı durumda CBR deneyleri yapılmıştır. 2.5mm ve 5.0mm batma miktarına karşılık gelen CBR sonuçları aşağıda verilmiştir (Şekil 3. ve Şekil 4.).



Şekil 3. 2.5mm için %CBR – %BOF Cüruf İlişkisi



CBR deneyleri sonuçlarından, 2.5mm'lik ve 5.0mm'lik batmaya karşılık gelen %CBR değerleri sırasıyla en iyi verimi yaklaşık %30 ve %35 BOF cürufu katkısı ile sağladığı belirlenmiştir. Tanımda belirtildiği üzere en yüksek CBR değeri hangi batma değeri için varsa o dikkate alınmaktadır. Buna göre 5mm oturma için elde edilen CBR değerleri dikkate alınmıştır. Deney sonuçlarına göre %35 BOF cürufu katkısı ideal olarak kabul edilebilmektedir.

SONUÇLAR

Bu çalışmada İSDEMİR'den (İskenderun Demir ve Çelik A.Ş.) temin edilen çelikhane cürufu (BOF cürufu) sekiz farklı oranda (0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 50%, 75% and 100% BOF cürufu içeriği) kil zeminle karıştırılarak çelikhane cürufunun %CBR üzerine etkisi araştırılmıştır. Farklı oranlarda karıştırılan numuneler 2.5 mm ve 5.0 mm oturmalara karşılık gelen CBR değerleri hesaplanmıştır. Deney sonuçlarından elde veriler aşağıda sıralanmıştır.

- ✓ CBR deney sonuçlarından doğal kil zemin durumunda elde edilen CBR değerleri 2.5mm ve 5.0mm için sırasıyla 1.5 ve 2.5 olarak ortaya çıkmıştır. Bu durumda, CBR değeri 0 ile 3 arasında değiştiğinden zayıf zemin olarak kabul edilmektedir ve mutlaka ıslah edilmesi gerekmektedir.
- ✓ BOF cürufunun ilavesi ile CBR değerlerinde 3 kata varan artışlar meydana getirmiştir.
- ✓ BOF cürufu katkısı 2.5mm ve 5mm deplasman miktarlarına göre CBR değerleri sırasıyla yaklaşık olarak 5 ve 7' ye yaklaşmıştır. CBR değeri 3 ile 7 arasında olan zeminler az zayıf- orta zeminler sınıfına yükselmiştir.
- ✓ Grafikler incelendiğinde ortalama olarak %30-40 civarında BOF cüruf katkı ilavesi ile en iyi CBR değerlerinin elde edilebildiği görülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Yılmaz A. ve Sütaş İ. (2008), "Ferrokrom Cürufunun Yol Temel Malzemesi Olarak Kullanımı", İMO Teknik Dergi, 4455-4470.
- [2] Imtiaz, A., (1993), "Use of Waste Materials in Highway Construction", USA by Noyes Data Corporation, New Jersey, pp. 125.
- [3] Çağlar G. A., (2007), "Endüstriyel Atık Malzemelerin Karayollarında Kullanımı", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 128 s.
- [4] Fırat S., Yılmaz G., Vural İ., Khatib J. ve Umu S. U. (2013), "Çelikhane Cürufu ile Yol Altyapı Dolgusunun Zemin Özelliklerinin İyileştirilmesi" Sakarya Üniversitesi BAP projesi, Proje No: 2013-05-08-009.
- [5] Selekoğlu B., Akbulut M. M., Çetiner M., Örnek M. ve Türedi Y. (2015). "Çelikhane Cürufu Katkılı Zeminlerin Mühendislik Özelliklerinin Araştırılması", 6. Geoteknik Sempozyumu, 26-27 Kasım 2015, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [6] Wild, S., Kinuthia, J.M., Jones G.I., Higgins, D.D., (1998), "Effects of Partial Substitution of Lime Ground Granulated Blast Furnace Slag GGBS on the Strength Properties of Lime Stabilized Sulphate-Bearing Clay Soils", Engineering Geology, 51(1): 37-53.
- [7] Bilgen, G., (2004), "Yüksek Fırın Cürufu ve Kireçle Zemin Stabilizasyonu", Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi, 150 s.
- [8] Amu, O.O., Adewumi, I.K., Ayodele, A.L., Mustapha, R.A., (2005), "Analysis of California Bearing Ratio Values of Lime and Wood Ash Stabilized Lateritic Soil", J. Appl. Sci., 5(8): 147-1483.
- [9] Saride, S., Puppala A.J., Williammee R., (2010), "Assessing Recycled/ Secondary Materials as Pavement Bases", Proceed. Inst. Civil Eng. Ground Improv., 163: 3-12.
- [10] Bilgen G., Kavak A., (2011), "Düşük Plastisiteli Kilde Katkı Olarak Kireç ve Çelikhane Cürufunun Kullanımı", 4. Geoteknik Sempozyumu, s. 429-436, Adana.
- [11] Bilgen G., Kavak A., Çapar Ö.F., (2012), "Düşük Plastisiteli Bir Kilde Katkı Olarak Çelikhane Cürufunun Kullanılması ve Kireç ile Etkileşimi", Karaelmas Fen ve Mühendislik Dergisi, 2(2), 30-38.
- [12] Kamei, T., Ahmed, A., Ugai, K., (2013), "Durability of Soft Clay Soil Stabilized With Recycled Bassanite and Furnace Cement Mixtures", Soils and Foundations, 53 (1): 155-165.
- [13] Ahmed, A., Issa, U. H., (2014), "Stability of Soft Clay Soil Stabilised With Recycled Gypsum in a Wet Environment", Soils and Foundations, 54 (3): 405-416.
- [14] TS 1900, (1987), "İnşat Mühendisliği Zemin Laboratuar Deneyleri", Ankara.
- [15] Sas W., Głuchowski A., Radziemska M., Dzięcioł J. and Szymański A. (2015) "Environmental and Geotechnical Assessment of the Steel Slags as a Material for Road Structure" Materials, 8, 4857-4875.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

SİLT ZEMİNİN DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNİN BAZALT FİBER KATKISI İLE ARTIRILMASI

INCREASING UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF SILT SOIL BY THE ADDITION OF BASALT FIBERS

Cyrille Prosper NDEPETE¹ Sedat SERT^{*2}

ABSTRACT

The use of additives to improve the mechanical properties of concrete and soil has been increasing day by day. In this context, natural and synthetic fibers have been used for the improvement of concrete and soil. Today with the increase of environmental problems, it is important to use additives that respect the environment. Basalt fibers have been known to be used extensively for increasing the strength of concrete although the number of the studies is a few for the soil improvement. In this study, the effects of basalt fiber additions on silty soil strength were studied. The silty soil sample was collected in the city of Adapazarı at a depth of 2 and 3 m. The saturated natural samples were subjected firstly to consolidation under the vertical stress of 200 kPa and then to undrained unconsolidated triaxial tests (UU). The same operations were applied to soil samples mixed with basalt fibers of 6 mm - 12 mm and 24 mm with percentages of 1% - 1.5% and 2% by weight. A total of 40 undrained unconsolidated tests (UU) were completed. The result of this study shows an increase in the undrained shear strength of all the fibrous samples compared to the natural samples. Although there are increases in resistance of all fibrous samples, the optimum is reached for fibers of 24 mm and 1.5%. When the percentage reaches 2%, there is a decrease in the shear strength of the soil sample. Compared to the results obtained, basalt fibers can be used as an alternative material to reinforce soil in addition to concrete.

Key words: Basalt fiber, Soil improvement, Undrained shear strength, Saturated silt soil.

ÖZET

Zemin ve betonun mekanik özelliklerini iyileştirmek için katkı malzemelerinin kullanımı artan bir şekilde devam etmektedir. Bu bağlamda, doğal ve yapay fiberler beton ve zemin iyileştirmesi için kullanılan katkı malzemelerine örnek olarak verilebilirler. Günümüzde büyüyen çevre problemleriyle birlikte, özellikle zemin iyileştirmesi için kullanılacak ek gerecin/malzemenin çevre dostu olma özelliği varsa değerinin de artacağı açıktır. Doğal kökenli fiberlere örnek olarak gösterilebilecek bazalt fiberlerin beton dayanımın artırmaya yönelik yaygın olarak kullanıldığı bilinse de zeminlerin iyileştirilmesinde kullanımı ile ilgili çalışmalar literatürde yok denecek kadar azdır. Buradan hareketle yürütülen bu deneysel çalışmada, bazalt fiber katkısının doygun bir silt zemin örnekleri üzerinde kayma direncini arttırıcı etkisi araştırılmıştır. Adapazarı'nda yüzeyin 2-3 m altından alınmış silt zemin öncelikle doğal halde 200 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmiş ve sonrasında elde edilen numuneler üzerinde farklı çevre basınçlarında konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli

¹ Doktora Öğrencisi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü

^{*2} Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, sert@sakarya.edu.tr

hücre kesme deneyleri (UU) yapılmıştır. Daha sonrasında aynı işlemler 6 mm, 12 mm ve 24 mm boylarında bazalt fiberlerin, doğal zemine ağırlıkça %1 - %1.5 ve %2 oranında karıştırılarak elde edilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen 40 adet UU deney sonucuna göre, siltli zemine bazalt fiber eklenmesiyle tüm numunelerde drenajsız kayma direncinin arttığı görülmüştür. Fiber uzunluğunun artmasıyla direnç artışı sürekli yükselme eğiliminde iken, fiber oranının ağırlıkça %1.5 seçildiği durumda direnç artışı en yüksek bulunmuş, fiber oranının %2'ye yükseltilmesi durumunda direnç artışı daha düşük olmuştur. Sonuç olarak bazalt fiberin kullanılageldiği beton yanında zemin özelliklerini iyileştirmede de alternatif olabileceği ortaya konmuştur.

Anahtar sözcükler: Bazalt fiber, Zemin iyileştirme, Drenajsız kayma direnci, Doygun silt.

1. GİRİŞ

Zeminlerin iyileştirilmeleri için teknik ve ekonomik değerlendirmeler yapılarak farklı yöntemler kullanılagelmektedir. Zemin iyileştirilmesinde kullanılan geleneksel katkı maddelerine alternatif olarak doğal ve sentetik fiberlerin kullanımı üzerine çalışmalar sürekli artmaktadır. İyileştirme için bambudan şeker kamışına, Hindistan cevizi lifinden çeşitli bitki liflerine değişen doğal lifler kullanılırken polipropilen (PP), polyester (PET), polietilen (PE), cam, naylon, çelik lif gibi malzemeler de yapay lifler olarak kullanılmaktadır [1].

Çevre açısından güvenli olan, toksik olmayan, yüksek stabilite ve yalıtım karakteristiklerine sahip olan bazalt fiberler son yıllarda betonun bazı özelliklerinin iyileştirilmesinde cam elyaf vb. fiberlere alternatif olarak kullanılmaktadır. Bahsedilen özelliklerin yanı sıra bazalt fiber cam elyaflara göre daha iyi gerilme mukavemetine sahiptir [2]. Ayrıca bazalt fiberler karbon fiberlere göre zehirli gazlara, kimyasal etkenlere, darbe yüküne ve ateşe karşı iyi daha iyi direnç göstermektedirler. Ek olarak bazalt fiberlerin asidik ve tuzlu ortamda direncinin yüksek olduğu, korozyona karşı dirençli olduğu, su, hava veya gazların etkisiyle toksik reaksiyona girmeyeceği de belirtilmektedir [3]. Bazalt lifleri durabilite, sıcaklığa karşı direnç ve dayanım yönünden güçlü kılan özelliği volkanik kayaçlardan elde edilmesidir. Bazalt lifler, doğal bazalt kayacının eritme işlemlerinden geçirilip ince partiküller halinde ayrılmasıyla elde edilir. Bu işlemler gerçekleştirilirken lif üretiminde başka herhangi bir katkı malzemesi eklenmemektedir.

Doğal bir fiber çeşidi olan bazalt fiberlerin üstün özelliklerine rağmen zemin iyileştirmesinde kullanımına yönelik çalışmaların sayısının fazla olmadığı görülmektedir. Buradan hareketle, bu bildiride bazalt fiber katkısının siltli zeminler üzerinde kayma direncini arttırıcı etkisi irdelenmektedir.

Bir tez çalışmasının parçası olan bu deneysel çalışmada, Adapazarı'nda yüzeyin 2-3 m altından alınan silt zeminler kullanılmıştır. Tez çalışması kapsamında numuneler 100, 200 ve 300 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmiş olup, bu çalışmada 200 kPa gerilme altında konsolide edilen irdelenmiştir. Öncelikle doğal halleriyle 200 kPa düşey gerilme altında konsolide edilen silt zeminlerden elde edilen silindirik doygun numuneler üzerinde konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyleri (UU) yapılmıştır. Daha sonrasında aynı işlemler 6, 12, 24 mm boylarındaki bazalt fiberin, doğal zemine ağırlıkça %1 - %1.5 ve %2 oranında karıştırılarak hazırlanmış ve konsolide edilmiş doygun numunelerden elde edilen silindirik numuneler üzerinde yürütülmüştür.

2. ÖRNEK ÇALIŞMALAR

Yapay ve doğal fiberler uzun süredir zemin iyileştirmesinde kullanılagelmektedir. Son yıllardaki çalışmaların birinde, Ayraçma ve Teymür (2014) rastgele dağılımlı cam fiberlerin kumlu zeminlerin statik durumda kayma direncini artırdığını belirtmişlerdir [4]. Bozyiğit vd. (2017) ise polypropilen fiberin killi kumun dinamik davranışına etkisini incelemişler, dinamik kayma modülünün %1 fiber katkısı civarında en yüksek değeri verdiğini, ayrıca kısa fiberlerin daha yüksek dinamik kayma modülü verdiğini ortaya koymuşlardır [5].

Doğal bazalttan üretilen fiberlerin betonun özelliklerini iyileştirmede kullanıldığı bilinmektedir. Örneğin, Borhan (2012, 2013) cam kırıklarını ince agrega olarak kullandığı çalışmalarında hacimce %0.1, %0.3 ve %0.5 oranlarında bazalt lif katkısı kullanarak betonlar üretmiş, %0.3'e kadar artan lif hacmiyle birlikte betonun basınç ve çekme dayanımlarının arttığını, %0.5 lif katkılı betonlarda ise basınç ve çekme dayanımlarının azaldığını tespit etmiştir [6-7]. Aynı çalışmada bazalt lif katkılı betonun elastisite modülü de çekme dayanımı ve basınç dayanımı ile paralellik göstermiş, %0.3 lif oranına kadar artış, sonrasında azalma görülmüştür.

Ndepete ve Sert (2015, 2016a ve b) yaptıkları çalışmalarda doğal doygun olmayan siltli zeminin sıkıştırmasıyla elde edilmiş zeminlerin kayma direncine bazalt fiber eklenmesinin etkisini araştırmışlardır [8-10]. Çalışmalarda, öncelikle katkısız Adapazarı silti, sonrasında 6 mm, 12 mm ve 24 mm uzunluğundaki bazalt fiberin %1 - %1.5 ve %2 oranında eklenmesiyle elde edilen karışımlar farklı su muhtevalarında standart Proctor enerjisiyle sıkıştırılmıştır. Buradan elde edilen silindirik numuneler üzerinde konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyleri (UU) yürütülmüştür. Deney sonuçları, siltli zeminlere bazalt fiber eklenmesiyle drenajsız kayma direncinin arttığını göstermiş, maksimum direnç artışını sağlayan optimum fiber içeriği %1.5, fiber boyu ise 24 mm olarak bulunmuştur.

Gao vd. (2015) tarafından bazalt fiber eklenmiş CL kil zeminin serbest basma dayanımındaki değişimler incelenmiştir [11]. Araştırmacılar, çalışmalarında 4 mm, 8 mm, 12 mm ve 15 mm uzunluğundaki bazalt fiberleri kile sırasıyla %0.05, 0.1, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 ve 0.35 oranında eklemişlerdir. Deneyler sonrasında maksimum dayanım artışının 12 mm uzunluğundaki bazalt fiberin kile %0.25 oranında katıldığı durumlarda gözlemlendiği belirtilmiştir.

Gisymol ve Ramya (2017) çalışmalarında doğal bazalt fiberin, yüksek plastisiteli silt zeminin geoteknik özelliklerine etkisini araştırmışlardır [12]. 10 mm, 20 mm ve 30 mm uzunluğunda hazırlanmış bazalt fiberler doğal zemine ağırlıkça %0.05, %0.10 ve %0.15'i oranlarında ilave edilmiş ve zeminler sıkıştırıldıktan sonra serbest basma deneylerine tabi tutulmuşlardır. Deneysel sonuçlar, bazalt fiberin zeminin dayanımı üzerinde etkisi olduğunu göstermiş, boydaki artışın dayanımı %26'ya, oran artışının ise dayanımı %94'e kadar artırdığı belirlenmiş, ancak 30 mm boy için ise artış oranının azaldığı belirtilmiştir.

3. MALZEME VE YÖNTEM

3.1. Silt zemin

Deneylerde, Adapazarı Yenigün Mahallesinden alınan silt kullanılmıştır (Şekil 1). Maksimum dane çapının 2.36 mm olduğu deney malzemesinin dane dağılım eğrisi Şekil 2'de

gösterilmektedir. Tablo 1'de ise silt zeminin fiziksel özellikleri izlenebilir. Siltin sınıfı TS1500 ve USCS standartlarına göre ML (Düşük plastisiteli silt) olarak belirlenmiştir [13-14].



Şekil 1. Çalışmalarda Kullanılan Silt Zemin

Silt Zemin					
Özellik	Değer	Birim			
-No200	88.3	%			
Likit Limit (LL)	33	%			
Plastik Limit (PL)	25	%			
Plastisite İndisi (PI)	8	%			
Optimum Su Muhtevası (w _{opt})	21	%			
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığı (γ _{kmak})	15.8	kN/m³			
Özgül Ağırlığı (G _s)	2.67	-			
Kil Oranı	11.7	%			
Zemin Sınıfı: Düşük Plaştişite Silt (ML)					

Tablo 1. Silt Zeminin Fiziksel Özellikleri



Şekil 2. Silt Zeminin Dane Dağılım Eğrisi

3.2. Bazalt fiber

Kullanılan bazalt fiber Spinteks Tekstil İnşaat Sanayi ve Ticaret A.Ş. tarafından sağlanmıştır. Bazalt fiberin özelikleri Tablo 2'de ve bazalt fiber örnekleri Şekil 3'te sunulmaktadır.

Bazalt fiber					
Özellik	Değer	Birim			
Özgül ağırlık	2.60-2.65	-			
Elastisite modülü	70-90	GPa			
Çekme dayanımı	2800-3000	MPa			
Kopma uzaması	3.1	%			
Çapı	6 - 25	μ			
Uygulamanın Sıcaklığı	450-550	⁰ C			
Erime noktası	1350	⁰ C			
Fiyat	6	USD/Kg			

Tablo 2. Bazalt Fiberin Özellikleri



Şekil 3. Değişik Uzunluklardaki Bazalt Fiberler

3.3. Numune hazırlanması ve deney aşamaları

Deneysel çalışmada, doğal silt ve bazalt fiber katkılı silt numuneleri üzerinde deneyler gerçekleştirilmiştir. Hazırlanan karışımlarda kullanılan fiber boy ve ağırlıkları Tablo 3'te topluca gösterilmektedir.

Numune	Numune	Silt Ağırlığı	Fiber Ağırlığı	Fiber Uzunluğu
No	Tanımı	(gr)	(gr)	(mm)
1	Doğal zemin (Silt)	2000	0	0
2	%1 Fiber katkılı silt	2000	20	6
3	%1.5 Fiber katkılı silt	2000	30	6
4	%2 Fiber katkılı silt	2000	40	6
5	%1 Fiber katkılı silt	2000	20	12
6	%1.5 Fiber katkılı silt	2000	30	12
7	%2 Fiber katkılı silt	2000	40	12
8	%1 Fiber katkılı silt	2000	20	24
9	%1.5 Fiber katkılı silt	2000	30	24
10	%2 Fiber katkılı silt	2000	40	24

Tablo 3.	Hazırlanan	Numunelerde	Silt Ağırlığı	, Fiber Ağırlık	ve Uzunlukları
			00,		

Bu deneysel çalışmada biri fibersiz doğal silt, dokuzu fiber katkılı silt olmak üzere toplamda 10 ayrı numune 200 kPa düşey gerilme altında konsolidasyon işlemine tabi tutulmuş ve konsolidasyon sonrasında her bir numuneden 4 silindirik numune elde edilerek toplamda 40 adet konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyi (UU) gerçekleştirilmiştir.

Deney prosedürü şu şekilde işletilmiştir: Hazırlanmış olan havada kurutulmuş zemin ve bazalt fiber karışımlarının her birinden 2 kg alınarak içerisine su muhtevası değerinin likit limiti değerini geçmesini amaçlayarak %40 civarında su ilave edilmiş ve iyice karıştırılarak en az 2 saat boyunca desikatörde vakuma bırakılmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Numunenin Bulamaç Haline Getirilmesi, (a,b) Doğal ve Fiberli Zemin, (c) Bulamaç İçindeki Hava Kabarcıklarının Çıkarılması, (d) Karışımın Son Hali

Ardından 10 cm çaplı hücrelere poroz taş ve filtre kağıdı konmasının ardından bulamaç haldeki numuneler 12 cm yüksekliğe gelene kadar kaşık yardımıyla serbestçe doldurulmuştur. Numune üzerine filtre kağıdı ve poroz taşı konulup, kurumayı engellemek için hücre ağzına kadar su ilave edilmiştir. En sonunda da hücre kapatılarak yüklemeye hazır hale getirilmiş ve hücre üzerine 1 kg yük konulup en az 24 saat bekletilmiştir. Bir hafta süren yüklemede düşey yük kademeli olarak artırılarak numuneler 200 kPa gerilme altında tek yönlü konsolidasyona tabi tutulmuştur (Şekil 5).

Konsolidasyon süreci tamamlanan hücre içindeki numunelere kriko yardımıyla 3.5 cm çaplı ince cidarlı silindirik çelik tüpler batırılarak herbirinden 4'er adet numune alınmış ve bu doygun numuneler üzerinde TS1900-2'ye göre çevre basıncı 100 kPa'dan 400 kPa'a değişen UU deneyleri yapılmıştır [15]. Şekil 6'da numunelerin küçük tüplere alınması ve UU deneyleri sırasında çekilen resimler izlenebilir.



Şekil 5. Numunelerin Bulamaçtan 200 kPa Düşey Gerilme Altında Yeniden Oluşturulması



Şekil 6. Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyi (UU) Aşamaları

4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

Şekil 7'de doğal ve bazalt fiber eklenmiş numunelerin UU deneyleri sonrasındaki görünümleri sunulmaktadır. İlk bakışta fiberli örneklerde kayma yüzeylerinin oluşmaması; fiber ilavesinin kesme anında daha sünek bir davranış ortaya çıkarması şeklinde açıklanabilir. Tüm numunelerin doygun olduğu çalışmada katkısız numunelerde gevrek kırılma görülebilirken (Şekil 7a), bazalt fiber katkılı numunelerde dayanım artışı deformasyonla birlikte devam ederken kırılma yüzeyi gözlenmemiştir (Şekil 7b).

Gerçekleştirilen 40 adet UU deneyinden elde edilen sonuçlar Tablo 4 ve 5'te özetlenmektedir. İlk bakışta bazalt fiber boyu ve karışımdaki bazalt fiber oranı farketmeksizin dayanımların denenen tüm örneklerde arttığı görülmektedir. En düşük dayanım artışları 6 mm boylu bazalt fiberin silte %1 oranında ilave edildiği durumlarda oluşurken, maksimum dayanım artışlarının 24 mm fiberin %1.5 oranında eklenmesi ile gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Örnekle çevre basıncının 200 kPa olduğu durumda 6 mm boylu fiberin %1 oranında ilavesi ile dayanım %6.50 civarında artarken, artış 24 mm boylu fiberin %1.5 oranında ilavesi ile %43.09'lara yükselmiştir.



Şekil 7. Deneyi Sonrası Siltli Zemin Örnekleri, (a) Doğal Zemin, (b) Fiberli Zemin

200 kPa		σ_3		σ_3		σ_3		σ_3	
Konsolidasyon Basıncı		100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa	
Fiber Boyu	Fiber Oranı	$\sigma_{d,maks.}$	Dayanım	$\sigma_{d,maks.}$	Dayanım	$\sigma_{d,maks.}$	Dayanım	$\sigma_{d,maks.}$	Dayanım
(mm)	(%)	(kPa)	Artışı (%)	(kPa)	Artışı (%)	(kPa)	Artışı (%)	(kPa)	Artışı (%)
0	0	97.85	-	103.04	-	108.53	-	117.25	-
6	1.00	102.10	4.35	109.74	<mark>6.50</mark>	115.58	6.50	123.98	5.74
6	1.50	119.80	22.43	128.57	24.78	140.26	29.23	147.18	25.53
6	2.00	114.77	17.29	123.37	19.73	128.85	18.72	140.50	19.83
12	1.00	119.74	22.38	128.76	24.96	136.34	25.63	142.75	21.75
12	1.50	131.48	34.37	138.93	34.84	150.27	38.46	159.16	35.75
12	2.00	117.92	20.51	125.27	21.58	129.72	19.52	132.79	13.26
24	1.00	126.28	29.06	139.90	35.77	145.51	34.08	156.44	33.43
24	1.50	139.66	42.74	147.44	<mark>43.09</mark>	151.59	39.68	161.68	37.90
24	2.00	130.46	33.33	140.77	36.62	147.19	35.62	160.00	36.47

Tablo 4. Bazalt Fiber Katkısı ile Dayanımda Artış Oranları

Tablo 5'te, değişen bazalt fiber boyu ve yüzdesi için farklı çevre basınçlarında elde edilen maksimum deviatör gerilmeler ve bunların meydana geldiği birim boy değişimleri özetlenmektedir. Buradan numunelerin tamamında maksimum gerilme değerleri için %20'lere varan boy değişimlerinin gerçekleşmesi gerektiği anlaşılmaktadır. Katkısız numunelerde kayma yüzeyleri oluşmasına rağmen deviatör gerilmenin düşmemesi çevre basıncının etkisi olarak açıklanabilir.

200 kPa		σ_3		σ_3		σ_3		σ_3	
Konsolidasyon Basıncı		100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa	
Fiber Boyu	Fiber Oranı	ε _{kırılma}	$\sigma_{d,maks.}$	ε _{kırılma}	$\sigma_{d,maks.}$	ε _{kırılma}	$\sigma_{d,maks.}$	€ _{kırılma}	$\sigma_{d,maks.}$
(mm)	(%)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)
0	0	18.18	97.85	19.44	103.04	19.72	108.53	19.58	117.25
6	1.00	18.18	102.10	19.44	109.74	19.58	115.58	19.44	123.98
6	1.50	20.00	119.80	19.72	128.57	19.72	140.26	19.58	147.18
6	2.00	19.44	114.77	18.18	123.37	20.00	128.85	19.58	140.50
12	1.00	20.59	119.74	16.90	128.76	18.06	136.34	18.31	142.75
12	1.50	20.03	131.48	20.00	138.93	19.72	150.27	19.44	159.16
12	2.00	19.58	117.92	19.69	125.27	19.58	129.72	19.69	132.79
24	1.00	19.58	126.28	19.44	139.90	19.58	145.51	19.58	156.44
24	1.50	19.58	139.66	19.44	147.44	19.44	151.59	19.44	161.68
24	2.00	19.58	130.46	19.44	140.77	19.58	147.19	19.44	160.00

Tablo 5. UU Deneylerinde Maksimum Deviatör Gerilme (kPa) ve Kırılmada Boy Değişimi (%) Değerleri

Şekil 8, farklı çevre basınçları için bazalt fiber oranına bağlı olarak elde edilen maksimum deviatör gerilmeleri göstermektedir. Buradan %1.5 fiber oranının maksimum iyileşmeyi sağlayan değer olduğu, ayrıca tüm fiber oranları için 24 mm boyundaki fiberlerin kullanılması durumunda en yüksek iyileşme değerlerinin elde edildiği görülmektedir.



Şekil 8. Bazalt Fiber Oranı-Fiber Boyu-Maksimum Deviatör Gerilme İlişkisi

Yukarıda verilen tablo ve şekiller birlikte değerlendirildiğinde bazalt fiber yüzdesinin doygun silt zeminin drenajsız kayma direnci üzerinde doğrudan etkiye sahip olduğu görülmektedir. Bazalt fiber oranı oldukça az olduğunda, fiberler arasındaki mesafe büyüktür, fiber-zemin kolonları ve zemin daneleri verimli bir fiber-zemin ağı oluşturamaz. Zemin dış kuvvete maruz

kaldığında, kuvvet dağınık fiber-zemin kolonları ve zemin partikülleri arasında aktarılır. Bazalt fiber içeriği giderek arttığında, fiber aralığı azalmakta, böylece bitişik fiber-zemin kolonları etkili bir fiber-zemin ağı oluşturmak üzere kolayca kesişmektedir. Bu durumda zemin bir dış kuvvete tabi tutulduğunda, bir bütün olarak hareket eden zemin ve fiber iskeleti nedeniyle, kuvvet fiber-zemin ağı ve zemin partikülleri arasında kolayca transfer edilmektedir. Bununla birlikte, bazalt fiber oranı optimum değeri aştığında, deney sonuçları iyileştirme etkisinin daha iyi olmadığını göstermektedir. Bazalt fiber içeriği oldukça fazla olduğunda, fiberler zemin içinde kümeler halinde toplanmakta ve bu da fiberlerin eşit dağılımını zorlaştırmaktadır. Bu da, fiber takviyesinin zemin üzerindeki etkisini azaltmaktadır. Bu çalışmada denenen tüm fiber boyları için %1.5 katkı oranının maksimum artışı sağladığı, ayrıca dayanımdaki maksimum artışın 24 mm boyundaki fiberlerde gerçekleştiği Şekil 9'dan görülmektedir.



Şekil 9. Doygun Siltte Bazalt Fiber Boyu ve Oranı ile Maksimum Deviatör Gerilme İlişkisi

Tablo 4, Şekil 8 ve 9 birlikte incelendiğinde, bazalt fiber uzunluğunun iyileştirme miktarında çok önemli bir rol oynadığı görülmektedir. Bazalt fiberler çok kısa olduğunda, numune içinde oluşan fiber-zemin kolonları da çok kısa kalmaktadır. Çevredeki zemin partiküllerinin neden olduğu yanal gerilmeler oldukça küçüktür ve bu da fiberlerin tamamının sınırlandırılmasını zorlaştırmaktadır. Zemin-fiber kolonları arasındaki temas düşük olup gerilme iletimi zorlaşmakta ve fiber-zemin ağı etkili bir şekilde oluşturulamadığından bazalt fiberler ile zemin partikülleri arasında kolayca kayma gerçekleşebilmektedir. Bu nedenle, iyileştirme etkisini etkili bir şekilde görmek zor olmaktadır. Bu, 6 mm'lik fiber takviyeli zemin numuneleri üzerinde yürütülen deney sonuçlarına göre doğrulanmaktadır. Buna göre fibersiz zemine kıyasla, güçlendirilmiş zeminin mukavemeti pek fazla artmamaktadır. Bununla birlikte, optimum bazalt fiber oranı belirlendiğinde, bazalt fiberlerinin uzunluğu arttıkça fiberler ve zemin partikülleri arasındaki temas alanı artmakta, fiber-zemin ağı daha etkili bir

şekilde oluşturulabildiğinden gerilmelerin iletilmesi kolaylaşmaktadır. Gao vd. (2015) çalışmalarında, bazalt fiber boyunun aşırı uzun olması durumunda fiberlerin sürekli eğilme etkisinde olduğunu, bu nedenle de dayanımın düşebileceğini belirtmektedirler. Bu bulgudan hareketle optimum bazalt fiber boyunun bulunması amacıyla 24 mm'den daha uzun fiberlerin temini ile çalışma devam ettirilecektir.

5. SONUÇ

Adapazarı Yenigün Mahallesinde yüzeyin 2-3 m altından alınmış, %88.3 ince ve %11.7 kil içeren bir siltin doğal durumda ve bazalt fiber takviyesiyle elde edilmiş ve 200 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmiş doygun numuneleri üzerinde vürütülen 40 konsolidasyonsuz drenajsız (UU) hücre kesme deneyleri sonrasında silt zeminin bazalt fiber ilavesiyle güçlendirilebileceği bulunmuştur. Buna göre; bazalt fiber boyu ve karışımdaki bazalt fiber oranı farketmeksizin dayanımların denenen tüm örneklerde arttığı görülmüştür. Doğal silt zemin ile karşılaştırıldığında, fiber uzunluğunun (kullanılan 6, 12 ve 24 mm değerleri için) artmasıyla direnç artışı sürekli yükselme eğiliminde iken, fiber oranının ağırlıkça %1.5 seçildiği durumda direnç artışı en yüksek bulunmuş, fiber oranının %2'ye yükseltilmesi durumunda direnç artışı daha düşük olmuştur. Sonuç olarak bazalt fiberin kullanılageldiği beton yanında bu çalışma özelinde siltli zemin özelliklerini iyileştirmede de alternatif olabileceği ortaya konmuştur.

KAYNAKLAR

- [1] Hejazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M., Zadhoush, A., (2012). "A Simple Review of Soil Reinforcement by Using Natural and Synthetic Fibers", Construction and Building Materials, Vol. 30, pp. 100-116.
- [2] High, C., (2014). "Use of Basalt Fibers for Concrete Structures", MSc Thesis, Faculty of North Carolina State University, North Carolina.
- [3] Kumbhar, V.P., (2014). "An Overview: Basalt Rock Fibers New Construction Material", Acta Eng Intl 2014, 2(1), 11-18 AE07204511.
- [4] Ayraçma, B.B., Teymür, B., (2014). "Fiber Katkılı Kumların Geoteknik Özellikleri", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, sf. 593-602.
- [5] Bozyiğit, I., Tanrınıan, N., Karakan, E., Sezer, A., Erdogan, D., Altun, S., (2017). "Dynamic Behavior of a Clayey Sand Reinforced with Polypropylene Fiber", Acta Physica Polonica, Vol. 132, No. 3, pp. 674-678.
- [6] Borhan, T.M., (2012). "Properties of Glass Concrete Reinforced with Short Basalt Fibre" Materials and Design, 42, 265–271.
- [7] Borhan, T.M., (2013). "Thermal and Mechanical Properties of Basalt Fibre Reinforced Concrete", International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering Vol:7, No:4.
- [8] Ndepete, C.P., Sert, S., (2015). "The Use of Basalt Fibers for Soil Improvement", Abstract Book of 2nd International Conference on Computational and Experimental Science and Engineering (ICCESEN 2015)", p. 368, Kemer, Antalya, Turkey.
- [9] Ndepete, C.P., Sert, S., (2016a). "Use of Basalt Fibers for Soil Improvement", Acta Physica Polonica, Vol. 130, No. 1, pp. 355-356.
- [10] Ndepete, C.P., Sert, S., (2016b). "Experimental Investigation of Undrained Shear Resistance of Basalt Fiber Reinforced Silty Soil", Proceeding Book of International Conference on Green Technologies and Energy Efficiency (ICGTEE 2016)", Sakarya University, Sakarya, pp. 20-24.
- [11] Gao, L., Hu, G., Xu, N., Fu, J., Xiang, C., and Yang, C., (2015). "Experimental Study on Unconfined Compressive Strength of Basalt Fiber Reinforced Clay Soil", Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 561293, 8 pages.
- [12] Gisymol P.G., Ramya. K, (2017). "Enhancing the Compressive Strength of Inorganic Soil using Basalt Fibre", International Conference on Geotechniques for Infrastructure Projects, Thiruvananthapuram.
- [13] TSE, (2000). "TS1500 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Sınıflandırması", Ankara.
- [14] ASTM, (2006). "D2487–06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), PA, USA.
- [15] TSE, (2006). "TS1900-2 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Lâboratuvar Deneyleri Bölüm 2: Mekanik ÖzelliklerinTayini", Ankara.

ÜRE ve CaCL₂'NİN FARKLI KONSANTRASYONLARINDA ÜROLİTİK BAKTERİLER TARAFINDAN KUM ZEMİNLERDE MİKROBIYAL CaCO₃ OLUŞUMU VE SEM İLE GÖRÜNTÜLEME

MICROBIAL CACO₃ FORMATION BY UREOLYTIC BACTERIA IN DIFFERENT CONCENTRATIONS OF UREA AND CACL₂ IN SANDY SOILS AND IMAGING BY SEM

Nazlıhan YILDIRIM¹, Yeşim GÜRTUĞ^{2*}, N. Cenk SESAL¹

ABSTRACT

In recent years, many studies have been carried out on microbial CaCO₃ formation by microorganisms biochemically in the field of civil engineering. Although many mechanisms have been used for the formation of microbial CaCO₃ in these studies, the most studied is the urea hydrolysis mechanism. Basically, in the course of urea hydrolysis, the urolitic bacteria in the environment break down the urease with the urease enzyme they produce into NH₃ and CO₂. As a result, NH3 in the liquid medium provides an increase in pH, while CO₂ is converted to HCO₃⁻ ions. The Ca²⁺ ion in the medium combines with the unstable HCO₃⁻ ions to form CaCO₃. In this study, it was aimed to observe the formation of microbial CaCO₃ using *Bacillus sphaericus* CECT 5905 bacterium with urease activity in liquid medium containing urea-CaCl₂ at three different concentrations and to observe the change of CaCO₃ form by SEM analysis.

When the SEM images of the samples were examined, it was determined that the different groups of $CaCO_3$ (calcite, vaterite, aragonite) were formed in all groups in the last treatment. In our study, the highest amount of $CaCO_3$ formation occurred in the group treated with 0.5 M urea-0.5 M $CaCl_2$ solution and bacterial suspension, and three different forms of $CaCO_3$ were observed in this group. In addition, the microbial $CaCO_3$ formation in this group formed strong link bridges between the sand particles, so that the particles were connected to each other. Thus, the size and amount of pores in the samples were reduced and the sand structure was increased in durability compared to the control groups.

Keyword: Urease activity, Bacillus sphaericus, Microbial CaCO₃

ÖZET

Son yıllarda, inşaat mühendisliği alanında biyokimyasal olarak mikroorganizmalar tarafından gerçekleştirilen mikrobiyal CaCO₃ oluşumu ile ilgili birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalarda, mikrobiyal CaCO₃ oluşumu için birçok mekanizma kullanılmasına karşın, en fazla üzerinde çalışılan üre hidrolizi mekanizmasıdır. Temel olarak, üre hidrolizi sürecinde, ortamdaki ürolitik bakteriler, ürettikleri üreaz enzimi ile üreyi NH₃ ve CO₂'ye parçalamaktadır. Buna bağlı olarak sıvı ortamda NH₃, pH'da bir artış sağlarken, CO₂, HCO₃⁻ iyonlarına dönüştürülmektedir. Ortamda bulunan Ca²⁺ iyonu ise, kararsız HCO₃⁻ iyonlarıyla birleşerek CaCO₃ oluşturmaktadır. Bu çalışmada, üç farklı konsantrasyonda üre-CaCl₂ içeren sıvı ortamda, üreaz aktivitesi belirlenen *Bacillus sphaericus* CECT 5905 bakterisi kullanılarak

mikrobiyal CaCO₃ oluşumunu gözlemlemek ve SEM analizi ile CaCO₃'ün biçimindeki değişimi izlemek amaçlanmıştır.

Örneklerin SEM görüntüleri incelendiğinde, muamele sonuncunda tüm gruplarda farklı CaCO₃ tiplerinin (kalsit, vaterit, aragonit) oluştuğu belirlenmiştir. Çalışmamızda en yüksek miktarda CaCO₃ oluşumu, 0.5 M üre-0.5 M CaCl₂ solüsyonu ve bakteri süspansiyonu ile tedavi edilen grupta gerçekleşmiş ve CaCO₃'ın üç farklı formu da bu grupta gözlemiştir. Ayrıca bu gruptaki mikrobiyal CaCO₃ oluşumu, kum partikülleri arasında güçlü bağlantı köprüleri oluşturmuş ve böylece partiküller birbirine bağlanmıştır. Böylelikle, örneklerdeki por boyutu ve miktarı azalmış ve kum yapısının kontrol gruplarına göre dayanıklılığının artması sağlanmıştır.

Anahtar kelime: Üreaz aktivitesi, *Bacillus sphaericus*, Mikrobiyal CaCO₃

1. GİRİŞ

CaCO₃, çoğunlukla kayalar ve deniz kabuklarında bulunan ve yerkabuğunun % 4'ünü oluşturan bir karbonik asit tuzudur [1]. Tebeşir, mermer, kireç taşı, traverten ve çeşitli deniz kabuklarının yapılarında bulunur [2]. Toprakta çeşitli CaCO₃ biçimleri vardır. Normal koşullar altında, bu form, tetragonal veya altıgen β -CaCO₃ yapısıyla kalsittir [3] (Şekil 1.1). Amorf yapısı nedeniyle CaCO₃ kolayca diğer formlara dönüştürülebilir. Örneğin; Bu form ortorombik λ -CaCO₃ yapısının aragonit şekli veya sıcaklık etkisiyle μ -CaCO₃ yapısının vaterit formuna dönüşebilmektedir [4,5]. Bu formlar suyun bağlı olmadığı formlardır. Ek olarak, literatürde, suyun bağlı bulunduğu amorf CaCO₃, monohidrokalsit (CaCO₃.H₂O) ve ikait (CaCO₃.6H₂O) formları olduğu bildirilmektedir [6]. Susuz formların en kararsız hali vaterit, en kararlı hal ise kalsittir. Vaterit esas olarak polikristal sferikslerden oluşmaktadır. Aragonit formu iğne benzeri yapılar şeklinde oluşur. Vaterit, sıcaklık faktörüne bağlı olarak en kararsız haldir çünkü sıcaklık 30 °C'nin altında olduğunda kalsit oluşmakta ve aragonite ise 40 °C'nin üzerinde olduğunda meydana gelmektedir [7].



Şekil 1.1. CaCO₃'ün kimyasal yapısı

Doğada, CaCO₃ oluşumu kendiliğinden kimyasal veya biyokimyasal yollarla oluşmaktadır [8,9]. Kimyasal olarak, pozitif yüklü Ca²⁺ iyonlarının negatif yüklü HCO₃⁻ iyonlarıyla kombinasyonu ile meydana gelmektedir. Yapay olarak, örneğin, endüstriyel alanda saf CaCO₃ elde etmek için, özellikle mermer ocaklar kaynak olarak kullanılır ve öğütülmüş CaCO₃ oluşumu sağlanabilir. Buna ek olarak, kalker ayrılabilir ve CaCO₃'ü çöktürmek için yeniden kalsiyum hidroksit (Ca(OH)₂) haline dönüştürülebilir [10].

Diğer yandan, son yıllarda, mikrobiyal CaCO₃ oluşumuyla ilgili çalışmalar, yukarıdaki fiziksel ve kimyasal yolların yanında biyokimyasal olarak gerçekleştirilmiştir. Mikrobiyal CaCO₃ oluşumu, toprak, su ve deniz sedimanlarında [11] yaygın bir olaydır. Literatürde, bu oluşum ile ilgili çalışmalar farklı yolaklara değinmektedir [12,13] (Tablo 1.1). Bu yollardan bazıları aşağıda listelenmiştir:

- Fotosentetik mikroorganizmalar tarafından siyanobakterial fotosentez [14, 15,16]
- Üreolitik bakteriler tarafından üre hidrolizi [17, 18, 19, 20, 21]
- Sülfat indirgeyen bakteriler tarafından sülfat indirgemesi [22, 23, 24]
- Nitrat indirgeyen bakteriler tarafından denitrifikasyon [25, 26, 27]
- Amonifikasyon [28, 29]

Tablo 1.1 Farklı mikrobik yollarla CaCO₃ oluşum mekanizmaları

Bakteri grubu	Metabolizma	Bakteri türü	Reaksiyon	
		Nostoc calcicola		
Siyanobakteri ve alg	Fotosentez	Oscillatoria willei	$\begin{array}{c} - \\ 2\text{HCO}_3^- + \text{Ca}^{2+} \rightarrow \\ - \text{CH}_2\text{O} + \textbf{CaCO}_3 + \text{O}_2 \end{array}$	
		Anabaena cycadae		
		Sporosarcina pasteurii		
Ürolitik bakteri	Üre Hidrolizi	Bacillus sphaericus	$CO(NH_2)_2 + 2H_2O + Ca^{2+} + H\ddot{u}cre \rightarrow 2NH_4^+ + H\ddot{u}cre - CaCO_3$	
		B. megaterium		
N1:44		Diaphorobacter nitroreducens	$CH_2COO^- + 2,6H^+ + 1,6NO_3^- \rightarrow 2CO_2 + 0,8N_2 + 2,8H_2O$	
Nitrat İndirgeyen Bakteri	Denitrifikasyon	Nitrosomonas türleri		
		Nitrobakter türleri	$ \begin{array}{r} - & Ca^{2+} + CO_{2(aq)} + 2OH^{-} \\ \rightarrow CaCO_{3(s)} + H_2O \end{array} $	
Miksobakter	Amonifikasyon	Myxococcus xanthus	$\begin{array}{l} NH_3 + H_2O \rightarrow NH_4^+ + \\ OH^- , Ca^{2+} + HCO_3^- \\ \rightarrow CaCO_3 + H^+ \end{array}$	
Sülfat	Sülfat	Desulfovibrio desulfuricans	$SO_4^{2-} + 2[CH_2O] +$	
Indirgeyen Bakteriler	indirgenmesi	Desulfobacterium autotrophicum	$OH + Ca^{-1} \rightarrow CaCO_3$ + $CO_2 + 2H_2O + HS^{-1}$	

Üre hidrolizi, yukarıda belirtilen yolaklardan en fazla kullanılanıdır. Ürolitik bakterilerin mikrobiyal CaCO₃ oluşumu aktivitesi üzerine araştırmalar, biyolojik işleme [30], çimento esaslı yapı malzemelerinde konsolidasyon [31], toprak iyileştirme [32, 33, 24], tarihşel anıtların restorasyonu [34] ve boya endüstrisi gibi alanlarda yapılmaktadır. Ürenin hidrolizi literatürde model organizma olarak Bacillus bakterileri icin. ile calismalar gerçekleştirilmektedir. Bir çalışmada yukarıda bahsedilen B. sphaericus ve S. pasteurii model organizmaları kullanılarak CaCO₃ oluşumu ve dayanıklılık farkları tespit edilmiştir [11]. Beton numuneleri bu bakteri süspansiyonlarıyla muamele edilmiş ve ortamdaki CaCO₃ kristalleri XRD analizi ve SEM ile görüntülenmiştir.

Üre hidrolizi sürecinde, ortamdaki bakteriler, üreaz enzimi tarafından üretilen üreyi NH₃ ve CO₂'ye parçalarlar. Açığa çıkan NH₃, pH'da bir artış sağlarken; CO₂, HCO₃⁻ iyonlarına dönüştürülür. CaCl₂, iyonlarına ayrışmak için suyla reaksiyona girer ve ortama Ca²⁺ iyonunu verir. Ca²⁺ iyonu, kararsız HCO₃⁻ iyonlarıyla birleşerek CaCO₃ oluşturur. Bu bağlamda, mikrobiyal aktivite için gerekli üre miktarı ve CaCO₃ oluşumu için gerekli olan CaCl₂ miktarı önemlidir. Üre, enzim için bir substrat görevi yaparken; CaCl₂, Ca kaynağı olarak işlev görür. Bu nedenle üreaz enzimi, substrat miktarının bitmesi nedeniyle aktivitesini durdururken, ortamdaki HCO₃⁻ iyonları azaldığında CaCO₃ oluşumu azalacaktır. Bununla birlikte, çökelen CaCO₃ kristalleri miktarı düşük olacaktır, çünkü yine Ca içeriği düşüktür ve HCO₃⁻ iyonlarına katılma oranı düşer.

Bu çalışmada, üç farklı konsantrasyonda üre-CaCl₂ içeren sıvı ortamda, üreaz aktivitesi saptanan *B. sphaericus* CECT 5905 suşu kullanılarak gerçekleştirilen mikrobiyal CaCO₃ oluşumunun gözlemlenmesi ve SEM analiziyle CaCO₃ formundaki değişikliğin izlenmesi amaçlanmıştır. Bununla birlikte SEM analizleriyle elde edilen verilerin desteklenmesi amacıyla Bernard-Scheibler kalsimetre metodu ile CaCO₃ miktar tayini yapılarak farklı ortamlarda oluşan CaCO₃ miktarları belirlenecektir.

2. MATERYAL VE METOD

Bu çalışmada örnekler, 2 kontrol [Kontrol Grubu 1 (CaCl₂ (sabitleyici solüsyon) ve bakteri süspansiyonu), Kontrol Grubu 2 (CaCl₂ - üre solüsyonu] ve 4 Deney Grubu (3 değişik CaCl₂ - üre konsantrasyonu ve bakteri Şüphe) olarak toplam 6 farklı gruptan oluşmaktadır.

2.1. Bakteri süspansiyonunun hazırlanması

Bu çalışmada ürolitik bir bakteri olan *B. sphaericus* CECT 5905 kullanılmıştır. *B. sphaericus* CECT 5905, 30 °C'de 16 saat boyunca LB agarda yetiştirilmiştir. Mikroorganizmaların test ortamı için, 10 g NH₄CI ve 25 g LB Broth, 1000 ml damıtılmış su ile çözülmüştür. Bu solüsyon 121 °C'de 15 dakika otoklavlanmıştır. Mikroorganizma kolonisi, sterilize edilmiş çözelti ile karıştırılmıştır. Deneyde kullanılmadan önce 625 nm'de 0,18 optik yoğunluğa ayarlanmıştır.

2.2. Çimento ve fiksatif solüsyonların hazırlanması

Çimento solüsyonlarının miktarı ve içeriği ve fiksatif solüsyon tablo 2.1'de gösterilmektedir. Üre ve CaCl₂ konsantrasyonu olarak 0,5 M üre ve 0,3 M CaCl₂, 0,5 M üre ve 0,5 M CaCl₂, 0,3 M üre ve 0,5 CaCl₂ olmak üzere üç farklı konsantrasyon seçilmiştir. Fixatif çözelti, 0,05 M CaCl₂ içermektedir.

(Fiksatif solüsyon		
0,5 M Üre / 0,3 M CaCl ₂	0,5 M Üre / 0,5 M CaCl ₂	0,3 M Üre / 0,5 M CaCl ₂	0,05 M CaCl ₂
-55 g CaCl ₂ .2H ₂ O	-75 g CaCl ₂ .2H ₂ O	-75 g CaCl ₂ .2H ₂ O	-7,5 g CaCl ₂ .2H ₂ O
-30 g üre	-30 g üre	-20 g üre	

Tablo 2.1 Çimentolama solüsyonuve fiksatif solüsyon miktarı ve içeriği

Çimento çözeltilerini hazırlamak için, yukarıda bahsedilen CaCI₂.2H₂O miktarları 800 ml distile su ile çözülmüştür. Bu solüsyon 121 °C'de 15 dakika otoklavlanmıştır. Yukarıda belirtilen miktarda üre, 200 ml damıtılmış su ile çözülmüş ve 0,45 μ m membran filtre ile sterilize edilmiştir. CaCl₂ çözeltisinin sıcaklığı 40 °C'nin altına düştüğünde, 200 ml sterilize üre çözeltisi yavaş yavaş CaCl₂ çözeltisine eklenmiştir. Karışım, deneyden önce + 4 °C'de saklanmıştır.

Fiksatif solüsyonu hazırlamak için 7,5 g CaCl₂.2H₂O, 1000 ml damıtılmış su ile çözülmüştür. Bu solüsyon 121 °C'de 15 dakika otoklavlanmıştır. Deneyde kullanılmadan önce + 4 °C'de saklanmıştır.

2.3. Kum örneklerinin hazırlanması

Deniz kumu (boyut $\leq 0,850$, TS / Türk Standardı 1900), damıtılmış su ile yıkanmış ve Pasteur fırında 65 °C'de iki gün kurutulmuştur. Kurutulmuş kum 15 dakika 121 °C'de otoklavlanmıştır. Petri plakalarındaki 40 g sterilize edilmiş kum, 80 °C'de bir gün boyunca kurutulmuştur. 40 g sterilize edilmiş ve kurutulmuş kum örnekleri steril bir şırıngaya eklenmiştir. Kum örneklerinin şırınga içine eklenmesinden önce bakteri ve kum kaybını önlemek için şırınganın tabanına 0,45 µm membran filtre yerleştirilmiştir.

2.4. Kum numunelerinin bakteri, çimento ve fiksatif solüsyon ile muamele edilmesi

Kum örnekleri 6 farklı grup ile muamele edilmiştir (Tablo 2.2). İlk olarak, Grup 2,3,4,5,6'ya bakteri süspansiyonu (OD_{625nm} : 0,180 - 2 McFarland) ilave edilmiştir. Süspansiyona ilave edildikten sonra, Grup 3 haricindeki tüm gruplara 60 ml fiksatif solüsyon ilave edilmiş ve 30 dakika beklenmiştir. Daha sonra Grup 2 dışındaki tüm gruplara 60 ml çimento solüsyonu eklenmiştir. Grup 2'ye ise fizyolojik tuz çözeltisi (% 0,9) uygulanmış ve 3 saat beklenmiştir. Daha sonra, ikinci kez Grup 2 haricindeki tüm gruplara 60 ml çimento solüsyonu ilave edilmiş ve 24 saat beklenmiştir. Son kez, 60 ml çimento solüsyonu ilave edilmiştir. Tüm numuneler, 30 °C'de 28 gün inkübe edilmiştir. İnkübasyon sırasında üreaz aktiviteleri yoluyla üreolitik bakteriler tarafından mikrobiyal CaCO₃ oluşumu gerçekleşecektir.

		Poletori	Filzeotif	Çimento solüsyonu (üre-CaCl ₂ g/g)					
			solüsyon	30 / 55	30 / 55	20 / 75			
	suspansiyonu			(0,5/0,3 M*)	(0,5/0,5 M)	(0,3/0,5 M)			
Grup	1								
(Kontrol)		-	v	v	-	-			
Grup	2								
(kontrol)		•	•	-	-	-			
Grup 3		\checkmark	-	\checkmark	-	-			
Grup 4		\checkmark	\checkmark	\checkmark	-	-			
Grup 5		\checkmark	\checkmark	-	\checkmark	-			
Grup 6		\checkmark	\checkmark	-	-	\checkmark			

Tablo 2.2. Kum numunelerine ilave edilen solüsyonlar

M*:Molar

2.5. SEM için kum numunelerinin hazırlanması

Kum numunelerinin SEM analizi, Marmara Üniversitesi, Metalurji ve Malzeme Mühendisliği Malzeme Karakterizasyonu Laboratuvarı tarafından Hizmet Alımı ile yapılmıştır.

- 10 mm çaptaki alüminyum tutucular üzerine, karbon iletken çift taraflı yapıştırıcı bant yapıştırılmıştır.
- Bant yapıştırılmış tutucuların yapışkan yüzeyleri, bir pens yardımı ile kum örneklerinin üzerine kuvvetli bir şekilde bastırılmıştır(**Şekil 3.6A**).
- Örnekler, Polaron SC7640 püskürtmeli kaplayıcı ile 1,5 kV'de 30 saniye süre ile 10⁻⁶ (mbar/Pa) basınç altında altın platin kullanılarak kaplanmıştır (**Şekil 3.6B**).
- Yaklaşık 5 dakika süren kaplama işleminden sonra, örnekler FEI Sirion Taramalı Elektron Mikroskobu içerisindeki kuyucuğa yerleştirilerek incelenmiştir (**Şekil 3.6C**).



Şekil 2.3. A, Kum örneklerinin yapışkan yüzeye yapıştırılması; B, numunelerin kaplanması; C, numunelerin SEM ile incelenmesi

2.6. Bernard-Scheibler Kalsimetre Metodu

 $CaCO_3$ miktarını belirlemek için Bernard-Scheibler kalsimetre metodu kullanılmıştır. Metod prensip olarak, HCl ile muamele edilen örnek içerisindeki $CaCO_3$, asit ile reaksiyona girerek CO_2 oluşturur. Oluşan CO_2 gazı dereceli büret içerisinde toplanır. Burada oluşan CO_2 gazı, reaksiyona giren $CaCO_3$ ile eşdeğerdir. Böylelikle bürette okunan CO_2 gazı değeri aynı zamanda $CaCO_3$ miktarıdır. Toprak içerisindeki $CaCO_3$ miktarı aşağıda verilen formül ile hesaplanmaktadır [40]:

$$\% \text{ CaCO}_3 = \frac{V.100}{T.2.W}$$

3. SONUÇ VE TARTIŞMA

Numunelerin SEM görüntüleri incelendiğinde, farklı CaCO₃ tiplerinin oluştuğu belirlenmiştir.

- Parçacık yüzeyine topluca yapışan CaCO₃ kristalleri Grup 1'de gözlenmiştir (Şekil 3.1).
- Kalsit tipi CaCO₃ kristalleri Grup 2'de düzensiz ve kırılgan yapılı gözlenmiştir (Şekil 3.2).
- Çoğunlukla dağınık halde olan ve partikül yüzeyine yapışan CaCO₃ kristalleri Grup 3'te gözlenmiştir (Şekil 3.3).
- Çoğunlukla aragonit formundaki CaCO₃ kristalleri Grup 4'te gözlenmiştir (Şekil 3.4A-B).
- Grup 5'de kalsit, aragonit ve vaterit formundaki CaCO₃ kristalleri gözlemlenmiştir. Kalsitlerden oluşan kristaller partiküller arasında bol miktarda bulunmaktadır. Ayrıca, parçacıklar arasında CaCO₃ kristalleriyle bağlantı köprüleri oluşturulmuştur (Şekil 3.5A-B-C).
- CaCO₃ kristalleri Grup 6'da yığın halindedir (Şekil 3.6).



Şekil 3.1. Kum parçacık Yüzeyinde CaCO₃ kristalleri.



Şekil 3.2. Düzensiz ve

kırılgan kalsit formu



Şekil 3.3. Kum parçacık yüzeyinde düzensiz ve kırılgan CaCO₃ kristalleri



Şekil 3.4. A; Aragonit ve kalsit kombinasyonu, B; Yığın kalsit formları



Şekil 3.5. A; Düzenli ve dayanıklı kalsit formları, B; Vaterit ve kalsit formları, C; İki kum parçacığı arasındaki bağlantı köprüleri



Şekil 3.6. Kalsit formları

Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, çoğunlukla kalsit CaCO3 kristal türlerinin gözlendiği tespit edilmiştir. Literatürde, kalsit formlarının mikrobiyal olarak oluştuğu belirtilmektedir. Diğer CaCO3 türleri, sıcaklık ve pH gibi faktörlerinin değişmesiyle oluşmaktadır. Bu bağlamda çalışmamızda en yüksek CaCO₃ formuna sahip grup, Grup 5'tir. Grup 5, 0.5 M üre-0.5 M CaCl₂ solüsyonu ve bakteri süspansiyonu ile muamele edilmiştir. Kum partikülleri arasındaki mikrobiyal CaCO₃ oluşumu ile güçlü bağlantı köprüleri oluşmuş ve kum partikülleri birbirine bağlanmıştır. Kalsit formları çoğunlukla Grup 6'da (0,5 M üre-0.3 M CaCl₂ çözeltisi ve bakteri süspansiyonu içeren) ve Grup 4'te (0.3 M üre-0.5 M CaCl₂ çözeltisi ve bakteri süspansiyonu içeren) oluşturulmuştur. Buna göre. üre konsantrasyonundaki azalma ve CaCl₂ konsantrasyonundaki artış, eşit miktar içeren gruptan daha düzensiz ve kırılgandır. Yapılan bir çalışmada, eşmolar üre-CaCl₂ molarite çözeltisi ile muamele edilen örneklerde esit olmayanlara göre daha fazla CaCO₃ oluşumu gözlenmiştir [35]. Çalışmamızda kullanılan kontrol gruplarında (Grup 1 ve Grup 2) düzensiz ve kırılgan CaCO₃ formu az miktarda gözlenmiştir. Grup 1, sadece fiksatif ve çimento solüsyonu içermekte ve bakteri süspansiyonu içermemektedir. Bu nedenle, mikrobiyal CaCO₃ oluşumu oluşmamıştır. Bununla birlikte, Grup 2 ise, bakteri süspansiyonu içerdiği halde çimento çözeltisi ile muamele edilmemiştir. Buna göre, kum numunel yoktur ve buna göre mikrobiyal CaCO₃ oluşumu gerçekleşmemiştir. Benzer bir çalışmada, aynı kontrol grupları kullanılmış ve az miktarda mikrobiyal CaCO₃ gözlenmiştir. Kum numunelerine ultrasonik ses dalgaları gönderilmiş ve kayma dalgası hızı tespit edilmiştir. Diğer gruplara kıyasla düşük değerler elde edilmiştir [36]. Mikrobiyal CaCO₃ oluşumu üzerine bakteriyel konsantrasyonların etkisi ile ilgili literatürde çalışmalar bulunmaktadır. Bu çalışmalarda elde edilen sonuçlara göre, bakteri konsantrasyonunun çok yüksek veya çok düşük olması CaCO₃ oluşumunu azaltmaktadır [37, 38, 39]. Buna göre, yüksek bakteri konsantrasyonu CaCO₃ oluşumunda etkili olamazken, CaCO₃ formlarının normal seviyede (30 ml-1.5x108 cfu / ml) bakteri konsantrasyonunda daha yüksek miktarlarda düzenli ve kırılmayan formda oluştuğu söylenebilir.

3.1. XRD Sonuçları

Philips Panalytical marka X'Pert model X-ışını difraktometre cihaz CuK α monokromatik radyasyon kaynağı ile 40 kV ve 30 mA analiz koşullarında analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlarda Grup 5'te %23,4 Ca ve %76,6 SiO₂ ve diğer elementler bunlunmaktadır. Diğer gruplarda ise Ca oranı daha azdır.

3.2. Bernard-Scheibler Kalsimetre Metodu İle CaCO₃ Miktar Tayini

Bernard-Scheibler Kalsimetre Metodu ile elde edilen veriler Tablo 3.1'de gösterilmektedir.

Numune ismi	Tartılan miktar	Standart için ilk okunan değer	Standart için son okunan değer	Toplam okunan değer	Hesaplanan % değer (V _T X100)/(TX2XW)	Hesaplanan gr değeri (WSX VÖ)/ VS
Standart	0,1	2	23,2	21,2		
Standart	0,5	2	124	122		
Saf kum	2,01	2	18	16	18,77	0,07
Grup 1	2,01	1,4	27	25,6	28,03	0,11
Grup 2	2,01	2,2	28	25,8	30,27	0,11
Grup 3	2,01	2,2	28,6	26,4	30,97	0,12
Grup 4	2,01	2	29	27	31,68	0,12
Grup 5	2,01	2,2	34	31,8	37,31	0,15
Grup 6	2,01	2,2	29	26,8	31,44	0,12

 Tablo 3.1. Bernard-Scheibler Kalsimetre Metodu ile belirlenen CaCO3 miktarı sonuçları

Elde edilen veriler, SEM görüntüleri ile tutarlıdır. En fazla $CaCO_3$ oluşumu Grup 5'te görülmektedir. Diğer gruplardaki $CaCO_3$ miktarı ise saf kuma göre fazla, Grup 5'e göre azdır. Kullanılan eşit molaritedeki üre ve $CaCl_2$ kum numunesinde Kristal oluşumunu hızlandırmış ve aynı süreye tabii tutulan diğer kontrol ve deney gruplarına göre daha iyi sonuçlar elde edilmiştir.

4. SONUÇLAR

Ürolitik bakterilerle birlikte, ortamda üre ve Ca kaynağının bulunması, mikrobiyal CaCO₃ oluşumunu sağlamaktadır. CaCO₃ oluşumunu gerçekleştirmek için kullanılan üre ve Ca kaynağının konsantrasyonu büyük önem taşımaktadır. Çalışmamızda, en iyi konsantrasyon değerini belirlemek için farklı molariteli üre-CaCl₂ solüsyonları hazırlanmış ve kumdaki CaCO₃ oluşumuna etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, ortamda eşit molariteli üre ve Ca kaynağının varlığının, yüksek miktarda CaCO₃ oluşumunun gerçekleştirilmesi için daha uygun olduğu sonucuna varılmıştır. Bu bağlamda, gelecekteki çalışmalarda eşit molariteye sahip üre-Ca kaynağının kullanılması, toprakta daha etkili bir gelişme sağlayacaktır.

Mikrobiyal CaCO₃ oluşturulan kum örneklerinin SEM görüntüleri incelendiğinde, mikrobiyal CaCO₃ oluşumunun, kimyasal CaCO₃ oluşumundan daha düzenli ve kırılmaz olduğu belirlenmiştir. Ayrıca CaCO₃ oluşumunun kum parçacıkları arasında sıkı bağlantı köprüleri oluşturduğu görülmüştür. Bu bilgilerin ışığında, elde edilen sonuçlara göre, inşaat mühendisliğinde önemli bir yeri olan CaCO₃'ın mikrobiyal olarak oluşturulmasının, bu

oluşum için rutin olarak kullanılan yöntemlere alternatif bir yöntem olabileceği öngörülmektedir. Bununla birlikte, mikrobiyal CaCO₃ oluşumu, diğer yöntemlere göre daha uygun maliyetli ve etkili olması sebebiyle özellikle alan uygulamalarında kullanılabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- Chaurasia, R. K., Verma, V. V. (2014). Microbial carbonate precipitation by urease producing bacteria in cementitious materials. Intern. J. Adv. Biotech. Res, 15, 671-679.
- [2] Sinha S., Rez P. (2015). Distortions of the calcite and aragonite atomic structures from interstitial water. Materials Chemistry and Physics 157, 56-62.
- [3] Ropp, R. C. (2012). Encyclopedia of the alkaline earth compounds. Newnes
- [4] Nan, Z., Chen, X., Yang, Q., Wang, X., Shi, Z., & Hou, W. (2008). Structure transition from aragonite to vaterite and calcite by the assistance of SDBS. Journal of colloid and interface science, 325(2), 331-336.
- [5] Wang, J., & Becker, U. (2009). Structure and carbonate orientation of vaterite (CaCO₃). American Mineralogist, 94(2-3), 380-386.
- [6] Gopi, S., Subramanian, V. K., & Palanisamy, K. (2013). Aragonite–calcite–vaterite: a temperature influenced sequential polymorphic transformation of CaCO₃ in the presence of DTPA. Materials Research Bulletin, 48(5), 1906-1912.
- [7] Singh, M., Kumar, S. V., Waghmare, S. A., & Sabale, P. D. (2016). Aragonite–vaterite–calcite: Polymorphs of CaCO₃ in 7th century CE lime plasters of Alampur group of temples, India. Construction and Building Materials, 112, 386-397.
- [8] Morse J.W., Arvidson R.S., Lu⁻ttge A. (2007). Calcium Carbonate Formation and Dissolution. Chem. Rev., 107, 342–381.
- [9] Rodriguez-Navarro, C., Jroundi, F., Schiro, M., Ruiz-Agudo, E., & González-Muñoz, M. T. (2012). Influence of substrate mineralogy on bacterial mineralization of calcium carbonate: implications for stone conservation. Applied and environmental microbiology, 78(11), 4017-4029.
- [10] EPA (1974). Screening Study For Emissions Characterization From Lime Manufacture, Contract No. 68-02-0299, Vulcan-Cincinnati, Inc., Cincinnati, OH, August.
- [11] Cañveras J. C., Sanchez-Moral S., Sloer V., Saiz-Jimenez C. (2001). Microorganisms and Microbially Induced Fabrics in Cave Walls, Geomicrobiology Journal Volume 18, Issue 3, pages 223-240.
- [12] Achal, V., Mukherjee, A., Kumari, D., Zhang, Q. (2015). Biomineralization for sustainable construction–A review of processes and applications. Earth-Science Reviews, 148, 1-17.
- [13] Dhami, N. K., Reddy, M. S., & Mukherjee, A. (2012). Improvement in strength properties of ash bricks by bacterial calcite. Ecological Engineering, 39, 31-35.
- [14] Rahman M. A. Ve Halfar J. (2014). First evidence of chitin in calcified coralline algae: new insights into the calcification process of Clathromorphum compactum. Scientific reports, 4.
- [15] Mavromatis V., Pearce, C. R., Shirokova L. S., Bundeleva I. A., Pokrovsky O. S., Benezeth P., Oelkers E. H. (2012). Magnesium isotope fractionation during

hydrous magnesium carbonate precipitation with and without cyanobacteria. Geochimica et Cosmochimica Acta, 76, 161-174.

- [16] Vaithiyalingam S. U., Gnanasekaran D., Gopalakrishnan S., Lakshmanan U. ve Prabaharan D. (2014). Biocalcification Mediated Remediation of Calcium Rich Ossein Effluent by Filamentous Marine Cyanobacteria. Journal of Bioremediation & Biodegradation, 2014.
- [17] Hall-Stoodley L., Costerton J.W, Stoodley P. (2004). Bacterial biofilms: from the natural environment to infectious diseases, Nat Rev Microbiol., 2(2):95-108.
- [18] Patro Sanjaya K., Chandra K.S, Sugandha S., Chand S., Sahu S.K., Manimaran S. (2015). Effect of bacteria on the properties of concrete using Portland slag cement, Proceedings of the National Conference on Recent Advances and Future Prospects in Civil Engineering (RAFPCE-15), 89-98.
- [19] Tobler D. J., Cuthbert M. O., Greswell R. B., Riley M. S., Renshaw J. C., Handley-Sidhu S. ve Phoenix V. R. (2011). Comparison of rates of ureolysis between Sporosarcina pasteurii and an indigenous groundwater community under conditions required to precipitate large volumes of calcite. Geochimica et Cosmochimica Acta, 75(11), 3290-3301.
- [20] Kim H. K., Park S. J., Han J. I. ve Lee H. K. (2013). Microbially mediated calcium carbonate precipitation on normal and lightweight concrete. Construction and Building Materials, 38, 1073-1082.
- [21] Mahanty B., Kim S. ve Kim C. G. (2014). Biokinetic modeling of ureolysis in Sporosarcina pasteurii and its integration into a numerical chemodynamic biocalcification model. Chemical Geology, 383, 13-25.
- [22] Braissant O., Decho A. W., Dupraz C., Glunk C., Przekop K. M. ve Visscher P. T. (2007). Exopolymeric substances of sulfate- reducing bacteria: interactions with calcium at alkaline pH and implication for formation of carbonate minerals. Geobiology, 5(4), 401-41.
- [23] Baumgartner L. K., Reid R. P., Dupraz C., Decho A. W., Buckley D. H., Spear J. R. ve Visscher P. T. (2006). Sulfate reducing bacteria in microbial mats: changing paradigms, new discoveries. Sedimentary Geology, 185(3), 131-145.
- [24] Almahamedh H. H. (March 2013). Sulfate reducing bacteria influenced calcium carbonate precipitation. In CORROSION 2013. NACE International.
- [25] Del Río A. V., Buys B., Campos J. L., Méndez R. ve Mosquera-Corral A. (2015).Optimizing upflow velocity and calcium precipitation in denitrifying granular systems. Process Biochemistry, 50(10), 1656-1661.
- [26] Chu, J. & Ivanov, V. (2008). Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and biocementation of soil in situ. Reviews in Environmental Science and Bio/Technology, 7(2), 139-153.
- [27] Erşan Y. Ç., De Belie N. ve Boon N. (2015). Microbially induced CaCO₃ precipitation through denitrification: an optimization study in minimal nutrient environment. Biochemical Engineering Journal, 101, 108-118.
- [28] Rodriguez-Navarro C., Rodriguez-Gallego M., Chekroun K. B. ve Gonzalez-Munoz M. T. (2003). Conservation of ornamental stone by Myxococcus xanthusinduced carbonate biomineralization. Applied and Environmental Microbiology, 69(4), 2182-2193.
- [29] Jimenez-Lopez C., Jroundi F., Rodríguez-Gallego M., Arias J. M. ve Gonzalez-Muñoz M. T. (2007). Biomineralization induced by Myxobacteria.

Communicating current research and educational topics and trends in applied microbiology, Formatex, Microbiology Series, (1), 1.

- [30] Nugroho, A., Satyarno, I., & Subyakto, S. (2015). Bacteria as Self-Healing Agent in Mortar Cracks. Journal of Engineering and Technological Sciences,47(3), 279-295.
- [31] Muynck W, Cox K, Belie N, Verstraete W. (2008). Bacterial carbonate precipitation as an alternative surface treatment for concrete. Constr Build Mater; 22:875–85.
- [32] Achal, V., Mukerjee, A., & Reddy, M. S. (2013). Biogenic treatment improves the durability and remediates the cracks of concrete structures. Construction and Building Materials, 48, 1-5.
- [33] DeJong, J. T., Fritzges, M. B., & Nüsslein, K. (2006). Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), 1381-1392.
- [34] Tiano P, Biagiotti L, Mastromei G. (1999). Bacterial bio-mediated calcite precipitation for monumental stones conservation: methods of evaluation. J Microbiol Methods 1999;36:139–45.
- [35] De Muynck, W., Verbeken, K., De Belie, N., & Verstraete, W. (2010). Influence of urea and calcium dosage on the effectiveness of bacterially induced carbonate precipitation on limestone. Ecological Engineering, 36(2), 99-111.
- [36] Bernardi, D., DeJong, J. T., Montoya, B. M., & Martinez, B. C. (2014). Biobricks: biologically cemented sandstone bricks. Construction and Building Materials, 55, 462-469.
- [37] Vempada, S. R., Reddy, S. S. P., Rao, M. S., & Sasikala, C. (2011). Strength enhancement of cement mortar using microorganisms-an experimental study.Int J Earth Sci Eng, 4, 933-936.
- [38] Maheswaran, S., Dasuru, S. S., Murthy, A. R. C., Bhuvaneshwari, B., Kumar, V. R., Palani, G. S., ... & Sandhya, S. (2014). Strength improvement studies using new type wild strain *Bacillus cereus* on cement mortar. Curr Sci India,106, 50-57.
- [39] Gurbuz, A., Sari, Y. D., Yuksekdag, Z. N. (2015). Bacteria Induced Cementation in Sandy Soils. Geomicrobiology Journal, 32(9).
- [40] Gafta. (2003). METHOD 25:0- CARBONATES.

DARBELİ KIRMATAŞ KOLONLAR[®] (DKK) İLE İYİLEŞTİRİLEN LİMAN SAHASINDA ALAN YÜKLEME DENEYİ İLE OTURMA DAVRANIŞININ GÖZLEMLENMESİNE İLİŞKİN VAKA ANALİZİ

THE PERFORMANCE MONITORING OF RAMMED AGGEREGATE PIERS® AT A CONTAINER PORT SITE

Ece KURT BAL*¹ Lale ÖNER² Kemal Önder CETIN³

ABSTRACT

Within the confines of this paper, a comparative assessment of the estimated and monitored settlements of container port site is presented. The site was improved by Impact Rammed Aggregate Pier[®] (RAP) System. The main goal of the in-situ soil improvement was defined as to establish a homogeneous rigid crust beneath the foundation. This crust layer is believed to improve soil liquefaction resistance and reduce the settlements under static and seismic loading. Additionally, the differential settlements are to be reduced by improving the foundation soils with rigid RAP elements, installed down to 6.0m-18.0m depths at the site. The site specific performance was monitored by modulus load tests and extensometers, inclinometers, pore pressure transducers installed before the placement of trial embankment. It was concluded that after the installation of RAP elements, the settlement of the site was observed to be uniform, and total and differential settlements were significantly decreased.

Key words: Impact rammed aggregate piers, stiffness, trial embankmet, settlement.

ÖZET

Seçilen vaka örneğinde, Impact[®] Darbeli Kırmataş Kolon[®] (DKK) elemanları ile iyileştirilen bir kontevner liman sahasında enstrümantasyona dayalı tam ölcekli alan yükleme deneyi sonucundan elde edilen saha verileri kullanılarak ön tasarım aşamasında belirlenen oturmaların değerlendirilmesi konu edilmiştir. Zemin profilinin değişkenliği ve zemin iyilestirme isine geçilmeden önce sahada yapılan kontrolsüz ön yükleme durumu dikkate alınarak, kalınlıkları saha genelinde değiskenlik gösteren kumlu, cakıllı dolgu ve devamındaki yumuşak kil tabakasında yüzeyden 6.0m-18.0m derinliklere kadar Impact[®] Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları ile iyileştirme ve güçlendirme yapılmıştır. Bu sayede konteyner depolama alanı olarak kullanılması planlanan liman sahasında, sıvılaşmaya karşı direnci arttırılmış bir tabaka oluşturulmuş, statik ve deprem yüklemeşi sebepli oturmaların proje kriterleri dahilinde sınırlandırılması ve farklı oturmaların minimize edilmesi hedeflenmiştir. Impact[®] DKK elemanlarının imalatları sırasında yapılan yükleme testleri ve deneme dolgusu saha ölçüm verileri kullanılarak sahaya özel oturma davranışı araştırılmış, ön tasarım aşamasında seçilen parametreler kullanılarak aynı boyutlardaki deneme dolgusu 3 boyutlu

^{*&}lt;sup>1</sup> İnş, Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat, ekurt@sentezinsaat.com.tr
² İnş, Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat, loner@sentezinsaat.com.tr (yazışma yapılacak yazar)

³ Prof., ODTÜ, ocetin@metu.edu.tr

olarak RocScience Settle 3D yazılımı kullanılarak modellenmiştir. Yapılan analizler sonucunda, saha oturma ölçümleri ile sayısal modelleme sonuçlarının birbirleri ile uyumlu olduğu ve iyileştirme sonrası beklenen oturma miktarlarının proje kriterleri doğrultusunda beklenildiği gibi gerçekleşeceği sonucuna varılmıştır.

Anahtar kelimeler: Impact darbeli kırmataş kolon, rijitlik, deneme dolgusu, oturma.

1. GİRİŞ

Zemin iyileştirmesine olan talep, kentsel yapılaşma kapsamındaki ulaşım, hidrolik ve endüstriyel yapılara ihtiyacın artmasıyla artmıştır. Proje ihtiyaçlarını karşılayacak en uygun tekniğin seçimi ise; zeminin tipine, yapı türüne, uygulanacak yükün mertebesine, iyileştirme işlemi için ayrılan zamana ve bütçeye bağlıdır. Gevşek kumların, yumuşak silt ve killerin, kontrolsüz dolguların ve yeraltı su seviyesi altındaki zeminlerin iyilestirilmesi amacıyla uygulanan, konut projelerinden ulaşım yapılarına, enerji yapılarından liman sahalarına kadar genis bir kullanım alanına sahip Darbeli Kırmatas Kolon (DKK) elemanları, uvgulama kolaylığının yanı sıra diğer zemin iyileştirme yöntemlerine göre büyük ölçekte ekonomi sağlaması sebebi ile ülkemizde de yaygın olarak kullanılmaya devam etmektedir. Derin temel uygulamaları ya da elverişsiz zeminlerin kazılarak yerine daha iyi nitelikli malzeme doldurulması gibi mevcut yöntemlere alternatif olarak, 1980'li yıllarda Amerika' da Dr. Fox tarafından geliştirilen Darbeli Kırmataş Kolonlar (DKK) ile oturmaların uygun seviyelere indirilmesi ve temel altındaki yumuşak zeminlerin taşıma kapasitesinin arttırılması hedeflenmektedir (Lawton ve Fox, 1994). DKK imalatı sırasında pahlı tokmağın oluşturduğu darbeleme, düşey olarak sıkıştırma sağlarken aynı zamanda kırmataşı kuyunun duvarına doğru yanal olarak iter. Bu sıkıştırmanın yanal gerilmeleri artırarak zeminin rijitliğini artırdığı anlaşılmıştır (Handy, 2001). İmpact[®] Sistemi ile DKK imalatı sırasında mandrel çapı kadar açılan kuyunun darbeleme sonrasında çapının genişlemesi pasif direncin oluşmasına ve zemine etkiyen yatay gerilmelerin sükunet durumuna kıyasla neredeyse 3-6 kat mertebelerinde artmasına sebep olmaktadır. Ayrıca, DKK elemanları ile iyileştirilen sıkısabilir kil birimlerde oturma davranısının anlasılmasına yönelik yapılan bircok arastırma; rijit DKK elemanının ve arasındaki zeminin temel yükleri altında eşit mertebelerde ve elastik olarak deforme olduğunu göstermiştir (White ve Hoevelkamp, 2004). Bu çalışmada, konteyner depolama sahası olarak kullanılması planlanan bir liman sahasında gerek zemin sıvılaşmasına karşı iyileştirmeye, gerekse de projeye özel oturma kriterinin sağlanmasına yönelik, Impact[®] Sistemi (muhafazalı) ile imal edilen 50 cm çapındaki DKK elemanların davranışı konu edilmiştir. Bu kapsamda, ön tasarım aşamasında belirlenen geoteknik parametrelerin teyidini sağlamak amacıyla enstrümantasyona dayalı bir deneme dolgusu teşkil edilmis, elde edilen veriler 3 boyutlu oturma davranısını anlamak üzere RocScience-Settle 3D vazılımında oluşturulan model sonuçları ile kıyaşlanmış ve Impact[®] DKK elemanlarının sahaya özel performansı değerlendirilmiştir.

2. PROJE BİLGİSİ VE ARAZİ ZEMİN DURUMU

Bildiride konu edinilen çalışma alanı, Ege Bölgesi'nin en büyük entegre limanı olması planlanan İzmir-Aliağa'da yer alan liman sahasındaki dolgu ile denizden kazanılan yaklaşık 193m x 308m boyutlarındaki bir bölgeyi kapsamaktadır. Konteyner depo sahası olarak kullanılması planlanan inceleme alanı Şekil 1'de gösterilmiş olup, denizden kazanılan bu dolgu sahasında konteyner depolanması durumunda ortaya çıkabilecek olası geoteknik sorunları (stabilite, oturma ve sıvılaşma) ortadan kaldırmak için Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) imalatı ile zemin iyileştirmesi uygulanmıştır.



Zemin profilinin belirlenmesine yönelik olarak zemin araştırma çalışmaları kapsamında 9 noktada 38.0m derinliklere ulaşan sondaj delgisi kapsamında SPT deneyleri yapılmış, elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde sınıflandırma deneylerine ek olarak zemin mukavemet ve deformasyon davranışının anlaşılmasına yönelik olarak tek eksenli ve üç eksenli (UU, CU) basınç deneyleri ile ödometre deneyleri gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2. Zemin Profili ve SPT N₆₀, W_L, I_P, ω, Dane Boyutu Dağılımı – Derinlik İlişkisi

Temsili zemin profili ve standart penetrasyon deneyinden elde edilen N_{60} (darbe/30cm), likit limit (W_L), plastisite indisi (I_P), doğal su muhtevası (ω), dane boyutu dağılımı değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 2'de gösterilmiştir. Bu verilere göre zemin yüzeyinden itibaren 3.0m-10.0m kalınlığında, yer yer silt, kil içerikli kumlu, çakıllı denizden kazanılan dolgu tabakası geçildikten sonra, kalınlıkları 2.0m-25.0m arasında değişim gösteren yüksek plastisiteli, yumuşak kil tabakasını takiben, kalınlıkları 2.0m-24.0m arasında değişim gösteren katı-çok katı kil birimler yer almaktadır. Bu tabakanın altında ise temel taban kayası olarak nitelendirilen ayrışmış tüf tabakası devam etmektedir. Yeraltı su seviyesi 0.6m-2.3m derinlikleri arasında değişimektedir.

3.DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) İLE İYİLEŞTİRME

İlgili bölgenin malzeme depolama sahası olarak kullanıldığı ve zemin iyileştirme çalışmalarına başlanılmadan önce 10 ay boyunca, yükseklikleri 2.0m-15.0m arasında değişim gösteren gelişi güzel şekilde yerleştirilmiş iri bloklar içeren dolgu malzemesi ile önyüklemeye maruz kaldığı ancak oturma ölçümü ile takip yapılmadığı bilinmektedir. Stoklanan bu malzemenin saha zeminlerinin bir miktar ön yüklemeye maruz kalmasına sebep olduğu anlaşılmıştır. Dolgu yerleşimine ve yüksekliğine göre 54 kPa ile 108 kPa mertebelerindeki gerilme değerleri olarak iki bölgeye ayrılan çalışma alanında beklenen oturma davranışı; esnek temel tipi ve Boussinesq gerilme azalım vaklasımı kullanılarak RocScience-Settle 3D yazılımı ile analiz edilmiştir. 85 kPa mertebelerindeki proje yükleri altında yapılan analizler sonucunda, dolgu (E=7.0 MPa) tabakasının elastik oturmasından ve yumuşak kil (c_c/1+e₀=0.22 ve OCR=1.0) tabakasının konsolidasyonundan kaynaklanacak, 40cm-60cm mertebelerine ulaşan oturmaların meydana gelebileceği öngörülmüştür. 3.0m ile 10.0m derinlikler arasında yer alan yer yer silt, kil içerikli kumlu, çakıllı denizden kazanılan dolgu tabakasının (FC=%15), Mw=6.5 büyüklüğündeki deprem yükleri altında, Seed ve Idriss (1971); Idriss ve Boulanger (2004) vaklasımına göre sıvılasmaya (FS < 1.0) maruz kalarak taşıma güçlerini önemli ölçüde kaybetmeleri riski bulunduğu ve Idriss ve Boulanger (2008) yaklaşımına göre sıvılaşma sonrası deformasyonun 2.0cm-18cm mertebelerine ulaşacağı öngörülmüştür. Sıvılaşma sonrası oturmalar dahil 2 yılda 20cm, 20 yılda 30cm olan oturma kriterinin sağlanması, farklı oturmaların en aza indirilmesi ve özellikle olası bir deprem sırasında sıvılaşma/mukavemet ve rijitlik kaybına karşı direnci arttırılmış homojen bir kabuk tabakasının oluşturulması için zemin iyileştirmeşi yapılması gerekliliği ortaya çıkmış ve Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) imalatının ekonomik ve hızlı bir çözüm sunması sebebi ile ilgili bölgenin iyileştirilmesi işi için bu sistem tercih edilmiştir. Sahanın ön yükleme durumu ile zemin profilinin değişkenliği dikkate alınarak, calışma alanı yedi farklı bölgeve ayrılmış, 1.5m-2.0m arasında değişim gösteren kare yerleşimli, 6.0m-18.0m boylarında tasarımı yapılan Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanlarının imalatı Impact[®] Sistemi (muhafazalı) ile gerçekleştirilmiştir. Bu sistem için imalat adımları (Şekil 3) şu şekilde özetlenmiştir:

- i) Alt ucu kapalı olan 36cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir,
- ii) Mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur,
- iii) 100cm yukarı / 67cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir. Bu yöntem ile sıkıştırma gerçekleştirildiğinde 36cm olan çap, 50cm çapa genişler.



Şekil 3. Impact[®] Sistemi ile Darbeli Kırmataş Kolon İmalatı

Malaama	γ	Е	$E_{\text{comp.}}$	C _c	Cr	C_a	C _{ar}	e ₀	OCR
Maizenne	(kN/m	³)(MPa)	(MPa)	-	-	-	-	-	-
Dolgu	18.0	7.0	-	-	-	-	-	-	-
Yumuşak Kil	16.1	-	-	0.65	0.12	0.025	0.0083	1.96	1.0
Katı-Çok Katı Kil	19.0	30	-	-	-	-	-	-	-
Ayrışmış Tüf	20.0	45	-	-	-	-	-	-	-
DKK	20.0	95-200	-	-	-	-	-	-	-
DKK Bölgesi – 1	18.2	-	16.5-23.8	-	-	-	-	-	-
DKK Bölgesi – 2	18.2	-	7.5-11.0	-	-	-	-	-	-

Tablo 1. Analizlerde Kullanılan Parametreler

 γ - birim hacim ağırlığı, E - sıkışma modülü, $E_{com}=E_{DKK} \times R_a+E \times (1-R_a)$ - kompozit sıkışma modülü (E_{DKK} - DKK sıkışma modülü, R_a - alan oranı), C_c - sıkışma indisi, C_r - tekrar sıkışma indisi, C_a - ikincil oturma katsayısı, C_{ar} - , e_0 - boşluk oranı, OCR - aşırı konsolidasyon oranı

Yapılan değerlendirmeler sonucunda; Impact[®] DKK elemanları ile iyileştirilen kompozit bölgede beklenen 3.5cm-6.5cm mertebelerindeki oturmaların büyük bir bölümünün kirişlerin inşaatı sırasında ani oturmalar şeklinde gerçekleşeceği ve iyileştirilmiş bölge altında beklenen alt bölge konsolidasyon oturmalarının ise, 12.5cm-21.5cm mertebelerinde ve zamana yayılı olacağı öngörülmüştür. Sıvılaşma sonrası hacimsel sıkılaşma oturması dahil toplam oturmaların ise 2 yıl içerisinde 5.5cm-18.2cm, 20 yıl içerisinde ise 5.9cm-27.3cm mertebelerine ulaşacağı ve beklenen bu oturma miktarlarının işverence belirlenen proje kriterleri ile uyumlu olacağı anlaşılmıştır.

Çalışma kapsamında, kolon taşıma kapasitesinin ve rijitliğinin belirlenmesine yönelik olarak 6 adet tam ölçekli yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Yükleme deneyi, ASTM D-1143 standardında tanımlanmış olan kazıkların basınç altındaki davranışlarını ölçen test prosedürüne benzer şekilde yapılmaktadır. Arazi yükleme deneyleri sırasında yükleme kademelerine %5 artış ile başlanmış olup, bu artış tasarım yükünün %150'sine kadar devam ettirilmiştir. Daha sonra boşaltma kademeleri ile devam edilerek, ilgili deneyler bitirilmiştir. Ek olarak Impact[®] DKK elemanları üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneylerinde, kolonun uç kesmine "tell-tale" olarak adlandırılan çubuk elemanlar yerleştirilerek kolon alt ucunda meydana gelen yer değiştirme davranışı da ölçülmüş ve net kolon boy kısalması elde edilmeye çalışılmıştır (Brian ve diğ., 2006). Yükleme deneyi sırasında kolon üst kotunda ve tell-tale plakasında oluşan deplasman ve yük değerleri kayıt altına alınmıştır. Şekil 4a'da temsili olarak seçilen gerilme-oturma grafiği, Şekil 4b'de ise tüm deney sonuçlarına ait gerilme-oturma grafiği gösterilmiş olup, bu grafiklerin eğiminden en az 50 MN/m³ mertebelerinde ölçülen rijitlik değerlerinin tasarım varsayımıyla uyumlu olduğu görülmüştür.





4. DENEME DOLGUSU OTURMA ve ENSTRÜMANTASYON ÖLÇÜMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

1.5m aralıklı kare yerleşimli 13.0m boyundaki Impact[®] DKK elemanları ile iyileştirilen ve zemin profilinin en kötü koşulları temsil ettiği bölgede yüksekliği 4.25m, kret bölgesi 21.5m x 31.5m olan bir deneme dolgusu teşkil edilmiştir (Şekil 5). Düşey deformasyonların tespiti için 111 gün süre ile dokuz noktada topoğrafik (SP) ölçümlere ek olarak, iki noktada ve beş seviyede ekstensometre (E), yatay deformasyonların tespiti için ise dört noktada inklinometre (İNK) ve son olarak boşluk suyu basıncı (PZ) değişimlerinin belirlenmesi için üç noktada ve üç seviyede piyezometre ölçümü alınmıştır. Enstrümantasyon ölçümleri, teşkili 43 gün süren deneme dolgusunun inşaatı sırasında ve dolgunun maksimum seviyeye ulaşmasının ardından haftada bir gün yapılan ölçümler ile 65 günlük süre boyunca devam ettirilmiştir.



Şekil 5. a) Deneme Dolgusu ve b) Enstrümantasyon Yerleştirilmesi c) Deneme Dolgusu ve Enstrümantasyon Yerleşim Planı ve c) Kesiti





Şekil 6. a) Oturma - Topoğrafik Ölçüm b) Oturma - Ekstensometre c) Boşluk Suyu Basıncı - Zaman İlişkisi

Sekil 6'da topoğrafik, ekstensometre ve piyezometre ölcümlerinden elde edilen oturma-zaman ve boşluk suyu basıncı-zaman grafikleri gösterilmiştir. Dokuz noktada alınan topoğrafik ölçüm sonuçları, 111 gün sonunda toplam oturma miktarının 4.5cm-9.8cm mertebelerine ulastığını ve maksimum deplasmanın beklenildiği üzere dolgu merkezinde ölcüldüğünü göstermiştir. Dolgunun altına yerleştirilen topoğrafik ölçüm noktalarının aksine dolgunun etrafina yerleştirilen ekstensometrelerden 108 gün süre ile periyodik olarak alınan ölçümlere göre, beklentilerle uyumlu olarak, topoğrafik ölçümlerden daha az miktarda olmak üzere, maksimum 7.3cm mertebelerine ulaşan oturmalar gözlenmiştir. PZ-1 ve PZ-2 numaralı piyezometre ölçüm sonuçlarına göre, ortalama 7.6m, 17.5m ve 21.4m seviyelerinde başlangıç okuması sırasıyla 73 kPa, 182 kPa ve 219 kPa mertebelerinde olan boşluk suyu basıncı değerlerinin dolgunun inşaatı sırasında artış gösterdiği ve daha sonra azaldığı görülmüştür. PZ-3 numaralı ölçümlerin ise beklentilerle uyumlu olmadığı anlaşılmış bu durumun piyezometrenin yerleştirilmesi veya veri derlenmesi sırasında yaşanan bir sıkıntının sonucu olduğu düşünülmüştür. Deneme dolgusu etrafına yerleştirilen dört adet inklinometre ölçüm maksimum deplasmanların dolgu malzemelerini getiren verisi değerlendirildiğinde ise, kamyon hareketlerinin olduğu bölgede konumlanan 1 ve 4 numaralı inklinometrelerde ölçüldüğü ve 10m seviyelerinde 14mm-20mm mertebelerine ulaştığı görülmüştür. Genel olarak değerlendirildiğinde, dolgunun inşaatı sırasında ölçülen yanal hareketlerin, dolgunun inşaatının tamamlanmasının ardından yavaşladığı görülmüştür.

Aynı boyutlardaki deneme dolgusu, ön tasarım aşamasında belirlenen geoteknik parametreler kullanılarak sahadaki konumuna göre RocScience-Settle 3D yazılımı ile modellenip (Şekil 7), ilgili analizden elde edilen sonuçlar saha ölçüm verileri ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 7. Settle 3D Model - Deneme Dolgusu a) Genel Yerleşimi b) Detay Planı

Şekil 8'de topoğrafik ve ekstensometre ölçüm sonuçları ile RocSicence-Settle 3D yazılımı ile modellenen ve topoğrafik ölçüm noktaları için hesaplanan oturma miktarları aynı grafik üzerinde gösterilmiştir. İlgili grafikten ölçülen toplam oturmaların; 1/3'ünün dolgunun inşaatı sırasında gerçekleşen üst bölge oturmalarından, 2/3'ünün ise dolgunun inşaatından sonra gerçekleşen alt bölge oturmalarından oluştuğu anlaşılmaktadır. Sonuçta, ölçülen ile hesaplanan değerlerin uyumlu olduğu ve ön tasarım aşamasında kabul edilen geoteknik parametrelerin sahayı temsil ettiği anlaşılmıştır.



Şekil 8. Hesaplanan ve Ölçülen Oturma Miktarı - Zaman İlişkisi

5.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, 1.5m-2.0m arasında değişim gösteren kare yerleşimli, 6.0m-18.0m boylarındaki Impact[®] Darbeli Kırmataş Kolon elemanları ile iyileştirilen bir liman sahasındaki oturma davranışının arazi ölçümleri ile incelenmesi konu edilmiştir. Bu amaç için konteyner stok alanı olarak kullanılması planlanan bu bölgede, zemin koşullarının en elverişsiz durumu temsil ettiği alanda enstrümantasyona dayalı bir deneme dolgusu teşkil edilmiş ve 111 gün boyunca belirli periyotlarda topoğrafik ölçüm, boşluk suyu basıncı, ektensometre ve inklinometre ölçümleri yapılmıştır. Aynı boyutlardaki deneme dolgusu RocScience-Settle 3D yazılımı ile modellenip ön tasarım aşamasında belirlenen geoteknik parametreler kullanılarak geri analiz yapılmış ve elde edilen sonuçlar saha verileri ile karşılaştırılmıştır. Yukarıda ayrıntısı verilen bu analizler sonucunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Ölçülen toplam oturmaların sayısal analiz ile hesaplanan oturmalar ile uyumlu olduğu görülmüş, ön-tasarım aşamasında belirlenen geoteknik parametrelerin sahadaki profili temsil ettiği anlaşılmıştır.
- Ekstensometre ölçüm sonuçlarından, oturmaların 1/3'ünün elastik oturmalar şeklinde ve dolgunun inşaatı sırasında gerçekleştiği anlaşılmıştır. Ayrıca ölçülen toplam oturmaların 2/3'ünün ise Impact[®] DKK elemanları altında yer alan iyileştirilmemiş alt bölge oturmalarından kaynaklandığı görülmüştür.
- Deneme dolgusu ve enstrümantasyon ölçüm sonuçları, temsili zemin profilinin en elverişsiz olduğu kesimi temsil ettiğinden saha genelinde gerçekleşecek oturmaların beklenen oturmalardan daha az olacağı ve işverence tariflenen 2 yıl için 20cm, 20 yıl için 30cm olarak öngörülen oturma kriterini sağlayacağı anlaşılmıştır.
- Bu çalışma kapsamında önemli tasarım hedeflerinden biri de Impact[®] DKK elemanları ile iyileştirilen üst bölgede homojen bir tabaka oluşturularak, oturmaların homojen hale getirilmesinin sağlanmasıdır. Ölçüm sonuçlarına göre, proje hedefleri ile uyumlu olarak fark oturmaların maksimum % 0.25 mertebelerinde kontrol altına alındığı görülmüştür.

Saha ölçümleri sonucunda Impact[®] Darbeli Kırmataş Kolon Elemanlarının orta derinlikte zemin iyileştirme çözümüne (The Intermediate Foundation[®] System) dayalı tasarım prensibini destekler mahiyette homojen olarak gerçekleştiği ve aşırı/farklı oturma sorunlarının bertaraf edildiği görülmüştür. Diğer bir ifade ile, Impact[®] DKK elemanları ile temel zemini iyileştirmesi uygulamasının, tasarımın amacına yönelik tatminkar bir performans gösterdiği gözlenmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu bildirinin yazılması için gerekli mevcut bilgi ve belgeleri paylaşan 2ER Müşavirlik Proje Kontrollük ve Tic. A.Ş.'ye ve ES Grup'a teşekkürü borç bilir.

KAYNAKLAR

- [1] Lawton, E.C. and Fox, N.S. (1994), Settlement of Structures Supported on Marginal or Inadequate Soils Stiffened With Short Aggregate Piers, Proc., Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication No.40, ASCE, College Station, Tex., Vol. 2, 962-974.
- [2] Handy, R.L., 2001. Does Lateral Stress Really Influence Settlement?, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, July 2001. 623–626.
- [3] White D.J. and Hoevelkamp K. (2004), Settlement Monitoring of Large Box Culvert Supported by Rammed Aggregate Piers A - Case History, Geotechnical Engineering for Transportation Projects, Vol. 2, 1566-1573.
- [4] Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971), Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No SM9, Proc. Paper 8371, September 1971, pp. 1249-1273.
- [5] Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008), Soil Liquefaction During Earthquakes, Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- [6] ASTM D1143 81 (Reapproved 1994), Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, Annual Book of ASTM Standarts.
- [7] Brian, C.M., FitzPatrick, B.T. and Wissman., K.J. (2006), Specifications for Impact[®] Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement, Geopier[®] Foundation Company, Inc., Mooresville, NC.

KALSİYUM KARBÜR İLE İYİLEŞTİRİLEN BİR ZEMİNİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

ENGINEERING PROPERTIES OF A SOIL STABILIZED WITH CALCIUM CARBIDE

Tuğba ESKİŞAR*¹

Selim ALTUN²

ABSTRACT

Calcium carbide is a waste material obtained from the acetylene industry. Calcium carbide is a material rich in calcium hydroxide and it develops a binding property. In this study, the use of calcium carbide to improve the engineering properties of a kaolin based soil is investigated. At different rates, calcium carbide was added to determine the Atterberg limits of the soil samples, followed by the compaction testing. Soil specimens are prepared at their optimum water contents. Unconfined compressive strength tests are carried out on cylindrical soil samples to investigate the strength development at different curing times. The plasticity index converged to a fixed value when the amount of calcium carbide was in the range of 7-8%, and this value was defined as the fixation point. The highest strength value was achieved when the calcium carbide additive was 12%. When 10% calcium carbide is added, the observed strength was twice of soil without additive. Calcium carbide is considered to be an alternative to Portland cement.

Keywords: calcium carbide, kaolin, unconfined compressive strength

ÖZET

Kalsiyum karbür, asetilen sanayinde elde edilen atık bir malzemedir. Kalsiyum karbür, kalsiyum hidroksitçe zengin bir malzeme olup çimento gibi bağlayıcı özelliğe sahiptir. Bu çalışmada, kaolin ağırlıklı bir zeminde iyileştirme amacıyla kalsiyum karbür kullanımının zeminin mühendislik özelliklerini nasıl etkilediği araştırılmaktadır. Farklı oranlarda kalsiyum karbür katılarak zemin örneklerinin önce Atterberg limitleri belirlenmiş ardından kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Zemin örnekleri optimum su içeriklerine göre hazırlanmıştır. Silindirik zemin örnekleri üzerinde serbest basınç deneyleri yapılarak farklı kür sürelerindeki mukavemet gelişimleri incelenmiştir. Plastisite indisinin sabit bir değere yakınsadığı %7-8 oranındaki kalsiyum karbür miktarı sabitlenme noktası olarak belirlenmiştir. Kalsiyum karbür kullanıldığı zaman gözlenmiştir. %10 kalsiyum karbür eklenirse katkısız zeminin iki katı kadar mukavemet elde edilmiştir. Kalsiyum karbürün Portland çimentosuna alternatif olabilecek bir zemin katkısı olduğu düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: kalsiyum karbür, kil, serbest basınç mukavemeti

^{*&}lt;sup>1</sup> Doç.Dr., Ege Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugba.eskisar@ege.edu.tr

² Prof. Dr., Ege Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, selim.altun@ege.edu.tr

1. GİRİŞ

Zemin iyileştirmesi çalışmalarında çok çeşitli katkı maddeleri stabilizasyon amacıyla tercih edilmektedir. Yan ürün olarak ortaya çıkan çeşitli atık maddelerin değerlendirilmesi amacıyla daha önceleri adı çok duyulmayan malzemelerin zemin iyileştirmesi kapsamında değerlendirilmesi gün geçtikçe popülerliği artan bir konudur. Bu malzemelerden kalsiyum karbür farklı endüstrilerde kullanım yeri bulmuş bir atık malzemedir. Kalsiyum karbürün zemini iyileştirici, mukavemetini arttırıcı bir malzeme olarak kullanıma uygunluğu araştırılmıştır.

Konu ile ilgili literatür, kalsiyum karbür zemin mekaniğinde nispeten yeni kullanılmaya başlanan bir malzeme olduğu için oldukça kısıtlıdır. Aşağıda güncel ve sınırlı sayıdaki araştırmaya ait özlü bilgiler aktarılmaktadır.

Kampala ve Horpibulsuk (2013), çalışmalarında kil zemini sadece kalsiyum karbür kullanarak stabilize etmişlerdir. Kalsiyum karbürün, kilin plastisite indisini azalttığını, optimum su içeriğini arttırdığını, maksimum kuru birim ağırlığını azalttığını göstermiştir. Horpibulsuk ve diğ. (2013), siltli kil üzerinde kalsiyum karbür ve uçucu külün oluşturduğu mukavemet gelişimlerini incelemiştir. Ayrıca, ıslatılmış örnekler üzerinde mukavemetin azalımını göstermişlerdir. Kalsiyum karbür ve uçucu külün portland çimentosu yerine stabilizasyon çalışmalarında kullanılabileceğini belirtmektedirler. Phetchuay ve diğ. (2016), kalsiyum karbür ve uçucu külden oluşan bir geopolimer kullanarak denizel killerin mukavemet gelişimlerini ve karbon ayak izi ölçümlerini araştırmışlardır. Çalışmalarında sıvı alkalin hızlandırıcılar da kullanmışlardır. Hızlandırıcı konsantrasyonu, uçucu kül oranı, kalsiyum karbür oranı, başlangıç su içeriği, kür sıcaklığı ve süresi çeşitli etkenler olarak belirlenmiştir. Uçucu kül içeriğinin ve hızlandırıcının mukavemeti etkileyen en önemli iki faktör olduğunu bulmuşlardır. Karbon ayak izinin de çimento stabilizasyonuna göre bu katkı maddeleri ile daha düşük olduğunu belgelemişlerdir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Zemin Özellikleri

Çalışmada iki farklı kil minerali içeren zemin karışımı kullanılmıştır. Zeminin birleşik zemin sınıflandırmasına göre isimlendirmesi yüksek plastisiteli silt olarak bulunmuş, zemin sınıfı sembolü ise MH olarak belirlenmiştir. Bu iki kilin mineralojisinin kaolinit ve montmorillonit olduğu tespit edilmiştir. Kaolin malzeme ile montmorillonit malzeme %30 montmorillonit - %70 kaolin şeklinde kullanılmıştır. Zemine ait detaylı bilgiler Tablo 1'de sunulmaktadır.

 io ii çunşinudu itununnun Zominin Özöm				
Likit Limit (%)	74.93			
Plastik Limit (%)	35.72			
Plastisite İndisi (%)	39.21			
USCS Sembolü	MH			
Maks. Kuru Bha (kN/m ³)	16.6			
Optimum Su İçeriği (%)	35			

Tablo 1. Çalışmada Kullanılan Zeminin Özellikleri

Bu zemin plastisite kartında A hattının nerede ise üzerine düşmektedir. Holtz ve Kovacs (1981) ile Shroff ve Shah (2003) kaolin türü killerin A hattının altında yer alabildiğini

montmorillonit türü killerin ise A hattı civarında bulunabileceğini belirtmektedirler. Birleşik zemin sınıflandırması zeminleri dane boyutunu esas alan bir sınıflandırma olduğu için saptanan zemin sembolleri uygun bulunmuştur.

2.2. Kalsiyum Karbür

Kimyasal formülü CaC₂ olan kalsiyum karbür genel olarak endüstride asetilen (C₂H₂) ve kalsiyum siyanamid (CaCN₂) üretiminde kullanılır. Kalsiyum karbür endüstriyel olarak kireç ve kokun elektrik ark firmında yaklaşık 2200°C'de tepkimesiyle üretilir. Tepkimenin gerçekleşmesi için (Denklem 1) yüksek sıcaklık gerekmektedir ve bu sıcaklık normal yanma ile gerçekleşemeyeceği için grafit elektrotlar ile elektrik ark firmında gerçekleştirilir. CaO + 3 C \rightarrow CaC₂ + CO (1)

Saf kalsiyum karbür renksizdir fakat teknik aşamada kullanılan kalsiyum karbür kahverengi veya gri renktedir ve %80-%85 oranında kalsiyum karbür içerir. Kalsiyum karbür asetilen gaz üretiminde, gübre kimyasalları imalatında, karbür lambalarındaki asetilen üretiminde ve çelik üretiminde kullanılmaktadır. Kalsiyum karbür suyla birleştiğinde hızla tepkimeye girip asetilen gazı çıkarır ve son derece tehlikelidir (Langhammer, 2011). Bu çalışmada asetilen gazı üretiminde kullanımı tamamlanmış ve atık hale gelmiş olan kalsiyum karbür kullanılmıştır.

Laboratuvarımıza doğal halde getirilmiş olan kalsiyum karbür bir öğütücüye çelik bilyeler eklenerek 5000 deviri tamamlayacak şekilde öğütülmüştür. Şekil 1'de ham haldeki kalsiyum karbür ve toz hali sırasıyla gösterilmektedir.



Şekil 1. Kalsiyum Karbürün Ham Haldeki Taş ve Öğütülmüş Toz Halleri

Kalsiyum karbür içinde bulunan karbon iyon şeklidedir ve kökü C22- şeklindedir. Bu iyonlar, hidrojenlerle birleşerek asetileni meydana getirirler. Kalsiyum karbit suda hızla bozunarak asetilene dönüşür (Denklem 2). Bu esnada ortamda Kalsiyum hidroksit de (Ca(OH)₂) meydana gelmektedir

$CaC_2+2H_2O \rightarrow C_2H_2 + Ca(OH)_2$

Kireç gibi kalsiyum hidroksitçe zengin malzemelerin zemin iyileştirmesini etkin bir şekilde gerçekleştirebildiği bilinmektedir. Herrin ve Mitchell (1961) kalsiyum hidroksitin ayrışmasının boşluk suyundaki pH değerlerini arttırdığını güçlü bazların kil mineral

(2)

yapısındaki silis ve alüminayı çözdüğünü belirtmiştir. Hidrate silika ve alümina, kalsiyum ile yavaş yavaş reaksiyona girer ve zamanla katılaşmaya yol açan puzolanik reaksiyonlar gerçekleşir. Bu çalışmada da yine aynı özellikte ancak farklı bir katkı ile iyileştirme potansiyeli araştırılmıştır.

2.3. Katkılı-Katkısız Zeminlerin Kompaksiyonu

Zemin karışımlarının optimum su içerikleri Standart Proktor enerjisine sahip olacak şekilde bu çalışma için özel olarak üretilmiş bir tokmak ile iç yüksekliği 10cm ve iç çapı 5cm olan özel bir kalıpta yapılan kompaksiyon deneyleri ile belirlenmiştir. Bu ekipmanın kullanılabilirliğine, Standart Proktor deneyi ile elde edilen kuru birim hacim ağırlık-su içeriği eğrileri ile doğrulama yapılarak karar verilmiştir. Sabit enerjiyi, tokmak ağırlığı, kalıp hacmi, tabaka sayısı, darbe adedi vb. Değişse de sağlamak mümkündür. Kalıp boyutları seçiminde ise Standart Proktor kabında kullanılması mecburi olan örnek alıcıların oluşturduğu örselenmeyi bertaraf etmek amaçlanmıştır. Elde edilen tüm örneklerin 5cm çapında 10 cm yüksekliğinde oldukları kontrol edilmiştir.

Örneklere kuru ağırlıkça gittikçe artan oranlarda kalsiyum karbür eklenmiştir. Çalışmada ise sadece %5, %10 ve %20 oranlarında kalsiyum karbür eklenen zeminlerin kompaksiyon eğrileri gösterilmektedir.



Şekil 2. Katkısız Zemin ve Kalsiyum Karbür Katkılı Zemin Örneklerinin Kompaksiyon Eğrileri

Saf zemin örneği için %35 su içeriği ideal olurken %5 kalsiyum karbür içeren örneklerin optimum su içeriği %37, %10 kalsiyum karbür içeren örneklerin optimum su içeriği %38 ve

%20 kalsiyum karbür içeren örneklerin optimum su içeriği %40 olarak bulunmuştur (Şekil 2). Kalsiyum karbür oranı arttıkça kuru birim hacim ağırlık azalırken, optimum su içerikleri artmıştır. Kalsiyum karbür oranının arttıkça kuru birim hacim ağırlığının azalmasının sebebi kalsiyum karbürün özgül ağırlığının kilden daha az olmasıdır. Kompaksiyon eğrilerinde kalsiyum karbür oranı arttıkça eğriler grafik üzerinde sağa ve aşağı doğru ilerlemiştir. Çalışmanın bir sonraki aşaması olan serbest basınç deneyi için tüm örnekler ait oldukları örnek grubuna uygun olan su içeriklerinde hazırlanmıştır.

2.4. Serbest Basınç Deneyi

Örnekler üzerinde mukavemet gelişimlerini incelemek üzere serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Örnekler silindirik olup 5cm çapında 10 cm yüksekliğinde hazırlanmıştır. Serbest basınç deneyleri ASTM D2166'ya (2016) uygun olacak şekilde yapılmıştır. Yükleme % 1/dak'lık bir oranda bir eksenel deformasyon oluşturacak biçimde uygulanmıştır. Yükleme süresi 10 dakika ile sınırlandırılmıştır. Yükleme pik mukavemete ulaşıldığı kontrol edilerek % 10 deformasyon dahilinde yük değerleri azalana kadar devam etmiştir. Deney aşamaları dijital olarak kayıt altına alınmıştır.

3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Kalsiyum karbür katkılı kilin optimum su içeriğindeki hali, daneler arası bağlanmanın en sıkı olduğu ve çimentolanma ürünlerini yoğun bir şekilde içeren durum olduğu için en yüksek mukavemeti gösterir. Bu sebeple optimum su içeriklerinde değişen kalsiyum karbür oranlarına sahip örnekler hazırlanmış ve 28 gün kürde bekletilmiştir. Bu örneklerde herhangi bir ek puzolanik malzeme bulunmamaktadır. 28 günlük kürlenme süresince mukavemet değişimi serbest basınç mukavemetleri ile incelenmiş (Şekil 3a) ve aktif, geçiş ve pasif olmak üzere üç bölge tespit edilmiştir (Şekil 3b).



(a)



Şekil 3. (a) Örneklerin Serbest Basınç Mukavemetlerinin Deformasyon ile Değişimi (b) Kalsiyum Karbür Katkılı Zeminde Gözlenen Bölgeler

Şekil 3 (a) incelendiğinde katkısız olan zeminin oldukça düşük mukavemete sahip olduğu, en büyük mukavemet değerine (200 kPa) %5-6 deformasyon yüzdesinde ulaştığı dolayısıyla, sünek bir davranış sergilediği, görülmektedir. Kalsiyum karbür katkılı zeminlerde deformasyon yüzdeleri %1.2-1.6 aralığında bulunmuştur. Düşük deformasyon yüzdelerinde pik mukavemetlerin gözlenmesi gevrek davranışa örnek temsil etmektedir.



Şekil 4. Kalsiyum Karbür Katkılı Zeminin İndis Özelliklerinin Değişimi

Aktif bölgede, artan kalsiyum karbür içeriği ile mukavemet artar. Başlangıçta ortamda bulunan kalsiyum hidroksit (Ca(OH)₂) zeminin kendi içindeki doğal puzolanlar vasıtasıyla tüketilir. Bu aktif bölge, zeminin indeks özelliklerinden elde edilen kalsiyum karbür sabitlenme noktasından tespit edilebilir. Kalsiyum karbür sabitlenme noktası, kalsiyum karbür-kil karışımının plastisite indisinin, kalsiyum karbür miktarı artışından etkilenmemeye başladığı nokta olarak tanımlanır. Çalışmada bu nokta zeminde yaklaşık %7-8 oranında kalsiyum karbür bulunduğu koşula ait olarak bulunmuştur (Şekil 4). Geçiş bölgesinde mukavemet gelişimi yavaşlar; kalsiyum karbür eklenmesi ile ulaşılabilinecek en büyük mukavemete ulaşılır. Pasif bölgede ise ortamda bulunan serbest kireçten kaynaklanan bozulma sonucu mukavemette azalma görülmektedir.

Geçiş ile pasif bölgenin ayrımının yapılması için ise Şekil 3'te sunulan serbest basınç mukavemeti (SBM) azalımının ilk gözlendiği noktanın bulunması gerekir. Örnek mukavemetlerinin oluşturduğu eğrinin 4. derece bir polinomla ifade edilebileceği bulunmuştur (Denklem 3):

 $y = -0.0071x^{4} + 0.716x^{3} - 26.611x^{2} + 379.76x + 199.08$ (R² = 0.9517) (3) y: SBM, x: Kalsiyum karbür yüzdesi

Bu polinomun global maksimumu çözüldüğünde x=12.096 olarak bulunur. Bu da yaklaşık %12'lik kalsiyum karbür içeriğine karşılık gelmektedir. Şekil 3, Denklem (3) dikkate alınarak çizilmiştir.

Çalışmada %5, %10 ve %20 kalsiyum karbür içeriklerinin seçimi bu bilgilere göre yapılmıştır. Sırası ile bu miktarlar aktif, geçiş ve pasif bölgelerde yer alan bir oranı temsil etmektedir. Kür süresinin etkisini göstermek amacıyla7, 28 ve 90 günlük kür süreleri uygulanmıştır.



Şekil 5. Kür Süresine Göre %5-20 Kalsiyum Karbür Katkılı Örneklerin Mukavemetleri

Örnekler en yüksek mukavemet değerlerine %10 kalsiyum karbür ilavesi olan koşulda ulaşmıştır. Katkısız zeminle oranla 2-4 katı kadar yüksek mukavemet değerleri elde edilmiştir. %20 kalsiyum karbür ilavesi yüksek mukavemet değerlerine ulaşsa da %10 kalsiyum karbürden daha yüksek değerlere ulaşmamıştır. Bu durumda %10 kalsiyum karbür kullanımının yeterli olacağı düsünülmektedir. Mukavemet gelişimi 7-28 gün süresince daha hızlı gelişmekte, ancak 90 güne ulaşırken yavaşlamaktadır. Aktif bölgede (%5 kalsiyum karbür) mukavemet katkısız zemine göre yüksek olmakla beraber diğer bölgedeki değerlere göre daha düşüktür. Geçiş bölgesinde (%10 kalsiyum karbür) ise en yüksek mukavemet değerlerine ulaşılır (Şekil 5). Pasif bölgede (%20 kalsiyum karbür) sadece kalsiyum karbür içeren zeminlerin dayanımının azaldığı dikkate alınacak olursa ortaya çıkan serbest kirecin yıkıcı etkisi mukavemet gelişiminin önüne geçmektedir (Şekil 5). Mukavemet gelişimini örneklerin 28 günlük mukavemetlerini referans alarak tanımlamak mümkündür. Kür süresi logaritmik ölçekte bırakılmak suretiyle mukavemet değişimi lineer bir fonksiyon ile ifade edilebilir. Bu durumda normalize mukavemet (Denklem 4):

 $q_D/q_{28} = C_1 * \ln(D) + C_2$

(4)

halini alır. Burada D, kür süresi, C₁ ve C₂ denklem sabitleridir. Her kalsiyum karbür içeriği için bu hesaplama yapılmış, bulunan denklem ve determinasyon katsayısı (R²) değeri grafik üzerine işlenmiştir (Şekil 6).



Sekil 6. Normalize Edilmiş Basınç Mukavemeti Kür Süresi İlişkileri (y: q_D/q_{28} , x:D)

Horpibulsuk ve diğ. (2009) çimento katkılı siltli-kil zemin üzerinde yaptığı bir çalışmada (Denklem 5)

 $q_D/q_{28} = 0.294 * \ln(D) + 0.002$ (5)denklemini önermektedir. Şekil 6'da bu çalışma ile bulunan denklem ile (Denklem 6) $q_D/q_{28} = 0.2334*\ln(D) + 0.202$ (6)yakın sonuçlar vermektedir. Ayrıca, Horpibulsuk ve diğ. (2013) kalsiyum karbür katkılı siltlikil zemin için (Denklem 7)

 $q_D/q_{28} = 0.309 * \ln(D)$

(7)denklemini önermiştir. Ancak burada dikkati çeken husus, 1 günlük mukavemetin sıfır olacağıdır ki gerçekte bu mümkün değildir. Puzolanik reaksiyonların zamana bağlı oluşu dikkate alınarak 1 günlük mukavemetin oldukça düşük bir değere sahip olacağını kabul etmek daha akılcı bir yaklaşımdır. Çimento ile yapılan iyileştirmenin kalsiyum karbür ile yapılan iyileştirmeye yakın normalize mukavemet sağlaması bu malzemenin çimentolaşma özelliğinin Portland cimentosuna bir alternatif olabileceğini göstermektedir.

4.SONUÇLAR

Bu araştırmada %70 kaolin - %30 montmorillonit karıştırılarak elde edilen bir zemin kullanılmıştır. Zemin sınıfı "MH" olarak belirlenmiştir. Zemine farklı oranlarda kalsiyum karbür eklendiği takdirde oluşacak mukavemet değişimleri araştırılmıştır. Kalsiyum karbür oranları %5, %10 ve %20 olarak seçilmiştir. Çalışmada, kalsiyum karbür-kil karışımının çimentolaşmaya katkısı, katkı oranının ve kür süresinin serbest basınç mukavemeti üzerindeki etkileri gösterilmiştir. Ulaşılan sonuçlar şu şekilde özetlenebilir:

- Kalsiyum karbür asetilen gazı elde edilirken gördüğü işlem nedeniyle yüksek oranda kalsiyum hidroksit içeren bir malzemedir. Bu özelliği nedeniyle, problemli zeminlerin mühendislik özelliklerini geliştirmek için kullanılabilir. Burada dikkat edilecek husus ortama giren kalsiyum karbürün kimyasal reaksiyonlar sonucu tamamen tüketileceği bir oranı ile çalışılmasının gereğidir.
- Gerekli kalsiyum karbür miktarının saptanması için kalsiyum karbür katkılı zemin örneklerinin Atterberg limitleri ve 28 günlük mukavemetlerin birlikte değerlendirilmesi gerekmiştir. Plastisite indisinin sabit bir değere yakınsadığı %7-8 oranındaki kalsiyum karbür miktarı sabitlenme noktası olarak belirlenmiştir. Kalsiyum karbür katkısının sağladığı en büyük mukavemet değeri de %12 oranında kalsiyum karbür kullanıldığı zaman gözlenmiştir. Bu şekilde üç bölge tespit edimiştir. Mukavemetin artış eğiliminde olduğu aktif bölge, mukavemetin pik değer aralığında seyrettiği geçiş bölgesi ve artan kalsiyum karbür kullanımının mukavemete katkısının olmadığı pasif bölge.
- Aktif bölgede mukavemet değerleri katkısız zemine göre yüksek olmakla beraber geçiş bölgesindeki değerlere göre daha düşüktür. Geçiş bölgesi ve pasif bölgede ise kısa dönemde (7 gün) mukavemet bir miktar daha düşüktür, buna ortamda henüz tüketilmeye başlanmayan serbest kirecin sebep olduğu düşünülmektedir. Puzolanik reaksiyonun zamana bağlı olduğu düşünülürse uzun dönemde (28-90 gün) mukavemet gelişimi görülmektedir. Ancak pasif bölgede, reaksiyonlar sonucu, ortamda serbest kirecin açığa çıkarak daha fazla kalsiyum karbür eklemenin mukavemete bir getirisi olmadığı görülmüştür.
- Normalize mukavet ile kür süresinin ilişkisi belirlenmiştir. Kalsiyum karbür içeren örneklerin oluşturduğu logaritmik bağıntı literatürde çimento stabilizasyonu için önerilen bir denklemle karşılaştırılmış ve benzer sonuçlara ulaşıldığı görülmüştür. Bu sebeple herhangi bir iyileştirme çalışmasında optimal oranlarda kalsiyum karbür ile çalışılarak etkin bir iyileştirmenin yapılabileceği gösterilmiştir. Bu şekilde asetilen yan ürünü olarak ortaya çıkan kalsiyum karbürün değerlendirilmesi ve ekonomik çözümlere ulaşılması mümkün olabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Kampala, A. and Horpibulsuk, S., (2013) "Engineering Properties of Silty Clay Stabilized with Calcium Carbide Residue", Journal of Materials in Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, 25(5), 632-644.
- [2] Horpibulsuk, S., Phetchuay, C., Chinkulkijniwat, A., and Cholaphatsorn, A., (2013) "Strength Development in Silty Clay Stabilized with Calcium Carbide Residue and Fly Ash", Soils and Foundations, 53(4), 477-486.

- [3] Phetchuay, C., Horpibulsuk, S., Arulrajah, A., and Suksiripattanapong, C., (2016), "Strength Development in Soft Marine Clay Stabilized by Fly Ash and Calcium Carbide Residue Based Geopolymer", Applied Clay Science, Vol. 127-128, 134-142.
- [4] Holtz, R.D. and Kovacs, W.D., (1981), <u>"An Introduction to Geotechnical Engineering"</u>, Prentice-Hall, London.
- [5] Shroff, A.V. and Shah, D.L., (2003), "<u>Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</u>", CRC Press, Technology & Engineering.
- [6] Langhammer, B., (2011), "Ullmann's Encyclopedia of Industrial Chemistry", Wiley-VCH.
- [7] Herrin, M., Mitchell, H., (1961), "<u>Lime–Soil Mixtures</u>", Bulletin No.304, Highway Research Board National Academy of Sciences, Research, Washington, D.C.
- [8] ASTM D2166 (2016), "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil", Annual Book of ASTM Standards, 7p.
- [9] Horpibulsuk, S., Rachan, R., and Raksachon, Y., (2009), 'Role of Fly Ash on Strength and Microstructure Development in Blended Cement Stabilized Silty Clay', Soils and Foundations, Vol 49 (1), 85-98.

DİP TARAMA MALZEMELERİNİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN ÇİMENTO İLE İYİLEŞTİRİLMESİ VE YOL DOLGUSU İÇİN KULLANIMI

THE TREATMENT OF ENGINEERING PROPERTIES OF DREDGED MATERIAL WITH CEMENT AND THE USE FOR ROAD FILLING

Ece BAYRAM*¹ Ümit KARADOĞAN² Gökhan ÇEVİKBİLEN³ Berrak TEYMÜR 4

ABSTRACT

In this study, the impacts of cement treatment on the engineering properties of dredged material, which is obtained by dredging operations into the sea, and the potential reuse of cement treated dredged material for road filling were examined. The percentage of cement was fixed at 5%,10% and 15% of the dry weight of raw dredged material. Atterberg limit tests, miniature compaction test and unconfined compression test was performed on raw and cement treated dredged material. The samples were cured for 1 day,7 and 28 days for unconfined compression test. The test results show that the plastic limit of treated samples increases with addition cement when their plasticity index decreases. The unconfined compression strength of cement treated dredged material improved with increase in cement content and curing time. It has been determined that cement treatment improves engineering properties of dredged material and it is suitable for road filling.

Key words: Dredged material, cement treatment, road filling

ÖZET

Bu çalışmada, denizlerde yürütülen tarama işlemleri sonucunda elde edilen malzemelerin çimento katkısı ile iyileştirilerek, mühendislik özelliklerinde ki değişimler incelenmiş ve bu iyileştirme sonucunda dip tarama malzemesinin yol dolgusunda yeniden kullanibilirliği değerlendirilmiştir. Geoteknik özellikleri belirlenen malzeme ağırlıkça %5, %10 ve %15 oranlarında çimento ile karıştırılmıştır. Saf halde bulunan ve hazırlanan karışımlar üzerinde Kıvam limit deneyleri, minyatür kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri uygulanmıştır. Serbest basınç deneti 1,7 ve 28 gün gün kür koşulları için tekrarlanmıştır. Yapılan deneyler sonucunda, eklenen çimento oranın artmasıyla numunelerin plastik limitlerinin arttığı ve buna bağlı olarak plastisite indislerinin azaldığı tespit edilmiştir. Tüm oranlarda ki çimento katkısı ve artan kür süresi malzemeni serbest basınç dayanımını arttırmıştır. Yapılan çimento katkısı ile zemin özelliklerinin iyileştiği ve yol dolgusu için kullanıma uygun olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar kelimeler: deniz tarama, çimento iyileştirmesi, yol dolgusu

^{*&}lt;sup>1</sup> Yük.Müh, İTÜ, ecebayram3@gmail.com

² Arş. Gör., İTÜ, karadogan@itu.edu.tr

³ Arş. Gör., İTÜ, cevikbil@itu.edu.tr

⁴ Yrd. Doç. Dr., İTÜ, teymurb@itu.edu.tr

1. GİRİŞ

Liman yapılarında ki deniz derinleştirme amacıyla düzenli olarak dip tarama işlemi gerçekleştirilmekte ve bu işlem sonucunda deniz dibinden büyük miktarlarda malzeme çıkarılmaktadır. Bu malzemenin atık olarak depolanmasının çeşitli çevresel etkileri olduğundan, dip tarama malzemesinin bir kaynak olarak yeniden kullanılması önem kazanmaktadır. Dip tarama malzemesi yol inşaatının çeşitli aşamalarında kullabilir. Ancak genellikle zayıf mühendislik özelliklerine sahip olan bu malzeme çeşitli katkılar ile iyileştirilmeye ihtiyaç duymaktadır. Bu çalışmada, dip tarama malzemelerinin çimento katkısı ile iyileştirilerek yol dolgusunda yeniden kullanım potansiyeli araştırılmıştır. Bunun için dip tarama malzemesi ağırlıkça %5, %10 ve %15 oranlarında çimento katkısı ile karıştırılmıştır. Farklı oranda ki çimento katkısının kıvam limitleri, kompaksiyon değerleri ve serbest basınç üzerindeki etkisi ve yol dolgusunda kullanım için uygun çimento yüzdesi araştırılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Malzeme Özellikleri

Bu çalışmada kullanılan zemin örneği Tuzla Marina bölgesindeki tarama çalışmaları sonucu elde edilmiştir. Numuneler kıyıdan 800-900 m uzaklıkta 6.5 m derinliğinden taranmıştır (Çevikbilen ve diğ., 2015). Tablo 1'de tarama malzemesine ait bazı özellikler özetlenmiştir. Malzeme %87 oranında ince malzeme içermektedir (Şekil 1). Malzemenin likit limiti %44 ve plastik limiti %20'dir. Plastisite indisi %24'e eşittir. İnce daneli malzeme Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma sistemine 'ne göre CL ve Karayolları Zemin Sınıflandırma (AASHTO) sistemine göre A-7 olarak sınıflandırılmıştır. Zemin numunesinin maksimum kuru birim hacim ağırlığı 17 kN/m³ ve optimum su muhtevası %20'dir.



Şekil 1. Dip Tarama Malzemesinin Gronülemetre Eğrisi.

Parametre	Değer
Likit Limit (%)	44
Plastik Limit (%)	20
Plastisite İndisi (%)	24
200 No.lu elekten geçen (%)	87
Optimum su muhtevası (%)	20
Kuru Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	17

 Tablo 1. Kullanılan Tarama Malzemesine Ait Özellikler.

2.2. Yöntem

Tüm deneyler hem saf haldeki zemin numunesi için hem de belirlenen yüzdelerde çimento içeren her bir karışım için uygulanmıştır. Karışımlarda ki çimento oranı önceki çalışmalar ve mevcut yönetmelikler göz önüne alarak belirlenmiştir (Little ve diğ., 2009; Okonkwo ve diğ., 2015; Chew ve diğ., 2004).

Daha az zaman ve malzeme gerektidiği için minyatür kompaksiyon deneyi yapılmıştır. Minyatür kompoksiyon kalıp hacmi 196.25 cm³, tokmak ağırlığı 1095.9 gr ve tokmak düşüş yüksekliği 20 cm'dir. İstenilen özellikte numunenin hazırlanması için gerekli olan vuruş sayısı standart kompaksiyon enerjisi göz önüne alınarak deneme yanılma yöntemiyle 18 vuruş olarak belirlenmiştir. Serbest basınç deneyi için numuneler optimum su muhtevasında hazırlanmıştır. Deneylerden önce, 50 mm çapında ve 100 mm boyunda ki numuneler 1, 7 ve 28 gün kür için kapalı kaplarda, streç filmle sarılı şekilde nemli bir ortamda muhafaza edilmiştir.

3.DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Artan çimento katkısı ile dip tarama malzemesinin kıvam limitlerindeki değişim Şekil 2'de sunulmuştur. Çimento katkısı, kıvam limitlerinde özellikle, plastik limit ve plastisite indisinde önemli değişiklere neden olmuştur. Numunenin likit limit değeri neredeyse sabit kalırken, plastik limiti %5 çimento katkısı ile beraber %20'den %34'e kadar yükselmiş daha fazla çimento eklendiğinde %32'e düşmüştür. Plastik limitte bu artışın nedeni kil minerallerini kaplayan su tabakasındaki değişimler olabilir (Wang ve diğ., 2012). Plastik limitin artışı ile paralel olarak çimento katkısı ile beraber zemin numunesinin plastisite indisi azaldığı ve en düşük değerine (%9) %5 çimento katkısında ulaştığı tespit edilmiştir.

Saf haldeki ve belirli oranlarda çimento ile iyileştirilmiş zemin numunelerinin kompaksiyon eğrileri Şekil 3'de verilmiştir. %5 oranında çimento katkısı uygulandığında, numunenin maksimum kuru birim hacim ağırlığı 17.0 kN/m³'den 16.3 kN/m³'e azalmıştır. Daha önceki çalışmalarda da kuru birim hacim ağırlığın, katkı maddesi daha fazla hacim kaplamaya başlayana kadar azaldığı tespit edilmiştir (Hossain ve diğ., 2007). %10 oranında çimento ilavesi ile beraber maksimum kuru birim hacim ağırlığı 17.00 kN/m³ olarak tespit edilmiş ve bu değer %15 çimento ilavesinde sabit kalmıştır. %5 oranında çimento ilavesi ile optimum su muhtevası %20'den %24'e artmış, daha sonra %10 çimento oranı, optimum su muhtevası değerini %22'e düşürmüş ve %15 çimento katkısı ile %21 değerine ulaşmıştır.


Şekil 2. Çimento Katkısının Kıvam Limitlerine Etkisi.



Şekil 3. Farklı Oranlarda Çimento Katkısının Kompaksiyon Eğrisi Üzerinde ki Etkisi.

Şekil 4,5 ve 6'da sırası ile %5, %10 ve %15 çimento katkılı numuneler için 1,7 ve 28 gün kür süresi sonucunda elde edilen eksenel gerilme-şekil değiştirme grafikleri sunulmuştur. Tüm

numunelerin serbest basınç dayanımı artan kür süresi ile birlikte artmıştır. Ancak 1 gün kür süresinden sonra dayanım çok az artmış, en fazla dayanımı artışı 7 gün kürde bekleyen numunelerde görülmüş ve 28 gün kürde bekleyen numunlerde dayanım artışı daha az olmuştur.

Her bir çimento oranı için kür sürelerine bağlı olarak elde edilen serbest basınç dayanımı değerleri Şekil 7'da sunulmuştur. %5 ve %15 oranında çimento katkısı serbest basınç dayanımını üzerinde etkisi, %10 çimento katkısının neden olduğu artıştan daha azdır. 7 günlük kür süresinden sonra, ilk dayanımı 37 kPa olan numuneye %5 oranında çimento bulunan numunenin, dayanımı 390 kPa çıkmıştır. %10 ve %15 çimento katkısı olan numuneler için 7 gün dayanımı 1120 kPa ve 1407 kPa'dır. 28 günlük serbest basınç dayanımı, %5'lik karışımda 405 kPa, %10'luk karışımda 1290 kPa ve %15'lik karışımda 1490 kPa'dır.



Şekil 4. %5 Çimento İçeren karışmın Eksinel Gerilme-Deformasyon Eğrileri.



Şekil 5. %10 Çimento İçeren Karışımın Eksenel Gerilme-Deformasyon Eğrileri.



Şekil 6. %15 Çimento İçeren Karışımn Eksinel Gerilme-Deformasyon Eğrileri.



Şekil 7. Farklı Çimento Oranlarının Serbest Basınç Dayanımına Etkisi.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada dip tarama malzemelerinin çimento katkısı ile mühendislik özelliklerinin iyileştirilerek, yol dolgusunda kullanım potansiyeli araştırılmıştır. Eklenen ve artan çimento oranı ile malzemenin plastik davranışı azalmakta ve serbest basınç dayanımı artmaktadır. Karayolları teknik şartnamesinde, çimento katkılı malzemelerin yol dolgusu olarak kullanımı ile herhangi bir kriter olmadığından, United States Army Corps of Engineers kurumuna ait yönetmelikten yararlanılmıştır. Bu yönetmeliğe göre, yol dolgusunda kullanılacak çimento katkılı malzemenin 7 günlük serbest basınç dayanımı esnek yollar için en az 1760 kPa, rigid yollar için en az 1405 kPa olmalıdır (Little ve diğ., 2009). İstenilen bu kriteri rigid yollar için sadece %15 çimento katkılı karışım 1407 kPa ile karşılamakta, hiç bir karışım esnek yollar için gerekli şartı karşılayamamaktadır.

Yapılan deneyler sonucunda dip tarama malzemesinin, çimento katkısı ile mühendislik özelliklerinin iyileştirilebileceği ve yol dolgusunda yeniden kullanılabileceği gösterilmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, deneylerde kullanılan numunelerin temin edilmesini sağladıkları için Tübitak DİPTAR projesi üyelerine teşekkürü borç bilir.

KAYNAKLAR

- Cevikbilen G., Teymur B., Karadogan U., Basar H.M., Dagli S., Tolun L., "An investigation on suitability of dredged materials on road construction", ICOCEE-CAPPADOCIA2015, 20-23 Mayıs 2015, Nevsehir, Türkiye.
- [2] Little, D.N., Nair, S. (2009), "<u>Recommended practice for stabilization of subgrade soils</u> <u>and base materials</u>", NCHRP Project 20-07.
- [3] Okonkwo, V.O., Nwokike, V.M., "Soil-cement stabilization for road pavement using soils obtained from Agu-Awka in Anambra State", Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology,2 (10), 2668-2670, 2015.
- [4] Chew, S.H., Kamruzzaman, A.H.M., Lee, F.H., "Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, pp. 696-706, 2004.
- [5] Wang, D. X., Abriak, N. E., Zentar, R., Xu, W., "Solidification/stabilization of dredged marine sediments for road construction", Environmental Technology, Vol. 33 (1), pp. 95-101, 2012.
- [6] Hossain, K.M.A, Lachemi, M., Easa,S., "Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua New Guinea", Resources, Conservation Recycling, Vol.51, pp. 711–731,2007.

THE USE OF INDUSTRIAL LIMESTONE WASTE IN SAHARAN ROAD DESIGN

SAHARAN YOL TASARIMINDA KIREÇTAŞI ENDÜSTRIYEL KIRTASİYE ATIKLARININ KULLANILMASI

Idriss GOUAL*¹, Mohamed Kamel GUEDDOUDA², Mohamed Sayah GOUAL³, Nabil ABOU-BEKR⁴, Saïd TAİBİ⁵ and Ahmida FERHAT⁶

Université de Laghouat, Laboratoire de recherche de Génie Civil, BP.37 G - 03000 Laghouat-Algérie,

2 Université de Tlemcen, Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, BP 230-13000 Tlemcen, Algérie.

3 Université du Havre, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, 53 rue de Prony, BP540, 76058 Le Havre, France.

ABSTRACT

This work focuses on the exploitation of local industrial waste by their use in the formulation of new material, which can be used in road engineering. This waste is limestone sand extracted from local crushing stations of limestone rocks. An experimental investigation is conducted, in two parts. The first one aims to study the effect of limestone sand addition on the physicomechanical behaviour of tuff-limestone sand mixture. Different proportions of limestone sand ranging from 0 to 50% were considered. The results carried out on the compaction, bearing and compressive strength tests, have permitted to select the formulation 80% tuff + 20% calcareous sand, which present the best mechanical strength. The second one aims to study the effect of treatment with few percentage (4% and 8%) of hydraulic binders on the mechanical behaviour of tuff-limestone sand optimal mixture. After treatment, very important improvement have been achieved on the mechanical behaviour of optimal mixture. Finally, the experimental approach revealed the possibility of the use of local materials containing tuff and quarry waste for the design of pavement and showed the interest of the treatment process with hydraulic binders which is necessary in order to mitigate the problems of non-stability in wet medium.

Key word: waste, tuff, mechanical behaviour, treatment, road engineering

^{*&}lt;sup>1</sup> Phd, Research Laboratory of Civil Engineering, University of Laghouat, <u>goualid74@gmail.com</u>, <u>i.goual@lagh-univ.dz</u>. ^{2,3,6} Phd, Research Laboratory of Civil Engineering, University of Laghouat, <u>mk.gueddouda@lagh-univ.dz</u>; <u>ms.goual@lagh-univ.dz</u>; <u>a.ferhat@lzgh-univ.dz</u>.

⁴ Université de Tlemcen, Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement,

⁵ Université du Havre, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes

⁶ Title, Affiliation, e-mail

ÖZET

Bu çalışma, yol mühendisliğinde kullanılabilecek yeni malzeme biçiminde yerel endüstriyel atıkların kullanılması üzerine odaklanmaktadır. Bu atık, kireçtaşı kayalardaki yerel öğütme istasyonlarından çıkan kireçtaşı kumudur. Deneysel bir araştırma iki bölüm halinde gerçekleştirildi. Birincisi, kireçtaşı kumunun eklenmesinin tüf-kireçtaşı kum karışımının fizikomekanik davranışı üzerindeki etkisini incelemektir. % 0 ila 50 arasında değişen kireçtaşı kumunun farklı oranları düşünüldü. Sıkıştırma, rulman ve basınç dayanım testleri üzerinde yapılan sonuçlar, en iyi mekanik mukavemet olan% 80 tüf +% 20 kalkerli kumdur. İkincisi, tüf-kireç taşı kumu optimal karışımı mekanik davranışı üzerine birkaç yüzdelik (% 4 ve% 8) hidrolik bağlayıcı ile yapılan etkinin incelenmesidir. Tedaviden sonra, optimal karışımın mekanik davranışı üzerinde çok önemli bir gelişme sağlanmıştır. Sonunda, deneysel yaklaşım, döşeme tasarımı için tüf ve taş ocağı atığı kullanma ihtimalini ortaya çıkardı ve ıslak ortamda dengesizlik sorunlarını hafifletmek için hidrolik bağlayıcıların muamelesinin gerekli olduğunu gösterdi.

Anahtar kelime: atık, tüf, mekanik davranış, tedavi, yol mühendisliği

1. INTRODUCTION

The Algerian public works sector has seen in recent years a regained dynamism, characterized by the intensification of relaunch process of construction project and rehabilitation of roads, after a decade marked by severe economic crisis. The country's authorities have set up an ambitious program, estimated at more than 10 billion dollars, gate on the realization of important number of roads, highways and engineering structures , plus the development and opening up of regions of the highlands and Southern Algeria. This program will have without doubt a need of classic road materials ("good quality" aggregates) that exceeds what nature can offer. In some desert regions, classic materials are scarce or even inexistent. The necessity to build roads with optimized cost has prompted engineers and technical experts to adapt local materials. Lot of these materials proved to be very interesting in road engineering, as tuff, volcanic materials, sands, lateritic,... etc.

The tuffs are available in Algerian arid region; they cover an area of about 300,000 km²[1]. Their use in the construction of road pavements for low or average traffic is considerably developed. Often, to improve their engineering properties for extend their uses in the construction of road pavements at high traffic we need to be stabilized. Different techniques of stabilization have been developed for more than 40 years, based on the association with other materials (unbound granular materials or sand), or on the treatment with hydraulic binders.[2]- [8]

Often, in Algeria, significant quantities of limestone waste of about 15millions of tonne by year [9], generated from crushing stations, are untapped and which constituted both an environmental nuisance and loss of raw material. Several researchers have considered the reuse of these wastes in the field of building construction, they have allowed a new building materials comparable to the usual materials or oven better [10]-[12]. Therefore, the idea to reuse these wastes in the field of road engineering is original, it can solve threefold problems: environmental, technical and economical. It is in this context therefore that we undertook this study. Its objective is to valorise the local materials and to reuse industrial waste in road construction. The experimental methodological is conducted on two parts. The first part, explored the effect of limestone sand addition (0 - 50%) on the engineering properties of tuff in order to find an optimal tuff- limestone sand mixture. The second part concerned the effect

of the treatment with few percentages (4 and 8%) of hydraulic binders on the mechanical behaviour of the optimal mixture. The aim is dual: (i) to verify that the optimal formulation conforms to the regulation rules, (ii) Extend their field of use in road pavements with medium and high traffic.

2. MATERÍALS

3.1. Basic materials

The basic materials used in this study come from the Laghouat region, located 400 km South of Algiers, in Algeria. The first material is the tuff a material available within the Laghouat region. It's used often in road construction of low traffic. The second material is the limestone sand, which is crushing waste of limestone rocks. Indeed, in crushing stations, the fraction of aggregates whose diameter is greater than 3mm is commercialised; the rest is rejected into the nature.

The chemical and EDX analysis of both materials is given in Table 2 and figure 1. The main constituent is calcite, 51% and 76% for tuff and limestone sand respectively. According to the CTTP standards [13], the materials satisfied the condition.

Table 1. Chemical analysis Results									
Composition	SiO2	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	L.F.
Tuff	8,89	1,85	0,66	48,44	1,34	0,56	0,26	0,00	40.14
Limestone sand (Makhloufi et al., 2012)	0.76	0.41	0.23	54.9	0.61	0.61	0.24	0.04	36.3





Figure 2, present the grading curves of both materials and standards spindle of the dimensioning catalogue of new roads[13]. The tuff is located outside the spindle of tuff 1, of granular class 0/40 characterised by a skeleton purely frictional. It wedges better to the spindle of tuffs 2 of granular class 0/20. For these materials, the resistance is purely achieved by cohesion.



Figure 2. Grain size distribution curves for tested materials and standards spindle.

The results of geotechnical characteristics tests of both materials, and the standards recommended by CTTP[13] are summarised in Table 2.

According to the CTTP standard, the tuff satisfy all the recommended conditions, it classified under bearing class S2, which can be used in road pavements (basic, foundation) for principal network Level 2 (RP2) [13].

3.2. Hydraulic binders

The hydraulic binders used in our study are lime and cement. There are chosen according to their availability in our region. The lime used is hydrated lime, supplied by the SODEPAC company, is 94% per cent Ca(OH)2. It is very fine and passes through an 80-µm sieve opening. Concerning the cement used was COMPOSED PORTLAND CPJ-CEM II /A 42.5 NA 442, supplied by the French Company LAFARGE, Algerian Unity.

Lime is widely used in civil engineering applications such as road construction, embankments, foundation slabs and piles. When lime is added to soils (with clay particles) in the presence of water, a number of reactions occur leading to the improvement of soil properties. These reactions include cation exchange, flocculation, carbonation and pozzolanic reaction. The cation exchange takes place between the cations associated with the surfaces of the clay particles and calcium cation of the lime. The effect of cation exchange and attraction causes clay particles to become close to each other, forming flocs; this process is called flocculation. Flocculation is primarily responsible for the modification of the engineering properties of soils when treated with lime [15].

Croft [16] found that the addition of lime significantly reduces the liquid limit, plasticity index and maximum dry density of the soil, and increases its optimum water content and strength. Bell [17] indicated that the optimum addition of lime needed for maximum modification of the soil is normally between 1% and 3% lime by weight, and further additions of lime do not bring changes in the plastic limit, but increase the strength. However, other studies reported the use of lime between 2% and 8% in soil stabilization [18].

Cement treatment is similar to that of lime and produces similar results. Cement treatment develops from the cementitious links between the calcium silicate and aluminate hydration products and the soil particles [16]. Addition of cement to soils (with clay particles) reduces the liquid limit, plasticity index and increases the shear strength [19].

3.3. Methods

The experimental work consisted:

Firstly, the effect of limestone sand addition on the mechanical behaviour of tuff is study. The aim is to finding the optimal tuff-limestone sand mixture. Different formulations, of tuff-limestone mixtures, have been established in this way with limestone sand content varying from 0 to 50 %. The experimental works are followed by compaction using the Modified Proctor energy as per ASTM D1557 standards. CBR tests were also performed on specimens prepared to maximum Modified Proctor density and optimum moisture content according to ASTM D1883 standards. Unconfined compressive strength (UCS) test according to ASTM D2166 standards were conducted on cylindrical samples, with a diameter of 50 mm and height of 100 mm, compacted by static compaction with double piston at MPO and conserved at 0, 3, 7, 14 and 28 days in open air.

Secondly, the influence of type and percentage of binder on the physical and mechanical behaviour of the optimal mixture is made. The experimental work included the addition two percentages 4 and 8% of different hydraulic binders: Portland cement, hydrated lime, and mixed = x% cement + 3.x% lime (x = 1-2).

Numerous studies focused on hydraulics binder stabilisation of soils have been published in literature and the application of this technique has seen much advancement in civil engineering practice and research[20]-[33].

The effect of treatment on the compaction characteristics and bearing of soil explain immediate stability were determined by conducting modified proctor tests and CBR tests on specimens according to ASTM D1557 and ASTM D1883 respectively, with different amounts of binder. Unconfined compressive strength tests on compacted specimens were conducted according to ASTM D2166 and ASTM D4609, translate long-term mechanical behaviour. The materials were mixed with binder thoroughly until a uniform colour was observed. Formation of clumps was avoided when water was added to soil binder mixture. All specimens for the strength test were prepared at their optimum water content on cylindrical samples, with a diameter of 50 mm and height of 100 mm, and compacted by static compaction with double piston. The mixing and compaction was completed in less than an hour. For each binder contents, two sets of specimens were prepared. One set of specimens consists in measuring the variation of UCS, with respect to time was tested after 3, 7, 14 and 28 days of curing in the open air. The other set of specimens was cured for aperiod of 28 days in the open air, then immersed in water for 1, 3 and 7 days prior to testing.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. Effect of limestone sand addition (formulation of an optimal mixture)

3.2.1. Compaction test

Figure 3 shows the variation of the maximum dry density and optimum water content with the limestone sand content. As the amount of limestone sand increased, the maximum dry density increased and the optimum water content decreased. When the limestone sand content varied from 40% to 50%, the maximum dry density and the optimum water content remained unchanged at 2.04g/cm³ and 9.8% respectively.

These results can be readily explained by noting that as the limestone sand increase they replacement the fin elements of tuff, which, due to their shape and size play a role lubricant. As the limestone sand increase, it lubricates the particles of the tuff, and facilitates their

movement by guiding them to fill the voids causing higher soil density during compaction. A corresponding decrease in the water content will follow due to the replacement the fin elements of the soil matrix. However, beyond a certain limiting value, the amount of limestone sand, in the range of percentages tested, will be in excess to what is needed to fill the voids of the compacted soil matrix and no increase in the maximum dry density will be achieved.

From these results, in the range of limestone sand percentages tested in this study, it is reasonable to think that the 40% of limestone sand can be considered in the first time as the optimal mixture for which the compactibility cannot be improved.



Figure 3. Variation of (a) the optimum water content and (b) maximum dry density with limestone sand content

3.2.1. CBR test

CBR tests were carried out on both soaked and unsoaked Specimens. Figure 5 shows the variation of the CBR values with the limestone sand content for the soaked and unsoaked specimens. The results indicate a marked increase of about 50% in the CBR values as the limestone sand content increased to 30% and 40% for unsoaked and soaked specimens respectively. However, for the mixture containing 50% limestone sand the CBR values dropped while keeping greater than values or equal to those of natural tuff.

A close examination of Figure 4, reveals that the soaked CBR values are smaller than the unsoaked values with a significant difference for the mixture with 30% limestone sand. This is due to the sensitivity of the tuff to moisture increases. This is characteristic of the non-cohesive granular materials, which owe their cohesion to the presence of the capillary forces during compaction. These forces disappear starting from a certain threshold, the presence of water becoming harmful for cohesion[34].

The results highlighted, in the range of limestone sand percentages tested in this study, an optimum limestone sand content range between 30 and 40 %, which present the best bearing.



Figure 4. Variation of the CBR values with limestone sand content

3.2.1. Unconfined compressive strength test

The most common test to characterise hardening consists in measuring the variation of unconfined compressive strength (UCS), with respect to time for compacted tuff- limestone sand mixtures. The UCS is an index to evaluate the cohesion of compacted materials[4][7][35]- [38].

Figure 5 translates the variation of UCS with limestone sand content from the 3rd at 28th day of maturation. For each time, the maximum UCS values are obtained for different limestone sand content. At 3rd day the UCS increased with limestone sand content to reach maximum value correspond to 50% of limestone sand content. Beyond this time, between the 7th at 28th day, it appears optimal limestone sand content varied from 20% to 40% for which the compressive strength is maximum. Noted that this optimum (Figure 6), decreases when the time increases and stabilizes at 20% limestone sand from the 14th day. A maximum UCS value of the order of 4.1 MPa is indicated for 20% of limestone sand content corresponds an increase of 8% compared to natural tuff.



Figure 5. Variation of the UCS with limestone sand content at different times



Figure 6. Variation of the maximum UCS with limestone sand content at different times

Subject to verification of this data for other ages beyond 28th day and in the range of limestone sand percentages tested in this study, it is reasonable to think that the 20% of limestone sand content can be adopted as the optimal mixture, which presents the best mechanical strength. Finally, from the first part of these experimental investigations, the formulation composed from 80 % tuff + 20 % limestone sand is chosen us an optimal mixture, which present the best mechanical strength. This optimal mixture will be from now on called TSCopt

The physico-mechanical and chemical properties of the TSCopt compared to natural tuff with the standards regulation are summarized in table 2. The TSCopt satisfy all the recommended conditions, it classified under bearing class S1, which can be used be used in road pavements (basic, foundation) for principal network Level 2 (RP2, < 1500 vehicles / day)[13].

3.2. Effect of treatment on the mechanical behaviour of TSCopt

3.2.1. Compaction test

The effect of treatment on optimum water content and maximum dry unit weight of soils were determined from modified proctor tests and are as shown in Figures 7a and 7b, respectively. It can be observed that, generally, as binder content increased, optimum water content increased whereas maximum dry unit weight decreased. Changes in compaction characteristics are significant at lower percentages of binder (4%) whereas changes of compaction characteristics of treated soils are minimal at higher percentages of binder (8%).

		Material		СТТР
Geotechnical characteristics tests	Tuff	Limestone sand	TSCopt	standard
Grading analysis test ASTM D 6913			_	
Granular class 0/D	30	3	30	20-40
Fine fractions $< 80 \mu m$ (%)	32	15	15	22-32
Uniformity coefficient Cu (%)	67	12	30	-
Hazen coefficient Cz (%)	1.2	0.8	1.9	-
Atterberg Limits tests ASTM D 4318				
Liquidity limit LL (%)	33	17	34	< 40
Plasticity limit LP (%)	22	-	-	-
Plasticity index IP (%)	11	-	-	< 15
Methylene Blue value test ASTM C1777				
Methylene blue value MB (0/D)	0.5	0.13	-	-
Modified Proctor test ASTM D 1557				
<i>Optimal water content</i> $w_{MPO}(\%)$	11.4	8.7	10.4	-
Maximum unit dry weight γ_{dMPO} (g/cm ³)	1.95	2.1	2	-
CBR test ASTM D1883				
Un-soaked (%)	24	27	32	-
Soaked (%)	17	16	19	-
Bearing class [13]	S2	-	S 1	-
Abrasion test ASTM C131	55			
Los Angeles LA (%)	33	-	-	-
UCS test Rc28 (MPa)	3.79	-	4.1	-
CaCO ₃ content (%)[14]	51	76	57	\geq 45

Table 2. Physico-mechanical and chemical properties of base materials and TSCopt.



Figure 7.Variation of (a) Optimum water Content and (b) Maximum Dry unit weight versus type and binder content

3.2.1. CBR test

CBR tests were performed on treated samples prepared to the maximum Modified Proctor density and optimum moisture content. Tests were carried out on both soaked and unsoaked

specimens. The results, which are presented in figures 8a and 8b, and table 3, indicate a marked increase in the CBR values as the binder content increased at both cases soaked and unsoaked. At high percentage of binder (8%), a significant increase more than 2 and 7 is observed respectively on both unsoaked and soaked samples (table 3).

A close examination of Figure 8, and table 3, reveals that with lime treatment the soaked CBR values are smaller than the unsoaked values. However, on both treatments with cement and lime-cement mixture the soaked CBR values are more than the unsoaked values. These results can be explained by the fact that immersion fosters cement hydration by analogy to concrete. For example, at different cement content the soaked CBR index exhibited greater values compared to unsoaked CBR index in a ratio of about 2.



Figure 8. Variation of the CBR values with type and binder content

		San		CBR of treated samples			
Binder type	Content (%)	СВК	(%)	CBR of untreated samples			
billaci type		Unsoaked	soaked	Unsoaked	soaked		
	0	32	19	1	1		
Hydrated lime	4	46	39	1.4	2.1		
	8	55	50	1.7	2.6		
	0	32	19	1	1		
Portland cement	4	60	94	1.9	4.9		
	8	73	131	2.3	6.9		
	0	32	19	1	1		
Mixed	4	51	69	1.6	3.6		
	8	64	90	2	4.7		

Table 3. Summary of CBR value sand CBR ratio of treated samples compared to untreated samples

3.2.1. Unconfined compressive strength

The unconfined compression test is one of the widely used laboratory tests in pavement and

soil stabilization applications. Unconfined compression strength is often used as an index to quantify the improvement of soils due to treatment[33][39]. For example, ASTM D 4609(Standard guide for evaluating effectiveness of admixture for soil stabilization) states that an increase in unconfined compressive strength of 345 kPa (50 psi) or more must be achieved for a treatment to be considered effective. In addition, if specimens do not slake during immersion, the treatment may be effective; and if no significant strength is lost due to immersion, the treatment may be effective for water proofing soils.

The effect of binder content on unconfined compressive strength of TSCopt, at different times, is shown in Figure9. It can be observed that different treatment leads to significant increase in unconfined compressive strength especially after the 3rd day of conservation. These increases are versus time, type and percentage of binder. According to this figure, the soil cemented with Portland cement shows the highest unconfined compressive strength. However, the samples treated with hydrated lime shows the lowest unconfined compressive strength. Surprisingly, with 4% cement content, at 28th day of curing, a significant increase in unconfined compressive strength in order to7 MPa close to those achieved with 8% hydrated lime content.



UCS ratio of treated compared to untreated samples, for each day, is summarised in Table 5.

Figure 9. Variation of unconfined compressive strength with type and content binder

A close examination of Figure 9, and table 4, reveals that with 8% binder content, and at 7th day, the improvement in unconfined compressive strength of samples treated with cement is more than twice compared to untreated samples. This improvement is achieved after two week with mixed treatment. After less than 4week, at 28th day, which present the long term behaviour in this study, the improvement in unconfined compressive strength with mixed treatment is close than that obtained with cement treatment. However, the hydrated lime treatment confers a good improvement, but more less than the other treatments. For the time tested in this study, the mechanical strengths with mixed treatment are close than that obtained with cement treatment are close than that obtained with cement treatment are close than that obtained with cement treatment are close than that obtained with cement treatment are close than that obtained with cement treatment are close than that obtained with cement treatment are close than that obtained with cement treatment.

		Une	confined	compre	ssive	UCS of treated samples			
Binder type	Content	strength (MPa)				UCS of untreated samples			
	(%)	3^{rd}	7^{th}	14^{th}	28^{th}	3 rd	7^{th}	14^{th}	28^{th}
		day	day	day	day	day	day	day	day
Hydrated lime	0	3.1	3.6	3.9	4.1	1.0	1.0	1.0	1.0
	4	3.3	4.2	4.8	5.3	1.1	1.2	1.2	1.3
	8	3.8	5.4	7.0	7.8	1.2	1.5	1.8	1.9
Portland cement	0	3.1	3.6	3.9	4.1	1.0	1.0	1.0	1.0
	4	3.8	5.5	6.2	7.2	1.2	1.5	1.6	1.8
	8	5.4	7.4	9.9	10.5	1.7	2.1	2.5	2.6
Mixed	0	3.1	3.6	3.9	4.1	1.0	1.0	1.0	1.0
	4	3.3	4.9	5.3	5.8	1.2	1.4	1.4	1.4
	8	4.6	6.1	8.3	9.0	1.5	1.7	2.1	2.2

Table 4. Summary of unconfined compressive strength and unconfined compressive strength

 ratio of treated samples compared to untreated samples for each day

The immersion effect on unconfined compressive strength of treated and untreated specimens is studies from the other set of specimens conserved for 28 days in the open air, and then immersed in water for 1, 3 and 7 days prior to testing.

Figure 10 presents the state of TSCopt specimens after being immersed in water. It is noted that untreated specimens are destroyed rapidly after being immersed in water and total strength is lost due to immersion, by against the treated specimens are presented an area slightly disintegrated. This disintegration is more marked for lime specimens treated. There is no significant strength, of the treated specimens, lost due to immersion.



Untreated



specimens Treated specimens Figure 10. States of TSCopt specimens after being immersed in water

The immersion effect on unconfined compressive strength of treated and untreated specimens is shown in Figure 11. Generally, the soaked treated samples present a significant increase in strength. These increases are versus immersing time, the binder type and percentage of binder. It can be observed that cement treatment leads to significant increase in unconfined more than the other treatments. Surprisingly, soaked samples with 8% cement content exhibited unconfined compressive strength about of 4.5 MPa greater than unsoaked untreated samples.

It can be explained by the fact that the moister content served at the sample preparation, was not sufficient to hydrate all the quantity of binder during the 28 days of storage, and once the samples are soaked, the hydration reaction was activated again and therefore the resistance has increased.



Figure 11. Variation of unconfined compressive strength with type and content binder after soaking

4. CONCLUSIONS

The main objective of this experimental work is to valorise local materials and industrial wastes by using them in road engineering. It aims to show the possibility to improving the mechanical proprieties of tuff by an economical treatment process using the waste of crunching stations (limestone sand). An extensive laboratory-testing program was carried out to examine, firstly, the influence of limestone sand on the mechanical properties of tuff. Secondly, the treatment effect with hydraulic binders on the mechanical behaviour of the optimal tuff-limestone sand mixture. The study included results of modified proctor, bearing and unconfined compressive strength tests. Based on test results the following conclusions were reached:

- By increasing the amount of limestone sand in the tuff up to 40% the maximum dry density increased and the optimum water content decreased. Beyond this limit, the maximum density and optimum water contents remained unchanged, and the compactibility cannot be improved.
- By increasing the amount of limestone sand in the tuff up to 30% and 40% for unsoaked and soaked specimens respectively, the CBR values increased for 50% and reaching maximum values. This amount of limestone sand added permitted to gain on average one bearing class.
- The UCS, for each time, increased with amount of limestone sand in the tuff, and reached a maximum value corresponding to different limestone sand content varied from 20% to 50%. These maximum UCS values are increased, with times, by decreasing the amount of limestone sand in the tuff down to 20%. At long term (28th day), this limit present an optimal limestone sand for which the compressive strength is

maximum, which a gain of about 8% is produced in the mechanical strength.

- The treatment with hydraulic binders increased optimum water content and decreased maximum dry unit weight of the soils. It indicates a marked increase in CBR values as binder content increased. The bearing capacity of samples is improved, which CBR value is 2 to 7 times higher than untreated samples. The soaked CBR values exhibited greater values compared to unsoaked CBR values in a ratio of about two, except for lime treatment soaked CBR values are smaller than unsoaked values.
- The treatment leads to significant improvement in mechanical strength of the optimal tuff-limestone sand mixture (TSCopt). This improvement is versus type and content of binder. Improvement in mechanical behaviours due to Portland cement treatment was noticeably higher than other treatments. The mechanical strengths with low cement content (4%) are close than that obtained with high lime content (8%). The mixed treatment presents an economical treatment process that can confers at long term (for the time tested in this study) an improvement equivalent to cement treatment.
- With hydraulic binders treatment the specimens do not slake during immersion. For high cement content (8%), soaked samples exhibited unconfined compressive strength greater than unsoaked untreated samples. In addition, the effect of type and content of binder is clearer in wet condition compared to the dry state.

The results of this study have implications on improvement of mechanical behaviour of natural tuff using both quarry waste (limestone sand) and hydraulic binders. In the term of using quarry waste additives, the results shows that it is possible, at little cost, to improve mechanical behaviour of the rough and abundant material, in the spirit of complementarity between the economic constraints and environmental dimension. In the context of using hydraulic binder's additives, the results highlight the interest of treatment process with hydraulic binders in significant improvement in the mechanical behaviour of the tuff-limestone sand mixture. Therefore, while increase in strength can be achieved by cement treatment, high percentages of cement should be used with extre²me caution in field applications. The binder contents must be adjusted to take account of economic and technical constraints.

Finally, the experimental approach revealed the possibility of the use of local materials containing tuff and quarry waste for the design of pavement and showed the interest of the treatment process with hydraulic binders which is necessary in order to mitigate the problems of non-stability in wet medium.

REFERENCES

- [1] I. Goual, "Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat : Application en construction routière," Doctorat, Université de Tlemcen, Algérie, 2012.
- [2] J.-M. Dupas and A. Pecker, "Static and dynamic properties of sand-cement," *J. Geotech. Eng. Div.*, vol. 105, no. 3, pp. 419–436, 1979.
- [3] M. H. Ben Dhia, "Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde," *Bull. Liaison LPC*, no. 126, 1983.
- [4] M. H. Ben Dhia, G. Colombier, and J. L. Paute, "Tufs et encroûtemlents calcaires utilisation routières," in *Comptes Rendus du Colloque International*, Paris, 1984, vol. 2.

- [5] G. Colombier, "Tufs et encroûtements calcaires: Utilisations routières," ISTED, Synthèse, 1988.
- [6] A. Porbaha, H. Tanaka, and M. Kobayashi, "State of the art in deep mixing technology: part II. Applications," *Proc. ICE-Ground Improv.*, vol. 2, no. 3, pp. 125–139, 1998.
- [7] M. Morsli, A. Bali, M. Bensaibi, and M. Gambin, "Study of the hardening of an encrusting tuff of Hassi-Messaoud," *Rev. Eur. Génie Civ.*, vol. 11, no. 9–10, pp. 1219–1240, 2007.
- [8] A. Thomé, M. Donato, N. C. Consoli, and J. Graham, "Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil," *Can. Geotech. J.*, vol. 42, no. 6, pp. 1569–1584, 2005.
- [9] F. Sadhouari, N. Goufi, and A. Guezzouli, "Valorisation de l'utilisation des sables concasses par analyse des propriétés des mortiers et bétons," in *SBEIDCO*, ENSET Oran, Algeria, 2009.
- [10] B. Benabed, E.H. Kadri, L. Azzouz, and S. Kenai, "Properties of self-compacting mortar made with various types of sand," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 34, no. 10, pp. 1167– 1173, 2012.
- [11] T. Bouziani, "Assessment of fresh properties and compressive strength of selfcompacting concrete made with different sand types by mixture design modelling approach," *Constr. Build. Mater.*, vol. 49, pp. 308–314, 2013.
- [12] M. Bederina, Z. Makhloufi, and T. Bouziani, "Effect of limestone fillers the physicmechanical properties of limestone concrete," *Phys. Procedia*, vol. 21, pp. 28–34, 2011.
- [13] CTTP, "Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves." Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algerie, 2001.
- [14] I. Goual, M. S. Goual, S. Taibi, and N. Abou-Bekr, "Behaviour of unsaturated tuffcalcareous sand mixture on drying-wetting and triaxial paths," *Geomech. Eng.*, vol. 3, no. 4, pp. 267–284, 2011.
- [15] P. Sherwood, Soil stabilization with cement and lime: state-ofthe-art review. 1993.
- [16] J. Croft, "The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization," *Geotechnique*, vol. 17, no. 2, pp. 119–135, 1967.
- [17] F. Bell, "Lime stabilization of clay minerals and soils," Eng. Geol., vol. 42, no. 4, pp. 223–237, 1996.
- [18] A. A. Basma and E. R. Tuncer, "Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays," *Transp. Res. Rec.*, no. 1295, 1991.
- [19] D. J. Miller, *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*. John Wiley & Sons, 1997.
- [20] F. Schnaid, P. D. Prietto, and N. C. Consoli, "Characterization of cemented sand in triaxial compression," J. Geotech. Geoenvironmental Eng., vol. 127, no. 10, pp. 857– 868, 2001.
- [21] D. D. Currin, J. J. Allen, and D. N. Little, "Validation of soil stabilization index system with manual development," DTIC Document, 1976.
- [22] M. M. Abboud, "Mechanical properties of cement-treated soils in relation to their use in embankment construction," Ph. D dissertation, California, USA, 1973.
- [23] K. Uddin, A. Balasubramaniam, and D. Bergado, "Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay," *Geotech. Eng.*, vol. 28, no. 1, 1996.
- [24] G. Rajasekaran and S. N. Rao, "The microstructure of lime-stabilized marine clay," *Ocean Eng.*, vol. 24, no. 9, pp. 867–878, 1997.
- [25] M. A. Ismail, H. A. Joer, W. H. Sim, and M. F. Randolph, "Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil," J. Geotech. Geoenvironmental Eng., vol. 128, no. 6, pp. 520–529, 2002.

- [26] S. Lo and S. P. Wardani, "Strength and dilatancy of a silt stabilized by a cement and fly ash mixture," *Can. Geotech. J.*, vol. 39, no. 1, pp. 77–89, 2002.
- [27] G. A. Lorenzo and D. T. Bergado, "Fundamental parameters of cement-admixed claynew approach," J. Geotech. Geoenvironmental Eng., vol. 130, no. 10, pp. 1042–1050, 2004.
- [28] R. James, A. Kamruzzaman, A. Haque, and A. Wilkinson, "Behaviour of lime-slag-treated clay," *Proc. ICE-Ground Improv.*, vol. 161, no. 4, pp. 207–216, 2008.
- [29] N. Consoli, G. Rotta, and P. Prietto, "Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress," *Geotech.-Lond.-*, vol. 56, no. 1, p. 69, 2006.
- [30] N. C. Consoli, D. Foppa, L. Festugato, and K. S. Heineck, "Key parameters for strength control of artificially cemented soils," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 133, no. 2, pp. 197–205, 2007.
- [31] N. C. Consoli, L. da Silva Lopes Jr, and K. S. Heineck, "Key parameters for the strength control of lime stabilized soils," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 21, no. 5, pp. 210–216, 2009.
- [32] J. K. Mitchell, "Soil improvement—State-of-the-art," International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981.
- [33] F. Sariosseiri and B. Muhunthan, "Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils," *Eng. Geol.*, vol. 104, no. 1, pp. 119–125, 2009.
- [34] F. Soulié, "Etude micromécanique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 12, no. 3, pp. 279–290, 2008.
- [35] P. Fumet, "Chaussées en sables gypseux et en sables stabilisés chimiquement," *Rev. Générale Routes Aérodr.*, vol. numéro spécial Sahara, no. 329, pp. 169–178, 1959.
- [36] R. Peltier, "Le rôle du laboratoire dans la technique routière saharienne," *Rev. Générale Routes Aérodr.*, vol. numéro spécial Sahara, no. 329, pp. 165–168, 1959.
- [37] E. Fenzy, "Particularity of the Technical Roads in the Sahara," *Rev. Générale Routes* Aérodr., no. 411, pp. 57–71, 1966.
- [38] B. Alloul, "Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière," Thèse de docteur 3ème cycle, Paris VI, France, 1981.
- [39] A. V. da Fonseca, R. C. Cruz, and N. C. Consoli, "Strength properties of sandy soilcement admixtures," *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 27, no. 6, pp. 681–686, 2009.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

BARET KAZIKLI RADYE TEMELLERİN ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

3D FINITE ELEMENTS ANALYSIS OF BARRETTE PILED RAFT FOUNDATIONS

Halil Murat ALGIN*1Arda Burak EKMEN2Levent YENMEZ3

ABSTRACT

The use of raft foundation systems built on the barrette pile groups is preferred in practice especially for high-rise buildings, and the settlement analysis of this foundation system is becoming a new challanging research area for the geotechnical engineering design. The foundation systems of the Donau City (DC) towers in Vienna that are the longest skyscraper of Europe have been modeled in detail to demonstrate that the three-dimensional (3D) models of this foundation stysyem can be conducted realistically using the noval image processing techniques. Since these two skyscrapers are very close to each other, the influence of these two foundation systems on each other has been investigated. The 3D finite element (3D FE) models developed within the scope of this research have been analyzed together with the neighboring piled raft system. The obtained settlement results are compared with the actual measurement values. The presented paper provides to take this advanced modeling one step forward by introducing the novel image processing technique to these complex foundation systems. Paper validates this technique in order for its application to more general design cases and such a complex soil-structure interaction solutions.

Keywords: Barrette piled raft, Image processing, Finite elements analysis, 3D modelling, Settlement analysis.

ÖZET

Baret kazık grupları üzerinde inşa edilen radye temel sistemlerinin kullanımı, özellikle uygulamada yüksek katlı yapılar için tercih edilmekte olup, bu temel sisteminin oturma analizlerinin yapılması, geoteknik mühendisliği açısından yeni bir bilimsel mücadele alanı olmaktadır. Bu temel sistemlerinin sayısal üç boyutlu (3B) modellerinin görüntü işleme tekniğiyle daha gerçekçi olarak yapılabildiğini göstermek amacıyla, Viyana'daki Avrupa'nın en uzun gökdelenlerinden biri olan Donau City (DC) kulelerinin temel sistemleri ayrıntılı bir şekilde modellenmiştir. Bu iki gökdelen birbirlerine oldukça yakın olduklarından bu iki temel sisteminin birbirlerine etkisi incelenmiştir. Bu araştırma kapsamında geliştirilen üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modelleri sayesinde, geoteknik mühendisliğinde önemli bir temel çeşidi olan baret kazıklı radyelerin oturma analizleri, komşu kazık sistemiyle birlikte analiz edilmiştir. Elde edilen oturma sonuçları gerçek ölçüm sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Bu bildiride sunulan analizler sayesinde, literatürde daha önce sunulan 3B SE analizi geliştirilerek oturma analizlerinin daha hassas olarak ileri bir geometrik modelleme tekniği ile yapılabileceği açıklanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Baret kazıklı radye, Görüntü işleme, Sonlu elemanlar analizi, Üç boyutlu modelleme, Oturma analizi.

^{*&}lt;sup>1</sup> Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³Y.Lisans Öğrencisi., Harran Üniversitesi, leventyenmez@harran.edu.tr

1. GİRİŞ

Viyana'daki Avrupa'nın en uzun gökdelenlerinden biri olan Donau City kulelerinin derin temel sistemleri ve etkileşimleri bu bildiri kapsamında sonlu elemanlar metoduyla analiz edilmiştir. Kuleler birbirine çok yakın konumlandırılmış olduklarından, bu iki kulenin etkileşimi incelenmiştir (Şekil 1). Temel sistemi, önceki çalışmalarda (Adam ve Markiewicz, 2013; Tschuchnigg ve Schweiger, 2013; Martak ve diğ., 2007; Tschuchnigg ve Schweiger, 2010; Tschuchnigg ve Schweiger, 2011) ifade edilen proje detayları dikkate alınarak, Algin (2016 ve 2017) tarafından tanıtılan görüntü işleme tekniği kullanılarak modellenmiş ve üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modellerinin oturma analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları, önceki çalışmalar ve arazi ölçüm sonuçları ile kıyaslanmıştır.



Şekil 1. Donau City Kuleleri, Viyana

Yakın zamanda inşa edilen Viyana'daki DC kulelerinden birincisi Avrupa'nın en yüksek gökdeleni olup, birinci kule 220 m ve ikinci kule 168 m yüksekliğe sahiptir. İki kule arasındaki mesafe, Şekil 2'deki temel planından da görülebileceği üzere, 24 m olarak projelendirilmiştir. İki kulenin temel sistemlerindeki radyenin inşası için yapılan kazı derinliği 6.6 m civarındadır (Şekil 3). Bu yapılarda kullanılan temel radye ve kazık sistemleri Şekil 2'de sunulmuştur. Şekil 2'den görüleceği üzere derin temel sistemi pek çok baret ve Continuous Flight Auger (CFA) kazık uygulaması içermektedir. Sonlu elemanlar modellemesinde temel alınan zemin profili (Martak ve diğ, 2007) Şekil 3'te sunulmuştur. Her ne kadar, bu zemin profilinde sondaj kuyuları arasında farklılıklar görünmüş olsa da, temel anlamıyla tabakalı bir zemin tanımına uygun ortak profil Şekil 3'te gösterildiği gibi tanımlanabilir.



Şekil 2. Kulelerin Konumları, Yeraltı Otoparkı ve Kazık Temellerin Yerleşimleri

Bu çalışmada modellenen Viyana'daki Donau City kulelerinin baret ve CFA kazıklı derin temel sistemleri Adam ve Markiewicz (2013), Tschuchnigg ve Schweiger (2013) çalışmalarındaki geometrik veriler esas alınarak modellenmiştir. Şekil 2'de görülebileceği üzere, temel sisteminde 20 m, 25 m ve 30 m olmak üzere farklı uzunlukta baret kazığı inşa edilmiştir. CFA kazıkları 20 m uzunluğunda uygulanmıştır. CFA ve Baret kazıkları betonarme olarak diyafram duvar ile yerinde imal edilmiştir. Diyafram duvar kalınlığı 0.8 m olup kazıklar 0.8 m çapındadır. Tablo 1'de çalışmada kullanılan malzemelerin özellikleri gösterilmiştir. Şekil 2 ve 3'te kazıklı derin temel sistemi ve kazık derinliklerine göre kazıkların yerleşimi görülmektedir. Şekil 2'de görülebileceği üzere, birinci kulenin baret kazıklarının yerleşiminin ve boylarının tasarlanmasında ikinci kulenin birinci kulenin oturması üzerinde oluşturacağı etkileri azaltıp birinci kule için üniform bir oturma davranışı elde etmek amacıyla baret kazık boyu olarak 20 m, 25 m, 30 m ve 25 m sıralaması kullanılmıştır (Tschuchnigg ve Schweiger, 2010; Tschuchnigg ve Schweiger, 2011).



Şekil 3. 3B SE Modellemesi Yapılan Zemin Profili

Malzeme	γ_n (kN/m ³)	E (MPa)	V	<i>c</i> ' (MPa)	φ' (°)			
Siltli Kum (MC)	19.5	32	0.2	0.022	32			
Çakıl (MC)	21	120	0.2	0	33			
Kum (MC)	19	35	0.2	0.015	30			
Dolgu (MC)	21	120	0.2	0	33			
Diyafram Duvar (LE)	25	33000	0.2	-	-			
İnce Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-			
Kalın Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-			
CFA Kazıkları (LE)	25	33000	0.2	-	-			
Baret Kazıklar (LE)	25	33000	0.2	-	-			

Tablo 1. Malzemelerin Özellikleri

2. ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Algin (2016 ve 2017) tarafından açıklanan görüntü işleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilen 3B SE ağ modeli Şekil 4'te sunulmuştur. Bu model ağ yaklaşık 1.5 milyondan fazla dört üçgen yüzlü hacimsel element ihtiva etmekte olup, kazık grupları ve radye temel etrafında element sıklaştırılması yapılarak global element sayısı azaltılmaya çalışılmıştır. Oturma analizleri açısından model sınırları Şekil 4'te gösterildiği gibi tasarlanmıştır. Modelin derinliği 90 m olup, kazık boylarının uzun olmasından dolayı bu model derinliği kullanılmıştır. Model oluşturulurken inşa aşamalarının etkisi dikkate alınmamış olup son aşama modellenmiştir. Ancak başlangıç gerilmeleri dikkate alınarak analiz yapılmıştır. Önce diyafram duvar ve kazı modellenmiş ancak kazı içine akış, modele dahil edilmemiş ve sızma analizi yapılmamıştır. Baret ve CFA kazıklar aynı aşamada modellenmiş olup zamana bağlı deformasyon analizi yapılmamıştır. Ancak efektif parametreler kullanılarak efektif analiz yapılmıştır. Modelde, kazık yüzeyleri ve zemin arasındaki etkileşimi tanımlamak için

Coulomb sürtünme katsayısı 0.7 olarak alınmıştır. Şekil 2'de gösterilen DC Kule I'in kalın radye temeli için 1700 kPa ve çevreleyen diğer bölge için 200 kPa; DC Kule II'nin kalın radyesi için 1000 kPa ve çevre radye temel için 200 kPa olarak temel yükleri üniform basınç şeklinde uygulanmıştır. Yüklerin belirlenmesinde binanın kendi ağırlığı ve bina üzerine gelecek hareketli yükler dikkate alınmıştır. Model boyutları Şekil 4'te görülebileceği üzere 361 m \times 321 m \times 90 m olup, zeminin malzeme özellikleri Şekil 3'te sunulan tabaka sistemine bağlı olarak derinliğe bağlı değişmektedir. Şekil 5'de geliştirilen model ağın alttan yakın olarak görünümü sunulmuş olup, temel sistemlerindeki 20 m, 25 m ve 30 m olmak üzere farklı boylardaki baret kazıkları, diyafram duvar sistemleri, CFA kazıkları ve radyeler ağ olarak yakından görülmektedir.



Şekil 4. Modellenen Zemin ve Temel Sistemlerinin Genel Görüntüsü



Şekil 5. Kazık Sisteminin Alttan Görünüşü

Yük tanımlama işleminin ardından modele sınır koşulu tanımlanmıştır. Modelin tabanı ve yan yüzeyleri her yönden mesnetlenmiş ve hareketi Şekil 6'da gösterildiği gibi sınırlandırılmıştır. Yapılan analiz sonucunda elde edilen oturma sonucu Sekil 7'de sunulmustur. Abaqus programı kullanılarak tamamlanan analizler sonucunda elde edilen oturma değerleri incelendiğinde yüklerin radye temeller üzerine üniform olarak uygulanmalarına rağmen baret ve CFA kazıklarının yerleşimleri ve uzunluklarındaki değişimlerde kullanılan yöntem sebebi ile maksimum oturmaların merkezin dışına doğru kaydığı görülmektedir. Kulelerin birbirine bakan cephelerinin altına yerleştirilen kazıkların boylarının uzun tutulmasının ve kulelerin diğer cephelerinin altına yerleştirilen kazıkların boylarının nispeten kısa tutulmasının temel amacı, kulelerin bir biri üzerlerindeki etkilerini azaltmak, kulelerin arasındaki bölgede yüksek diferansiyel oturmalar oluşmasını engellemek ve üniform oturmalar elde etmek şeklinde ifade edilmiştir. (Tschuchnigg ve Schweiger, 2010; Tschuchnigg ve Schweiger, 2011). Analizler sonucunda elde edilen oturma değerlerine bakıldığında kulelerin arasındaki bölgede daha düşük oturma değerleri elde edildiği ve tasarım aşamasında amaçlanan hedefe kısmen ulaşıldığı görülmektedir. Analizler sonucunda birinci kulenin altında 76 mm maksimum oturma değeri elde edilmiştir (Şekil 7).



Şekil 6. Geliştirilen Modelin Sınır Koşul Uygulaması

Analizler sonucu elde edilen bulgular, Adam ve Markiewicz (2013) tarafından yapılan analiz sonuçları, birinci kulenin yapımının ardından yerinde yapılan ölçüm sonuçları (Şekil 7) ve Tschuchnigg ve Schweiger (2013) tarafından yapılmış nümerik analiz bulguları ile kıyaslanmıştır (Şekil 7). Şekil 7'de görülebileceği gibi elde edilen maksimum oturma değeri daha önce elde edilen sonuçlarla uyumludur. Oturma ölçümleri inşaat tamamlandıktan 1 yıl sonra temel düzeyinde ölçülmüş olup referans alınan kaynaklarda ne tür bir ölçüm cihazı ile ölçümlerin yapıldığına dair bir bilgiye rastlanılmamıştır. Adam ve Markiewicz (2013) tarafından raporlandığı üzere, birinci kulenin inşasının tamamlanmasının ardından yerinde yapılan ölçümler sonucunda 41 mm oturma oluştuğu belirtilmiştir. Ancak oturma ölçümlerinin yapıldığı sırada kulenin henüz kullanılmaya başlanmadığı ve bu sebeple kule üzerine gelecek olan hareketli yüklerin henüz tamamlanmasını sebebiyle, nümerik analizlerde etkitilen yükten daha az bir yükün zemine etkimesi, dolayısıyla kulenin kullanıma başlanmasının ardından, bu oturmanın 55-60 mm değerlerine yaklaşabileceği belirtilmiştir. Şekil 7'de önceki çalışmalar ile bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçların kıyaslanması görülmektedir. Her üç çalışma kıyaslandığında, Adam ve Markiewicz (2013) çalışması ile bu

çalışma sonucu, neredeyse aynı maksimum oturma değerlerinin elde edildiği, Tschuchnigg ve Schweiger, (2013)'nin bulduğu değerden ise yaklaşık 11 mm daha az bir maksimum oturmanın hesaplandığı görülmüştür. Diğer çalışmalardan farklı olarak bu çalışmada, Algin (2016 ve 2017) tarafından tanıtılan görüntü işleme tekniği kullanılarak modelleme yapılmış ve 3B SE oturma analizleri gerçekleştirilmiştir.



Şekil 7. Analizler Sonucunda Elde Edilen Oturmalar ve Ölçüm Sonuçlarıyla Kıyaslama

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada dikkate alınan değişik uzunluklardaki baret ve CFA grup kazıkları, diyafram duvar sistemi ve radye temel sistemlerinin beraber düşünüldüğü karmaşık temel uygulamalarında, komşu temelleri de dikkate alacak şekilde gerçekçi senaryoların, görüntü işleme tekniğiyle 3B modellerinin yapılarak sonlu elemanlar modellerinin gerçekçi bir şekilde oluşturulabileceğini göstermiştir. Yapılan analizler gerçek ölçüm sonuçlarına yakın değerler sağlamış olup, 30 m uzunluğundaki baret temellerin uzunluklarında bir miktar azaltmaya gidilebileceği sonucu ise maksimum oturmanın radye merkezi dışına ötelenerek üniform senaryoda eksantrisite oluşması temelinde ifade edilebilir.

KAYNAKLAR

 [1] Adam, D., and Markiewicz, R., "Donau citytower 1 – deep foundation, excavation and dewaterings cheme for the 220 m tallhigh-rise building in vienna" 03.- 04. June 2013, Vplyvvodyna geotechnic kékonštrukcie, Bratislava

- [2] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., "Comparison of Deep Foundation Systemsusing 3D Finite Element Analysis Employing Different Modeling Techniques." Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA 44(3) September 2013 ISSN 0046-5828.
- [3] Martak, L., Mayerhofer, A.F., Tschuchnigg, F., Vorwagner, A., "Bahnhof Wien Mitte Ein zentrales Infrastrukturprojekt im Herzen Wiens". In M. Dietzel et al. (eds.), Proc. 23th Christian Veder Kolloquium, Graz, pp. 79-96, 2007.
- [4] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., "Study of a complex deep found ation systemusing 3D Finite Element analysis. Numerical Methods in Geotechnical Engineering" (NUMGE 2010), Numerical Methods in Geotechnical Engineering Benz &Nordal (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-59239-0.
- [5] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., "Comparison of deep foundation systems using 3D Finite Element analysis.", Proc. of IACMAG, 9–11 May 2011, Melbourne, Australia.
- [6] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted raft using response surface method", Computers and Geotechnics, 74; 56–73, 2016.
- [7] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted rafts subjected to nonuniform vertical loading", KSCE, Korean Society of Civil Engineers, 1-15, 2017.

JET GROUT KOLONLARLA TAKVİYE EDİLMİŞ SIĞ TEMELLERİN OTURMA ANALİZLERİ

SETTLEMENT ANALYSIS OF SHALLOW FOUNDATIONS UNDERPINNED BY JET GROUT COLUMNS

Halil Murat ALGIN^{*1} Arda Burak EKMEN²

Levent YENMEZ³ İsmail Hakkı SARAÇ⁴

ABSTRACT

In order to prevent the existing shallow foundation from the effect of the foundation excavations that are undertaken especially near the shallow foundations, the jet grout underpinning necessitates the geotechnical analysis of the proposed design. Due to the complex geometry resulting from both the variation in the jet grout column diameter with depth and the application of underpinning systems, the three-dimensional finite element (3D FE) analysis of this underpinning system has become more of an issue in geotechnical engineering design practice. By using the presented 3D FE modelling and anlysing technique, the optimal values of many design parameters such as the most economical jet grout column length, spacing and the implimentation angle can now be determined. Based on a typical application in the literature, the 3D FE model of this complex underpinning system was modeled using the image processing technique and the whole system was analyzed comparatively by performing the settlement analyses considering the sinerios before and after the underpinning system. The variation in the jet grout column diameter was represented by the rotated sinusodial functional approach that was previously described in the literature. This paper presents the complex 3D FE models developed for the shallow foundation underpinned with the jet grout column groups and the comparative settlement analysis results obtained from those models.

Keywords: Finite element analysis, Image processing, 3D modelling, Jet grout, Shallow foundations, Underpinning systems.

ÖZET

Özellikle sığ temeller yakınında yapılan temel kazılarından mevcut yüzeysel temelin etkilenmesini önlemek amacıyla, başvurulan jet grout kolonlarla yüzeysel temelin desteklenmesi, tasarım açısından geoteknik analiz zorunluluğu getirmektedir. Hem jet grout çapındaki değişim hem de takviye uygulamasından doğan karmaşık geometri nedeniyle, bu takviye sisteminin üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) analizi, geoteknik mühendisliğinde bilimsel bir mücadele alanı olmuştur. Zira, bu sayısal analizler yardımıyla en ekonomik jet grout kolon boyu, aralığı ve uygulama açısı gibi birçok tasarım parametresenin optimum değerleri belirlenebilir. Bu amaç çerçevesinde, literatürdeki tipik bir uygulama temel alınarak,

^{*&}lt;sup>1</sup> Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³ Y. Lisans Öğrencisi, Harran Üniversitesi, leventyenmez@gmail.com

⁴ Y. Lisans Öğrencisi, Harran Üniversitesi, ismailhakkisarac@gmail.com

bu karmaşık takviye sisteminin 3B SE modellemesi görüntü işleme tekniği kullanılarak modellenmiş, oturma analizleri hem takviye sisteminden önceki durum için hem de sonraki durum için yapılarak, takviye sistemi kıyaslamalı analiz edilmiştir. Jet grout kolonların derinliğe bağlı olarak çapındaki değişim, daha önce literatürde tanıtılan sinüs fonksiyonu yaklaşımıyla yapılmıştır. Bu bildiri, jet grout kolon takviyeli sığ temeller için geliştililen karmaşık 3B SE modellerini tanıtmakta ve bu modellerin kıyaslanan oturma analiz sonuçlaranı sunmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sonlu elemanlar analizi, Görüntü işleme, Üç boyutlu modelleme, Jet grout, Sığ temeller, Takviye sistemleri.

1. GİRİŞ

Temel takviye islemi geoteknik mühendisliğinin en önemli alanlarından biri olup, mevcut yapılara ekleme niteliğinde yapılacak uygulamalarda veya mevcut yapı yakınında yapılacak bina kazı ve temel sistemi uygulamaları aşamasında, tasarlanan temel sisteminin arazideki zemin şartlarına göre mevcut yapıyı etkilemeyecek şekilde projelendirilmesi için tasarlanan temel destek işlemidir. Bir tür zemin iyileştirme işlemi olarak da kabul edilebilecek bu uygulama mevcut yapıya takviye niteliğinde olduğundan, bu açıdan zemin iyileştirme yöntemlerinden farklılaşmaktadır. Temel takviye işleminde, jet grout kolon uygulaması ve mini kazık gibi takviye yöntemleriyle mevcut temel sistemi desteklenerek, planlanan temel müdahalesine veya komşu arazide yapılacak kazı uvgulamasından mevcut temel sisteminin etkilenmesi önlenir. Temel takviyesi geniş kapsamlı bir geoteknik problem olup, eski eserlerin yanında çok sayıda yeni eserde de başvurulan bir işlemdir. Yanlış tasarım, zemin şartlarının doğru değerlendirilmemesi, zemin şartlarındaki değişim, proje şartlarındaki değişim veya projenin inşa sonrası revize edilme gerekliliği gibi çok farklı sebeplerle, mevcut yapı temelinin hasara uğramaması için temel zemininin iyileştirilmesi veya temelin taşıma kapasitesinin arttırılarak oturmaların azaltılmasını hedefleyen imalatlara verilen genel bir isimdir. Temellerin takviye gereksinimi bir çok farkı sebepten dolayı oluşabilir, örneğin, temel altında sıkışabilir zemin tabakalarının farklı kalınlık veya özellikte olması, temel altında yüksek bir düzeyde sıkışabilir tabakaların mevcudiyeti, yeraltı suyu rejimindeki değişiklikler, su çekme, çöken zeminler gibi özel zemin bulunması, komşu kazılar, tünel kazıları gibi etkilerin olması, yalı temeli gibi su ile irtibatta olan zeminlerde, zarar görmüş temel durumu gibi pek çok durumda temel takviyesi gerekebilir. Genel olarak yapılarda oluşan oturma hasarı, diferansiyel oturmanın yüksek bir değerde olmasından ötürü binanın rotasyonel hareketi şeklinde ortaya çıkmaktadır. Bu takviye işleri genel olarak temel mühendisliğinde üç ana biçimde yapılmakta olup, bunlar yüzevsel onarım, destek kazıkları ve enjeksiyon yöntemleridir. Bu çalışmada yüzeysel duvar altı temeli altında aşırı oturmaların komşu temel kazısı neticesinde oluşmasını önlemek amacıyla, enjeksiyon yöntemlerinden jet grout yöntemi kullanılarak yapılan temel takviye işleminin üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) analizi sunulmaktadır. Jet grouting yönteminin bir temel takviye sistem elemanı olarak kullanılması, jet grout kolonlarla güçlendirilmiş temellerin analizlerinin yapılması gerekliliğini doğurmuştur. Jet grout kolonlarla takviye edilmiş yüzeysel temellerin görüntü işleme yöntemiyle üç boyutlu olarak modellenebileceği ve daha sonra nümerik analizlerinin nasıl yapılabileceği bu çalışmada açıklanmaktadır. Jet grout kolon çapında derinlikle değişim benzetiminde, dönmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı kullanılmıştır. Jet grout kolonlarla beraber mevcut temel sistemi ve komsu arazideki kazı asamaları birlikte analiz edilmis ve ortak bir etkileşimin olduğu anlaşılmıştır.

2. ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR MODELLERİ

Jet grout yöntemi, çevresindeki zemini keserek, yüksek basınçla püskürtülen enjeksiyonla zeminin karıştırılması yoluyla silindirik şekle benzeyen jet grout kolonu olarak adlandırılan kolonların oluşturulması esasına dayanır (Yahiro ve Yoshida, 1973). Geoteknik mühendisliğindeki çeşitli uygulamalar arasında bu pratik teknik, temel mühendisliğinde kazıklara alternatif olarak ekonomik üstünlükler sağladığından, temel zemininin çok değişkenli ve parçalı kayaç içerdiği durumlar gibi zemin özelliklerinin kazık uygulamaları icin uvgun olmadığı durumlarda tercih edilirler. Radve temeller avrık olarak imal edilmis jet grout kolonlarıyla desteklenirse, bu kolonların merkezleri arasındaki mesafenin kolonların ortalama çaplarından daha büyük olacak şekilde kolonların konumlandırılması durumunda, bu temel sistemi, bağlantısız kazıklı radye temele benzerliğinden dolayı, jet grout kolonlu radye olarak isimlendirilir (Croce vd.,2014). Jet grout kolonlu radye temel zemini, yastık tabakası (granüler malzemeden yapılmış ara geçiş tabakası olup, radye ile jet grout kolonları arasında bulunmaktadır), jet grout kolon grup elemanları, radye ve temel zemini, olmak üzere dört ana taşıyıcı elemandan oluşan kompozit bir temel sistemidir. Granüler malzeme, genellikle yaştık katmanı olarak kullanılır ve jet grout kolonlu radye üzerindeki gerilme dağılımını dağıtmak için zemin yüzeyi ile radye arasında bulunur. Bu yüzden jet grout kolonlu radyenin tasarımı, jet grout kolonların etkileri sebebiyle geleneksel radye tasarımından farklıdır (Algin, 2016; Algin, 2017). Bu çalışmada kullanılan jet grout kolon takviyeli yüzeysel temel sistemi de bu açıdan bakıldığında yastık tabakası hariç olarak imal edildiğinden üç ana bileşenden oluşmaktadır. Bunlar, temel zemini, jet grout kazık grupları ve yüzeysel temel yapısıdır. Geleneksel bağlantısız kazıklı radye ile jet grout kolonlu radye arasındaki farklar incelendiğinde, en önemli farklılığın jet grout kolonların özgün şekli ve özellikleri olduğu Algin (2016) tarafından belirtilmiş olup, bu tarz farklılıkların jet grout kolonlu radyelerin geoteknik tasarımında önemli bir etkiye sahip olduğu ifade edilmiştir. Jet grout kolonların yük iletme mekanizmalarıyla ilgili Croce vd. (2014) tarafından derlenmiş bilinen bazı ilişkiler mevcuttur. Ancak, jet grout kolonlu radyelerin tasarımının aşırı basitleştirilmiş öznel ve ampirik metotlardan kurtarılması, bu bilinen ilişkilerle radye temel tasarım prensiplerinin birlikte değerlendirilmesiyle mümkün olmuş ve jet grout kolonlu radyelerin tasarım parametreleri Algin(2016) tarafından sunulmuştur. Bu tasarımın kompleks olmasının en önemli sebebi jet grout kolonların farklı boyutlarda olması, kolonların grup etkileri ve tayışıcı malzemelerin gerilme şekil değiştirme özellikleridir (Algin, 2016). Çeşitli standart ve rehberler (örneğin, BS-EN-12716, 2001; GI-ASCE, 2009), derinliğe bağlı jet grout kolonların özellikleri ve çap farklılıkları gibi bilgileri elde etmek gayesiyle, arazi deneme kolonlarının yapılması gerektiğini vurgulamaktadırlar. Proje zeminine özgü elde edilen jet grout kolon geometrisini yakın bir şekilde temsil eden üç boyutlu sonlu eleman (3B SE) modelinin, arazi sartlarına uyarlanması gerekmektedir. Bu çalışmaya temel teşkil eden jet grout kolonlarının geometrik benzetimi ise Algin (2017)'de açıklanan dönmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı ile kolon geometrisindeki değişim ele alınmıştır. Bu çalışmada kullanılan görüntü işleme tekniği sayesinde, kolon bütünlük ve ön arazi testlerinden elde edilen veriler 3B SE modellerinin geliştirilmesinde kullanılabilmektedir. Jet grout kolon geometrileri ne kadar kompleks olursa olsun Algin (2016) sayesinde sunulan bu görüntü işleme tekniği sayesinde, kolonların oryantasyonu ve geometri modellenebilmektedir. Bu sebepten dolayı görüntü işleme tekniği kullanılmıştır. Algin (2016, 2017) tarafından sunulan 3B SE modellemeleri, Modoni ve Bzowka, (2012); Bzówka, (2009); Bzówka ve Pieczyrak, (2008) tarafından verilmis jet grout kolon yükleme test sonuçlarını ve arazi test sonuçlarını temel almıştır. Bu test sonuçlarına geriye doğru analiz yapılarak 3B SE modelleriyle analizler için arayüz sürtünme parametrelerine ulaşılmıştır. Algin (2016), bazı kolon geometrileri için Amsterdam'da yapılan ve Langhorst vd. (2007) tarafından verilen kolon geometrisindeki

değişimi kabul ederek kullanmıştır (Şekil 1). Algın'ın (2017) çalışmasında ise bu kolon geometrisindeki değişim dönmüş sinüzoidal fonksiyon kullanılmıştır. Bu yaklaşımla Modoni ve Bzowka (2012) tarafından sunulan kolon geometrilerindeki değişim göz önüne alındığında tatminkar sonuçlara ulaşılmıştır. Bu geliştirilen dönmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı kullanılarak Modoni ve Bzowka (2012) tarafından sunulan kolon yükleme testinde baz alınan kolon geometrisine geliştirilen bir dönmüş sinüzoidal fonksiyonla yaklaşılmıştır. Bu sayede Modoni ve Bzowka (2012) tarafından sunulan jet grout kolon yükleme test sonuçlarının baz alındığı jet grout kolonunun derinliğe bağlı olan geometrik değişimi için geçerli olabilecek bir kabul yapılmıştır. Algin, (2017) tarafından geliştirilen dönmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı verilen deneme kolonları için türetilerek Şekil 2'de sunulmuştur.



Şekil 1. Algin (2016) Tarafından Modellenen Bojszowy Nowe (Modoni ve Bzowka, 2012) Arazi Deneme Kolonunun Eksik Verilen Geometrisi İçin Kullanılan Amsterdam Arazi Deneme Kolonu 4'ün Geometrik Değişimi (Langhorst vd., 2007)



Şekil 2. Dönmüş Sinüzoidal Fonksiyon Kullanılarak Algin (2017)'de Kullanılan Yaklaşımla, Modoni ve Bzowka (2012) Tarafından Sunulan Deneme Kolonunun Eksik Geometrik Değişiminin Tamamlanması

Bu çalısmada kullanılan 3B SE modellemesinin temel aldığı görüntü isleme tekniği, temel mühendisliğine ilk olarak Algın (2013) tarafından tanıtılmış olup, jet grout kolon-zemin etkilesiminin realistik modellemesi ve arayüz geometrisinin geoyapısal sistemlerin davranışına etkisi bu kapsamda incelenmiştir. Bu teknik daha sonra çeşitli tipte geoteknik problemlere uygulanmıştır, örneğin, NATM tüneli ile köprü temel etkileşiminin üç boyutlu sayısal analizi, Algın ve Ekmen (2015) tarafından yapılmıştır. Görüntü işleme tekniği ile darbeli kırmataş kolon grupları üzerindeki radyelerin tepki yüzey metodu ile optimizasyonu Algın ve Ekmen (2016) tarafından gerçekleştirilmiştir. Görüntü işleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilen nümerik modeller sayesinde detaylı analizler gerçekleştirilmiş ve jet grout kolon grupları üzerindeki radyelerle beraber temel sisteminin tamamı için tasarım prensipleri geliştirilerek sistemin bu tasarım parametrelerine göre nasıl optimize edilebileceği ve bu optimizasyon işleminde tepki yüzey metodunun nasıl kullanılabileceği Algin (2016) tarafından açıklanmıştır. Tasarım etki faktörleri olan tabaka kalınlığı, düşey gerilmeler, jet grout kolonu aralıkları ve kolon uzunlukları, eğilme momentleri, ortalama ve diferansiyel oturmalar incelenmiştir. Önceden tanımlanmış tasarım sınırlarına uygun yapılan kabullerde optimize edilmiş tasarım çözümü sunabilmek için optimizasyon analizinde tepki yüzey metodu kullanılmıştır. Optimize edilmiş jet grout destekli radye tasarımında, tasarım kısıtlamaları ve tasarımın göreceli etkileri tartışılmıştır. Jet grout grup kolonları üzerindeki yastık tabakasına oturan radye sistemi (yani jet grout kolonlu radye temel sistemi) bir bağlantısız sistem olup, jet grout kolonlar ile radye arasında bazı kazık sistemlerinde olduğu gibi rijit bir bağlantı söz konusu değildir. Bu sistemin Algin (2016) tarafından daha önce gelistirilen tasarım metodu Ekmen ve Algın (2016) tarafından özetlenmiştir. Bu karmaşık problem üniform olmayan yükleme durumu için özel olarak tekrar incelenmiş ve bu yükleme durumunda tüm sistemin analizleri Algin (2017) tarafından açıklanmıştır. Algin (2017) tarafından tanıtılan dönmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı sayesinde jet grout kolonların düzensiz çap dağişimlerinin bu fonksiyon ile benzeştiği açıklanarak, geometrik değişimin bu fonksiyon kullanılarak tahmin edilebileceği açıklanmıştır. Algin (2016 ve 2017)'de jet grout kolonların karmaşık geometrisi 3B olarak modellenmiş olup, her bir araştırma için görüntü işleme tekniği kullanılmıştır. Bu araştırmalarda, kazıklı radyeler ve jet grout kolonlar için önceden belirlenen tasarım stratejilerinin jet grout kolonlu radyelerin tasarımı açısından nasıl bir araya getirilebileceği açıklanarak, tüm bir jet grout kolonlu radye sisteminin optimize edilmiş tasarım boyutlarını elde etmek için tepki yüzey metodunun nasıl kullanılabileceği Ayrıca. açıklanmıştır. optimize edilmiş bir tasarım için sınırlandırılan tasarım parametrelerinin pratikte nasıl kullanılabileceği açıklanarak, göz önüne alınan tasarım faktörleriyle sonuç parametreleri arasındaki karşılıklı ilişkinin nasıl değiştiği izah edilmiştir. Buna bağlı olarak, göz önüne alınan tasarım kısıtlamaları ile sınır tasarım değerleri için jet grout kolonlu radve sisteminin optimize edilmis tasarım cözümünün analizlerden nasıl etkilendiği açıklanmıştır.

3. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

Bu araştırmanın amacı, sığ temellerin jet grout grup kolonları takviyesi sonrası, oluşan karmaşık tasarımı dikkate alacak şekilde, performanslarını görüntü işleme tekniği kullanarak geliştirilen üç boyutlu sonlu elemanlar (3D FE) modellemesi ile tespit etmek ve bu tekniğin bu türden karmaşık problemlerin analiz edilmesi için geçerli bir yöntem olduğunu göstermektir. Geoteknik uygulamaları göz önüne alındığında, bu çalışma kapsamında yürütülen tasarım senaryosunun ve koşullarının, sığ temeller ile etkilenen bitişik tarihi binalar dahil olmak üzere, jet grout enjeksiyonu temelli takviye sistemlerinde kullanılabileceğini ve kullanılan yöntemlerle gerçekçi olarak modellenebileceğini açıklamaktadır. Bu kapsamda

olusturulan 3D FE modellemesine temel teskil eden uygulama projesi olarak Armijo (2002) tarafından açıklanan uygulama çalışması baz alınmıştır. Armijo (2002) tarafından açıklandığı üzere, bu uvgulama, Morristown, NJ, USA'da, yeni bir banka binasının inşası için mono akışkan sistemi jet enjeksiyonuyla yapılmış bir takviye uygulamasıdır. Mevcut iki katlı binanın yıkılmasından sonra, yeni yapının bodrum katına ulaşmak için gevşek kumlu dolgu malzemesi içerisinde bir kazı yapılması gerekliliği doğmuştur. Bu jet enjeksiyonu, hem kazı desteği hem de kalıcı temel oluşturmak için bir takviye sistemi olarak seçilmiş olup, bu takviye sistemi sayesinde bitişik bina oturması en aza indirilmektedir. Bu iki bitişik binanın altında yapılmış ikincil dikey ve eğimli jet grout kolonları bir istinat yapısı mantığıyla oluşturulmuştur. Klasik jet enjeksiyon kontrol yöntemlerinin yanı sıra, jet enjeksiyonu gerçekleştirilirken, tüm sondaj ve enjeksiyon parametreleri "Slogger" adı verilen tescilli bir sistem tarafından kaydedilmiştir. Ayrıca, jet enjeksiyonunun gerçekleştirilmesinden sonra, kayıt sisteminin uygulanması ile yenilikçi bir kontrol tekniği kullanılmıştır. Bu teknikte, üretilen kolonlardan bazıları yeniden delinmiş ve elde edilen sondaj parametreleri ile aynı yaş test sütunları için elde edilenler arasında bir karşılaştırma yapılmıştır. Sözü edilen mevcut koşullar altında ve geleneksel temel teknikleriyle karşılaştırıldığında, bu proje, uygun yönetim ve sonuç kontrolü ile jet enjeksiyonunun hızlı olabileceğini ve takviye sisteminin bina yapısal istikrarını koruyabildiğini ve aynı zamanda mevcut bina oturmalarını en aza indirgeyen bir sistem olabileceğini göstermiştir. First Morris Bank and Trust Company'nin yeni bir şubesi olarak, 2000 yılında NJ, USA, Morristown'da inşa edilmiş olan bina için Moretrench and Geocisa firmaları beraber çalışmışlardır. Bu işin hizmet alımı kısmını alt yüklenici V. A. Spatz & Sons, Berkeley Heights, NJ yapmıştır. Yeni bina, North Park Palace ve Washington caddelerinin kesistiği yerde 24 North Park Place adresinde bulunmaktadır (Sekil 3).



Şekil 3. Yeni Yapılmış Binanın Genel Görünümü, First Morris Bank, Trust Company, NJ, Morristown, USA (Armijo, 2002)

Bu bina, yaklaşık 186 m² oturum alanını kapsayan tam bir bodrum katına haiz, üç katlı bir yapı olup, maksimum kolon yükü 136 ton olarak belirlenmiştir. Tanımlanan binanın inşası için, bodrum katının mevcut iki katlı yapısının yıkılmasından sonra, yüzeyden 1.05-2.30 m derinlikte yeni bir bodrum katına ulaşmak için bir kazı yapılması gerekmiş olup, bu kotun bitişik 3 katlı binaların temelinden 0.90-2.15 m derinde olduğu belirlenmiştir (Şekil 4). Bu

kazı, değişken ama genellikle az miktarda gevşek bir dolgu malzemesini takiben çakıl ve silt içeren ince-iri daneli kumdan oluşmuştur. Bu tabaka, mevcut bodrum katının tabanından, kırılmış ve yıpranmış şist ana kayanın üstü arasında 1.85 ila 3.65 m arasında değişen bir kalınlığa sahiptir. Mevcut şartlar nedeniyle, geleneksel tekniklerle (kazı takviyesi, mini kazık vb) karşılaştırıldığında, jet grout enjeksiyonu bu metotlardan daha hızlı olduğundan bu takviye metodu kalıcı destek amaçlı kullanılmıştır.



Şekil 4. Mevcut Binanın Yıkımından Sonra Uygulama Alanın Görünümü (Armijo, 2002)

Bu proje için, nihai jet grout kolon aralığı, 0.6 m olarak alınmıştır. Enjeksiyon kolonları aralıklarla yerleştirilmiş ve çimento ile karıştırılmış zeminin sonraki enjekte edilen öğeyle bozulmasını önlemek amacıyla en az 24 saat süreyle prize izin verilmiştir. Jet enjeksiyon sırası, herhangi bir günde jet grout elemanları arasında en az iki enjeksiyon elemanı aralığı mesafesinin (minimum 2 m) muhafaza edildiği şekilde yapılmıştır (Tablo 1). Tüm jet enjeksiyon kolonlarının bir uygulama kaydı sağlanmıştır. Çalışmada kullanılan malzeme özellikleri Tablo 2'de özetlenmiştir.

Jet grout parametreleri	Alt ve üst sınırlar	Tipik değerler
Su/çimento oranı (ağırlıkça)	0.7-2	1
Çimento miktarı (kolonun kg/m'sindeki değer)	150-450	200-350
Grout enjeksiyon basıncı (kg/cm ²)	50-800	350-450
Groutin akış oranı (lt/s)	1-3	1-3
Monitörün dönme oranı (grout kafasının dakikadaki dönüş sayısı rpm)	6-20	8-10
Monitörün yukarı çekilme oranı (dak/m)	4-12	4-8
Nozulun çapı (mm)	1.5-6	2-3
Kolonlar arası minimum aralık (m), 24 saat	-	1.5
Bitişik kolonlar arası minimum inşa zamanı (saat)	-	24

Tablo 1. Uygulanan Jet Grout Parametreleri
Malzeme	$\gamma_n (\text{kN/m}^3)$	E (MPa)	V	<i>c</i> ' (MPa)	ø ' (°)
Duvar (LE)	25	33000	0.2	-	-
Sürekli Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-
Jet Grout Kolonları (MC)	25	3200	0.19	4	0
Kum (MC)	19	35	0.2	0.015	30
Silt (MC)	18,5	12	0.2	0.022	27

Tablo 2. Malzeme Özellikleri

Seçilen iki noktada iki adet deneme kolonu imalatı yapılmış, çapı ve şekli için görsel olarak incelenmis ve üst kısımları belli bir derinliğe kadar kazılmıştır (Sekil 5). Bu calışmada, yüzeysel temellerin jet grout grup kolonlarla takviyesi sonrası, oluşan karmaşık tasarımı dikkate alacak şekilde, temel performanslarının görüntü işleme tekniği kullanarak geliştirilen üç boyutlu sonlu elemanlar (3D FE) modellemesi ile tespit edilmesi ve bu tekniğin bu türden karmaşık problemlerin analiz edilmesi için geçerli bir yöntem olduğu açıklanmaktadır. Geoteknik uygulamaları göz önüne alındığında, bu çalışma kapsamında yürütülen tasarım senaryosunun ve koşullarının, yüzeysel temeller ile etkilenen bitişik tarihi binalar dahil olmak üzere, jet grout enjeksiyonu temelli takviye sistemlerinde kullanılabileceğini ve kullanılan yöntemlerle gerçekçi olarak modellenebileceğini açıklamaktadır. Bu kapsamda oluşturulan 3D FE modellemesine temel teşkil eden uygulama projesi olarak Armijo (2002) tarafından gerçekleştirilen yukarıda açıklanan uygulama baz alınmıştır. Armijo (2002) tarafından jet deneme kolonunun tam geomerisi çıkartılmadığından yapılacak 3B SE modellemesi için gerekli olan jet grout kolonun derinlige bağlı geometrik değisimi için Algın (2017) tarafından açıklanmış olan bir geometrik kabul kullanılacaktır. Şekil 2'de açıklanan bu kabulde, Modoni ve Bzowka (2012) tarafından sunulan deneme kolonunun eksik geometrik değişimini tamamlamak amacıyla dönmüş sinüzoidal fonksiyonun kullanılabileceği açıklanmıştır. Bu çalışmada da eksik olan bu geometrik değişim için, Algin (2017)'de açıklanan dönmüş sinüzoidal fonksiyon kabulü yapılarak, geometrik değişime yaklaşılmaya çalışılmıştır. Şekil 5'te baz alınan projenin jet grout deneme kolonunun incelemesi görselinden anlaşılabileceği üzere, kolon geomereisindeki değişim dönmüş sinüzoidal fonksiyon kabulündeki gibi bir değişim yapmaktadır. Görüntü işleme tekniği kullanılarak yukarıda detayları verilen uygulamanın 3B SE modelleri oluşturulmuştur. Bu modellerin mesh'leri ile ilgili bazı görseller Şekil 6-8'de sunulmuştur. Şekil 6-8'de sunulan bu 3B SE meshleri yüzeysel temelleri destekleyen jet grout kolonlarla takviye edilmis bu tür kompleks temel sistemi tasarımlarının üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modellemelerinin görüntü işleme tekniği kullanılarak yapılabileceğini göstermektir. Geoteknik uygulamalar dikkate alınarak, yüzeysel temeller ile etkilenen bitişik tarihi binalar da dahil olmak üzere, uygulama temel tasarım senaryoları dahilinde gerçek arazi koşulları altında, kompleks jet grout takviyeli temel tasarımlarının modellerinin 3B SE yapılarak nümerik oturma analizlerinin gerçekleştirilebildiğini göstermektedir. Döndürülmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı kullanılarak kolonların derinliğe bağlı geometrik değişim kabulleri temelinde üç boyutlu olarak modellenebileceği açıklanmıştır. Jet grout kolonlu takviye sistemi için 3B SE meshleri bu varsayıma dayalı olarak modellenmiştir. Şekil 9-10'da Abaqus programında gerçekleştirilen oturma analizlerinden bazı sonuç görselleri verilmektedir. Şekil 10'daki 3B SE oturma analizi sonuçları, yüzevsel temeller için jet grout takviye uygulamasının yaklaşık % 80 düzeyinde oturmada bir azalma sağladığını göstermiştir.



Şekil 5. Bir Test Jet Grout Kolonunun İncelemesi



Şekil 6. 3B SE Modelinin Mesh Görüntüleri (Komşu Temel Yapısı ve Kazı Alanın Yakın Plan Görselleri)



Şekil 7. 3B SE Modelinin Mesh Görüntüleri (Zemin Tabakaları, İçsel Mesh ve Jet Grout Kolonları Yakın Plan Görselleri)

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 8. 3B SE Modelinin Mesh Görüntüleri (Eğimli Jet Grout Kolonları ve Temel Altından Yakın Plan Görselleri)



Şekil 9. 3B SE Analiz Sonuçları



Şekil 10. 3B SE Analiz Sonuçlarının Jet Grout Takviyesiz ve Takviyeli Durumla Karşılaştırılması, (A) Takviye Yapılmadan Kazının Gerçekleşmesi Senaryosu Durumunda Oturma, (B) Jet Grout Kolon Takviyesi Yapıldıktan Sonra Kazının Gerçekleşmesi Durumunda Oturma

4. SONUÇLAR

Bu araştırmada, yüzeysel temellerin jet grout grup kolonlarla takviye edilmesi sonrasındaki sistemin davranışını ve yükleme senaryolarını dikkate alacak şekilde, bir bütün olarak komşu temeller de gözetilerek temel mekanizmasının görüntü işleme tekniği kullanarak geliştirilen üç boyutlu sonlu elemanlar (3D FE) modellemesi ile tespit edilebildiği ve bu tekniğin bu türden karmaşık problemlerin analiz edilmesi için geçerli bir yöntem olduğu açıklanmıştır. Geoteknik uygulamaları göz önüne alındığında, bu çalışma kapsamında yürütülen tasarım senaryosunun ve koşullarının, yüzeysel temeller ile etkileşen yakın bina temeleri ile birlikte, jet grout kolon takviye sistemlerinde kullanılabileceğini ve kullanılan yöntemlerle gerçekçi bir şekilde modellenebileceği açıklanmıştır. Döndürülmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı kullanılarak kolonların derinliğe bağlı geometrik değişim kabulleri temelinde üç boyutlu olarak modellenebileceği açıklanmıştır. 3B SE oturma analizi sonuçları, yüzeysel temeller

için jet grout takviye uygulamasının yaklaşık % 80 düzeyinde oturmada bir azalma sağladığını göstermiştir. Bu çalışma, bu derece karmaşık bir temel sisteminin 3B SE modellemesi temelinde daha gerçekçi çözümler sağlayan görüntü işleme tekniği kullanılarak üç boyutlu olarak analiz edilebileceği sonucuna varmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Yahiro, T., Yoshida, H., "Induction grouting method utilizing high speed water jet. Proc", VIII Int Conf Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973, Moscow, Russia.
- [2] Croce, P., Flora, A., Modoni, G., "Jet Grouting: Technology", Design and Control. Boca Raton, Florida: Taylor & Francis, 2014.
- [3] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted raft using response surface method", Computers and Geotechnics, 74; 56–73, 2016.
- [4] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted rafts subjected to nonuniform vertical loading", KSCE, Korean Society of Civil Engineers, 1-15, 2017.
- [5] BS-EN-12716. Execution of special geotechnical works: Jet grouting. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, p. 38, 2001.
- [6] GI-ASCE. Jet Grouting Guideline. USA: Geo Institute of ASCE-Grouting Committee-Jet Grouting Task Force, p. 29, 2009.
- [7] Modoni, G., Bzowka, J., "Analysis of Foundations Reinforced with Jet Grouting", J Geotech Geoenviron,138(12):1442-54, 2012.
- [8] Bzówka, J., "Współpraca kolumn wykonywanych technika, iniekcji strumieniowej z podło_zem gruntowym (Interaction of jet grouting columns with subsoil)",2009, Silesian University of Technology, Gliwice, Poland.
- [9] Bzówka, J., Pieczyrak, J., "Pull out and load tests for jet grouting columns", Proc, XI Baltic Sea Geotechnical Conf, Polish Committee on Geotechnics and Gdansk Univ of Technology, 2008, Gdansk, Poland.
- [10] Langhorst, O., Schat, B., Bogaards, P., Essler, R., Maertens, J., et al., "Design and validation of jet grouting for the Amsterdam Central Station", 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE), 2007 ,Madrid, Spain.
- [11] Algın, H.M., "Jet-Grout Kolon-Zemin Etkileşiminin Realistik Modellemesi ve Arayüz Geometrisinin Geoyapısal Sistemin Davranışına Etkisi", 5. Geoteknik Sempozyumu, 5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [12] Algın, H.M., Ekmen, A.B., "NATM Tüneli ile Köprü Temel Etkileşiminin Üç Boyutlu Sayısal Analizi", 6. Geoteknik Sempozyumu, 26-27 Kasım 2015, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [13] Algın, H.M., Ekmen, A.B., "DKTK Grupları Üzerindeki Radyelerin Tepki Yüzey Metodu İle Optimizasyonu", Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 16. Ulusal Kongresi 13-14 Ekim 2016, Atatürk Üniversitesi, Erzurum.
- [14] Ekmen, A.B., Algın, H.M, "Jet Grout Kolonlarla Desteklenmiş Radye Temellerin Tasarım Prensipleri", 1. Ulusal Genç Geoteknik Mühendisleri Sempozyumu 12 Ekim 2016, Atatürk Üniversitesi, Erzurum.
- [15] Armijo, G. E., "Jet Grouting Underpinning of a Building in the U.S.", Proceedings -Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations, Article 964, 2002, Nice, France.

KOHEZYONSUZ DONATILI ZEMİNE GÖMÜLÜ KARE ANKRAJ PLAKALARININ CEKME KAPASİTESİNİN SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

NUMERICAL ANALYSIS OF UPLIFT CAPACITY OF SOUARE PLATE ANCHORS IN REINFORCED COHESIONLESS SOILS

Mehmet Salih KESKİN¹ **Bilal KORKMAZ***²

ABSTRACT

In this study, uplift capacity of square plate anchors in sand with and without geogrid reinforcement was investigated numerically. In numerical study, a series of three dimensional finite element analyses model was established. Hardening Soil Model was used to model the sand and geogrid element was used to model the reinforcement. In unreinforced analysis, the effect of the relative density of sand on the uplift capacity were investigated. In reinforced analysis, the effect of the depth of the single layer of geogrid, vertical spacing of geogrid layers, number of geogrid layers, and length of geogrid layers were investigated and the optimum parameters which give the maximum uplift capacity were obtained. The results showed that the improvement in uplift capacity was found to be strongly dependent on the relative density of sand. By using a single layer of geogrid reinforcement, ultimate uplift capacity values can be improved by up to approximately 1.26 times those of the unreinforced case.

Keywords: Geogrid, Uplift Capacity, Anchor Plates, Numerical Analysis.

ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü kare ankraj plakalarının çekme kapasiteleri donatısız ve geogrid donatılı durumlar için sayısal olarak incelenmiştir. Analizler, üç boyutlu PLAXIS 3D-Tunnel programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, kum zemin Pekleşen Zemin (Hardening Soil) modeli ile donatılar ise geogrid eleman kullanılarak üç boyutlu ortamda modellenmiştir. Donatısız analizlerde, kum sıkılığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Donatılı analizlerde ise, ilk donatı derinliği, donatılar arası düsey mesafe, donatı sayısı ve donatı uzunluğu parametreleri incelenip en büyük cekme kapasitesini veren optimum değerler elde edilmiştir. Yapılan çalışma sonucunda çekme kapasitesinin kum sıkılığından önemli derecede etkilendiği ve kum zemin içerisine tek tabaka geogrid donatı yerleştirilmesi durumunda, çekme kapasitesinin yaklaşık %26 oranında arttırılabileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Geogrid, Çekme Kapasitesi, Ankraj Plakası, Sayısal Analiz.

¹ Doç. Dr., Dicle Üniversitesi, <u>mskeskin@dicle.edu.tr</u> *² Arş. Gör., Şırnak Üniversitesi, <u>bilalkorkmaz@sirnak.edu.tr</u> (Yazışma yapılacak yazar)

1. GİRİŞ

Temellerin çekme kuvvetlerine ve devirme momentlerine maruz kaldığı durumlar bulunmaktadır. Bu durum, özellikle deniz platformları, yüksek gerilim hatları, radyo ve televizyon kuleleri, işaret levhaları ve boru hatları gibi özel yapıların tasarımını yakından ilgilendirmektedir. Bu yapılar suyun kaldırma kuvveti, kablo yükleri veya rüzgar kuvvetinden kaynaklanan devirme momentleri nedeniyle çekme kuvvetine maruz kaldıklarından, yapı temelleri çekme kapasitesi açısından da tasarlanmalıdır. Çekme kuvvetlerine maruz yapılarda ankraj plakası temel sistemleri sıklıkla kullanılmaktadır. Ankraj plakaları ile oluşturulan temel sistemleri ile desteklenen yapılarda, plakanın çekme yükleri altında davranışını ve çekme kapasitesini etkileyen faktörleri belirlemek, yapının servis ömrü boyunca daha efektif çalışabilmesi açısından önemlidir. Geoteknik mühendisliğinde, temellerin çekme kapasitesi üzerine deneysel ve teorik çalışmalar yapılmaktadır. Özellikle, ankraj plakaları veya çan kazıkları kullanılarak yapılan model laboratuar deneyler, çekme davranışını anlamada ve bu davranışı etkileyen faktörleri belirlemede faydalı olmuştur (Keskin, 2015).

Geoteknik mühendisliğinde, temellerin çekme kapasitesi üzerine deneysel çalışmalar yapılarak çeşitli teoriler önerilmiş ve çekme kapasitesinin tayini için amprik ifadeler elde edilmiştir. Meyerhof ve Adams (1968); sığ temeller için çekme kapasitesinin belirlenmesi için bir teori önermişlerdir. Bu teoriye göre; Şekil 1'de verilen, B genişlikli, çekme kuvvetine maruz, sürekli bir temel için, birim genişliğe gelen nihai çekme kapasitesi, Q_u ve kırılma yüzeyinin zemin üst yüzü ile yaptığı açı, α olarak gösterilmiştir (Das, 2009).



Şekil 1. Çekme Kuvveti Etkisindeki Sürekli Temel (Das,2009)

Şekil 1'de, zemin ve temelin ağırlığı W, *ad* ve *cb* yüzeylerine etkiyen, yatayla δ açısı yapan pasif toprak basıncı da P_p' olarak gösterilmektedir. Meyerhof ve Adams (1968) tarafından, temelin nihai çekme kapasitesi, Q_u,

$$Q_u = W + K_u \cdot \gamma \cdot D_f^{2} \cdot tan\emptyset$$
⁽¹⁾

şeklinde ifade edilmiştir. Burada, K_u , çekme katsayısı, D_f , temelin gömülme derinliği, γ , zeminin birim hacim ağırlığı, ϕ ise zeminin içsel sürtünme açısı değerlerini göstermektedir. Zemine gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı üzerine gerçekleştirilmiş deneysel ve nümerik çalışmalar literatürde mevcuttur. Geddes ve ark. (1996), kum zemine gömülü bir grup kare ankraj plakasının çekme kapasitesini belirlemek üzere, düşey yönlü çekme kuvvetinin uygulandığı model deneyler yapmışlardır. Deneyler, sığ temel koşulunu oluşturacak, sabit sıkılığa sahip kuru kum zemin içerisinde, tek bir gömülme derinliğinde $(D_f/B=4)$ yapılmıştır. Ankraj plakalarının çekme kapasitesi, plakalar arası mesafenin artmasına bağlı olarak kritik bir değere kadar artış göstermiştir. Ayrıca, ankrajların grup verimliliğinin, ankrajlar arası mesafenin, s, ankraj genişliğine, B, olan oranının (s/B), nispeten küçük artışların da bile artış gösterdiği belirtilmiştir.

Patra ve ark. (2004), tabakalı ve homojen kum zemine gömülü geniş tabanlı ankraj plakasının, eksenel ve eğik çekme yükleri altındaki çekme kapasitesini incelemişlerdir. Çalışmadan elde edilen sonuçlara göre, ankraj plakasının çekme kapasitesinin, gömülme oranı ve taban genişliğinin artmasına bağlı olarak arttığı, eğik çekme yükü altında, çekme kapasitesinin etkilendiği görülmüştür.

Dickin ve Laman (2007), kohezyonsuz zemine gömülü şerit ankrajların çekme kapasitesini, hem sonlu elemanlar yöntemi hem de model deneyler yaparak incelemişlerdir. Çalışmalar sonucunda, çekme kapasitesinin gömülme oranı ve kum sıkılığı ile birlikte artış gösterdiği görülmüştür.

Bildik ve Laman (2011), kohezyonsuz zemine gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesini belirlemek üzere model deneyler yapmışlardır. Deneylerde, kare ve dikdörtgen ankraj plakaları kullanılarak gömülme derinliğinin, ankraj geometrisinin ve kum sıkılığının çekme kapasitesine olan etkisi incelenmiştir. Deneyden elde edilen sonuçlara göre; sıkı ve gevşek kum durumları için, kopma faktörü-gömülme oranı eğrilerinden, genel bir denklem elde edilmiştir.

Emirler ve ark. (2015), tabakalı zeminlere gömülü kare ankraj plakalarının çekme kapasitesini davranışını nümerik olarak analiz etmişlerdir. Çalışma sonunda, çekme kapasitesi davranışının, tabaka kalınlığı ve gömülme derinliğinden önemli miktarda etkilendiği ortaya konulmuştur.

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü kare ankraj plakalarının çekme kapasiteleri donatısız ve geogrid donatılı durumlar için sayısal olarak incelenmiştir. Analizler, üç boyutlu PLAXIS 3D-Tunnel programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Donatısız analizlerde, kum sıkılığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Donatılı analizlerde ise, ilk donatı derinliği, donatılar arası düşey mesafe, donatı sayısı ve donatı uzunluğu parametreleri incelenip en büyük çekme kapasitesini veren optimum değerler elde edilmiştir. Ayrıca elde edilen optimum değerler kullanılarak, farklı sıkılık ve ankraj plakası genişlikleri için analizler gerçekleştirilerek ankraj genişliği ve kumun sıkılık derecesinin çekme kapasitesine etkileri incelenmiştir.

2. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Analizlerde geometrik model PLAXIS 3D Tunnel programında üç boyutlu koşullarda simetri avantajından faydalanılarak oluşturulmuştur. (Şekil 2). Kum zemin, Hardening-Soil zemin modeli kullanılarak farklı iki sıkılık için modellenmiştir. Zemin ortamı 15 düğüm noktalı üçgen elemanlarla orta sıkılıkta sonlu elemanlar ağına bölünmüştür.

Donatı, geogrid eleman, kare ankraj plakası ise plate eleman seçeneğiyle modellenmiştir. Ankraj plakası kalınlığı 0.10 m. olarak seçilmiş olup farklı genişlikler için uygun rijitlik parametreleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde kullanılan farklı sıkılıklardaki zemin parametreleri Tablo 1'de verilmektedir.



Şekil 2. Model Geometrisi ve Sonlu Elemanlar Ağı

Parametre Adı	Simge	Birim	Kum Zemin Parametreleri (D _r =%35)	Kum Zemin Parametreleri (D _r =%85)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{n}	kN/m³	15.4	17.0
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m³	16.4	18.0
Referans basınç değeri	$\mathbf{p}^{\mathrm{ref}}$	kN/m²	100	100
Üç eksenli yükleme rijitliği	E ₅₀	kN/m²	21600	30000
Üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği	E_{ur}	kN/m²	64800	90000
Ödometre yükleme rijitliği	E_{oed}	kN/m²	21600	30000
Rijitlik üs değeri	m	-	0.50	0.5
Kohezyon	c	kN/m²	0.50	0.5
Kayma mukavemet açısı	φ	(°)	39	44
Dilatasyon açısı	Ψ	(°)	9	14
Poisson oranı	ν	-	0.25	0,25
Sukünetteki yanal basınç katsayısı	\mathbf{K}_0	-	0.43	0.33
Göçme oranı	R_{f}	-	0.90	0,9

Tablo 1. Kum Zemin Malzeme Parametreleri

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Analizler sonucunda elde edilen yük-deplasman eğrilerinden, nihai çekme kapasitesi, Q_u ve göçme anındaki deplasman değerleri belirlenmiştir. Yük-deplasman eğrilerinde, göçme yükü olarak çekme kapasitesinin yaklaşık olarak sabitlendiği nokta seçilmiştir. Donatıdan dolayı çekme kapasitesindeki meydana gelen artışları ifade etmek için çekme kapasitesi oranı, *UCR* terimi kullanılmıştır:

$$UCR = \frac{Q_{ur}}{Q_{u}}$$
(2)

Burada, Q_{ur} donatılı durumdaki nihai çekme kapasitesi, Q_u ise donatısız durumdaki nihai çekme kapasitesi değerlerini göstermektedir.

Analizlerde araştırılan parametreler Şekil 3'de, analiz programı ise Tablo 2'de görülmektedir. Burada, u= ilk donatı tabakası, h=donatılar arası düşey mesafe, N=donatı tabaka sayısı, L=donatı tabakası uzunluğu, H=gömülme derinliği ve B=ankraj plakası genişliği değerlerini göstermektedir.



Şekil 3. Analizlerde Kullanılan Geometrik Parametreler

Tablo 2.	Analiz	Programi
----------	--------	----------

Seri	Sabit Parametreler	Değişken Parametreler
Ι	B=50cm, donatisiz	$D_r = \%35, \%85$
II	B=75cm, donatisiz	$D_r = \%35, \%85$
III	B=100cm, donatisiz	$D_r = \%35, \%85$
IV	B=50cm, D _r =35%, N=1, L/B=24	u/B=0.03, 0.04, 0.05
V	B=50cm, D _r =35%, N=2, L/B=24, u/B=opt.	h/B=0.02, 0.06, 0.18
VI	B=50cm, D _r =35%, N=1, u/B=opt.	L/B=2, 6, 10, 14, 18
VII	D _r =35%, N=1, u/B=opt., L/B=opt.	B=50cm, 75cm, 100cm
VIII	D _r =85%, N=1, u/B=opt., L/B=opt.	B=50cm, 75cm, 100cm

3.1. İlk Donatı Tabakası Derinliği (u) Etkisi

İlk donatı tabakası ile ankraj plakası üst yüzeyi arasındaki derinliğin donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için N=1 tabaka donatı kullanılarak, farklı u/B değerlerinde (u/B=0.03-0.04-0.05) gerçekleştirilen sayısal analizlerden elde edilen çekme kapasitesi oranı (UCR) değerleri Şekil 4'de görülmektedir. Donatı uzunluğu genişlik boyunca (24B), zeminin sıkılık derecesi D_r=%35, ankraj plakası genişliği B=50cm ve ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B=5 olarak sabit tutulmuştur. Donatısız durumda çekme kapasitesi değeri 233 kN iken, tek tabaka geogrid donatının ankraj plakasının hemen üzerinde yerleştirilmesi durumunda çekme kapasitesi 293 kN değerine kadar artmış, donatının ankraj plakasının daha yukarısına yerleştirilmesi durumunda ise artış miktarı azalmıştır. Bu durumda en büyük iyileşmenin (%26), donatı tabakasının ankraj plakasına en yakın mesafeye (u/B=0.03) yerleştirildiği durumda elde edildiği ve çekme kapasitesindeki iyileşmenin, ilk donatı tabakası derinliğinin artmasıyla azaldığı görülmektedir.



Şekil 4. UCR – u/B İlişkisi

3.2. Donatılar Arası Düşey Derinlik (h) Etkisi

Donatı tabakaları arasındaki düşey mesafenin (h) donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için N=2 tabaka donatı kullanılarak, farklı h/B değerlerinde (h/B=0.02-0.06-0.18) gerçekleştirilen sayısal analizlerden elde edilen çekme kapasitesi oranı (UCR) değerleri Şekil 5'de görülmektedir. İlk donatı tabakası derinliği (u/B)_{opt}=0.03, donatı uzunluğu genişlik boyunca (24B), zeminin sıkılık derecesi D_r=%35, ankraj plakası genişliği B=50mm ve ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B=5 olarak sabit tutulmuştur.

Şekil 5'den, N=2 tabaka donatı kullanılması durumunda elde edilen çekme kapasitesi değerinin, N=1 tabaka durumu için elde edilen çekme kapasitesi değerine çok yakın olduğu ve N=1 tabaka donatıdan fazla donatı kullanılmasının çekme kapasitesinde kayda değer bir artış sağlamadığı görülmektedir.

3.3. Donatı Tabaka uzunluğu (L) Etkisi

Donatı tabaka uzunluğunun (L) donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için N=1 tabaka donatı kullanılarak, farklı L/B değerlerinde (L/B=2-6-10-14-18) gerçekleştirilen sayısal analizlerden elde edilen UCR değerleri Şekil 6'da görülmektedir. Zeminin sıkılık derecesi $D_r=\%35$, ankraj plakası genişliği B=50mm, ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B=5 ve ilk donatı tabakası derinliği (u/B)_{opt}=0.03, olarak

sabit tutulmuştur. Sayısal sonuçlara göre, UCR değerlerinin donatı uzunluğuna bağlı olarak L=6B değerine kadar değiştiği ve optimum donatı tabaka uzunluğunun 6B olarak elde edildiği görülmektedir.







Şekil 6. UCR – L/B İlişkisi

3.4. Ankraj Plakası Genişliği ve Zemin Sıkılık Etkisi

Kum zeminin sıkılık derecesinin ve ankraj genişliğinin çekme kapasitesine etkisinin araştırılması amacıyla, iki farklı sıkılık derecesi (Dr=%35 ve %85) ve üç farklı ankraj genişliği (B=50cm, 75cm ve 100 cm) kullanılarak donatısız ve donatılı durum için üç boyutlu analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, ankraj plakasının gömülme derinliği H/B=5 olarak sabit tutulmuştur. Donatılı analizlerde, L=6B uzunluğundaki tek tabaka geogrid donatısı (u/B)_{opt}=0.03 derinliğine yerleştirilmiştir.

Şekil 7 ve Şekil 8'de sırasıyla $D_r=\%35$ ve $D_r=\%85$ sıkılık değerleri için B=50cm, B=75cm ve B=100cm ankraj genişliklerinde donatısız ve donatılı durumda elde edilen çekme kapasitesi değerleri görülmektedir.

Şekil 7 ve 8'den hem donatısız hem de donatılı durumda, sıkılık derecesi ve ankraj genişliğinin artmasına bağlı olarak çekme kapasitesi değerlerinin arttığı görülmektedir. D_r =%35 sıkılık derecesinde B=50cm ankraj genişliği için gerçekleştirilen analizlerde çekme kapasitesi oranı, UCR=1.26, B=75cm ankraj genişliği için gerçekleştirilen analizlerde UCR=1.26, B=100cm ankraj genişliği için gerçekleştirilen analizlerde ise UCR=1.15 olarak elde edilmiştir. D_r =%85 sıkılık derecesinde B=50cm ankraj genişliği için gerçekleştirilen analizlerde ise uCR=1.15 olarak elde edilmiştir. D_r =%85 sıkılık derecesinde B=50cm ankraj genişliği için gerçekleştirilen analizlerde ise uCR=1.16 olarak elde edilmiştir.



Şekil 7. $Q_u - B$ İlişkisi (D_r=%35)





Şekil 9'da ise çekme kapasitesi ile kum zeminin sıkılık derecesi arasındaki ilişki farklı ankraj plakası genişlikleri için görülmektedir. Şekil 9'dan kum zeminin sıkılık derecesinin artmasına bağlı olarak tümankraj genişlikleriiçin hem donatılı hem de donatısız durumda çekme kapasitesi değerlerinin arttığı görülmektedir.



Şekil 9. $Q_u - D_r$ İlişkisi

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı, üç boyutlu nümerik analizler ile incelenip optimum donatı parametreleri elde edilmiştir. Aşağıda, bu çalışmadan elde edilen sonuçlar sunulmaktadır.

- Çalışma ile iki boyutlu olarak doğrudan modellenemeyen kare ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı üç boyutlu olarak modellenmiştir.
- Sayısal analiz sonuçlarına göre, donatısız ve donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasiteleri, ankraj plakası genişliği ve kumun sıkılığının artmasına bağlı olarak önemli derecede artmaktadır.
- Geogrid donatı kullanılarak, kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı özellikleri iyileştirilebilir. Geogrid donatı kullanımı ile kum zeminlerde rijitlik artışı meydana gelirken çekme kapasitesi de önemli derecede artmaktadır.
- Tablo 3'de verilen çalışma kapsamında sayısal olarak elde edilen optimum değerler kullanıldığında, ankraj plakasının çekme kapasitesi değeri donatısız duruma göre 1.26 kat artmaktadır.

(u/B) _{opt}	(N _{opt})	(L/B) _{opt}
0.03	1	6

Tablo 3. Donatı ile İlgili Optimum Değerler

KAYNAKLAR

- Keskin, M.S. (2015), "Model Studies of Uplift Capacity Behavior of Square Plate Anchors in Geogrid-Reinforced Sand", Geomechanics and Engineering, Vol. 8(4), 595-613.
- [2] Meyerhof, G.G. and Adams, J.I. (1968), "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5 (4), 225.
- [3] Das, B.M. (2009), "Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement", CRC Press, USA.
- [4] Geddes, J.D. and Murray, E.J. (1996), "Plate Anchor Groups Pulled Vertically in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122 (7), 509-516.
- [5] Patra, N.R., Deograthias, M. and James, M. (2004), "Pull-out Capacity of Anchor Piles", Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 9 (C).
- [6] Dickin, E.A. and Laman, M. (2007), "Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil", J. Adv. Eng. Softwares, Vol. 38 (8-9), 618-625.
- [7] Bildik, S. and Laman M. (2011), "Experimental Investigations on Uplift Behaviour of Plate Anchors in Cohesionless Soil", Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University, 26 (2), 486-496.
- [8] Emirler, B., Bildik, S. and Laman, M. (2015), "Numerical Investigation of Anchor Plates in Layered Soils", International Journal of Material Science&Engineering, Vol. 2 (1), 10-15.

SİLTLİ ZEMİNDE OLUŞTURULAN DERİN KARIŞTIRMA KOLONLARININ DAYANIM ÖZELLİKLERİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF STRENGTH PROPERTIES OF DEEP MIXING COLUMNS CONSTRUCTED IN SILTY SOILS

Yavuz YENGİNAR*¹

Murat OLGUN²

Özcan TAN³

ABSTRACT

The deep mixing method is often preferred as a soil stabilisation method due to the rapid and economical manufacturing of the column. It is desirable that deep mixing columns (DMC) have high stiffness and low permeability and compressibility. In order to achieve the desired design properties, the properties of the soil considered to be improved, as well as the content of the injection material, will participate. Therefore, the effect of super plasticizer additive, fly ash and cement added to the injection mixture was investigated. In the study, the variables that affect the performance of the DMC manufactured on a silty soil were found to be optimal values. For this purpose, the amount of the initial water content in soil (15-27%), fly ash (0-40%) and cement (3-11%), water/binder ratio (0.5-1.25%) and super plasticizer amount (0.5-2%) were selected as variable. Experimental studies have been carried out using Taguchi method with specific 5 parameter and 4 level L16 design table. For each design, unconfined compression test specimens were prepared for curing times of 7 and 28 days in tubes with a diameter of 5 cm and a length of 10 cm. As a result of the tests made, the unconfined compressive strength, elastic modulus and unit deformation values of the soil were found for each design. As a result of the statistical analysis, the optimum value of the DMC performance was obtained with 7% cement, 10% fly ash, 1.5% super plasticizer additive material and 0.75% water/binder ratio for 7 days curing time. For 28 days curing time optimum parameters were obtained with 7% cement, 25% fly ash, 1.5% superfluidizing additive and 1% water / binder.

Key words: deep mixing method, silty soil, strength, Taguchi method

ÖZET

Derin karıştırma yöntemi, kolon imalatının hızlı ve ekonomik olmasından dolayı zemin iyileştirme yöntemi olarak sıklıkla tercih edilmektedir. Derin karıştırma kolonlarının (DKK) yüksek dayanıma ve düşük geçirimliliğe, sıkışabilirliğe sahip olması istenmektedir. İstenilen tasarım özelliklerinin elde edilebilmesi için iyileştirilmesi düşünülen zeminin özellikleri ile birlikte zemine katılacak enjeksiyon malzemesinin içeriği önemli bir etkendir. Bu nedenle yapılan çalışma ile enjeksiyon karışımına katılan uçucu kül ile süper akışkanlaştıcı katkı maddesinin etkisi araştırılmıştır. Çalışmada, siltli bir zeminde imal edilen DKK'nın

^{*1} Arş. Gör., Selçuk Üniversitesi, yavuzyenginar@selcuk.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi, molgun@selcuk.edu.tr

³ Prof. Dr., Selçuk Üniversitesi, ozcantan@selcuk.edu.tr

performansını etkileyen değişkenlerin en uygun değeri bulunmuştur. Bu amaçla, zeminin ilk su muhtevası değeri (%15-27), uçucu kül (%0-40) ve çimento miktarı (%3-11), su/bağlayıcı yüzdesi (%0.5-1.25) ve süper akışkanlaştıcı katkı maddesinin miktarı (%0.5-2) değişken olarak seçilmiştir. Bunun için Taguchi yöntemine özgü, 5 parametre ve 4 seviyeli L16 tasarım tablosu kullanılarak deneysel çalışmalar yürütülmüştür. Her bir tasarım için çapı 5 cm boyu 10 cm olan tüpler içerisinde 7 ve 28 günlük kür süreleri için serbest basınç deney numuneleri hazırlanmıştır. Yapılan deneyler sonucunda her bir tasarım için zeminin serbest basınç mukavemeti, elastisite modülü ve birim deformasyon değerleri bulunmuştur. Yapılan istatistiksel analizler sonucunda, 7 gün kür süresi için, %7 çimento, %10 uçucu kül ve %1.5 süper akışkanlaştıcı katkı maddesi ile ve %0.75 su/bağlayıcı oranında oluşturulan enjeksiyon malzemesi ile DKK performansının dayanım yönünden en uygun değeri elde edilmiştir. 28 gün kür süresi için ise optimum parametreler %7 çimento, %25 uçucu kül ve %1.5 süper akışkanlaştıcı katkı maddesi ile ve %1 su/bağlayıcı olarak elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: dayanım, derin karıştırma yöntemi, siltli zemin, Taguchi yöntemi

1. GİRİŞ

Günümüzde, nüfus artışı ile birlikte hızla gelişen şehirleşme sonucunda inşaat alanları gittikçe azalmaktadır. Yapıları inşa edecek sağlam zemin bulmanın zorluğu ve/veya herhangi bir arazide yapılması düşünülen yapıdan vazgeçilememesi nedenlerinden dolayı zeminlerin iyileştirilmesi kaçınılmaz hale gelmektedir. Zemin iyileştirmesinin gerekliliği ise hem yapı hem de zemin özelliklerinin birlikte değerlendirilmesi ile karar verilebilir. Yapı temellerinin taşıma gücü, oturma, stabilite ve sıvılaşma koşullarından bir veya birkaçını sağlayamadığı durumlarda zemin iyileştirmesi yapılması gerekmektedir. Yüzeysel ve derin iyileştirme tekniği olarak birçok zemin iyileştirme yöntemi bulunmaktadır. İnşa edilecek yapının özellikleri ve yapıdan zemine aktarılan gerilmelerin etkisine göre iyileştirmenin yüzeysel mi yoksa derin mi yapılacağına karar verilir. Daha sonra yapı yüküne karşı koyabilecek şekilde zeminin yeterli dayanıma getirilmesi (kompaksiyon veya katkılı stabilizasyon) veya zeminin içerisinde zemine göre rijitliği daha yüksek olan kolonlar (kazıklı temel, jet grout, derin karıştırma, taş kolonları) imal edilmesiyle zemin iyileştirme çalışması yapılabilir. İyileştirilecek zeminin özellikleri ve iyileştirme yönteminin maliyeti, süresi ve hangi amaca yönelik yapılması gerektiği dikkate alınarak en uygun yöntemin seçilmesi gerekir.

Derin karıştırma yöntemi (DKY) zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılan yöntemlerden bir tanesidir. Derin karıştırma sistemi, mekanik delme/kesmenin yapılabildiği kıvamda ve sıkılıktaki her türlü zemine eklenen bağlayıcı malzemenin (kireç, çimento, uçucu kül, bazen cüruf ve diğer katkılar) ortası delik burgular veya kanatlı karıştırıcılar ile zeminle birlikte yerinde karıştırılıp, kolon oluşturulmasına dayanan etkili bir iyileştirme yöntemidir.

Zemin içine katılarak karıştırılan malzemeler (çimento, kireç vb.) ile zemin arasındaki bağlayıcı reaksiyonlar sonucunda rijit kolonların oluşmasına imkân veren bu yöntem, toplam ve farklı oturmaların kontrol edilmesinde, proje ihtiyaçları doğrultusunda zemin taşıma kapasitesinin ve/veya sıvılaşma direncinin arttırılmasında, sıvılaşma sonrası oluşacak dinamik oturmaların sınırlandırılmasında, şev ve dolguların stabilitesinde oldukça etkilidir. Kireç ve uçucu kül miktarı %15 oranında sabit tutularak yapılan çalışmada, %10, %15, ve %20 oranlarında polisaj malzemesi ilave edilerek DKK performansını araştırılmıştır [1]. Çimento, kireç, uçucu kül ve mermer tozunun killi zeminlerin iyileştirilmesi üzerindeki etkilerinin araştırıldığı çalışmada, katkı malzemeleri olarak kullanılan çimento, kireç, uçucu kül ve

mermer tozunun her biri ayrı ayrı olmak üzere tek tip killi zemine ağırlıkça değişik oranlarda (%5, %10, %15) karıştırılmış ve değişik kür sürelerinde (7 gün, 21 gün ve 45 gün) bekletildikten sonra üç eksenli basınç deneyine tabi tutularak zeminin mukavemet özelliklerindeki değişim değerlendirilmiştir [2]. Başka bir çalışmada, laboratuarda yumuşak zemin ile yüksek firin cüruf çimentosunu plastik kıvamda karıştırmış ve serbest basınç mukavemeti deneyine tabi tutmuşlardır. Çimento oranı toplam zemin kütlesi için 100-200 kg/m^3 ve zeminin kuru kütlesi bakımından ise %4.0 ve %8.0 olarak kullanılmıştır [3]. Bir diğer çalışmada, çimento yüzdesi için kilin kuru ağırlığının %4, %6, %8 ve %10 oranları seçilirken su muhtevası değerleri %30, %48 ve %70 olarak seçilmiştir [4]. Derin karıştırma kolonlarının imalatından hemen sonra ve yapım süresinde kalite yönetimi programı kullanılarak, sonuçlar ve süreç üzerinde araştırma yapıldığında, arazide imal edilen kolonlardan alınan numunelerin dayanım ve rijitlik değerleri laboratuvarda hazırlanan numunelerden %20 ile %40 daha düşük elde edildiği görülmüştür [5]. Kum zemin üzerinde Portland çimentosu klinkeri ile yüksek fırın cürufunun bağlayıcı madde olarak kullanıldığı bir calışmada bağlayıcı miktarı 200, 300, 400, 500, 600 ve 700 kg/m³ olacak şekilde kumlu zemin içerisinde derin karıştırma kolonları imal edilerek deneyler yapılmıştır [6].

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Kullanılan Malzemeler

Deneysel çalışmalarda kullanılan zemin Konya ili Doğanhisar ilçesinden temin edilmiştir. Zeminde %27 oranında ince kum bulunurken, kalan kısmı ince tanelidir (Şekil 1). Zeminin likit limit değeri 23, plastik limit değeri 11 olup USCS'ye göre düşük plastisiteli silt (ML) sınıfındadır.

DKK imalatında bağlayıcı malzeme olarak çimento ve uçucu kül kullanılmıştır. Kullanılan çimento CEM-I sınıfındadır. Çalışma kapsamında kullanılan uçucu kül Seydişehir Eti Aluminyum Tesisleri'nden sağlanmıştır. Uçucu külün tane dağılımı %16 kum ve %84 silt boyutunda şekillenmektedir. Uçucu kül içerdiği kimyasal bileşenler yönünden C veya F sınıflarına dâhil değildir ve CaO miktarı çok yüksektir (Çizelge 1). Bağlayıcı malzemenin kıvamını artırmak için Master Rheobuild 1000 isimli süper akışkanlaştırıcı katkı maddesi kullanılmıştır.

Kimyasal bileşim	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Isı kaybı	Serbest CaO
Uçucu kül (%)	19.8	8.1	6.0	28.3	1.0	18.2	0.4	0.1	1.8	16.3

Çizelge 1. Uçucu külün kimyasal bileşimi



Şekil 1. Zeminin tane dağılım grafiği

2.2. Deney Programı ve Yöntem

Herhangi bir deneyin tasarlanması ile bu deneyi etkileyen parametrelerin sonuç üzerindeki etkilerini araştırmak için çeşitli yaklaşımlar mevcuttur. Taguchi yöntemi ile seçilen ortogonal bir dizin kullanılarak oldukça az sayıda deney veya çalışma yapılarak parametrelerin sonuca etkileri araştırılabilmektedir. Bu yöntem ile yapılmamış olan diğer deney sonuçları ile maksimum ve minimum değerler de tahmin edilebilmekte, deneysel maliyet minimum düzeyde tutulabilmektedir (Türkmen vd., 2008). Taguchi metodunda tasarımlar için özel olarak geliştirilmiş ortogonal dizin tabloları kullanılmaktadır. Bu çalışmada 5 parametreli ve 4 seviyeli standart L₁₆ ortogonal dizin tablosu kullanılmıştır (Çizelge 2). Çalışmada, zeminin başlangıç su içeriği (w₀), çimento yüzdesi, uçucu kül yüzdesi, su/bağlayıcı oranı ve süper akışkanlaştırıcı katkı yüzdesi olmak üzere 5 parametreli ve 4 seviyeli bir dizayn yapılmıştır (Çizelge 3). Deneysel çalışma sonuçları S/N analizleri, varyans analizi (ANOVA) ve optimizasyon çalışmaları ile değerlendirilmiştir.

Danay		Para	metrel	er ve		Danav		Para	metrel	er ve	
Deney	р	arame	etre se	viyele	ri	Deney	р	arame	etre se	viyele	ri
110	А	В	С	D	Ε	110	А	В	С	D	E
1	1	1	1	1	1	9	3	1	3	4	2
2	1	2	2	2	2	10	3	2	4	3	1
3	1	3	3	3	3	11	3	3	1	2	4
4	1	4	4	4	4	12	3	4	2	1	3
5	2	1	2	3	4	13	4	1	4	2	3
6	2	2	1	4	3	14	4	2	3	1	4
7	2	3	4	1	2	15	4	3	2	4	1
8	2	4	3	2	1	16	4	4	1	3	2

Çizelge 2. Taguchi tasarımı için L₁₆ Ortogonal index tablosu

			Parametre		
Souivo	А	В	С	D	E
Seviye	Zeminin ilk su	Çimento	Uçucu kül	Su/bağlayıaı	Katkı miktarı
	muhtevası (%)	(Ağırlıkça, %)	(Ağırlıkça, %)	Su/Dagiayici	(Ağırlıkça, %)
1	15	3	0	0.50	0.5
2	19	7	10	0.75	1.0
3	23	11	25	1.00	1.5
4	27	15	40	1.25	2.0

Çizelge 3. Deney tasarımında kullanılan parametreler ve seviyeleri

Derin karıştırma örnekleri hazırlanırken ilk önce zemine başlangıç su muhtevasına karşılık gelecek miktarda su eklenerek karıştırılmıştır. Daha sonra, zeminin kuru kütlesi üzerinden yüzdece çimento ve uçucu kül miktarları, bağlayıcı maddelerin toplam kuru kütlesi üzerinden yüzdece su ve katkı maddesi miktarları belirlenerek zemine eklenmiştir. Homojen bir karışım elde edildikten sonra hazırlanan karışımlar 5cm çapında ve 10cm yüksekliğindeki kalıplara dökülmüştür. Derin karıştırma numuneleri 7 ve 28 gün sürelerince su banyosunda sabit sıcaklıkta bekletilerek kür edilmiştir. Kür sürelerinin sonunda tek eksenli basınç deneyi yapılarak, derin karıştırma kolonlarının serbest basınç mukavemeti, birim deformasyon ve elastisite modülü değerleri belirlenmiştir.

3. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1. Serbest Basınç Deneyi

Deney programında yer alan 16 farklı karışım için elde edilen serbest basınç mukavemeti (SBM), birim deformasyon ve elastisite modülü değerleri 7 ve 28 gün kür süreleri için Çizelge 4'te verilmiştir. 7 gün sonundaki dayanım parametrelerine bakıldığında 2 ve 12 numaralı tasarımlarda serbest basınç mukavemeti (q_u) ve elastisite modülü (E) değerlerinin en büyük elde edildiği görülür. Birim deformasyon (ϵ) değerleri arasında çok büyük fark bulunmamakla birlikte, 4, 9,10 ve 13 numaralı tasarımlarda kolonun sünekliliği diğerlerine göre daha fazla bulunmuştur. Bu tasarımlarda uçucu kül yüzdesi %25-40 seviyelerinde olup, uçucu kül miktarının artması kolonun sünekliliğini artırmaktadır. 28 günlük kür süreleri sonunda her bir tasarım için elde edilen dayanım parametreleri 7 gün için elde edilen değerlerden fazla olmuştur. Kür süresinin artması dayanımı oldukça artırmaktadır. 28 günün sonundaki dayanım parametrelerine bakıldığında 3, 4, 8 ve 12 numaralı tasarımlarda q_u ve E değerleri en fazla elde edilmiştir. Bu tasarımların ortak özelliği uçucu kül miktarının %25-40 seviyelerinde olmasıdır. Kür süresi arttıkça uçucu külün dayanım parametreleri üzerindeki etkisi de artmaktadır.

3.2. İstatistiksel Analiz Sonuçları

İstatistiksel analiz sonuçları değerlendirilirken Design Expert 10 yazılımı kullanılmıştır. Bu yazılımın içerisinde bulunan "faktöriyel tasarım" bölümünde "Taguchi orthogonal dizin" alt menüsünde gerekli analizler yapılarak değerlendirmelerde bulunulmuştur. Parametrelerin sonuç üzerindeki etki derecelerini belirlemek için çok parametreli varyans analizi (ANOVA) yapılmıştır. Sonuçlar değerlendirilirken tüm parametreler arasında etkileşim olduğu kabul edilmiştir.

Deney	7 g	ün sonu	nda	28 g	gün sonu	ında
No	q _u (kPa)	ε (%)	E (MPa)	q _u (kPa)	£ (%)	E (MPa)
1	47.8	0.57	9.5	68.7	0.61	15.3
2	1395.6	1.09	163.3	1704.5	1.31	176.5
3	676.4	1.17	74.7	2257.3	1.08	302.3
4	639.4	2.47	49.5	2170.5	1.84	152
5	239.6	0.96	33.7	373.5	2.19	25.8
6	281.6	1.08	52.2	730.1	1.73	78.9
7	623.2	1.02	101	1389.6	1.96	68.7
8	973	1.29	140	2477.8	2.79	127.6
9	147	4.54	6.1	248.6	4.35	6.8
10	411.4	2.9	30.6	1155.6	2.25	80.6
11	350	0.99	43.5	800.0	0.87	58.9
12	1538.8	1.3	187.5	2363.2	0.99	225.9
13	212.6	3.85	11.9	449.0	2.45	31.5
14	608.6	3.19	44.2	1501.5	0.97	245
15	472.2	2.41	24.9	780.2	1.01	113.8
16	410.2	1.7	49.6	803.1	1.18	100.6

Çizelge 4. 7 ve 28 gün kür süreleri sonundaki mukavemet sonuçları

7 gün sonundaki SBM değerleri için geliştirilen modelde p=0.0018<0.05 olup model anlamlıdır (Çizelge 5). Model %95 güven aralığı içerisindedir. ANOVA analiz sonuçları değerlendirilirken, deney sonuçları üzerinde etkili olan parametrelerin etki derecesi F değerinin yüksek olmasından anlaşılır. 7 günlük SBM deney sonuçları üzerinde en etkili parametre çimento, daha sonra sırasıyla uçucu kül, katkı yüzdesi ve su/bağlayıcı oranıdır (Şekil 2a). 7 gün sonundaki ε değerleri için geliştirilen modelde p=0.0066<0.05 olup model %95 güven aralığı içindedir (Çizelge 6). ε değerleri üzerinde etkili olan parametreler sırasıyla zeminin ilk su muhtevası, uçucu kül, su/bağlayıcı oranı ve çimento yüzdesi şeklindedir (Şekil 2b). 7 gün sonundaki E değerleri için yapılan varyans analiz sonuçlarına göre geliştirilen model %90.9 güven aralığındadır (Çizelge 7). Elastisite modülü değerleri üzerinde en çok etkili olan parametre çimento yüzdesidir. Su muhtevası, uçucu kül yüzdesi ve su/bağlayıcı oranı az da olsa E değerlerini etkilemektedir (Şekil 2c).

Çizelge 5. 7 günlük SBM değerleri için varyans analizi sonuçları (ANOVA)

	Kareler	Serbestlik	Ortalama	F	p-değeri	
	toplamı	derecesi	kare	değeri	Olasılık > F	
Model	2.13	12	0.18	87.44	0.0018	Anlamlı
Çimento	1.34	3	0.45	219.10	0.0005	
Uçucu kül	0.58	3	0.19	95.60	0.0018	
Su/bağlayıcı	0.11	3	0.035	17.38	0.0212	
Katkı	0.11	3	0.036	17.67	0.0207	

	Kareler	Serbestlik	Ortalama	F	p-değeri	
	toplamı	derecesi	kare	değeri	Olasılık > F	
Model	0.99	12	0.083	35.79	0.0066	Anlamlı
Su muhtevası	0.43	3	0.14	62.55	0.0033	
Çimento	0.052	3	0.017	7.46	0.0664	
Uçucu kül	0.35	3	0.12	50.70	0.0045	
Su/bağlayıcı	0.16	3	0.052	22.43	0.0148	

Çizelge 6. 7 günlük ε değerleri için varyans analizi sonuçları (ANOVA)

Çizelge 7. 7 günlük E değerleri için varyans analizi sonuçları (ANOVA)

	Kareler	Serbestlik	Ortalama	F	p-değeri	
	toplamı	derecesi	kare	değeri	Olasılık > F	
Model	2.65	12	0.22	5.60	0.0912	Anlamlı
Su muhtevası	0.36	3	0.12	3.03	0.1936	
Çimento	1.69	3	0.56	14.25	0.0279	
Uçucu kül	0.28	3	0.092	2.33	0.2530	
Su/bağlayıcı	0.33	3	0.11	2.78	0.2114	



Şekil 2. Parametrelerin sonuç üzerine etkileri: a) serbest basınç mukavemeti, b) birim deformasyon, c) elastisite modülü (7 gün kür süresi sonunda)

28 gün sonundaki SBM değerleri için geliştirilen modelde p=0.0053<0.05 olup model anlamlıdır (Çizelge 8). Model %95 güven aralığı içerisindedir. 28 günlük SBM deney sonuçları üzerinde en etkili parametre çimento, daha sonra sırasıyla uçucu kül, katkı yüzdesi ve su/bağlayıcı oranıdır (Şekil 3a). 28 gün sonundaki ε değerleri için geliştirilen modelde p=0.1816>0.05 olup model %82 güven aralığı içindedir (Çizelge 9). ε değerleri üzerinde etkili olan parametreler sırasıyla uçucu kül, zeminin ilk su muhtevası, su/bağlayıcı oranı ve çimento yüzdesi şeklindedir (Şekil 3b). 28 gün sonundaki E değerleri için yapılan varyans analiz sonuçlarına göre geliştirilen model %92.7 güven aralığındadır (Çizelge 10). Elastisite modülü değerleri üzerinde en çok etkili olan parametre çimento yüzdesidir. Su muhtevası, katkı yüzdesi ve uçucu kül oranı az da olsa E değerlerini etkilemektedir (Şekil 3c).

	Kareler	Serbestlik	Ortalama	F	p-değeri	
	toplamı	derecesi	kare	değeri	Olasılık > F	
Model	2.64	12	0.22	41.86	0.0053	Anlamlı
Çimento	1.87	3	0.62	118.28	0.0013	
Uçucu kül	0.54	3	0.18	34.24	0.0080	
Su/bağlayıcı	0.080	3	0.027	5.09	0.1073	
Katkı	0.16	3	0.052	9.83	0.0463	

Çizelge 8. 28 günlük SBM değerleri için varyans analizi sonuçları (ANOVA)

Çizelge 9. 28 günlük ɛ değerleri için varyans analizi sonuçları (ANOVA)

	Kareler	Serbestlik	Ortalama	F	p-değeri	
	toplamı	derecesi	kare	değeri	Olasılık > F	
Model	0.70	12	0.058	3.23	0.1816	Anlamlı
Su muhtevası	0.18	3	0.061	3.39	0.1712	
Çimento	0.099	3	0.033	1.83	0.3161	
Uçucu kül	0.25	3	0.085	4.71	0.1176	
Su/bağlayıcı	0.16	3	0.054	3.00	0.1954	

Çizelge 10. 28 günlük E değerleri için varyans analizi sonuçları (ANOVA)

	17 1	0 1 (11	$O \neq 1$	Г	1 ~ ·	
	Kareler	Serbestlik	Ortalama	F	p-degeri	
	toplamı	derecesi	kare	değeri	Olasılık > F	
Model	3.01	12	0.25	6.65	0.0726	Anlamlı
Su muhtevası	0.25	3	0.084	2.24	0.2629	
Çimento	2.30	3	0.77	20.34	0.0170	
Uçucu kül	0.21	3	0.069	1.84	0.3144	
Katkı	0.25	3	0.082	2.18	0.2691	

3.3. Optimizasyon Sonuçları

Bu çalışma ile derin karıştırma kolonları imal edilirken bağlayıcı malzemeyi oluşturan parametrelerden çimento, uçucu kül, su/bağlayıcı ve süper akışkanlaştırıcı katkı yüzdeleri ile zeminin başlangıç su muhtevası değerlerinin, kolon dayanımı üzerine olan etkileri araştırılmıştır. Derin karıştırma kolonunun mukavemet, birim deformasyon ve elastisite modülü değerlerini maksimum elde edebilmek için bahsedilen parametrelerin en uygun değerleri bulunmaya çalışılmıştır. Bunu için Taguchi yöntemi kullanılarak optimizasyon yapılmıştır ve 100 farklı sonuç elde edilmiştir. Optimizasyon yapılırken serbest basınç

mukavemeti için etki derecesi 5 üzerinden 4, elastisite modülü değeri için ise etki derecesi 5 üzerinden 3 seçilmiştir. 7 ve 28 gün kür süreleri sonunda elde edilebilecek dayanım ve birim deformasyon değerleri ile bu sonuçların istenebilirlik oranları sırasıyla Çizelge 11 ve Çizelge 12'de verilmiştir.



Şekil 3. Parametrelerin sonuç üzerine etkileri: a) serbest basınç mukavemeti, b) birim deformasyon, c) elastisite modülü (28 gün kür süresi sonunda)

Yapılan istatistiksel analizler sonucunda, 7 gün kür süresi için, %7 çimento, %10 uçucu kül ve %1.5 süper akışkanlaştıcı katkı maddesi ile ve %0.75 su/bağlayıcı oranında oluşturulan enjeksiyon malzemesi ile DKK performansının dayanım yönünden en uygun değeri elde edilmiştir (Şekil 4). 28 gün kür süresi için ise optimum parametreler %7 çimento, %25 uçucu kül ve %1.5 süper akışkanlaştıcı katkı maddesi ile ve %0.75 su/bağlayıcı olarak elde edilmiştir (Şekil 5).

Su muh. (%)	Çimento (%)	Uçucu kül (%)	Su/bağ.	Katkı miktarı (%)	q _u (kPa)	3 (%)	E (MPa)	İstenebilirlik
19	15	10	0.75	1	2024.5	0.87	365.5	1.000
15	15	10	0.75	1.5	2113.7	0.93	253.3	1.000
23	15	10	0.75	1.5	2113.7	1.62	181.5	0.986
19	15	10	0.75	2	1798.1	0.87	365.5	0.970
19	7	10	0.75	1.5	1495.4	0.97	237.6	0.887
19	7	10	0.75	1	1432.3	0.97	237.6	0.868
15	7	10	0.75	1.5	1495.4	1.03	164.7	0.837
19	11	10	0.75	1	1313.9	0.69	218.1	0.831
15	7	10	0.75	1	1432.3	1.03	164.7	0.819
19	7	10	0.75	2	1272.1	0.97	237.6	0.817

Çizelge 11. 7 gün kür süresi için elde edilen optimum parametreler, dayanım ve deformasyon özellikleri ve istenebilirlik oranı

Çizelge 12. 28 gün kür süresi için elde edilen optimum parametreler, dayanım ve deformasyon özellikleri ve istenebilirlik oranı

Su muh. (%)	Çimento (%)	Uçucu kül (%)	Su/bağ.	Katkı miktarı (%)	q _u (kPa)	8 (%)	E (MPa)	İstenebilirlik
27	15	25	1	1.5	3486.7	1.82	350.1	1.000
15	7	25	0.75	1.5	2790.3	1.59	338.7	1.000
27	7	25	0.75	1.5	2790.3	1.84	311.1	1.000
15	7	10	0.75	1.5	2416.1	1.10	393.6	0.985
27	7	10	0.75	1.5	2416.1	1.27	361.5	0.985
27	7	25	1	1.5	2364.6	1.74	311.1	0.973
15	7	25	1	1.5	2364.6	1.51	338.7	0.973
15	11	10	0.75	1.5	2357.7	0.86	332.2	0.971
27	11	10	0.75	1.5	2357.7	0.99	305.1	0.971
15	7	40	0.75	1.5	2596.2	1.78	271.5	0.954

4. SONUÇLAR

Yapılan deneysel ve istatistiksel çalışma ile siltli zeminlerde imal edilen derin karıştırma kolonlarının dayanım parametreleri araştırılmıştır. Çalışmada zeminin başlangıç su muhtevası, uçucu kül ve çimento miktarı ile su/bağlayıcı ve süper akışkanlaştırıcı katkı yüzdesinin değişken olduğu 5 parametreli 4 seviyeli Taguchi ortogonal dizin tablosu kullanılarak deneyler yürütülmüştür. Yapılan istatistiksel analizler sonucunda, 7 gün kür süresi için, %7 çimento, %10 uçucu kül ve %1.5 süper akışkanlaştıcı katkı maddesi ile ve %0.75 su/bağlayıcı oranında oluşturulan enjeksiyon malzemesi ile DKK performansının dayanım yönünden en uygun değeri elde edilmiştir. 28 gün kür süresi için ise optimum parametreler %7 çimento, %25 uçucu kül ve %1.5 süper akışkanlaştıcı katkı maddesi ile ve %0.75 su/bağlayıcı olarak elde edilmiştir. Uçucu kül miktarının fazla olması 7 günlük erken dayanım değerlerini çok etkilememiştir. Uçucu külün etkisi 28 gün kür edilen numunelerde daha belirgin olmuştur. Derin karıştırma kolonu imal edilirken çimento





Şekil 5. 28 gün kür süresi için optimum parametreler ve seviyeleri

miktarı %7 tutularak atık bir malzeme olan uçucu kül kullanılabilir. Böylelikle hem kolon performansı hem de ekonomi yönlerinden uygun bir tasarım yapılmış olur.

KAYNAKLAR

- [1] Öntürk, K., "Zemin iyileştirmesinde polisaj, kireç ve uçucu külün kullanımı", Yüksek lisans tezi, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 160s, 2011.
- [2] Coşkun, Y., "Katkı Malzemeleri İle Zemin İyileştirilmesinin Üç Eksenli Basınç Deneyleri Kullanılarak Değerlendirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Aksaray Üniversitesi, 2015.
- [3] Dias, D.R., Camarini, G., Miguel, M.G., "Preliminary laboratory tests to study the increase of strength in samples of soft soils with cement, for treatments using Dry-Mix System", Grouting and Deep Mixing 2012, Geotechnical Special Publication (GSP) No. 228, 2012.
- [4] Pakbaz, M.S., Alipour, R., "Influence of cement addition on the geotechnical properties of an Iranian clay", Department of Civil Engineering, Shahid Chamran Univ., Ahvaz, Iran. Geotechnical Engineering, Sazabpardazan Consulting Engineers Co., Ahvaz, Iran, 2012.
- [5] Madhyannapu, R.S., Puppala, A.J., Nazarian, S., Yuan, D., 2010. "Quality Assessment and Quality Control of Deep Soil Mixing Construction for Stabilizing Expansive Subsoils", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- [6] Shrestha, R., 2008. "Soil Mixing: A Study on 'Brusselian Sand' Mixed with Slag Cement Binder", Master Dissertation, University of Ghent, University of Brussle.

INFLUENCE OF CALCIUM AND SODIUM BENTONITE ON SHEAR PARAMETERS OF MUNICIPAL SWEAGE SLUDGE

BELEDİYE KANAT ÇAMURUNUN SHEAR PARAMETRELERİNE KALSİYUM VE SODYUM BENTONİTİNİN ETKİSİ

Manish SHAH¹ Kamlesh SINGH²

ABSTRACT

The present research work comprises of using of domestic sewage sludge as potential soil material to minimize the dumping load on landfill sites as environmental pollution and it aims at improving the inherent properties of sludge to be used as fill material for various civil engineering purposes, by mixing with various proportions of Ca bentonite and Na bentonite. Index properties and compaction characteristics were determined for raw sludge. The experimental work comprises of addition of Na-bentonite and Ca-bentonite in 5%. 10% & 15% of total mass of sludge along with addition of sodium dodecayal sulphate which acts as a surfactant (binding material) in 3%, 6% and 9% to each sample of domestic sludge and NA & Ca bentonite. Further to know change in strength parameters, direct box shear test and UCS test are performed on the samples. Final analysis indicates that 10% addition of Ca and Na bentonite gives very encouraging results.

Keyword: Calcium Bentonite, Sodium Bentonite, Municipal Sewage Sludge

ÖZET

Mevcut araştırma çalışmaları, evsel atıksu çamuru potansiyel bir toprak materyali olarak toprak dolgu alanlarındaki çöplük yükünü çevre kirliliği olarak en aza indirgemek için kullanmayı içermektedir ve çamurun çeşitli inşaat mühendisliği amaçları için dolgu malzemesi olarak kullanılmak üzere karışımının karıştırılarak geliştirilmesini amaçlamaktadır çeşitli oranlarda Ca bentonit ve Na bentonit ile. Ham çamur için indeks özellikleri ve sıkıştırma özellikleri belirlenmiştir. Deneysel çalışma% 5 Na-bentonit ve Ca-bentonit ilavesinden oluşur. Çamurun toplam kütlesinin% 10'u ve% 15'i ve ayrıca evsel çamur ve NA & Ca bentonitin her numunesine% 3,% 6 ve% 9'da bir yüzey aktif madde (bağlayıcı malzeme) olarak işlev gören sodyum dodesikaral sülfat eklenmesi. Ayrıca, mukavemet parametrelerindeki değişimi bilmek için, doğrudan kutu makaslama testi ve UCS testi örnekler üzerinde gerçekleştirilir. Nihai analiz Ca ve Na bentonitin% 10 eklenmesinin çok cesaret verici sonuçlar verdiğini göstermektedir.

Anahtar Kelime: Kalsiyum Bentonit, Sodyum Bentonit, Belediye Kanalizasyon Çamuru

^{*1} Dr, Applied Mechanics, L.D. College of Engineering, Ahmedabad-380015, India, Email: mvs2212@yahoo.co.in

² UG, Civil EnggDeptt, Indus University, Ahmedabad, India

1. INTRODUCTION

In most part of the world, damage has already been done to the environment and ground water reserves due to indiscriminate disposal of industrial and other hazardous wastes. Geoenvironmental technologies has developed and successfully demonstrated an innovative new technology to manage municipal sludge with significant benefits. Sewage sludge is by-product generated during treatment of waste water, usually compositing of high water content and a large amount of hazardous substances. India produces the dried sewage sludge up to 2 million tons per year and continues increasing the production amount. The sludge is usually hard to handle since it often has poor mechanical properties, such as poor self-support and low resistance to external environmental stresses (e.g. stresses induced during wet and dry cycles). The answer lies in sustainable development. Natural resources should be exploited in such a manner that, for fulfilling present needs, future needs are also to be addressed. The landfill sites are big source of contamination of ground water, due to percolation of waste into ground during monsoon. These sites also pose threats to air pollution, due to emission of poisonous gases and leads to various health hazards to human beings.

1. INTRODUCTION

The objective of the Geoenvironmental engineering is to develop capabilities of identifying, preventing and solving problems, involving facilities that may adversely affect the environment. Geoenvironmental engineering covers areas traditionally within civil engineering, earth sciences, and life sciences. The discipline centers on human interaction with the ground water environment. In most part of the world, damage has already been done to the environment and ground water reserves due to indiscriminate disposal of industrial and other hazardous wastes. Geoenvironmental technologies has developed and successfully demonstrated an innovative new technology to manage municipal sludge with significant benefits. Sewage sludge is by-product generated during treatment of waste water, usually compositing of high water content and a large amount of hazardous substances. India produces the dried sewage sludge up to 2 million tons per year and continues increasing the production amount. There are four chief options for land utilization of municipal sludge: applying sludge directly to croplands, to forests, to disturbed lands as a means of land reclamation, and providing composted sludge for landscaping and gardening.

The main objective of the present research is determine index and engineering properties of sludge and modifying various engineering properties of sewage sludge using conventional calcium Bentonite clay(5%, 10%, 15%) and sodium Bentonite clay(5%, 10%, 15%) with sodium Dodecyal sulphate as dispersing agent in various proportions of 3%, 6% and 9% by weight respectively. Also the aim is to study the pre and post surface chemistry using sludge-bentonite interaction and possibly to find role of particular chemical constituents responsible for such changes.

2. MATERIALS AND METHODOLOGY

2.1 Municipal Sewage Sludge:

The properties and compaction characteristics of municipal sewage sludge used for present study are shown below in table 1. The sludge was collected from 106 MLD Municipal Sewage treatment plant Behrampura Ahmedabad, Gujarat. Sludge is non plastic in nature.

Sr. No.	Name of experiment	Description	Determination	
1	Particle size	Sieve analysis	$C_u = 7.15$	
1	distribution	(IS 2720-4)	$C_{c} = 0.906$	
2	Specific gravity	Density bottle method	G = 1.76	
	specific gravity	(IS:2720-3)	0 - 1.70	
3	L jouid limit	Cassagrande apparatus		
5	Liquid mint	(IS:2720-5)	Non Plastic	
4	Plastic limit	IS : 2720-5		
5	Light compaction test	Standard proctor test	OMC = 43%	
5	Light compaction test	(IS:2720-7)	$MDD = 9.4 \text{ kN/m}^3$	

Table 1: Index	properties	of	sludge
----------------	------------	----	--------

2.2 Calcium Bentonite:

Calcium Bentonite is generally in red, yellow, blue in colour. For this experimental work red colour of Calcium Bentonite is formed by mechanical and chemical weathering of volcanic materials such as glass and tuffs. The properties of the Calcium Bentonite are shown in table 2. The quantity of Calcium Bentonite required was approximately 1000g for the testing.

2.3 Sodium Bentonite:

Sodium bentonite is the name for the ore whose major constituents is the mineral, Sodium Montmorillionite. Montmorillionite are three-layer minerals consisting of two tetrahedral layers sandwiched around a central octahedral layer. Oxide anions at the apices of the tetrahedral subunits are directed inward where they surround interior Aluminium, iron and magnesium. The quantity of Sodium Bentonite required was approximate 904g for testing.

	Table 2. Hoperties of Calcium Dentonne and Sodium Dentonne								
Sr		Parameters							
No	Materials	ъЦ	Free swell	Liquid	Plastic	Plasticity			
INO.		pm	(%)	limit (%)	limit (%)	index			
1	Calcium Bentonite	8.5 – 9.5	6.5 - 10	150 - 300	33 - 34	115 - 330			
2	Sodium Bentonite	-	18.25	350 - 450	48	300 - 400			

Table 2: Properties of Calcium Bentonite and Sodium Bentonite

3. RESULTS AND ANALYSIS

Different percentage of Calcium Bentonite, Sodium Bentonite and Sodium Dodecyal Sulphate (SDS) is added to study the properties of sludge. Study of Atterberg limits of raw of sludge sample, compaction characteristics of sludge treated with 5%, 10% and 15% of Calcium

Bentonite and Sodium Bentonite respectively by weight of sludge are carried out and with each percentage of Calcium and Sodium Bentonite, 3%, 6% and 9% of Sodium Dedocyal Sulphate (SDS) is added. The prepared samples are kept in air tight containers. Separate plots are prepared for Ca and Na Bentonite. On each sample, box shear test and unconfined compressive strength test are performed.



3.1 Compaction Characteristics:





The compaction characteristics of treated Municipal Sewage Sludge are shown from figure 1 to 6. With reference to figure 1, Optimum Moisture Content (OMC) of sludge treated with 5% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 14%, 12% and 10% respectively, Maximum Dry Density (MDD) for the same is 9.5kN/m³, 10kN/m³ and 10.4kN/m³ respectively. From figure 2, OMC of sludge treated with 10% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 10%, 8% and 6% respectively, MDD for the same is 10kN/m³, 10.2kN/m³ and 10.4kN/m³ respectively. From figure 3, OMC of sludge treated with 15% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 18%, 15% and 12% respectively, MDD for the same is 10.4kN/m³, 10.2kN/m³ and 10.1kN/m³ respectively. While, from figure 4, OMC of sludge treated with 5% Sodium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 18%, 26% and 30% respectively, MDD for the same is 10.4kN/m³, 10.2kN/m³ and 10.1kN/m³ respectively. From figure 5, OMC of sludge treated with 10% Sodium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 24%, 27% and 30% respectively, MDD for the same is 10kN/m³, 10.1kN/m³ and 10.4kN/m³ respectively. From figure 6, OMC of sludge treated with 15% Sodium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 30%, 33% and 36% respectively, MDD for the same is 10.4kN/m³, 10.2kN/m³ and 10.1kN/m³ respectively.

3.2 Strength Characteristics



at 10% Calcium Bentonite

at 10% Sodium Bentonite







The strength characteristics of treated Municipal Sewage Sludge determine through direct box shear test is shown from figure 7 to 12. From figure 7, angle of internal friction of sludge treated with 5% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 30^{0} , 26^{0} and 24^{0} respectively, cohesion for the same is $3kN/m^{2}$, $4.9kN/m^{2}$ and $7.5kN/m^{2}$ respectively. From figure 8, angle of internal friction of sludge treated with 10% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 15^{0} , 16^{0} and 19^{0} respectively, cohesion for the same is $12.5kN/m^{2}$, $26.5kN/m^{2}$ and $39kN/m^{2}$ respectively. From figure 9, angle of internal friction of sludge treated with 15% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 11.5^{0} , 10.5^{0} and 9^{0} respectively, cohesion for the same is $2.215kN/m^{2}$, $2.5kN/m^{2}$ and $5kN/m^{2}$ respectively.

From figure 10, angle of internal friction of sludge treated with 5% Sodium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 7^{0} , 6.8^{0} and 5.70^{0} respectively, cohesion for the same is 5kN/m², 8kN/m² and 15kN/m² respectively. From figure 11, angle of internal friction of sludge treated with 5% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 8.2^{0} , 8.5^{0} and 9.30^{0} respectively, cohesion for the same is 21.55kN/m², 10kN/m² and 5kN/m² respectively. From figure 12, angle of internal friction of sludge treated with 5% Calcium Bentonite for 3%, 6% and 9% of SDS is 4.1^{0} , 5.4^{0} and 7^{0} respectively, cohesion for the same is 1.5kN/m², 2kN/m² and 3.5kN/m² respectively.



3.3 Strength Characteristics: (Unconfined Compressive Strength Test)





The strength characteristics of treated Municipal Sewage Sludge obtain by unconfined compressive strength test is shown in figure 13 and 14. In figure 13 values of unconfined compressive strength for 5% Calcium Bentonite with 3%, 6% and 9% SDS are 32.3kPa, 40kPa and 45kPa respectively same for 10% of Calcium Bentonite are 35kPa, 38kPa and 42kPa respectively and for the 15% of Calcium Bentonite are 50kPa, 60kPa and 65kPa respectively. In figure 14 values of unconfined compressive strength for 5% Sodium Bentonite with 3%, 6% and 9% SDS are 25kPa, 35kPa and 40kPa respectively same for 10% of Sodium Bentonite are 34.6kPa, 41.3kPa and 48kPa respectively and for the 15% of Sodium Bentonite are 80kPa, 111kPa and 125kPa respectively.

4. CONCLUSION

- Compaction characteristics of virgin sludge indicate very poor compaction characteristics. Optimum Moisture Content and Maximum Dry Density is 43% and 9.4 kN/m³.
- Direct shear test results shows value of "C &Ø" for virgin sludge as 0kN/m² and 34⁰ respectively.
- Unconfined Compressive Strength results shows value of compressive strength for virgin sludge as 15kPa.
- When sludge is added with different proportions of Calcium Bentonite (5%, 10% and 15% by weight of sludge) and Sodium Bentonite (5%, 10% and 15% by weight of sludge) with Sodium Dodecyal Sulphate (3%, 6% and 9%) in both, by each percent of Calcium Bentonite& Sodium Bentonite,there is,
 - 1. An increment in Maximum Dry Density and decrement of Optimum Moisture Content
 - 2. An increment in cohesion and decrement of angle of internal friction
 - 3. An increment in Unconfined Compressive Strength
- Virgin sludge having high angle of internal friction thus cannot be used as fill material or potential Civil Engineering material. Angle of internal friction can be decreased by using Calcium Bentonite or Sodium Bentonite with Sodium Dodecyal Sulphate, same way the UCS of virgin soil is very low which can be increased by using the same.
- It is observed that 10% addition of Ca Bentonite and Na Bentonite gives very encouraging results.

Thus, from the above study it reveals that domestic sludge can be used as a better engineering field material, if treated by either Calcium Bentonite or Sodium Bentonite. The domestic sludge used in present study is non plastic in nature and clay (Calcium Bentonite and Sodium Bentonite) is highly plastic in nature. Combination of these two different soil characterizations helps in improving the shear parameters of sludge and converts into a sludge suitable structural fill material. Present study done on domestic sludge using various proportions of Calcium Bentonite and Sodium Bentonite with Sodium Dodecyal Sulphate as dispersing agent has proved to be very useful to local Municipal Corporation to use these treated sludge as Engineering fill material and generate good revenue for the Corporation.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are highly thankful to Prof. (Dr.) G. P. Vadodariya, Dean, L. D. College of Engineering, Ahmedabad and Prof. A.R. Gandhi, Head of Applied Mechanics Department, L.D. College of Engineering for providing all the necessary research facilities.

REFERENCES

- [1] Mark. H. Gleason, David. E. Daniel, Gerald. R. Eykholt "Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic containment applications". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 123, No-5, ASCE
- [2] Kent Newman, Cliff Gill, and Tim McCaffrey "Stabilization of Silty Sand using combinations of hydraulic cements and polymer emulsion" U.S. Army Engineering Research and Development Centre
- [3] M. A. Gabrl; M. S. Hossain and M. A. Barlaz "Shear Strength Parameters of Municipal Solid Waste with Leachate Recirculation". Journal of Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 4, ASCE
- [4] Cheng Lin, Wei Zhu and Jie Han "Geotechnical Properties of Solidified Sludge by mixing Cement and Calcium-Bentonite". University of Oklal, copyright ASCE 2009.
- [5] Irene M. C. Lo, W.W. Zhou & Kim Lee "Geotechnical characterization of dewatered sewage sludge for landfill disposal" Hong Kong University of science and technology, Canadian Geotech 39:1139-1149(2002) NRC Canada.
- [6] Z. A. Rahman, A. R. Sahibin, T. Lihan, W.M.R. Idris & M. Sakina "Effect of Surfactant on Geotechnical Characteristics of Silty Soil" Sains Malaysiana 42(7)(2013):881-891
- [7] Leda Christiana de Figueiredo Lopes Lucena, Jose Fernando Thome Juca, Jorge Barbosa Soares, and Manoel Gualberto portela "Potential Uses of Sewage Sludge in Highway Construction". Journal of Material in Civil Engineering, ASCE

DERİN KAZI VE İKSA YÖNTEMLERİ
ÇEKME YÜKÜ ALTINDA ÇALIŞAN MİNİ KAZIKLAR – VAKA ANALİZLERİ

MINI PILES WORKING UNDER TENSION LOADS - CASE ANALYSIS

Emre KORKMAZ¹ Önder AKÇAKAL²

Ogan SEVİM³

Selim İKİZ⁴ Turan DURGUNOĞLU⁵

ABSTRACT

In projects which is planned to conditions like the underground water level is high and structures that has more than one basement floors, has important to take necessary precautions in order to check the stability of the structure with the lifting force of the water. In many projects, increase the foundation thickness or drainage precautions can be sufficient to overcome lifting problems, but in some projects additonal tension piles may be required. Mini pile technique can be applied under foundation instead of bored pile which is frequently applied. The smaller dimensions of the mini pile machines allow the machine to be lowered to the excavation level even under tight worksite conditions and eliminate the need for preboring. With the high strength single steel reinforcement and the corrosion protection details, mini piles allow more effective steel use compared to bored piles which have to be kept the crack width of concrete minimum. In this paper, case studies of completed mini pile projects are presented and the results of tension tests conducted in different soil conditions are compared.

Key words: Tension mini piles, uplift force, corrosion protection

ÖZET

Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu ve birden fazla bodrum kat inşaatı planlanan projelerde suyun kaldırma kuvveti ile yapı stabilitesinin bozulup bozulmadığının kontrol edilmesi ve stabilitenin sağlanması adına gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir. Çoğu projede temel kalınlığının arttırılması veya drenaj önlemleri yeterli olurken bazı projelerde tek başına veya ilave olarak çekme kazıklarının kullanılması gerekebilmektedir. Sıklıkla uygulanan temel altı fore kazık tekniğinin yanında daha küçük çaplı mini kazık tekniği de birçok projede temel kazığı olarak uygulanabilmektedir. Mini kazık makinelerinin daha küçük olan boyutları, sıkışık şantiye koşullarında bile makinenin kazı taban kotuna indirilebilmesine olanak sağlamakta ve boş delgi ihtiyacını ortadan kaldırmaktadır. Kullanılan yüksek mukavemetli tek çelik donatı ve korozyon koruması detayı ile mini kazıklar, betonda çatlak genişliğinin minimumda tutulması gereken fore kazıklara göre daha efektif çelik kullanımına olanak sağlamaktadır. Bu makale kapsamında tamamlanan mini kazık projelerine ait vaka analizleri verilmiş olup farklı zemin özelliklerinin bulunduğu ortamlarda gerçekleştirilen çekme testlerinin sonuçları karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Çekme mini kazıkları, yüzme problemi, korozyon koruması

¹ İnş. Müh., Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., emre.korkmaz@zetas.com.tr

² İnş. Yük. Müh., Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., onder.akcakal@zetas.com.tr

 ³ İnş. Yük. Müh., Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., ogan.sevim@zetas.com.tr
 ⁴ İnş. Yük. Müh., Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., selim.ikiz@zetas.com.tr

⁵ Prof. Dr., Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., durgunoglut@zetas.com.tr

1. GİRİŞ

Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu alanlarda inşa edilen, temel derinliği fazla, az katlı ve hafif yapılarda yüzme problemi ile karşılaşılması olasıdır. Tüneller, metro istasyonları, yer altı su seviyesinin altında bodrum katları bulunan, az katlı konut ve ticari projeler yüzme problemleri ile karşılaşılabilecek yapı çeşitlerine örnek olarak verilebilir. Üst yapı ağırlığının, suyun kaldırma kuvvetini karşılamadığı durumlarda yüzme problemleri ile karşılaşılabilmekte olup çözüm olarak ilk etapta temel kalınlığının arttırılması ve gerekli drenaj önlemleri alınması düşünülebilir fakat bu önlemlerin yeterli veya ekonomik olmaması durumunda temel altında çekmeye çalışan kazık veya ankraj gibi önlemler alınmalıdır. Yüzme probleminin bodrum katlı hafif yapılarda bertaraf edilebilmesi için yapılması gereken tahkikler ve alınacak önlemlerden bazıları aşağıda sıralanmaktadır:

- Yapı ağırlığının arttırılması,
- Yapı altındaki su basıncının drenaj yolu ile azaltılması,
- Yapı temelini betonarme/çelik elemanlar ile temel altında bulunan zemine sabitlenmesidir.

2. YAPI İNŞAAT AŞAMALARI VE YAPI AĞIRLIĞININ BELİRLENMESİ

Bodrum katlı hafif yapıların inşaatı sırasında su basıncı ve yapı ağırlığı dengesine bağlı olarak yüzme problemi farklı inşaat aşamalarında boy gösterebilmektedir. Bu nedenle yapının inşaat aşamaları adım düşünülüp, kritik adımların belirlenmesi gerekmektedir. En kritik koşul, kazı taban kotundaki azami su basıncının temel inşaatı sonrasında oluşması şeklinde karşımıza çıkabilecek iken yapı inşaatı tamamlanana kadar temel altından su çekilmesi koşulu ile yapı tamamlandıktan sonra da gerçekleşebilir. Bu koşullar Şekil 1.'de gösterilmektedir.



Şekil 1. a) Su Basıncının Temel İnşaatından Sonra Oluşması. b) Su Basıncının Yapı İnşaatı Sırasında Oluşmasına İzin Verilmemesi. c) Su Basıncının Yapı İnşaatı Sonrasında Oluşması.

Proje gereksinimleri ve uygulayıcı firmanın tercihlerine göre inşaat aşamaları belirlenmelidir. Yer altı suyunun kaldırma problemi açısından kritik aşamaya göre su basıncı ve yapı ağırlığı dengesi irdelenmelidir. Bu dengenin yeterli güvenlikte olmadığı tespit edilirse ilave önlemler proje kapsamında değerlendirilmelidir.

3. SU BASINCI VE ALINAN ÖNLEMLERİ BOYUTLANDIRILMASI

Yapılarda yüzmeye karşı dikkate alınması gereken güvenlik sayıları ilgili şartnamelerde yapıya ve kabul edilen afet durumuna göre 1.10 ile 1.40 arasında değişmektedir. Eurocode 7'de (BS EN 1997-1:2004) yapı ağırlığı (0.90xG) ve emniyetli koruyucu kuvvetler (R_d) toplamının kaldırma kuvvetinden fazla olması beklenir. TS500'de akışkan basıncının 1.40 ile

çarpılması önerilmekteyken ABD Ordusu İnşaat Bölümü Şartnamesi'nde (USACE 1110-2-2100) bu değer yük kategorisine göre 1.10 ile 1.30 arasında değişmektedir.

Çekme elemanları ara mesafesi (s_h), grup etkisinden olumsuz etkilenmemeleri ve temel tasarımının uygun yapılabilmesi için 3.50 - 5.00 D arasında seçilir. Buna göre servis yükü (F_s) aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$F_{S} = \frac{(GS*A*\Box_{W}*\Box) - 0.9*G}{S_{\Box}^{2}}$$

 F_s = Servis yükü, A= Temel alanı, \mathbb{D}_w = Su birim hacim ağırlığı, G= Üst yapı ağırlığı, S_h= Kazık ara mesafesi, GS= Güvenlik katsayısı.

4. ZEMİN PROFİLİNİN İNCELENMESİ VE UYGUN ÇEKME KAZIĞI TASARIMI

Yüzmeye karşı kazık tasarımı birçok şartname ve kaynakta farklı yöntemler ile verilmiş olup, çekme kapasitesi hesabı bu yöntemler ile yapılmaktadır. Bu bölümde örnek uygulamalarda yer aldığı gibi kayada kazık çekme dayanımı hesap yöntemleri özetlenmektedir.

Kazık ile kaya arasındaki sürtünmenin hesaplanmasına yönelik ayrışmış kayalarda yapılabilen standart penetrasyon deneyi (N), tek eksenli basınç mukavemeti (σ_k), kaya kalite göstergesi (RQD), kaya kütlesinin elastite modülü (E_y), kazık yiv yüksekliği (h'), kazık çapı (D), poisson oranı (v) ve kullanılan kazı sıvısı gibi parametrelere bağlı birçok hesap yöntemi yer almaktadır (Arıoğlu ve Diğerleri, 2007).

Bu parametrelerin başında gelen tek eksenli basınç mukavemetine (σ_k) bağlı kaya sürtünmesinin hesabı aşağıda belirtilen amprik yaklaşım ile belirlenebilmektedir.

$$f_s = \alpha * \sigma_k^{\beta}$$

Araştırmacılar tarafından önerilen α ve β katsayıları aşağıdaki tabloda özetlenmektedir.

Tablo 1.	Çeşitli	Araștırmalara	Göre Sü	rtünme	Kapasitesi	ve Tek	Eksenli	Basınç	Dayanımı
		Katsayıları	(O'Neill	, 1996,	alıntılayan	Zhang,	2004).		

Araştırmacı	α	β
Horvath and Kenney (1979)	0,21	0,50
Carter and Kulhawy (1988)	0,20	0,50
Williams et al. (1980)	0,44	0,36
Rowe and Armitage (1984)	0,40	0,57
Rosenberg and Journeaux (1976)	0,34	0,51
Gupton and Logan (1984)	0,20	1,00
Reese and O'Neill (1987)	0,15	1,00
Meigh and Wolshi (1979)	0,22	0,60
Horvath (1982)	0,20	0,50

Bunun yanında kazık sürtünme hesaplarında kaya süreksizliği, kaya kalite göstergesine (RQD) bağlı olarak aşağıdaki şekilde dikkate alınabilmektedir.

 $f_s = f_b * f_{\varsigma} * \sigma_k$ (Williams ve Diğerleri, 1980, alıntılayan Arıoğlu ve Diğerleri, 2007)



Şekil 2. a) f_b 'nin σ_k ile Değişim Grafiği. b) RQD'ye (η_c) Bağlı Olarak E_y/E_k Tayini ve E_y/E_k 'ye Bağlı Olarak f_c 'nin Belirlenmesi.

Kazı sıvısına bağlı olarak yapılabilen kazık sürtünme hesapları aşağıdaki şekilde yapılabilmektedir.

 $f_s = \alpha * \sigma_k$ (Seidel ve Collinwood, 2001, alıntılayan Arıoğlu ve Diğerleri, 2007)

$$\alpha = f(KDK) \qquad KDK = \eta * \frac{({}^{E_{y}}/\sigma_{k})*h'}{1+\nu*D}$$

KDK= Kazık direnç katsayısı, Ey= Kaya kütlesinin elastite modülü, η = Kullanılan kazı sıvısına bağlı katsayı; bu katsayı, kazı sıvısı kullanılmayan koşullarda 1.00, bentonit için 0.30 – 0.90, polimer için 0.90 – 1.00 olarak önerilmektedir. İmalat deneyimi az, kontol düzeyinin düşük olduğu uygulamalarda bu değer 0.30 – 0.90 arasında seçilebilmektedir. (Seidel ve Collinwood, 2001, alıntılayan Arıoğlu ve Diğerleri, 2007), h'= Yiv yüksekliği, v= Poisson oranı, D= Kazık çapı.



Şekil 3. Adhezyon Faktörünün α , σ_k ve KDK ile Değişimi

Kazık soket boyu ve kazık çapı dikkate alınarak yapılabilecek kazığın sürtünme kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

 $f_s = K * \frac{\sigma_k}{2} * \beta$ (O'Neill ve Reese, 1999, alıntılayan Arıoğlu ve Diğerleri, 2007) $\beta = f(E_y/E_k) \quad K = f(\sigma_n, \sigma_k, L_g, D, E_b, E_y)$

 σ_n = Kazık ortasında oluşan normal basınç, D = Kazık çapı, E_b = Kazık malzemesinin elastite modülü, E_y = Kaya kütlesinin elastite modülü, L_g = Soket boyu

Zhang (2004) ve Turner (2006), Williams (1980) tarafından verilen yöntemin kaya süreksizliğine bağlı düzeltmenin iki kere dikkate alınmasından dolayı tutucu bir yöntem olduğunu belirtmişlerdir (Arıoğlu ve Diğerleri, 2007).

Örnek uygulamalarda $f_s = \alpha * \sigma_k^{\beta}$ ve Williams ve Diğerleri (1980) tarafından önerilen kaya kalitesine bağlı yöntemler takip edilmiştir.

5. MİNİ KAZIK TASARIMI

Mini kazıklar da fore kazıklar gibi yüzme probleminin bertaraf edilmesi amacı ile temel altı çekme elemanı olarak kullanılabilmektedir. Zemin/kaya özellikleri veya çalışma ortamının getirdiği sınırlama göz önünde bulundurulduğunda bazı durumlarda mini kazık uygulaması fore kazıklara göre daha ekonomik ve pratik olabilmektedir. Seçilecek tekniğe uygun çapta (D) mini kazık tasarlanması gerekir. 120 mm – 300 mm arasında delgi yapılabilmekte olup genellikle 200 mm – 300 mm arasında mini kazık imalatı yapılmaktadır.

Mini kazık boyu, zemin/kaya-grout sürtünmesine bağlı olarak aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$L = \frac{F_s * GS - W_k}{f_s * D * \pi}$$

L= Mini kazık boyu, F_s = Servis yükü, GS= Güvenlik katsayısı, f_s = Sürtünme gerilmesi, D= Mini kazık çapı, W_k = Kazık ağırlığı.

Belirlenen mini kazık servis yükü (F_s) mini kazık içine konulacak donatı tarafından da emniyetle taşınmalıdır. Bu doğrultuda mini kazık içine fore kazıklarda olduğu gibi donatı kafesi yerleştirilebilir. Fakat kazık çapının küçük olmasının beraberinde getirdiği uygulama zorlukları nedeni ile yüksek mukavemetli tek donatı kullanılması da tercih edilebilmektedir. Uygulama ile ilgili şartnamelerde verilen çift korozyon koruma (DCP) detayı, HDPE boru kaplaması ve iç enjeksiyonu ile yapılabilmektedir.



Şekil 4. a) Çift Korozyon Korumalı Mini Kazık Kesiti. b) HDPE Boru, İç Enjeksiyonu ve Donatı.



Şekil 5. Mini Kazık – Temel Birleşim Detayı.

Mini kazık, temel birleşimi çelik plakalar vasıtasıyla yapılmaktadır. Temel içinde zımbalama tahkiki aşağıdaki şekilde yapılmaktadır.

 $V_{pr} = \Box * f_{ctd} * u_p * d$, $u_p = 4 * (b + d)$, $\frac{V_{pr}}{F_s} > F_{servis}$ (TS500: 2000) b= Plaka genişliği, d= Plaka ile alt donatı arasındaki mesafe, 🗉 Eğilme etkisi katsayısı.

6. UYGULAMADAN ÖRNEKLER

Yüzmeye karşı güvenliğin sağlanması amacı ile uygulanan mini kazık uygulamalarına örnekler bu kısımda verilmektedir. Uygulamalarda farklı kaya koşulları, boy ve çapta inşa edilmiş mini kazık örnekleri verilmiş olup hesaplanan sürtünme değerleri ile saha testlerinde elde edilen değerler karşılaştırılmıştır.

Uygulama - I: İstanbul'da inşa edilen bir müze projesi kapsamında temel altı çekme mini kazıkları uygulanmıştır. Kazı derinliği yaklaşık 30 m olup 26 m'si su seviyesinin altındadır. Yüzme probleminin bertaraf edilmesi adına 9 m boyunda 30 cm çaplı mini kazıklar uygulanmıştır. Kazı grovak olan kaya tabakasına kadar devam etmekte olup kayada tek eksenli basınç dayanımı (σ_k) değerleri 30-50, RQD değerleri 0-30 arasında değişmektedir. Mini kazık çekme kapasitesi 100 t olarak verilmiştir. Uygulamadan fotoğraflar aşağıda verilmektedir.





Şekil 6. a) Mini Kazık Uygulaması.

b) Tamamlanan Mini Kazık ve İzolasyon.

Uygulama - II: İstanbul'da inşa edilen bir otel projesi kapsamında temel altı çekme mini kazıkları uygulanmıştır. Kazı derinliği yaklaşık 9m olup 7 m'si su seviyesinin altındadır. Yüzme probleminin bertaraf edilmesi adına 10 m boyunda 25 cm çaplı mini kazıklar uygulanmıştır. Kazı kireçtaşı olan kaya tabakasına kadar devam etmekte olup kayada tek eksenli basınç dayanımı (σ_k) değerleri 7-65, RQD değerleri 0-90 arasında değişmektedir. Mini kazık çekme kapasitesi 90 t olarak verilmiştir. Uygulamadan fotoğraflar aşağıda verilmektedir.



Şekil 7. a) Derin Kazı ve Mini Kazık Uygulaması. b) Kalite Kontrol Deneyi.

Uygulama - III: İzmir'de inşa edilen bir alışveriş merkezi projesi kapsamında temel altı çekme mini kazıkları uygulanmaktadır. Kazı derinliği yaklaşık 21 m olup 17 m'si su seviyesinin altındadır. Yüzme probleminin bertaraf edilmesi adına 7 m boyunda 22 cm çaplı mini kazıklar uygulanmıştır. Mini kazıklar fliş olan kaya tabakasına soketlenmekte olup kayada tek eksenli basınç dayanımı (σ_k) değerleri 2-30, RQD değerleri 0-40 arasında

değişmektedir. Mini kazık çekme kapasitesi 105 ton olarak hesaplanmıştır. Uygulamadan fotoğraflar aşağıda verilmektedir.



Şekil 8. a) Derin Kazı ve Mini Kazık Uygulaması. b) Temel İnşaatı ve İzolasyon.

Uygulamalar kapsamında sahada çekme deneyleri yapılarak tasarım parametreleri kontrol edilmiştir. Çelik donatı kapasitesinin maksimum deney yükünü sınırlandırması nedeni ile test kazıkları sıyrılana kadar teste devam edilememiştir. Deneylerde yeterli sürede priz alan mini kazıkların maksimum taşıma yükünü emniyetli bir şekilde karşıladığı görülmüştür. Testlerde mobilize olan ve emniyetle taşınan maksimum sürtünme gerilmeleri aşağıdaki tabloda verilmektedir.

Tablo 2. Testlerde Mobilize Olan ve Emniyetle Taşınan Ortalama Sürtünme Gerilmeleri.

Uygulama	Saha Testleri							
	L, m	L, m Ø, m F _{test} , ton f _{s mob.}		$f_{s \text{ mob. test}}$, kN/m ²				
Uygulama - I	9	0.3	160	185				
Uygulama - II	10	0.25	175	219				
Uygulama - III	7	0.22	175	355				

Yukarıda sıralanan uygulamalarda kaya özellikleri dikkate alınarak, iki farklı yöntem ile hesaplanan sürtünme gerilmeleri aşağıdaki tabloda özetlenmektedir.

	Ortalama Kaya		İki farklı Hesap Yöntemine Göre fs'nin Hesaplanması						
Uygulama	Özel	likleri	(Carter&Kulhawy, 1988) (Willams ve diğ., 19			ams ve diğ., 1980)			
	σ _{κ,} MPa	RQD	fs=0.2xUCS^0.5, kN/m2		β	fs= $\alpha \times \beta \times UCS$, kN/m ²			
Uygulama - I	10	10	632	0.15	0.50	750			
Uygulama - II	15	20	775	0.10	0.60	900			
Uygulama - III	5	5	447	0.20	0.45	450			

Tablo 3. Sürtünme Gerilmelerinin Tayini.

Mini kazıkların sıyrılana kadar test edilmesi durumunda literatürde yer alan yöntemler ile hesaplanan yukarıdaki maksimum sürtünme değerlerine ulaşabileceği düşünülmekte olup ileride yapılacak testler ile araştırılacaktır.

7. SONUÇ

Yapılarda yüzme riskinin bertaraf edilmesi için alınan önlemler arasında olan mini kazık uygulaması hakkında hesap ve uygulamalara ilişkin örnekler bu bildiri kapsamında sunulmuştur. Mini kazıkların, fore kazıklar ile karşılaştırıldığında daha küçük makineler ile sahada uygulama kolaylığı getirmesi, darbeli delgi yöntemleri sayesinde kayada daha hızlı imalat yapılması ve içine yerleştirilen yüksek mukavemetli tek donatı ile izolasyon işlerini daha kolay kılması nedeni ile bir çok projede daha avantajlı çözüm sağlayabileceği görülmektedir. Mini kazıklar, çift korozyon koruma detayı ile birlikte kontrol edilebilir bir korozyon güvenliği sağlamaktadır. Bildiri kapsamında bu yöntemle uygulanan üç proje hakkında bilgi verilmiştir. Bu uygulamalarda yapılan çekme testlerinde sıyrılma gerçekleşmemiştir bu nedenle maksimum sürtünme gerilmesi elde edilememiştir. Mobilize olan ve emniyetle taşınan sürtünme değerlerinin ise literatürde yer alan hesap yöntemleri ile hesaplanan maksimum sürtünme değerlerinin altında olduğu bu nedenle güvenli tarafta kalındığı görülmüştür. Bu çalışma ileride kazık sıyrılana kadar yapılacak daha kapsamlı testler ile zenginleştirilebilecektir. Çekmeye karşı yüksek mukavemetli tek donatı içeren mini kazıkların uygulanması örnek olarak verilen projelere güven, ekonomi ve hız kazandırmıştır.

KAYNAKLAR

[1] Eurocode 7: Geotechnical Desing – Part 1: General Rules (2004), BS EN 1997-1:2004.

[2] US Army Corps of Engineers: Engineering and design (2005), USACE 1110-2-2100.

[3] Arıoğlu, E., Yılmaz, A. O., Tunçdemir, H. (2007), "<u>Kayaya Gömülü Fore Kazıklar</u>", Evrim Yayınevi, İstanbul, s:75 – 93.

[4] O'Neill, M.W., Townsend, F.C., Hassan, K.H., Buller, A., Chan, P.S. (1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials", Publication No: FHWA-RD-98- 117, s:184.

[5] Zhang L. (2004), "<u>Drilled Shafts in Rock: Analysis and Design</u>", A.A Balkema Publishers, London, s:193.

[6] Horvath, R.G., Kenney T.C., "Shaft resistance of rock socketed drilled piers" Proc. American Society of Civil Engineers Annual Convention, 1979, Atlanta, Preprint 3698.

[7] Carter, J.P., F.H. Kulhawy (1988), "Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock", Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif, s:188.

[8] Williams, A.F., Johnston, I.W., Donald, I.B., "The Design of sockets in weak rock", Proceedings, International Conference on Structural Foundation on Rock, 1980, Sydney, Vol.1, s:327-347.

[9] Rowe, R.K., Armitage, H.H. (1984), "The Design of Piles Socketed into Weak Rock", Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Ont., Research Report GEOT-11-84.

[10] Rosenberg, P., Journeaux, N.L., "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design", Canadian Geotechnical Journal, 1976, Vol.13, 1976, s:324-333.

[11] Gupton, C., Logan, T., "Design guidelines for drilled shafts in weak rocks of South Florida", Proc. South Florida Annual ASCE Meeting, 1984, ASCE.

[12] Reese, L. C., O'Neill, M. W. (1987), "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design <u>Methods</u>", Design Manual, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Mclean, VA.

[13] Meigh, A.C., Wolski, W., "Design parameters for weak rocks", Proc. 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg, 1979, Brighton, British Geotechnical Society, 5, s:57-77.

[14] Horvath, R.G. (1982), "<u>Drilled Piers Socketed into Weak Shale – Methods of Improving</u> <u>Performance</u>", Ph.D. Dissertation, University of Toronto, Toronto, Ontorio, Canada.

[15] Seidel J.P., Collingwood B., "A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance", Can. Geotech. J., 2001, Vol. 38, No.1, s:138-153.

[16] O'Neill, M.,W., Reese, L.C. (1999), "Drilled shafts: Construction Procedures and Design Methods", Report prepared for U.S., Department of Transportation and Federal Highway Administration, Report No. FHWA-IF-99-025.

[17] Zhang, L., Einstein, H. H., "End bearing capacity of drilled shafts in rock", J. of Geotech. and Geoenvir. Engng., 2004, ASCE, Vol. 124, No. 7, s:574-584.

[18] Turner, J. (2006), "<u>Rock-socketed shafts for highway structure foundations</u>", NCHRP SYNTHESIS 360, Transportation Research Board, Washington, s:136.

[19]Türk Standardı: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (2000), TS500.

DERİN KAZILARDA JET GROUT GRUP KOLONLARLA PASİF DİRENCİ ARTTIRILMIŞ İÇ DESTEKLİ DİYAFRAM DUVAR SİSTEMLERİNİN ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

DEFORMATION ANALYSIS FOR THE INTERNALLY SUPPORTED DIAPHRAGM WALL SYSTEMS WITH JET GROUT GROUP COLUMNS USED TO INCREASE THE PASSIVE RESISTANCE IN DEEP EXCAVATION

Halil Murat ALGIN*1Arda Burak EKMEN2Levent YENMEZ3

Veysel GÜMÜŞ⁴

Hakan YILMAZ⁵

ABSTRACT

Excessive lateral diaphragm wall displacement and the associated ground settlement can cause damage to buildings near the area of application. It is necessary to control the deformation of the diaphragm wall during both basement excavation and the building load application in the cases where the structural safety of these buildings are important. This study presents a three-dimensional finite element (3D FE) analysis of a jet-grout group column and a passive resistance-enhanced diaphragm wall system in a six-story basement excavation using a real-world situation analysis previously reported in the literature. In the deep excavations, uncontrolled structural application area. By constructing jet grout group columns under the excavation area between the diaphragm walls, the passive resistance of the diaphragm wall system is increased and the wall deformation is limited. In the numerical analyzes presented in this paper, 3D FE model of this complex geotechnical design has been conducted using the noval image processing technique. The numerical modeling technique presented in this study provides more efficient design of diaphragm wall systems supported by jet grout columns used in deep excavation.

Keywords: Finite element method, Image processing, Deep excavation, Jet grout columns, Diaphragm wall.

ÖZET

Aşırı yanal diyafram duvar deplasmanı ve temel oturmasının beraber oluşması, uygulama alanı yakınındaki binaların zarar görmesine sebep olabilir. Bu binaların yapısal güvenliğinin önemli olduğu durumlarda, hem bodrum kazısı sırasında hem de yapı yükü uygulama sonrasında diyafram duvarın deformasyonunu kontrol altına almak gerekmektedir. Bu

^{*&}lt;sup>1</sup> Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³ Y. Lisans Öğrencisi, Harran Üniversitesi, leventyenmez@harran.edu.tr

⁴ Yrd. Doç. Dr., Harran Üniversitesi, gumus@harran.edu.tr

⁵ Y. Lisans Öğrencisi, Harran Üniversitesi, hakanyılmaz_6161@hotmail.com

çalışmada daha önce literatürde verilmiş gerçek bir durum analizi kullanılarak, altı katlı bodrum kazısında jet grout grup kolonları ile pasif direnci arttırılmış diyafram duvar sisteminin üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) analizi sunulmaktadır. Derin kazılarda kontrolsüz yapısal imalat veya gerçeği yansıtmayan tasarım durumları oluştuğunda, uygulama alanı yakınındaki binaların müsaade edilebilir sınırların ötesinde oturmaya sebep olabildikleri, benzer projelerdeki deneyimlerle sabittir. Diyafram duvarlar arasındaki kazı alanı altında jet grout grup kolonları inşa edilerek, diyafram duvarın pasif direnci arttırılmış ve bu sayede duvar deformasyonunu sınırlandırılmıştır. Bu bildiride sunulan nümerik analizlerde, görüntü işleme tekniği kullanılarak bu karmaşık geoteknik tasarımın 3B SE modellemesi yapılmıştır. Bu çalışmayla sunulan nümerik modelleme tekniği kullanılarak, derin kazılarda jet grout kolonları ile desteklenmiş diyafram duvar sistemlerinin daha etkin tasarımına olanak sağlanmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sonlu elemanlar metodu, Görüntü işleme, Derin kazı, Jet gout kolonları, Diyafram duvar.

1. GİRİŞ

Derin kazı inşaat uygulamaları dünya genelinde yaygın bir pratik haline gelmiştir. Bunun temel nedeni olarak, kentsel alanlardaki insaat faaliyetleri için ihtiyaç olan alanların darlığı ve daha sıkışık alanlarda daha büyük mekanlara olan talep gösterilebilir. Kentsel alanlardaki yeraltı inşaat projelerinin çoğunda, aşırı kazma işlemine bağlı deformasyonlar büyük endişeler yaratmaktadır. Bunun nedeni, bitişik yapıların hasar görmesine veya muhtemel çökmelere neden olabilecek önemli ver değiştirmeler ve rotasyonların oluşmasıdır. Bu nedenle, yanal duvar deplasmanlarının ve zemin yüzeyinde oluşan buna bağlı oturmaların doğru tahmin edilmesi, kazı destek sistemlerinin analizi ve tasarımında önemli bir kriter olup, bu tahminlerin doğru yapılması ise gerektiğinde ek destek veya zemin iyileştirmesi kararlarının verilmesine yardımcı olacaktır. Bitişik binaların bütünlüğü açısından kaygı verici bir durum oluşmaması amacıyla, temel kazısı sürecinde diyafram duvarın yanal deformasyonunu en aza indirgemek gerekmektedir. Geleneksel kazı destek sistemleri yapısal limit denge metoduna dayanarak tasarlanmaktadır. Bu yaklaşım, destek duvarın yapısal yetisizliğini önlese de, aşırı duvar deformasyonları ve oturmalara neden olabilecek bir yüklemeye müsaade ediyor olabilir. Bu tasarımlar genellikle, Peck, (1969) veya Tschebotarioff, (1951) tarafından geliştirilen görsel zemin basınç diyagramlarından hesaplanan tahmini zemin basınçlarına dayanmakta olup, bu yarı ampirik yaklaşımlar, maksimum kabul edilebilir yatay veya düşey deformasyon yerine, genel yapısal stabilite tarafından yönetilmektedir. Mevcut tasarım yöntemleri, düzlem deformasyon durumunu temel almakta olup, stabilite durumu temelinde kazı ile destek sistemini ilintilendirmektedir. Buna ek olarak, bu yaklaşımlar sınırlı sayıdaki duvar türleri ve konfigürasyonları için geliştirilmiş olup, zemin türleri açısından da sınırlı değerlendirmeler yapılmaktadır, ayrıca kazı destek türleri ve malzemeleri, kazı geometrisi, duvar inşa edilirken oluşan uygulama etkileri, inşaat teknikleri ve inşaat aşamaları konularındaki etkiler, tasarıma dahil edilmemektedir. Yakın tarihli çalışmalar (Ou ve diğ., 2000; Lin ve diğ., 2003; Zdravkovic ve diğ., 2005; Finno ve diğ., 2007; Hsieh ve diğ., 2003) kazı destek sistemlerinin karmaşık bir zemin-yapı etkileşimi problemi olduğunu ve kazı kaynaklı zeminin deformasyonunun doğada üç boyutlu olduğunu göstermişlerdir. Bununla birlikte, literatürde derin kazıların üç boyutlu sonlu elemanlar analizini sunan sınırlı araştırma bulunmaktadır. Bu calışma ile mevcut tasarım yöntemlerindeki bu noksanları aşabilecek ve bu tür kompleks sistemleri, komşu temel sistemlerini de içerecek şekilde, düzlem deformasyon problemi

yerine üç boyutlu sonlu elemanlar modellemesi yoluyla çözebilecek bir yaklaşım sunulmakta olup, görüntü işleme tekniğiyle bu modellemenin yapılabileceği açıklanmaktadır.

2. ÖRNEK UYGULAMA VE 3B SE ANALİZİ

Bu bildiride sunulan araştırmada, Hsieh ve diğ. (2003) tarafından daha önce durum araştırması olarak literatürde sunulan derin kazı uygulaması baz alınmıştır. Bu bildiri kapsamındaki araştırmayla, Tayland'ın güney kesiminde yoğun nüfuslu bir liman şehri olan Kaohsiung şehrinin limanından yaklaşık 500 m uzaklıkta şehir merkezinde, mevcut binalarla sınırlanmış, 2003 yılında inşa edilmiş olan ve toplam 35 kattan oluşan, altı katlı bodruma sahip bir yapının derin kazı sistemi modellenerek, bu kazının komşu mevcut binalara muhtemel deformasyon etkisi analiz edilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. Temel İnşaatı Öncesi, İç Destekli Derin Kazısı Modellenen Kaohsiung, Tayland'daki Yüksek Katlı Konut Binasının Tamamlanmış Hali ve Önceden İnşa Edilmiş Komşu Binalar

Hsieh ve diğ. (2003) tarafından raporlanan derin kazının tabanı jet grout kolonlarla güçlendirilmiş ve kazıyı desteklemek amacı ile inşa edilen diyafram duvarlar iç destek sistemiyle desteklenmiştir (Şekil 2). Bu projenin geometrik ve malzeme verileri kullanılarak üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modeli oluşturulmuştur. İncelenen bina yaklaşık 2240 m² (32 m x 70 m) bir alan kaplamakta olup, mevcut binalarla arasındaki mesafe 0.2-12 m arasında değişmektedir (Şekil 1). Bu binanın kazı derinliği Şekil 2 'de görüldüğü gibi 22.3 m'dir. Tasarım, yerinde döküm diyafram duvar içermektedir. Diyafram duvarının kalınlığı 1.0 m olup, zemin yüzeyinden 36 m derinliğe kadar uzanmaktadır (Şekil 2). Her biri ortalama 0.6

m çaplı jet grout kolonları, kazı tabanı boyunca 2 m aralıklarla oluşturulmuş ve uygulanan derinlik zemin yüzeyinden 21-27 m derinde olmuştur (Şekil 2).



Şekil 2. Kazı Zemininin İyileştirmesi

Hsieh ve diğ. (2003) tarafından raporlandığı şekliyle, Tablo 1 zemin katmanlarının bazı özelliklerini, Tablo 2 ise çalışmada kullanılan diğer malzeme özelliklerini özetlemektedir. Killi zeminin serbest basınç mukavemeti ya serbest basınç testiyle ya da drenajsız konsolidasyonsuz testle belirlenirken, kumlu zeminin sürtünme açısı SPT N değerleri kullanılarak korelasyonlarla belirlenmiştir. Yeraltı suyu durumu da önem arz etmekte olup, proje sahasında açılmış gözlem kuyuları, yer altı suyunun derinliğini 3.1 ve 3.3 m arasında vermistir. Piezometrik okumalar, cesitli derinliklerde veraltı sularının hidrostatik bir durumda olduğunu göstermiştir. Bu çalışmada Hsieh ve diğ. (2003) tarafından jet grout deneme kolonunun tam geometrisi verilmediğinden yapılan 3B SE modellemesi için gerekli olan jet grout kolonun derinlige bağlı geometrik değişimi için Algin (2017) tarafından açıklanmış olan dönmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı kullanılarak jet grout kolon geometrisi konusunda bir kabul yapılmıştır. Bu yaklaşımla Modoni ve diğ., (2012) tarafından sunulan kolon geometrilerindeki değişim göz önüne alındığında tatminkâr sonuçlara ulaşılmıştır. Algin, (2016 ve 2017)'de görüntü işleme yöntemi kullanılarak 3B SE modellerinin nasıl oluşturulabildiği açıklanmıştır. Şekil 3'te diyafram duvarlı derin kazı alanının, bu alanın altında oluşturulan jet grout kolonlarının, radye ve kazıklı radye komşu temellerinin, komşu sürekli temel yapılarının 3B SE meshi görülmektedir. Ayrıca, Şekil4'te bu model meshin yakın plan ve içsel görselleri sunulmuştur. Woo ve diğ. (1990) tarafından ifade edildiği gibi derin kazıların yanal etki alanı, bodrum kazı derinliğinin 3-4 misli bir genişliği kapsayan genişliktedir. Bu durumda Şekil 1d'deki vaziyet planından görüleceği üzere bu derin kazının yanal etki alanı tüm göz önünde bulundurulan mevcut komşu binaları etkileyecek niteliktedir. Bu, proje alanında yaklaşık 70-90 m'lik bir yarıçap içinde yer alan binaların etkilenebileceği anlamına gelmektedir. Bu sebeple Şekil 1'deki komşu binaların mevcut temel sistemleri modellemeye dahil edilmiştir.

Tabaka	Derinlik	Sınıflama	Ortalama	γ_n (kN/m3)	W _n	I_{p} (%)	q_u	ø (°)			
	(m)		SP1-/V		(%)		(kPa)				
1	0–2	Dolgu	3	19.2	23.2	—	—	—			
2	2-11.1	SM	7	19.5	27.6	—	—	29			
3	11.1–12.4	CL	5	18.7	26.8	12.1	80	—			
4	12.4 –21	SM	10	18.9	29.1	_	—	28			
5	21-30.5	CL	12	19.2	22.4	10	180	—			
6	30.5-44.7	CL	12	18.8	29.3	7.3	320				
7	44.7–57	CL	25	19	28.5	8.4	430	_			
8	57–90	CL	30	19.5	25	9.6	_	_			

 Tablo 1. Binanın Zemin Profili

Tablo 2.	Diğer Malzeme Özellikl	eri

γ_n (kN/m3)	E (MPa)	V	c'(MPa)
25	33000	0.2	-
25	33000	0.2	-
25	33000	0.2	-
25	33000	0.2	-
25	33000	0.2	-
25	3200	0.19	4
	γ_n (kN/m3) 25 25 25 25 25 25 25 25	$\begin{array}{c c} \gamma_n (kN/m3) & E (MPa) \\ \hline 25 & 33000 \\ 25 & 33000 \\ 25 & 33000 \\ 25 & 33000 \\ 25 & 33000 \\ 25 & 33000 \\ 25 & 3200 \\ \end{array}$	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $



Şekil 3. Komşu Temel Yapısı ve Kazı Alanın Yakın Plan 3B SE Modelinin Mesh Görüntüleri

Bu çalışmaya temel teşkil eden örnek uygulamadaki konut binasının taban kazısı, Şekil 2'de gösterildiği gibi 22.3 m derinliğe kadar olup, proje yüksek yeraltı su düzeyine sahip, nispeten gevşek alüvyon çökellerinde gerçekleştirilmiştir. Kazı destek duvarı olarak diyafram duvar kullanılmış olsa da, kazının neden olduğu oturmalar göz önünde bulundurulduğunda, izin verilen sınır değerlerin aşılabileceği düşünülmüştür. Yerel deneyimler, normal inşaat koşullarında, sadece bodrum kazılarından kaynaklanan diyafram duvarların yanal olarak yer

değiştirmesinin, bodrum kazı derinliğinin % 0.3-0.5'ine kadar olabileceğini göstermektedir (Hsieh ve diğ. 2003). Bu nedenle, bu çalışmaya temel teşkil eden örnek uygulamadaki konut binası için, sınır değer 7-11 cm arasında değişen bir maksimum değer olarak seçilmiştir. Benzer kazı projelerinin sonuçlarının incelenmesi ile görülebilir ki, zemin yüzeyindeki oturma, maksimum duvar yanal deformasyonunun % 50-100'ü arasında değişmektedir. Sonuç olarak, bu proje alanına bitişik zemin yüzeyinin, sadece kazıdan dolayı 4-11 cm arasında oturma yapabileceği düşünülmüştür. Bu çalışmaya temel teşkil eden örnek uygulamadaki temel kazısının karşısındaki otel, yerinde dökme kazıkların üzerine oturan 14 katlı bir binadır. Bu otelin kazı ile ilişkili yer hareketinin ne olabileceği Hsieh ve diğ. (2003) tarafından karmaşık bir zemin-yapı etkileşim problem olarak tanımlanmıştır.



Şekil 4. 3B SE Modelinin İç Hacim Mesh Görüntüleri (Jet Grout Kolonları ve Kazık Gruplarının Yakın Plan Görselleri)

Bu bildiri çalışması kapsamında ise 3B SE oturma analizi bu otelin kazık sistemini de içerecek şekilde Abaqus programıyla kapsamlı bir model üzerinde yapılmıştır. Bu çalışmaya temel teşkil eden örnek uygulamadaki bina alanının kuzeyinde yer alan 12 katlı ofis binası, radye temele sahip olup, bu temelin derinliği zemin yüzeyinin 5.1 m altındadır. Genel olarak bir radye temel, düzensiz oturmaya direnerek mütemadi temellerden daha iyi bir rijitlik sağlıyorsa da, 12 katlı yapının 4-11 cm'lik olası bir oturmaya dayanabileceğinin garantisi bulunmamaktadır. Zemin yüzeyindeki oturma konusunda esas problem olarak, Hsieh ve diğ. (2003) tarafından, proje alanının doğusunda bulunan iki katlı konut gösterilmiştir. Ancak,

Şekil 5d'de gösterilen oturma analizi sonuçları bu yorumun aksini belirterek, ofis binası altında maksimum oturmanın oluştuğunu ve değerinin 5.6 cm olduğunu göstermektedir. Ancak, bu bina, yüzeysel mütemadi temelle desteklenen hafif bir tuğla yapı olmasından ötürü, diferansiyel oturmalardan dolayı hasara karşı oldukça duyarlı olabilir. Şekil 5d'de gösterilen oturma analizi sonuçlarına bağlı olarak bu oturmalar kolayca görülebilir.



Şekil 5. 3B SE Modelinin Analiz Sonuçları

Olası tüm faktörler arasında, zemin yüzeyindeki oturma miktarı, çoğunlukla, yanal diyafram duvarın yer değiştirmesinden etkilenir. Bu nedenle, diyafram duvar hacminin kabul edilebilir bir büyüklüğe getirilmesi, ilgili bölgelerdeki oturmaları kabul edilebilir bir miktara düşürebilir. Bu miktarın yeterliliği yapılan 3B SE analizleriyle belirlenebilir. Jet grout imalatının amacı, diyafram duvarlar arasındaki zemin kütlesinin pasif direncini yatay gerilmeleri arttırarak sağlamak ve böylece kazı sırasında diyafram duvarın yanal deplasmanını azaltmaya yardımcı olmaktır. Zemin yüzeyinde yapılan yüzey araştırmalarına dayanan diyafram duvarların yanal hareketleri ile kazı aşamalarının sonunda ölçüm sonuçları Şekil 5a'da verilmiştir. Sonuçlar, uzun kenar doğrultusunda diyafram duvarların toplam maksimum yanal yer değiştirmesinin 5.3 cm'den (kazı derinliğinin% 0.2'si) daha düşük olduğunu göstermektedir. Sonuclar ayrıca, -22.3 m'lik son kazı derinliğinin yaklaşık 14 m altındaki diyafram duvarların tabanında, yaklaşık 2.5 cm'lik içe doğru hareketi de göstermektedir. Şekil 5'te gösterilen yer değiştirme eğrileri istikrarlı bir kazı için tipik eğrilerdir. Tipik bir yer değiştirme eğrisi genellikle konveks bir şekil alır. Bu, diyafram duvarın üst ve altının sırasıyla iç destekler ve pasif zemin direnci tarafından aşırı hareketlerden kaçındığını gösterir. Maksimum duvar yer değiştirmesi genellikle son kazı derinliğine yakın bir yerde gerçekleşir, bu durumda kritik derinlik -22.3 m'dir. Bodrum çalışmalarının sonunda, yakınlardaki otel, 12 katlı ofis binası ve evin maksimum oturma değerleri sınır değerlerden küçüktür. Çevredeki binaların ortalama sapma oranı 1/800'den az iken, genel olarak bitişik binaların ortalama oturmaları 5.6 cm'den daha az olmuştur. Şekil 5b ve 5c'de verilen analiz sonuçları, Hsieh ve diğ. (2003) tarafından sunulan ve Şekil 5a'da verilen ölçüm sonuçlarına oldukça vakın değerlere ulaşıldığını belirtmekte olup, bu açıdan bu ölçüm sonuçları yapılan nümerik analizin geçerliliğini göstermektedir.

3.SONUÇLAR

Diyafram duvarlı derin kazıların yanal pasif direncini kazı tabanında jet grout grup kolonları teşkil ederek arttırmaya yönelik olan tasarım elemanlarının ve komşu temelerin performanslarının, görüntü işleme tekniği kullanarak geliştirilen üç boyutlu sonlu elemanlar (3D FE) modellemesi ile tespit edilmesi ve bu tekniğin bu türden karmaşık problemlerin analiz edilmesi için geçerli bir yöntem olduğu sonucuna varılmıştır. Arazi ölçüm sonuçları ile 3B SE analizi sonuçları çok yakın bir şekilde örtüşmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Tschebotarioff, G. P., "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", Mcgraw-Hill Book Co., Inc,1951.
- [2] Peck, R. B., "Deep Excavations and Tunneling In Soft Ground", Proceedings 7th International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, State-of-The-Art Volume, Mexico.
- [3] Ou, C. Y., Shiau, B. Y., and Wang, I. W., 2000. Three-Dimensional Deformation Behavior of the Taipei National Enterprise Center (TNEC) Excavation Case History. Canadian Geotechnical Journal, 37(2): 438-448.
- [4] Lin, D. G., Phien-Wej, N., and Chung, T. C., 2003. Quantitative Evaluation Of Corner Effect On Deformation Behavior Of Multi-Strutted Deep Excavation In Bangkok Subsoil. Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society, 34(1): 41-57.
- [5] Zdravkovic, L., Potts, D. M., and St John, H. D., 2005. Modeling of a 3D Excavation in Finite Element Analysis. Geotechnique, 55(7): 497-513.
- [6] Finno, R. J., Blackburn, J. T., and Roboski, J. F., 2007. Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 133(1): 30-36.
- [7] Hsieh, H., Wang, C., and Ou C., "Use of Jet Grouting To Limit Diaphragm Wall Displacement of A Deep Excavation" Asce, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(2), 2003.
- [7] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted raft using response surface method", Computers and Geotechnics, 74; 56–73, 2016.
- [8] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted rafts subjected to nonuniform vertical loading", KSCE, Korean Society of Civil Engineers, 1-15, 2017.
- [9] Modoni, G., Bzowka, J., "Analysis of Foundations Reinforced with Jet Grouting", J Geotech Geoenviron,138(12):1442-54, 2012.
- [10] Bzówka, J., Pieczyrak, J., "Pull out and load tests for jet grouting columns", Proc, XI Baltic Sea Geotechnical Conf, Polish Committee on Geotechnics and Gdansk Univ of Technology, 2008, Gdansk, Poland.
- [11] Bzówka, J., "Współpraca kolumn wykonywanych technika, iniekcji strumieniowej z podło_zem gruntowym (Interaction of jet grouting columns with subsoil)",2009, Silesian University of Technology, Gliwice, Poland.
- [12] Woo, S. M., and Moh, Z. C., 1990. "Geotechnical Characteristics of Soils In The Taipei Basin", Proc., 10th Southeast Asian Geotech. Conf., Southeast Asian Geotechnical Society, Taipei, Taiwan, Pp.51–65.

JET GROUT KAZI DESTEKLİ AESCHER (ZÜRİH, İSVİÇRE) KANOPİ TÜNELİNİN ÜÇ BOYUTLU DEFORMASYON ANALİZİ

THREE DIMENSIONAL DEFORMATION ANALYSIS OF AESCHER (ZURİCH, SWİTZERLAND) CANOPY TUNNEL'S EXCAVATION SUPPORTED BY JET GROUTING

Halil Murat ALGIN^{*1} Arda Burak EKMEN²

Levent YENMEZ³ Veysel GÜMÜŞ⁴

ABSTRACT

This paper presents the results from the three-dimensional finite element (3D SE) analysis conducted on Aescher tunnel (Zurich, Switzerland) in which the jet grout columns are used as the main excavation support. The first time in the current literature, a realistic 3D SE model was developed and analysed using a representative example of the canopy-type jet grout excavation support applications. The presented models and the analysis results are validated by comparing with that of the measurement results published previously. The variation in the diameter along the length of the column during the application of jet grouting is modeled assuming the rotated sinusoidal function. The variation of ground settlement in the application process is investigated and thus the conclusions are drawn for analysing such a complex tunnelling construction method.

Keywords: Soft ground, Tunnelling, Numerical modelling, Jet grout, Ground settlement, Three dimensional finite element modelling

ÖZET

Bu bildiride, ana kazı desteği olarak jet grout kolonların kullanıldığı tünel uygulamalarından Aescher, (Zürih, İsviçre) tünelinin üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) analiz sonuçlarını sunulmaktadır. Kanopi formunda jet grout kazı desteği uygulamasının yapıldığı zeminin yüzeye yakın uygulamalarından bir örnek alınmış ve gerçekçi bir 3B SE modellemesi, literatürde ilk kez, kapsamlı bir şekilde oluşturularak analiz edilmiştir. Daha önce yayınlanmış ölçüm sonuçları karşılaştırılarak model ve analizlerin geçerliliği gösterilmiştir. Jet grout kolon imalatında kolon uzunluğu boyunca çap değişimi eğik sinüs fonksiyonu kabulüyle modellenmiştir. Geliştirilen modelin analiz sonuçları sayesinde uygulama sürecinde yüzeysel oturma değerlerinin nasıl değiştiği araştırılmıştır. Böylelikle, jet grout destekli kazı uygulamasının gerektiği tünel yapım aşamaları için öneriler geliştirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yumuşak zemin, Tünel açma, Sayısal modelleme; Jet grout, Yüzey oturması, Üç boyutlu sonlu elemanlar modeli

^{*1} Prof. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

³ Y.Lisans Öğrencisi., Harran Üniversitesi, leventyenmez@gmail.com

⁴ Yrd. Doç. Dr., Harran Üniversitesi, gumus@harran.edu.tr

1. GİRİŞ

Aescher (Zürih, İsviçre) tüneli, buzul moren (ayrışık buzultaşı) içerisinde ve molas (karbonatlı kum taşı) ana kayasında kazılmış sığ bir dairesel olmayan tüneldir. Bu tünel inşaatının belli bir kesiminde, yataya yakın açılı jet grout kolonlarının oluşturduğu yatık kemer (kanopi) formundaki kazı destek sistemi, kazıların moren zeminde yapıldığı tünel inşaatında, arın önündeki zeminde kullanılmıştır. Jet grout uygulaması ve üst yarı ilerleme kazısı sürecinde alınan ölcümler, geleneksel NATM tünel metotlarıyla kıyaslandığında bu destekleme sistemi sayesinde çok daha az bir oturmanın olduğunu göstermiştir. Hacim kaybının %0.35 mertebesiyle, bulamaç kalkan ve EPB kalkanlı TBM tünel metotlarıyla elde edilen değerlere yaklaşık olarak eşit olduğu anlaşılmıştır. Jet grout destek sistemi durumunda yüzey oturmalarının ölcüm sonucları kullanılarak nümerik analiz sonucları karsılaştırılmıştır. Kum ve kil gibi zeminlerde, özellikle kentsel altyapıya yakın veya sığ derinliklerde tünellerin insa edilme durumu oluştuğunda, uygulanacak inşaat metodunun yüzey oturmalarını asgariye indirecek özellikte olması gerekmektedir. Bu koşullar, özel tünel delgi makinelerinin (TBM) geliştirilmesine ve daha fazla zemin kontrolü sağlayan geleneksel kazı yöntemlerinde gelişmelerin olmasına yol açmıştır. Zayıf zemin şartlarında sığ tünellerin inşa edilmesinde Avrupa'da kullanılan popüler yöntemlerden biri, arın önünde, çimentolu zeminden bir koruyucu kemer oluşturmak amacıyla yaklaşık yatay jet grout kolonların kullanılmasıdır (Mussger ve ark. 1987; Pelizza ve Peila, 1993). Bu kemer, birbiri içine kısmi girişimler yapan ardışık yataya yakın jet grout kolonlarla oluşturulan kanopi formunda ileriye doğru açılan konik biçimli bir yapıdadır (Şekil 1). Kemerin bu formda yapılmasının amacı kazı ile oluşan yüklerin bir bölümünü taşıyan kemer ile tünel yüzünün önündeki radyal deformasyonları azaltmaktır. Radyal deformasyonlarda azalma, tünelin arın ekstrüzyonuna ve buna bağlı hacim kaybından dolayı yüzey oturmalarında azalmaya sebep olacaktır (Di Cervia, 2000). Lunardi (2000) yüzeydeki oturmanın kontrolünde, arın ekstrüzyonunun ve arın desteğinin önemini vurgulamıştır. Jet grout uygulaması, değişik zemin koşullarında ve tünel geometrik konfigürasyonlarında kullanılabilme kabiliyetinde olduğundan, birçok diğer yapım tekniğine göre avantajlıdır (Bruce ve ark., 1987).



Şekil 1. Jet Grout Kolonlarla Oluşturulan Kanopi Formlu Aescher Tünelinin Üst Yarı Kazı İlerleme Bölgesinin Kesit Görünümü

İsviçre'nin Zürih kentinde bulunan Aescher tüneli, karayolu iyileştirme programının bir parçası olarak inşa edilmiş olup, Coulter ve Martin (2006) tarafından rapor edilmiştir. Proje, molas ana kayası ve buzul moreninden, nispeten kuru ve orta sıkılıkta bir siltli kumdan, geçen iki sığ ve paralel karayolu tünelinden oluşmaktadır (Şekil 2). Tünellerin her biri yaklaşık 2 km uzunluğunda ve kesit alanı yaklaşık 135 m²'dir. Morendeki inşaat prosedüründe, her biri 0.6 m çapında 39 yataya yakın jet grout kolonu kullanmıştır (Şekil 3). Aescher tünelinin basitleştirilmiş zemin profili Şekil 4'te sunulmuştur. İnşaat sırasında yüzey oturmaları düzenli olarak izlenmiştir. Yüzey oturmalarıyla belirlenen hacim kayıpları % 0.35 mertebesinde olmuştur, bu sonuç bulamaç kalkan ve EPB kalkanlı TBM tünel metotlarıyla ulaşılan hacim kaybına yaklaşık olarak eşittir (Mair ve Taylor, 1998). Ek olarak, yüzey oturma etki genişliğinin dar bir bölgede yaklaşık olarak tünellerin genişliğinden bir miktar daha geniş bir etki alanına sahip olduğu belirtilmiştir.



Şekil 2. Aescher Tünelinin Plan Görünüşleri (A) Plan Görünüşü ve Aesherbach Bölgesi (B) Plandan Yüzey Oturma Ölçümlerinin Alındığı Profiller (Coulter ve Martin, 2006)



Şekil 3. Aescher Tünelinin Kesit Görünümleri, (a) Üst Yarı ve Alt Yarı Kazı Bölgeleri ve Üst Yarı Kazısında Kanopi Formlu Jet Grout Kolon Desteklerinin Uygulama Detayları, (b) Aescher Tünelinin Tamamlandıktan Sonraki Kesit Görünümü (Coulter,2004)

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 4. Aescher Tünelinin Basitleştirilmiş Zemin Profili (Coulter Ve Martin, 2006)

Bu bildiride, kanopi formunda yataya yakın jet grout kolonların kullanıldığı arın kazı destek sistemi kullanılmış Aescher (Zürih, İsviçre) tünelinin üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modellemesi ve bazı analiz sonuçlarını sunulmaktadır. Bu karmaşık 3B SE tünel modellemesi, literatürde ilk kez, kapsamlı bir şekilde oluşturularak analiz edilmiştir. Coulter ve Martin (2006) tarafından daha önce rapor edilmiş ölçüm sonuçları kullanılarak, bilinmeyen model parametrelerine geriye dönük çözümlemelerle ulaşılmıştır. Jet grout kolon imalatında kolon uzunluğu boyunca çap değişimine bağlı olarak 3B SE modellemesi Algin (2016 ve 2017) tarafından incelenmiş olup, bu bildiride Algin (2017) tarafından açıklanan döndürülmüş sinüs fonksiyonu kabulüyle 3B SE modellemesi yapılmıştır. Geliştirilen modelin analiz sonuçları sayesinde uygulama sürecinde yüzeysel oturma değerlerinin nasıl değiştiği araştırılmıştır.

2. JET GROUT DESTEKLİ KANOPİ TÜNELİNİN PROJE DETAYLARI

Aescher tüneli, kaya ve yumuşak zeminden geçen iki paralel otoyol tünelinden oluşmakta olup, Basel tüneli Basel istikametinde trafik taşıyan Luzern tünelinin kuzeyindedir ve Luzern tüneli güneydoğu yönünde Luzern istikametinde trafiğini taşıyacak sekilde planlanmıştır (Sekil 2). Basel tüneli 2055 m ve Luzern tüneli 2090 m uzunluğundadır. Tüneller, merkezden merkeze 32 m aralıklı olup, zemin yüzeyinden 70 m'ye kadar derinlikte inşa edilmiştir. (bkz. Şekil 4 ve 5). Şekil 3'te görülebileceği gibi tünel üst yarı ve alt yarı kazısı şeklinde iki aşamalı bir kazı yöntemiyle inşa edilmiştir. Buzul moraininde doğu ağzında bıçak kalkanı kullanılmaya başlandığında, geniş yüzey oturmaları ile 350 mm'ye varan yüzey oturmaları gözlenmiştir (Coulter ve Martin, 2006). Bu gözlenen aşırı oturma sonrası jet grout kazı desteği kullanılarak kazı öncesi şemsiye formunda arın kazısı önünün güçlendirilmesine karar verilmiştir (Şekil 1, 3 ve 5). Genel stratigrafi Şekil 4'te gösterilmiş olup, buzul moreni üzerinde 0-10 m kalınlıkta ince bir kum çökelti belirlenmiştir. Buzul moreni üst düzevinde bazı bölgelerde yeraltı suyuna rastlanmıştır. Buzul moreni kahverengi killi kum ve çakıl ile birlikte ayrışık kaya parçaları ihtiva etmektedir (Şekil 5 b ve 5c). Üst yarı kazısı sırasında morenin oldukça homojen olduğu gözlenmiştir (Sekil 5b). Bu türden büyük tünellerde arın deformasyonunu kontrol etmek için arın zemininin süreksiz olduğu durumlarda arın yüz güçlendirmesi gerekirken, bu tünelde bu yüz güçlendirmesine gerek duyulmamıştır. Morenin altındaki molas ana kayası, tünel istikametinde birkaç kez değim göstermekte olup, ana kavalık katmanlı kumtası, silttası, marn ve kil marnlarından oluşmaktadır.



Şekil 5. Aescher Tünel İnşaatından Görseller, (A) Tünel Ağzı, (B) Arın ve Jet Grout Uygulaması Yapılmış Ano, (C) Arın Kazısı Öncesi Jet Grout Uygulaması (Coulter ve Martin, 2006)

Arın kazısını koruma amaçlı arın önünde kazı öncesi kanopi formlu şemsiye jet grout destek sistemi olarak jet grout kullanımı konusunda literatürde bazı çalışmalar mevcuttur (örneğin, Bruce ve ark., 1987, Mussger ve ark., 1987, Barla ve ark., 1988, Pelizza ve Peila 1993, Barla 1997, Coulter ve Martin 2006, Barla ve Bzowka 2013). Bu bildirinin kapsadığı araştırmada, Coulter ve Martin 2006 tarafından rapor edilen ve Aescher tünelinde kullanılan jet grout tünel destek sistemi referans çalışma olarak alınarak, bu durum araştırması temelinde nümerik model ve analizler gerçekleştirilmiş olup, bu kapsamda literatürde ilk defa bu derece kapsamlı bir 3B SE modellemesi bu konuda bu bildiri ile sunulmuştur. Aescher tünelinde kullanılan kanopi formlu jet grout semsiye sistemi Sekil 3'te görüldüğü gibi 39 adet yataya yakın (Sekil 1'de gösterildiği gibi tünel ekseninden 11° açılı inşa edilmiştir) jet grout kolon uygulaması ile oluşturulmuştur. Kolonlar, üst üste binen girişim yapacak şekilde tasarlanmıştır, kolonların merkezleri arasındaki mesafe 450 mm olarak uygulanmış olup, oluşturulan jet grout kolonların ortalama caplarının 600 mm olduğu öngörülmüstür. Sekil 1'de gösterildiği gibi her jet grout kolonu 13 m uzunluğunda olup, toplamda 2 m bindirme boyu olarak tasarlandığından serbest açıklığı 11 m olarak düşünülmüştür. Arın kazısı sonrası 200 mm püskürtme beton ve hasır donatı takviyesi yapılmış olup, invert üstü yan kısımlar 400 mm püskürtme betondan olusmaktadır. Bir sonraki arın kazısı öncesi yapılacak jet grout uygulamasından önce arın yüzeyi 200 mm püskürtme betonla kaplanmıştır (Şekil 1). Jet grout işlemi 3 aşamada yapılmış olup, Şekil 3(a)'da bu aşamalar görülmektedir. İlk olarak 14-26 nolu kolonlar, daha sonra 27-39 nolu kolonlar ve en sonunda da 1-13 nolu kolonlar inșa edilmiştir.

3.SAYISAL ANALİZLER

Şekil 6'da bu bildiri kapsamında yapılmış Aescher tünelinin 3B SE modelinin mesh görselleri görülmektedir. Bu kapsamda oluşturulan model gerçek tünel ve zemin geometrisi temel alınarak oluşturulmuş olup, model boyutları Şekil 6(a)'da verilmiştir. Model dörtüçgenyüzlü (tetrahedron) hacim elementleriyle oluşturulmuş olup, jet grout ve püskürtme beton kısımlarında element sayıları arttırılıp, element sıkılaştırması yapılarak modelin toplam element sayısı azaltılmaya çalışılmıştır. Jet grout şemsiye desteklemesi üç ano olarak uygulanmış ve inşa etkisi dikkate alınmadan yerinde arzulanan şekliyle modellenmiştir. Tüm model kısımlarının geometrik büyüklükleri gerçek boyutunda dikkate alınmıştır. Tablo 1'de Aescher tünelinin düzlem deformasyon analizinde Barla ve Bzowka (2013) tarafından temel alınan malzeme parametreleri verilmiş olup, bu değerler bu bildiri kapsamındaki 3B SE analizlerinde de kullanılmıştır. Yer çekim yüklemesi yapılmış ve gerilme oranı 0.5 kullanılmış olup, sayısal analiz Barla ve Bzowka (2013) tarafından önerilen aşamalarla yapılmıştır. Zeminlerin ve jet grout kolonların davranış modeli olarak Mohr-Coulomb modeli

ve püskürtme beton örtü malzemeleri için ise davranış modeli olarak lineer elastik model kullanılmıştır.

	γ	E	v	<i>c</i> '	<i>c</i> '	φ'	φ'
				peak	residual	peak	residual
	$[kN/m^3]$	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[°]	[°]
Kum	19	35	0.2	0.015	0.015	30	30
Buzul moreni	22	80	0.2	0.020	0.020	40	30
Molas ana kayası	25	2000	0.2	1	1	40	40
Jet grout kolonlar	22	900	0.2	1.3	1.3	35	35
Püskürtme beton	25	30000	0.2	-	-	-	-
örtü							

Tablo 1. 3B SE Analizlerinde Dikkate Alınan Malzeme Parametreleri (Barla ve Bzowka'yı,
(2013) Temel Almaktadır.)

Şekil 6'da sunulan 3B SE modelinin Abaqus programı aracılığıyla nümerik analizi gerçekleştirilmiş ve bazı oturma analizi sonuçları Şekil 7'de verilmiştir. Şekil 7'de görüleceği üzere maksimum oturma değeri yaklaşık olarak 27 mm bulunmuş olup, bu değer Coulter ve Martin (2006) tarafından rapor edilen Aescher tünelinin eksen güzergahındaki oturma değeriyle oldukça uyumludur. Şekil 7'de görüleceği üzere jet grout destek sistemi sayesinde oturmanın kısıtlı bir alana etki etmesi sağlanmış ve oturma değerinde ciddi bir azalma sağlanmıştır.



Şekil 6. Bu Bildiri Kapsamında Yapılmış Aescher Tünelinin 3B SE Modelinin Mesh Görselleri, (a) Tüm Modelin Mesh Görünümü ve Model Boyutları, (b) Önden Görünüş, (c) İç Mesh Görseli, (d) Tünelin İçinden Görünüm, (e) Yakından İç Mesh Görseli, (f, g ve h) Üç Anonun Önden ve Arkadan Zemin İçi Görünümleri



Şekil 7. Bu Bildiri Kapsamında Yapılmış Aescher Tünelinin 3B SE Modelinin Oturma Analiz Sonuçlarının Kesit Görünüşleri

4.SONUÇLAR

Bu bildiride sunulan nümerik model ve analizler, arın kazı bölgesi önünün jet grout kolonlarla desteklendiği tünel projelerinde bu sistemin üç boyutlu sonlu elemanlar modellemelerinin görüntü işleme tekniği kullanılarak yapılabileceğini ve bu karmaşık sistemin nümerik analizlerinin kapsamlı bir şekilde gerçek verilere dayalı olarak yapılabileceğini göstermektir. Döndürülmüş sinüzoidal fonksiyon yaklaşımı kullanılarak kolonların uzunluğa bağlı geometrik değişim kabullerinin modelleme aşamasında kullanılabileceği açıklanmıştır. Elde edilen maksimum oturma değerinin Aescher tünelinin eksen güzergahındaki oturma değeriyle kıyaslandığında, sonuçların oldukça uyumlu olduğu belirlenmiştir. Ayrıca, jet grout destek sistemi sayesinde yüzey oturmasının kısıtlı bir alana etki ettiği görülmüştür. Bu daralmış oturma dağılımı arın ekstrüzyonunun azaltıldığı anlamına geldiğinden zemin kaybının azaltıldığı sonucuna varılabileceği anlaşılmaktadır. Kaldı ki, zemin yüzeyindeki 3B oturma değişimi ve ortogonel eksenler üzerindeki düşey oturma değişimlerinin, açık bir şekilde bu bildiri kapsamında sunulan üç boyutlu analizlerle elde edilebileceği gösterilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Mussger, K., Koinig, J., Reischl, S., "Jet grouting in combination with NATM", Proceedings Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Society of Mining Engineers, 1987, New Orleans.
- [2] Pelizza S., Peila D., "Soil and rock reinforcements in tunnelling", Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 8, Issue 3, Pages 357-372, July 1993.
- [3] Di Cervia, A.R., "New techniques in difficult ground tunneling", Transportation Research Record 1740, 175–181, 2000.
- [4] Lunardi, P., "Design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils", Tunnels and Tunneling International (Special Supplement), 3– 30, 2000.
- [5] Bruce, D.A., Boley, D.L., Gallavresi, F., "New developments in ground reinforcement and treatment for tunneling", Proceedings Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Society of Mining Engineers, 1987, New Orleans.
- [6] Coulter, S., Martin, C. D., "Effect of jet-grouting on surface settlements above Aeschertunnel", Switzerland, Tunnelling and underground space technology, Volume 21, Issue 5, Pages 542 – 553, 2006.
- [7] Coulter, S., Martin, C. D., "Ground Deformations Above a Large Shallow Tunnel Excavated Using Jet Grouting", Regional Symposium EUROCK 2004 and 53rd Geomechanics Colloquy, 2004, Salzburg, Austria.
- [8] Mair, R.J., Taylor, R.N., "Theme lecture: bored tunnelling in the urban environment", Publications Committee of XIV ICSMFE (Ed.), Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1998, Hamburg.
- [9] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted raft using response surface method", Computers and Geotechnics, 74; 56–73, 2016.
- [10] Algin, H. M., "Optimised design of jet-grouted rafts subjected to nonuniform vertical loading", KSCE, Korean Society of Civil Engineers, 1-15, 2017.

- [11] Barla, G., Rabagliati U., Fidato C., Cavalli, T., "Observation and monitoring for the design of stabilization measures by the jet-grouting method at the Valsesia tunnel", Proc. Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica, Convegno di Monselice. Pp. 93-106, 1988.
- [12] Barla, G., "Tunnelling for Turin railway link", Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, September 1997, Hamburg.
- [13] Barla, M., Bzowka, J., "Comparing Numerical Alternatives to Model Jet Grouting in Tunnels", EJGE, Vol. 18, 2997-3008, 2013.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

DERİN KAZI DESTEK SİSTEMİ TASARIMINDA ZEMİN MODELİ SEÇİMİ: BİR VAKA ANALİZİ

SOIL MODEL SELECTION ON DEEP EXCAVATION SUPPORT SYSTEM DESIGN: A CASE STUDY

A. Arda Bahadır*¹

M.İnanç Onur²

ABSTRACT

The design of deep excavation support systems is one of the main subjects of today's geotechnical engineering. In the design, numerous empirical formulas and various approaches are given in the literature. With the development of computer technology, numerical analysis and solutions have a wider field nowadays. Numerical analysis of deep excavation systems use various ground models. In this study, a case study was examined. Model study on a real application performed with the Plaxis program that is widely used finite element program all over the world. Analyzes were performed for three different soil models, field measurements and analysis results were compared. At the end of the study, which model would be more suitable was discussed for numerical analysis depending on field conditions.

Keywords: Deep excavations, support systems, soil models

ÖZET

Derin kazı destek sistemlerinin tasarımı günümüz geoteknik mühendisliğinin başlıca konularından birisidir. Tasarımda birçok ampirik formül ve çeşitli yaklaşımlar literatürde verilmiştir. Bilgisayar teknolojisinin gelişimi ile birlikte günümüzde nümerik analizler ile çözümler daha geniş bir alana sahip olmuştur. Derin kazı sistemlerinin nümerik analizler ile çözümünde ise çeşitli zemin modelleri kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında bir vaka çalışması incelenmiştir. Dünya genelinde sıkça kullanılan bir sonlu elemanlar programı olan 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 tartışılmıştır.

Anahtar kelimeler: Derin kazılar, destek sistemleri, zemin modelleri

^{*1} İnş. Müh., Sağlık Bakanlığı, arda527@hotmail.com

² Yard. Doç. Dr., Anadolu Üniversitesi, mionur@anadolu.edu.tr

1. GİRİŞ

Derin kazı sistemlerinin nümerik analizler ile çözümünde çeşitli zemin modelleri kullanılmaktadır. Bu modellerin başında ise Mohr-Coulomb zemin modeli gelmektedir. Ancak yapılan çalışmalar ve saha ölçümleri limit analiz yöntemiyle hesap yapan modellerin ve literatürde verilen çok sayıda ampirik formülün gerçek sonuçlardan oldukça uzak kaldığını göstermiştir. Bu nedenle zeminlerin arazi davranışlarının daha yakın tahminine dayalı ilave zemin modelleri geliştirilmiştir. Bu kapsamdaki çalışmalar şu şekilde özetlenebilir. (Lim ve diğ., 2010) tarafından literatürde çokça kullanılan Modified Cam Clay (MCC), Hardening Soil (HS), The Hardening Soil Small Strain (HS_ss) ve The Undrained Soft Clay (USC) zemin modelleriyle analizler gerçekleştirilmiştir. Kil zeminin davranışının araştırılması kapsamında gerçek bir uygulama üzerinde sahada ölçülen deplasman ve oturma değerleri ile analiz değerleri karşılaştırılarak zemin modellerinden hangisinin gerçek davranışa daha yakın olduğu ortaya konulmuştur. (Zhang ve diğ., 2015) araştırmalarında yumuşak zeminlerin bulunduğu bir bölgede destek sisteminin deplasmanlarını zemin modelleri bazında tartışmışlardır. Bunun için zeminlerde küçük birim sekil değiştirme durumunu dikkate alan HS_ss model ile modelleme yapılmıştır. Çalışmada kazı geometrisi, zemin mukavemeti, rijitlik özellikleri ve duvar rijitliği gibi parametrelerin duvarın eğilme davranışı üzerinde etkisi olduğu sonucuna varılmıştır. (Hsiung ve diğ., 2016) Tayvan'ın Kaohsiung şehrinde kalın kum tabakalarının bulunduğu bir bölgede inşa edilen kazı destek sistemlerini arazi ve bilgisayar modeli bazlı olarak incelemişlerdir. PLAXİS programında bulunan HS, HS ss ve MC modelleri ile gerçekleştirilen analiz sonuçlarını gerçek arazi sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. (Mu ve diğ., 2015) derin kazıların çevre yapılara olan etkileri hakkındaki çalışma kapsamında Chicago kili üzerinde elde ettikleri deney verilerini PLAXİS'de HS ss modeli kullanarak analiz etmişlerdir. Çalışmada zemin ile etkileşim durumunda bulunan istinat duvarının deplasman değerlerinin tahmini için ampirik yöntemler geliştirilmiş, elde edilen sonuçlar literatür ile karşılaştırılıp doğruluğu teyit edilmiştir. (Likitlersuang ve diğ., 2013) Bangkok MRT Blu Line metro hattında yapılan derin kazı çalışmaları esnasında alınan Bangkok Kili numunelerinin gerilme davranışı ve kayma modülü belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen üç eksenli deney sonuçlarını değerlendirmişlerdir. Bu kapsamda HS Model Small Strain modülü kullanılarak zemin modellemesi yapılmıştır. (Castaldo ve diğ., 2014) derin kazıların çevrelerindeki betonarme yapıların kazı öncesi ve sonrası sismik etkilerini araştırmışlardır. Analiz için zemin-yapı etkileşimini dikkate alan sonlu elemanlar tabanlı bir program kullanılmış, gerçek bir vaka inşa öncesi ve sonrası ile sismik olarak modellenmiştir. Zeminin sismik etkilere karşı davranışı HS ve MC modelleri kullanılarak belirlenmeye çalışılmıştır. Analizler sonucunda kazı öncesi betonarme binanın sismik davranısı ile kazı sonrası arasında önemli farklılıklar hesaplanmıştır.

Bu çalışmada farklı türde zemin modellerinin karşılaştırılması amacıyla sıkça kullanılan bir sonlu elemanlar programı olan PLAXİS programı kullanılarak analizler yapılmıştır. Son yıllarda popüler olan ileri düzey bünye modelleri olan Hardening Soil (HS), Hardening Soil Small Strain (HS_ss) ile klasik Mohr-Coulomb (MC) modeli seçilmiş ve gerçek bir derin kazı destek sisteminin analizi yapılmıştır. Saha ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılmış, saha koşullarına bağlı olarak farklı zemin modellerinin performansları araştırılmıştır.

2. ZEMİN MODELLERİ

Literatürde nümerik analizler için birçok zemin modeli verilmesine rağmen bu çalışma kapsamında olan Hardening Soil (HS), Hardening Soil Small Strain (HS_ss) ile Mohr-Coulomb (MC) bünye modelleri kısaca şu şekilde açıklanmaktadır.

2.1. Mohr-Coulomb Model

Mohr-Coulomb Modeli zeminin gerilme-şekil değiştirme eğrisinin birinci bölgesinde elastik, ikinci bölgesinde ise mükemmel plastik bir malzeme olduğu varsayımına dayanır. Bu modelde gerilme durumları zeminin göçme kriteri anındaki değerleriyle ifade edilmektedir. Bu sebeple sistemlerin ön analizlerinde kullanımları uygundur. Bu model zemin katmanlarının rijitliklerini derinlikle değişmediğini kabul edip, ortalama bir rijitlik parametresi kullandığından deformasyon değerleri gerçekçi olmamakta ancak nispeten hızlı analizler gerçekleştirilmektedir. Mohr-Coulomb zemin modeli zeminlerin gerilme altında pekleşme ve yumuşama gibi özelliklerini modelleyemediği gibi, dilatansi içermeyen ve hacimsel artmadan ziyade hacimsel azalma gösteren gevsek kumlar ve aşırı konsolide kil davranışını da iyi modelleyemez. Ayrıca, yükleme-boşaltma durumları için bir ayrım yapılamaz. Bu sebeple kazı problemlerinde genelde önerilmemektedir. Daha çok limit analiz problemlerinde yani toprak dolgu barajların, dolguların, şevlerin, istinat duvarlarının stabilite cözümlerinde (güvenlik analizi) ve vüzevsel temel projelerinin tasıma gücü hesaplarında kullanılması daha uygundur. Mohr-Coulomb modelde zemin, Elastisite modülü (E), poisson oranı (v), elastik parametreleri ile içsel sürtünme açısı (ϕ), kohezvon (c) ve dilatasyon açısı (ψ) , plastik parametreleriyle ifade edilir.

2.2. Pekleşen Zemin Modeli (Hardening Soil Model)

Pekleşen zemin (Hardening soil) modeli plastisite teorisi çerçevesinde oluşturulan gelişmiş bir zemin modelidir (Schanz vd., 1999). Bu model (Duncan ve Chang, 1970) hiperbolik modelin yerini alan çok daha gelişmiş bir versiyonudur. Bu model hiperbolik modelden farklı olarak elastik teori yerine plastik teoriyi kullanır. Bu teoriye bağlı olarak hesaplanan plastik şekil değiştirmeler çoklu yüzey (multi surface) akış kriterine göre hesaplanmaktadır. HS Model gerilmeye bağlı rijitlik değerlerini dikkate almaktadır ki bu durum artan basınçla birlikte tüm rijitliklerin de artması demektir. HS Model, Mohr-Coulomb parametrelerini kullanır. Hiperbolik modelde kullanılan tek rijitlik parametresinden farklı olarak

 E_{50}^{ref} Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \tag{1}$$

 E_{oed}^{ref} Drenajlı odömetre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi - \frac{\sigma'_3}{\kappa_0^{nc}} \sin\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \tag{2}$$

 E_{ur}^{ref} Elastik yükleme/boşaltma rijitliği

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi - \sigma'_{3} \sin\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^{m}$$
(3)

olmak üzere üç farklı rijitlik parametresi kullanmasından dolayı zemin gerçek davranışa daha yakın modellenmektedir. Bu denklemlerde m gerilmeye (yükleme seviyesi) bağlı rijitlik değeri için girilen üs değeridir, kum ve siltler için genellikle 0.5~1 yumuşak zeminler için ise genellikle 1 alınmaktadır. Bazı araştırmacılar bu değerleri Norveç kumu ve silt için 0.5 (Janbu, 1963), yumuşak killer için 0.38~0.84 (Kempfert vd., 2006) olarak hesaplamışlardır. Denklemde; p^{ref} referans gerilme ($p^{ref} = 100$ kPa) ve K_0^{nc} Normal konsolidasyon katsayısı ($K_0^{nc} = 1 - sin\phi$) (Jaky 1944) şeklinde hesaplanmaktadır. Zeminde dilatansi ve 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).

2.3. Hardening Soil Small Strain Model

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 kullanılmaktadır (Benz, 2007). HS Model parametrelerine ek olarak HS_ss modelde başlangıç birim deformasyon geçmişi modülü, küçük birim deformasyon kayma modülü G_0^{ref} ve kayma modülünün küçük deformasyon kayma modülüne göre %70 azalması durumundaki birim deformasyon seviyesi olarak $\gamma_{0.7}$ hesaplanır.

Kayma deformasyon eşik değeri

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} \left[2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma_1'(1 + K_0) \sin 2\phi' \right]$$
(4)

şeklinde hesaplanabilir. Bu değer Denklem 4 ile hesaplanabileceği gibi $\gamma_{0.7}$ değerini kumlar için $1.10^{-4}-2.10^{-4}$ killer için $5.10^{-5}-1.10^{-4}$ aralığında olduğu (Zimmermann ve diğ., 2010) tarafından ortaya konulmuştur. (Yamashita ve diğ., 2009) ise kum, kil ve yumuşak kaya gibi çeşitli zeminler üzerinde yaptıkları üç eksenli ve çevrimli testlerde bu değerleri $10^{-5}-10^{-3}$ aralığında hesaplamışlardır.

Bu modelin küçük deformasyon özelliği gösteren genellikle dolgu malzemesi olarak kullanılan granüler zeminlerde ve aşırı konsolide olmuş killerde kullanılması daha uygundur.

3. MODEL ÇALIŞMASI

Model çalışması için çok bodrumlu bir yapının kazı destek sistemi projesi seçilmiştir. Projede kazı bilgilerinin yanı sıra zemin incelemesi ve inklinometre ölçümleri bulunmaktadır. Proje PLAXİS sonlu elemanlar programı kullanılarak ve Pekleşen zemin modeli ile hazırlanmıştır. Bu çalışma için karşılaştırma amaçlı olarak iksa sistemi Hardening Soil Small Strain ve Mohr-Coulomb modelleriyle tekrar analiz edilmiştir.

3.1. İksa Sistemi

İksa sistemi inşaatı için 17.00 metre kazı yapılmıştır. Bu amaçla ϕ =65 çaplı fore kazıklar 120 cm aralıklar ile imal edilmiştir. Bu kazıklara desteklemek amaçlı 5 sıra geçici ankraj sistemi teşkil edilmiştir. Bu ankrajların tasarım parametreleri amprik yöntemle ASTM A 416/96 şartnamesine göre hesaplanarak, 21-25 metre arasında seçilmiştir. Ayrıca bu ankrajlara 8m'lik

bir kök bölgesi tanımlanmıştır. İdealize kesit üzerinde trafik ve mevcut yapı yükleri düşünülerek 10 ve 55 kPa'lık sürşarj yükü etki ettirilmiştir. İksa sistemi projesi Şekil 1' de verilmiştir.



Şekil 1. İdealize Zemin Profili ve İksa Kesiti

3.2. Zemin Durumu

İnceleme alanında 26,0 ile 41,0 metre derinliklerde sondajlar yapılmıştır. Zemin etüt raporu incelendiğinde hakim zemin profilinin, üstte kalınlığı ortalama 3,0 m olan kil tabakası, bu tabaka altında kalınlığı ortalama 5,0 m olan yeşilimsi gri tonlarda kırıklı çatlaklı ayrışmış sert kil tabakası ve daha sonra mavimsi gri tonlarda kalsit damarlı kireçtaşı tabakasından oluştuğu görülmektedir. Sondaj sırasında yapılan yeraltı suyu ölçümlerinde, yeraltı suyuna rastlanılmamıştır.

Zemin numuneleri üzerinde yapılan deneylerden zemin sınıfı CL olarak verilmiştir. Projede ve modellerde kullanılan zemin parametreleri Tablo 1' de verilmiştir. Zemin index parametreleri zemin etüt raporundan alınmış ancak ileri zemin modelleri için gerekli rijitlik parametreleri yukarıda verilen 1, 2, 3 ve 4 nolu denklemler yardımı ile hesaplanmıştır. Kayma modülü parametreleri ise plastisite indisine dayalı olarak literatürde verilen eşitliklerden elde edilmiştir.

MALZEME MODELİ		MC			HS		HS_SS			
ZEMİN DURUMU	KİL-1	KİL-2	KİL-3	KİL-1	KİL-2	KİL-3	KİL-1	KİL-2	KİL-3	
DRENAJ TİPİ	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	
$\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	19/20	19/20	20/22	19/20	19/20	20/22	19/20	19/20	20/22	
E _{ref}	1,4.10 ⁴	5,5.10 ⁴	7,5.10 ⁴	-	-	-	-	-	-	
E_{50}^{ref}	-	-	-	$2,0.10^4$	5,3.10 ⁴	$7,5.10^4$	$2,0.10^4$	5,3.10 ⁴	7,5.10 ⁴	
E_{oed}^{ref}	-	-	-	2,0.10 ⁴	5,3.10 ⁴	$7,5.10^4$	2,0.10 ⁴	5,3.10 ⁴	$7,5.10^4$	
E_{ur}^{ref}	-	-	-	6,0.10 ⁴	1,6.10 ⁵	2,25.10 ⁵	$6,0.10^4$	1,6.10 ⁵	2,25.10 ⁵	
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
v/ v _{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
c/ c _{ref}	10	15	20	10	15	20	10	15	20	
φ	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
ψ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
γ _{0.7}	-	-	-	-	-	-	3,0.10-5	5,0.10-5	7,0.10 ⁻⁵	
G_0^{ref}	-	-	-	-	-	-	1,8.10 ⁵	4,8.10 ⁵	6,75.10 ⁵	
k _x	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
k _y	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
R _{inter}	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
R_f	-	-	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
p^{ref}	-	-	-	100	100	100	100	100	100	
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
K ₀	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	

Tablo 1. Zemin Parametreleri

3.3. İnklinometre Okumaları

Temel kazısı etrafındaki tüm cephelere toplamda 6 adet inklinometre yerleştirilmiştir. Yapılan ölçümler neticesinde maksimum deformasyon düzeyi yaklaşık 15 mm mertebesinde tespit edilmiştir. Bu sonuçlar PLAXİS model sonuçları ile mukayese edilmiştir. Yanal deformasyon değeri (δ /H), ‰ 0.76 mertebesinin altında olup dünya genelinde yapılan çalışmalarla uyumludur.

4. SONUÇLAR

Projede alınan inklinometre ölçümleri ile Hardening Soil (HS), Hardening Soil Small Strain (HS_ss) ve Mohr-Coulomb (MC) zemin modelleri kullanılarak yapılan PLAXİS analizlerinin sonuçları Şekil 2'de grafik olarak verilmiştir.



Şekil 2. İnklinometre Okumaları ve Model Sonuçları

Grafikten ise şu yorumlar yapılabilir;

- HS zemin modelleri MC modeli deforme olmuş kesitleri karşılaştırıldığında kazı tabanı MC modeli HS modellerine nazaran daha fazla yükseldiği görülmüştür bu durum gelişmiş modellerin boşaltma durumundaki davranışından kaynaklanmaktadır.
- HS_ss model HS modele oranla gerçek değerlere daha yakın kaldığı görülmüştür. Bu durum ise bu analizlerde kullanılan küçük şekil değiştirme rijitliğinden kaynaklandığı düşünülmektedir.
- HS zemin modellerinde kazı alanına doğru gelişen yatay deplasmanlar MC modeline nazaran daha iyi sonuçlar vermiştir. Bu durum gelişmiş modellerde kullanılan üç farklı zemin parametresinin kullanımından kaynaklanmaktadır. Ayrıca inklinometrik grafik

incelendiğinde MC Modelde iksa tepe noktası ile ölçümler arasında 23 mm, orta kısımlarda 6 mm fark görülmektedir. HS ve HS_ss modellerinin iksa tepe noktası ile ölçümler arasında tepe bölgesinde sırasıyla 2 mm ve 5 mm, orta kısımlarda 5 mm ve 4 mm fark oluştuğu tespit edilmiştir. Ayrıca ileri model analizlerinden elde edilen deplasmanlar, MC modelin aksine inklinometre okumalarının daha ilerisinde hesaplanarak daha güvenli tarafta kalmıştır.

KAYNAKLAR

- Lim, A., Ou, C. Y., and Hsieh, P. G. (2010), "Evaluation of Clay Constitutive Models for Analysis of Deep Excavation under Undrained Conditions", Journal of GeoEngineering, TGS, Vol. 5 (1), 9-20.
- [2] Zhang, W., Goh, A. and Zhang Y. (2015), "Probabilistic Assessment of Serviceability Limit State of Diaphragm Walls for Braced Excavation in Clays", ASCE-ASME J. Risk Uncertainty Eng. Syst., Part A: Civ. Eng., 2015, 1(3): 06015001-1.
- [3] Hsiung B.B., Sakai, T. (2016), "Failure Analysis of Underground Construction-Lessons Learned from Taiwan", Forensic Geotechnical Engineering, pp.197-208.
- [4] Mu, L., Finno, R. J., Huang, M., Kim, T., & Kern, K. (2015), "Defining The Soil Parameters For Computing Deformations Caused By Braced Excavation", Maejo International Journal of Science and Technology, 9(2), 165-180.
- [5] Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., & Balasubramaniam, A. (2013), "Finite Element Analysis of A Deep Excavation: A Case Study from the Bangkok MRT", Soils and Foundations, 53(5), 756-773.
- [6] Castaldo, P., & De Iuliis, M. (2014), "Optimal Integrated Seismic Design of Structural and Viscoelastic Bracing-Damper Systems", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 43(12), 1809-1827.
- [7] Schanz, T., Vermeer, P., and Bonier, P. (1999), "Formulation and Verification of the Hardening Soil Model. In Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam.
- [8] Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), "Nonlinear Analysis of Stress And Strain in Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1653.
- [10] Janbu, N. (1985), "Soil Models In Offshore Engineering", Géotechnique 35(3) 241-281.
- [11] Kempfert, H. G., & Gebreselassie, B. (2006), "Constitutive Soil Models and Soil Parameters", Excavations and Foundations in Soft Soils, 57-116.
- [12] Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 78(22), 355-358.
- [13] Brinkgreve, R.B.J. (2002), "PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis-Version 8". Balkema, Rotterdam.
- [14] Benz, T. (2007), "<u>Small-Strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences</u>", Phd Thesis, Universitat Stutgart.
- [15] Zimmermann T, Truty A, Podles K (2010), "Numerics In Geotechnics And Structures", Elmepress international, Lausanne.
- [16] Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., & Shibuya, S. (2009), "Interpretation Of International Parallel Test On The Measurement of Gmax Using Bender Elements. Soils and Foundations", 49(4), 631-650.

DERİN KAZILARDA ALETSEL GÖZLEMLERİN ÖNEMİ

THE IMPORTANCE OF MONITORING FOR DEEP EXCAVATION

S. Şehnaz AKTAŞ*¹

Fulya ARACI²

Cansu YILDIZ³

Mehmet M. BERİLGEN⁴

Kutay ÖZAYDIN⁵

ABSTRACT

Deep excavations are used for foundation of multi-basement structures, subway stations and other underground structures. Deep excavations must be supported by geotechnical structures to avoid any damage to infrastructure and neighbouring buildings. These supporting systems may comprise different and complicated horizontal, vertical or diagonal structural elements. Other possible complications in the design of support structures may arise from presence of laminated, non-linear soil behaviour, existence of surrounding structures and uncertainties in groundwater level. In these situations, forces acting on the retaining elements may differ during excavation from considered design forces; besides, strength and stiffness of the soil can be lower than expected. Use of instrumental observation during the excavation, may prevent adverse effects of unexpected situations both in soil behaviour and the acting forces, also observations gives time for precautions for a possible mishap. In this paper it is aimed to emphasize the importance of instrumental observations. A case history about the observed behaviour of a bracing system for an excavation of a 6200m² area, nearly 550m circumference and 27m depth is presented. Instrumental observation in the field during excavation indicated that more than expected horizontal displacements have occurred in a 70m long section of the excavation boundary. Considering these unexpected displacements, design of bracing system is revised and the excavation is safely completed.

Key Words: Deep Excavations, Retaining Systems, Displacements, Numerical Analysis, Instrumental Observations

ÖZET

Derin kazılar, günümüzde çok bodrum katlı yapıların yanında metro istasyonları ve diğer veraltı yapılarının insası için yapılmaktadır. Kent içinde yoğun yapılasma ve altyapı tesisleri bulunması nedeniyle bu kazıların desteklenmesi gerekmektedir. Bu destekleme sistemleri yatay, düşey ve diyagonal yapı elemanlarının meydana getirdiği karmaşık bir yapı oluşturmaktadır. Bu karmaşık yapıyı çevreleyen zeminin tabakalı ve doğrusal olmayan davranışı yanında, çevrede alt ve üst yapıların varlığı bu durumu daha da karmaşıklaştırmaktadır. Bu karmaşık yapının projelendirilmesinde göz önüne alınan parametrelerin sınırlı sayıda zemin araştırmalarına dayandırılması sonucu öngörülmeyen

^{*&}lt;sup>1</sup> İnş.Yük. Müh.- Hrt.Müh., EMAY Uluslararası Müh. ve Müş. A.Ş. Üsküdar-İstanbul, <u>saktas@emay.com</u>, 0216 492 19 40
² İnş.Yük. Müh.- Çev.Müh., EMAY Uluslararası Müh. ve Müş. A.Ş. Üsküdar-İstanbul, <u>faraci@emay.com</u>, 0216 492 19 40

³ İnş.Müh., EMAY Uluslararası Müh. ve Müş. A.Ş. Üsküdar-İstanbul, <u>cansu.yildiz@emay.com</u>, 0216 492 19 40

⁴ Prof. Dr., YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü İstanbul, <u>berilgen@yildiz.edu.tr</u>, 0212 383 52 20

⁵ Prof. Dr., YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü İstanbul , <u>ozaydin.kutay@gmail.com</u>
belirsizlikler ile karşılaşılabilmektedir. Öngörülmeyen belirsizlikler olarak sondajlarla belirlenemeyen yeraltı suyu, yer altı yapıları ve/veya sorunlu zemin tabakaları gösterilebilir. Böylesi durumlarda iksa elemanları üzerine etkiyen kuvvetlerde farklılık olması yanında zemin tabaklarının rijitlik ve/veya mukavemeti tasarımda öngörüldüğünden daha düşük olabilmektedir. Kazı sırasında aletsel gözlem yapılması, tasarımda öngörülemeyen bu olumsuzlukların fark edilmesi ve önlemler alınması için önemli bilgiler sağlamaktadır. Bu bildiride derin kazılarda aletsel gözlemlerin öneminin gösterilmesi amaçlanmıştır. Bunun için 6200 m² alanı kaplayan, çevresi yaklaşık 550 m olan ve 27 m derinliğe sahip bir kazı ele alınmıştır. Bu kazıda yapılan ölçümler 70m'lik kesimde tasarımda öngörülenden daha fazla yatay yer değiştirmelerin meydana geldiğini göstermiştir. Ölçülen bu yer değiştirmeler göz önüne alınarak tasarım gözden geçirilmiş ve bir takım önlemler ile revize edilmiştir. Revize edilen destekleme sistemi projesi ile kazı tamamlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Derin Kazılar, İstinat Sistemleri, Deplasmanlar, Sayısal Analiz, Aletsel Gözlem

1. GİRİŞ

Derin kazılar, günümüzde çok katlı yapıların yanında metro istasyonları ve diğer yeraltı yapılarının inşası için yapılmaktadır. Kent içinde yoğun yapılaşma ve altyapı tesisleri bulunması nedeniyle bu kazıların desteklenmesi gerekmektedir. Bu destekleme sistemleri yatay, düşey ve diyagonal yapı elemanlarının meydana getirdiği karmaşık bir yapı oluşturmaktadır. Bu karmaşık yapıyı çevreleyen zeminin tabakalı ve doğrusal olmayan davranışı yanında çevrede alt ve üst yapıların durumu daha da karmaşıklaştırmaktadır. Bu karmaşık yapının projelendirilmesinde göz önüne alınan parametrelerin sınırlı sayıda zemin araştırmalarına dayandırılması sonucu öngörülmeyen belirsizlikler ile karşılaşılabilmektedir. Öngörülmeyen belirsizlikler olarak sondajlarla belirlenemeyen yeraltı suyu, yer altı yapıları ve/veya sorunlu zemin tabakaları gösterilebilir. Böylesi durumlarda iksa elemanları üzerine etkiyen kuvvetlerde farklılık olması yanında zemin tabakalarının rijitlik ve/veya mukavemeti tasarımda öngörüldüğünden daha düşük olabilmektedir. Kazı sırasında aletsel gözlem yapılması, tasarımda öngörülemeyen bu olumsuzlukların fark edilmesi ve önlemler alınması için önemli bilgiler sağlamaktadır. Bu bildiride derin kazılarda aletsel gözlemlerin öneminin gösterilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için 27m derinlikte ve yaklaşık 6200 m² alanı kaplayan bir metro istasyonun derin kazı projesi göz önüne alınmıştır.

Bu kazının çevresi yaklaşık 550m olup kazı sırasında 70m'lik kesimde tasarımda öngörülenden daha fazla yatay yer değiştirmeler ölçülmüştür. Ölçülen bu yer değiştirmeler göz önüne alınarak tasarım gözden geçirilmiş ve bir takım önlemler ile revize edilmiştir. Revize edilen destekleme sistemi projesi ile kazı tamamlanmıştır.

2. İSTASYON KAZISI DESTEKLEME SİSTEMİ

Bildiri kapsamında göz önüne alınan derin kazı bir metro istasyonu derin kazısı olup bu kazının planda gösterimi Şekil 1'de verilmiştir. Kazı yaklaşık 240m uzunlukta ve 24m ile 30m genişliklerde olup derinliği 27m mertebelerindedir. Buna göre sahadan yaklaşık 195000m³ malzeme kaldırılmıştır. Kazıyı desteklemek için delgi kazıklar ve kuşak kirişleri ile oluşturulan perde sisteminin öngerilmeli ankrajlar ve içten desteklerle desteklendiği bir destekleme sistemi tasarlanmıştır. Kazı alanından tünel açma makinelerinin sokulduğu kazı

yüzeylerinde öngermeli ankrajlar yerine zemin çivileri tercih olunmuştur. Delgi kazıklar iki kademede yerleştirilmiştir. Üst kademedeki kazıklar 65cm çapında ve 15m uzunlukta, alt kademedekiler ise 80cm çapında 18m uzunluktadır. Kazıkların soketlenme boyları 3m'dir.

Yapılan ilk iksa tasarımında aralıklı kazıklar dolayısı ile yeraltı suyunun etkisinin olmayacağı kabulü ile analizlerde yeraltı su seviyesi göz ardı edilmiştir. Ancak yapılan saha çalışmaları sırasında ilgili cephelerin gerisinde, çeşitli altyapı hatlarının mevcut olduğu ve bunlardan su kaçağı olabileceği belirlenmiştir. Belediye altyapı sisteminde gözükmeyen ancak var olduğu çevre sakinleri ve daha önce imalatında yer almış kişilerce belirtilen, dere geçişini sağlayan kutu tip menfezinde yine anayola paralel bir şekilde olduğu belirlenmiştir. Şekil 2'de kazının kesiti gösterilmiştir.



Şekil 1. Destekleme Sistemi Vaziyet Planı ve Ölçüm Noktaları

3. ARAZİ ZEMİN DURUMU

Düz bir alanda yer alan derin kazının zemin durumunu belirlemek için inşa öncesi sondajlar yapılmıştır. Yapılan sondajlarda standart penetrasyon deneyleri gerçekleştirilmiş ve numuneler alınmıştır. Alınan numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilerek arazide karşılaşılan zemin ve kaya tabakalarının mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Yapılan bu zemin araştırmalarına göre yüzeyden itibaren 0.0 - 2.0m kalınlıkta yapay dolgu, altında 13.5m değişken kalınlıkta çakıllı kil tabakası, onun altında yer yer kum mercekleri içeren 2.5m kalınlıkta killi silt tabakası ve en altta arkoz tabakası yer almaktadır. Killi silt altındaki arkoz tabakasının üst kesimleri çok veya tamamen ayrışmıştır. Yapılan sondajlarda YASS 'ne 7.0 – 8.0m'de rastlanmıştır. Şekil 3'de arazi zemin durumunu gösteren şekiller verilmiştir. Bu bilgiler EMAY tarafından hazırlanan R001-a (2016) raporundan alınmıştır.

İnklinometrelerde öngörülenden fazla yatay yer değiştirmelerin ölçüldüğü kesimde yeni zemin araştırmaları yapılmıştır. Geri analizlerde mevcut zemin birimlerine ek olarak killi silt ile çok ayrışmış arkoz tabakası arasında geçiş zonu tabakası tanımlanmıştır. Bu zayıf zon, 0.5-2.0m kalınlıklarda olup yüksek kil içeriği ve su muhtevasına sahiptir. Buna ek olarak, mevcut altyapıların sızdırma durumu ile zaman zaman kazık aralarından sızıntı halinde varlığı tespit edilen ve sondajlarda gözlenen yeraltı suyunun etkisi ilk tasarıma eklenmiştir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 2.İstasyon Kazısı Dstekleme Sistemi



Şekil 3. Arazi Zemin Profili ve Zemin/Kaya Özellikleri

4. ARAZİ GÖZLEMLERİ

Ele alınan istasyon kazısı sırasında çıkabilecek olası sorunları belirleyerek destekleme projesini iyileştirmek amacı ile kazı çevresi ve destekleme elemanlarında ölçüm noktaları teşkil olunmuştur. Bu ölçüm noktaları kazı çevresinde açılan inklinometre ve piyezometre kuyuları ile kuşak ve başlık kirişlerine yerleştirilen jeodezik ölçüm noktalarıdır. İnklinometre ve piyezometre kuyularının yerleri yukarıda Şekil 1'de verilen vaziyet planında gösterilmiştir.

İstasyon kazısı yüzeyden 12.5m derinliğe ulaştığında iki inklinometrelerde hareketlenme gözlenmiştir. Üç adet inklinometrede ölçülen yatay yer değiştirmeler Şekil 4'te gösterilmiştir. İnk-6 ve İnk-8'de diğerlerinden belirgin bir şekilde daha fazla yer değiştirme meydana geldiği gözlenmiş ve nedenleri araştırılmıştır.



Şekil 4. İnklinometrelerde Ölçülen Yatay Yer Değiştirmeler

5. SAYISAL ANALİZLER

Bildiri konusu derin kazı destekleme sistemi tasarımında sayısal analizlerin kullanıldığı bir mühendislik yaklaşımı benimsenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan bu analizlerde Plaxis 2D ticari yazılımı kullanılmıştır. Düzlem şekil değiştirme idealizasyonuna göre yapılan bu analizler için Şekil 3'de verilen zemin profili göz önüne alınarak Şekil 5'de verilen sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur. Sayısal analizlerinde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1'de sunulmuştur. İlk tasarımda beklenenden daha fazla zemin yer değiştirmelerinin oluştuğu bölgede yapılan ilave zemin araştırmalarında tespit edilen zayıf zon Şekil 5'de ve bu tabaka için kullanılan parametreler Tablo 1'de yer almaktadır. Yapılan analizlerde zemin tabaklarının elasto-plastik davranışı göz önüne alınmış ve bunun için Hardening Soil Model kullanılmıştır. Bu bilgiler EMAY tarafından hazırlanan R001-b (2016) raporundan alınmıştır.

	Dolgu	Çakıllı Kil	Killi Silt	Zayıf Zon	Çok Ayrışmış Arkoz	Arkoz
γ_{unsat} (kN/m ³)	18	20	19	20	22	24
γ_{sat} (kN/m ³)	18	20	19	20	22	24
$E_{50}(kN/m^2)$	15000	15000	20000	20000	40000	80000
$E_{oed}(kN/m^2)$	15000	15000	20000	20000	40000	80000
$E_{ur}(kN/m^2)$	45000	45000	60000	60000	120000	240000
power (m)	0,500	0,600	0,700	0,800	0,500	0,500
$c_{ref} (kN/m^2)$	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	40,00
φ (°)	30,00	28,00	32,00	15,00	35,00	35,00

Tablo 1. Kazının Yapıldığı Zemin Profilini Oluşturan Tabakalar	n Malzeme Özellikleri
--	-----------------------



Şekil 5. Destekleme Sistemi Sayısal Modeli

Kazı kotu yüzeyden -12.5m mertebelerine indirildiğinde inklinometre ve jeodezik yer değiştirme ölçümleri kazının bir kesiminde sorun olduğuna işaret etmiştir (Şekil 4). Bu bölgede ölçülen yer değiştirmeler tasarımda öngörülen yer değiştirmelerin üzerine çıkmıştır. Tasarımda bu kazı adımında öngörülen maksimum yer değiştirme 2.5-3.0 cm mertebelerinde iken sahada ölçülen maksimum yer değiştirme 6.5 cm mertebelerinde olmuştur (Şekil 6). Gerekli tedbirler alınarak durdurulan kazı sonrası bu olumsuzluk saha incelemeleri ve sayısal geri analizler yapılarak araştırılmıştır. Yapılan bu araştırmalar sonucunda kazının bu kesiminde Şekil 7'de gösterildiği şekilde yer altı suyunun yüksek olduğu ve kalınlığı 2.0

m'lere ulaşan zayıf bir geçiş zonu olduğu anlaşılmıştır. Buna göre kazı taban kotuna inildiğinde kazı ortamında deformasyonların izin verilebilir sınırların çok üzerinde olacağı ve göçme riski söz konusu olabileceği belirlenmiştir. Oluşabilecek bu riski önlemek ve kazının güvenle tamamlanmasını sağlayarak planlanan yapının inşasını mümkün kılmak için ilave destek elemanları eklenmesi ve mevcut kazı palyesinin kaplanarak daha rijit hale getirilmesi projelendirilmiştir. Bu bilgiler EMAY tarafından hazırlanan R002(2017) raporundan alınmıştır.



Şekil 6. Maksimum Yer Değiştirmelerin Oluştuğu Kazı Kademesi



Şekil 7. Ölçülen Yanal Yer Değiştirmelerin Kazı Derinliğine Bağlı Değişimi

6. SONUÇLAR

Bu bildiride destekli derin kazılarda ortaya çıkan problemlerin fark edilmesi ve gerekli önlemlerin alınmasında aletsel gözlemlerin öneminin gösterilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için bir metro istasyonu derin kazısındaki aletsel gözlem ölçümleri ve bu ölçümlerin tasarımda öngörülen yer değiştirme değerlerinin üstüne çıkması sonucu yapılan çalışmaların ayrıntısı yukarıda açıklanmıştır. Yapılan bu çalışmalar ışığında aşağıdaki sonuçlar ortaya konabilir:

- Kazı çalışması sırasında beklenenlerin üzerinde yatay yer değiştirmelerin ölçülmesi bu kesimde tasarımda öngörülemeyen zemin koşullarının olduğuna işaret etmiştir. Bu durumu aydınlatmak için yapılan ilave zemin araştırmaları bu kesimde su muhtevası ve kil içeriği yüksek zayıf bir geçiş zonu olduğunu göstermiştir.
- Aletsel gözlem verilerine bakılarak tespit edilen gerçek zemin koşullarına göre yeni analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizler geri analiz yaklaşımı ile tekrarlanarak gerçek saha davranışına yakın malzeme parametreleri elde olunmuştur.
- 3) İnklinometrelerde ölçülen yatay yer değiştirme verilerine göre geri analizler ile güncellenen malzeme parametreleri ile yapılan sayısal analizler kazı taban kotuna inildiğinde yer değiştirmelerin izin verilen sınırın üzerinde olacağını ve kazı stabilitesinin yeterli olmayacağını göstermiştir. Buna göre destekleme sistemi revize edilmiş ve ilave destek elemanları eklenmesi yoluna gidilmiştir.
- 4) Yapılan revizyon ile istasyon kazısı sorunsuz olarak tamamlanmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] R001-a (2016) EMAY Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş. Geoteknik Grubu, <u>"İlgili İstasyon Sorunlu Cepheleri Geçici Kazı Destek Sistemi İyileştirmesi</u> <u>Geoteknik Hesap Raporu"</u>İstanbul.
- [2] R001-b (2016) EMAY Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş. Geoteknik Grubu, <u>"İlgili Sorunlu Cephe İçin Yapılan Geri Analiz Raporu"</u> İstanbul.
- [3] R002 (2017)EMAY Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş. Geoteknik Grubu), <u>"İlgili İstasyon Geçici Kazı Destek Sistemi Hesap Raporu"</u>İstanbul.

DESTEKLİ DERİN KAZILARIN İNŞA VE TASARIM PERFORMANSI

DESIGN AND CONSTRUCTION PERFORMANCE OF SUPPORTED DEEP EXCAVATION

Özgür YILDIZ*¹, Mehmet M. BERİLGEN²

ABSTRACT

Deep excavations are mostly prefferred engineering applications to fulfill the need of built-up areas caused by overpopulation. Depending on the project conditions, it is crucial to provide economical precautions for excavation safety and to prevent deformation at adjacent structures in terms of geotechnical engineering. In this study, by using the displacement values of deep supported excavations, it is aimed to investigate the design and construction performances of deep supported excavations. In this context, considering the excavation height and deformation relations, the project and field displacement measurements of 102 sections of 15 deep excavations in and around Istanbul were examined primarily together with the information gathered from the literature studies. Secondly, the displacement results obtained from the numerical analyses of deep excavation projects are compared with field measurements considering the surrounding geological conditions in which the investigated excavation projects are quite rigid in terms of displacements, whereas the rate of excavation projects exceeded the displacement limits is very small (1%).

Keywords: Deep Excavations, Supporting Systems, Soil Displacements, Soil Settlements.

ÖZET

Derin kazılar, artan nüfus yoğunluğuna bağlı yerleşim ihtiyaçlarının karşılanmasında, günümüzde yapımına sıklıkla başvurulan mühendislik uygulamalarıdır. Proje özelliklerine bağlı olarak yapılan derin kazılarda, kazı güvenliğinin sağlanması ve çevrede oluşacak deformasyonların önlenmesinde ekonomik çözümler üretilmesi, geoteknik mühendisliği açısından son derece önemlidir. Bu çalışmada destekli kazı inşaatı sahalarından elde edilen yer değiştirme ölçümleri değerleri kullanılarak destekli kazıların tasarım ve inşaat performansları incelenmiştir. Bu kapsamda birinci aşamada İstanbul ve çevresinde yapılan 15 derin kazının 102 kesitine ait proje ve saha yer değiştirme ölçümleri bilgileri, kazı yüksekliği ve deformasyon ilişkileri göz önüne alınarak literatürden toplanan bilgilerle birlikte incelenmiştir. İkinci aşamada ise eldeki derin kazı projelerinin sayısal analizlerinden elde edilen yer değiştirme sonuçları, kazının yapıldığı jeolojik ortam göz önüne alınarak, arazi ölçümleri ile kıyaslanmıştır. Bu kıyaslamalar sonucunda, eldeki kazı projelerinin büyük çoğunluğunun yer değiştirmeler bakımından yeterince rijit, yer değiştirme limitlerini aştığı düşünülen kazı projesi oranının ise çok küçük olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Derin Kazılar, Destekleme Sistemleri, Yer Değiştirmeler, Zemin Oturmaları.

^{*1} Doktora Öğrencisi, YTÜ, <u>ozguryildiz56@gmail.com</u>

² Prof., YTÜ, <u>mberilgen@gmail.com</u>

1. GİRİŞ

sağlanabilmektedir.

Nüfusun ve buna bağlı olarak sosyal ve ekonomik hareketliliğin kontrolsüz biçimde yoğunlaştığı kent merkezlerinde, yapılaşmaya uygun parsel alanlarının yetersizliği, bu alanların olabildiğince verimli kullanıldığı, bodrum kat sayısının fazla olduğu yüksek yapıları kaçınılmaz kılmıştır. Bu tür yapısal ihtiyaçların karşılanmasında derin kazılar, mühendislerce yapımına sıklıkla başvurulan uygulamalar haline gelmiştir. Derin kazılar, zeminin gerilme durumunda değişim meydana getirmekte, bu değişim sonucunda kazı çevresinde yatay ve düşey yer değiştirmeler görülmektedir. Önlem alınmadığı takdirde bu yer değiştirmeler, hem kazı alanında hem de çevre yapılarda güvenlik sorunlarını ortaya çıkarmaktadır. Derin kazı gerektiren yapı inşaatlarında, kazı sahaları içinde kazının düşey duraylılığını sağlamak, kazı sahasının çevresinde bulunan bina, yol ve tesislerde oluşabilecek hasarın önüne geçmek ve zemin yer değiştirmelerini kabul edilebilir sınırlarda tutmak için göçme, kayma ve şekil değiştirmelere engel olacak destekleme sistemleri inşa edilmektedir. Derin kazı destekleme sistemleri kazık, palplanş veya diyafram duvar elemanlar olurken yatay elemanlar ise bunları yatayda destekleyen içten destek elemanları (strut), ankrajlar ve zemin çivileri olmaktadır. Derin kazı destekleme projeleri; geoteknik araştırmalar, laboratuar deneyleri, zemin mekaniği teoremlerine dayanan ve titizlikle yapılan analizler sonucunda oluşturulmaktadır. Zemin koşullarının karmaşıklığı, kazı destekleme sisteminin seçilmesini zorlaştıran bir faktör olmakla beraber zemin parametrelerinin doğru seçilmesi, zemin profilinin arazi koşullarını yansıtacak gerçeklikte oluşturulması ve uygun destekleme sisteminin belirlenmesi ile projelendirme aşaması başarılı bir şekilde gerçekleştirilebilmektedir. Hem projelendirme aşamasında hem de kazı esnasında yapılan aletsel gözlemler ile kazı duraylılığının sürekliliği

Bu çalışmada derin kazı inşaatları ve destekleme sistemi tasarımlarının performansının incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda 15 adet derin kazı destekleme sistemi projesine ait 102 adet kesit için hesaplanan ve sahada ölçülen düşey ve yatay yer değiştirme değerleri ile literatürde yer alan benzer çalışmalardaki bilgiler, zemin profili ve destekleme sistemi tipine göre incelenmiştir. Bu kapsamda Peck (1969), Clough ve O'Rourke (1990) ve Ou (1993) tarafından yapılmış çalışmalardaki verilerden yararlanılmıştır.

2. DERİN KAZILARDA DEFORMASYON

Derin kazılarda ortaya çıkan deformasyonların arazi ölçümlerine dayalı incelemesi üzerine ilk çalışmalardan biri Peck (1969) tarafından gerçekleştirilmiştir. Pratikte halen kabul gören ve bir çok araştırmacıya ilham veren bu çalışma geçici destekli palplanş perde ve kazıklı kazılarda yapılan arazi ölçümleri kullanılarak kil ve kum zeminler için kazı yüksekliğine bağlı yüzey oturmalarının kazıya mesafesine göre değişimini vermektedir.

Farklı zemin profillerinde tasarlanan destek sistemlerinde görülen zemin oturmaları üzerine yapılan diğer bir çalışma Clough ve O' Rourke (1990) tarafından gerçekleştirilmiştir. Arazi yer değiştirme ölçümlerine dayalı bu çalışmada kum ve granüler zeminlerde maksimum zemin oturması değerlerinin kazı derinliğinin % 0,3' ünden az olduğu ve kazı yüzeyinden uzaklaşıldıkça bu değerin daha da azaldığı gösterilmiştir. Katı kil ortamlarda ise maksimum zemin yüzeyi oturmalarının, kazı derinliğinin yine % 0,3' ünden az olduğu, ortalama yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin ise kazı derinliğinin sırasıyla ortalama % 0,2' si ve % 0,15'i mertebelerinde olduğu belirtilmiştir. Orta katı ve yumuşak killerde ise katı kil zeminlerden farklı olarak taban stabilitesinin kazı yüzeyindeki deformasyonları etkilediği belirtilmiş ve

artan kazı derinliğinin duvar eğilmelerinde belirleyici bir parametre olduğu gösterilmiştir. Clough ve O'Rourke (1990)'a benzer bulgular, Ou vd. (1993), Hsieh ve Ou (1998) tarafından, kil zeminlerde yapılan kazılardan alınan yer değiştirme ölçümü verilerinden yararlanılarak elde edilmiştir. Ou vd. (1993), kazıdan kaynaklanan zemin oturmalarını inceledikleri çalışmada kazının ilk aşamalarında duvara çok yakın bölgelerde 'Spandrel' tipli oturmaların gerçekleştiğini, duvarda görülen deformasyonların ise minimal düzeylerde olduğunu ifade etmişlerdir. Hsieh ve Ou (1998) tarafından yapılan çalışmada ise derin kazılarda, duvar yüzeyinden kazı derinliğinin yarısı mesafede, konkav tipli zemin yüzeyi oturmalarının gerçekleştiği, duvar yüzeyine yakın mesafelerdeki oturmaların ise ölçülen maximum zemin oturması değerinin yarısı mertebelerinde olduğu belirtilmiştir. Zemin yüzeyinde görülecek bu oturmaların öncelikli etki bölgesinin duvar yüzüne, kazı derinliğinin iki katı mesafe içinde olduğu ve duvar yüzüne kazı derinliğinin 4 katı mesafeden daha uzak bölgelerde ise oturmaların ihmal edilebilir seviyelerde olduğu ifade edilmiştir.

Hwang vd. (2012), diyafram duvarlarda oluşan sehimi, sonlu elemanlar yöntemi ile parametrik analizler yaparak incelemiştir. Çalışmada, zemin deformasyon modülü arttıkça sığ derinliklerde diyafram duvar yanal deformasyon değerlerinin düştüğü, derinliğin yüksek olduğu durumlarda ise diyafram duvar deformasyonlarının zeminin elastisite modülünden bağımsız davranış gösterdiği belirtilmiştir.

Avrupa Birliğinin 'EN 1997-1 Geoteknik Dizayn–Bölüm 1: Genel Kurallar' (Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules) isimli standardı ile sıkı zeminlerde yatay duvar hareketlerinin, duvar boyunun % 0,1 - 0,2' si aralığında, gevşek zeminlerde ise yatay duvar hareketlerinin, duvar boyunun % 0,4 – 0,5' i aralığında olması gerektiği belirtilmiştir. İngiliz BS 8002-1994 sayılı Zemin Dayanma Yapılarının Uygulanmasına yönelik standart (Code of Practice for Earth Retaining Structures) ile yatay duvar hareketlerinin duvar yüksekliğinin % 0,5' inden düşük ($\delta_h < \%$ 0,5.H _{duvar}) olması gerektiği belirtilmiştir.

Bu çalışmada, derin kazı inşaatı ve destekleme sistemi tasarımlarının performansını incelemede yatay duvar hareketlerinin, kazı yüksekliğinin % 0,1 - 0,5' i arasında ölçüldüğü durumlar *makul*, % 0,5'ten yüksek ölçüldüğü durumlar *çok esnek* ve % 0,1'den düşük ölçüldüğü durumlar ise *çok güvenli (rijit)* tasarımlar olarak kabul edilmiştir. Yine incelenen sistemlerin EN 1997-1 ve BS 8002-1994 standartları ile belirtilen seviyelerin altında deformasyon göstermesi de bir diğer önemli başarı kriteri olarak değerlendirilmiştir.

3. DERİN KAZI PROJELERİ YER DEĞİŞTİRME VERİLERİNİN İNCELENMESİ

Çalışma kapsamında İstanbul il sınırları içerisinde inşaatı devam eden ve tamamlanan zeminaltı otopark, yüzme havuzu, kültür merkezi ve metro istasyon yapıları gibi kamusal yatırımlara ait derin kazıların inşa ve tasarım performansları incelenmiştir. Tamamı özgün veriler olan 15 adet kazının toplam 102 adet kesitine ait analiz sonuçları ile sahada yapılan yatay ve düşey yer değiştirme ölçümü verileri, literatür çalışmaları da göz önüne alınarak incelenmiştir. İncelenen derin kazılarda, destekleme sistemi olarak ankrajlı ve konsol kazıklı perde sistemleri yer almaktadır. Ankrajlı Kazıklı Perde Sistemlerde kullanılan kazık çapları 65 ve 80 cm arasında değişmektedir. Kazık boyları 10 m ile 31 m, kazı derinliği 6.5 m ile 41 m arasında değişmektedir. Destekleme sistemleri 1.5, 2 ve 2.5 m aralıklarla öngermeli ankrajlar ile oluşturulmuştur. Soket boyları ise 1,5 m ile 4,5 m arasında değişen derinliklerdedir. Konsol Kazıklı Perde Sistemler 80 cm ile 120 cm çapında kazıklardan oluşmuştur. Kazı derinliği 6.5 m ile 19 m arasında değişmektedir. Kazık boyları 9 ile 20 m

arasında değişen boylardadır. Soket boyları ise 2,5 m ile 4,5 m arasında değişen derinliklerdedir. İncelenen inşaatlar masif kaya blokları ile farklı ayrışma dereceli kumtaşı ve kiltaşı birimlerinin oluşturduğu kazı derinliği boyunca kesilen Trakya Formasyonu, aşırı konsolide kil birimlerinden oluşan Gürpınar Formasyonu, çakıllı siltli kum birimlerinden oluşan Çukurçeşme Formasyonu ve organik kil birimlerinden oluşan Güngören Formasyonu zeminlerde tesis edilmiştir. Analiz ve saha ölçümlerinden elde edilen yer değiştirme verilerinin literatür çalışmaları da dikkate alınarak incelenmesi aşağıda yapılmıştır.

Destekleme sistemi ankrajlı ve konsol kazıklı perde olan derin kazılarda ölçülen maksimum yatay yer değiştirmelerin kazı derinliğiyle ilişkisi, bu konuda daha önce gerçekleştirilmiş çalışmalarla birlikte incelendiğinde Şekil 1' de gösterilen grafik elde edilmiştir.



Şekil 1. Ölçülen Yatay Yer Değiştirmelerin Kazı Derinliğine Bağlı Değişimi.

İncelenen *Ankrajlı Kazıklı Perde* ve Konsol Kazıklı Perde sistemlerde ölçülen maksimum yatay yer değiştirme değerlerinin kazı derinliğine oranı Tablo 3.1' de verilmiştir.

Tablo 3.1.	Destek Sistemine	Göre Ölçülen	Yatay Yo	er Değiştirme	Değerleri N	Mertebeleri Dağılımı.
		3	•	•	•	•

Ölçülen Maksimum Yatay Yer Değiştirme (δ _{hm})	Destek Sistemi			
	Ankrajlı Perde	Kazıklı	Konsol Kazıklı Perde	
δ_{hm} < % 0,2.H _{kazı}	% 87		% 100	
% 0,5.H $_{kaz1} < \delta_{hm} < \%$ 0,2.H $_{kaz1}$	% 12		-	
% 0,5.H $_{kaz1} < \delta_{hm} < \%$ 1.H $_{kaz1}$	% 1		-	
$\delta_{hm} > \% 1.H_{kazi}$	-		-	

İncelenen derin kazı destekleme sistemlerinden elde edilen zemin yüzeyi oturması (düşey yer değiştirme) verilerinin Clough ve O' Rourke (1990) tarafından yapılan çalışmalardaki gibi ve onların verileri de göz önüne alınarak derinlikle değişimi çizildiğinde Şekil 2'de gösterilen grafik ortaya çıkmaktadır.



Şekil 2. Ölçülen Zemin Yüzeyi Oturması Değerlerinin Kazı Derinliğine Bağlı Değişimi

İncelenen *Ankrajlı Kazıklı Perde* ve Konsol Kazıklı Perde Sistemlerde ölçülen zemin yüzeyi oturma değerlerinin kazı derinliğine oranı Tablo 3.2' de verilmiştir.

Tablo	3.2.	Destek	Sistemine	Göre	Ölcülen	Zemin	Yüzevi	Oturma	Değerleri	Mertebeleri	Dağılımı.
						-			- 0		

Ölçülen Maksimum Zemin Yüzeyi Oturması (δ _{vm})	Destek Sistemi				
	Ankrajlı l Perde	Kazıklı	Konsol Kazıklı Perde		
δ_{vm} < % 0,5.H _{kaz1}	% 49		% 100		
% 1.H _{kazı} $< \delta_{vm} < \%$ 0,5.H _{kazı}	% 35		-		
% 2.H $_{kaz1} < \delta_{vm} < \%$ 1.H $_{kaz1}$	% 10		-		
$\delta_{\rm vm}$ > % 2.H _{kazı}	% 6		-		

İncelenen derin kazı proje verileri, Peck (1969) tarafından önerilen zemin oturması ile duvar yüzü uzaklığı arasındaki ilişkiyi veren grafiğe yerleştirildiğinde Şekil 3'te verilen grafik elde edilmiştir. Homojen zemin ve kaya tabakalı jeolojik ortamlarda yapılan derin kazılarda, yüzey oturması değerlerinin kazı derinliğinin % 3' üne kadar ulaştığı, zemin+kaya tabakalı jeolojik ortamlarda gerçekleştirilen kazılarda ise söz konusu zemin oturması değerlerinin kazı derinliğinin % 1' inden daha düşük mertebelerde kaldığı görülmektedir. İncelenen bütün derin kazılarda, duvar yüzüne kazı derinliğinin % 1'i mesafe içinde zemin yüzeyi oturması görülmekte olup duvar yüzüne daha uzak mesafelerde zemin oturmalarının oluşmadığı görülmektedir.



Şekil 3. İncelenen Derin Kazı Destekleme Sistemlerinin Peck (1969) Oturma Diyagramına Göre Değerlendirilmesi.

Zemin profiline göre yukarıdaki grafiklerde yer alan veriler değerlendirildiğinde Şekil 4'te verilen , tasarım performanslarını veren çubuk grafik elde edilmektedir. Bu grafikte homojen kaya, homojen zemin ile kısmen zemin ve kısmen kaya ortamlarda yapılan kazıların performansı gösterilmiştir. İncelenen derin kazıların büyük oranda çok rijit (güvenli) olduğu (% 61) görülürken, % 38'i makul ve % 1'i ise sorunlu olarak değerlendirilmiştir. Bu tabloya jeolojik ortama göre bakılırsa incelenen derin kazıların kaya ortamında yapıldığı durumlarda % 35' inin *çok güvenli* (rijit) ve % 7' sinin *makul* seviyede olduğu görülürken kaya ortamında yapılan tasarımlarda sorun yaşanmadığı görülmektedir. Jeolojik ortamın zemin olması durumunda, eldeki kazı yanal yer değiştirme verilerinin % 15' inin çok güvenli ve % 15' inin makul seviyede olduğu

görülmektedir. Jeolojik ortamın kaya ve zemin tabakalı olması durumunda yapılan derin kazıların ise % 11'inin çok güvenli olduğu, % 16'sının makul yer değiştirme seviyesine sahip olduğu ve % 1'nin sorunlu olduğu görülmektedir.



Şekil 4. Derin Kazı Projelerinin Jeolojik Ortama Göre Performansları.

İncelenen derin kazı projelerinin sayısal analizlerinden elde edilen yer değiştirmelerin sahada ölçülenler ile kıyaslanması ile elde edilen grafik Şekil 5'te verilmiştir. Bu kıyaslama için çizilen çubuk grafikte ölçülen yanal yer değiştirmenin hesaplananlardan küçük ve büyük olması ile yaklaşık eşit olması durumları jeolojik ortamın kaya, zemin ve kaya+zemin tabakalı olması durumlarına göre gösterilmiştir. Buna göre incelenen derin kazı projelerinin % 35.5' inde ölçülen ve analiz edilen yatay yer değiştirme değerleri birbirine çok yakın ya da eşit değerler alırken % 44.4'ünde ölçülen yanal yer değiştirme değerleri birbirine tasarımda tahmin edilenden daha küçük olduğu, geriye kalan % 20.1'inde ise ölçülen yatay yer değiştirme değerlerinin analizden elde edilenlerden daha büyük olduğu görülmüştür. Eldeki bu bulgular incelenen destekli derin kazıların tasarıma uygun şekilde gerçekleştiği ve bu bakımdan performanslarının iyi olduğu söylenebilir. Bu değerlendirmede kazının yapıldığı jeolojik ortamın durumu göz önüne alındığında, kaya ortamlarda gerçekleştirilen kazılarda destekleme tasarımlarının performansının zemin ve kaya+zemin tabakalı ortamlara göre daha yüksek olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Derin Kazı Projelerinde Ölçülen ve Analiz Edilen Yatay Yer Değiştirme Değerleri.

4. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında elde edilen 15 adet derin kazı inşaatına ait toplam 102 adet kesitin, sahada ölçülen ve sayısal analizlerden elde edilen yer değiştirme değerleri, literatür çalışmalarıyla birlikte yukarıda sunulan grafikler ışığında incelenmiştir. Bu incelemeler ışığında aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

İncelenen derin kazı destekleme sistemlerinin yer değiştirmeler açısından % 61'inin güvenlik seviyesinin çok yüksek, % 38'inin makul ve %1'inin ise limit değeri aştığı görülmektedir.

Eldeki bilgilere göre, kaya ortamlarda yapılan kazılardan beklendiği şekilde daha küçük yer değiştirmeler ölçülmüştür. Bu sonuç kaya ortamlarda yapılan tasarımlarda göz önüne alınan mekanik parametrelerin çok güvenli tarafta kalınarak seçildiği şeklinde yorumlanabilir.

Eldeki kazı projelerinin sayısal analizlerinden elde edilen maksimum yatay yer değiştirme değerleri büyük oranda ölçülenden büyük veya yaklaşık eşit çıkmıştır. Bu durum, incelenen projelerin % 80' inde yer değiştirmeler açısından yeterli güvenliğin sağlandığını göstermektedir.

Ankrajlı Kazıklı Perde sistemlerde ölçülen yatay yer değiştirme değerlerinin % 87'si Konsol Kazıklı Perde sistemlerde ise ölçülen yatay yer değiştirme değerlerinin %100' ü, % 0,2.H _{kazı} değerinden düşüktür.

Kazı çevresinde ölçülen maksimum düşey zemin oturmalarının kazı derinliğiyle ilişkisi incelendiğinde, zemin ortamında yüzey oturmalarının en yüksek olduğu görülmüştür.

İncelenen derin kazı destekleme sistemlerinden *Konsol Kazıklı Perde* Tasarımların tamamında ölçülen kazı çevresi zemin oturması değerleri % 0,5.H_{kazı} değerinden düşüktür.

Zemin ve Kaya ortamlarda yapılan tasarımlarda, zemin oturması değerleri kazı derinliğinin % 3' üne kadar ulaşırken Zemin+Kaya ortamlarda yapılan tasarımlarda söz konusu düşey zemin oturması değerlerinin kazı derinliğinin % 1' inden daha düşük mertebelerde olduğu, duvar yüzünden uzaklaşıldıkça bu değerlerin azaldığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Peck, R.B., "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", Proceedings 7th I.C.S.M.F.E. State of Art Sayı, Mexico, s. 225-290, 1969.
- [2] Clough, G. W. and O'Rourke, T. D., "Construction Induced Movements of In-situ Walls", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Proceedings of a Specialty Conference at Cornell University, ASCE, New York, 1990.
- [3] Ou, C. Y., and Chiou, D. C., "Three-dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavation." Proceedings of 11th Southeast Asian Geotechnical Conf., The Institute of Engineers, Malaysia, Kuala Lampur, Malaysia, pp. 769-774, 1993.
- [4] Hsieh P.G. and Ou C.Y., "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation", Canadian Geotechnical Journal Vol. 35(6), pp. 1004-1017,1998.
- [5] Hwang, R.N., Lee, T., Chou., C.R. and Su., T.C., "Evaluation of Performance of Diaphragm Walls by Wall Deflection Paths", Journal of GeoEngineering, Vol. 7 (1), pp. 001-012, 2012.
- [6] EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General Rules, 2004.
- [7] BS 8002:1994 Code of Practice for Earth Retaining Structures, 1994.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

GEOTEKNİK DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

BİR VAKA ANALİZİNDE KAZIKLARIN DAVRANIŞININ KİNEMATİK ETKİLEŞİM YÖNTEMİ İLE İRDELENMESİ

A CASE STUDY ON THE INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF PILES BY KINEMATIC INTERACTION ANALYSIS

Selçuk BİLDİK^{*1} Kubilay SAVAŞERİ² Şamil Şeref POLAT³ Mustafa LAMAN⁴

ABSTRACT

Turkey is located in a seismic zone where large earthquake occurs. The issues related to the superstructure design under earthquake loads have been covered by previous earthquake code. However, there is no general regulation for determining the dynamic behavior of piles, which is an element of structure. In the draft form of the Turkish Building Earthquake Code, which was prepared in 2016, methods of analysis of structure-pile-soil medium interaction were discussed. In this study, a pile raft foundation system of a mosque planned to be built in Istanbul Başakşehir was analyzed by kinematic interaction method. There is weak clay soil in different thicknesses under the structure as a foundation soil and there is weathered rock under clay. The piles were statically analyzed by the API (American Petroleum Institute) method and the dynamic analysis was performed for the pile-configuration obtained from the static analysis. Soil effect analyzes were modeled by DeepSoil program and p-y springs were determined by the methods available in the literature. As a result of the analyzes, it was observed that the pile elements were forced in the clay-weak rock transition regions and the design was determined according to the results of the dynamic analysis.

Key words: Soft clay, weathered rock, pile, kinematic interaction.

ÖZET

Türkiye büyük depremlerin meydana geldiği bir deprem kuşağında yer almaktadır. Deprem yükleri altında üst yapı tasarımı ile ilgili hususlar geçmiş deprem yönetmelikleri ile ele alınmıştır. Ancak yapının bir elemanı olan kazıkların dinamik davranışının belirlenmesine yönelik genel bir yönetmelik mevcut değildir. 2016 yılında çalışması yapılan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği taslağında, yapı-kazık-zemin etkileşimi analiz yöntemleri ele alınmıştır. Bu bildiride İstanbul Başakşehir'de inşa edilmesi planlanan bir cami yapısına ait kazık sistemi kinematik etkileşim yöntemi ile analiz edilmiştir. Söz konusu yapı altında farklı kalınlıklarda zayıf kil birimler yer almakta olup, kil zemin altında ayrışmış kaya birimler mevcuttur. Kazıklar API (Amerika Petrol Enstitüsü) yöntemi ile statik olarak analiz edilip, statik hesaplamalar sonucu elde edilen kazık karelajı için dinamik analiz yapılmıştır. Dinamik analizlerde kullanılan deprem verileri Hazard Analizleri ile parsele özel olarak elde edilmiştir. Zemin etki analizleri DeepSoil programı ile modellenmiş olup, p-y yayları literatürde mevcut olan yöntemlerle belirlenmiştir. Analizler sonucunda kazık elemanların kil-zayıf kaya geçiş bölgelerinde zorlandığı görülmüş olup, tasarım dinamik analiz sonuçlarına göre belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Zayıf kil zemin, ayrışmış kaya, kazık, kinematik etkileşim.

^{*&}lt;sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr, Nişantaşı Üniversitesi, <u>selçuk bildik@nisantasi.edu.tr</u> (Yazışma yapılacak yazar)

² İnş. Yük. Müh., Perform Müh-Müş. Ltd. Şti, <u>kubilay@performmuhendislik.com</u>

³ Dr. Müh., Şeref Polat Danışmanlık, <u>isiln@msn.com</u>

⁴ Prof. Dr., Phd. Liverpool Üniversitesi, <u>lamanmustafa@gmail.com</u>

1. GİRİŞ

Günümüzde kentleşmenin hızlanması ile birlikte, kullanışlı yapı alanları azaldığından, yapıların temel sistemleri taşıma gücü ve oturma açısından sorunlu zemin ortamlarında inşa edilmektedir. Geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılan ekip ve ekipmanların yaygınlaşması ile birlikte derin temel sistemlerinin kullanımı artmıştır. Derin temel sistemlerinin tasarımı genellikle uluslararası kabul görmüş teorik yaklaşımlar ve uluslararası standartlar dikkate alınarak yapılmaktadır. Bu yöntemlerde tasarım statik yük koşulları dikkate alınarak yapılmakta olup, derin temel sistemlerinin dinamik yükler altındaki davranışı dikkate alınmamaktadır.

Deprem yükleri altında yapının kazık ve zemin ile etkileşimi ilk olarak 2007 Türk Deprem Yönetmeliğinde dikkate alınmış olsa da basit bir hesap yaklaşımından öteye gitmemiştir. Bu yaklaşım yapı, kazık ve zemin ortamının birbirlerini ve aynı zamanda deprem hareketini etkileyebildikleri durumlarda kullanılabilecek bir yaklaşım değildir. Oysa ki, özellikle yüksek katlı yapıların yoğun olarak inşa edildiği ülkemizde, zayıf ve sağlam zeminlerin birlikte yer aldığı farklı koşullar içinde yataklanmış olan kazıkların dinamik yükler altında tasarımı büyük önem arz etmektedir.

Yapı-kazık-zemin etkileşimi problemlerinde, zemin ortamının oldukça karmaşık olan üst yapı ile birlikte analiz edilmesi ve zemin etkilerinin doğru bir şekilde yapıya aktarılması oldukça zor ve karmaşıktır. Özellikle üst yapı tasarımında kullanılan lineer yaklaşımların, anizotropik ve heterojen olan zeminin modellenmesinde kullanılamaması problemi zorlaştırmaktadır. Doğru bir zemin yapı etkileşim modelinde zeminin nonlineer, yapının da lineer olarak modellenmesi en ideal yaklaşımdır.

Geçmişten günümüze yapı-kazık-zemin etkileşiminde yaygın olarak iki yöntem ile çözüm mümkün olmaktadır. Bu yöntemler "Doğrudan Yöntem" ve "Altsistem Yöntemi" olarak adlandırılmaktadır (Aydınoğlu, 1977, 1980, 1981, 1993a, 1993b).

Direkt yöntem yapı-kazık-zeminin birlikte tek bir ortak sistem ile idealleştirildiği ve taban kayasında tanımlanan depremin etkisi altında analiz edildiği yöntemdir. Bu modellemede tüm geometrik ve mekanik özellikleri ile nonlineer davranış göz önüne alınabilir (Aydınoğlu, 2011). Bu yöntemde yarı sonsuz olan zemin ortamını tanımlamak için "geçirgen sınırlar" adı verilen yapay sınır koşulları uygulanır (Kausel 1988, Mengi ve Tanrıkulu 1993). Bu sınırlar sonlu elemanlar modelinde sınırlardan depremin tekrar zemin ortamına yansıması önlenir. Bu yöntemde idealleştirilmiş yapı-kazık-zemin modeli Şekil 1a'da örneklendirilmektedir.

Direkt yöntemde yapı-kazık-zemin ortamının nonlineer olarak modellenmesi gereksinimi, zaman tanım alanında hesaplanması teorik olarak mümkün olsa dahi, bu hesaplamayı yapacak programların yetersizliği ve pratik mühendislik çalışmaları için oldukça karmaşık ve zaman alıcı olması nedenleriyle günümüzde kullanılması yaygınlaşmamıştır. Bu yöntemin basitleştirilmesi ve idealleştirilmesi ile ortaya çıkan altsistem yönteminin kullanılması daha yaygın ve pratiktir.

Altsistem yönteminde zemin ortamı ve zemin ortamı içerisinde yer alan kazıklar bağımsız bir modelde, üstyapı ise bağımsız farklı bir modelde ayrı ayrı birer altsistem olarak modellenmektedir. Bu modelleme yöntemi iki farklı uzmanlık alanının çözümlerini ayrı ayrı ele almasını sağlamaktadır. Altsistem Yöntemi'nde, üstyapı altsistemi ile kazık-zemin altsisteminin arakesitindeki bina temeli ile bodrum katların dış perdeleri üç boyutlu sonsuz rijit bir eleman olarak idealleştirilir. Günümüzde radye temel sisteminin yaygın olarak kullanılması ile sonsuz rijit bodrum kutusu idealleştirilmesi kabul edilebilir bir yaklaşımdır.

Altsistem Yöntemi çerçevesinde göz önüne alınan zemin-kazık altsisteminde, eğer varsa zemin iyileştirmesi de göz önüne alınarak, tabakalı zeminin nonlineer dinamik özellikleri, temel geometrisi, sınır koşulları ve kazıkların da nonlineer dinamik özellikleri dikkate alınır.

Bu yöntemde temelin kütlesi göz önüne alınmaz ve modelin dış sınırları olarak geçirgen sınırlar kullanılır (Şekil 1b).



a) Direkt Yöntem Modeli
b) Altsistem Yöntem Modeli
Sekil 1. Direkt ve Altsistem Yöntem Modelleri (Aydınoğlu 2011)

Bu modellemede sistem kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimi olmak üzere iki kısımda analiz edilmektedir. Kinematik etkileşim üç boyutlu olarak oluşturulan temel-kazıkzemin analiz modeli esas alınarak taban kayasında tanımlanan yatay deprem yer hareketi etkisi altında zaman tanım alanında nonlineer analizdir.

Uygulamada, kaynaktan taban kayasına ulaşan deprem etkisinin düşey doğrultuda yayılan kesme dalgalarından oluştuğu, dolayısıyla taban kayasında iki ana doğrultuda sadece yatay hareketler meydana getirdiği varsayılmaktadır.

Taban kayasından zemin-kazık altsistemine etki ettirilmek üzere seçilen genellikle 7 adet veya daha fazla deprem kaydı, kayada tanımlanmış bulunan tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde ölçeklendirilir. Üstyapı için zaman tanım alanında nonlineer analizin zorunlu olduğu yüksek binalarda, seçilen deprem kayıtlarının her iki yatay bileşeni de ölçeklendirmede göz önüne alınır ve her iki yatay bileşen aynı anda taban kayasından zemin-kazık altsistemine etki ettirilir. Üstyapı analizinin yönetmeliğe göre azaltılmış deprem yükleri altında lineer olarak yapıldığı durumlarda ise, taban kayasında sadece göz önüne alınan deprem doğrultusunda yeterli sayıda deprem kaydının tanımlanması yeterlidir (Aydınoğlu 2011).

Etkileşim analizleri için teorik üç boyutlu nonlineer zemin modelleri ile eşdeğer lineer yöntem çerçevesinde tek boyutlu zemin büyütme analizlerinde kullanılan basit zemin modellerini dikkate alan bilgisayar yazılımları geliştirilmiştir (bkz. Itasca 2011). Analizlerde temel-zemin arakesiti bir kinematik sınır koşulu olarak değerlendirilerek geçirgen sınırların bina temelinden yeteri kadar uzağa yerleştirilmesi gerekir.

Altsistem Yöntemi ile etkileşim analizinin ikinci adımı "Eylemsizlik Etkileşimi" olarak adlandırılır. Bu adımda, kinematik etkileşim adımında elde edilen etkin temel hareketi bileşenleri, üstyapı altsistemine temel alt seviyesinde etki ettirilir (Aydınoğlu 2011).

Bu çalışmada eğimli tabakalanma gösteren zemin ortamında inşa edilecek olan bir yapının yapı-kazık-zemin etkileşimi ele alınmaktadır. Çalışma kapsamında kinematik etkileşim analizlerinin uygulanması adım adım açıklanmaktadır. Yapılan çalışma sonucunda kazığın zayıf zemin-sağlam ana kaya gömülme oranlarının değişiminin davranışı etkilediği görülmüştür.

2. SAHA BİLGİLERİ VE STATİK KAZIK TASARIMI

Bu çalışmada İstanbul İli, Başakşehir İlçesinde inşa edilmesi planlanan camii yapısının geoteknik değerlendirmeleri ele alınmaktadır. Değerlendirmeler kapsamında zemin taşıma kapasitesi incelenmiş olup, yapının farklı zemin koşullarına oturduğu belirlenmiştir. Yapıda oluşabilecek farklı oturmaların önlenmesi amacıyla yapılan değerlendirmelerde dolgu birimlerin iyileştirilemeyeceği belirlenmiş olup, derin temel sistemine geçilmiştir. Söz konusu temel sistemi statik olarak projelendirilmiş olup, bu açıdan sistem yeterlidir. Ancak zayıf dolgu birimlerin yapı altında eğimli bir şekilde yer alması nedeniyle kazık elemanlar farklı zayıf zemin-sağlam ana kaya ortamlarında yer almaktadır. Bu durum özellikle dinamik yük etkisi altında kazıkların farklı davranış göstermesine neden olmaktadır. Bu nedenlerle statik olarak seçilen kazık yerleşimi göz önüne alınarak, kazıklar dinamik yük koşulları altında analiz edilmiştir. Bu bölümde topografik ve zemin koşulları tanımlanarak, yapılan tasarım çalışmaları adım adım ele alınmaktadır.

2.1. Arazi Çalışmaları ve Sahaya Ait Yerel Zemin Bilgileri

İnceleme alanında temel kotundan örselenmiş ve örselenmemiş numune almak amacı ile hidrolik rotary sondaj makinası ile toplam derinliği 125m olan 5 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Sondaj çalışmalarını takip eden dönemlerde bölgedeki kazı dolgu çalışmaları nedeniyle arazi topoğrafyasında değişiklikler yaşanmıştır. Topografik değişimler nedeniyle sahadan tekrar plankote alınarak 3 adet yeni sondaj çalışması yapılmıştır. Yapılan sondaj çalışmalarına ait sondaj yerleşiminin gösterildiği vaziyet planı Şekil 2'de gösterilmektedir.



Şekil 2. Sondaj Yerleşim Planı

İnceleme alanında ilk sondaj çalışmasında 5 noktada derinlikleri 25m olan sondajlar yapılmıştır. Daha sonraki sondaj çalışmasında 3 adet derinlikleri 15m olan ilave sondajlar yapılmıştır. Sondaj çalışmalarında elde edilen veriler Tablo 2'de sunulmaktadır. Sondaj verileri dikkate alınarak oluşturulan zemin profili ve yapı temelinin yerleşimi Şekil 3'de gösterilmektedir.

Nokta No	Sondaj Derinliği (m)	Tabaka Seviyeleri (m)	Zemin Birimleri					
CIZ 41	25.00	0.00-6.30	Dolgu-Karbonatlı Kil					
SK-41	23.00	6.30-25.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SV 42	25.00	0.00-4.30	Dolgu-Karbonatlı Kil					
58-42	23.00	4.30-25.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SV 68	25.00	0.00-6.30	Dolgu-Karbonatlı Kil					
51-00	25.00	6.30-25.00	Az-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış KayaDolgu-Karbonatlı KilAz-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SIZ (0	25.00	0.00-6.10	Dolgu-Karbonatlı Kil					
5K-09	25.00	6.10-25.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SK 74	25.00	0.00-4.70	Dolgu-Karbonatlı Kil					
511-74	23.00	4.70-25.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SK 1	15.00	0.00-3.50	Dolgu-Karbonatlı Kil					
5K-1	15.00	3.50-15.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SIZ 2	15.00	0.00-4.50	Dolgu-Karbonatlı Kil					
514-2	13.00	4.50-15.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					
SV 3	15 00	0.00-2.00	Dolgu-Karbonatlı Kil					
31-3	15.00	2.00-15.00	Az-Orta Derece Ayrışmış Kaya					

Tablo 1. Sondaj Bilgileri





Zemin profili ile temel ilişkisi değerlendirildiğinde, temel sisteminin kısmen ayrışmış kaya birime oturduğu, önemli bir bölgesinin de zayıf kil zemin tabakasına oturduğu görülmektedir. Kil birim Şekil 3'de de görüleceği gibi temel orta bölgesinde temel seviyesinde iken, temelden uzaklaştıkça 7m'lere varan tabaka kalınlıklarına ulaşmaktadır. Kil birim zemin etüt raporunda verilen verilere göre düşük plastisiteli olup, kohezyon değeri 40kPa gibi oldukça düşük dayanımda (yumuşak kil sınıfında) olup bu birim altında görülen ayrışmış kaya (kireçtaşı) ise kile göre oldukça yüksek dayanımlıdır. Jeofizik etütlerde de bu durum teyit edilmiş olup, Vs değerleri 200m/sn gibi düşük değerlerden başlayıp kayanın ilk seviyelerinde 700-800m/sn değerlerine çıkmaktadır. Kaya birimlerinin tek eksenli basınç dayanımı 10-22MPa arasında, I_{s50} değerleri ise 0.87-1.83MPa arasında değişmektedir. Bu veriler dikkate alınarak yapılan taşıma gücü oturma analizlerinde, temelin farklı zemin birimlerine oturması

nedeniyle temel zemini olarak kullanılacak kısımlarda taşıma gücü ve oturma problemi söz konusudur. Önerilen emniyetli taşıma gücü değeri 0.9kg/cm² gibi oldukça düşük bir değer olarak hesaplanmıştır. Ayrıca eğimli arazi profilinde üst kısımlarda dolgu da bulunması nedeniyle zeminin iyileştirilmesi pratik uygulama açısından uygun görülmemiştir. Bu nedenlerle yapının temel sisteminin kazıklı radye temel olarak tasarlanmasına karar verilmiştir.

2.2. Kazıkların Statik Tasarımı

Bina temeli – zemin profili ilişkileri incelendiğinde, bina temeli bazı bölgelerde zayıf kil tabakasına oturmaktadır. Gerek camii yapısının inşa edileceği arazi şartları (yüksek eğimli arazi) gerek temelin bazı bölgelerinin kil birime oturuyor olmasından dolayı inşa edilecek yapının taşıma gücü ve oturma açısından yetersiz olduğu tespit edildiğinden derin temel sistemi uygulanarak bir çözüm üretilmiştir. Zemin profilinde derinlikle değişen zemin cinsi değerleri dikkate alındığında, 80cm çaplı fore kazıkların tasarımda kullanılması planlanmıştır. İnceleme alanında inşası düşünülen yapıya ait blok bazında statik proje müellifi tarafından yapılan hesaplar sonucu temel seviyesine aktarılan yükler iletilmiş olup yapı yükleri G+Q=40000kN'dur. Söz konusu yapının tek radye sistemi ile inşa edilmesi planlanmaktadır. Kazık hesaplarında toplam yüke göre hesap yapmak daha doğru olacaktır. Statik analiz programında temelde zemini temsil eden yaylar gerilmeler hakkında yanılgıya sebep olabilir. Camii yapısının arazideki konumu ve temel kazı kotları ile birlikte taşıyıcı özelliği yüksek olan kireçtaşı birimlere soket boyları dikkate alınarak yük aktaracak kazıklar planlanmıştır. Bu durumda mevcut sondajlardan çıkarılan zemin profilleri dikkate alındığında, camii yapısı yükleri için kazıklı temel ile hem yapı yükleri güvenli şekilde sağlam birime aktarılmış olacak hem de yüksek eğime karşı önlem alınmış olacaktır. Farklı birim derinliklerinden geçen 15m boyunda kazıklar için statik taşıma gücü hesapları aşağıda sunulmaktadır. Bu sayede kazıkların birim derinlikleri belirlenmiş ve bu yönde taşıma gücü hesapları yapılmıştır. Statik kazık hesapları API (Amerikan Petrol Enstitüsü, 1984) yaklaşımı dikkate alınarak yapılmıştır. Farklı soket boyları için yapılan taşıma kapasiteleri 138.5 ton ve 146.1 ton arasında değişmektedir. Statik hesaplamalar sonucunda \overline{80 cm çaplı 4.0mx4.0m karelajlı toplam 56 adet kazık ile yapı yükünün sağlam kaya birimine aktarılması tasarlanmıştır.

3. DEPREM ETKİSİNDE YAPI-KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİ

Deprem etkisinde yapı-kazık-zemin etkileşimi analizleri, altsistem yöntemi olarak ifade edilen yöntem ile yapılmıştır. Altsistem yöntemi ile yapılan analizlerde, statik yük durumu için elde edilen kazık çap ve yerleşimi dikkate alınmıştır. Analizlerde izlenen adımlar aşağıda sıralanmaktadır.

- 1. Adım: Seçilen Deprem Kayıtları ve Ölçeklendirilmesi
- 2. Adım: Zemin Kolonu ve Tepki Analizi
- 3. Adım: Kazık Yaylarının (p-y Eğrileri) Belirlenmesi
- 4. Adım: Kinematik Etkileşim Analizi (Yapısal Analiz)

Yukarıda sıralaması yapılan analiz adımları sonraki bölümlerde detaylı olarak açıklanmaktadır.

3.1. Deprem Kayıtları ve Ölçeklendirilmesi

Deprem tehlikesi, temel olarak hasar ve can kaybı yaratabilecek büyüklükte bir depremden kaynaklanan yer hareketinin belli bir yerde ve belli bir zaman periyodu içerisinde

belirlenmesi olarak tanımlanmaktadır. Bu değerin belirlenmesi için kullanılan jeolojik, sismolojik, kuvvetli yer hareketi gibi girdilerin her biri de potansiyel olarak belirsizlik içerdiğinden, olasılıksal yöntemler sistematik olarak bu belirsizliklerin güçlü ve uyumlu bir şekilde yönetilmesini sağlamaktadır. İYBDY (2008), İstanbul Büyükşehir Belediye'sinin isteği üzerine hazırlanmış olup yüksek binaların performansa göre tasarımında esas alınacak üç farklı deprem seviyesi tanımlamaktadır.

D1 Deprem Düzeyi: Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamında yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelme olasılığı fazla olan, göreli olarak sık ama şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade eder. D1 düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır.

D2 Deprem düzeyi: Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelme olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade eder. D2 düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyotu ise 475 yıldır.

D3 Deprem Düzeyi: Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade eder. D3 düzeyindeki bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır.

Bu projede D2 deprem düzeyi dikkate alınarak analizler yapılmıştır. Deprem kayıtları peer.beerkeley.edu sitesinden indirilmiş olup, 7 adet kayıt dikkate alınmıştır. Analizlerde kullanılan kayıtlar Tablo 2'de gösterilmektedir. Tablodaki kayıtlar bölgeye yakın başka bir projeye uygun şekilde ölçeklendirilmiş kayıtlardır. Bu kayıtlar dikkate alınarak yapılan analizler sonucu elde edilen yer hareketlerine ait deplasman spektrumları ile D2 deprem tasarım spektrumu değişimleri Şekil 4'de gösterilmektedir.

3.2. Zemin Kolonu ve Tepki Analizi

Arazide yapılan sondaj verileri ile temel altından itibaren ana kayaya kadar olan zemin profili çıkarılmıştır. Deprem tehlikesine maruz bölgelerde, özellikle tabakalı zeminlerde sahaya özel dinamik tepkileri (maksimum ivme, maksimum deformasyon, yüzeydeki ivme kayıtları) tahmin edebilmek gerekmektedir. Tabakalanmalar arasında geçiş yapan deprem dalgaları, farklı zemin birimlerinden geçerken büyümeye ya da küçülmeye yol açabilir. Bu sebepten yüzeyde farklı tepki spektrumlarının oluşması söz konusudur. Yeni Deprem Yönetmeliği Taslağında bina temeli ve yakın çevresinde zemin ortamının yaklaşık olarak yatay tabakalardan oluştuğu durumlarda, sahaya özel zemin davranış analizleri için tek boyutlu yatay tabakalı serbest zemin modeli kullanılabileceği ifade edilmektedir. Aksi durumlarda iki veya üç boyutlu zemin modelleri kullanılması önerilmektedir. Bu çalışmada da zeminlerin yatay tabakalardan oluştuğu varsayımı dikkate alınarak model idealize edilmiştir. Zemin kolonu tepki analizlerinde en elverişsiz durum olan 8m kil birim olması durumu dikkate alınmıştır. Tek boyutlu analizlerde DeepSoil Programı (Hashash ve ark., 2016) kullanılmıştır. Programda hesap adımları; saha zemin özelliklerinin belirlenmesi, uygun deprem kaydının seçilmesi ve analiz sonuçlarının yorumlanması şeklindedir. Çalışmada kullanılan profiller sondajlardan elde edilen bilgiler doğrultusunda oluşturulmuştur. Ana kayaya (Vs=760 m/s) kadar olan zemin profilleri aşağıdaki tablolarda sunulmaktadır. Elde edilen sonuçların ortalaması dikkate alınarak hesaplamalar yapılmıştır. Zemin profili olarak ilk 8m kil birim ve ardından ayrışmış kaya birimlerde oluşan toplamda 16m tabaka kalınlığı için (Tablo 3) zemin-tepki analizleri gerçekleştirilmiştir.

_											
S	eq Num	EQ Name	YEAR	St Name	EQ Mag	Mechanism	EpiD	ClstD	NEHRP	Horizontal-1	Usable HP
	15	Kern County	1952	Taft Lincoln School	7.36	Reverse	38.42	38.89	385.43	KERN_TAF021.AT2	0.125
	827	Cape Mendocino	: 1992	Fortuna - Fortuna Blvd	7.01	Reverse	15.97	19.95	457.06	CAPEMEND_FOR000.AT2	0.07
	838	Landers	1992	Barstow	7.28	strike slip	34.86	34.86	370.08	LANDERS_BRS000.AT2	0.07
Γ	1166	Kocaeli- Turkey	1999	Iznik	7.51	strike slip	30.73	30.73	476.62	KOCAELI_IZN180.AT2	0.125
	1762	Hector Mine	1999	Amboy	7.13	strike slip	41.81	43.05	382.93	HECTOR_ABY090.AT2	0.08
Γ	3757	Landers	1992	North Palm Springs Fire Sta #3	7.28	strike slip	26.95	26.95	367.84	LANDERS_NPF090.AT2	0.1125
	1836	Hector Mine	1999	Twentynine Palms	7.13	strike slip	42.06	42.06	635.01	HECTOR 29P090.AT2	0.07

Tablo 2. Analizlerde Kullanılan Deprem Kayıtlarının Yatay Bileşenleri



Şekil 4. Seçilen Deprem Yer Hareketlerine ait İvme ve Deplasman Spektrumları ve D2 Deprem Tasarım Spektrumu

Zemin	Tabaka Kalınlığı (m)	γ (kN/m ³)	Vs(m/s)
Killi Birim	2	16	200
Killi Birim	2	16	200
Killi Birim	2	16	200
Killi Birim	2	16	200
Ayr. Kaya	2	21	700
Ayr. Kaya	2	21	700
Ayr. Kaya	2	21	700
Ayr. Kaya	2	21	700

Tablo 3. Zemin Kolonu

Zemin kolonu dikkate alınarak yapılan DeepSoil Tepki Analizleri sonucunda oluşan rölatif yer değiştirme grafikleri 7 farklı deprem durumu için Şekil 5a'da sunulmaktadır. Yeni Deprem Yönetmeliği Taslağında 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 maksimumlarının zarfının alınması gerektiği belirtilmektedir. Bu çalışmada toplam deplasmanlar dikkate alınarak analizler yapılmış olup, toplam yer değiştirmelerin değişimi Şekil 5b'de gösterilmektedir. Yapılan etki analizleri değerlendirildiğinde zayıf zeminde oluşan rölatif yer değiştirmelerin ayrışmış kaya birimine göre oldukça yüksek olduğu görülmektedir.



b) Toplam Yer Değiştirmeler Şekil 5. Derinlik-Rölatif ve Derinlik Toplam Yer Değiştirmelerin Değişimi

3.3. Kazık Yaylarının (p-y Eğrilerinin) Belirlenmesi

Kazıkların zeminle olan ilişkisinde, zeminin doğrusal olmayan davranışını dikkate almak için zeminin plastik davranışını temsil edecek olan p-y eğrileri literatürdeki yaklaşımlar dikkate alınarak hesaplanmıştır (Matlock, 1970; Reese ve Welch, 1975; Reese ve ark., 1975; Welch ve Reese, 1972; Reese ve ark., 1974). Araştırmacılar tarafından farklı zemin koşullarında yapılan deneyler sonucunda elde edilen veriler, düzeltme faktörleri kullanılarak formülasyonlara geçiş yapılmıştır. Kritik derinlik seviyesinin üstündeki bölgelerde en yüksek seviyeden sonra dirençte azaltma dikkate alınmıştır. İlgili eğrilerin elde edilmesi için MatLab

yazılımı ile hazırlanan bir program kullanılmıştır. Her 1m derinlik için p-y eğrileri kil ve zayıf kaya birimler için bulunmuştur. Kil birim ve ayrışmış kaya için elde edilen p-y eğrileri Şekil 6'da sunulmaktadır.





Kazık-radye sisteminde statik artımsal yer değiştirme analizi sonlu elemanlar yöntemine dayanan SAP2000 paket programı ile gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem kazıklardan ve betonarme plaktan oluşmaktadır. Yazılımda kazık boyunca her 1 metrede tanımlanan ilgili düğüm noktasının her iki tarafına, basınca çalışan link elemanlarla p-y eğrileri tanımlanmıştır. Link eleman mesnet noktasına artım yönünde zemin tepki analizinden her 1 metrede bulunan ortalama maksimum yer değiştirmeler etki ettirilmiştir.

Taşıyıcı sistemin en kritik olduğu düşünülen kesitinde önceki bölümde bulunan p-y eğrileri birer link eleman gibi düşünülerek iki boyutlu çözüm yapılmıştır. Yükleme durumu olarak önce doğrusal olmayan düşey yükleme ardına rölatif yer değiştirmeler için doğrusal olmayan statik yükleme yapılmıştır. Modele ait kesit ve deplasman yüklemesi ise Şekil 7'de gösterilmektedir. Analizler sonucunda elde edilen eğilme moment dağılımı Şekil 8'de sunulmaktadır.



Şekil 7. Sonlu Elemanlar Modeli ve Yükleme



Şekil 8. Eğilme Momenti Dağılımı

Yapısal analiz sonucunda dinamik etkilerin dikkate alınması durumunda, zemine gömülü kazıkların davranışı statik koşulların çok dışında gerçekleşmektedir. Analizlerde elde edilen eğilme momenti ve kesme kuvveti dağılımları incelendiğinde, beklendiği gibi homojen ayrışmış kaya içerisinde yer alan bölgedeki kazıklar oluşan zorlamaya tepki gösterirken, zayıf zemin ortamında yer alan kazıklar, kaydadeğer bir tepki gösterememektedir. Zayıf zeminden ayrışmış kayaya geçiş bölgesinde ise kazıklarda bu tesirler önemli mertebelerde artmakta ve etkileşim meydana gelmektedir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada eğimli tabakalanma gösteren zemin ortamında inşa edilecek olan bir yapının yapı-kazık-zemin etkileşimi ele alınmıştır. Çalışma kapsamında kinematik etkileşim analizlerinin uygulanması bir vaka analizi üzerinde adım adım açıklanarak uygulanmıştır. Yapılan analizler sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmaktadır.

- Tasarım yapılan sahanın depremselliği ve deprem tasarım seviyesi analiz sonuçlarını doğrudan etkilediğinden, sahaya özel deprem verisi kullanılması kinematik etkileşim çözümlerinde önemlidir.
- Zeminin dinamik etki analizlerinde kullanılan programda, zemin sınıfının ve zemin özelliklerinin seçilen deprem kaydının bulunduğu bölge ile uyumlu olması gerekmektedir.

- 3) Yapılan etki analizleri değerlendirildiğinde zayıf zeminin tabaka kalınlığının artmasıyla kazık başlarındaki rölatif deplasmanlar önemli mertebelerde artmaktadır.
- 4) Yapısal analiz sonuçları değerlendirildiğinde, dinamik etkilerin dikkate alınması durumunda, zemine gömülü kazıkların davranışı statik koşulların çok dışında gerçekleştiği görülmüştür.
- 5) Analizlerden elde edilen kesit tesirlerinden, homojen ayrışmış kaya içerisinde yer alan bölgedeki kazıklar oluşan zorlamaya tepki gösterirken, zayıf zemin ortamında yer alan kazıklar, kaydadeğer bir tepki gösterememektedir. Zayıf zeminden ayrışmış kayaya geçiş bölgesinde ise kazıklarda bu tesirler önemli mertebelerde artmaktadır.
- 6) Derin temel tasarımında özellikle homojenlik göstermeyen yerel zemin koşullarında sadece statik yaklaşımlarla yapılan hesaplamaların dinamik yükleme durumu için yetersiz olabileceği anlaşılmıştır. Dolayısıyla derin temel tasarım kritelerinde dinamik analiz yapılarak, yapısal davranış mutlak suretle kontrol edilmelidir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın yönlendirilmesi ve makaleye dönüştürülmesi süreçlerinde katkılarından dolayı Sayın Prof. Dr. Mehmet Nuray Aydınoğlu'na teşekkürü borç biliriz.

KAYNAKLAR

- [1] Aydınoğlu, M.N. (1977) "Üstyapı-Zemin Ortak Sisteminin Deprem Hesabı", Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi (Tez danışmanı: Prof. Adnan Çakıroğlu), İTÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Matbaası, Ocak 1977, İstanbul
- [2] Aydınoğlu, M.N. (1980), "Unified Formulations for Soil-Structure Interaction", Proc. 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.6, pp.121-128, İstanbul.
- [3] Aydınoğlu, M.N. (1981), "Yapı-Zemin Dinamik Etkileşiminin Genel Formülasyonu Ve Zemine Gömülü Yapılar İçin Bir Altsistem Yöntemi", Doçentlik Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi, Mart 1981, İstanbul.
- [4] Aydınoğlu, M.N. (1993a), "Development of Analytical Techniques in Soil-Structure Interaction", in Dynamic Soil-Structure Interaction, ed. P Gülkan & R.W. Clough, NATO Advanced Study Institute, Kemer-Antalya, Turkey, 8-16 July 1992, Kluwer Academic, Dordrecht, 1993, pp.25-42.
- [5] Aydınoğlu, M.N. (1993b), "Consistent Formulation of Direct And Substructure Methods in Nonlinear Soil-Structure Interaction", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 12, pp. 403-410.
- [6] 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.
- [7] Kausel, E. (1988) "Local Transmitting Boundaries", J. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol 114, pp.1011-1027.
- [8] Mengi, Y. And Tanrıkulu, A.K. (1993) "Absorbing Boundary Conditions in Soil-Structure Analyses" in Dynamic Soil-Structure Interaction, ed. P Gülkan & R.W. Clough. NATO Advanced Study Institute, Kemer-Antalya, Turkey, July 8-16 1992, Kluwer Academic, Dordrecht, 1993, pp.111-146.
- [9] İBB (2008) "İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeligi", Taslak IV, Mayıs 2008, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul

- [10] Itasca (2011) "FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions", Version 4.0, <u>www.itascacg.com</u>
- [11] American Petroleum Institute, API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Off-shore Platforms, API, Washington, DC, 1984.
- [12] Pasific Earthquake Engineering Research Center, peer.berkeley.edu
- [13] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2016) "DEEPSOIL 6.1, User Manual".
- [14] Matlock,H. (1970). "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay" Proc.,2nd Annu. Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, Houston, Texas, pp. 577-594
- [15] Reese, L. C. and Welch, R. C. (1975). "Lateral Loading of Deep Foundation in Stiff Clay." Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(7), pp. 633-649.
- [16] 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.
- [17] Welch, R. C. and Reese, L. C. (1972). "Laterally Loaded Behavior of Drilled Shafts" Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin.
- [18] Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974). "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand" Proc. 6th Offshore Technology Conference, Paper 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.
- [19] Sap2000, CSI Analysis Reference Manual, 2016.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

ELAZIĞ ŞEHİR MERKEZİ ZEMİNLERİNİN SİSMİK DAVRANIŞININ DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF THE GROUND OF ELAZIĞ CITY CENTER

Y. Bülent SÖNMEZER¹, Abdussamed AKYÜZ², Murat ÇELİKER³

ABSTRACT

The rapidly increasing population in the world increases the need for new settlement areas day by day. The establishment of these new settlement areas can only be realized through a careful urban planning. The planning of the urban structure should take the local ground conditions and the liability of the area to damage associated with earthquakes and other environmental sources into account. Elazığ city center was selected as the study area in this study since it reflects the ground features of the Eastern Anatolian Fault Zone. Elazığ needs new residential areas with an annual increase of 4.4% in the demand. For this reason, the ground expansion, ground dominance period, 0.2-1 sec periodic spectral acceleration and peak earthquake of the region were determined in the present study to be used in the urban regeneration planning and the regional distribution of the newly constructed areas in the Elazığ city center. The ground response analyses using the results of SPT tests at seismic refraction and 127 sounding points in 170 profiles taken from the grounds were used to specify and map the soil growth period, ground dominant period, peak ground acceleration and 0.2-1 sec periodic spectral acceleration values

Key words: Ground Response Analysis, Soil Amplification, Elazığ

ÖZET

Dünyada hızla artan nüfus, yeni yerleşim alanlarına olan ihtiyacı her geçen gün artırmaktadır. Artan ihtiyaç kentsel yapı planlamasının önemini daha güçlü bir şekilde ortaya koymaktadır. Kentsel yapı planlamasının yerel zemin koşullarını da dikkate alarak yapılması, depremin yapılara verdiği hasarların ve çevresel zararların azaltılması açısından büyük önem taşımaktadır. Bu çalışmada gerek zemin özellikleri gerekse Doğu Anadolu Fay Zonuna yakın bir mesafede bulunması sebebiyle çalışma alanı olarak Elazığ şehir merkezi seçilmiştir. Elazığ yıllık % 4.4 lük bir artış ile yeni yerleşim yerlerine ihtiyaç duymaktadır. Bu nedenle zemin büyütmesi, zemin hakim periyodu, 0,2-1 s periyotlu spektral ivme ve pik yer ivmesinin kentsel dönüşüm planlamasında ve yeni yapılaşmadaki etkisinin Elazığ şehir merkezindeki bölgesel dağılımının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla araziden alınan 170 profilde sismik kırılma ve 127 sondaj noktasında SPT testlerine ait sonuçlar kullanılarak yapılan zemin davranış analizleri sonucunda çalışma alanının zemin büyütmesi, zemin hakim periyodu, pik yer ivmesi ve 0,2-1 s periyotlu spektral ivme değerleri bulunup haritalandırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Zemin Davranış Analizi, Zemin Büyütmesi, Elazığ

¹ Yrd. Doç. Dr. İnşaat Müh. Bölümü, Kırıkkale Üniversitesi. E-mail: bsonmezer@kku.edu.tr

² İnş. Müh. İnşaat Müh. Bölümü, Kırıkkale Üniversitesi. E-mail: abdussamedakyuz@gmail.com

³ Dr. DSİ 9. Bölge Müdürlüğü, Elazığ E-mail: mceliker23@gmail.com

1.GİRİŞ

Türkiye gibi deprem kuşağında olan ülkelerde olası depremin yerleşim yerlerine vermesi muhtemel hasarların tahmininde ve yeni yerleşim alanları belirlenmesi ve yapıların inşa edilmesi aşamalarında zemin özelliklerini dikkate alan planlamaların yapılması büyük önem arz etmektedir. Geçmişte 1939 Erzincan depremi M_s=7.9, 1944 Bolu depremi M_s=7.2, 1999 Gölcük depremi M_s=7.8, 1999 Düzce depremi M_w=7.2 ve yakın tarihte 2011 Van depremi M_w=7.2 [1] ciddi can ve mal kayıplarına neden olmuştur. Bu depremler incelendiğinde yapılarda, her ne kadar üst yapıdaki projelendirilme hatalarına dikkat çekilse de deprem esnasındaki sismik dalgaların farklı zemin tiplerinden geçerken uğradığı değişiklikler hasarı etkileyen önemli parametrelerdendir. Depremler esnasında kaynak özellikleri, deprem dalgalarının yayıldığı ortamın özellikleri ve yerel zemin koşulları tüm yer hareketi parametrelerini etkilemektedir. Bölgesel anlamda yapı planlamasının yer hareketi parametreleri ve yerel zemin koşullarını dikkate alarak yapılması önemlidir. Ancak çoğu yerde bu çalışmaların yapılmadığı bilinmektedir. Bu eksikliği gidermek için yerel zemin koşullarının etkilerini dikkate alan ve "Mikrobölgeleme" olarak adlandırılan çalışmalar dünyanın birçok ülkesinde yapılmaktadır. Bu çalışmalardan elde edilen yer hareketi parametrelerine ait haritalar yerel zemin koşullarını dikkate alan kentsel yapı planlamaları için efektif çözümler sunmaktadır.

Elazığ şehir merkezi (Belediye sınırları), Türkiye'nin II. derece deprem bölgesinde [2] yer alan etrafi Ovacık Fayı, Nazimiye Fayı, Doğu Anadolu Fayı ile çevrili olan bir şehirdir. 2010' da M_w =6.1 ve 1905'de M_w =6.8 büyüklüğünde meydana gelen depremler bölgedeki sismik aktiviteyi gösteren önemli depremlerdendir. Bu çalışmanın amacı Elazığ şehir merkezinin zemin büyütmesi, zemin hakim periyodu pik yer ivmesi ve 0,2-1 s peryotlu spektral ivme değerlerinin bölgesel dağılımının belirlenmesidir. Bu amaçla bölgede yapılan 170 profilde sismik kırılma ve 127 sondaj noktasında SPT testlerine ait sonuçlardan elde edilen veriler ışığında bir boyutlu eşdeğer lineer analiz yapabilen SHAKE 2000 yazılımı kullanılarak zemin davranışı karakterize edilmeye çalışılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANININ TANITIMI

Elazığ şehir merkezi Doğu-Batı doğrultusunda uzanmaktadır. Şekil 1'de Elazığ şehir merkezini etkileyebilecek olan faylar görülmektedir. Bu fayları iki grupta incelemek mümkündür. Bunlar plaka sınırlarını oluşturan Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) ve plaka içi yerel faylardır. DAFZ Hatay-Antakya'dan başlayıp Bingöl-Karlıova'ya kadar uzanan Türkiye'de faal ve tehdit edici iki ana faydan biridir [3] ve Elazığ merkeze en yakın uzaklığı 20-25 km dir. Plaka içi faylar ise Elazığ'a 75-80 km uzaklıktaki Malatya ve Ovacık Fayı, Elazığ'a 50 km uzaklıktaki Nazimiye Fayı ve Elazığ'a 50 km uzaklıktaki Karakoçan Fayıdır. Plaka içi fayların ürettiği depremlerin en belirgin örneklerinden olan 11 Ağustos 2004 tarihinde Sivrice –Elazığ Mw=5.6 depremi, 9 şubat 2007 tarihinde Sivrice -Elazığ Mw=5.5 depremi , 21 Şubat 2007 Sivrice –Elazığ Mw=5.7 ve 8 Mart 2010 tarihinde Mw=6.1 büyüklüğünde meydana gelen Karakoçan depremleri aletsel döneme ait deprem kayıtlarıdır. 1873 – 1874 – 1875 Elazığ, 1875 Palu depremleri ise tarihsel döneme ait depremler olarak bölgedeki sismik aktiviteyi gözler önüne sermektedir.



Şekil 1. Elazığ ve çevresine ait tektonik harita [8]

3.YÖNTEM

Bir bölgenin deprem riskinin belirlenmesinde sismik tehlike analizleri sıklıkla kullanılmaktadır. Sismik tehlike analizi, yerel veya bölgesel ölçekte yer sarsıntısının sayısal olarak tahmin edilmesi olarak tanımlanmaktadır. Sismik tehlike, özel deprem senaryolarını dikkate alan deterministik yöntemle veya depremin meydana gelme olasılığı, büyüklüğü, etkisi ve veri ilgili belirsizlikleri dikkate alan olasılıksal yöntemle analiz edilebilmektedir. [4, 5, 6] Olasılıksal sismik tehlike analizinde çalışma alanını etkileyebilecek tüm sismik kavnaklar göz önüne alınmakta ve istenilen asılma olasılıklarına göre analizler yapılmaktadır. Konutlar için ortalama yapı ömrü 50 yıl olarak alındığında ve %10 aşılma olasılığına göre analizler yapıldığında yeterli güvenlik sağlanmış olmaktadır [7]. Bu çalışmada Elazığ şehir merkezi için geçmiş deprem verileri kullanılarak 50 yılda % 10 aşılma ihtimaline göre olasılıksal deprem tehlike analizi yapılmıştır. Belirlenen deprem büyüklüğü değeri ve zemin parametreleri kullanılarak farklı azalım ilişkileri ile hedef spektrum belirlenmiştir. Hedef spektrumla ölçekli deprem kayıtları kullanılarak farklı noktalarda Shake2000 yazılımı ile zemin davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda çalışma alanının pik yer ivmesi (PGA) 0.2-1 s periyotlu spektral ivme (Sa), zemin hakim periyodu ve zemin büvütmesi gibi ver hareketi parametreleri belirlenmiş ve haritalanmıştır.

3.1. Sismik Tehlike Analizi

Sismik tehlike analizlerinin en temel ve önemli girdilerinden biri geçmiş depremlere ait verilerdir. Deprem tehlike analizleri için gerekli geçmiş deprem verileri, tarihi deprem kayıtlarından elde edilebileceği gibi özellikle son yıllarda gelişen kayıt sistemleri sayesinde ulusal ve uluslararası alanda deprem verilerine ulaşmak çok kolay hale gelmiştir. Elazığ'da sismik tehlikenin belirlenmesi amacıyla, Deprem Dairesi Başkanlığı (DDB) [2], Boğaziçi
Üniversitesi Deprem Tsunami İzleme Merkezi (BDTİM) [1], United States Geological Survey (USGS) [9] kayıtları taranarak geçmiş depremler araştırılmıştır. Elazığ şehir merkezi çevresinde 100 km yarıçaplı dairesel bir alan içerisinde meydana gelen M_w>4,5 olan depremler dikkate alınarak olasılıksal analiz gerçekleştirilmiştir. Kataloglardan alınan farklı ölçeklerdeki deprem kayıtlarının tek bir ölçeğe dönüştürülmesi işlemi, Deniz ve Yücemen [10] tarafından ülke içerisinde son yüzyılda meydana gelen tüm depremlerden oluşan bir veri tabanı kullanılarak elde edilmiş olan eşitlikler kullanılarak moment büyüklük (M_w) ölçeğine dönüştürülmüştür. Olasılıksal sismik tehlike analizinde yaygın bir şekilde kullanılan Poisson modeli depremlerin gerek mekan, gerekse zaman acısından birbirlerinden bağımsız bir şekilde meydana geldikleri varsayımına dayanmaktadır.

Poisson modelinin gerektirdiği bağımsızlık koşulunu sağlamak için deprem öbekleşmelerinin belirlenerek öncü ve artçı depremler (ikincil depremler) sismik veri tabanından çıkartılmıştır [11]. Yukarı belirtilenler çerçevesinde Elazığ için gerçekleştirilen olasılıksal deprem tehlike analizine veri teşkil eden depremler, Deniz [12] tarafından verilen, öncü ve artçı depremlerin ayırt edilmesinde kullanılan zaman ve uzaklık pencerelerinin boyutlarına göre belirlenmiş ve Tablo 1'de verilmiştir.

Deprem büyüklüklerinin olasılık dağılımı, depremlerin oluş sayıları ve büyüklükleri arasındaki ilişkiyi veren yineleme bağıntılarından elde edilmektedir. Bu amaca yönelik olarak literatürde yaygın bir şekilde Gutenberg-Richter [13, 14, 15] tarafından önerilen ve Eşitlik 1'de verilen doğrusal büyüklük-oluşum sayısı ilişkisi yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

log*N=a−bM* Burada; (Eşitlik 1)

N: Birim zaman içinde büyüklük değeri M'ye eşit yıllık deprem sayısı M: Deprem Büyüklüğü a ve b: Regresyon katsayıları

No	Depremin Oluş Tarihi	Derinlik (km)	Büyüklük (Mw)
1	23.06.2011	6,1	5,2
2	24.03.2010	4,5	5,1
3	8.03.2010	10	5,6
4	8.03.2010	12	6,1
5	21.02.2007	6	5,7
6	9.02.2007	2,6	5,5
7	26.01.2007	5,5	4,9
8	26.11.2005	8,5	5,1
9	11.08.2004	7,4	5,7
10	13.07.2003	10	5,6
11	20.12.1998	10	5,3
12	9.05.1998	10	5,1
13	6.07.1993	47,4	4,7
14	7.05.1992	18,3	5,2
15	20.01.1981	10	5,3
16	12.09.1979	10	5,1
17	10.09.1973	33	4,9
18	4.12.1905	10	6,8

Tablo 1. Sismik tehlike analizinde kullanılan depremler

Deprem büyüklüklerinin olasılık dağılımı, depremlerin oluş sayıları ve büyüklükleri arasındaki ilişkiyi veren yineleme bağıntılarından elde edilmektedir. Bu amaca yönelik olarak literatürde yaygın bir şekilde Gutenberg-Richter [13, 14, 15] tarafından önerilen ve Eşitlik 1'de verilen doğrusal büyüklük-oluşum sayısı ilişkisi yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

log*N=a−bM* Burada; (Eşitlik 1)

N: Birim zaman içinde büyüklük değeri M'ye eşit yıllık deprem sayısı M: Deprem Büyüklüğü a ve b: Regresyon katsayıları

Sismik dalgalardan kaynaklı zemin davranışının yapılara olan etkileri incelenirken yapının kullanım ömrü boyunca meydana gelecek en riskli yer hareketlerinin belirlenmesi gerekmektedir. Böyle bir yer hareketine neden olan tasarım depremi, 50 yıllık yapı ömrü boyunca %10 aşılma ihtimaline göre veya 475 yıllık bir dönüşüm periyoduna sahip bir deprem olarak dikkate alınmaktadır. Elazığ şehir merkezinin etrafında 100 km yarıçaplı dairesel bir alan içerisinde kataloglarından elde edilen ve Tablo 1'de gösterilen deprem verileri kullanılarak, depremlerin oluş sayısı ve yığınsal frekans değerleri belirlenmiştir. Bu değerlerden faydalanarak elde edilen büyüklük-oluşum sayısı grafiği ise Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Büyüklük-oluşum sayısı ilişkisi

Elazığ'da poisson dağılımı kullanılarak 50 yılda %10 aşılma olasılığına göre yapılan analizde tasarım depreminin büyüklüğü M_w 7,7 olarak belirlenmiştir. Deprem bölgelerinde yapılar, farklı seviyelerde deprem etkilerine maruz kalmaktadır. Yapıların depreme dayanıklı tasarımı için gerekli yer hareketi parametreleri, azalım ilişkileriyle belirlenebilmektedir [4]. Bu ilişkiler, sahanın jeolojik şartlarını, deprem kaynak mekanizmasını ve kaynak mesafesini dikkate almakta ve kaydedilmiş kuvvetli yer hareket verilerini kullanarak regresyon analizleriyle geliştirilmektedir. [16] Kuvvetli yer hareketi literatürüne en son ve önemli katkılardan biri "Pacific Eartquake Engineering Research Center (PEER)" tarafından "Next Generation Attenuation WEST2 (NGA-WEST2)" [17] olarak adlandırılan proje kapsamında üretilen yeni nesil azalım ilişkileridir. Elazığ'da yer hareket parametrelerinin tahmininde NGA WEST2 projesi kapsamında son zamanlarda geliştirilen Abrahamson, Silva ve Kamai (ASK13) [18] Boore, Stewart, Seyhan ve Atkinson (BSSA13) [19] ve Campbell ve Bozorgnia (CB13) [20] azalım ilişkileri kullanılmıştır. Çalışma alanının ana fay olan Doğu Anadolu Fay

Zonuna mesafesi yaklaşık 26 km'dir. Azalım ilişkilerinden hedef spektrumun belirlenmesinde bu mesafe dikkate alınmıştır. Deprem kayıtlarının elde edilmesinde ve ölçeklenmesinde kullanılacak nihai hedef spektrum ASK13, BSSA13 ve CB13 azalım ilişkilerinden elde edilen spektrumların geometrik ortalaması alınarak belirlenmiş ve Şekil 3'de gösterilmiştir. Belirlenen hedef spektrumla ölçekli deprem kayıtları PEER veri tabanından alınmış ve seçilen deprem kayıtlarının hedef spektruma ölçeklenmesi işlemi, PEER web sitesindeki simülasyon platformunda bulunan ölçekleme aracı kullanılarak yapılmıştır. Seçilen deprem kayıtlarının ivme spektrumu grafiği de Şekil 4'de verilmiştir.

3.2. Yapılan Çalışmalar

Kayma dalgası hızı (V_s), dinamik kayma modülü (G), sönüm oranı ve bunların kayma birim deformasyonuyla değişimi, zeminlerin dinamik özellikleri olarak dikkate alınmaktadır. V_s, geoteknik çalışmalarda sıklıkla kullanılan zeminlerin önemli dinamik özelliklerindendir. V_s'nın belirlenmesine yönelik olarak çalışma alanında 170 profilde sismik kırılma ve 127 sondaj noktasında SPT testleri yapılmıştır.



Şekil 3. ASK13, BSSA13 ve CB13 azalım ilişkileri ile belirlenen %5 sönüm oranı için hedef spektrum grafiği



Sekil 4. Hedef spektrum ve seçilen kayıtların spektrumu

SPT darbe sayısı ve Vs arasındaki ilişkiyi veren literatürde birçok çalışma yapılmıştır [21, 22]. Elazığ zeminleri için her sondaj noktasında SPT-N değerlerinden kayma dalgası hızını belirlemek amacıyla tüm zemin türleri için geçerli olan, İyisan [22] tarafından geliştirilen ve Eşitlik 2'da verilen ampirik bağıntı tercih edilmiştir. Analizlerde kullanılan tipik bir zemin profili Şekil 5'de verilmiştir.

 $Vs=51,5N^{0,516}$

(Eşitlik 2)

Burada;

Vs: Kayma dalgası hızı (m/s)

N: SPT darbe sayısı

Deprem mühendisliği uygulamalarında ivme spektrumları yaygın olarak kullanılmaktadır. İvme spektrumları, farklı periyotlardaki tek serbestlik dereceli sistemler üzerine gelen maksimum ivmeleri yansıtmaktadır. İvme spektrumlarında belli bir periyottaki ivme değeri, sıklıkla spektral ivme (Sa) olarak tanımlanmaktadır. Binalar tek serbestlikli sistem olarak düşünüldüğünde ivme spektrumları, farklı periyotlarda binalar üzerine gelen spektral ivme (Sa) değerlerini göstermektedir. Zemin davranış analizlerinden elde edilen yüzey spektral ivmelerin maksimumum değerini kullanarak yapılan haritalama, ivmelerin hangi periyotlarda meydana geldiğini göstermediğinden çok kullanışlı değildir. Ancak 0,2 s (kısa periyot) ve 1,0 s (uzun periyot) değerlerine göre yapılan haritalamalar daha kullanışlı ve rezonans olayını tanımlamada daha aydınlatıcı olmaktadır.

Rezonans, sismik salınım sırasında zeminin davranışından kaynaklı oluşan periyot değeri ile yapının periyot değerinin çakışması sonucu yapılarda ciddi derece hasara sebep olabilmektedir. Böyle bir durumda yapı zemin ile birlikte salınım göstermekte ve bu esnada ekstra momentler ortaya çıkmakta ve yapı bundan zarar görebilmektedir. Zemin davranış analizleri sonucunda elde edilen haritalar bizlere olası deprem esnasında bölgede zemin büyütmesi sonucu özellikle 0,2-1 s periyotlardaki ivme, pik yer ivmesi ve zemin hakim periyot değerlerini sunarak yapılaşmada hangi bölgelerde çok katlı hangi bölgelerde az katlı konutlaşmaya gidileceği konusunda fikir verebilmektedir.



Şekil 5. Tipik zemin profili ve V_s değişimi

Bu amaçla çalışma alanının pik yer ivmesi (PGA), zemin büyütme oranı, zemin hakim periyodu ve 0,2 ve 1 s spektral ivme haritaları daha önceki bölümlerde sözü edilen 127 lokasyonda yapılan zemin davranış analizleri sonucunda hazırlanmış ve sırasıyla Şekil 7, 8, 9, 10 ve 11'de verilmiştir. Sözü edilen haritaları oluşturmak için zemin davranış analizlerinde, seçilen deprem kayıtları içerisinde hedef spektrumla daha uyumlu ve ortalama karesel hata oranı en düşük olan, 1972 yılında Sitka-Alaska USA'de Mw =7.68 büyüklüğünde meydana gelen depremin "Sitka Observatory" istasyonu kaydı kullanılmıştır. Kullanılan kaydın ivmezaman grafiği Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. 1972 yılı Sitka Alaska USA depremi "Sitka observatory" istasyonu ivme kaydı



Şekil 7. Elazığ şehir merkezi için Pik Yer(PGA) İvmesi haritası



Şekil 8. Elazığ şehir merkezi için zemin büyütme haritası



Şekil 9. Elazığ şehir merkezi için zemin hakim periyodu haritası



Şekil 10.: Elazığ şehir merkezi için 0,2 s periyotlu spektral ivme haritası



Şekil 11.: Elazığ şehir merkezi için 1 s periyotlu spektral ivme haritası

4. SONUÇLAR

Çalışma alanının da zemin davranış analizlerinden belirlenen PGA değerleri 0,1-0,8 g arasında değişmektedir ve yüksek PGA değerleri çalışma alanının kuzeyinde Şahinkaya, Üniversite, Fevziçakmak mahalleri arasındaki bölgede gözlenmektedir. Zemin hakim periyodu 0,1 ile 0,44 s arasında değişirken, Büyütme oranları ise 1,1 ile 3,97 arasında değişimektedir. Yüksek büyütme değerleri Aksaray-Çatalçeşme-İzzetpaşa mahalleleri arasında Sanayi merkezli bölgede olduğu görülmektedir. Kısa periyot (0,2 s) spektral ivmeler 0,45 ile 2,96 arasında değişirken uzun periyotlu (1 s) spektral ivmelerinin 0.1 ile 0.12 arasında değişmektedir.

Tüm bu veriler değerlendirildiğinde çalışma alanında Fevziçakmak, Üniversite, İzzetpaşa ve Sanayi mahallelerinde yüksek büyütme değerleri görülmesine (3-3,5) rağmen 1 sn periyotlu Sa değerlerinin 0,10-0,12 g gibi düşük seviyelerde kaldığı görülmektedir. Doğukent, Hicret ve Sürsürü gibi mahallerde büyütmeler orta seviyelerde (2-2,5) olmasına rağmen, kısa periyotlarda (0,20 sn) 0,45-0,6 g arasında değişen nispeten düşük spektral ivme değerleri görülürken, Şahinkaya Nailbey ve Sanayi gibi mahallerde ise yüksek spektral ivmeler (1,5görülmektedir. Bu durum calışma alanında yapılacak 2,96) yapılar acısından değerlendirildiğinde çalışma alanının genelinde yüksek periyotlara sahip çok katlı yapıların düşük (0,10-0,12 g) Sa değerlerine, kısa periyotlara sahip az katlı yapıların ise Doğukent Hicret ve Sürsürü gibi mahallerde düşük spektral ivmelere, Sahinkaya Nailbey, Üniversite, Fevziçakmak ve Sanayi gibi mahallelerde ise yüksek (1,5-2,96 g) Sa maruz kalacağını göstermektedir. Bu sonuçların gerek kentsel dönüşüm gerekse de yeni yapılaşma alanlarında ileride olması muhtemel deprem etkilerinden mümkün olduğunca az etkilenmek icin önemli olduğu ve dikkate alınması gerektiği düsünülmektedir.

TEŞEKKÜR

Çalışma alanında verilerin elde edilmesinde yardımlarını esirgemeyen başta AKARE Planlama Müş. Mim. Müh. İnş. Ltd. Şti. ve Elazığ Jeoteknik firmalarına teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- [1] Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Bölgesel Deprem-Tsunami İzleme ve Değerlendirme Merkezi, İstanbul.
- [2] T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Bakanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, Ankara. http://www.deprem.gov.tr/tr/kategori/deprem-bolgeleri-haritasi-28841.
- [3] Arpat, E., ve Şaroğlu, F.," Doğu Anadolu Fayı ile İlgili Bazı Gözlemler ve Düşünceler" MTA Enst. Dergisi, Sayı: 78, s. 44-50, 1972.
- [4] Kramer, S.L. 653 pp, (1996) "Geotechnical Earthquake Engineerin" PrenticeHall, Upper Saddle River, New Jersey.
- [5] Chen, W.F., Scawthorn, C. (2002), "Earthquake Engineering Handbook", CRC Press.

- [6] Kramer, S.L., CEE 526 (2009) "Geotechnical Earthquake Engineering lecture notes" University of Washington, Seattle, WA-USA.
- [7] Gülkan, P., Koçyiğit, A., Yücemen, S.Y., Doyuran, V., Başöz, N., "En son verilere dayanan Türkiye deprem bölgeleri haritası", ODTÜ Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, Rapor No. 93-01. 156s., 1993.
- [8] Perinçek, D., Günay, Y. ve Kozlu, H. "Doğu ve Güneydoğu Anadolu Bölgesindeki yanal atımlı faylar ile ilgili yeni gözlemler" Türkiye 7. Petrol Kongresi, 89-103. 6-10 Nisan 1987
- [9] https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/.
- [10] Deniz, A. ve Yücemen, M.S., (2010), "Magnitude conversion problem for the Turkish Earthquake data, Nat. Hazards" v.55 pp. 333–352.
- [11] Yücemen M.S., "Olasılıksal sismik tehlike analizi: Genel bakış ve istatistiksel modellemede dikkat edilmesi gerekli hususlar", 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 11-14 Ekim 2011 – ODTÜ – ANKARA.
- [12] Deniz, A. (2006). "Estimation of Earthquake Insurance Premium Rates for Turkey", M.Sc. Thesis, Dept. of Civil Engineering, METU.
- [13] Gutenberg, B., Richter, C.F., Earthquake Magnitude, "Intensity, Energy and Accelaration, Bulletin Seismological Society of America", 323, 163-191, 1942.
- [14] Gutenberg, B., Richter, C.F., "Frequency of Earthquakes in California, Bulletin of the Seismological Society of America", 34, 185–188, 1944.
- [15] Richter, C. F. "Elementary Seismology, W.H. Freeman and Company", San Francisco, 1958.
- [16] Akın M., , "Seismic Microzonation Of Erbaa (Tokat-Turkey) Located Along Eastern Segment Of The North Anatolian Fault Zone (Nafz)". Aralık 2009
- [17] "NGA-West2 Equations for Predicting Response Spectral Accelerations for Shallow Crustal Earthquakes. Pacific Earthquake Engineering Research Center", University of California, PEER Report No: 2013/05, 93s., 2013.
- [18] Abrahamson N.A., Silva W.J., Kamai R., "Update of the AS08 Ground-Motion Prediction Equations Based on the NGA-West2 Data Set", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, PEER Report No: 2013/04, 137s., 2013.
- [19] Boore D.M., Stewart J.P., Seyhan E., Atkinson G.M., "NGA-West2 Equations for Predicting Response Spectral Accelerations for Shallow Crustal Earthquake" Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California,, PEER Report No: 2013/05,.
- [20] Campbell K.W. and Bozorgnia Y.," NGA-West2 Campbell-Bozorgnia Ground Motion Model for the Horizontal Components of PGA, PGV, and 5%-Damped Elastic Pseudo-Acceleration Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 sec." Pacific Earthquake, Engineering Research Center, University of California, PEER Report No: 2013/06, 102s., 2013.Pacific Earthquake Engineering Research.
- [21] Seed, H.B., Idriss, I.M., 1981. "Evaluation of liquefaction potential sand deposits based onobservation of performance in previous earthquakes" ASCE National Convention (MO), 481-544.
- [22] İyisan, R., "Zeminlerde kayma dalgası hızı ile penetrasyon deney sonuçları arasındaki bağıntılar", İMO Teknik Derg, 7(2): 1187-1199, 1996.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

TÜRKİYE DEPREM VERİLERİNE GÖRE NEWMARK YÖNTEMİNİN UYGULANMASI

APPLICATION OF NEWMARK METHOD ACCORDING TO TURKEY EARTHQUAKE DATA

Adil YIĞİT^{*1} Musaffa Ayşen LAV² Abdullah GEDİKLİ³

ABSTRACT

One of the most important effects of an earthquake is that it causes landslide. Landslide is important for both superstructures and infrastructures. Therefore some methods have been developed in the literature in order to estimate the earthquake induced ground displacement. One of the most important and frequently used of these methods is Newmark Sliding Block Model. Using this approximation, Some regression analyses have been developed. In this study, in accordance with the fact that our country (Turkey) is in the seismic region, it is aimed to adapt the previously proposed formulas according to the earthquake records in Turkey and to analyze the results. Previous regression studies have been investigated according to significant earthquake ($Mw \ge 5.5$) records in Turkey between 1976 and 2013. As a result of these analyzes, regression equations and their statistical results have been obtained. The obtained results are examined and the most suitable regression approach according to Turkey earthquake data has been determined as adapted form of Jibson98 approximation.

Keywords: Earthquake, Newmark Sliding Block Model, Landslide

ÖZET

Depremin en önemli etkilerinden bir tanesi de zemin kaymasına neden olmasıdır. Zemin kayması ise hem üstyapılar hem de altyapılar için önem arz etmektedir. Bu nedenle deprem kaynaklı zemin hareket miktarının tahmin edilmesi için literatürde çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin en önemlilerinden ve sık kullanılanlarından biri de Newmark Kayan Blok Modeli'dir. Bu yaklaşım kullanılarak çeşitli regresyon formülleri geliştirilmiştir. Bu çalışmada, ülkemizin bir deprem ülkesi olması gerçeğinden hareketle, daha önce önerilen bu formüllerin Türkiye deprem kayıtlarına göre uyarlanması ve sonuçlarının analiz edilmesi amaçlanmıştır. 1976-2013 yılları arasında Türkiye genelinde oluşmuş Mw ≥ 5.5 olan tüm deprem verileri kullanılarak regresyon analizleri yapılmıştır. Bu analizler sonucu regresyon denklemleri ve bunlara ait istatistiksel veriler elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar incelenmiş ve Türkiye deprem verilerine göre en uygun regresyon yaklaşımı Jibson98 yaklaşımının uyarlanmış şekli olarak belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Newmark Kayan Blok Modeli, Zemin Kayması

^{*&}lt;sup>1</sup> Dr., İstanbul Gaz Dağıtım A.Ş. (İGDAŞ), <u>adilyigit75@hotmail.com</u> (Yazışma yapılacak yazar)

² Prof. Dr., İTÜ, aysen.lav@itu.edu.tr

³ Prof.Dr., ITU,gedikliab@itu.edu.tr

1. GİRİŞ

Deprem kaynaklı zemin hareketi miktarının hesaplanması veya tahmin edilmesi, hem üst hem de altyapılar için önem arz etmektedir. Bu yer değiştirmenin tahmin edilebilmesi için Newmark (1965) tarafından kayan blok modeli (Şekil-1a) önerilmiştir. Newmark kayan blok modeli zeminin blok halinde kaydığını kabul eden duruma uygun bir hesap yöntemidir. Bu yönteme göre zeminin blok halinde kaydığının kabul edilmesinin yanında zeminin statik ve dinamik kesme dayanımının homojen olduğu, dinamik boşluksuyu basıncının ihmal edildiği, kritik ivmenin analiz boyunca sabit kaldığı ve kayan bloğun ters yönde hareketinin engellendiği kabul edilmektedir. Bu nedenle kohezyonsuz zemin gibi blok halinde kaymayan, boşluksuyu basıncının artması ve sıvılaşma gibi yöntemin kabul sınırlarının dışındaki durumlarda bu modelin kullanılması uygun değildir.

Bu yöntemi kullanarak deprem kaynaklı zemin deplasman miktarını hesaplayabilmek için bir çok araştırmacı tarafından çeşitli çalışmalar yapılmıştır (Wilson ve Keefer, 1983); Wieczorek vd., 1985; Houston vd., 1987; Jibson, 1993; Jibson ve Keefer, 1993; California Division of Mines and Geology, 1997; Jibson vd., 1998; Mankelow ve Murphy, 1998; Bray ve Rathje, 1998; Luzi ve Pergalani, 1999; Miles ve Ho, 1999; Jibson vd., 2000; Miles ve Keefer, 2000, 2001; DelGaudio vd., 2003; Pradel vd., 2005; Haneberg, 2006; Rathje ve Saygili, 2006). [1-18]



Sekil 1 a) Kayan Blok Modeli, b) Newmark Analizi Algoritması [19]

Yukarıdaki Şekil-1a incelendiğinde ivme-zaman kaydı üzerinde $a_c=0,2g$ durumuna göre X noktasının solunda ivme kaydının a_c değerinin altında olduğu görülmektedir. X noktasının sağında ise, a_c değerinin üzerinde olan ivme kaydının zamana göre integrasyonu ile hız-zaman grafiği elde edilmektedir (Şekil-1b). Hız Y noktasına kadar artmakta ve Y noktasında bir tepe

nokta oluşturmaktadır. Y noktasından sonra ise, ivme değerinin a_c'nin altına düşmesine rağmen ataleti nedeniyle blok hareketine devam eder. Sürtünme ve zeminin ters yönde hareketi nedeniyle hız Z noktasında sıfırlanır ve bloğun kayması (hareketi) durur. a_c kritik ivme değerinin aşıldığı diğer tüm noktalarda aynı işleme devam edilerek sonuçta bloğun (zeminin) toplam yer değiştirmesi (kayması) hesaplanmış olur. Kayan bir zemin bloğunun kaymayı başlatan kritik ivme değerinin hesabı için Denklem-1 önerilmektedir.

$$a_c = g(FS - 1)\sin\alpha \tag{1}$$

Burada a_c kritik ivme, g yerçekimi ivmesi, FS statik güvenlik faktörü, α ise kayan bloğun yatayla yaptığı açıdır [19].

Ambraseys ve Menu (1988) [20] tarafından 11 adet depreme ait 50 adet kuvvetli yer hareketi kaydı kullanılarak kritik ivme (a_c) ve maksimum ivmeye (a_{max}) bağlı olarak Newmark yer değiştirmesini hesaplayan aşağıdaki regresyon eşitliği önerilmiştir.

$$\log \delta = 0.90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right] \pm 0.30$$
 (2)

Newmark yer değiştirmesini hesaplayabilmek için çeşitli regresyon eşitlikleri geliştirilmiştir (Yegian vd., 1991; Jibson, 1993; Ambraseys ve Srbulov, 1995; Crespellani vd., 1998; Jibson vd., 1998; Bray ve Travasarou, 2007; Hesieh vd., 2011) [21-25].

Jibson (1993); Newmark yer değiştirmesinin hesaplanması için Arias İndeksinin (I_a) maksimum ivme değerine göre daha uygun olduğu belirterek $a_c=0,02g$; 0,05g; 0,1g; 0,2g; 0,3g; 0,4g için 11 adet kuvvetli yer hareketi kaydını kullanıp Jibson 93 formu olarak anılan aşağıdaki eşitliği elde etmiştir. Bu eşitliğin belirleme katsayısı R²=0,87'dir.

$$log\delta = 1,460logI_a - 6,642a_c + 1,546 \pm 0,409$$
(3)

Burada yer değiştirme δ (cm), kaymayı başlatan kritik ivme a_c (g), Arias İndeksi I_a (m/s)'dir. Arias İndeksi (Arias,1970) [26] aşağıdaki gibi ifade edilmektedir:

$$I_{a} = \frac{\pi}{2g} \int_{0}^{T_{d}} [a(t)]^{2} dt$$
(4)

Zamana bağlı ivme [a(t)]'ye bağlı olarak Denklem-4'le ifade edilen Arias İindeksi (m/s) için Wilson ve Keefer (1983) tarafından deprem büyüklüğü (M) ve deprem merkez üssü mesafesi (R, km) esas alınarak Denklem-5 önerilmiştir.

$$logI_a = M - 2logR - 4,1 \tag{5}$$

Denklem-3, 13 adet depremden sağlanan 555 adet veri kullanılarak R²=0,83 olacak şekilde Jibson vd. (1998) tarafından aşağıdaki gibi güncellenmiştir. Bu form bu çalışma kapsamında Jibson98 Formu olarak adlandırılacaktır.

$$log\delta = 1,521logI_a - 1,993loga_c - 1,546 \pm 0,375$$
(6)

Yapılan çalışma ile $\log\delta$ - $\log I_a$ ve $\log\delta$ - a_c dağılım uyumunun istatistiksel olarak daha iyi olduğu öne sürülmüş ve Hesieh vd. (2011) tarafından aşağıdaki eşitlik geliştirilmiştir. Bu form Hesieh formu olarak isimlendirilecek olup R²=0,89'dir.

$$\log \delta = 0,847 \log I_a - 10,62a_c + 6,587a_c \log I_a + 1,84 \pm 0,295$$
⁽⁷⁾

Ayrıca Ambraseys vd. tarafından önerilmiş olan Denklem-2 Jibson tarafından 2007 yılında modifiye edilmiş ve Yenilenmiş Ambraseys Formu olarak adlandırılacak olan bu yeni eşitlik için R^2 =0,84 olarak tespit edilmiştir [27].

$$\log \delta = 0.215 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.341} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.438} \right] \pm 0.51$$
(8)

Aynı çalışma kapsamında moment magnitüd (M) ve kritik ivme oranına (a_c/a_{max}) bağlı olacak şekilde Denklem-9 önerilmiş olup R²=0,87 olan bu denklem bu çalışma kapsamında Jibson 2007/1 olarak isimlendirilecektir.

$$\log \delta = -2.71 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.335} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.478} \right] + 0.424M \pm 0.454$$
(9)

Jibson tarafından kritik ivme oranı ve Arias İndeksine bağlı geliştirilen aşağıdaki diğer bir denklem için belirleme katsayısı $R^2=0,75$ olup bu denklem (Denklem-10) Jibson 2007/2 olarak isimlendirilecektir.

$$\log \delta = 0,561 \log I_a - 3,8331 \log \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) - 1,474 \pm 0,616$$
(10)

2. ANALİZLER

Tablo-1'de verilen 1976-2013 yılları arasında Türkiye genelinde oluşmuş $M_w \ge 5,5$ olan deprem verileri (AFAD, 2013) ve $a_c=0,02g$; 0,05g; 0,1g; 0,2g; 0,3g; 0,4g değerleri dikkate alınarak Excel yardımıyla elde edilen regresyon analizleri bu bölümde incelenmiştir [28].

	X7 1	D	
Sira No	YII	Deprem	Mw
1	1976	Merkez - DENIZLI	6,1
2	1977	Bornova - IZMIR	5,6
3	1977	Ilgaz - ÇANKIRI	5,8
4	1983	Şenkaya-ERZURUM	6,6
5	1983	Biga - ÇANAKKALE	6,1
6	1986	Doğanşehir - MALATYA	6,0
7	1986	Doğanşehir - MALATYA	5,8
8	1988	Yüreğir - ADANA	6,2
9	1988	Çaldıran - VAN	5,5
10	1992	Üzümlü - ERZİNCAN	6,6
11	1992	Menderes - İZMİR	6,0
12	1992	Pülümür - TUNCELİ	5,9
13	1994	İzmir Körfezi - İZMİR	5,5
14	1995	Dinar - AFYON	6,4
15	1996	Gümüşhacıköy - AMASYA	5,6
16	1996	Merzifon - AMASYA	5,7
17	1997	Merkez - HATAY	5,7
18	1999	Merkez - DÜZCE	7,1
19	1999	Gölyaka -DÜZCE	5,5
20	1999	Merkez - KOCAELİ	7,6
21	1999	Merkez - KOCAELI	5,6
22	1999	Merkez - KOCAELI	5,8
23	2000	Çerkeş - ÇANKIRI	6,0
24	2002	Merkez - AFYON	5,8
25	2002	Sultandağı - AFYON	6,5
26	2003	Seferihisar - İZMİR	5,7
27	2003	Merkez - BİNGÖL	6,3
28	2007	Sivrice - ELAZIĞ	5,5
29	2011	Merkez - VAN	7,0

Tablo 1. 1976-2013 Yılları Arası Türkiye Deprem Kayıtları ($M_w \ge 5,5$) [28]

Buna göre Denklem-2 formu (Ambraseys) için $R^2=0,67$ ve standart sapma, $\sigma=0,55$ olacak şekilde aşağıdaki gibi elde edilmiştir:

$$\log \delta = 0.07 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{1.461} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.506} \right]$$
(11)

Denklem-3 formu (Jibson93) için R²=0,79 ve standart sapma, σ =0,442 olacak şekilde;

$$\log \delta = 1,34 \log I_a - 8,202 a_c + 1,71 \tag{12}$$

olarak elde edilmiştir. Denklem-6 formu (Jibson98) için R²=0,855 ve standart sapma σ =0,365 olacak şekilde;

$$\log \delta = 1,492 \log I_a - 2,021 \log a_c - 1,5125 \tag{13}$$

elde edilmiştir. Denklem-7 formu (Hesieh) için $R^2=0,82$ ve standart sapma $\sigma=0,406$ olacak şekilde;

$$\log \delta = 1,1586 \log l_a - 9,4776 a_c + 5,6268 a_c \log l_a + 1,7158$$
⁽¹⁴⁾

olarak elde edilmiştir. Aynı tablodaki veriler kullanılarak Jibson 2007/1 Formu (Denklem-9) için R²=0,78 ve standart sapma σ =0,45 olarak elde edilmiş olunan denklem:

$$\log \delta = -2,785 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{1,793} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1,313} \right] + 0,459M$$
(15)

Ayrıca Jibson 2007/2 (Denklem-10) için elde edilen aşağıdaki yeni regresyon denkleminin standart sapması σ =0,46 ve belirleme katsayısı R²=0,77'dir:

$$\log \delta = 0,536 \log I_a - 1,844 \log \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) - 0,322$$
(16)

3. BULGULAR VE YORUMLAR

Sonuçlar arası bir karşılaştırma yapabilmek için öncelikle daha önce yapılmış olan çalışmaların Türkiye deprem kayıtlarına göre regresyon uyumu incelenmiş olup sonuçlar Tablo-2'de gösterilmiştir. Buna göre Jibson93, Jibson2007/1 bağıntıları ile Hesieh bağıntısının Türkiye verilerine göre elde edilen sonuçlarının orijinal sonuçlara kıyasla daha az regresyon uyumunun olduğu görülebilmektedir. Bunun yanı sıra Jibson98 bağıntısı ile Jibson2007/2 bağıntısı için durum tam aksine olup Türkiye verilerine göre elde edilen sonuçların regresyon uyumunun orijinal bağıntıya göre daha iyi olduğu anlaşılmaktadır.

Ancak Türkiye deprem verilerine göre elde edilen denklemler arasında regresyon uyumu açısından bir sıralama yapıldığında, yine Tablo-2'den de görülebileceği üzere, en iyi uyum Jibson98 formundan elde edilmiştir. Bunu sırasıyla Hesieh, Jibson93, Jibson2007/1 ve Jibson2007/2 izlemektedir.

Hem düşük Arias İndeksi durumunda (Şekil-2a) hem de daha büyük Arias İndeksi durumunda (Şekil-2b) yaklaşık 0,06g kritik ivmesi değerinden daha küçük kritik ivme değerlerinde Hesieh ve Jibson93 formları hariç diğer formlar kritik ivme değişimine karşı fazla hassasiyet göstermektedir. Bu noktada en fazla hassasiyeti ise Türkiye verilerine göre en iyi uyumu sağlayan Jibson98 Formunun gösterdiği görülmektedir.

		\mathbf{R}^2	σ (standart sapma)
Jibson93 Bağıntısı	Orijinal Bağıntı	0,87	0,409
	Türkiye Verilerine Göre Elde Edilen	0,79	0,442
Jibson98 Bağıntısı	Orijinal Bağıntı	0,83	0,375
	Türkiye Verilerine Göre Elde Edilen	0,855	0,365
Hesieh Bağıntısı	Orijinal Bağıntı	0,89	0,295
	Türkiye Verilerine Göre Elde Edilen	0,82	0,406
Jibson2007/1	Orijinal Bağıntı	0,87	0,454
	Türkiye Verilerine Göre Elde Edilen	0,78	0,45
Jibson2007/2	Orijinal Bağıntı	0,75	0,616
	Türkiye Verilerine Göre Elde Edilen	0,77	0,46

Tablo 2. Bağıntıların Kıyaslanması



Şekil 2. Türkiye Deprem Verilerine Göre Formlar Arası Kıyas

Sabit kritik ivme değişken Arias İndeksine göre formların davranışını analiz etmek üzere hazırlanmış olan Şekil-3 incelendiğinde çok düşük (Şekil-3a) ve çok yüksek (Şekil-3b) kritik ivme değerlerinde formların davranış eğilimlerinin yaklaşık aynı olduğu gözlemlenmekte olup buna göre Jibson98 ile Jibson2007/2 formları Arias değişiminden daha fazla etkilenmektedir. Bunun yanı sıra diğer formlar özellikle $a_c=0,02g$ durumunda benzer eğilim göstermektedir. Ara kritik ivme değerlerinde (Şekil-3c) ise form grafiklerinin eğilimleri değişkenlik arz etmektedir.



Şekil 3. Sabit ac Değerlerine Göre Formların δ-Ia Değişimi

4.SONUÇLAR

Türkiye'de meydana gelmiş ve $M_w \ge 5,5$ olan depremlerin verilerine göre yapılan bu çalışma ve kıyaslama sonucunda Newmark yer değiştirme hesabı için Jibson98 Formunun (Denklem-6) en uygun form olduğu tespit edilmiştir. Buna göre Türkiye'de Newmark deplasman hesabı için Denklem-13'ün kullanılması bu çalışma sonrasında önerilmektedir. Bu denklem diğer bağıntılara kıyasla daha iyi bir regresyon uyumu vermesinin yanı sıra ($R^2 \approx \% 86$ ve standart sapma, $\sigma=0,365$) orijinal verilere göre de daha iyi bir regresyon uyumu özelliği göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Wilson, R.C., Keefer, D.K., 1983. Dynamic analysis of a slope failure from the 6 August 1979 Coyote Lake, California, earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America 73, 863–877.
- [2] Wieczorek, G.F., Wilson, R.C., Harp, E.L., 1985. Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County California: US Geological Survey Miscellaneous Investigations Map I-1257-E, scale 1:62,500.
- [3] Houston, S.L., Houston, W.N., Padilla, J.M., 1987. Microcomputeraided evaluation of earthquake-induced permanent slope displacements. Microcomputers in Civil Engineering 2, 207–222.
- [4] Jibson, R.W., 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation Research Record 1411, 9–17.
- [5] Jibson, R.W., Keefer, D.K., 1993. Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the NewMadrid seismic zone. Geological Society of America Bulletin 105, 521–536.
- [6] California Division of Mines and Geology, 1997. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California. California Division of Mines and Geology Special Publication vol. 117. 74 pp.
- [7] Jibson, R.W., Harp, E.L., Michael, J.M., 1998. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps: an example from the Los Angeles, California area. US Geological Survey Open-File Report 98-113. 17 pp.
- [8] Mankelow, J.M., Murphy, W., 1998. Using GIS in the probabilistic assessment of earthquake triggered landslide hazards. Journal of Earthquake Engineering 2, 593– 623.
- [9] Bray, J.D., Rathje, E.M., 1998. Earthquake-induced displacements of solid-wastelandfills. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124, 242–253.
- [10] Luzi, L., Pergalani, F., 1999. Slope instability in static and dynamic conditions for urban planning: the "Oltre Po Pavese" case history (Regione Lombardia — Italy). Natural Hazards 20, 57–82.
- [11] Miles, S.B., Ho, C.L., 1999. Rigorous landslide hazard zonation using Newmark's method and stochastic ground motion simulation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 18, 305–323.
- [12] Jibson, R.W., Harp, E.L., Michael, J.M., 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. Engineering Geology 58, 271–289.
- [13] Miles, S.B., Keefer, D.K., 2000. Evaluation of seismic slope performance models using a regional case study. Environmental and Engineering Geoscience 6, 25–39.
- [14] Miles, S.B., Keefer, D.K., 2001. Seismic Landslide Hazard for the City of Berkeley, California. US Geological Survey Miscellaneous Field Studies Map MF-2378.
- [15] Del Gaudio, V., Pierri, P., Wasowski, J., 2003. An approach to time-probabilistic evaluation of seismically induced landslide hazard. Bulletin. Seismological Society of America 93, 557–569.
- [16] Pradel, D., Smith, P.M., Stewart, J.P., Raad, G., 2005. Case history of landslide movement during the Northridge earthquake. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131, 1360–1369.
- [17] Haneberg, W.C., 2006. Effects of digital elevation model errors on spatially distributed seismic slope stability calculations: an example from Seattle, Washington. Environmental and Engineering Geoscience 12, 247–260.
- [18] Rathje, E., Saygili, G., 2006. A vector hazard approach for Newmark sliding block analysis. Proceedings, New Zealand Workshop on Geotechnical Earthquake

Engineering Workshop, 20–23 November. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, pp. 205–216.

- [19] Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 15, 139–159.
- [20] Ambraseys, N.N., Menu, J.M., 1988. Earthquake-induced ground displacements. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 16, 985–1006.
- [21] Yegian, M.K., Marciano, E.A., Ghahraman, V.G., 1991. Earthquake induced permanent deformations: probabilistic approach. Journal of Geotechnical Engineering 117, 35– 50.
- [22] Ambraseys, N.N., Srbulov, M., 1995. Earthquake induced displacements of slope. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 14, 59–71.
- [23] Crespellani, T., Madiai, C., Vannucchi, G., 1998. Earthquake destructiveness potential factor and slope stability. Geotechnique 48 (3), 411–419.
- [24] Bray, J.D., Travasarou, T., 2007. Simplified procedure for estimating earthquakeinduceddeviatoric slope displacements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133 (4), 381–392.
- [25] Hesieh Shang-Yu, Chyi-Tyi Lee, 2011. Empirical estimation of the Newmark desplacement from the Arias intensity and critical acceleration. Engineering Geology 122, 34–42.
- [26] Arias, A., 1970. A measure of earthquake intensity. In: Hansen, R.J. (Ed.), Seismic Design for Nuclear Power Plants. Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, MA, pp. 438–483.
- [27] Jibson, R.W., 2007. Regression models for estimating coseismic landslide displacement. Engineering Geology, 91:209-218.
- [28] AFAD, 2013. Deprem Dairesi Başkanlığı, Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı.

SİLTLİ ZEMİNLERİN SIVILAŞMA DAVRANIŞI ÜZERİNE DENEYSEL BİR ÇALIŞMA

AN EXPERIMENTAL STUDY ON LIQUEFACTION BEHAVIOR OF SILTY SOILS

Eyyüb KARAKAN*¹

Nazar TANRINIAN²

Alper SEZER³

ABSTRACT

During earthquakes, liquefaction phenomenon is highly responsible for possible substantial damages in superstructures and underground structures. Accordingly, in earthquake geotechnical engineering discipline, liquefaction susceptibility and the factors controlling the liquefaction phenomenon should be elaborately evaluated for prediction of possible destructive effects. In recent earthquakes, it was observed that silty soils have a tendency to liquefy. Thereby, this study aims to investigate the liquefaction behavior of silty soils. Specimens constituted using a non-plastic silt of 50% relative density was subjected to liquefaction testing using a dynamic triaxial testing device: tests were carried out under 10 different stress ratios. At all tests, number of cycles was determined to be a constant of 20. The relationships among cyclic axial stress amplitude ratio and number of cycles were established and liquefaction behavior of the medium dense silt soil was evaluated under different stresses. Resistance to liquefaction was observed from relationships among double amplitude axial deformation and number of cycles. Furthermore, pore water pressure behavior of silt soil was also investigated. Test results revealed that, as the cyclic stress amplitude ratio is increased, number of cycles to liquefaction was also increased. Liquefaction was not evident at very low number of cycles, yet the axial deformations were also at a limited level. Since the studies in literature aiming to determine pore water pressure behavior is solely concerning clean sands, obtained results were compared with those obtained from empirical equations originally established for clean sands.

Keywords: Silt, cyclic triaxial test, liquefaction.

ÖZET

Depremlerde zemin tabakalarında sıvılaşma durumunun ortaya çıkması üstyapı ve gömülü yapılarda önemli hasarlara yol açabilmektedir. Bu nedenle geoteknik deprem mühendisliğinde zeminlerde sıvılaşma durumunun ortaya çıkmasına neden olan faktörlerin ve sıvılaşma tehlikesinin belirlenebilmesi ve olası zararlı etkilerin tahmini büyük önem taşımaktadır. Yakın geçmişte oluşan depremlerde, siltli zeminlerin sıvılaşma eğilimi gösterdiği görülmüştür. Böylece, bu çalışmada siltli zeminlerin sıvılaşma davranışlarının incelenmesi amaçlanmıştır. Plastik olmayan bir silt zemin ile %50 rölatif sıkılıkta hazırlanan örnekler, 10 farklı gerilme oranında tekrarlı üç eksenli basınç deneyine tabi tutularak sıvılaşma deneyleri

^{*&}lt;sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr. Kilis 7 Aralık Üniversitesi, eyyubkarakan@kilis.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² İnşaat Müh., Ege Üniversitesi, ntanrinian@gmail.com

³ Doç. Dr., Ege Üniversitesi, alper.sezer@ege.edu.tr

gerçekleştirilmiştir. Tüm deneylerde çevrim sayısı 20 olarak belirlenmiştir. Tekrarlı eksenel gerilme genliği oranı ile çevrim sayıları ilişkisi incelenmiş ve orta sıkılıkta silt zemin üzerinde farklı gerilme değerleri ile sıvılaşma davranışı arasındaki ilişkiler değerlendirilmiştir. Çift genlikli eksenel şekil değiştirme ile çevrim sayısı ilişkisinden hareketle sıvılaşma dayanımı gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, siltli zeminin boşluk suyu basıncı davranışı incelenmiştir. Deneylerde aynı rölatif sıkılık değerinde, tekrarlı gerilme genliği oranı arttıkça, sıvılaşması için gereken çevrim sayısının arttığı görülmüştür. Çok düşük gerilme genliği oranlarında sıvılaşma gözlenmemiş, aynı zamanda eksenel şekil değiştirmenin çok sınırlı seviyede kaldığı saptanmıştır. Literatürde boşluk suyu basıncı gelişimi üzerine çalışmalar sadece temiz kumlar için yapıldığından, elde edilen sonuçlar temiz kumlar için verilen ampirik bağıntılardan elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Silt, tekrarlı üç eksenli deney, sıvılaşma.

1. GİRİŞ

1906 San Francisco depremi ile zemin dinamiği, geoteknik mühendisliğinin kapsamı arasına girmiş ve sıvılaşma olarak bilinen zemin problemi literatürdeki yerini almıştır. Daha sonra meydana gelen 1964 Niigata ve Alaska depremleri ve 1971 yılında San Fernando depremlerinde de görülen zemin sıvılaşması, deprem sarsıntıları veya diğer tekrarlı ve yüksek frekanslı yükleme koşulları altında suya doygun kumlu ve siltli zeminlerdeki boşluk suyu basıncının artarak, zeminin çevre basıncına eşitlenmesi ve bunun sonucu zeminin mukavemet ve rijitliğinin azaldığı bir olay olarak tarif edilmiştir.

Sıvılaşma, geoteknik mühendisliğinde en önemli ve oluşum mekanizması olarak açıklanması en karmaşık problemlerden birisidir. Niigata (1964), Alaska (1964), Loma Prieta (1989), Hyogoken-Manbu (1995) gibi geçmişte meydana gelen depremler ve yakın bir zamanda meydana gelen 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi sıvılaşmanın zararlı etkilerini ortaya koymuştur.

İnce daneli zeminlerin dinamik yükler altında davranış özelliklerinin ne yönde değiştiği hala araştırmacıların ilgisini çekmektedir. Özellikle plastik olmayan siltli kumlar ile düşük plastisiteli siltli kum içeriğinin zeminlerin dinamik davranışlarını ne yönde etkilediği günümüzdeki pek çok araştırmada konu edilmiştir. Bu nedenle, laboratuvarda gerçekleştirilen dinamik üç eksenli ve burulmalı, dinamik basit kesme, sarsma tablası ve santrifüj deneyleri gibi deneysel çalışmalar yanında, arazide zeminlerin dinamik özelliklerini belirlemek amacıyla çeşitli deney sistemleri geliştirilmiştir. Ayrıca, dinamik zemin davranışının anlaşılması üzerinde yapılan analitik çalışmalar oldukça büyük önem kazanmıştır. Böylece, zeminlerin elasto-plastik davranış özellikleri bu şekilde daha kolay elde edilebilmektedir.

Deprem sırasında, meydana gelen drenajsız kayma gerilmeleri, zemin danelerinin kayma birim deformasyonlara maruz kalmasına ve buna bağlı boşluk suyu basıncı artışına sebep olmaktadır. Yükselen boşluk suyu basıncı, zemin efektif gerilmesine bağlı zemin rjitliğini düşürmekte ve böylece daha yüksek kayma birim deformasyon ve boşluk suyu basınçları üretilmektedir. En son durumda, boşluk suyu basıncı toplam gerilmeye ulaşarak, zemin sıvılaşmasının tetiklenmesine sebep olacaktır. Bu mekanizma hem doygun kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için geçerli olmasına rağmen geçmişte birçok araştırmacı çoğunlukla suya doygun kumlu zeminlerin dinamik davranışlarına odaklanmışlardır (Erken vd., 1994; Erten vd. 1995; Verdugo vd., 1996; Yoshimi vd., 1989; Yoshimine vd., 1998; Yoshimine vd., 1999). Oysa suya doygun ince daneli zeminleri, yani silt ve kil karışımlarını tekrarlı yükler altında dayanıklı olarak kabul etmişlerdir. Ancak 1964 Alaska (Boulanger vd., 2004), 1985 Mexico City (Seed vd., 1987),1989 Loma Prieta (Boulanger vd., 1998), 1994 Northridge

(Holzer vd., 1999), 1999 Adapazarı (Bray vd., 2001) ve 1999 Chi-Chi (Chu vd., 2004) depremlerinde ince daneli zeminlerin de tekrarlı yükler altında önemli şekilde dayanımını kaybettiği açıkça görülmüştür.

2. MALZEME VE METOT

2.1. Kullanılan Malzemeler ve Deney Programı

Silt zemin, İzmir'in merkezinde yer alan bir kazı çalışma alanından elde edilmiştir. Silt zemin laboratuvarda elek analizi deneyine tabi tutularak Birleşik Zemin Sınıflandırması Sistemi'ne göre zemin sınıfının plastik olmayan silt olduğu belirlenmiştir. Sistematik bir deney programı düzenlenerek silt zemin örnekleri tekrarlı üç eksenli deneylere tabi tutulmuştur. Deney koşulları farklı rölatif sıkılık ve tekrarlı kayma gerilmesi oranı değerleri içindir. Bir deney koşulu için en az 10 deney yapılmıştır. Düzenli deney programının dışına çıkılarak bazı deneyler gerek deneyin tekrar edilebilirliğinin gerekse verilerin doğruluğunun sınanması amacıyla bir kez daha yapılmıştır.

2.2. Deney Ekipmanı

Gerilme kontrollü deneyler yapabilen bir tekrarlı üç eksenli deney aleti ile deney programı uygulanmıştır. Deney aletinin temel üniteleri, hava ve su panelli düşey basınç uygulama düzeneği, üç eksenli hücre, pnömatik sinüzoidal yükleme yapan hücre, basınç ve yer değiştirme transdüserleri ve hacim değişimi transdüserinden oluşan elektriksel ölçüm birimleri, deformasyon yükselticiler ve veri edinim üniteleridir. Veri edinim üniteleri doğrudan bilgisayara bağlı olup, özel bir yazılım ile her türlü ölçüm dijital olarak görüntülenmekte ve istenirse kaydedilebilmektedir.

Deney aleti dinamik yüklemeler esnasında 0.001 Hz - 10 Hz frekans aralığında sinüzoidal titreşim uygulama kapasitesine sahiptir. Çalışmada 0.1Hz frekanslı sinüs dalgaları ile dinamik yükleme koşulları gerçekleştirilmiştir. Sıvılaşma deneyleri konsolidasyonlu ve drenajsız olarak yapılmıştır. Hacim değişimi dijital olarak takip edilebildiği gibi deney aletinin dışında yer alan çift tüplü büret ile görsel olarak da izlenebilmektedir.

2.3. Örnek Hazırlanması ve Deney Prosedürü

Deneylerden önce çapı 50 mm ve yüksekliği 100 mm olan silindirik örnekler oluşturulmuştur. Örnek hazırlama tekniği olarak JGS 0520-2000 tarafından önerilen standarda uygun bir yol izlenmiştir. Kaideye poroz taş ve filtre kağıdı yerleştirildikten sonra membran geçirilmiş, ayrılabilir kalıp yardımıyla yeterli vakum sağlanarak silt yavaşça dökülerek, çok dikkatli bir şekilde membranın içine aktarılmıştır. Zeminin rölatif sıkılığına göre ön deneylerle belirlenen şekilde ahşap bir çubuk ile zeminin yerleşmesi için hafif bir kompaksiyon uygulanmıştır. Tabakalar arası yeterli kenetlenmenin sağlanmasına özen gösterilmiştir. Daha sonra tekrar filtre kağıdı ve poroz taş eklenerek örnek hazırlanması tamamlamıştır. Örnek daha sonra üç eksenli yük başlığı/örnek başlığı ile birleştirilmiştir. Deneyler konsolidasyonlu–drenajsız şartları yerine getirecek şekilde JGS 0541-2000'e uygun olarak yapılmıştır.

Deney örnekleri hazırlandıktan sonra sırası ile örneklerden karbondioksit ve havası alınmış su geçirilmiş, geri basınç uygulanarak örneklerin yeterli doygunluğa ulaşması hedeflenmiştir. Skempton'ın boşluk suyu basıncı parametresi olan *B* değerinin 0.96 ile 1.00 arasında olması sağlanmıştır. Örnekler izotropik koşullarda 100 kPa basınç ile konsolide edilmiştir. Ardından örnekler gerilme kontrollü olarak drenajsız halde tekrarlı yüklere maruz bırakılmışlardır.

Sıvılaşma deneylerinde sıvılaşma koşulu 0.1 Hz frekans ile uygulanan yükleme belirli bir çevrim sayısında çift genlikli eksenel şekil değiştirmenin, (*DA*), %5'ine ulaştığı andaki tekrarlı gerilmelere karşılık gelmektedir. Tekrarlı yüklemeler esnasında, artık boşluk suyu basıncının,(*u*), tekrarlı eksenel şekil değiştirmenin, (ε_c), ve tekrarlı deviatör gerilmelerin sürekli kaydı alınmıştır.

Tekrarlı üç eksenli deneye tabi tutulmuş silt zemin örneğinin tipik davranışı Şekil 1'de sunulmuştur. Bu örnekteki silt zeminin rölatif sıkılığı, (D_r) , %50 olup, silt için yapılan deneyde tekrarlı gerilme genliği oranı(CSR) 0.149'dur. Ortalama efektif çevre basıncı, (σ_0) , 100 kPa'dır. Şekil 1a'da örneğin gerilme izi grafiği gösterilmiştir. Çift yönlü tekrarlı yüklemeler çekme ve basınç şeklinde, düzenli bir şekilde örneğe uygulanmış ve dinamik koşullar bu şekilde sağlanmıştır. Bu durum aynı zamanda Şekil 1a'da q/σ_0 değerinin ±0.05 şeklinde değişmesinden de anlaşılmaktadır. Şekil 1b, eksenel şekil değiştirmenin gerilme izi ile değişimini göstermektedir. İlk 5 çevrimde eksenel şekil değiştirme +%1 civarındadır. Daha sonra devam eden yüklemelerle ±%10 mertebesine ulaşmıştır. Şekil 1c'de boşluk suyu basıncı oranı ile çevrim sayısı ilişkisi verilmiştir. Yedinci çevrimde boşluk suyu basıncı oranı %100 seviyesine ulaştığında, eksenel şekil değiştirmeler, +%12 ve -%11 seviyelerinde olup toplamda %23'e varan eksenel şekil değiştirmeler görülmüştür. Bu duruma ulaşmak için toplam olarak 7 çevrim uygulanmıştır. Şekil 1e'de yapılan deneye ait tekrarlı deviatör gerilme genliği oranı ile çevrim sayısı grafiği elde edilmiştir.



Şekil 1 (a)Gerilme izinin değişimi, (b) gerilme izi ile tekrarlı eksenel şekil değiştirmenin değişimi (c) boşluk suyu basıncı oranı ile çevrim sayısının değişimi, (d) Tekrarlı eksenel şekil değiştirmenin çevrim sayısı ile değişimi, (e) Tekrarlı deviatör gerilme oranı (CSR) çevrim sayısı

3. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu bölümde, çalışmanın esas değişkeni olan tekrarlı gerilme genliğinin sıvılaşma dayanımına olan etkileri incelenmiştir. Tüm deneyler 100 kPa efektif çevre basıncı altında ve 20 çevrimde gerçekleştirilmiştir.. Eğer zeminin boşluk suyu basıncı %100'e, 20 çevrimden önce oluşursa deney o çevrimde sonlandırılmıştır. Tablo 1'de çalışmanın deneysel programı ile elde edilen parametreler verilmiştir.

Test Sayısı.	Rölatif Sıkılık	Skempton B değeri	Konsolidasyon Basıncı (kPa)	Tekrarlı Gerilme kPa	Tekrarlı Gerilme Oranı	Çevrim Sayısı	En büyük Boşluk Suyu Basıncı
	Dr (%)					Ν	(%)
1	50	1.000	99.2	2.213	0.011	20	1.31
2	50	1.063	99	4.661	0.024	20	3.03
3	50	1.034	98.3	9.463	0.048	20	6.00
4	50	1.011	99.3	12.250	0.062	20	9.06
5	50	0.903	99	13.516	0.068	20	8.49
6	50	1.006	99	18.166	0.092	20	26.34
7	50	1.020	99	23.635	0.119	18	100.00
8	50	1.005	99	29.555	0.149	7	100.00
9	50	0.930	99	32.258	0.163	5	100.00

Tablo 1. Çalışmanın Deneysel Programı

Şekil 2'de, silt zeminin %50 rölatif sıklıklardaki tekrarlı gerilme genliği oranı ile çevrim sayısı ilişkileri gösterilmiştir. %50 rölatif sıklığa sahip örneklerde sıvılaşmaya karşı dayanım tekrarlı gerilme genliğine bağlı olarak değişmektedir. Tekrarlı gerilme genliği CSR=0.105'de silt zeminin sıvılaşması için gereken çevrim sayısı 20 iken, bu değer artarak CSR=0.167 için 5 çevrimde sıvılaşma gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2 Orta sıkı silt örneklerine ait tekrarlı gerilme oranı – çevrim sayısı ilişkileri

Şekil 3'de %50 rölatif sıkılıkta, dokuz farklı tekrarlı gerilme genliği oranı kullanılarak yapılan deneylere ait çift genlikteki eksenel şekil değiştirme çevrim sayısı grafikleri silt zemin için

verilmiştir. Burada boşluk suyu basıncı %95 olduğu andaki çevrim sayıları karşılaştırılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde Şekil 3a'da CSR>0.119 için sıvılaşması için gereken çevrim sayısı 20'den küçük iken, Şekil 3b'de de görüldüğü üzere CSR<0.09 olduğunda 20 çevrime çıkmaktadır. Şekil 3a'da tekrarlı gerilme genliği değerlerinin (CSR) büyük olması sonucu sıvılaşma oluşmuş ve eksenel şekil değiştirme seviyesi %15 ile %25 seviyesi arasında elde edilmiştir. Burada elde edilen çift genlikteki eksenel şekil değiştirme seviyeleri zeminin büyük deformasyonlar yaptığını göstermiştir. Şekil 3b'de CSR değerleri çok küçük seçilerek silt zemin 20 çevrime kadar yüklenmiştir. Yirmi çevrim sonucunda zemindeki çift genlikteki eksenel şekil değiştirme seviyeleri zeminin çok küçük deformasyon seviyeleri % 0.2'den daha küçük seviyelerdedir. Bu değerler zeminin çok küçük deformasyon seviyelerinde kaldığı ve sıvılaşma oluşmadığını göstermektedir.



Şekil 3 Tekrarlı gerilme genliği için çift genlikli eksenel şekil değiştirme – çevrim sayısı

Şekil 4'de %50 rölatif sıkılık ve dokuz farklı CSR değeri için silt zeminin boşluk suyu basıncı oranı ile çevrim sayısı oranı değişimi incelenmiştir. Şekil 4a'da CSR>0.119 değerleri için boşluk suyu basıncı oranı ile çevrim sayısı oranı değişimi gösterilmiştir. Burada silt zeminin boşluk suyu basıncı davranışı çevrim sayısı oranı arttıkça artma eğilimi şeklindedir. %100 çevrim sayısına ulaşıldığı anda boşluk suyu basıncı oranı da 1 olmuştur. Zemin sıvılaşmıştır yorumu yapılır. Ancak Şekil 4b'de ise bu durum biraz daha farklıdır. Tekrarlı gerilme genliği oranı çok küçük olduğu için boşluk suyu basıncı artım hızı da çok düşük seviyelerde kalmıştır. CSR=0.092 değeri için boşluk suyu basıncı oranı maksimum %26 seviyesine kadar ulaşabilmiştir. Bu durum Şekil 3b ile verilen grafiği de destekler niteliktedir. Zemin toplam 20 çevrime kadar yüklenmiş olduğuna göre Şekil 4a'da yer alan CSR değerleri sıvılaşma gösterirken, Şekil 4b için yapılan deneylerde 20 çevrim sonucu sıvılaşma gerçekleşmemiştir.



Şekil 4 Boşluk suyu basıncı oranı – çevrim sayısı oranı

4.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında özet olarak şu sonuçlar elde edilmiştir:

- Bu çalışmada silt zeminin tek bir rölatif sıkılık değeri ($D_r=\%50$) için sonuçlar sunulmuştur.
- 20 çevrime karşılık gelen tekrarlı gerilme genliği oranları incelendiğinde, düşük CSR değerleri için sıvılaşma eğilimi gözlemlenmezken, yüksek CSR değerleri için sıvılaşma eğilimi gözlemlenmiştir. Zeminin 100 kPa efektif çevre gerilmesi ve D_r=%50 için yapılan çalışmada, CSR<0.092 için sıvılaşma gözlemlenmemiştir. Ancak CSR>0.119 için sıvılaşma gözlemlenmiştir.
- Silt zeminin deformasyonları Şekil 3'de açık bir biçimde gösterilmiştir. Burada düşük CSR değerleri için hem boşluk suyu basıncı oluşumu sınırlı seviyede kalmış hem de deformasyonlar çok düşük seviyede oluşmuştur. CSR= 0.092 için elde edilen deney sonucuna göre 20 çevrime karşılık boşluk suyu basıncı oranı %26 seviyesindedir. Ayrıca aynı CSR değeri için çift genlikteki eksenel şekil değiştirme %0.29 seviyesine ancak ulaşabilmiştir.

KAYNAKLAR

- Erken, A., Alhas, E. ve Ansal, A.M., "Suya doygun siltli kumların depremler sırasındaki davranışı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, s. 184-193, 1994, ODTÜ, Ankara.
- [2] Erten, D. ve Maher, M. (1995), "Cyclic Undrained Behavior of Silty Sand", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 14, 115-123.
- [3] Verdugo, R. ve Ishihara, K. (1996), "The Steady State of sandy Soils", Soils and Foundations, Vol 36, 81-92.
- [4] Yoshimi, Y., Tanaka, K. ve Tokimatsu, K. (1989), "Liquefaction Resistance of a Partially Saturated Sand", Soils and Foundations, Vol 29, 157-162.
- [5] Yoshimine, M. ve Ishihara, K. (1998), "Flow Potential of Sand During Liquefaction", Soils and Foundations, Vol 38.
- [6] Yoshimine, M., Özay, R., Sezen, A. ve Ansal, A. (1999), "Undrained Plain Strain Shear Tests on Saturated SandUsing Hoolow Cylinder Torsional Shear Apparatus", Soils and Foundations, Vol 39, 131-136.
- [7] Boulanger, R., Meyers, M., Mejia, L. ve Idriss, I. M. (1998), "Behavior of a fine-grained soil during Loma Prieta earthquake", Canadian Geotechnical Journal, Vol 35, 146-158.
- [8] Seed, H. B., Romo, M., Sun, J., Jaime, A. ve Lysmer, J. (1987), "Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of September 19, 1985", Earthquake Engineering Research Center, Berkeley: University of California, EERC, Report UCB/EERC-87/15.

- [9] Boulanger, R. ve Idriss, I. (2004), "Evaluating the liquefaction or cyclic failure of silts and clays" University of California, Davis: Center of Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Environmental Eng.
- [10] Holzer, T. L., Bennett, M., Ponti, D. ve Tinsley, J. (1999), "Liquefaction and soil failure during 1994 Northridge earthquake", J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., Vol 125(6), 438-452.
- [11] Bray, J. D., Sancio, R., Durgunoglu, H., Önalp, A., Seed, R. ve Stewart, J., "Ground failure in Adapazarı, Turkey" Proceedings of Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, 2001, İstanbul.
- [12] Chu, D. B., Stewart, J., Lee, S., Tsai, J., Lin, P., Chu, B., vd. (2004), "Documentation of soil conditions at liquefaction and non-liquefaction sites from 1999 Chi-Chi (Taiwan) earthquake", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 9-10 (24), 647-657.

BİR BOYUTLU DİNAMİK ANALİZ VE MİKROTREMOR ÖLÇÜM SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF ONE DIMENSIONAL DYNAMIC ANALYSIS AND MICROTREMOR MEASUREMENT RESULTS

M. Emre HAŞAL² Bilal ÖZASLAN³ Recep İYİSAN⁴ **Ozan SUBAȘI**^{*1} Hiroaki YAMANAKA⁵ Kosuke CHIMOTO⁶

ABSTRACT

The cyclic shear strain level of the near surface soil layers is one of the most important factors affecting the structural damage during the earthquakes. The seismic response behavior of the surface layers can be estimated with the accurate prediction of the shear strain value generated in a strong ground motion. The evaluation of the results obtained by the analysis of the microtremor records together with the peak acceleration of a design ground motion is also useful in predicting the shear strain of the ground. In this study, the seismic behavior of a research area at the Marmara Sea coast which is near the North Anatolian Fault Line, was investigated by both microtremor measurement analyses and one dimensional (1D) equivalent linear seismic site response analyses, and the results were compared. The soil amplification, predominant period and Nakamura Index (Ground seismic vulnerability index) values were calculated for the soil deposits at study sites by using the horizontal to vertical spectral ratio (HVSR) technique and the shear strain values were estimated at the near surface soil layers for different intensity levels of strong ground motion. The shear wave velocity profile and dynamic characteristics of soil layers used in the 1D seismic site response analyses were obtained with the evaluation of microtremor array measurement analyses and the experiment data collected from ground investigation boreholes. A linear relationship was presented between the shear strain values obtained by single point microtremor measurements and 1D seismic site response analyses for the deformation levels at which elastic and elasto-plastic soil behavior occurs.

Keywords: Vulnerability Index, Shear Strain, 1D Seismic Site Response Analysis

ÖZET

Depremler sırasında zemin tabakalarında meydana gelebilecek deformasyonlar, yapısal hasarı etkileyen önemli faktörlerden biridir. Zemin tabakalarında oluşabilecek kayma şekil değiştirmeleri genelde kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak yapılan bir boyutlu (1D) dinamik analizler ile belirlenebilmektedir. Küçük genlikli titreşimler olarak bilinen olarak

^{*1} Ar.Gör., Türk-Alman Üniversitesi, Mühendislik Fak., İnş., Müh. Böl.,Geoteknik A.B.D., ozansb@gmail.com

² Dr., Bursa Büyükşehir Belediyesi, Fen İşleri Dairesi Başkanlığı, Etüd Proje Şube Müdürlüğü, murat.hasal@bursa.bel.tr

³ Ar.Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnş. Fak. İnş., Müh. Böl., Geoteknik Müh., ozaslan@itu.edu.tr

⁴ Prof.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnş. Fak. İnş., Müh. Böl., Geoteknik Müh., iyisan@itu.edu.tr

⁵ Prof.Dr., Tokyo Teknik Üniversitesi, Çevre Bilimleri ve Teknoloji Bölümü, yamanaka@depe.titech.ac.jp ⁶ Yrd. Doç. Dr., Tokyo Teknik Üniversitesi, Çevre Bilimleri ve Teknoloji Bölümü., chimoto.k.aa@m.titech.ac.jp

bilinen mikrotremor kayıtlarının analizinden elde edilen sonuçların, bir tasarım deprem ivmesi ile birlikte değerlendirilmesi kayma şekil değiştirmelerin tahmininde yararlı olmaktadır. Bu çalışmada Marmara Bölgesinde Kuzey Anadolu Fay Hatı'na yakın bir yerleşim bölgesinde zemin tabakalarının deprem hareketi karşısındaki davranışı hem küçük genlikli titreşim ölçümlerinin analizi hem de bir boyutlu (1D) eşdeğer lineer dinamik analizler yardımıyla belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla çalışma sahasında önceden yapılmış sondajlar ve arazi deneyleri derlenmiş ve belirlenen noktalarda mikrotremor ölçümleri yapılmış ve tekil mikrotremor kayıtlarının analizi sonucunda zemin büyütmesi, hakim periyot ve Nakamura tarafından önerilen hasar görebilirlik indisi hesaplanmıştır. Farklı depremlere ait kuvvetli yer hareketi ivme kayıtları için zemin tabakalarında oluşacak kayma şekil değiştirme seviyeleri belirlenmiştir. 1D dinamik analizlerde kullanılan kayma dalgası hızının derinlikle değişimi eş zamanlı mikrotremor ölçümleri ile elde edilmiştir. Mikrotremor ölçümüne dayalı kayma şekil değiştirmesi değerleri ile kuvvetli yer hareketine dayalı 1D dinamik analizlerden elde edilen kayma şekil değiştirmesi değerleri arasında, elastik ve elasto-plastik davranışın oluştuğu seviyeler için lineer bir bağıntı elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Nakamura İndisi, Kayma Şekil Değiştirmesi, 1D Dinamik Analiz

1. GİRİŞ

Depremler sırasında oluşan kuvvetli yer hareketinin mühendislik yapılarında meydana getirdiği hasarı etkileyen faktörler, deprem kaynak özellikleri, yerel zemin koşulları ve üstyapı özellikleridir. Yerel zemin koşulları ve deprem kaynak özellikleri, depremler sırasında oluşan kuvvetli yer hareketinin özelliklerini, kuvvetli yer hareketi ise yapışal haşar dağılımını etkilemektedir. Bu nedenle depreme dayanıklı yapı tasarımında deprem, geoteknik ve yapı özellikleri birlikte dikkate alınmalıdır. Depremler nedeniyle yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelen kayma deformasyonlarının seviyesi, kuvvetli yer hareketinin şiddetine bağlı olarak yapılarda oluşan hasar dağılımının yerel değişiminde etkili olmaktadır. Kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakalarındaki kayma deformasyonu sismik anakayadaki tasarım depremi hareketinin şiddetine bağlı olarak doğru biçimde öngörülebilmesi, zemin yapılarında ve üstyapılarda deprem sırasında oluşacak olumsuz etkileri en aza indirecek mühendislik çözümlerinin geliştirilmesinde önemli katkı sağlayacaktır. Tasarım deprem hareketi için yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelecek kayma deformasyonu değerlerinin yaklaşık olarak belirlenebilmesi amacıyla farklı malzeme modellerinin ve hesap yöntemlerinin kullanıldığı bir, iki ve üç boyutlu sayısal dinamik analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntemlerde; zemin kesitinde yer alan tüm tabakalarının dinamik özellikleri ve kalınlıkları, sismik anakaya derinliği, sınır koşulları, analizlerde kullanılan deprem kayıtlarının özellikleri vb. parametreler gerekli olmaktadır. Kuvvetli yer hareketi sırasında tasarım deprem hareketinin sismik anakayadaki şiddetine bağlı olarak yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelecek kayma şekil değiştirmesi değerlerinin daha basit ve uygulama kolaylığına sahip yöntemlerle yaklaşık olarak belirlenebilmesi deprem hareketinin yüzeyde oluşturacağı etkilerin belirlenmesinde önemli rol oynayacaktır (Saita ve diğ., 2012).

Bu çalışmada, Nakamura (2008) tarafından önerilen küçük genlikli titreşimler olarak bilinen mikrotremor ölçümlerinden elde edilen kayma şekil değiştirmeleri, farklı deprem ivme kayıtları kullanılarak yapılan bir boyutlu-1D dinamik analiz yöntemiyle hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır. Çalışma kapsamında inceleme bölgesinde daha önce zemin araştırma sondajlarının yapıldığı 6 farklı yerleşimde tekil ve 7 düşey alıcı ile eş zamanlı mikrotremor

kayıtları alınmıştır. Eş zamanlı mikrotremor ölcüm kayıtları Spac yöntemi ile analiz edilerek kayma dalgası hızının derinlikle değişimi belirlenmiştir. Ayrıca inceleme sahalarında daha önce yapılan zemin sondajları, arazi penetrasyon deneyleri (SPT-N) ve laboratuvar deneyi sonuçları derlenmiş, bu veriler eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinden elde edilen kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ile birlikte değerlendirilerek ölçüm yapılan lokasyonlarda zemin modelleri oluşturulmuştur. Bu zemin modelleri üzerinde en büyük mutlak ivme değerleri (a_{maks}) 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g ve 0.4 g olan 4 farklı kaya mostrası üzerinde kaydedilmiş ivme zaman geçmişi kullanılarak bir boyutlu (1D) eşdeğer lineer dinamik analizler yapılmış ve yüzey tabakaları için ivme değerleri ve kayma şekil değiştirmeleri elde edilmiştir. Yapılan tekil mikrotremor ölçümleri H/V Spektral Oranı yöntemine göre analiz edilmiş, zemin büyütmesi ile hakim periyot değerleri ve bunlara bağlı hasar görebilirlik indisi değerleri hesaplanmıştır. Tekil mikrotremor ölçümlerinden elde edilen efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri (γ_e) 1D analizlerden bulunanlarla (γ_{1D}) karşılaştırılmıştır. Ulaşılan sonuçlar yardımıyla; çalışma sahasında yüzeydeki zemin tabakaları için sismik anakayadaki tasarım yer hareketi şiddetine bağlı 1D dinamik analizlerle hesaplanan kayma deformasyonu seviyesinin, tekil mikrotremor ölçümlerine bağlı belirlenebilirliği incelenmiş ve aralarındaki bağıntı araştırılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANI VE YEREL ZEMİN KOŞULLARI

İnceleme bölgesi Marmara Denizi'nin güneydoğusunda, Gemlik Fayı yakınında yer almakta ve deniz kıyısından yaklaşık 500 m içeriye uzanan, 2 km uzunluğunda sahil şeridi içinde bulunmaktadır. Söz konusu bölgede yer alan düzlükler, kıyı çökelleri ve alüvyonlar ile kaplı olup kıyı şeridine paralel bir şekilde uzanmaktadır. Kıyı bölgelerinde yer alan alüvyon tabakası bölgenin doğusundan batısına kadar uzanmaktadır. Neojen yaşlı konglomera, kumtaşı, kiltaşı, kireçtaşı ve marndan oluşan çökeller bölgenin doğu batı doğrultusunda bulunmaktadır. İnceleme bölgesinin güneydoğusunda Eosen ve Neojen andezitlerinden oluşan volkanik birimler yer almaktadır. Triyas yaşlı kaya mostraları bölgenin doğusunda gözlenmektedir. Kuvaterner yaşlı alüvyonlar, bataklık çökelleri ve kıyı çökelleri ile Neojen yaşlı konglomera, kumtaşı, kiltaşı, kireçtaşı ve marndan oluşan çökeller bölgenin esas jeolojisini oluşturmaktadır. Bölgedeki alüvyonlar genellikle çakıllı kumlu kil ve siltli kil şeklinde ince taneli çökellerden, kıyı çökelleri ise genellikle çakıllı siltli kum bileşimli malzemeden oluşmaktadır. Çalışma sahasının uydu görünümü ve arazi deneylerinin yerleşimi Şekil 1'de verilmiştir

İnceleme bölgesinde yapılan ve derinlikleri yaklaşık 15~35 m olan sondaj çalışmalarının sonucunda, zemin kesitinin yer yer çakıl içeriği yüksek kumlu kil-killi siltli kum tabakalarından meydana gelmiş alüvyondan, siltli kum-siltli çakıl içerikli deniz çökelinden ve ayrışmış Neojen çökellerinden oluştuğu belirlenmiştir. 1 ve 6 nolu inceleme sahalarında yüzeyden itibaren ilk 30 m derinlikte orta katı-katı siltli kil ve yer yer çakıl bantları içerikli orta sıkı siltli kum tabakaları ardışımlı olarak yer almaktadır. 4 ve 5 nolu sahalardaki yüzey tabakası yer yer çakıl bantları içerikli orta sıkı siltli kumdan oluşmaktadır. 2 nolu inceleme sahasında yüzeyde çok katı-katı kumlu kil tabakası (çok ayrışmış kiltaşı-silttaşı-kumtaşı) ve altında ise ayrışmış Neojen formasyonu yer almaktadır. 3 nolu inceleme sahasında üstteki 20 m'lik zemin tabakası; yer yer orta sıkı siltli kum tabakası içerikli orta katı-katı kumlu kilden oluşan alüvyondan meydana gelmiş olup, altında ise ayrışmış andezit birim mevcuttur.



Şekil 1. Çalışma Sahasının Uydu Görünümü ve Arazi deneylerinin Yerleşimi

3. ARAZİ DENEYLERİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Yapılan çalışmada inceleme bölgesi içinde daha önceden yapılmış zemin sondajlarına en fazla 50 m uzaklıkta 6 ayrı deney sahası seçilmiş ve bu sahalarda hem tekil mikrotremor hem de eş zamanlı mikrotremor ölçümleri yapılmıştır. Sondajlarda elde edilen SPT-N darbe sayıları ve alınan numuneler üzerinde düzenlenen laboratuvar deneylerine ait sonuçların eş zamanlı mikrotremor ölçümüne ait kayıtlarla birlikte değerlendirilmesi sonucunda 6 ayrı inceleme sahası için kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ve 1D analizler için gerekli zemin profilleri belirlenmiştir. Aynı noktalarda yapılan tekil mikrotremor ölçüm sonuçlarından H/V Spektral Oranı kullanılarak çalışma sahalarına ait zemin hakim periyodu (T_0) ile zemin büyütmesi (A_g) değerleri elde edilmiş ve bunlara bağlı olarak hasar görebilirlik indisi değerleri hesaplanmıştır.

3.1. Sondajlar ve Penetrasyon Deneyleri

İnceleme bölgesinde seçilen 6 ayrı sahada yapılmış zemin etüdü sondajlarına ait veriler derlenmiştir. Söz konusu sahalarda yapılan sondajların derinlikleri 15 m ile 35 m arasında değişmektedir. 5 nolu çalışma sahası için elde edilmiş sondaj kesiti, sondaj kuyusu içinde yapılan penetrasyon deneylerinden elde edilen SPT-N vuruş sayılarından İyisan (1996) bağıntısı yardımıyla yüzey tabakaları için kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ile birlikte Şekil 2'de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere zemin kesitinde üstte kalınlığı yaklaşık 25 m olan siltli kum tabakası altında siltli ve killi birimler yer almaktadır. Kum tabakası içinde SPT-N sayıları yüzeyle 15 m derinlik arasında 10~20 arasında değişmekte, daha sonra derinlikle artarak 28~40 arasında değerler almaktadır. Sondajlarda yer altı su seviyesi ortalama 5 m derinlikte ölçüldüğü belirtilmektedir. Sondajlar, arazi penetrasyon deneyleri, tekil ve eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinden bulunan sonuçlar birlikte değerlendirilerek bir boyutlu dinamik analizlerde kullanılacak zemin modelleri oluşturulmuştur.



Şekil 2. Derlenen Sondajlardan Elde Edilen Zemin Kesiti ve SPT-N Sayılarından Hesaplanmış Kayma Dalgası Hızı

3.2. Eş Zamanlı Mikrotremor Ölçümleri

Mikrotremorlar 0.01 sn - 20 sn arasında değişen periyotlara ve 10⁻²-10⁻³ mm arasında değişen genliklere sahip belirsiz kaynak etkisindeki titreşimlerdir. Tekil mikrotremor ölçümleri ile zemin hakim periyodu ve zemin büyütmesi gibi zemin tabakalarına ait dinamik özellikler elde edilebilirken, eş zamanlı mikrotremor ölçümüyle de kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ve sismik anakaya derinliği belirlenebilmektedir (Leyton ve diğ., 2011; Burjanek ve diğ., 2011; Grutas ve Yamanaka, 2011). Ölçüm süresinin göreli kısalığı, uygulamada sağladığı kolaylıklar ve düşük maliyet, mikrotremor ölçümlerinin geoteknik deprem mühendisliğindeki kullanılabilirliğini arttırmıştır.

Yerleşim bölgelerinde kayma dalgası hızının (V_s) derinlikle değişimini elde etmek için, küçük genlikli titreşimlerin ölçümüne dayanan pasif kaynaklı yüzey dalgası yöntemleri tercih edilmektedir. Mikrotremorların oluşturduğu yüzey dalgalarının farklı frekanslarda farklı faz hızlarında harmonik dalgalardan meydana geldiği bilinmektedir. Frekansın veya periyodun yüzey Rayleigh dalgalarının boylarında belirleyici olması ve dalga boyu yüksek harmonik dalgaların derin zemin tabaka özelliklerini taşıması yüzey dalgası ölçümüne dayalı yöntemlerin temelini oluşturur. Diğer bir deyişle periyodu yüksek bileşenlerin derinde yer alan zemin tabakaları, düşük periyotlu dalgaların ise yüzey tabakaları hakkında bilgi sağladığı bilinmektedir. Zemin kesitinde yer alan tabakalarının kayma dalgası hız değerleri 10 m - 50 m genişliğinde açıklığa sahip eş zamanlı çoklu mikrotremor ölçümleri ile belirlenebilmektedir

(Okada, 2003). Eş zamanlı mikrotremor ölçümü yönteminde, mikrotremorların düşey bileşenleri kullanılarak, dairesel dizi üzerindeki her istasyon çifti arasında ikili korelasyonlar oluşturulmaktadır. Bu çalışmada alınan kayıtların analizler ile zemin tabakalarına ait Rayleigh dalgası faz hızları elde edilmiştir. Yapılan çalışma kapsamında belirlenen 6 ayrı noktada arazi deneyleri kapsamında eş zamanlı ve tekil mikrotremor kayıtları alınmıştır. Alınan kayıtlar analiz edilerek dispersiyon eğrisi ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi elde edilmiştir. 5 nolu sahada 7 alıcı kullanılarak yapılan eş zamanlı mikrotremor kayıtlarının analizinden elde edilen dispersiyon eğrisi ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi Şekil 3'te gösterilmiştir.



Şekil 3. 5 Nolu Sahada Yapılan Eşzamanlı Mikrotemor Ölçümlerinden Elde Edilen Dispersiyon Eğrisi ve Kayma Dalgası Hızının Derinlikle Değişimi

3.3. Tekil Mikrotremor Ölçümleri

Mikrotremorlar ile kuvvetli ver hareketinin özellikleri arasındaki kuramsal farklılık olmasına rağmen, tekil mikrotremor ölçümlerinden ve kuvvetli yer hareketinin sayısal analizinden elde edilen hakim periyot değerlerinin birbirleriyle uyum gösterdiği bilinmektedir (İyisan ve diğ., 2013). Calısma kapsamında belirlenen sahalarda vapılan tekil mikrotremor ölcümlerinde üc bilesenli Guralp CMG-40T alıcı ve Guralp CMG-DM24 sayısallaştırıcısından oluşan taşınabilir hızölçer seti kullanılmıştır. Mikrotremor ölçümlerine ait kayıtlar, H/V spektral oranı yöntemine göre analiz edilerek hakim periyot ve zemin büyütmesi değerleri belirlenmiştir (Mokhberi ve diğ., 2012). Yöntem uygulanırken 3 bileşenli mikrotremor kayıtlarının Fourier genlik spektrumları hesaplanmakta, iki yatay bileşenin ortalaması alınmakta ve yatay kayıtların spektrumları düşeydekine oranlanarak (H/V) spektral oranlar belirlenmektedir (Okada, 2006). Bir örnek teşkil etmesi açısından 5 nolu sahada alınan üç bilesenli tekil mikrotremor kayıtlarının analizi sonucunda elde edilen spektral oran H/V eğrisi Sekil 4'te gösterilmiştir. Calışma sahalarında yapılan mikrotremor ölçümlerine ait H/V spektral oranlar Tablo 1'de verilmiştir. 6 farklı saha için yapılan analizler sonucunda hakim periyot değerlerinin 0.37~0.78 sn ve zemin büyütmesi değerlerinin ise 3.5~6.0 arasında değistiği belirlenmistir.

Saha	Mikrotremor	Periyot	Büyütme
No	No	$T_{0}(s)$	A_{g}
1	M1	0.78	4.3
2	M2	0.37	4.1
3	M3	0.45	6.0
4	M4	0.46	3.5
5	M5	0.68	4.0
6	M6	0.60	3.6

Tablo 1. Mikrotremorlardan Elde Edilen Periyot ve Büyütme Değerleri



Şekil 4. Saha 5'e Ait H/V Spektral Oran Analizi Sonuçları

3.3.1. Nakamura İndisi (K_g) ve Yüzeydeki Efektif Kayma Şekil Değiştirmesi Değerleri

Nakamura (2008) tarafından önerilmiş olan sismik hasar görebilirlik indisi (K_g), mikrotremor ölçümlerinin analizi sonucunda belirlenen zemin büyütmesi (A_g) ve hakim periyot (T_0) değerleri kullanılarak belirlenmektedir.

$$K_g = A_g^2 T_0 \tag{1}$$

Yüzeye yakın zemin tabakalarında kuvvetli yer hareketi sırasında oluşacak kayma şekil değiştirmeleri, hasar görebilirlik indisi ve taban sismik anakayası en büyük ivme değerine bağlı olarak hesaplanabilmektedir. Nakamura tarafından önerilen bu yöntemde, efektif kayma şekil değiştirmesi değeri Denklem 2'de verildiği gibi tekil mikrotremor ölçümünden elde edilen sismik hasar görebilirlik değerinin, en büyük yatay sismik anakaya ivme değeri (a_{maks_kaya}) ve C katsayısı ile çarpılması ile elde edilmektedir.

Bağıntıdaki C katsayısı ise kuvvetli yer hareketinin verimliliğini tanımlayan (e) katsayısı ile taban kayasındaki kayma dalgası hızına (V_b) bağlı olarak Denklem 3'e göre hesaplanmaktadır. Bağıntılarda ivme değeri (a_{maks_kaya}) Gal, V_b ise m/s birimindedir. Verimlilik katsayısı e, deprem sırasında oluşan dinamik kuvvetin statik kuvvete oranı olarak tanımlanmış olup, e=0.60 olarak verilmektedir (Nakamura, 2008).

$$\gamma_e = K_g C a_{maks_kaya} \tag{2}$$

$$C = \frac{e}{(\pi^2 V_b)} \tag{3}$$

Yapılan bu çalışmada Denklem 2'de verilen en büyük yatay sismik anakaya ivme değerleri $(a_{maks-kaya})$, 1D analizlerde kullanılan kaya mostrası ivme zaman geçmişi kayıtlarıyla karşılaştırılabilir olması açısından, söz konusu kayıtlardaki en büyük mutlak ivme değerlerinin (a_{maks}) yarısına eşit seçilmiştir. Taban sismik anakayası kayma dalgası hızı (V_b) 800 m/s olarak kabul edilmiştir. Mikrotremor ölçümleri sonrasında yapılan analizler sonucunda çalışma sahaları için hesaplanan Nakamura İndisi değerlerinin 5.7 ile 16.5 arasında değiştiği bulunmuş ve üstte verilen bağıntılar kullanılarak farklı şiddetteki depremler için kayma şekil değiştirmeleri elde edilmiş olup, analiz sonuçları Tablo 2'de gösterilmiştir.

~ 1	K _g	γ _e (%)				
Saha		amaks=0.10g	amaks=0.20g	amaks=0.30g	a _{maks} =0.40g	
1	14.3	0.053	0.106	0.159	0.213	
2	6.2	0.023	0.046	0.070	0.093	
3	16.5	0.061	0.123	0.184	0.246	
4	5.7	0.021	0.042	0.063	0.085	
5	11.2	0.042	0.083	0.125	0.167	
6	7.9	0.030	0.059	0.089	0.118	

Tablo 2. Hasar Görebilirlik İndisi ve Efektif Kayma Şekil Değiştirmesi Değerleri

4. ZEMİN TABAKALARININ BİR BOYUTLU DİNAMİK ANALİZİ

6 farklı saha için derlenen sondaj verileri ile kayma dalgası hızının değişimi birlikte göz önüne alınmasıyla hazırlanan zemin tabakası modellerinin, farklı ivme seviyelerindeki kaya mostrası ivme değerlerine ($a_{maks}=0.1g\sim0.4g$) sahip kuvvetli yer hareketi karşısındaki davranışı, 1D dinamik analizler yardımıyla belirlenmiştir. 1D dinamik analizler, eşdeğer lineer yöntem kullanılarak DeepSoil V6.1 yazılımıyla yapılmıştır (Hashash ve diğ., 2016).

4.1. Malzeme Modeli

Eşdeğer lineer malzeme modelinin kullanıldığı yöntemde; kayma şekil değiştirmesi seviyesine bağlı rijitlik azalım (G/G_{maks}) ve sönüm oranı değişim eğrileri ince daneli zeminler için Vucetic ve Dobry (1991) tarafından geliştirilen bağıntı kaba daneli zeminler içinse Seed ve Idriss (1970) tarafından önerilen bağıntılar kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan rijitlik azalım ve sönüm oranı artış eğrilerinden bir tanesi Şekil 5'te gösterilmiştir.



Şekil 5. 1D Dinamik Analizlerde Kullanılan Malzeme Modeli

4.2. Kuvvetli Yer Hareketi Kayıtları

Zemin tabakalarının bir boyutlu dinamik analizinde; çalışma bölgesini etkileyecek fay hareketi mekanizmasını yansıtacak biçimde seçilmiş, en büyük mutlak ivme değerleri (a_{maks}) 0.1 g ile 0.4 g arasında değişen, anakaya mostrasında alınmış dört farklı deprem hareketi kaydı kullanılmıştır. Seçilen kuvvetli yer hareketi ivme zaman geçmişleri, sırasıyla üç tanesi San Andreas Fay Hattı ve bir tanesi Kuzey Anadolu Fay Hattında meydana gelmiş 1979 Coyote Lake (0.1g), 2005 Anza (0.2g), 2004 Parkfield (0.3g) ve 1999 Kocaeli (0.4g) depremlerine ait kayıtlardır. Bir boyutlu dinamik analizlerde kullanılan kayıtlar Şekil 6'da gösterilmiştir.



Şekil 6. Bir Boyutlu Dinamik Analizlerde Kullanılan Kaya Mostrası İvme Kayıtları

4.3. Analiz Sonuçları

Zemin etüdü sondajlarından elde edilen verilerin ve eş zamanlı mikrotremor kayıtları kullanılarak yapılan analizler sonucunda Şekil 1'de gösterilen 6 ayrı saha için oluşturulan kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ve zemin modelleri kullanılarak, farklı şiddet seviyelerine sahip ($a_{maks_kaya}=0.1 \text{ g}\sim0.4 \text{ g}$) 4 ayrı kuvvetli yer hareketi kaydı için bir boyutlu eşdeğer lineer analizler düzenlenmiştir. 6 ayrı inceleme sahası için hesaplanan maksimum mutlak yüzey ivmesi değerleri (a_{maks_y}) Tablo 3'te verilmiştir. Ayrıca tekil mikrotremor ölçümlerinden Nakamura İndisi yöntemiyle yüzeyaltı zemin tabakası için elde edilen efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri ile karşılaştırılabilmesi amacıyla, 1D dinamik analiz kullanılarak zemin yüzeyinden 5 m derinlik için kayma şekil değiştirmesi (γ_{1D}) değerleri hesaplanmış ve Tablo 3'te verilmiştir.
Deprem Adı	a _{maks-kaya} (g)	Saha No	a _{maks_y} (g)	γ _{1D} (%)	Saha No	a _{maks_y} (g)	γ _{1D} (%)
Coyote Lake	0.10		0.21	0.038	_	0.11	0.007
Anza	0.20	- 1	0.32	0.050	1	0.23	0.013
Parkfield	0.30	- 1	0.50	0.067	- 4	0.27	0.018
Kocaeli	0.40		0.31	0.148		0.33	0.026
Coyote Lake	0.10		0.15	0.011		0.14	0.024
Anza Array	0.20		0.23	0.015	5	0.29	0.029
Parkfield	0.30		0.54	0.026	5	0.33	0.040
Kocaeli	0.40	_	0.35	0.042		0.18	0.054
Coyote Lake	0.10		0.13	0.018	_	0.14	0.017
Anza Array	0.20	- 2	0.24	0.026	6	0.27	0.026
Parkfield	0.30	- 3	0.29	0.031	0	0.32	0.034
Kocaeli	0.40	_	0.35	0.092	-	0.20	0.047

Tablo 3. Bir Boyutlu Eşdeğer Lineer Dinamik Analiz Sonuçları

5. KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Çalışma sahaları için elde edilen üç bileşenli tekil mikrotremor kayıtlarının sayısal analizi sonrasında Nakamura yönteminin kullanılmasıyla farklı şiddetteki sismik anakaya ivme değerleri için yüzeye yakın zemin tabakalarındaki kayma şekil değiştirmeleri (γ_e) bulunmuştur. Yine aynı sahalarda düzenlenen sondaj ve eş zamanlı mikrotremor ölçümü gibi arazi deneylerinin birlikte değerlendirilmesi sonucu ortaya çıkan zemin kesitleri için farklı şiddetteki kaya mostrası ivme zaman geçmişi kayıtları kullanılarak 1D eşdeğer lineer analizler düzenlenmiş ve zemin yüzeyinden 5 m derinlikteki en büyük kayma şekil değiştirmesi değerleri (γ_{1D}) hesaplanmıştır. Tekil mikrotremor ölçümleri ve 1D dinamik analizlerden aynı inceleme sahası için elde edilen kayma şekil değiştirmesi değerleri arasındaki ilişki belirlenirken; eşleştirilen kayma deformasyonu değerlerinin, eşdeğer şiddetteki anakaya deprem hareketi kullanılarak hesaplanmış olmasına dikkat edilmiştir. İnceleme sahaları için tekil mikrotremor ölçümü ve 1D dinamik analizlere dayalı elde edilen kayma şekil değiştirmeleri için tekil mikrotremor ölçümü ve 1D dinamik analizlere dayalı elde edilen kayma şekil değiştirmeleri birlikte şekil 7'de gösterilmiştir.



Şekil 7. Küçük Genlikli Titreşim Ölçümünden ve Zemin Tabakalarının Bir Boyutlu Dinamik Analizinden Elde Edilen Kayma Şekil Değiştirmeleri Arasındaki İlişki

Regresyon analizi sonucunda tekil mikrotremor ölçüm sonucu ve tasarım deprem ivmesine dayalı kayma deformasyonu (γ_e) ile kuvvetli yer hareketine dayalı 1D dinamik analizlerden elde edilen kayma şekil değiştirmeleri (γ_{1D}) arasında elde edilen bağıntı aşağıda verilmiştir.

$$\gamma_{1D} = 0.40 \ \gamma_e \tag{4}$$

Bağıntıda korelasyon katsayısı r=0.81 olarak hesaplanmıştır. Kullanılan en büyük kaya mostrası ivme değerinin 0.1g ile 0.4g arasında değiştiği bu çalışmada elde edilen kayma deformasyonu seviyeleri olarak γ =% 0.01~0.15 aralığında değerlere sahiptir ve Tablo 4'ten de görülebileceği gibi kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakasında elastoplastik davranışın hakim olacağı anlaşılmaktadır. Denklem 4'te verilen bağıntının, zeminde plastik davranış ve göçme durumunun oluşacağı daha yüksek kayma deformasyonu seviyelerini meydana getirecek daha şiddetli yer hareketi ve daha yumuşak veya gevşek zemin koşulları için geçerliliğinin araştırılması gerekmektedir.

Tablo 4. Zemin davranışının kayma deformasyonu seviyesine bağlı değişimi (Ishihara, 1996)

Deformasyon Seviyesi, γ (%)	10-4	10-3	10-2	10-1	1	10	
Olgu	Dalga yayılımı, titreşim			Çatlaklar, farklı oturma		Şev kayması, sıkışma, sıvılaşma	
Mekanik Davranış	Elastik			Elasto-plastik		Göçme	

6. SONUÇLAR

Depremler nedeniyle yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin seviyesi; kuvvetli yer hareketinin şiddetine bağlı olarak yapılarda oluşan hasar dağılımının yerel değişiminde etkili olmakta, zemin yapılarında oluşan kalıcı deformasyon değerlerini etkilemekte, sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde meydana gelebilecek deformasyon ve oturma miktarlarını belirlemektedir. Bu çalışmada küçük genlikli titreşimler olarak bilinen mikrotremor ölçümlerine dayalı Nakamura İndisi yöntemine bağlı elde edilen kayma deformasyonu değerleri, farklı arazi deneyleri yardımıyla daha kapsamlı veri toplanmasını ve hassas sayısal analiz yapılmasını gerekli kılan kuvvetli yer hareketine dayalı 1D dinamik analiz yöntemiyle hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır. Tekil mikrotremor ölçümüne dayalı kayma şekil değiştirmesi değerleri (γ_e) ile kuvvetli yer hareketine dayalı 1D dinamik analizlerden elde edilen kayma şekil değiştirmesi değerleri (γ_{1D}) arasında, zemin tabakasında elastik ve elasto-plastik davranışın meydana geldiği kayma deformasyonu seviyeleri için lineer bir bağıntı elde edilmiştir. Bağıntı; bir sahada tasarım yer hareketi özelliklerinin bulunması amacıyla yapılacak bir boyutlu dinamik analizlerde yüzey tabakaları için hesaplanan kayma deformasyonlarının, mikrotremor ölçümlerinden pratik amaçlar doğrultusunda tahmin edilebilmesinde yararlı görülmektedir. Belli bir bölgede sınırlı sayıda veri kullanılarak elde edilen bağıntının, veri sayısındaki artışla yerel zemin koşullarına bağlı geliştirilmesi mümkün olacaktır.

TEŞEKKÜR

Yapılan bilimsel çalışmalara desteğinden dolayı Bursa Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Etüd Proje Şube Müdürlüğü'ne ve Jeoloji Mühendisi Ömer GÜLENÇ'e teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Saita, J., Nakamura, Y. and Sato, T. (2012), "Liquefaction caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and the Result of the Prior Microtremor Measurement", 15th World Conf. on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- [2] Nakamura, Y. (2008), "On the H/V Spectrum", The 14th World Conference on Earthquake Engineering in Beijing, China.
- [3] İyisan, R. (1996), "Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı ile Penetrasyon Deney Sonuçları Arasındaki Bağıntılar", İMO Teknik Dergi, Cilt 7, Sayı 2, ss.1187-1199.
- [4] Leyton, F., Montalva, G. and Ramirez P. (2011), "Towards a Seismic Microzonation of Concepcion Urban area based on Microtremors, Surface Geology and Damage observed after the Maule 2010 earthquake. First Results", 4th IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, August 23-26, University of California, Santa Barbara.
- [5] Burjanek, J., Gassner-Stamm, G., Poggi, V. and Fah D. (2011), "Estimation of Local Site Effects in the Upper Valais (Switzerland)", 4th IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, August 23-26, University of California, Santa Barbara.
- [6] Grutas, R. and Yamanaka, H. (2011), "Deep Sedimentary Layers in Metro Manila, Philippines Estimated with the Joint Inversion of Receiver Function and Surface Wave Dispersion", 4th IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, August 23-26, University of California, Santa Barbara.
- [7] Okada, H. (2003), "<u>Microtremor Survey Method: SEG Geophysical Monograph Series</u> <u>No. 12</u>", (translated by Koya Suto), Society of Exploration Geophysicists.
- [8] İyisan, R., Haşal, M.E., Çekmeceli, M., Bayın, A. (2013), "Mikrotremor Ölçümlerine Dayalı Bir Mikrobölgeleme Örneği", 5.Geoteknik Sempozyumu, 5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [9] Mokhberi, M., Tadayon, A. and Rahnema, H. (2012), "Using the H/V Spectral Ratio of Microtremor for Identification of the Vulnerability of Buildings, Based on Dynamic Site Characteristics of the Shiraz City", 15th World Conf. on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- [10] Okada, H. (2006), "Theory of Efficient Array Observations of Microtremors with Special Reference to the SPAC Method", Explore Geophys., vol. 37, 73-85.
- [11] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C. and Park, D. (2016), "<u>DEEPSOIL 6.1, User Manual</u>".
- [12] Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of Geotechnical Engineering, 117:1, 87-107.
- [13] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Report EERC, Berkeley CA, USA, University of California.
- [14] Ishihara, K. (1996), "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", Oxford Engineering Science Series, Oxford University Press, U.K.

SIVILAŞMANIN UBC3D-PLM MODEL İLE TAHMİN EDİLMESİ: SANTRİFÜJ DENEYİ ÖRNEĞİ

ESTIMATION OF LIQUEFACTION WITH UBC3D-PLM MODEL: A CENTRIFUGE TEST EXAMPLE

Selçuk DEMİR^{*1} Pelin ÖZENER²

ABSTRACT

In this study, A centrifuge test presented in the literature is numerically modeled with UBC3D-PLM model and obtained results are compared experimentally and numerically to predict liquefaction behavior. First, the material parameters and calibration steps required for the UBC3D-PLM model are mentioned and the behavior of the soils used in the centrifuge model test under monotonic and cyclic loads is calibrated to represent a similar behavior in the numerical model. Using the material parameters obtained as a result of the calibration, the centrifuge experiment is numerically modeled. The computed excess pore pressure, acceleration and displacements as a result of the numerical analysis are compared with the values measured in the experimental study and consistent results are obtained.

Keywords: UBC3D-PLM, UBCSAND, High Modulus Columns, Numerical Analysis

ÖZET

Bu çalışmada UBC3D-PLM model ile literatürde yer alan santrifüj deneyi modellenerek elde edilen sonuçlar deneysel ve sayısal olarak karşılaştırılmış ve sıvılaşma davranışı tahmin edilmeye çalışılmıştır. İlk olarak UBC3D-PLM model için gereken malzeme parametreleri ve kalibrasyon aşamalarından bahsedilerek santrifüj model deneyinde kullanılan zeminlerin monotonik ve çevrimsel yükler altındaki davranışı, sayısal modelde benzer bir davranış sergileyecek şekilde kalibre edilmiştir. Kalibrasyon sonucunda elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak, santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal analiz sonucunda hesap edilen ivme, artık boşluk suyu basıncı ve deplasmanlar deneyde ölçülen değerler ile karşılaştırılmış ve uyumlu sonuçlar elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: UBC3D-PLM, UBCSAND, Yüksek Modüllü Kolonlar, Sayısal Analiz

1. GİRİŞ

Dünyada her yıl çok sayıda deprem meydana gelmekte ve bunlardan bazıları can ve mal kaybına yol açacak ölçekte olmaktadır. Depremler sırasında oluşan sıvılaşma ve sıvılaşma kaynaklı hasarlar yerüstü ve yeraltı olmak üzere pek çok yapıya önemli derecede zarar verebilmektedir. Dolayısıyla, sıvılaşmanın engellenmesi veya etkilerinin tahmin edilip azaltılmaya çalışılması geoteknik ve deprem mühendisliği açısından önemli bir yere sahiptir.

^{*&}lt;sup>1</sup>Arş. Gör., Yıldız Teknik Üniversitesi, <u>sedemir@yildiz.edu.tr</u>

² Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, tohumcu@yildiz.edu.tr

Sıvılaşma tahmininde günümüzde farklı türlerde sayısal modeller kullanılmaktadır. Bu modellerden bir tanesi de Plaxis bünyesinde yer alan ve kullanıcı tanımlı bir model olan UBC3D-PLM modeldir. Bu çalışmada Plaxis UBC3D-PLM model kullanılarak Rayamajhi vd. (2015) [1] tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneylerinin sadece bir tanesi (Model 1) sayısal olarak modellenmiş ve elde edilen sonuçlar artık boşluk suyu basıncı, ivme ve deplasmanlar açısından incelenmiştir. Sayısal analizlerin sonucunda elde edilen değerler ile laboratuvar verileri karşılaştırılarak yapılan sayısal analizlerin ve kullanılan UBC3D-PLM modelin güvenilirliği ortaya çıkartılmıştır.

2. MODEL SANTRİFÜJ DENEYİ

Rayamajhi vd. (2015) [1] tarafından 2014 yılında gerçekleştirilen 4 adet santrifüj deneyi ile yüksek modüllü kolonların sıvılaşabilir zeminlerdeki iyileştirme etkileri araştırılmıştır. Bu çalışmada sadece 1 adet (Model 1) santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiş ve zeminlerin sıvılaşma davranışı UBC3D-PLM ile incelenmiştir. Santrifüj deneyinde laminer kutu kullanılmıştır ve deneyler 50g'lik bir ivme altında gerçekleştirilmiştir. Deneylerde zemin modeli en üstte 2 m kalınlığında orta sıkı Monterey kumu, ortada 6m kalınlığında gevşek Nevada kumu ve en altta ise 2 m kalınlığında sıkı Monterey kumu olacak şekilde oluşturulmuştur (Şekil 1). Deneye ait su seviyesi kutu yüzeyinden 1.5 m kadar aşağıda olacak şekilde uygulanmıştır. Deprem hareketi olarak 1999 Chi-Chi depreminin TCU078 EW istasyonundan elde edilen 0.54 g maksimum ivmeye sahip kayıt kullanılmıştır (Şekil 2).



Şekil 1. Model Deneyin Protatip Görünümü [1]



Şekil 2. Model Deneyde Kullanılan Deprem Girdi Hareketi

3. UBC3D-PLM SIVILAŞMA BÜNYE MODELİ VE KALİBRASYONU

UBC3D-PLM model, Plaxis'te sıvılaşma modellemede kullanılan ve kullanıcı-tanımlı özelliğe sahip bir bünye modelidir. Bu modelin temelini, ilk defa Puebla vd. (1997) [2] ile Beaty ve Byrne (1998) [3] tarafından tanıtılan ve orijinalinde UBCSAND olarak bilinen model oluşturmaktadır. UBCSAND, kumlu veya siltli kum zeminlerin sıvılaşma davranışını modelleyebilen elasto-plastik efektif gerilme modelidir. Tsegaye (2010) [4] ile Petalas ve Galavi (2013) [5] UBCSAND model üzerinde geliştirmeler ve düzeltmeler uygulayarak UBC3D-PLM modelin son halini ortaya çıkarmışlardır.

Plaxis'te UBC3D-PLM sıvılaşma modeli kullanılırken 15 adet girdi parametresine ihtiyaç duymaktadır. Tablo 1'de ihtiyaç duyulan model parametreleri ve açıklamaları yer almaktadır.

Sembol	Parametre Tanımı	Birim	Metot	Varsayılan
N _{1,60}	Düzeltilmiş SPT değeri	-	Yerinde arazi deneyi	-
ϕ^o_{cv}	Sabit hacim içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
ϕ_p^o	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
с	Kohezyon	kPa	Üç eksenli veya DSS	0
	Elastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
k_B^e	Elastik bulk modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
k_G^p	Plastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
те	Elastik bulk modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.5
ne	Elastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.5
np	Plastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.4-0.5
R_f	Göçme oranı	-	Eğri uydurma	0.9
P _A	Atmosferik basınç	kPa	Standart değer	100
σ_t	Çekme kesimi (cut-off)	kPa	-	0
fachard	Sıkılaşma faktörü	-	Eğri uydurma	1
f _{acpost}	Sıvılaşma sonrası faktör	-	Eğri uydurma	0.2-1

Tablo 1. Plaxis UBC3D-PLM Modelde Kullanılan Girdi Parametreleri

Kullanılan bu parametreler laboratuvar deneylerinden elde edilen direkt basit kesme (DSS) veya üç eksenli basınç deneyi ya da çevrimsel direkt basit kesme (CDSS) deneyi sonuçları ile kalibre edilmelidirler. Literatürde her zaman kullanılan zemin için bu deney sonuçları bulunmamaktadır. Bu durumda, SPT verileri kullanılarak korelasyonlarla beraber model parametreleri yaklaşık olarak elde edilebilmektedir. Bu korelasyonlar temelinde UBCSAND 904aR geliştirilmiştir fakat Makra (2013) [6] bu korelasyonları revize ederek UBC3D-PLM model için hazır hale getirmiştir. SPT $N_{1,60}$ 'a bağlı bu korelasyonlar aşağıda verilen denklemler yolu ile bulunabilir.

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{10} + \text{maks}\left(0, \frac{N_{1,60} - 15}{5}\right) \tag{1}$$

$$k_G^e = 21.7 \ge 20 \ge (N_{1,60})^{0.333}$$
 (2)

$$k_B^e = 0.7 \ge k_G^e \tag{3}$$

$$k_G^p = k_G^e \ge (N_{1,60})^2 \ge 0.003 + 100$$
(4)

$$R_f = 1.1 \ge (N_{1.60})^{-0.15}$$
(5)

Model deneylerde kullanılan Nevada ve Monterey kumları verilen sıkılık dereceleri için literatürde yer alan deney verileri kullanılarak Plaxis'te kalibrasyonları yapılmıştır. Nevada kumu için VELACS santrifüj deneyleri kapsamında Arulmoli vd. (1992) [7] tarafından gerçekleştirilen deneyler, Monterey kumu için Kammerer vd. (2004) [8] tarafından gerçekleştirilen laboratuvar deney verileri kullanılarak kalibrasyonlar yapılmıştır. Kalibrasyonlar sonucunda elde edilen grafikler Şekil 3 ve Şekil 4'te gösterilmiştir. Şekil 3'de görüldüğü üzere Nevada kumu için DSS, CDSS sonuçlarından ve CSR (çevrimsel gerilme oranı) dağılım eğrilerinden yararlanılırken, Monterey kumu için CSR dağılım eğrisi kullanılmıştır (Şekil 4). Bu grafiklere bağlı olarak elde edilen model parametreleri Tablo 2'de gösterildiği gibidir.



Şekil 3. Nevada Kumu Üzerinde Gerçekleştirilen Deneysel Çalışmaların ve Sayısal Analizlerin Sonuçlarının Karşılaştırılması (a) DSS Deneyi (b) CDSS Deneyi



Şekil 4. Santrifüj Deneyinde Kullanılan Zeminlerin CSR Değerlerinin Çevrim Sayısına Bağlı Olarak Azalımı

Sembol	Metot ya da Formülasyon	Referans	Nevada	Monterey	Monterey
D_R (%)	-	[1]	40	60	90
N _{1,60}	$46 \times {D_R}^2$	[9]	7.36	16.56	37.26
ϕ^o_{cv}	CD üç eksenli veya DSS	-	33	33	33
ϕ_p^o	$\phi_p = \phi_{cv} + N_{1,60}/5$	-	34.47	36.31	40.26
c (kPa)	CD üç eksenli veya DSS	-	0	0	0
k_G^e	$\frac{21.7 \text{ x } 20 \text{ x}}{(\text{N}_{1,60})^{0.333}}$	[6]	843.6	1105.2	1447.8
k^e_B	$k_B^e = 0.7 \ge k_G^e$	[6]	590.5	773.63	1013.5
k_G^p	Eğri uydurma	-	180	1050	3500
те	Varsayılan	[6]	0.5	0.5	0.5
ne	Varsayılan	[6]	0.5	0.5	0.5
np	Varsayılan	[6]	0.4	0.4	0.4
R_f	$1.1 \ge (N_{1,60})^{-0.15}$	[6]	0.815	0.722	0.639
P _A (kPa)	Standart değer	-	100	100	100
σ_t	-	-	0	0	0
f _{achard}	Eğri uydurma	-	1	1	1
f_{acpost}	Eğri uydurma	-	0.2	0.2	0.2

Tablo 2. Plaxis UBC3D-PLM Modelde Kullanılan Kalibre Edilmiş Zemin Parametreleri

4. SAYISAL MODEL

UBC3D-PLM modele ait zemin kalibrasyonları tamamlandıktan sonra santrifüj model geometrisi oluşturulmuştur. Bunun için Plaxis'te model geometrisi oluşturulurken laboratuvar deneylerinde kullanılan laminer kutunun prototip boyutları (19 m x 10 m x 10 m)

kullanılarak analizler yapılmıştır. Statik hesap aşamalarında varşayılan model sınır koşulları (taban sınırda deplasmanlar her iki yönde tutulu ux=0 ve uy=0, düşey sınırlarda ise x yönünde deplasmanlara izin verilmezken y yönünde izin verilmiştir ux=0 ve uy≠0) kullanılmıştır. Dinamik analizlerde ise deprem sınır koşulları olarak düşey sınırlarda tied sınır koşullarıyla yatayda hiçbiri (none) seçeneği kullanılarak analizler yapılmıştır. Modele ait sınır koşulları ve ağ (mesh) görüntüsü Şekil 5'te gösterilmektedir. Sayısal analizlerde özellikle dinamik çözüm yaparken ağ sıklığı sonuçları önemli ölçüde etkilemektedir. Kuhlemeyer ve Lysmer (1973) [10] sayısal analizlerde oluşturulacak eleman boylarının, zeminin minimum kayma dalgası hızının girdi hareketinin maksimum frekans bileşenin 8 katına bölümü soncundan küçük olması gerektiğini belirtmişlerdir. Bu değeri dikkate almak için sayısal modelde sıkı ağ kullanılarak eleman boyutları küçültülmüştür. Dinamik hesaplarda deprem hareketini verebilmek için model tabanına x yönünde 0.01 m büyüklüğünde tanımlı deplasman (prescribed displacement) uygulanmıştır. Plaxis 2D'de dinamik analizler sırasında zeminin viskoz özelliklerine, sürtünmeye ve plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak malzeme sönümü oluşur. Fakat kendiliğinden oluşan bu sönüm değeri, zeminde görülen mevcut sönümden azdır ve zemin içerisindeki sönüm etkilerini gerçek olarak yansıtabilmek için ekstradan sönüm etkisi uygulamak gerekmektedir [11]. Bunun için sayısal analizlerde ekstradan %3 ($\alpha_R = 0.282$ ve $\beta_{\rm R}$ =0.0024) Rayleigh sönümü uygulanmıştır. Sayısal analizlerde Rayleigh sönüm oranının etkisini görebilmek için %1, %3 ve %5 sönüm oranları uygulanmış ve bu model için en uygun değer %3 olarak belirlenmiştir.



Tanımlı Deplasman (ux=0.01 m) Şekil 5. Model Geometri Görünümü ve Mesh Ağı

5. SONUÇLAR

Santrifüj deneyinin sayısal olarak modellenmesi sonucunda elde edilen değerler artık boşluksuyu basıncı, ivme ve deplasmanlar açısından incelenmiştir. Sayısal analizler soncunda model kutu içerisinde oluşan maksimum artık boşluk suyu basıncı oranı (r_u) dağılımı Şekil 6 gösterilmektedir. Buna göre %40 sıkılığa sahip Nevada kumunun tamamen sıvılaştığı görülürken Monterey kumunun olduğu tabakalarda bir sıvılaşma meydana gelmemiştir.



Şekil 6. Analiz Sonucunda Elde Edilen r_u Değerlerinin Laminer Kutu İçerisindeki Dağılımı

5.1. Artık Boşluksuyu Basıncı Değişimi

Şekil 7'de sayısal analizler sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basıncı dağılımının santrifüj deneyi sonuçları ile kıyaslaması gösterilmektedir. P1, P2 ve P3 noktalarındaki (bkz. Şekil 1) artık boşluksuyu basıncının zamanla dağılımı incelendiğinde her 3 derinlikte deneysel veriler ile sayısal analizler sonuçları birbirine yakın çıkmıştır. Sonuçlar arasında karşılaştırma yapıldığında, deprem hareketinin başlamasıyla beraber yaklaşık 8.sn'den itibaren artık boşluksuyu basıncı oluşumunun hızlı bir şekilde artarak pik değere ulaştığı görülmüştür. Bu noktadan sonra laboratuvar deneylerinde 45. sn'den itibaren artık boşluksuyu basınçlarında sönümlenme olurken sayısal analizlerde artık boşluksuyu basınçlarında sönümlenme olurken sayısal analizlerde artık boşluksuyu basınçlarında görülmüştür. Bu noktalardaki artık boşluksuyu basınçlarında sönümlenme olmadan devam ettiği görülmüştür. Bu noktalardaki artık boşluksuyu basınçlarının zamanla mevcut düşey efektif gerilme seviyelerine ulaştığı ve zeminin sıvılaştığı görülmektedir.



Şekil 7. Artık Boşluksuyu Basıncının Zamanla Değişimi

5.2. İvme değişimleri

Deneysel çalışmalar sonucunda Şekil 1'de gösterilen ve derinlik boyunca yerleştirilen ivmeölçerlerden alınan ivme-zaman değişimleri sayısal analizler sonucunda elde edilen ivme-zaman değerleri ile kıyaslanmış ve Şekil 8'de gösterilmiştir. Burada UBC3D-PLM model, genellikle laboratuvar deneyi sonuçlarına benzer bir şekilde ivme-zaman davranışı göstermiştir. Sadece 8. ve 10. metrelere yerleştirilen ivmeölçerlerden alınan değerler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler arasında farklılıklar bulunmaktadır. Yüzeyde oluşan maksimum ivme değerleri incelendiğinde sayısal analiz sonucunda elde edilen a_{maks} değeri laboratuvar deneyi sonucuna göre % 4.2 daha fazla çıkmıştır. Bunun yanında girdi deprem hareketinden (a_{maks}= 0.54 g) ise yaklaşık % 54 daha düşüktür. Sıvılaşmanın olmadığı sıkı ve orta sıkı kum katmanlarında ivme değerleri genellikle yüksek değerlerde yer alırken, sıvılaşmanın olduğu orta bölgede yaklaşık 12. sn'den itibaren ivme değerleri azalarak sönümlendiği görülmüştür.



Şekil 8. Derinlik Boyunca İvme-Zaman Değişimlerinin Karşılaştırılması

5.3. Deplasman değişimleri

LPV₁, LPV₂ ve LPV₃ deplasman ölçerlerden (bkz. Şekil 1) elde edilen deneysel sonuçlar incelendiğinde zemin yüzeyinde yaklaşık 7 ila 10 cm arasında oturmalar meydana geldiği görülmüştür. UBC3D-PLM ile yapılan analizler neticesinde oluşan deplasmanlar incelendiğinde zemin yüzeyinde kayda değer herhangi bir deplasman değişimi elde edilememiştir. Bu problemin kaynağı olarak kullanılan tied sınırların varlığı veya UBC3D-PLM modelin sıvılaşma sonrası davranışı yeterince iyi yansıtamaması düşünülmektedir.

6. GENEL DEĞERLENDİRME

Bu çalışmada literatürde yer alan bir santrifüj deneyi Plaxis'te sıvılaşma modeli olan UBC3D-PLM ile modellenerek zemin sıvılaşması artık boşluksuyu basıncı, ivme ve deplasmanlar açısından incelenmiştir. Sonuçlara bakıldığında UBC3D-PLM modelin artık boşluk suyu basınçları tutarlı bir şekilde modellediği görülmüştür fakat sıvılaşma sonrası davranışı tied sınır koşulları altında modelleyememiştir ve boşluksuyu basınçlarında herhangi bir sönümleme meydana gelmemiştir. İvme değişimlerine bakıldığında ise birkaç derinlik noktası hariç zamana bağlı olarak yakın bir davranışın bulunduğu görülmüştür. Bu davranışlardan farklı olarak deplasman değerlerinde arzulanan değerlere ulaşılmamıştır dolaysıyla sayısal model deneyde oluşan oturmaları doğru olarak ortaya koyamamıştır.

UBC3D-PLM modeli kullanılabilir yapan etkenlerin en başında SPT $N_{1,60}$ değerine bağlı olarak model girdi parametrelerinin elde edilebilmesidir. SPT $N_{1,60}$ değeri kullanılarak bir zemine ait sıvılaşma davranışı tahmin edilebilir. Buna ek olarak sıvılaşma davranışının daha iyi modellenebilmesi için mevcut imkanlar çerçevesinde zemine ait gerekli laboratuvar deneyleri yapılmalı ve bu deney sonuçları baz alınarak girdi parametrelerinin elde edilmesi tavsiye edilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Rayamajhi, D., Tamura, S., Khosravi, M., Boulanger, R. W., Wilson, D., Ashford, S., ve Olgun, C. G. (2015). "Dynamic Centrifuge Tests to Evaluate Reinforcing <u>Mechanisms of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand.</u>" J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001298, 04015015
- [2] Puebla, H., Byrne, P. M. ve Phillips, R. (1997). "<u>Analysis of CANLEX Liquefaction</u> <u>Embankments: Prototype and Centrifuge Models</u>." Canadian Geotechnical Journal, 34(5), 641–657.
- [3] Beaty, M. H. ve Byrne, P. (1998). "An Effective Stress for Predicting Liquefaction <u>Behaviour of Sand</u>." Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical Special Publication, 1, 766–777.
- [4] Tsegaye, A. B. (2010). "<u>Plaxis Liquefaction Model</u>". Delft, The Netherlands.
- [5] Petalas, A. ve Galavi, V. (2013). "<u>Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM</u>." The Netherlands: Plaxis
- [6] Makra, A. (2013). "Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model for Prediction of Earthqueake Induced Liquefaction on Embankment Dams." Delft University of Technology.

- [7] Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M. ve Fruth, L. S. (1992). "<u>VELACS:</u> <u>Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies, Laboratory Testing</u> <u>Program.</u>" Soil Data Rep. Project No. 90-0562, The Earth Technology Corporation, Irvine, CA, Irvine, CA.
- [8] Kammerer, A. M., Wu, J., Riemer, M. F., Pestana, J. M. ve Seed, R. B., "<u>A New Multi-Directional Direct Simple Shear Testing Database</u>." In Proceedings, 13th World Conf. on Earthquake Engr., Paper (Vol. 2083), 2004.
- [9] Idriss, I. M. ve Boulanger, R. W. (2008). "Soil Liquefaction During Earthquakes" (EERI Monograph MNO-12): Earthquake Engineering Research Institute
- [10] Kuhlemeyer ve Lysmer (1973). "<u>Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation</u> <u>Problems</u>" Journal of Soil Mechanics and Foundation Devision 99(5):421-427
- [11] Brinkgreve R. B. J., Swolfs W. M. ve Engin E. (2011). "PLAXIS User's Manual", PLAXIS, The Netherlands.

KUM - LASTİK KIRPINTI ÇAPININ VE KARIŞIM ORANININ SIVILAŞMA POTANSİYELİNE ETKİSİNİN SARSMA TABLASI DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF THE EFFECT OF SAND-TIRE CHIPS MIXTURE ON LIQUEFACTION POTENTIAL WITH SHAKE TABLE TESTS

Mustafa KARAMAN*¹

Nurhan ECEMİŞ²

ABSTRACT

When the past earthquakes are investigated, it has been seen that soil liquefaction cause quite great damage in subsurface structures and superstructures. It is necessary to prevent the uplift force which occurs due to excess pore water pressure and the force caused by this pressure around the underground structures during liquefaction placing a highly permeable packing material around the structures may prevent the uplift force during liquefaction. When the statistical studies in Turkey and around the world are examined, it is seen that the generation of scrap car tire is very high and the areas used as recycling material are considerably less than the scrap tire reserves. In recent years, the use of tire chips is becoming common in the field of civil engineering. Within the scope of this study, a series of 1-g shake table tests were performed to investigate the effects of maximum ground peak acceleration convenient rate and diameter of tire chips used as a filling material to the liquefaction potential. A large scale laminar box was used during the experiments in order to represent the field conditions. As a result, we studied the usage of waste tire chips as a filling material in order to reduce the damage and the expenditures which are likely to be caused by the liquefaction after the earthquake to a considerable extent.

Key Words: soil liquefaction, sand, west tire chips, filling material.

ÖZET

Geçmişte meydana gelen depremlere bakıldığında, zemin sıvılaşmasının yer altı ve yer üstü yapılarda oldukça büyük zararlar doğurduğu görülmektedir. Sıvılaşma sırasında yer altı yapılarının etrafında oluşacak fazla boşluk suyu basıncının ve bunun oluşturacağı kuvvetlerin engellenmesi gerekmektedir. Bu da yapıların etrafına sıvılaşmayı engelleyecek yüksek geçirimli dolgu malzemesinin yerleştirilmesi ile mümkün olabilir. Dünyada ve Türkiye'deki istatistiksel çalışmalara bakıldığında hurda araba lastiği birikiminin oldukça yüksek, geri dönüşüm malzemesi olarak kullanıldığı alanların ise hurda lastik rezervlerine oranla oldukça az olduğu görülmektedir. Son yıllarda atık lastiklerin inşaat mühendisliği alanında kullanımı

^{*1} Araştırma Görevlisi, İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, <u>mustafakaraman@iyte.edu.tr</u>

² Doçent Doktor, İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, <u>nurhanecemis@iyte.edu.tr</u>

yaygınlaşmaktadır. Bu çalışma kapsamında, dolgu malzemesi olarak yerleştirilen kum-lastik kırpıntı karışımındaki değişen lastik kırpıntı oranın, lastik kırpıntı çapının ve uygulanan en yüksek ivme değerinin sıvılaşma potansiyeline olan etkisini incelemek için bir dizi 1-g sarsma tablası deneyi (model deneyler) yapılmıştır. Arazi koşullarını laboratuvar ortamında yansıtabilmek amacıyla büyük boyutta laminer kutu kullanılmıştır. Sonuç olarak, deprem sonrasında sıvılaşma neticesinde yapılarda oluşacak hasarların ve harcamaların önemli ölçüde en aza indirgenmesi amacıyla, geri dönüşüm malzemesi olarak kullanılan lastik kırpıntılarının, dolgu malzemesi olarak kullanılabilirliği incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: zemin sıvılaşması, kum, atık lastik talaşı, dolgu malzemesi.

1. GİRİŞ

Sıvılaşma sonucunda yer altı ve yer üstü yapılarında meydana gelen tahribatlar büyük can ve mal kayıplarına sebep olmuştur. Dinamik yükleme neticesinde oluşan sıvılaşmadan dolayı zeminin dengesini kaybettiği ve yeraltı su seviyesinin altında kalan yapıların deformasyona uğradığı ilk defa 1964 Niigata depreminde gözlemlenmiştir (Hall ve O'Rourke 1991). Daha sonra olan büyük depremlerde de, örneğin Kobe depremi (Shinozuka vd. 1995) ve Marmara Depremi (1999), çok büyük oranda gömülü yapıların deformasyonları gözlemlenmiştir. Depremlerden elde edilen bulgulara göre sıvılaşma neticesinde yeraltı yapılarında oluşan zararların büyük bir kısmı, yapı etrafındaki fazla boşluk suyu basınçlarının büyüklüğü ile ilgili olduğu düşünülmektedir. Sıvılaşma sırasında yeraltı yapısının etrafında oluşacak fazla boşluk suyu basıncının ve dolayısıyla yapıya gelen kuvvetin engellenmesi gerekmektedir. Bu da sıvılaşmayı engelleyecek yüksek geçirimli dolgu malzemesinin yapı etrafına yerleştirilmesi ile mümkün olabilir.

Hızla büyüyen nüfus, ekonomi ve sanayinin sonucunda kullanılan her türlü malzemenin artması aynı zamanda oluşan atık miktarında yükselmeye sebep olmaktadır. Brown (2008), dünyada hurda lastiklerin geri dönüşümü için şu tahminleri sağlamıştır; toplam hurda lastik miktarının % 3 -15 kadarı tekrar lastik olarak üretiliyorken, % 5-23 kadar bir oran başka ürünler olarak (kaplama, döşeme malzemeleri gibi) yeniden kullanılmaktadır. Enerji geri kazanımı için tüketilen, yakılan hurda lastik oranı % 25-60 ve depolama alanlarında saklanan hurda lastik oranı ise % 20-30 olarak belirtmiştir. Sekhar(2014)'ın bildirdiği değerlere göre dünyada yılda 1.1 milyar araç, 1.7 milyar yeni lastik, yılda 1 milyarın üzerinde atık lastik üretilmektedir. Türkiye Lastik Sanayicileri Derneği (LASDER) 2016 yılı raporuna göre her vıl Türkiye'de yılda yaklaşık olarak 300.000 ton, 2014 yılı raporuna göre ise yaklaşık 180.000 ton ömrünü tamamlamış hurda lastik oluşmaktadır.. Her yıl oluşan milyonlarca atık lastiğin bertaraf edilmesi ancak atık lastiklerin kullanım alanlarının arttırılması ile mümkün olabilir. Dolayısıyla, atıkların çevreye zarar vermeden bertaraf edilmesi ve ekonomiye kazandırılması için geri dönüşüm kaçınılmazdır. Son yıllarda atık lastiklerin inşaat mühendisliği alanında kullanımı yaygınlaşmaktadır. Hurda araba lastiklerinin parçalanmasıyla elde edilen ve agreganın bir kısmı yerine kullanılan lastik kırpıntıları ile üretilen betonlar ile istinat duvarları ve çarpma bariyerleri inşa edilmektedir. Yüksek dayanım gerektirmeyen mühendislik yapılarında, özellikle yol veya kaldırım yapımlarında da kullanımı gün geçtikçe artmaktadır.

Masad vd. (1996) Ottawa kumu-lastik kırpıntı karışımının mühendislik özelliklerini dolgu malzemesi olarak kullanılıp kullanılmayacağı yönünde incelemişlerdir. Lastik kırpıntılarının veya lastik kırpıntı ve kum karışımlarının istinat duvarlarının arkasında hafif bir dolgu malzemesi olarak kullanılabileceğini ortaya koymuşlardır. Lee vd. (1999) laboratuvarda atık lastiklerin ve atık lastik-kum karışımlarının gerilme-deformasyon bağıntısını incelemişler; lastik kırpıntı ve kum karışımlarının, kumlara yakın gerilme deformasyon ilişkisi verdiği, fakat sıkışmanın yaşandığı gerilme aralığının kumlarınkinden daha büyük olduğunu ortaya koymuşlardır. Yoshida vd. (2008) sıvılaşma sırasında yer bacalarının yüzeye çıkmasının engellenmesi için yer bacaları etrafina kum torbaları içinde çakıl ve lastik kırpıntı yerleştirmiş ve bir seri santrifüj deneyleri yapmışlardır. Geri dönüşüm malzemesinin kum çuvallar içine alınmasıyla oturmaları çok düşük bulmuşlardır. Genel olarak sıvılaşma potansiyeli açısından lastik kırpıntılar çakıllara göre daha iyi performans göstermiştir. Yapılan literatür araştırmasına göre, kum-lastik kırpıntı karışımlarının dolgu malzemesi olarak kullanımında lastik kırpıntı oranının, ve lastik talaş eşdeğer çapının sıvılaşma direncine olan etkisinin araştırılması model deneyler kullanılarak henüz yapılmamıştır.

Bu çalışma ile sıvılaşma sırasında, dolgu malzemesi olarak yerleştirilen kum-lastik kırpıntı karışımındaki, kırpıntı tanelerinin çaplarının ve karışımdaki oranlarının sıvılaşma potansiyeline etkisi incelenmiştir. Bunun için toplam 8 adet 1-g sarsma tablası deneyleri (model deneyler) gerçekleştirilmiştir. Arazi koşullarını laboratuvar ortamında yansıtabilmek amacıyla sınır koşullarını elimine eden laminer kutu kullanılmıştır. Deney sonuçlarına göre atık lastik kırpıntının kum ile karıştırılıp dolgu malzemesi olarak kullanılması ile sıvılaşma direncinin artmakta, zemin oturmasının azalmakta olduğu görülmüştür.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada, dane çapları 2,5-5mm ve 5-10mm aralığında olan iki farklı hurda lastik kırpıntı malzemesi, karışımın toplam hacminin %10, %20 ve %30 oranlarında kum ile karıştırılarak 6 farklı dolgu malzemesi numunesi hazırlanmıştır. İkisi temiz kum numunesi ve altısı bu karışımlar kullanılarak toplam 8 adet tek eksenli sarsma tablası model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Hurda lastik çaplarının ve karışımdaki hacimlerinin, toplam hacme oranının sıvılaşma potansiyeline etkisi incelenmiştir. Çalışmada sınır problemlerini elimine edebilen, büyük boyutta laminer kutu ve tek eksenli dinamik yük verilebilen sarsma tablası kullanılmıştır (Şekil 3b). Bu sayede doğal zemin özellikleri ve kontrollü uygulanacak dinamik yüklemeler ile arazi koşulları laboratuvar ortamında yansıtılmıştır (Ecemiş 2013, Kahraman 2013, Ecemiş vd. 2015).

2.1. Numune

Sıvılşama deneylerinde ilk olarak temiz kum kullanılmış, sonraki deneylerde eşdeğer çapları 2.5-5mm ve 5-10mm aralığında değişen iki farklı lastik kırpıntı numunesi, toplam hacmin %10, 20, 30 oranında olacak şekilde kum ile karıştırılmıştır. Şekil 1'de, eşdeğer çapları 2.5-5mm aralığında olan ve 5-10mm aralığında olan iki farklı lastik kırpıntı numunesinin, hacimce %10, 20 ve 30 oranlarında karıştırılarak hazırlanan kum lastik kırpıntı karışımlarının dane çapı dağılım grafikleri verilmiştir.



Şekil 1. (a) 2,5-5mm ve (b) 5-10mm Eşdeğer Çaplı Lastik Kırpıntılar İçin, Temiz Kum ve Kum- Lastik Kırpıntı Karışımlarının Dane Çapı Dağılım Grafikleri (*LK: lastik kırpıntı*)

Kullanılan sıvılaşabilir temiz kum numunesin; özgül ağırlığı, en küçük ve en büyük boşluk oranı sırasıyla 2.61, 0.80 ve 0.60 olarak bulunmuştur.Elek analizi sonuçlarına göre efektif dane çapı (D₁₀) 0.12mm, ortalama dane çapı (D₅₀) 0.21mm, uniformluk katsayısı (C_u=D₆₀/D₁₀) ise 1.17 olan kum numunesinin Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemindeki (USCS) adı "SP", kötü derecelenmiş temiz kumdur (Şekil 1). Şekil 2'de verildiği üzere lastik kırpıntılar köşeli ve nispeten düz yüzeylere sahiptirler. Yüksek kauçuk miktarı ve poroziteden dolayı sıkışabilirlikleri fazladır. Literatürden edinilen bilgilere göre (Ravichandran ve Huggins, 2013) sıkıştırılmış lastik kırpıntıların ortalama kuru birim hacim ağırlığı 5.5 – 7.4 kN/m³, sürtünme açısı 15°-30°, kohezyonu 0-38kPa ve Poisson oranı 0.2-0.33 aralıklarında olmaktadır. Bu çalışmada gevşek yerleştirilmiş lastik kırpıntıların ıslak birim hacim ağırlığı 9.5kN/m³ olarak belirlenmiştir.



Şekil 2. Hurda Lastik Kırpıntıları ve Dane Çapları

Numunenin hazırlanması iç yüzeyi membran ile kaplı olan laminer kutu içerisine Şekil 3a'daki ilk 60 cm sıkı kum doldurulması ile, sonraki 75cm'lik tabaka da ise her bir deney için Tablo 1'de verilen oran ve eşdeğer çaplarda hurda lastik kırpıntılarının kum ile karışımının gevşek doldurulması ile sağlanmıştır. Numune doldurulması sırasında kum ve karışım 20cm'lik tabakalar halinde kuru yağmurlama sistemi ile doldurulmuş, her tabakada su eklendikten sonra sisteme pinomatik hortumlara karbondioksit gazı eklenmesi ile numunenin tamamının suya doygun olması sağlanmıştır.

2.2. Numune Hazırlanması ve Sarsma Tablası Deneyleri

İlk iki deney temiz kum numunesine 2 Hz frekansla ve 20 saniye süre ile 0.2g ve 0.3g gibi farklı pik ivme değerleri verilerek yapılmıştır. Bu ilk iki deneyde ilk 60 cm'lik tabaka orta sıkı kum ile sonraki 75 cm'lik tabaka ise gevşek kum ile, tüm tabakalar suya doygun olacak şekilde doldurulmuştur. Sonrasındaki 6 deneyde tekrar ilk olarak 60 cm'lik orta sıkı kum yerleştirilmiş ve üstüne 75cm derinliğinde eşdeğer çapı 2.5-5 mm ve 5-10 mm aralığında olan lastik kırpıntılar kum ile hacimce farklı oranlarda (%10-20-30) karıştırılıp gevşek ve suya doygun olarak yerleştirilmiştir. Yapılan deneyler, sırası ile verilen farklı sismik yükler, karışımda kullanılan hurda lastik kırpıntılarının eşdeğer çapları ve karışımdaki hacimce yüzde oranları ile beraber Tablo 1'de özetlenmiştir.

Deney No.	Pik Yatay İvme Değeri [PGA]	Frekans	Süre	Hurda Lastik Eşdeğer Çapı	Hurda Lastik Oranı
#	g	Hz	sn.	mm	%
1	0,2	2	20	-	-
2	0,3	2	20	-	-
3		2	20		10
4	0,3	2	20	3 - 5	20
5		2	20		30
6		2	20		10
7	0,3	2	20	5 - 10	20
8		2	20		30

Tablo 1. Yapılan Sarsma Tablası Deneyleri ve Değişen Parametreler

Numune hazırlanması sırasında, farklı derinliklerde 5 adet boşluk suyu basıncı ölçer (PP1-PP5), sarsma sırasında ve sonrasında zeminde oluşan aşırı boşluk suyu basıncını ölçmek için yerleştirilmiştir. Biri yatayda sarsma tablasının hareketini ölçmek üzere, ikisi düşeyde zeminin yüzeyinde oluşan oturmayı sarsma sırasında ve sonrasında ölçmek üzere 3 farklı potansiyometre (X-P1, Z-P1, Z-P2) Şekil 3a'da gösterildiği gibi yerleştirilmiştir. Sarsma sırasında ve sonrasında elde edilen data LabView programı yardımı ile dijital olarak kaydedilmiştir.

Her bir numunede dinamik yükleme öncesi piezokonik penetrasyon deneyi (CPTu) yapılmış, derinlik boyunca her 2 cm'lik aralıklarda uç direnci (q_c) ve düşey efektif gerilme değerleri (σ_{vo} ') elde edilmiştir. Bu değerler ile Robertson vd. (1997)'nin önerdiği eşitlik kullanılarak zeminin relatif sıkılık derecesi (D_r) derinlik boyunca elde edilmiştir.

$$D_{r} = -98 + 66* \log_{10} \left(\frac{q_{c}}{\sqrt{\sigma_{vo}'}} \right)$$
(1)



Şekil 3. (a) Laminer Kutu, Sarsma Tablası ve CPT Düzeneği, (b) Sensörlerin Yerinin Şematik Gösterimi



Şekil 4. Her Deney İçin Hazırlanan Numunenin Derinlik Boyunca Relatif Sıkılık Değerleri

Elde edilen relatif sıkılık değerleri her bir deney için Şekil 4'de gösterilmiştir. Şekil 4 incelendiğinde her bir deneyde ilk 75 cm'lik dolgu malzemesi tabakasının ortalama relatif sıkılık değerinin % 24 – 55 arasında değiştiği, bu tabakanın altındaki temiz kum tabakasının ortalama relatif sıkılık değerinin ise %80-95'e kadar çıktığı görülmektedir. Alt katmanı oluşturan temiz kum dolgu, her deney için de boşaltılmadan tekrar tekrar kullanılmıştır. Bu nedenle Deney 2 ve sonrasında temiz kum tabakasının çok sıkı olduğu, relatif sıkılık değerinin oldukça arttığı gözlemlenmiş, CPT düzeneğinin zeminden çıkarılmasında zorlanıldığı göz önüne alınarak penetrasyonlar ortalama 1m derinlikte sonlandırılmıştır. Bu durumda dolgu malzeme tabakasının gevşek doldurulması, altındaki temiz kum tabaksının ise sıkı doldurulması işlemlerinin başarılı olduğu kabul edilebilir.

3. DENEY SONUÇLARI

Bu çalışmada dinamik yükleme İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü Yapı Mekaniği Laboratuvarında mevcut olan sarsma tablası ile gerçeklestirilmiştir. Her bir deneyde 2 Hz frekansla 20 saniye süre boyunca laminer kutuya sinüzoidal hareket verilmiştir. Sekil 5a'da verildiği üzere Deney 1'de temiz kum numunesine en büyük yer ivmesi değeri 0.2g olan bir sismik yükleme uygulanmıştır. Deney 2'de temiz kum numunesi, en büyük yer ivmesi değeri 0.3g olan bir sarsmaya maruz brakılmıştır (Şekil 5b). Deney sonuçları incelendiginde 0.3g yer ivmeli sismik yüklemede sıvılaşmanın 0.2g pik yer ivmeli yüklemeye göre daha erken başladığı görülmüştür. Lastik kırpıntıların karışımın sıvılşama potansiyeline etkisini incelemenin, sıvılaşma için gereken çevrim sayısının daha düşük olduğu sismik yüklemede daha elverişli olduğu düşünülerek, diğer deneylerin tamamı (Deney 3- Deney 8), 0.3g pik ivme değeri ile yapılmıştır.



Şekil 5. (a) Deney 1 ve (b) Deney 2-8 İçin Uygulanan İvme-Zaman Grafikleri

3.1. Sıvılaşma Direnci ve Zemin Yüzeyinde Oturma

Her bir deneyde sismik yükleme sırasında ve sonrasında boşluk suyu basıncı ölçer sensörler yardımı ile boşluk suyu basıncı değişimi (Δu) değerleri elde edilmiş ve Şekil 6a'da sunulmuştur. Elde edilen bu değerlerin düşey efektif gerilmelere bölünmesi ile boşluk suyu oranının ($r_u=\Delta u/\sigma_{vo}$ ') zamana bağlı değişim grafikleri her deney için beş farklı derinlikte Şekil 6b'de çizilmiştir. Bu grafikler yardımı ile boşluk suyu oranının 1'e yaklaştığı ($r_u=1$), yani sıvılaşmanın meydana geldiği yaklaşık zaman belirlenmiştir.

Şekiller incelendiğinde sarsma sırasında boşluk suyu basınçlarının arttığı, sonrasında zamanla azalarak bulunduğu derinlikteki hidrostatik denge değerine kadar sönümlendiği görülmektedir. Boşluk suyu oranının zamanla değişimi incelendiğinde ise, sıvılaşmanın zemine eklenen lastik kırpıntı oranının artmasıyla daha geç oluştuğu, ya da oluşmadığı gözlemlenebilir. Her bir deney ve derinlik için sıvılaşmanın gerçekleştiği zamanlar Tablo 2'de özetlenmiştir. Tablo 2'ye göre lastik kırpıntıların, karışımdaki oranları arttıkça zeminin sıvılaşma potansiyeli azalmaktadır. Zeminin sıvılaşma direncinin artmasında eşdeğer çapı 5-10 mm aralığında olan lastik kırpıntılar, eşdeğer çapı 2.5-5 mm aralığında olan lastik kırpıntıların zemin içerisinde daha iyi drenaj özelliği göstermesidir. Elde edilen bulgulara göre sıvılaşma direncinin artırılması için en elverişli koşul 5-10 mm eşdeğer çapı hurda lastik kırpıntılarının karışımdaki oranının hacimce %20 ve %30 olduğu koşuldur.

		PP5	PP3	PP2	PP4	PP1
	Derinlik (m)	0.20	0.40	0.625	0.625	1.05
manın Başlama Süresi (sn)	Deney 1 R _{LK} = %0	22,1	10,1	18,2	3,8	19,4
	Deney 2 R _{LK} = %0	Srvilaşma Yok	10,7	8,4	7,2	22,7
	Deney 3 D _{LK} = 2,5-5mm R _{LK} = %10	4,2	5,3	5,1	4,3	8,6
	Deney 4 D _{LK} = 2,5-5mm R _{LK} = %20	6,8	12,8	6,7	14,3	22,2
	Deney 5 D _{LK} = 2,5-5mm R _{LK} = %30	9,5	12,5	17,5	19,5	Sıvılaşma Yok
Sivilaș	Deney 6 D _{LK} = 5-10 mm R _{LK} = %10	5,6	5,6	19,6	14,6	Srvilaşma Yok
	Deney 7 D _{LK} = 5-10 mm R _{LK} = %20	20,2	Sıvılaşma Yok	19,2	16,7	Sıvılaşma Yok
	Deney 8 D _{LK} = 5-10 mm R _{LK} = %30	3,1	Sıvılaşma Yok	Sıvılaşma Yok	Sıvılaşma Yok	Sıvılaşma Yok

Tablo 2. Her bir deney için 5 farklı derinlikte sıvılaşmanın başlaması için geçen süreler (R_{LK} : karışımdaki lastik kırpıntı oranı, D_{LK} ; lastik kırpıntı eşdeğer çapı,)



Şekil 6. (a) Sarsma Sırasında ve Sonrasında Oluşan Boşluk Suyu Basıncının Zamanla Değişimi, (b) Sarsma Sırasında Boşluk Suyu Oranının (r_u) Zamanla Değişimi. (*R_{LK}:* karışımdaki lastik kırpıntı oranı, D_{LK}; lastik kırpıntı eşdeğer çapı, a: uygulanan pik yer ivme değeri, PP1-5:boşluk suyu basıncı ölçer sensörler.)

Her bir deneyde sarsma sırasında ve sonrasında zemin yüzeyindeki oturmalar iki farklı noktadan lineer potansiyometreler yardımı ile ölçülmüştür. Şekil 7' de oluşan oturmaların zamanla değişimi gösterilmiştir. Ayrıca Tablo 3'te, sarsma sırasında oluşan oturma miktarları ve sarsma sonrasında konsolidasyon oturmalarının miktarları ve toplam oturmalar özetlenmiştir. Potansiyometrelerde oluşan hatalardan dolayı, Deney 4'te sarsma sonrasında ve Deney 5'te sarsma sırasında ölçüm alınamamıştır. Toplam oturma el ile ölçülmüştür. Şekil 7 ve Tablo 3 incelendiğinde ivmenin arttırılması durumunda (Deney 1 ve Deney 2) oturmanın arttığı, ayrıca lastik kırpıntı kum karışımlarında lastik kırpıntıların farklı eşdeğer çap ve farklı karıştırma oranlarında (Deney 2 – Deney 8), oturma miktarının da farklılık gösterdiği görülebilmektedir. En az oturmanın eşdeğer çapı 5-10 mm aralığında olan lastik kırpıntıların kumla hacimce %20 oranla karıştırıldığı dolgu zemininde (Deney 7) oluştuğu görülmektedir.



Şekil 7. Sarsma Sırasında ve Sonrasında Zemin Yüzeyinde Oluşan Oturmaların Zamanla Değişimi (*R_{LK}: karışımdaki lastik kırpıntı oranı, D_{LK}; lastik kırpıntı eşdeğer çapı, ZP1-ZP4: lineer potansiyometreler.*)

Tablo 3. Sarsma Sırasında ve Sarsma Sonrasında Zemin Yüzeyinde Oluşan Oturma Değerleri (*R_{LK}: karışımdaki lastik kırpıntı oranı, D_{LK}; lastik kırpıntı eşdeğer çapı*)

Oturma Miktarı (mm)			Sarsma Sırasında	Sarsma Sonrasında	Toplam
Deney 1	$R_{LK} = \%0$		20,7	6,6	27,3
Deney 2	$R_{LK} = \%0$		20,2	10,8	31,0
Deney 3	D _{LK} = 2,5-5mm	R _{LK} = %10	23,5	11,6	35,1
Deney 4	D _{LK} = 2,5-5 mm	R _{LK} = %20	-	-	24,9
Deney 5	D _{LK} =2,5-5mm	R _{LK} = %30	-	-	32,6
Deney 6	D _{LK} = 5-10mm	R _{LK} = %10	22,3	5,2	27,5
Deney 7	D _{LK} = 5-10mm	$R_{LK} = \% 20$	15,1	2,9	17,9
Deney 8	D _{LK} = 5-10 mm	$R_{LK} = \%30$	30,4	8,2	38,6

4.SONUÇLAR

Çalışmada farklı iki eşdeğer çaplı (2.5–5mm ve 5-10mm) hurda lastik kırpıntıları hacimce farklı oranlarda (%10-20-30) ince kum numunesi ile karıştırılmış ve sarsma tablası deneyleri yapılmıştır. Hurda lastik kırpıntı eşdeğer çaplarının ve kum numunesi ile hacimce karıştırılma oranlarının, zeminin sıvılaşma potansiyeline ve zemin oturmalarına etkisi incelenmiştir.

Elde edilen sonuçlara göre; hurda lastik kırpıntı kum karışımının sıvılaşma direnci temiz kumun sıvılaşma direncinden fazladır. Lastik kırpıntıları suyu drene eden granüler yapıları ile sismik yükleme sırasında ve sonrasında aşırı boşluk suyu basıncını azaltan özellik göstermiştir.

5-10mm eşdeğer çap aralığındaki lastik kırpıntı ile elde edilen karışımların, 2.5-5mm eşdeğer çap aralığındaki lastik kırpıntı karışımlarına oranla sıvılaşma direncini daha fazla arttırdığı ortaya konulmuştur. Aynı eşdeğer çap aralığındaki lastik kırpıntı kum karışımları karşılaştırıldığında, karışımdaki lastik kırpıntının hacimce oranının %20'ye kadar artmasının sıvılaşma direncini arttırdığı gözlemlenmiştir.

Toplam oturmaların 2.5mm ve 5-10mm eşdeğer çap için, hacimce %20 kırpıntı karışım oranında azaldığı ve %30 karışımda tekrar arttığı gözlemlenmiştir. %20 karışım oranı sınır değer olarak belirlenmiştir.

Çalışma ile dolgu malzemesi olarak hurda lastik kırpıntılarının kullanılabilirliği araştırılmış, sıvılaşma direncinin artırılabileceği koşullar ortaya konulmuştur. Ayrıca bu çalışma, sismik yüklemeler sonucunda oluşabilecek sıvılaşma ve dolayısıyla gömülü yapılara gelebilecek

yüklerin öngörülebilmesi ile ilgili gelecekte yapılabilecek çalışmalara da ışık tutabilir niteliktedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma 215M402 Proje Numarası ile Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından desteklenmiştir. Desteklerinden dolayı TÜBİTAK' a teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Hall ve O'Rourke 1991. Hall, W. J., and O'Rourke, T.D. (1991), "Seismic behavior and vulnerability of pipelines", Lifeline earthquake engineering, M. A. Cassaro, ed., ASCE, New York, pp.761–773.
- [2] Shinozuka, M., Ballantyne, D., Borcherdt, R., Buckle, I., O'Rourke, T., and Schiff, A. (1995), "The Hanshin–Awaji earthquake of January 17, 1995. Performance of lifelines." Technical Rep. Prepared for NCEER, Buffalo, N.Y.
- [3] Masad, E., Taha, R., Ho, C. and Papagiannakis, T., (1996), "Engineering properties of tire/soil mixtures as a lightweight fill material", ASTM Geotech. Test. J., 19(3), pp. 297-304.
- [4] Lee, J. H., Salgado, R., Bernal, A., Lovell, C. W., (1999), "Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 125 (2), pp. 132–141.
- [5] Yoshida, M., Miyajima, M. and Kitaura, M., (2008), "Experimental study on mitigation of liquefaction-induced flotation of sewerage manhole by using permeable recycles materials packed in sandbags." 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [6] Brown, D., (2008). "Proceedings of the Recycling of Rubber Meeting." Institute of Materials, London, UK.
- [7] Sekhar, G.B., (2014). "Proceedings of the Tire Technology Expo.", Cologne, Germany
- [8] Türkiye Lastik Sanayicileri Derneği (LASDER) 2016 yılı Sektör Raporu, http://www.lasder.org.tr
- [9] Ecemis, N., (2013), "Simulation of seismic liquefaction: 1-g model testing system and shaking table tests." European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol.17(10), 899-919.
- [10] Ecemiş, N., Demirci, H.E., Karaman, M., (2015) "Influence of consolidation properties on the cyclic re-liquefaction potential of sands" Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.13(6), 1655-1673.
- [11] Kahraman, İ., (2013), "Seismic Liquefaction: 1-g Model Testing System And Shake Table Tests", MSc Thesis, IZTECH. 138 pg.
- [12] Robertson, P.K., Lunne, T., and Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic/Routledge Publishing, New York.

ADAPAZARI ZEMİNLERİNE AİT ELASTİSİTE VE KAYMA MODÜLÜ'NÜN DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEY ALETİ İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF ELASTICITY AND SHEAR MODULUS OF ADAPAZARI SOILS WITH DYNAMIC TRIAXIAL TEST EQUIPMENT

Zülküf KAYA^{*1} Ayfer ERKEN²

ABSTRACT

After 1999 Kocaeli earthquake, undisturbed soil samples which were taken from Adapazarı center during drilling works conducted within the scope of the geotechnical investigation, were used to determine shear modulus in this study. The elasticity modulus and shear modulus of undisturbed Adapazarı samples were measured using a cyclic triaxial apparatus. The maximum elasticity modulus was calculated using results of the axial strain which measured with strain gauge sensor, occurring under small dynamic load. The axial strains (ϵ) obtained from cyclic triaxial tests are converted to shear strain (γ). According to test results, the minimum and maximum shear modulus were found at non-plastic soils and soils with the plasticity index of PI=40%, respectively. Degradation curve of both non-plastic and soils with the plasticity index of PI=30 are compatible with literature studies.

Keywords: Dynamic Triaxial Test, Adapazarı, Elasticity Modulus, Shear Modulus

ÖZET

Adapazarı zeminlerinin dinamik zemin özelliklerinden kayma modülünü belirlemek için; 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden sonra Adapazarı kent merkezinde geoteknik araştırmalar kapsamında yapılmış sondaj çalışmaları sırasında alınmış olan örselenmemiş zemin numuneleri bu çalışmada kullanılmıştır. Adapazarı zeminlerinin elastisite modülü ve kayma modülü değerleri dinamik üç eksenli deney aleti kullanılarak belirlenmiştir. Çok küçük dinamik yükler altında numunede meydana gelen eksenel birim deformasyonlar çok küçük deformasyon algılayıcıları ile ölçülerek en büyük elastisite modülleri hesaplanmıştır. Dinamik üç eksenli deneyinden elde edilen eksenel birim deformasyonlar (ϵ) birim kayma deformasyonuna (γ) dönüştürülmüştür. Deney sonuçlarına göre en düşük kayma modülü plastik olmayan zeminlere, en yüksek kayma modülü ise plastisite indisi IP=%40 olan zeminlere aittir. Ayrıca, hem plastik olmayan (NP) hem de plastisite indisi (IP) yaklaşık 30 olan zeminlerin kayma modülü azalım ilişkisi eğrilerinin literatür çalışmaları ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Dinamik Üç Eksenli Deney, Adapazarı, Elastisite Modülü, Kayma Modülü

^{*&}lt;sup>1</sup> Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, İnşaat Müh. Böl., 38280, Kayseri, <u>zkaya@erciyes.edu.tr</u>

² Prof. Dr., İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Geoteknik A.D., 80626 Maslak-İstanbul, <u>erken@itu.edu.tr</u>

1. GİRİŞ

Arazide sismik deneyler ile bulunan zeminin dinamik özelliklerinin laboratuvar ölçümleri ile karşılaştırılması ve uygun sonuçların elde edilebilmesi geoteknik deprem mühendisliği problemlerinin çözümünde önemli olmaktadır. Ayrıca arazide elde edilen en büyük kayma modülü değerlerinden daha büyük şekil değiştirmelerde kayma modülü ve sönüm oranı değerlerinin belirlenmesi de gerekmektedir. Bu değerler yapı-zemin etkileşimini ve zeminin sismik davranışını hesaplamak için kullanılmaktadır. Kaymaya karşı zemin davranışında doğrusal olmayan seviye sekant kayma modülünde (G) şekil değiştirmeye bağlı azalmaya yol açar. G genellikle G_{maks} ile normalize edilir. Elastik sınırlar içerisindeki kayma modülü, genellikle %10⁻⁴ kadar düşük şekil değiştirme seviyelerine karşılık gelir (Yılmaz ve Zehtab, 2014). Dinamik üç eksenli deney aleti kullanılarak doğal ince daneli zeminlerin kayma modülü ve sönüm oranının birim kaymaya bağlı değişimleri Okur ve Ansal (2007) tarafından elde edilmiştir. Bu çalışmada ise Adapazarı zeminlerinin elastisite modülü ve kayma modülü değerleri dinamik üç eksenli deney aleti kullanılarak belirlenmiştir. Dinamik üç eksenli deney sisteminde kayma modülü (G) direk olarak belirlenemediğinden ilk olarak dinamik elastisite modülü belirlenmiştir.

2. NUMUNE HAZIRLANMASI VE DENEYLERİN YAPILMASI

2.1. Numune Hazırlama

Zeminlerin dinamik özellikleri, endeks özellikleri, gerilme koşulları, zemin yapısı, sismik geçmiş gibi birçok faktörden etkilenmektedir. Bu nedenle arazideki zeminin tekrarlı yükler etkisi altındaki davranışını doğru olarak tespit etmek için araziden örselenmemiş zemin numuneleri alınmalıdır. Adapazarı kent merkezinde yapılmış olan sondajlar sırasında alınmış shelby tüpleri planya aletinde boyuna doğrultuda yarma yöntemiyle numuneler çıkartılmış ve traşlama yöntemi ile 50 mm çapında 100 mm yüksekliğinde numuneler hazırlanmıştır.

2.2. Deneylerin Yapılması

Traşlanarak hazırlanan numuneler İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Zemin Dinamiği Laboratuarında mevcut olan dinamik üç eksenli basınç deney aletinde hücreye yerleştirildikten sonra 30 kN/m²'lik basınca eşit vakum üst drenaj kanalından uygulanmıştır. Bu işlemden sonra çevre basıncı kademeli olarak artırılırken vakumda aynı kademede azaltılarak çevre basıncı 30 kN/m² ye vakum ise sıfıra indirilmiştir. 30 kN/m²'lik izotropik basınç altında numuneden su geçirilmiştir. Numunenin doygunluğunu sağlamak için ters basınç 200 kN/m²'ye, çevre basıncı ise 230 kN/m²'ye getirilmiştir. Numune bu gerilme şartları altında uzun süre bekletilerek doygunluğu kontrol edilip % 95 üzerinde doygunluk sağlandıktan sonra ters basınç 200 kN/m², çevre basıncı 300 kN/m² yapılarak 100 kN/m²'lik efektif izotropik çevre gerilmesi altında konsolide edilmiştir.

Bu çalışmada en büyük elastisite modülü (E) belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde $\sigma_c = 100$ kPa konsolidasyon basıncı altında konsolide edilen numunelere boşluk suyu basıncı oluşmayacak şekilde çok küçük tekrarlı yükler uygulanmıştır. Çok küçük dinamik yükler altında numunede meydana gelen eksenel birim deformasyonlar çok küçük deformasyon algılayıcıları (10⁻⁵-10⁻⁶ seviyelerinde) olan hassas deformasyon ölçer aracılığıyla ölçülerek en büyük elastisite modülleri hesaplanmıştır. Elastisite modülleri elastik bölge olarak tanımlanan ($\epsilon \le 10^{-6}$) bölgede elastisite teorisi kullanılarak belirlenmiştir.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$
(1)

Burada $\Delta \sigma$ deviatör gerilmedeki değişim, $\Delta \varepsilon$ eksenel küçük boy değişimlerindeki değişimi göstermektedir.

Adapazarı zeminlerinin elastisite modülü ve kayma modülü değerleri dinamik üç eksenli deney aleti kullanılarak belirlenmiştir. Dinamik üç eksenli deney sisteminde kayma modülü (G) direk olarak belirlenemediğinden bazı dönüşümler yapılarak dolaylı olarak kayma modülü belirlenmiştir. Bu kapsamda ilk olarak en büyük elastisite modülü (E) belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde σ_c '=100 kPa konsolidasyon basıncı altında konsolide edilen numunelere f = 0.1 Hz frekansında boşluk suyu basıncı oluşmayacak şekilde çok küçük tekrarlı yükler uygulanmıştır. Çok küçük dinamik yükler altında numunede meydana gelen eksenel birim deformasyonlar çok küçük deformasyon algılayıcıları (10⁻⁵-10⁻⁶ seviyelerinde) olan hassas deformasyon ölçer aracılığıyla ölçülerek en büyük elastisite modülleri hesaplanmıştır. Elastisite modülleri elastik bölge olarak tanımlanan ($\epsilon \le 10^{-6}$) bölgede elastisite teorisi kullanılarak belirlenmiştir. Dinamik üç eksenli deneyinden elde edilen eksenel birim deformasyonlar (ϵ) doygun ve drenajsız şartlar için (v=0.5) literatürde mevcut olan formül yardımı ile birim kayma deformasyonuna (γ) dönüştürülerek kullanılmıştır.

3. DENEY SONUÇLARI

Elastisite modülünü belirlemek için kullanılan deviatör gerilme ile eksenel birim deformasyon arasındaki grafik plastik olmayan (NP) zemin için Şekil 1'de, yüksek plastisiteli (I_P =%29) zemin için ise Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 1. Plastik Olmayan Zeminin En Büyük Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Elastisite modülü denklem (1) kullanılarak belirlenmiştir. Elastisite modülü plastik olmayan zemin için 150 Mpa, plastik zemin için 95 Mpa olarak belirlenmiştir (Şekil 1 ve 2). En büyük elastisite modülü Şekil 1 ve 2'de verilen numuneler için yapılana benzer şekilde diğer zemin numuneleri içinde hesaplanmış olup Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 2. I_P=%29 Olan Zeminin En Büyük Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Deney No	Sondaj No	İnce Dane Oranı	Deney Sonu γ _k	Ip	Zemin Cinsi	E _{maks}
-	-	%	kN/m ³	%	-	MPa
T4-1	SK2	1.0	15.76	NP	SP	485
T5-1	SK1	99	17.55	40	СН	90
T5-2	SK1	98	18.42	16	CL	179
T5-3	SK1	98	17.20	40	СН	375
T6-1	SK2	89	17.63	NP	ML	150
T6-2	SK2	97	18.32	16	CL	-
T6-3	SK2	95	16.79	39	СН	-
T6-4	SK2	99	17.76	20	CL	55
T7-1	SK6	99	17.79	19	CL	284
T7-2	SK6	86	17.15	NP	ML	126
T9-1	SK8	98	16.67	40	СН	174
T9-2	SK8	74	18.96	7	CL-ML	173
T9-3	SK8	99	18.07	29	CL	95
T10-1	SK9	100	17.91	23	CL	101
T11-1	SK1	100	17.76	44	СН	90
T11-2	SK1	100	17.83	30	СН	244
T12-1	SK3	98	13.71	16	CL	206
T12-2	SK3	95	12.66	15	CL	160

Tablo 1. Deney Numunelerinin Elastisite Modülleri

4. ELASTİSİTE MODÜLÜNÜN EKSENEL BİRİM DEFORMASYONA BAĞLI DEĞİŞİMİ

Elastik sınırlar içerisinde kalacak şekilde ($\varepsilon = 10^{-5} - 10^{-6}$) çok küçük tekrarlı yükleme yapıldıktan sonra bütün gerilme ve drenaj koşulları değiştirilmeden aynı numune üzerinde N=20 çevrime kadar farklı dinamik yük seviyelerinde deneyler yapılmıştır. N=20 çevrime kadar yapılan tekrarlı yükleme boyunca ($\varepsilon \ge 0.1$) elastisite modülleri hesaplanmıştır. Başlangıç ve son kısımlarda yapılan deneylerle belirlenen elastisite modüllerinin eksenel birim deformasyona bağlı değişimine ait eğrinin tamamlanması için ara bölgeye ait kısım uygun şekilde (kesikli çizgi) birleştirilmiş olup Şekil 3'te gösterilmiştir.

Şekil 3'te zeminlerin aşırı konsolide olması, doygunluk derecesi ve kıvamına bağlı olarak bazı farklılıklar gösteren zemin numuneleri olmasına rağmen genel eğilim plastisitesi en düşük olan zeminler en düşük elastisite modülünü vermiş ve plastisite indisi arttıkça elastisite modülü de artmıştır.



Şekil 3. Elastisite Modülünün Eksenel Birim Deformasyona Bağlı Değişimi

5. ZEMİNLERİN KAYMA MODÜLÜ

Dinamik üç eksenli sistemde direk olarak kayma modülü (G) belirlenemediğinden bazı dönüşümler yapılarak dolaylı olarak kayma modülü belirlenmiştir. Kullanılan denklemler aşağıda verilmiştir.

$$G = \frac{E}{2^*(1+\nu)}$$
(2)

Burada E elastisite modülü, v poisson oranıdır. Dinamik üç eksenli deneyinden elde edilen eksenel birim deformasyonlar (ϵ) drenajsız şartlar için (v=0.5) (3) numaralı bağıntıyla birim

kayma deformasyonuna (γ) dönüştürülerek kullanılır (Ladd ve diğ., 1985; Boulanger ve diğ., 1998; Bilge ve Çetin, 2006). Poisson oranı doygun drenajsız numuneler için 0.5 olarak alınabilir (Rollins ve diğ., 1998).

$$\pm \gamma = \pm \varepsilon * (1 + \nu) = \frac{\Delta L_{pp}}{2H_c} * (1 + \nu) = \pm 1.5\varepsilon$$
(3)

 ε =eksenel şekil değiştirme, γ =birim kayma şekil değiştirme genliği, ΔL_{pp} = bir yükleme çevriminde pikten pike ölçülen eksenel deformasyon, H_c= konsolidasyon sonrası numunenin yüksekliği, v=poisson oranıdır. Bu kapsamda bu çalışmada kullanılan deney numunelerine ait kayma modülü oranının (G/G_{maks}) birim kaymaya bağlı değişimi Şekil 4'de gösterilmiştir.

Bu grafikte de kayma modülü azalımının belirlenmesi için deney yapılmadığından başı ve sonu belli olan eğrinin ara kısmı uygun şekilde birleştirilmiştir. Şekilde 4'de verilen eğrilerin en altında plastik olmayan zemin en üst kısmında ise yüksek plastisiteli (I_P =40) olan zemin yer almaktadır.



Şekil 4. Deney Numunelerine Ait Kayma Modülü Oranının Birim Kaymaya Bağlı Değişimi

Şekil 5 ve Şekil 6'da ise bu çalışmada kayma modülü hesaplanan zeminlerden fiziksel özellikleri literatürdeki diğer çalışmalarla (Vucetic ve Dobry, 1991; Seed ve Idriss, 1970; Okur ve Ansal (2007) ve Ishibashi ve Zhang, 1993) ile benzer olan numunelere ait azalım ilişkileri birlikte gösterilmiştir.



Şekil 5. Plastik Olmayan Zeminin (NP) G/G_{maks}-γ İlişkisi



Şekil 6. Yüksek Plastisiteli Zeminin (I_P=27-30) G/G_{maks}-γ İlişkisi

Bu grafiklerden görüleceği üzere hem plastik olmayan (NP) hem de plastisite indisi (IP) yaklaşık 30 olan zeminlerin kayma modülü azalım ilişkisi eğrilerinin literatür çalışmaları ile uyumlu olduğu görülmektedir.

6. SONUÇLAR

Çok küçük deformasyon seviyelerindeki en büyük elastisite modülleri belirlenmiştir. Daha sonra N=20 çevrim sayısına kadar yapılan tekrarlı yükleme aşamasında artan çevrim sayısıyla birlikte numunede rijitlik azalmıştır. Plastik bölgede numunede meydana gelen elastisite

modülleri de hesaplanarak, bu değerlerden kayma modüllerine geçiş yapılmış ve kayma modülü oranının (G/G_{maks}) birim kaymaya bağlı (γ) değişimi elde edilmiştir. Elastisite modülünün ölçülmediği kısımlar uygun şekilde (kesikli çizgi) birleştirilmiştir. Elde edilen bu grafikte en düşük kayma modülü plastik olmayan zeminlere, en yüksek kayma modülü ise plastisite indisi IP=%40 olan zeminlere aittir. Ayrıca, hem plastik olmayan (NP) hem de plastisite indisi (IP) yaklaşık 30 olan zeminlerin kayma modülü azalım ilişkisi eğrilerinin literatür çalışmaları ile uyumlu olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Yılmaz, M. T. ve Zehtab, K. H., "A Practical Method for Utilization of Commercial Cyclic Testing Apparatuses for Computation of Site Response in Central Adapazari", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 63, pp. 203-216, 2014.
- [2] Okur, D. V. ve Ansal, A., "Stiffness Degradation of Natural Fine Grained Soils During Cyclic Loading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27, pp. 843-854, 2007.
- [3] Ladd, R. S. ve Dutko, P., "Small Strain Measurements Using Triaxial Apparatus", Proceedings of the Session on Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, Ed. Khosla, V., ASCE Annual Convention, , October 1985, 148-165, Detroit.
- [4] Boulanger, R. W., Meyers, M. W., Mejia, L. H., Idriss, I. M., "Behavior of a Fine-Grained Soil During The Loma Prieta Earthquake", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp.146-158, 1998.
- [5] Bilge, H. T. ve Cetin, K. O., "Probabilistic Models for The Assessment of Cyclic Soil Deformations", Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, April 18-22, 2006, San Francisco, California, USA.
- [6] Rollins, M. K., Evans, D. M., Diehl, B. N. and Daily III, W. D., "Shear Modulus And Damping Relationships for Gravels", Geotech. Geoenviron. Eng., pp. 396–405, 1998.
- [7] Vucetic, M. ve Dobry, R., "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 1117(1), pp. 89-107, 1991.
- [8] Seed, H. B. ve Idriss, I. M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Rep. No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Res. Ctr., Univ. of California, 1970, Berkeley, California.
- [9] Ishibashi, I. ve Zhang, X., "Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay", Soils and Foundations, Vol. 33(1), pp.182-191, 1993.

KURU KUM NUMUNELERİN SİSMİK SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DİNAMİK BASİT KESME DENEYİNDEN BELİRLENMESİ

DETERMINING THE SEISMIC LIQUEFACTION POTENTIAL OF DRY SAND SPECIMENS FROM CYCLIC SIMPLE SHEAR TESTS

M. Murat MONKUL *¹ Şenay YENİGÜN² Ece ESELLER-BAYAT³

ABSTRACT

When sands are considered it is not possible to take undisturbed samples (except very special and expensive methods such as ground freezing), hence specimens are deposited with different techniques in the laboratory and need to be saturated before they could be tested. The mentioned specimen preparation process requires a quite challenging working period, besides it is very time consuming. Mistakes, either due to lack of experience and time, that are made through specimen preparation process could affect the test results considerably. In the first part of this study, determination of the liquefaction resistance from dry sand specimens is explained in order to simplify the mentioned challenging specimen preparation process. Fully dry specimens of Sile Sand, which were deposited by dry funnel deposition, were subjected to drained constant volume cyclic simple shear loading. Calculation of equivalent excess pore water pressures for dry specimens is explained based on the constant volume control mechanism of the simple shear testing. In the second part of the study, liquefaction behavior of the clean Sile Sand was investigated at different relative densities (D_r) and cyclic stress ratios (CSR= τ_{cvc}/σ'_{vc}) via dry specimens. Consequently, it was shown that liquefaction resistance of clean sands can be obtained by using dry specimens with constant volume cyclic simple shear tests.

Key words: cyclic simple shear tests, sand, liquefaction, relative density, CSR

ÖZET

Kumlu zeminler sözkonusu olduğunda zemin dondurma gibi özel ve pahalı yöntemlerin dışında araziden örselenmemiş numune alınamamakta, dolayısıyla deney numuneleri, çeşitli yöntemlerle laboratuvar ortamında oluşturulup doygun hale getirildikten sonra test edilebilmektedir. Sözkonusu numune hazırlama aşaması, oldukça zahmetli ve titiz bir çalışma sürecini gerektirmenin yanısıra uzun vakitler alabilmektedir. Numune hazırlanması esnasında gerek zaman, gerekse tecrübe eksikliğinden kaynaklanan hatalar deney sonuçlarını önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Bu çalışmanın ilk kısmında, yukarıda bahsedilen zahmetli süreci birazdaha kolaylaştırmak adına kuru kum numunelerinden nasıl sıvılaşma direnci belirleneceği açıklamalı olarak tartışılmıştır. Tamamen kuru olarak huni depozüsyon yöntemiyle hazırlanan temiz Şile Kumu numuneleri drenajlı durumda sabit hacim kontrollü

^{*&}lt;sup>1</sup> Doç. Dr., Yeditepe Üniversitesi, İstanbul, TÜRKİYE, murat.monkul@yeditepe.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)
² Araştırma Görevlisi, Yeditepe Üniversitesi, İstanbul, TÜRKİYE

Öğretim Görevlisi, Doğuş Üniversitesi, İstanbul, TÜRKİYE, syenigun@dogus.edu.tr

³ Yard. Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, TÜRKİYE, ebayat@itu.edu.tr

olarak tekrarlı basit kesme yüklerine maruz bırakılmışlardır. Kuru numuneler için nasıl eşdeğer aşırı boşluk suyu basıncı hesaplanacağı, sabit hacim kontrollü basit kesme deney mekanizması anlatılarak açıklanmıştır. Çalışmanın ikinci kısmında temiz Şile Kumunun sıvılaşma davranışı, çeşitli göreceli sıkılık (D_r) ve farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranlarında (CSR= τ_{cyc}/σ'_{vc}) tamamen kuru numuneler kullanılarak incelenmiştir. Sonuç olarak temiz kumların sıvılaşma dirençlerinin kuru numuneler vasıtasıyla sabit hacim kontrollü dinamik basit kesme deneylerinden elde edilebileceği uygulamalı olarak gösterilmiştir.

Anahtar kelimeler: dinamik basit kesme deneyi, kum, sıvılaşma, göreceli sıkılık, CSR

1. GİRİŞ

Basit Kesme Deneyinde zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışları statik veya dinamik yükler altında incelenebilir. Ülkemizde basit kesme deneyi üniversiteler, kamu kuruluşları ve özel sektörün Zemin Mekaniği Laboratuvarlarında direk kesme ve üç eksenli basınç deneyleri kadar yaygın olarak kullanılmamakla beraber, basit kesme deneyinin bahsedilen diğer deneylere nazaran çeşitli avantajlar barındırdığı birçok araştırmacı tarafından kabul edilmektedir. Basit kesme deneyi esnasında meydana gelen deformasyonların direk kesme deneyine göre daha muntazam olduğu veya depremler esnasındaki yükleme koşullarının dinamik üç eksenli deneyine göre daha gerçekçi temsil edildiği şeklinde örnekler sıralanabilir [1-3]. Bundan ötürü, basit kesme deneyi zeminlerin dinamik davranışının incelenmesinde ve kumlu zeminlerin sıvılaşma dirençlerinin belirlenmesinde de kullanılmaktadır.

Projelerin geoteknik tasarımında, kumlu zeminler sözkonusu olduğunda sıvılaşma direnci belirlenmesi pratikte çeşitli arazi deney sonuçlarına dayanarak yapılmaktadır. Ancak dinamik zemin parametrelerinin hassas bir şekilde belirlenmesi veya çeşitli faktörlerin (ince dane oranı [FC] ve plastisitesi, dane dağılımı, göreceli sıkılık [D_r], gerilme durumu vs.) dinamik zemin davranışına etkisi araştırılmak istendiğinde laboratuvar deneyleri yeri dolduralamaz bir şekilde öne çıkmaktadır. Bunun en önemli sebebi, yukarıda bahsedilen faktörlerin laboratuvar ortamında drenaj koşulları ve yükleme koşulları da dahil olmak üzere hassas bir şekilde kontrol edilebilmesidir. Bu yüzdendir ki, büyük ve önemli projelerde geoteknik tasarımın iyi dengelenmiş bir arazi ve laboratuvar deney programına dayanması gerekmektedir. Ülkemizde de laboratuvar deneylerine dayanan sıvılaşma çalışmaları 1980'li yıllardan beri yapılmaktadır [4].

Kumlu zeminlerin yukarıda bahsedilen kapsamda laboratuvar ortamında test edilebilmesi için normal şartlarda (bazı özel ve pahalı yöntemlerin dışında) araziden örselenmemiş numune alınamamakta, dolayısıyla deney numuneleri, çeşitli yöntemlerle laboratuvar ortamında hazırlandıktan sonra test edilebilmektedir. Sözkonusu numune hazırlama aşaması, oldukça zahmetli ve titiz bir çalışma süreci gerektiren iki ana kısımdan oluşmaktadır: 1) kum numunelerinin çeşitli yönetemlerle oluşturulması (ör. kuru huni, ıslak yağmurlama, nemli tokmaklama vs.), 2) oluşturulan kum numunelerinin arazi şartlarına uygun olarak doygun hale getirilmesi. Bahsedilen her iki ana kısımda oldukça uzun vakitler almaktadır. Örneğin Monkul ve Yamamuro [5] siltli kumların sıvılaşmasını inceledikleri çalışmalarında kuru huni tekniğini kullanmış, üç eksenli numuneler oluşturulduktan sonra içerisinden CO_2 ve havası alınmış su geçirmek suretiyle gerçekleştirilen doyurma işleminin her bir numune için yaklaşık 19 saat sürdüğünü belirtmişlerdir. Benzer şekilde Hazırbaba [6], dinamik basit kesme deneyi için ıslak tokmaklama yöntemiyle oluşturduğu siltli kum numunelerin kabul edilebilir bir doygunluğa ulaşabilmesi için 48 saate yaklaşan geri basınç uygulamasına maruz bırakıldığından bahsetmiştir. Heriki örnekte bahsedilen uzun sürelerin sadece doyurma süreci için geçerli olduğu, numune oluşturma süreleri eklendiğinde daha da uzayacağı unutulmamalıdır.

Bütün bunların yanında, numune hazırlanması esnasında gerek zaman, gerekse tecrübe eksikliğinden kaynaklanan hatalar deney sonuçlarını önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Bu bildirinin ilk kısmında, yukarıda bahsedilen zahmetli süreci daha kolay hale getirebilmek adına kuru kum numunelerinden nasıl sıvılaşma direnci belirleneceği açıklamalı olarak tartışılmıştır. Tamamen kuru olarak huni depozüsyon yöntemiyle hazırlanan temiz Şile Kumu numuneleri 50kPa düşey gerilme altında konsolide edildikten sonra yine kuru şekilde drenajlı durumda sabit hacim kontrollü olarak tekrarlı basit kesme yüklerine maruz bırakılmışlardır. Numunelerin, suya doygun şekilde drenajsız durumda tekrarlı yüklenmesi sonucunda ortaya çıkacak aşırı boşluk suyu basıncına karşılık gelen "eşdeğer aşırı boşluk suyu basıncının" nasıl hesaplanacağı, sabit hacim kontrollü basit kesme deney mekanizması anlatılarak açıklanmıştır.

Çalışmanın ikinci kısmında temiz Şile Kumunun sıvılaşma davranışı, çeşitli göreceli sıkılık (D_r) ve farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranlarında $(CSR=\tau_{cyc}/\sigma'_{vc})$ tamamen kuru numuneler kullanılarak incelenmiştir. Numuneler, çevrimsel kayma gerilmesi oranları 0.08, 0.1 ve 0.12 olacak şekilde üç farklı durumda dinamik basit kesme yüklemesine maruz bırakılmış ve her çevrimsel kayma gerilmesi oranında en az beş farklı göreceli sıkılıkta hazırlanan numuneler test edilmiştir. Temiz Şile Kumunun göreceli sıkılığı ile sıvılaşma için gereken çevirim sayısı (N_L) arasındaki ilişki incelenmiştir. Bunun yanında numunelerin 15 çevrimde sıvılaştığı kayma gerilmesi oranına tekabül eden çevrimsel direnç oranı (CRR) ile göreceli sıkılığın ilişkisi de ortaya konulmuştur.

2. SABİT HACİM KONTROLLÜ BASİT KESME DENEYİ

Basit kesme deneyi 1950'li yılların ilk yarısında Birleşik Krallık [7] ve İsveç'te [8] ortaya cıkmıs. daha ziyade killi zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını incelemede kullanılmıştır. 60'lı yılların sonlarından intibaren ise kumların dinamik yükler altında sıvılaşma çalışmalarında kullanılmaya başlanmıştır [1,9,10]. Numuneler telle güçlendirilmiş veya sürtünmesiz teflon kaplama ringler ile çevrelenmiş bir membranın içerisinde anizotropik olarak konsolide edilir (Şekil 1a). Basit kesme aşamasında ise su çıkış durumu drenajlı ve drenajsız olacak sekilde kontrol edilebilir. Modern basit kesme cihazlarında drenajsız durumu temsil etmek için iki alternatif işleyiş kullanılmaktadır. Bunlardan ilki, aynı drenajsız üç eksenli kesme deneyinde olduğu gibi vanalar yardımıyla numuneye kesme aşamasında su giriş çıkışının tamamen engellenmesidir. İkincisi ise, kesme aşamasında herhangi bir vana kullanılmadan drenajın tamamen serbest bırakılması fakat bu esnada numune üzerindeki düşey gerilmeyi bilgisayar kontrollü olarak artırıp-azaltarak numune hacminin kesme boyunca sabit kalmasının sağlanmasıdır. Dyvik ve diğ. [11] normal konsolide Drammen kili ile gerçekleştirdikleri statik basit kesme deneyleri sonucunda her iki alternatifin de (drenajsız ve sabit hacim kontrollü) aynı gerilme-deformasyon davranışını sağladığını göstermişlerdir.

Geoteknik mühendislerinin ve araştırmacıların laboratuvar ortamında gerçek anlamda drenajsız deney yapmak istemelerinin geleneksel olarak bir çok haklı sebebi vardır. Örneğin, üç eksenli basınç deneylerinden aşina olunduğu üzere Skempton'un B parametresini hesaplayabilmek, doygunluk derecesini artırmak ve/veya özellikle genleşen zeminlerde kesme aşamasında kavitasyon oluşmasını engellemek maksadıyla geri basınç kullanabilmek için
numune üzerinde mutlaka gerçek anlamda drenajsız bir durumun sağlanması gerekir. Benzer ilkeler basit kesme deneyi için de geçerlidir.

Bütün bunlar ortadayken, drenajı kontrol etmediğimiz ve hatta bu yüzden boşluk suyu başınc ölçerlerin bile bulunmadığı sabit hacim kontrollü basit kesme deneyleri nasıl olmaktadır da drenajsız basit kesme deneyleriyle aynı sonucu vermektedir? Boşluk suyu basınç ölçerlerinin dahi bulunmadığı bir deney mekanizmasında nasıl olurda kumların sıvılaşma direncini belirleyebiliriz? Bütün bu süphe uyandıran soruların cevabı, sözkonusu deneyin mekanizmasını anlayınca aydınlanmaktadır. Bjerrum ve Landva [12]'nın 1966'da belirttiği, Dyvik ve diğ. [11]'nin 1987'de ispatladığı üzere sabit hacim kontrolü için gereken düsev gerilme değişimi, drenajsız bir deneydeki aşırı boşluk suyu basıncına eşittir: $\Delta \sigma_v = -\Delta u$. Buradaki eksi işareti aralarında ters bir orantı olduğunu göstermektedir. Örneğin Şekil 1b'de gösterildiği üzere normalde klasik drenajlı durumda olsaydı kesik çizgilerle belirtildiği gibi genlesmeye calısacak olan bir kum numunesine, sabit hacim kontrollü deney sistemi genleşmeyi engelleyecek şekilde bir düşey gerilme artışı uygulamakta ($\Delta \sigma_v$) ve bu gerilme artışı, eşdeğer bir drenajsız deneydeki negatif aşırı boşluk suyu basıncı değişimine tekabül etmektedir. Hacimsel sıkışma eğiliminin olduğu durumlarda ise tam tersi bir tepki beklenmelidir (düşey gerilme azalışının, pozitif aşırı boşluk suyu basıncı değişimine eşit olması). Böylelikle kesme aşaması boyunca numune üzerindeki düşey gerilme kontrol edilerek konsolidasyon sonrası ulaşılan boy (H_c) ve dolayısıyla numune hacmi sabit tutulur (Şekil 1b).



Şekil 1. Sabit hacim kontrollü basit kesme deneyi a) konsolidasyon, b) kesme aşamaları

Sabit hacim kontrollü basit kesme deneyinin Şekil 1'de açıklanan mekanizması önemli bir avantajı barındırmaktadır. Drenajı serbest bırakıyorsak, boşluk suyu basıncını ise düşey gerilme değişiminden hesaplayabiliyorsak, deney sırasında boşluk suyuna ihtiyacımız var mı sorusunu sorabiliriz. Eğer yoksa, sıvılaşma davranışını incelemek istediğimiz bir kumu kuru olarak da test edebilir miyiz diye düşünebiliriz. Bu fikir ilk etapta garip gibi gözükse de, Finn ve Vaid [9] Ottawa kumu ile yaptıkları çalışmada bunun mümkün olduğunu raporlamışlardır. Daha sonra Monkul ve diğ. [13] sistematik bir çalışmayla temiz, siltli ve killi kumlar için doygun ve kuru numuneleri sabit hacim kontrollü dinamik basit kesme deneyleri ile kıyaslamış ve sıvılaşma direncinin temiz ve siltli kumlar için tamamen kuru numuneler ile de belirlenebileceğini, ancak killi kumlar için bunun mümkün olmadığını göstermişlerdir. Verilen bilgiler ve açıklanan deney mekanizması ışığında bu çalışmanın kalan kısmındaki bütün sıvılaşma deneyleri kuru kum ile gerçekleştirilmiştir.

3. KULLANILAN ZEMİN VE DENEYSEL PROGRAM

Deneysel programda dane dağılımı Şekil 2'de gösterilmiş olan Şile Kumu 20/55 kullanılmıştır. Sözkonusu kumun ortalama dane boyutu (D_{50}) 0.465mm, üniformluk katsayısı (C_U) 2.79, eğrilik katsayısı (C_c) 1.08 olup Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına göre kötü derecelenmiş temiz kumdur (SP). Yapılan özgül ağırlık deneyleri sonucunda Şile Kumunun özgül ağırlığı (G_s) 2.65 olarak bulunmuştur. Şile Kumu 20/55'in maksimum (e_{maks}) ve minimum (e_{min}) boşluk oranları sırasıyla 0.784 ve 0.482 olarak elde edilmiştir.



Şekil 2. Şile Kumu 20/55'in dane çapı dağılım eğrisi

Dinamik basit kesme deneyleri Yeditepe Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarındaki NGI tipi ve sabit hacim kontrollü bir cihaz ile gerçekleştirilmiştir. Kum numuneleri kuru huni yöntemi [13] ile hazırlanmış olup, oluşan numuneler yaklaşık 20mm yüksekliğinde ve 64mm çapındadır. Basit kesme hücresi için özel tasarlanmış alüminyum huni numune düşey ekseni boyunca 15-150 saniye arasında çeşitli hızlarda çekilerek farklı göreceli sıkılıkta (D_r) numuneler elde edilmiştir. Huni çekiş hızının yavaşlaması D_r'yi azaltıcı yönde etki etmiş olup, çalışmanın ileriki kısımlarında da görüleceği üzere elde edilen göreceli sıkılıklar %20 \leq D_r \leq %47 aralığında olup terminolojik olarak gevşek ila orta sıkı kum aralığına denk düşmektedir.

Numuneler depozit edildikten sonra 50 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmişlerdir (σ_{vc} = 50 kPa). Basit kesme aşamasında ise herbiri 0.1 Hz frekansında olacak şekilde üç farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranına denk gelecek (CSR=0.08, 0.1 ve 0.12) sinüs formunda tekrarlı kayma gerilmelerine maruz bırakılmışlardır. Bu çalışma kapsamında toplam 23 adet dinamik basit kesme deneyi gerçekleştirilmiş olup, eşdeğer aşırı boşluk suyu basıncının düşey konsolidasyon gerilmesine eşit olduğu durumda numunelerin sıvılaşmasının gerçekleştiği kabul edilmiştir ($\Delta u = \sigma_{vc} = 50$ kPa).

4. KURU ŞİLE KUMU 20/55'İN SIVILAŞMA DAVRANIŞI VE ÇEŞİTLİ PARAMETRELERİN ETKİSİ

Numunelerinin sıvılaşması için gereken çevirim sayısının (N_L) göreceli sıkılık ile değişimi farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranları (CSR) için Şekil 3'te gösterilmiştir. Beklenildiği üzere her üç CSR değeri için de kumun sıvılaşma direnci göreceli sıkılık yükseldikçe artmıştır. Benzer şekilde her üç CSR değeri için de N_L ile D_r arasında üstel (eksponansiyel) bir ilişki olduğu Şekil 3'te açıkça gözükmektedir.



oranlarında göreceli sıkılık ile değişimi.

Sabit bir göreceli sıkılık değeri referans alındığında ise sıvılaşma direncinin çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile değişimi Şekil 4'te üç farklı göreceli sıkılık değeri için ($D_r = \%20, \%30$ ve %40) gösterilmiştir. Şekil 4'te Şile Kumu 20/55'in sıvılaşma davranışına dair çeşitli eğilimler gözlenebilir. Bunlardan ilki literatürde de iyi bilindiği üzere sıvılaşma direncinin, düşen çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile beraber artmasıdır.



Şekil 4. Çeşitli sabit göreceli sıkılıklarda Şile Kumu 20/55'in sıvılaşma direncinin çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile değişimi.

Şekil 4 dikkatli incelendiğinde farklı D_r değerleri için çizilmiş olan sıvılaşma direnci eğrilerinin CSR düştükçe birbirlerine yaklaştıkları görülecektir. Ancak bu gözlemden göreceli sıkılığın, sıvılaşma direncine etkisinin CSR düştükçe azaldığı sonucu çıkarılmamalıdır, çünkü Şekil 4'te N_L ekseni logaritmiktir. Daha doğru bir yorum yapabilmek için, göreceli sıkılıktaki değişimin (ΔD_r) sıvılaşma için gereken çevrim sayısındaki artışa etkisi (ΔN_L) Şekil 5'te çizdirilmiştir. Şekil 5'te açıkça gösterildiği üzere göreceli sıkılıktaki değişimin kumun sıvılaşma direncine etkisi CSR düştükçe artmaktadır. Bu eğilim, sahadaki davranış açısından düşünüldüğünde örneğin zemin iyileştirilmesi ile göreceli sıkılığı ΔD_r miktarında artırılmış bir kum tabakasının sıvılaşma direncindeki artış sahaya etki edecek deprem yükü küçüldükçe daha belirgin hale gelecektir. Bu çalışmada temiz kumun sıvılaşma davranışının incelendiği hatırlanmalı, Şekil 5'te gözlemlenen eğilimin belirginliğinin siltli/killi kumlar için daha farklı olabileceği unutulmamalıdır.



Şekil 5. Göreceli sıkılıktaki değişimin (ΔD_r) sıvılaşma için gereken çevrim sayısındaki artışa(ΔN_L) etkisinin çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile değişimi.

Seed ve arkadaşlarının arazideki düzensiz güçlü yer hareketlerini laboratuvar deneylerinde uygulanan muntazam (örneğim üniform sinüs dalgası şeklinde) kayma gerilmelerine adapte etmek için yaptıkları çalışma gözönüne alınarak moment büyüklüğü 7.5 olan bir depremin laboratuvar ortamında yaklaşık 15 çevirimlik muntazam kayma gerilmesine denk düştüğü varsayılabilir. Şekil 4'te sıvılaşmanın 15 çevirimde gerçekleştiği hat kesikli çizgilerle gösterilmiştir (N_L =15 çizgisi). Numunelerin 15 çevirimde sıvılaştığı kayma gerilmesi oranı, çevrimsel direnç oranı (CRR) olarak adlandırılırdığı takdirde, Şile Kumu 50/55'in çevrimsel direnç oranının göreceli sıkılık ile değişimi Şekil 6'da gösterilmiştir. Şekil 6'da verilen denklemde de açıkça görüleceği üzere Şile Kumu 20/55'in çevrimsel direnç oranı ile göreceli sıkılık arasında üstel bir ilişki bulunmaktadır.



Şekil 6. Şile Kumu 20/55'in çevrimsel direnç oranının (CRR_[NL=15]) göreceli sıkılık ile değişimi.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Kumların davranışını laboratuvar deneyleri ile incelemek gerek araştırma yapmak amacıyla, gerek bünye modellerinin kalibrasyonunu yapmak için, gerekse önemli projelerin zemin etüdü programlarında arazi deneylerini tamamlayıcı olması açısından önem arzetmektedir. Laboratuvar numunelerinin oluşturulması, alınacak sonuçların sağlıklı olması açısından oldukça zahmetli ve titiz bir süreç gerektirmektedir. Örneğin, kumların sıvılaşması incelenecekse numuneler dikkatli bir şekilde oluşturulduktan sonra (ör. kuru huni, kuru yağmurlama, nemli tokmaklama yöntemleri) veya bazen oluşturulma aşamasında (ıslak yağmurlama, bulamaç çökelmesi yöntemleri) arazi şartlarına uygun olarak doygun hale getirilmesi gerekmektedir. Numune hazırlama aşamasında gerek zaman, gerekse tecrübe eksikliğinden kaynaklanan hatalar deney sonuçlarını önemli ölçüde etkileyebilmektedir.

Bu çalışmada açıklandığı üzere, kumların sıvılaşma direnci hacim kontrollü dinamik basit kesme deneyi kullanılarak tamamen kuru numunelerden belirlenebilmektedir. Dolayısıyla bazen saatler sürebilen doyurma aşaması ve yeterli doygunluğa ulaşılamamasından kaynaklanan hatalar ve deney tekrarlamaları ortadan kaldırılarak numune hazırlama aşamasında önemli bir rahatlama sağlanabilir. Ortamda boşluk suyu olmadan, sıvılaşma davranışı incelemek ilk duyulduğunda şaşırtıcı gelebilir, ancak bilgisayar kontrollü sabit hacimde gerçekleştirilen dinamik basit kesme deneyi esnasında numune hacminin sabit kalması için gereken düşey gerilme değişimi, eşdeğer drenajsız bir deneydeki aşırı boşluk suyu basıncına eşittir: $\Delta \sigma_v = -\Delta u$. Bu prensipten yola çıkıldığında kum numuneleri tamamen dinamik yükler altında eşdeğer kuru da olsa. aşırı boşluk suyu basınçları hesaplanabilmektedir.

Çalışmanın ikinci kısmında temiz bir kum olan Şile Kumu 20/55'in sıvılaşma davranışı tamamen kuru numuneler kullanılarak yapılan 23 adet dinamik basit kesme deneyi ile üç farklı çevrimsel kayma gerilmesi oranında (CSR=0.08, 0.1 ve 0.12) incelenmiştir. Deney sonuçlarına göre aşağıdaki bulgular elde edilmiştir:

- 1) Her üç CSR değeri için de sıvılaşma için gereken çevirim sayısı (N_L) ile göreceli sıkılık (D_r) arasında üstel bir ilişki olduğu gözlemlenmiştir (Şekil 3).
- 2) Sabit bir göreceli sıkılık değeri referans alındığında (ör. $D_r = \%20, \%30$ ve %40) literatürde de iyi bilindiği üzere sıvılaşma direncinin, düşen çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile beraber arttığı gözlemlenmiştir (Şekil 4).
- 3) Göreceli sıkılıktaki değişimin (ΔD_r) sıvılaşma için gereken çevrim sayısındaki artışa etkisi (ΔN_L) etkisi CSR düştükçe artmıştır (Şekil 5). Bu eğilim, sahadaki davranış açısından düşünüldüğünde örneğin zemin iyileştirilmesi ile göreceli sıkılığı ΔD_r miktarında artırılmış bir kum tabakasının sıvılaşma direncindeki artış sahaya etki edecek deprem yükü küçüldükçe daha belirgin hale gelecektir.
- 4) Numunelerin 15 çevrimde sıvılaştığı kayma gerilmesi oranı, çevrimsel direnç oranı (CRR) olarak adlandırılırdığı takdirde, Şile Kumu 50/55'in çevrimsel direnç oranı ile göreceli sıkılık arasında üstel bir ilişki bulunmaktadır. Sözkonusu ilişkinin denklemi Şekil 6'da verilmiştir. Bununla beraber, saha koşullarında çimentolaşma, yaşlanma, üç boyutlu statik ve dinamik yükleme koşulları vb. etkenlerin zeminlerin sıvılaşma

direncini etkilediği bilinmektedir. Dolayısıyla laboratuvar ortamında oluşturulup test edilen numunelerin, sahadaki dirençlerinin laboratuvarda öngörülenden farklı olabileceği unutulmamalıdır.

KAYNAKLAR

- Peacock, W.H., Seed, H.B., "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94(SM3), pp. 689–708, 1968.
- [2] Roscoe, K.H., "The influence of strains in soil mechanics", Géotechnique, Tenth Rankine Lecture, Vol. 20(2), pp. 129-170, 1970.
- [3] Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., Byrne, P., "Cyclic loading response of loose airpluviated Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42, pp. 550–561, 2015.
- [4] Ansal, A., Öğünç,G., "Dinamik Üç Eksenli Sıvılaşma Deneyleri ve Tekrar Sıvılaşma", Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni, Cilt 8, No.35, sf.61-82, 1981.
- [5] Monkul, M.M., Yamamuro, J.A., "Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 48, pp. 931–42, 2011.
- [6] Hazirbaba, K., "Pore pressure generation characteristics of sands and silty sand: A strain approach", Ph.D. dissertation, University of Texas at Austin, p. 232, 2005.
- [7] Roscoe, K.H., "An apparatus for the application of simple shear to soil samples", Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp.186–91, 1953.
- [8] Kjellman, W., "Testing the shear strength of clay in Sweeden", Geotechnique, Vol. 2(3), pp. 225–232, 1951.
- [9] Finn, W.D.L., Vaid, Y.P, "Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests", Proceedings of the sixth World Conference on Earthquake Engineering, NewDelhi, Vol. 3, pp. 2157–2162, 1977.
- [10] Da Fonseca, A.V., Soares, M., Fourie, A.B., "Cyclic DSS tests for the evaluation of stress densification effects in liquefaction assessment", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 75, pp. 98-111, 2015.
- [11] Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., Raadim, B., "Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests", Géotechnique, Vol. 37(1), pp. 3–10, 1987.
- [12] Bjerrum, L., Landva, A., "Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay", Géotechnique, Vol. 16(1), pp. 1–20, 1966.
- [13] Monkul, M.M., Gultekin, C., Gulver, M., Akın, Ö., Eseller-Bayat, E., "Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 75, pp. 27–36, 2015.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

YTÜ DAVUTPAŞA KAMPÜSÜNDEKİ YAPILARA AİT TASARIM SPEKTRUMLARININ TDBY 2016 VE DBYBHY 2007'YE GÖRE KIYASLANMASI

COMPARISON OF DESIGN SPECTRUMS CONCERNING THE STRUCTURES IN THE YTU DAVUTPASA CAMPUS BY TDBY 2016 AND DBYBHY 2007

Ekrem GÖKBULUT^{*1} ve Barış SEVİM²

ABSTRACT

In this study, 2016 Turkey building earthquake code design spectrums were acquired by using updated earthquake hazard maps and these spectrums are compared with design spectrums that were acquired by 2007 Turkish seismic code. For this purpose, a bulding is selected that will be planned to build in first and second degree eartquake region according to eartquake region map of 1996 in YTU Davupasa Campus. The building's that is desingned to probability of exceedance is 10% in 50 years, acceleration spectrums are acquired according to TBDY 2016 and DBYBHY 2007, considering different soil class. The spectrums obtained are presented in graphical form. As a result of the work done, the spectrums are close to each other in terms of TBDY 2016 but according to DBYBHY 2007, although the distance between two points is 1 km, the spectral acceleration sobtained for TBDY 2016 and DBYBHY 2007 have different soil according to TBDY 2016 and DBYBHY 2016 but according to DBYBHY 2007, although the distance between two points is 1 km, the spectral acceleration sobtained for TBDY 2016 and DBYBHY 2016 but according to DBYBHY 2007, although the distance between two points is 1 km, the spectral acceleration sobtained for TBDY 2016 and DBYBHY 2007 have different soil class.

Keywords: DBYBHY 2007, earthquake hazard maps, different soil class, spectral acceleration, design spectrum, TBDY 2016

ÖZET

Bu çalışmada, güncellenmiş deprem tehlikesi haritalarını kullanarak 2016 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) tasarım spektrumları elde edilmiş ve bu spektrumlar 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikten edilen (DBYBHY) tasarım spektrumları ile kıyaslanmıştır. Bu amaçla, Yıldız Teknik Üniversitesi Davutpaşa kampüsündeki 1996 deprem bölgeleri haritalarına göre birinci ve ikinci derece deprem bölgesinde yapılması planlanan bir yapı seçilmiştir. 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan (dönüş periyodu 475 yıl) bir deprem için tasarlanması planlanan bu yapıya ait ivme spektrumları

^{*1} İnşaat Mühendisi, Genkon Mühendislik Müşavirlik A.Ş, İstanbul, email: egokbulut@genkon.com.tr

² Doçent Doktor, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, email: basevim@yildiz.edu.tr

farklı zemin sınıfları dikkate alınarak TBDY 2016 ve DBYBHY 2007'e göre elde edilmiştir. Elde edilen spektrumlar grafikler halinde sunularak irdelenmiştir. Yapılan çalışmalar neticesinde, TBDY 2016 göre spektrumların birbirine yakın olduğu fakat DBYBHY 2007 yönetmeliğine göre iki noktanın arasında 1 km olmasına rağmen aralarındaki spektral ivme farklarının fazla olduğu görülmüştür. Ayrıca TBDY 2016 ve DBYBHY 2007 için elde edilen spektral ivmeler farklı zemin durumlarında farklı değerlere ulaştığı anlaşılmaktadır.

Anahtar Kelimler: DBYBHY 2007, Deprem tehlike haritası, Farklı zemin sınıfı, Spektral ivme, Tasarım spektrumu, TBDY 2016

1. GİRİŞ

Ülkemizde deprem tehlikesinin azaltılması için yapılması gereken temel araştırmalar Ulusal Deprem Stratejisi ve Eylem Planı (UDSEP-2023) kapsamında belirlenmiştir. UDSEP-2023'te yapılması istenilen araştırmalardan birisi de mevcut deprem tehlike haritalarının güncellenmesidir. Bu nedenle, Türkiye Sismik Tehlike Haritanın Güncellenmesi (UDSEP-2023) projesi oluşturulmuş ve ulusal düzeyde bir katılımla çalışmalar gerçekleştirilmiştir. [1] Projede elde edilen sonuçlar 2016 yılında yürürlüğe girmesi beklenen Türkiye bina deprem yönetmeliği (www. deprem.gov.tr/belgeler2016/tbdy.pdf) tasarım spektrumu kapsamında

kullanılmıştır. [1]

Yapılan çalışmada, güncellenmiş deprem tehlikesi haritalarını kullanarak Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2016 (TBDY) tasarım spektrumları elde edilmiş ve bu spektrumlar Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY 2007)'ten elde edilen tasarım spektrumları ile kıyaslanmıştır.

Bu bildirinin birinci kısmı, 2016 yılında taslağı yayınlamış Türkiye bina deprem yönetmeliği tasarım spektrum hesaplarının nasıl yapıldığına değinilmiştir. İkinci kısımda ise YTÜ Davutpaşa kampüsündeki örnek iki nokta ait tasarım spektrumları, farklı yerel zemin sınıfları göz önüne alınarak hem mevcut yönetmeliğe göre hem de taslak yönetmeliği göre hesaplanmıştır. Son kısmında ise elde edilen tasarım spektrumlarının kıyaslanması yapılarak sonuçlar irdelenmiştir.

2.TBDY 2016 TASLAK YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIM SPEKTRUM HESAPLARI

Taslak yönetmeliğin (TBDY 2016) 2.Bölümü: 'Deprem Yer Hareketi' içerisinde tasarım spektrum hesaplarına değinilmiştir. Bu bölümde deprem yer hareketi düzeyleri, farklı yapı tiplerinin tasarımlarında ve deprem etkisi altında performans tahkiklerinde yineleme süreleri TR =2475 yıl (50 yılda aşılma olasılığı %2), TR =475 yıl (50 yılda aşılma olasılığı %10), TR =725 yıl (50 yılda aşılma olasılığı %50), TR =43 yıl (50 yılda aşılma olasılığı %68) yıl olan tasarım spektrumlarına karşılık sırasıyla DD-1, DD-2, DD-3, DD-4 olarak tanımlanmıştır. [2] Yönetmeliğin tanıma göre deprem yer hareketi spektrumları, belirli bir deprem yer hareketi düzeyi için referans alınan zemin koşulları esas alınarak %5 sönüm oranı için, *harita spektral ivme katsayılarına, faya yakınlık katsayılarına ve yerel zemin etki katsayılarına* bağlı olarak standart biçimde veya sahaya özel deprem tehlike analizleri ile özel olarak tanımlanabilir. [2]

2.1. Harita Spektral İvme Katsayıları ve Tasarım Spektral İvme Katsayıları

Dört farklı deprem yer hareketi için deprem tehlike haritaları, iki spektral ivme değerini tanımlayan spektral ivme haritaları düzenlenmiştir. Bunlar, T=0.2s ve T=1s spektral ivme değerlerine karşılık gelen S_s ve S_1 (sırasıyla) katsayılardır. (TDBY Madde 2.3.2.1.)

İki boyutsuz katsayı, "Türkiye Sismik Tehlike Haritasının Güncellenmesi Projesi (UDAP-Ç-13-06)" kapsamında geliştirilen ve AFAD tarafından hazırlanan Türkiye deprem tehlike haritası ve interaktif web uygulamasına girerek (https://testtdth.afad.gov.tr/) adres sorgulama menüsünden tasarımı yapılacak yapının bölgesinin koordinatları bulunmaktadır. Katman kontrolü bölümünden haritadan istenilen S_s (475) ve S_1 (475) seçenekleri seçilerek haritaya uygulanır. Daha sonra bilgi al bölümünden istenilen bölgeye tıklanarak S_s ve S_1 değerleri okunur. [3]



Şekil 1. Türkiye Deprem Tehlike Haritaları İnteraktif Web Uygulaması Arayüzü

Haritada referans kaya zemin (V_{S30} =760 m/s) koşulu için verilen S_s ve S₁ spektral ivme katsayıları F_s ve F₁ yerel zemin katsayıları ile çarpılarak (Denk.1 ve Denk.2) farklı zemin etkileri tasarım spektral ivme katsayıları hesabına katılmaktadır.

$S_{DS} = S_s F_s$	(1)
$S_{D1}=S_1\gamma_F F_1$	(2)

Denk.2 'deki γ_F : faya yakınlık katsayısı, DD-1 ve DD-2 deprem düzeylerinde S_{D1} spektral ivme katsayısı değerine uygulanmak üzere, aktif fay düzlemine 25 km ve daha az mesafelerdeki konumlar için uygulanacaktır. (Denk.3)

$$\begin{split} \gamma_F &= 1.2 \ ; \qquad L_F \leq 15 \ \text{km} \eqno(3) \\ \gamma_F &= 1.2 \text{-} 0.02 (L_F \text{-} 15) \ ; \ 15 \text{km} < L_F \leq 25 \ \text{km} \end{split}$$

L_F: Fay kırığı ile saha arasındaki en yakın mesafe

Denk.1 ve Denk.2' deki F_s ve F_1 , yerel zemin etki katsayıları, farklı S_s ve S_1 spektral değerleri ve yerel zemin sınıfına göre yönetmelikte tablo halinde verilmiştir. (Tablo1 ve Tablo2)

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

	Tablo1. Kisa penyou (S_s) için Telef Zelinin Etki Katsayıları (Γ_s)												
Yerel	Kısa periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı, Fs												
Zemin Sınıfı	$S_s \leq 0.25$	$S_{s} = 0.25$	$S_s = 0.75$	S _s = 1.0	S _s = 1.25	S _s ≥ 1.5							
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8							
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9							
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2							
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0							
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8							
ZF		Sahaya öz	el zemin davr	anış analizi y	apılacaktır								

Tablo1. Kısa periyod (S_s) için Yerel Zemin Etki Katsayıları (F_s)

Tablo2. 1.0 saniye periyod (S₁) için Yerel Zemin Etki Katsayıları (F₁)

Yerel]	Kısa periyod bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı, F ₁										
Zemin Sınıfı	$S_1 \leq 0.25$	$S_1 = 0.25$	$S_1 = 0.75$	$S_1 = 1.0$	$S_1 = 1.25$	$S_1 \ge 1.5$						
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8						
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.8						
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4						
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7						
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0						
ZF	Sahaya özel zemin dayranıs analizi yapılacaktır											

2.2. Yatay Elastik Tasarım Spektrumu

Türk bina deprem yönetmeliğine göre yatay tasarım spektrumu ivme ordinatları, S_{ae} (T); Denk.1 ve Denk.2'de hesaplanan, S_{DS} ve S_{D1} ivme katsayılarını kullanarak yapının doğal titreşim periyoduna bağlı olarak Denk.4 'e göre yerçekimi ivmesi, g, cinsinden hesaplanmaktadır.

$S_{ae} (T) = (0.4+0.6 \text{ T/T}_{A}) S_{DS}$	$(0 \le T \le T_A)$	
$\mathbf{S}_{ae} (\mathbf{T}) = \mathbf{S}_{DS}$	$(T_A < T \le T_B)$	(4)
$\mathbf{S}_{ae} (\mathbf{T}) = \mathbf{S}_{D1} / \mathbf{T}$	$(T_B < T \le T_L)$	
$S_{ae}(T) = S_{D1} T_L / T^2$	$(T_L < T)$	

Denk.4' de ifade edilen elastik tasarım spektrumunun T_A ve T_B köşe periyodları, S_{DS} ve S_{D1} katsayılarına bağlı olarak değişim göstermektedir (Denk.5). 2007 Deprem yönetmeliğinde ise köşe periyodları zemin sınıflarına göre sabit bir değer olarak verilmiştir.

$$T_{A} = 0.2 \ S_{DS} \ / \ S_{D1} \ ; \ T_{B} = S_{D1} \ / \ S_{DS}$$

Ayrıca Denk.4'de belirtilen spektral periyod T_L , sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu olarak belirtilmiş ve hesaplarda $T_L = 6$ s olarak alınacaktır.

(5)

Denk.4'de hesaplamalar sonucunda, yatay elastik ivme ordinatlarının titreşim periyoduna bağlı değişimleri Şekil 2.'de gösterilmektedir.



Şekil 2. 2016 TBDY Yatay Elastik Tasarım Spektrumu

2.3. Yatay İnelastik Tasarım Spektrumu

Yapıya etki ettirilecek deprem etkisi ise mevcut yönetmelikte olduğu gibi elastik tasarım spektrumun (S_{ae}) bir deprem yükü azaltma katsayısına (R_a) bölünerek kapasite tasarım ilkelerinin uygulanması esasına dayanır. Yatay deprem etkisi altında azaltılmış tasarım ivme spektrumunun tanımı ve uygulama esasları taslak yönetmeliğin 4. Bölümünde değinilmiştir. Kısaca özetleyecek olursak;

Azaltılmış tasarım spektral ivmesi, $S_{aR}(T)$, **Denk.(6)** ile tanımlanmıştır. [2]

 $S_{aR}(T) = S_{ae}(T) / R_a(T)$ (6)

 R_a (*T*), deprem yükü azaltma katsayısı ise, Yönetmeliğin ilgili tablolarında belirtilen Taşıyıcı sistem davranış katsayısa (R), dayanım fazlalığı katsayısına (D), bina önem katsayısına (I), doğal titreşim periyoduna (T) ve spektrum köşe periyoduna (T_B) bağlı olarak **Denk.(7)** ile belirtilmiştir. [2]

$R_a(T)=R/I$	$(T > T_B)$	(7)
$R_{a}(T)=D+[(R/I)-D](T/T_{B})$	$(T \leq T_B)$	

3. YTÜ DAVUTPAŞA KAMPÜSÜNDEKİ ÖRNEK İKİ NOKTAYA AİT TASARIM SPEKTRUMLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Yıldız Teknik Üniversitesi Davutpaşa kampüsündeki 1996 deprem bölgeleri haritalarına göre birinci ve ikinci derece deprem bölgesinde yapılması planlanan bir yapı seçilmiştir. 50 yılda

aşılma olasılığı %10 olan (dönüş periyodu 475 yıl) bir deprem için tasarlanması planlanan bu yapıya ait ivme spektrumları farklı zemin sınıfları dikkate alınarak TBDY 2016 ve DBYBHY 2007'e göre elde edilmiştir.

1.nokta, Kampüsün kuzeydeki B kapısı alınmıştır. Bu nokta PGA değerine bakılarak 1996 deprem bölgeleri haritalarına göre 2.derece deprem bölgesi olarak hesaba katılmıştır (Şekil 3). Bu noktaya ait S_s ve S_1 değerileri İnteraktif web uygulamasından elde edilerek Tablo 3'de belirtilmiştir.



Şekil 3. Örnek 1. Noktanın Konumu

Tablo3. 1. Noktaya Ait Türkiye Deprem Tehlike Haritası İnteraktif W	/eb Uygulamasından
Elde Edilen Çıktılar	

Ss	0,953
\mathbf{S}_1	0,265
PGA	0,392 (g)
PGV	24,246 (cm/sn)

2.Nokta ise Kampüsün güneyinde bir nokta alınmıştır. Bu nokta PGA değerine bakılarak 1996 deprem bölgeleri haritalarına göre 1.derece deprem bölgesi olarak hesaba katılmıştır. (Şekil 3). Bu noktaya ait S_s ve S_1 değerileri İnteraktif web uygulamasından elde edilerek Tablo 4'de belirtilmiştir.

Tablo4. 2. Noktaya Ait Türkiye Deprem Tehlike Haritası İn	teraktif Web Uygulamasından
Elde Edilen Cıktılar	

Ss	0,997								
S ₁	0,276								
PGA	0,410 (g)								
PGV	25,208 (cm/sn)								



Şekil 4. Örnek 2. Noktanın Konumu

Yeni ve mevcut yönetmeliklere ait elastik ve inelastik tasarım spektrumlarının karşılaştırılması yapılırken, zemin sınıfları arasında birbirlerine eşdeğer zemin gruplarını *zemin cinsine, kayma dalga hızına* ve *standart penetrasyon darbe sayısına* göre mevcut yönetmelikteki Z1, Z2, Z3, Z4 yerel zemin sınıflarının sırasıyla 2016 TBDY'deki ZB, ZC, ZD, ZE yerel zemin sınıflarına eşdeğer olarak kabul edilmiştir. [1],[4]

Yukarıda yapılan 2016 TBDY spektrum hesapları, dört farklı zemin grubu için her iki noktada hesaplanarak spektrum parametreleri elde edilmiştir. Yine aynı iki noktada ve dört farklı zemin grubu için 2007 deprem yönetmeliğindeki spektrum parametreleri Tablo 5, Tablo 6, Tablo 7 ve Tablo 8'de verilmiştir.

										TBDY	Z 2016	016 DBYBHY 2007			
Konum	$S_s(g)$	S ₁ (g)	$A_0(g)$	Fs	F_1	L _f	$\gamma_{ m F}$	S _{DS} (g)	S _{D1} (g)	T _A (s)	T _B (s)	T _A (s)	T _B (s)		
1.	0,953	0,266	0,3	0,9	0,8	17	1,16	0,858	0,247	0,058	0,288	0,10	0,30		
2.	0,997	0,276	0,4	0,9	0,8	16	1,18	0,897	0,261	0,058	0,291	0,10	0,30		

Tablo5. TR = 475 yıl yineleme süresi ve 2016 TBDY ZB (DBYBHY 2007 yönetmeliğine karşılık Z1) yerel zemin koşulları için tasarım spektrumlarının hesabında kullanılan temel parametreler

Tablo 6. TR = 475 yıl yineleme süresi ve 2016 TBDY ZC (DBYBHY 2007 yönetmeliğine karşılık Z2) yerel zemin koşulları için tasarım spektrumlarının hesabında kullanılan temel parametreler

									TBDY	2016	DBYI 2007	BHY	
No	$S_s(g)$	S ₁ (g)	A ₀ (g)	Fs	F_1	L _f	γ_{F}	S _{DS} (g)	S _{D1} (g)	T _A (s)	T _B (s)	T _A (s)	T _B (s)
1.	0,953	0,266	0,3	1,2	1,5	17	1,16	1,144	0,463	0,081	0,405	0,15	0,40
2.	0,997	0,276	0,4	1,2	1,5	16	1,18	1,196	0,489	0,082	0,408	0,15	0,40

Tablo 7. TR = 475 yıl yineleme süresi ve 2016 TBDY ZD (DBYBHY 2007 yönetmeliğine karşılık Z3) yerel zemin koşulları için tasarım spektrumlarının hesabında kullanılan temel parametreler

							TBDY	2016	DBY 2007	BHY			
No	$S_s(g)$	S ₁ (g)	A ₀ (g)	F _s	F ₁	L _f	γ_{F}	S _{DS} (g)	S _{D1} (g)	T _A (s)	T _B (s)	T _A (s)	T _B (s)
1.	0,953	0,266	0,3	1,12	2,07	17	1,16	1,066	0,638	0,120	0,598	0,15	0,60
2.	0,997	0,276	0,4	1,10	2,05	16	1,18	1,098	0,667	0,122	0,608	0,15	0,60

Tablo 8. TR = 475 yıl yineleme süresi ve 2016 TBDY ZE (DBYBHY 2007 yönetmeliğine karşılık Z4) yerel zemin koşulları için tasarım spektrumlarının hesabında kullanılan temel parametreler

										TBDY	2016	DBY 20	BHY 07
No	$S_s(g)$	S ₁ (g)	A ₀ (g)	Fs	F ₁	L _f	γ_{F}	S _{DS} (g)	S _{D1} (g)	T _A (s)	T _B (s)	T _A (s)	T _B (s)
1.	0,953	0,266	0,3	1,14	2,97	17	1,16	1,084	0,916	0,169	0,845	0,20	0,60
2.	0,997	0,276	0,4	1,10	2,92	16	1,18	1,099	0,951	0,173	0,865	0,20	0,60

Yukarıda elde edilen parametreler ışığında yatay elastik tasarım spektrumları ve inelastik tasarım spektrumları periyoda bağlı olarak elde edilmiş olup Şekil 5, Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8 de gösterilmiştir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 5. 1. ve 2. nokta için Taslak TBDY 2016 ZB sınıfı ile DBYBHY 2007 Z1 Sınıfı Karşılaştırılması



Şekil 6. 1. ve 2. nokta için Taslak TBDY 2016 ZC sınıfı ile DBYBHY 2007 Z2 Sınıfı Karşılaştırılması



Şekil 7. 1. ve 2. nokta için Taslak TBDY 2016 ZD sınıfı ile DBYBHY 2007 Z3 Sınıfı Karşılaştırılması



Şekil 8. 1. ve 2. nokta için Taslak TBDY 2016 ZE sınıfı ile DBYBHY 2007 Z4 Sınıfı Karşılaştırılması

4.SONUÇLAR

YTÜ Davutpaşa kampüsünde örnek iki noktada yapılan araştırma sonucunda yapıya etkiyen spektral ivme değerleri, 2016 yılı deprem yönetmeliğinde kısa periyodlarda daha büyük değerler vermektedir. Zeminin kötü olduğu (yumuşak zemin) durumlarda bu farklar daha da artmaktadır. Uzun periyodlara doğru gidildikçe bu farkın azaldığı ve eğrilerin birbirine teğet gittiği görülmektedir.

2016 yılı deprem yönetmeliğin tasarım spektrum hesaplarında yerel zemin koşullarına ve aktif faya konumuna (S_s ve S_1) bağlı olarak hesap yapıldığı için noktalar arası yakın mesafelerde (örnekte 1 km) spektrum eğrileri birbirine çok yakın çıkmaktadır. Ayrıca TBDY 2016 ve DBYBHY 2007 için elde edilen spektral ivmeler farklı zemin durumlarında farklı değerlere ulaştığı, her nokta için belli bir standarttı yakalamak için daha çok araştırma yapılması gerektiği görülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Akkar, S., Eroğlu A., Tuba, Çan, T., Çeken, U., B. Demircioğlu, M., Duman, T., Ergintav, S., Kadirioğlu, F. T., Kalafat, D., Kale, Ö., Kartal, R. F.,Kılıç, T., Özalp, S.,Şeşetyan, K.,Tekin, S., Yakut, A., Yılmaz, M. T., Zülfikar, Ö., Türkiye Yeni Deprem Tehlikesi Haritası Deprem Yönetmeliğine Yansıması, İmo İstanbul Bülten, Sayı 135/2016
- [2] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Taslak (TBDY 2016) , T.C. AFAD-Deprem Daire Başkanlığı
- [3] Çeken, U., Türkiye Deprem Tehlike Haritası ve İnteraktif Web Uygulaması, Uluslararası Sismik İzolasyon Çalıştayı, 13 Ekim 2016
- [4] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY 2007), T.C. AFAD-Deprem Daire Başkanlığı

STRESS AND SETTLEMENT INTERACTION OF CLOSELY SPACED FOUNDATIONS CONSTRUCTED ON COMPRESSIBLE SOILS

SIKIŞABİLEN ZEMİNLER ÜZERİNDE İNŞA EDİLEN YAKIN MESAFELİ TEMELLERİN GERİLME VE OTURMA ETKİLEŞİMİ

Mostafa ALMASRAF*¹

M.Kubilay KELESOGLU² Ilknur BOZBEY⁴ Sadık ÖZTOPRAK³

ABSTRACT

For closely spaced foundations the interaction effects are of primary importance throughout the total and differential settlement calculations. For instance, in the case of a transformer station, excessive differential settlements may lead sagging of the wire lines and cause power cuts or other technical difficulties under the service conditions. In such transformer stations, to minimize the settlements is an important issue for the geotechnical designer. The layout of the foundations and the geotechnical parameters of the underlying soils have vital importance through the interaction calculations.

In this paper, a representative problem is studied to outline the settlement characteristics of closely located foundations located on compressible soils. The interaction of two neighboring foundations is analyzed by two different scenarios:

Scenario 1. Foundation A and B are built simultaneously;

Scenario 2. Foundation B is built after Foundation A;

A simplified model is used to calculate total vertical stress increment both at the center and the corner of the foundation at any depth z using the elastic stress distribution theories. This simplified model is valuable not only to calculate the differential settlements of each foundation, but also to illustrate the deformation mechanism of closely spaced foundations for each scenario. In each case, both foundations tend to show different deformation characteristics such as tilting towards and against each other.

Keywords: closely spaced foundation, differential and total settlements, consolidation, soilstructure interaction.

ÖZET

Yakın mesafeli inşa edilen temellerin birbirleri ile olan etkileşimlerinin doğru tanımlanması bu temellerin toplam ve farklı oturmaların belirlenmesinde büyük önem arz eder. Elektrik trafo merkezleri, birbirine yakın inşa edilen temellerin sıklıkla bulunduğu projelerdir. Bir trafo merkezindeki pilon temelinde farklı oturmaların artması durumunda elektrik aktarım kablolarında sarkmalar ve elektrik kesintileri oluşabileceği gibi bu tip olumsuzluklar trafo merkezi genelinde teknik sorunlar yaşanmasına da neden olabilmektedir. Bu tip tesislerde deplasmanları asgari seviyede tutmak önemli bir tasarım kriteridir.

^{*1} MSc Student, Civil Engineering Dept., Istanbul University, Turkey. e-mail: mostafa.almasraf@gmail.com

² Assoc. Prof., Civil Engineering Dept., Istanbul University, Turkey. e-mail: kelesoglu@istanbul.edu.tr

³ Assoc. Prof., Civil Engineering Dept., Istanbul University, Turkey. e-mail: oztoprak@istanbul.edu.tr

⁴ Assoc. Prof., Civil Engineering Dept., Istanbul University, Turkey. e-mail: ibozbey@istanbul.edu.tr

Bu bildiri kapsamında yapılan çalışmada, sıkışabilen zeminler üzerinde inşa edilen yakın mesafeli temellerin oturma problemleri üzerinde etkili olan parametreler üzerinde çalışılmıştır. Komşu iki temel arasındaki etkileşim iki farklı inşaat durumu için çalışılmıştır:

Durum 1: A ve B temeli aynı anda inşa edilmekte

Durum 2: B temeli A temelinden sonra inşa edilmekte

Üstyapıdan aktarılan gerilmelerin hesabına yönelik basitleştirilmiş bir model oluşturulmuş elastik teoriye dayanan gerilme dağılımı analizleri yapılmıştır. Hazırlanan basitleştirilmiş model sayesinde her iki senaryo için de deplasman mekanizması ortaya konabilmiştir. Durum 1 ve Durum 2'de deplasman profillerinin birbirinden tamamen farklı olduğu açısal dönme ve farklı oturma değerlerinin de farklılaştığı rahatlıkla hesaplanabilmektedir.

Anahtar Kelimeler: yakın inşa edilmiş temeller, toplam ve farklı oturma, konsolidasyon, zemin-yapı etkileşimi

1. INTRODUCTION

Geotechnical engineers tend to adopt the most economic type of foundations for structures where stability and settlement conditions are satisfied. In order to satisfy the settlement criteria, the influence of neighboring footings or loaded areas must be considered with great care. The interaction between adjacent footings may result in settlements greater than those for isolated footings. Such an effect might be vital in some cases. Thus, neglecting such an effect between adjacent footings, may result in unexpected settlements (Shahein and Hefdhallah, 2013).

An important case for closely spaced foundation is the electricity transformers that have several types of shallow foundations very closely spaced to each other. The common depth of foundations varies from 1-2 m, the dimensions ranging from 2.0×2.0 m, 3.5×5 m and so on. Typical loads that applied from the superstructure to the soil is around 100 kPa to 150 kPa. Since there are many types of connections, like cable to cable or cable to steel beam, the total and differential settlements are of primary importance for the serviceability of the transformer station.

In order to present the importance of the differential settlement on these shallow foundations a parametric study was conducted. For traditional foundation types, total and differential settlement were estimated on a saturated clay type of soil. Two construction scenarios have been used to study foundations behaviors due to stress interactions as Puzrin et al. (2010).

2. SETTLEMENT ANALYSIS

The settlement analysis of the electricity transformer station can be explained by considering one of the study cases which is $5 \times 5 \text{ m}^2$ foundations built at a 2m distance on a fully saturated soil and the total load transferred to soil is 100 kPa. The interaction between the two foundations can be analyzed by two scenarios (Puzrin et al. 2010) as given in Fig. 1:

- 1. Foundation A and B are built simultaneously (traditional construction case).
- 2. Foundation B is built after Foundation A (the case where the capacity increase for the station is required by using the reserve area).

In order to calculate the total vertical stress increment $\Delta \sigma_z$ at a depth three times of the foundation width (15 m in this case) under the corner of the rectangular footing 5×5 m² loaded by 100 kPa the following equation has been used

$$\Delta \sigma_z = q * J(a, b, z) \tag{1}$$

Where q= uniform vertical load

a, b = footing width and length

z= depth under a corner of the footing

J= influence factor which can be calculated by (Lang et al. 2007)

$$J = \frac{1}{2\pi} \left[\arctan\left(\frac{ab}{Rz}\right) + \frac{abz}{R} \left(\frac{1}{a^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2}\right) \right]$$
(2)
Where $R^2 = a^2 + b^2 + z^2$



Figure 1. Example of neighboring foundation.

Since Eqn. 2 is valid to calculate the influence factor below on the corner of the footings, superposition of the real and fictitious foundations (Fig. 2) is used to calculate the influence factor on the centerline due to foundation A at points E_1 , E_2 , E_3 and E_4 .



Figure 2. Superposition of foundations: effects of pressure of Foundation A on stresses under points E1–E4.

<u>Points E₁ and E₂</u>: From Fig.2 the effect of Foundation A on the vertical stresses below points E₁ and E₂ is calculated by dividing the 5×5 m² foundation area into two 2.5×5 m² (Fig.2 a) with the same uniform load. And apply into stress equation to get the influence factor at E₁ and E₂ as:

$$J_{E1} = J_{E2} = 2 * J(2.5,5,z)$$

<u>Points E₃</u>: The effect of Foundation A on the vertical stress below E₃ (Fig.2 b) is determined by extending Foundation A area by 2 m to include point E₃, and divided into two 2.5×7 m². The next step is to subtract the effect of the added fictitious (hatched area in Fig.2 b) 5×2 m² area. This area is also divided into two 2.5×2 m² having the same uniform load *q*. Therefore, the total influence factor is determined by subtracting the effect of the enlarged (the hatched areas) as follows:

$$J_{E3} = 2 * J(2.5,7,z) - 2 * J(2.5,2,z)$$

<u>Points E₄</u>: The effect of Foundation A on the vertical stresses below the point E₄ (Fig.2 c) is determined in analogous manner. The area of foundation A is fictitiously extended by 7 m to include the point E₄ into its shorter side, so the fictitious area is 5×7 m². The influence coefficient for E₄ is:

$$J_{E4} = 2 * J(2.5, 12, z) - 2 * J(2.5, 7, z)$$

For a thick clay layer of 15 m, the entire layer is divided into 3 sublayers and for each sublayer the J values are determined (Terzaghi, 1943).

The effect of Foundation B on the vertical stresses below point E_1 , E_2 , E_3 and E_4 is calculated using the same method used in Foundation A, since both foundations are symmetric (Fig.2 d, e and f).

The final settlement of a normally consolidated thin clay layer is calculated as follows:

$$\Delta \rho = \frac{\Delta H}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0} \tag{3}$$

Where σ'_0 is the in-situ geostatic stress;

 e_0 is the void ratio; C_c is the compression index;

 ΔH is the layer thickness.

In this paper, the foundation width and the spacing of neighboring foundations are the primary variables. For the typical case the foundation width is assumed to be 5 m where the spacing between two neighboring footings are 2 m, the depth of the compressible clay layer is chosen as 15 m. the total settlements are calculated by using Terzaghi's theory (Terzaghi, 1943) and the clay layer was divided into three sublayers. Therefore, the total settlement is determined by summing the individual settlements: $\Delta \rho = \sum \Delta \rho_i$

2.1. Settlement analysis for scenario 1

Foundation A and B are built simultaneously in this scenario. Since both footings are symmetric in geometry and loadings. Thus, the stress increment will follow:

$$\Delta \sigma_{A1} = \Delta \sigma_{A2} = \Delta \sigma_{B3} = \Delta \sigma_{B4} = \Delta \sigma$$
$$\Delta \sigma_{A4} = \Delta \sigma_{B1} < \Delta \sigma_{B2} = \Delta \sigma_{A3} < \Delta \sigma$$

 $\Delta \rho_{A1}$ refers to the stress increment caused by foundation A under point E1, and other notations follow the same role.

From Fig. 3. it is clear that $\Delta e_2 = \Delta e_3 > \Delta e_4 = \Delta e_1$ and the resultant settlement is calculated as follows. The total settlement under point E₁ is a result of the foundation itself and the neighboring foundation. Therefore, the resultant settlement under point E₁ is the combination of stress increment of Foundation A (Fig.2 a) plus Foundation B (Fig.2 f). The stress increment under E₁ caused by Foundation A, $\Delta \rho_{A1} = q.2.J(a = 2.5, b = 5, z)$, and the stress increment under E₁ caused by foundation B, $\Delta \rho_{B1} = q.[2.J(a = 2.5, b = 12, z) - 2.J(a = 2.5, b = 12, z$



2.5, b = 7, z]. Hence, the total settlement under Point E₁ and E₄ is 13.36 cm as given in Table 1.

Figure 3. Schematic settlements in a thin layer in Scenario 1.

			1 4010 10	Curculate		nes anae		in section	· • •	
i	z _i (m)	Δ H _i (m)	γ ' (kN/m ³)	σ ' ₀ (kN/m ²)	$J_{\Delta\sigma_{A1}}$	$\Delta \sigma_{A1}$	$J_{\Delta\sigma_{B1}} \atop (kN/m^2)$	$\Delta \sigma_{B1}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{total} \ (kN/m^2)$	Δ ρ (cm)
1	2.5	5	10	25	0.1999	39.99	0.0025	0.26	40.2	10.42
2	7.5	5	10	75	0.0732	14.64	0.0209	2.09	16.73	2.19
3	12.5	5	10	125	0.0327	6.56	0.0246	2.47	9.02	0.76
								Tota	l settlement	13.36

Table 1. Calculated settlements under Point E_1 in scenario 1

The total settlement under point E_2 is a result of the foundation itself and the neighboring foundation B. Therefore, the resultant settlement under point E_1 is the combination of stress increment of Foundation A (Fig.2 a) plus Foundation B (Fig.2 c). The stress increment under E_2 caused by Foundation A, $\Delta \rho_{A2} = q.2.J(a = 2.5, b = 5, z)$, but the stress increment under E_2 caused by foundation B, $\Delta \rho_{B2} = q.[2.J(a = 2.5, b = 7, z) - 2.J(a = 2.5, b = 2, z)]$. Hence, the total settlement under Point E_2 and E_3 is 15.77 cm as given in table 2.

i	z _i (m)	Δ H _i (m)	γ ' (kN/m ³)	σ ' ₀ (kN/m ²)	$J_{\Delta\sigma_{A1}}$	$\Delta \sigma_{A1}$	$J_{\Delta\sigma_{B1}}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{B1}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{total}$ (kN/m ²)	Δ ρ (cm)
1	2.5	5	10	25	0.1999	39.99	0.0866	8.66	48.65	11.73
2	7.5	5	10	75	0.0732	14.64	0.0964	9.64	24.29	3.05
3	12.5	5	10	125	0.0327	6.56	0.0543	5.44	12.00	0.99
								Tota	l settlement	15 77

Table 2. Calculated settlements under Point E₂ in scenario 1.

The final settlements due to Foundation A and Foundation B on points E_1 , E_2 , E_3 and E_4 are summarized in Table 3.

Table 3. Final settlement beneath Foundation A and B in scenario 1.

Foundation Points	E_1	E_2	E_3	E_4
Settlements (cm)	13.36	15.77	15.77	13.36

2.2. Settlement analysis for scenario 2

In this scenario, the Foundation B is built after Foundation A. Fig. 4 shows how settlements are calculated in this situation.



Figure 4. Schematic settlements in a thin layer in Scenario 2.

From Fig. 4, the effect of Foundation B on the settlement started after the effect of Foundation A. So σ'_A denotes the effective stress at the end of the Foundation A construction and σ'_f is the final stress at the end of the Foundation B construction.

The stress increments in this scenario are calculated in the same manner, and the void ratio increments Δe_1 and Δe_1 are the same as in scenario 1. Therefore, the final settlements under points E_1 and E_2 are the same as in scenario1. However, the values of Δe_3 and Δe_4 are different.

i	z _i (m)	$\Delta \boldsymbol{H}_{i}$ (m)	γ' (kN/m ³)	σ ' ₀ (kN/m ²)	$J_{\Delta\sigma_{B3}}$	$\Delta \sigma_{B3}$	$J_{\Delta\sigma_{A3}}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{A3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{total}$ (kN/m ²)	Δ ρ (cm)	$\Delta \rho_{A3}$ (cm)
1	2.5	5	10	25	0.1999	40.0	0.0866	8.66	48.65	11.73	3.23
2	7.5	5	10	75	0.0732	14.6	0.0964	9.64	24.29	3.05	1.31
3	12.5	5	10	125	0.0327	6.6	0.0543	5.44	12.00	0.99	0.46
								Total	settlement	15.77	
							Settlement	due to Fou	ndation A	-	5.00
								Final	settlement	=	10.77

Table 4. Calculated settlements under Point E₃ in scenario 2.

From Fig. 4 and Table 4, one can see that the foundation B is built on levelled ground and its settlements do not include the ground deflections before its construction. wherefore we

excluded the settlement caused by Foundation A on point E_3 . The same conditions are valid for Foundation A on point E_4 as given in Table 5.

_			= ====								
i	Zi	$\Delta \boldsymbol{H}_{i}$	γ΄	σ_0'	$J_{\Delta\sigma_{B4}}$	$\Delta \sigma_{B4}$	$J_{\Delta\sigma_{A4}}$	$\Delta \sigma_{A4_2}$	$\Delta \sigma_{total}$	$\Delta oldsymbol{ ho}$	$\Delta \rho_{A4}$
Ľ	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)	-	-	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(cm)	(cm)
1	2.5	5	10	25	0.1999	40.0	0.0025	0.26	40.25	10.42	0.52
2	7.5	5	10	75	0.0732	14.6	0.0209	2.09	16.74	2.19	0.32
3	12.5	5	10	125	0.0327	6.6	0.0246	2.47	9.03	0.76	0.11
								Total	settlement	13.36	
							Settlement	due to Fou	ndation A	-	0.62
								Final	settlement	=	12.74

Table 5. Calculated settlements under Point E₄ in scenario 2.

The final settlements in scenario 2 due to Foundation A and Foundation B on points E_1, E_2, E_3 and E_4 are summarized in Table 6.

Table 6. Final settlement beneath Foundation A and B in scenario 2.

Foundation Points	E_1	E_2	E ₃	E_4
Settlements (cm)	13.36	15.77	10.77	12.74

In order to clarify the deformation schemas of both foundations and their interaction with each other an illustration is given in Fig. 5.



Figure 5. Summary of the silo interaction example.

3. PARAMETRIC STUDY

A parametric study was conducted to study the effect of closely spaced footing on the differential settlement, where the foundations spacing is associated with foundation width B by a constant value K as following:

Foundations spacing, s=K×B

Table 7. Study parameters.						
Parameter name	Symbol	Unit	Values			
Foundations Spacing	s=K×B	m	0.25B, 0.5B, 0.75B, B			
Foundations Width	В	m	2, 3.5, 5			
Compression Index	Cc	-	0.05, 0.15, 0.2			

Four values of K are assumed which are 0.25, 0.50, $\overline{0.75}$ and 1.0 with three different foundations width 2.0 m, 3.5 m and 5.0 m in addition three different values of compressibility. Table 7 summaries all parameters used through this paper.

3.1. Results for Scenario 1

Since booth footings in this scenario are built simultaneously with the same geometries and loading, hence the differential settlements beneath footings where equal and identical against each other as showed in Figure 5. However, differential settlement values vary with changing foundation spacing and compressibility as shown in Figure 6.



Figure 6. Differential settlements of Foundation A and B with respect to foundations spacing for scenario1.

From Figure 6, it is clearly that increasing the distance between foundation will decrease the differential settlements significantly. Besides, low compressible soils of $C_c=0.05$ experience less differential settlements which were under 2 cm for all foundations sizes. Moreover, increasing the foundations spacing to 0.75B or 1.0B, will reduce the differential settlement to acceptable values.



Figure 7. Angular rotations of Foundation A and B with respect to foundations spacing for scenario1.

Figure 7 shows the angular rotations of both foundations result from the differential settlements. At lower spacing values, both footings reveal higher angular rotations,

particularly at 0.25B, which exceed upper and lower limits values and lead to building instability. These values reduce gradually with increasing footing widths. To fulfill upper and lower limit values for angular rotation conditions, foundations spacing should not be lower than the 0.50B.



Figure 8. Differential settlements of foundation A and B with respect to Soil compressibility for scenario1.

Figure 8 presents the effect of soil compressibility on differential settlement. In highly compressible soil such as $C_c=0.2$, the differential settlements are increased between 0.25B to 0.50B ranging between 2 cm up to 7.25 cm. However, as the foundations spacing increases to 0.75B or 1.0B, differential settlements reduce significantly below 2 cm which is an acceptable value for all cases (Stuart, 1962).

3.2. Results for Scenario 2

In this scenario, Foundation B is built after Foundation A, subsequently the foundation B showed opposite differential settlement than that of Foundation A as presented in Fig 5. The differential settlements for Foundation A are similar to Scenario 1. However, the differential settlements of Foundation B are shown in the following figures.

Differential settlements calculated for Foundations B gives similar tendencies compared to compression index as shown in Figure 9. At 0.25B spacing, high compressible soils (such as $C_c=0.15$ and 0.2) experience more than 4 cm of differential settlements, however as the foundation spacing increases up to 1.0B the settlements reduce up to 1 cm.



Figure 9. Differential settlements of Foundation B with respect to foundations spacing for scenario 2.



Figure 10. Angular rotations of Foundation B with respect to foundations spacing for scenario 2.

In figure 10, foundation width for 2.0 m can provide more angular rotation value than that of foundations 3.5 and 5.0 with same value of compression index. As the foundation spacing or width increases it is clear that angular rotation problem will be reduced significantly as given in Fig. 10 for 0.75B and 1.0B results.



Figure 11. Differential settlements of foundation B with respect to Soil compressibility for scenario 2.

There is no doubt that footings constructed on compressible soil are more susceptible to settlement. However, the amount of differential settlement can be controlled again by increasing foundations spacing or width as given in Figure 11. Using 0.75B or 1.0B spacing values the total settlement can be reduced below 2 cm whereas spacing values of 0.25B leads to high differential settlement more than 4.5 cm which will definitely affect building stability.

4. CONCLUSIONS

In this paper the effects of closely spaced foundations constructed on compressible soil are studied. Based on the results of interaction calculations both for total and differential settlements conducted for Scenario 1 and Scenario 2, below conclusions are stated.

- The simplified model that is used in this study is an effective way to determine the differential settlement beneath foundations and understand the interaction of the neighboring structures. However, there might be other factors that lead to total differential settlement.
- As a result of the foundation-soil-foundation interaction, stresses are transferred to neighboring soils from closely located foundations thus the spacing between two foundations significantly affects the stress transfer and the total and differential settlements.
- In Scenario 1, when both foundations are built simultaneously with same geometry and loading history, the stress increment caused by each foundation are equal. Therefore, foundations tilts against each other and provided symmetric differential settlements.

- In Scenario 2, since Foundation B is constructed after Foundation A, the settlements due to Foundation A does not experienced by Foundation B. Additionally, the soil layer under Foundation B will experience large initial stresses as result of Foundation A and thus before the construction of Foundation B the soil will be denser and less compressible. Thus, differential settlement is smaller compared to Scenario 1.
- Increasing the distance between foundations will reduce the interaction effects which decrease the differential settlements. It is clear that as the foundation spacing is 0.75B or 1.0B, then the interaction between two foundations can be ignored even in highly compressible soils.
- Angular rotation of foundations can be controlled by increasing the distance between foundations. Using 0.75B or 1.0B will reduce the angular rotation of the foundations in most cases.
- The compression index is a critical parameter by means of total and differential settlements thus it must be estimated with great care.

REFERENCES

- [1] Shahein M., Hefdhallah A. (2013). Effect of Neighboring Footings on Single Footing Settlement. Seventh International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering (pp. 1-2). Illinois: Missouri University of Science and Technology
- [2] Puzrin A.M., Alonso E. E., Pinyol N.M. (2010). *Geomechanics of Failures*. New York: Springer
- [3] Lang H.J., Huder J., Amann P. and Puzrin A.M. (2007). *Bodenmechanik und Grundbau*. Springer Verlag, Berlin, 354 pp.
- [4] Terzaghi K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York
- [5] Stuart, J. G. (1962). "Interference between foundations with special reference to surface footing on sand," *Geotechnique*, 12 (1), 15.

İNCE TANELİ ZEMİNLERDE DEVİRSEL BOŞLUK SUYU BASINCI OLUŞUMU VE SIVILAŞMA POTANSİYELİ

CYCLIC PORE PRESSURE GENERATION AND LIQUEFACTION SUSCEPTIBILITY OF FINE GRAINED SOILS

Selman SAĞLAM*

ABSTRACT

Devastating ground failures at seismically active sites underlain by saturated fine-grained soils have led to a need for revealing liquefaction potential of fines and effects of the characteristics governing this potential. A cyclic pore pressure model is introduced to examine the effects of plasticity index, ratio of water content to liquid limit and cyclic stress ratio on liquefaction susceptibility of such soils. The model is developed using data of 68 cyclic triaxial tests compiled through a comprehensive literature review. By means of pore pressure behavior estimated by the model and strain tendencies observed during the tests, a critical assessment on liquefaction susceptibility criteria for fine-grained soils is provided. Beyond evaluation of the susceptible and non-susceptible fines, this assessment partially provides distinction between liquefaction related phenomena one of which is induced by complete loss of strength whereas the other is induced by high strain levels without complete loss of strength.

Keywords: Fine grained soil, pore pressure, liquefaction

ÖZET

İnce taneli zeminlerin sismik sıvılaşma davranışını etkileyen faktörler ve bu faktörlerin ağırlıkları tartışılmaya devam edilen önemli bir konudur. Bu çalışma kapsamında; plastisite indisi, su içeriğinin likit limite oranı ve devirsel gerilme oranının ince taneli zeminlerin sıvılaşması potansiyeli üzerine etkilerini incelemek üzere devirsel boşluk suyu basıncını tahmin eden ampirik bir model oluşturulmuştur. Model, detaylı bir literatür araştırması sonucu 68 devirsel üçeksenli deney sonucu derlenerek oluşturulmuştur. Model vasıtasıyla tahmin edilen boşluk suyu basıncı davranışı ve derlenmiş deneylerden elde edilen deformasyon davranışları irdelenerek ince taneli zeminlerin sıvılaşma kriterleri üzerine kritik bir değerlendirme yapılmıştır. Bu değerlendirmeler kapsamında ince taneli zeminler sadece "sıvılaşabilir" veya "sıvılaşmaz" olarak sınıflandırılmamış, bu tür zeminlerin dayanımlarını tamamen kaybetmeleriyle oluşan davranış ve dayanımlarını tamamen yitirmeden deformasyona maruz kaldıkları davranış arasında da kısmi olarak ayrım yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: İnce taneli zemin, boşluk suyu basıncı, sıvılaşma

^{*}Doç. Dr., Adnan Menderes Üniversitesi, <u>ssaglam@adu.edu.tr</u>

1. GİRİŞ

Yakın tarihli depremlerde edinilen deneyimlerle, birçok çalışmada belirli özelliklerin ve bu tür doygun zeminlerin sismik davranışının sıvılaşma potansiyeline etkileri vurgulanmıştır (örn., Sancio, 2003; Boulanger and Idriss, 2004; Juang ve diğ., 2012; Sağlam ve Bakır, 2014). Bununla birlikte, devirsel yüklere maruz kalan ince taneli zeminlerin özellikleri ve

boşluk suyu basıncı oluşumu üzerine literatürde bulunan bilgiler oldukça sınırlıdır. Bu nedenle, devirsel yükler altındaki ince taneli zeminlerde boşluk suyu basıncı oluşum mekanizmasının irdelenmesi önem arz etmektedir. Literatürde sınırlı sayıda çalışmada ince taneli zeminler için devirsel yükler altında oluşan boşluk suyu basıncı modelleri önerilmiştir (örn., Hyde ve Ward 1985, Ohara ve Matsuda 1988, Ansal ve Erken 1989). Ancak referans veriler çoğunlukla yüksek plastisiteli killerden oluşmaktadır. Dahası, bu çalışmaların temelini oluşturan testlerin sayısı, daha gelişmiş modeller elde etmek için artırılmalıdır.

Bu dezavantajlar göz önüne alındığında, geniş bir veri tabanı oluşturmak için kapsamlı bir literatür taraması yapılmıştır. Literatür taraması sırasında esas olarak düşük-orta plastisite aralığına sahip ince taneli zeminlerin kullanıldığı çalışmalar incelenmiştir. Farklı deformasyon türlerinden kaynaklanabilecek tutarsızlıkları azaltmak için, sadece üç eksenli deney kullanılarak elde edilen veriler dikkate alınmıştır. İnce taneli zeminlerin sıvılaşma potansiyeli üzerindeki malzeme özellikleri ve boşluk suyu basıncı etkilerini incelemek amaçlandığından, gerilme geçmişine dayanan etkiler, başlangıç gerilme durumu veya yükleme hızı dikkate alınmamıştır. Sadece izotropik olarak konsolide edilmiş örneklerde ve 0.5 veya 1 Hz frekansı ile yapılan testler dikkate alınmıştır. Eksik bilgiler nedeniyle verilerin bir kısmını süzdükten sonra, bu çalışmanın veri tabanını oluşturmak için toplam 72 devirsel üç eksenli deney sonucu derlenmiştir. 72 testten 4 tanesi tanıtılacak modelin tahmin performansının değerlendirilmesi için ayrılmıştır. Gözlemlenen boşluk suyu basıncı malzeme özelliklerine ve devirsel yük oranına (CSR) bağlı olarak modellenmiştir. Bu modele dayanarak, ince taneli zeminlerin sıvılaşma tanımı dikkate alınarak tartışılmıştır.

2. DERLENEN VERİ TABANI VE ÖZELLİKLERİ

Sancio (2003) tarafından yapılan çalışmadan elde edilen 44, Donahue (2007) tarafından yapılan çalışmadan elde edilen 3 ve Sağlam (2011) tarafından yapılan çalışmadan elde edilen 21 devirsel üç eksenli deney sonucu derlenmiştir. Oluşturulan modelin tahmin performans değerlendirmesine ayrılmış 4 deney Zlender ve Lenart (2005), Zlender and Trauner (2007) ve Wang and Zhou (2014) tarafından hazırlanan çalışmalardan derlenmiştir. Sağlam'dan (2011) alınan 21 deneyden 20'si yeniden oluşturulmuş silt örnekleri ile gerçekleştirilmiş ve bir deney, Adapazarı'ndan toplanan ince taneli zemin numuneleri ile gerçekleştirilen bir gruptan seçilmiştir. Sancio'nun (2003) çalışmasında Adapazarı'ndan alınan örselenmemiş örnekler kullanılırken, Donahue (2007) tarafından yapılan deneylerde, daha önce Adapazarı'nda elde edilen yeniden yapılandırılmış numuneler kullanılmıştır. Zlender ve Lenart (2005) ve Wang ve Zhou'ın (2014) çalışmalarında yeniden yapılandırılmış numunelerin davranışları gösterilmektedir. Zlender ve Trauner (2007) çalışmasında ise örselenmemiş numuneler kullanılmıştır. Derlenen deneylerde kullanılan numunelerin özellikleri Şekil 1 de gösterilen plastisite kartında verilmektedir.



Şekil 1. Derlenen deneylerde kullanılan numunelerin plastisite kartındaki yeri

Üç eksenli deneyler sırasında kullanılan devirsel gerilme oranı (CSR_{tx}) 0.145 ile 0.64 arasında değişmektedir. CSR_{tx}, üç eksenli koşullar için uygulanan devirsel deviatör gerilmenin ($\Delta\sigma_{cyc}$) yarısının başlangıçtaki ortalama efektif gerilime (p'_i = [$\sigma'_1 + 2\sigma'_3$] / 3) olan oranıdır. Numunelerin başlangıç boşluk oranı (e_i) 0.43 ile 1.57 arasında geniş bir aralıktadır. Numuneler, izotropik gerilme koşulları altında konsolide edildiğinden başlangıçtaki kesme gerilme değerleri sıfırdır. Numunelerin LL değeri 21 ile 60 arasında değişirken, su muhtevasılikit limit oranı (w_c/LL) 0.62 ile 1.28 arasında bir aralığa sahiptir. İnce taneli zeminlerde sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için sadece CSR_{tx}, w_c/LL ve plastisite indisinin (PI) boşluk suyu basıncı oluşumuna etkileri yansıtılmıştır.

3.DEVİRSEL BOŞLUK SUYU BASINCININ MODELLENMESİ

Bu çalışmadaki değerlendirmelerde, aşırı boşluk suyu basıncı ve çevresel basınç arasındaki oran olarak ifade edilen aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u) kullanılacaktır.

Artan devir sayısı (N) ile r_u değişimi, Sağlam (2011) tarafından üstel regresyon modeliyle iyi uyum sağladığı belirtilmiştir. Bu çalışmanın temelini oluşturan deneyler için de aynı uygunluk gözlemlenmektedir. Regresyon eğrilerinin uyumluluğunu ölçmek için elde edilen regresyon belirleme katsayısı (R²) değeri 0.72 ile 0.98 arasında değişmektedir. Buna paralel olarak, r_u ile N arasındaki ilişki, aşağıdaki denklemde verilmektedir.

$$r_{\mu} = a * N^{b} \tag{1}$$

Katsayılar α ve b, r_u davranışını etkileyen değişkenleri temsil eder. Çalışma kapsamında, veriler spesifik olarak ince taneli zeminlerin sıvılaşma davranışını incelemek için oluşturulduğundan yalnızca ilgili malzeme özelliklerinin (w_c/LL, PI) ve talebin (CSR_{tx}) etkileri α ve b katsayılarına yansıtılmaktadır. Sancio (2003), Donahue (2007) ve Sağlam (2011) çalışmalarından derlenen verilerdeki mevcut eğilimlerden esinlenilerek, çeşitli fonksiyonel formların test edilmesinden sonra model oluşturulmuştur. Test edilen bu fonksiyonlar α ve b katsayıları için denklemler aşağıda görüldüğü gibi elde edilmiştir.

$$a = 0.015 * \exp(3 * CSR_{tx} + 1.6 * w_c / LL - 0.04 * PI)$$
⁽²⁾

$$b = 0.6 * \exp(2.5 * CSR_{tx} - 0.043 * PI) * (-0.36 * w_c / LL + 0.8)$$
(3)

Modelin ayrıca, devirsel davranış üzerinde etkisi olan öngörülemeyen faktörler veya farklı laboratuvarlarda yapılan deneylerden ötürü oluşabilecek uyuşmazlıklarla ilgili bir düzeltme terimi içermesi beklenir. Bu nedenle, r_u ile N arasındaki ilişkiyi temsil eden denklem, aşağıdaki hali alır. Aşağıdaki denklemde ε düzeltme terimini tanımlamaktadır.

$$r_u = a * N^b + \varepsilon \tag{4}$$

 r_u tahminlerinin sapma miktarları (rezidüel), her deneyde 1 ila 15 arasındaki N değerleri için hesaplanmıştır. Rezidüller, N değeri 15'in üstünde olsa bile 15'den fazla olan N için hesaplanmamıştır. Her deneyde N değeri 15'e ulaşmadığından N=15 için hesaplanan sadece 16 rezidüel varken, N=1 için 68 rezidüel vardır. Rezidüllerin ortalaması, beklenen gerçek hatayı yansıtmaktadır. Farklı N değerleri için hesaplanan ortalama rezidüller denklem 4'te verilen ε değerini vermektedir. Şekil 2'de verilen eğri ε 'nin N artışı ile değişimini göstermektedir. Bu eğri aşağıda verilen regresyon fonksiyonu ile gösterilebilir.

$$\varepsilon = 0.109 * N^{0.2284} \tag{5}$$

1'den 5'e kadar olan denklemler birleştirildiğinde, boşluk suyu basıncını tahmin eden fonksiyon aşağıdaki gibi olur.

$$r_{\rm u} = 0.015 \times \exp(3 \times \text{CSR}_{\rm tx} + 1.6 \times w_{\rm c}/\text{LL} - 0.04 \times \text{PI}) \\ \times N^{0.6 \times \exp(2.5 \times \text{CSR}_{\rm tx} - 0.043 \times \text{PI}) \times (-0.36 \times w_{\rm c}/\text{LL} + 0.8)} + 0.109 \times N^{0.2284}$$
(6)



Şekil 2. Düzeltme teriminin (ɛ) artan devir sayısı (N) ile değişimi

Modelin performansı, tahmini ru değerleri ve ölçülen değerler karşılaştırılarak değerlendirilebilir. Şekil 3, tahmini ve ölçülen değerler arasındaki korelasyonu göstermektedir. Şekilde verilen karşılaştırma noktaları, tüm deneylerin her devirde elde edilen r_u değerlerini içerir. Karşılaştırma noktalarında elde edilen $r_{u-\delta l c u l m l}/r_{u-tahmini}$ oranının dağılımı histogramda verilmiştir (Şekil 4).



Şekil 3. Tahmini ve ölçülen ru değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 4. $r_{u-olçulen}/r_{u-tahmini}$ oranının dağılım histogramı

Modelin performansı, ayrılan 4 deneyin sonuçları kullanılarak Şekil 5' te verilmektedir. Tahmin edilen ve ölcülen değerler arasındaki sapmalar ilk 4 devir için nispeten daha fazla gözükse de, boşluk suyu basıncının birçok faktöre bağlı olarak değiştiği düşünüldüğünde model ile belirlenen değerlerin kabul edilebilir tahminler olduğu anlaşılmaktadır. Bu sebeple model, ince taneli zeminlerin sıvılasma eğilimleri hakkında önemli sonuçlar ortaya koyabilir. Önerilen bu model kullanılarak; boşluk suyu basıncı davranışında PI'nın etkisini incelemek için, ru ile PI arasındaki ilişki 0.3, 0.4 ve 0.5 CSRtx değerleri dikkate alınarak gösterilmiştir. 0.85, 1 ve 1.15'lik wc/LL değerleri de aynı şekilde dikkate alınmıştır. Bu değerlere göre belirlenen davranış eğrileri Şekil 6-7 ve 8'de gösterilmektedir. Şekillerdeki her grafikte yukarıda belirtilen w_c/LL değerlerinden her birinde elde edilen davranış gösterilmektedir. N ile r_u değişimi her durumda ayrı eğriler vasıtasıyla gösterilmektedir. Tahmin edileceği gibi boşluk suyu basıncı, CSR_{tx} arttıkça ve PI azaldığında artar. Eğriler, en yüksek w_c/LL oranına sahip olsa bile, ince taneli zeminlerin ru değerlerinin ilk devirlerde 1'e ulaşmadığını ortaya koymaktadır. Düşük plastisiteli (yani $PI \le 5$) ince tanelilerde nispeten yüksek CSR_{tx} altında üçüncü çevrimden sonra ru değerleri 1 seviyelerine ulaşmaktadır. PI'nin 12'den düşük olan örnekler için CSR_{tx} değerinin 0.4 ve üzerinde olduğu taleplerde 10. devirde r_u değerinin 1'e ulaştığı tahmin edilmektedir. Eğrilere dikkat edildiğinde, boşluk suyu basıncının PI değerinin 5.5'in altına düştükten sonra çarpıcı biçimde arttığı gözlemlenmektedir.



Şekil 5. Ayrılan deneyler için tahmini ve ölçülen r_u değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 6. $CSR_{tx}=0.3$ altındaki ince taneliler için modellenen r_u davranışı


Şekil 7. $CSR_{tx}=0.4$ altındaki ince taneliler için modellenen r_u davranışı



Şekil 8. CSR_{tx}=0.5 altındaki ince taneliler için modellenen r_u davranışı

4. İNCE TANELİ ZEMİNLERİN SIVILAŞMA POTANSİYELİ ÜZERİNE DEĞERLENDİRMELER

Literatürden kolaylıkla çıkarılabileceği üzere, PI ve w_c/LL, ince taneli zeminlerin sıvılaşma duyarlılığına hakim olan temel malzeme özellikleridir. Veri tabanında w_c/LL oranı çoğunlukla

0.85 ve 1.15 arasında değişmektedir. Bu aralık dışında bir orana sahip zemin örneklerinin sıvılaşma davranışı dikkate alınmamaktadır. Sunulan model, ince taneli zeminlerde PI'nin 5.5'in altına düştüğünde boşluk suyu basıncının belirgin bir şekilde artma eğiliminde olduğunu göstermektedir. Orta seviyede CSR_{tx} altında bile ulaşılan r_u seviyeleri göz önüne alındığında, PI \leq 5.5'i sıvılaşma potansiyeli için bir kriter olarak belirlemek mantıklı görünmektedir. Buna göre, w_c/LL \geq 0.85 olan ince taneli zeminlerin PI \leq 5.5 olması durumunda sıvılaşmaya duyarlı olduğu belirtilebilir. PI değeri 5.5'den düşük olan numunelerle yapılan deneyler sırasında gözlemlenen eksenel birim deformasyonlar literatürde önerilen deformasyon değerlerine dayalı sıvılaşma tetiklenme kriterlerine kıyasla nispeten yüksektir. Boşluk suyu basıncı düzeyine ek olarak, PI değerlerinin belirli bir seviye üzerindeki numunelerde deformasyon seviyesi önem arz eder. Derlenen deneylerdeki davranışı örneklemek adına bazı deneylerde gözlemlenen boşluk suyu basıncı ve eksenel birim deformasyon ilişkileri Şekil 9'da verilmiştir. Görüldüğü üzere, herhangi bir devirdeki DA eksenel birim deformasyon artan plastiklik ile azalmaktadır. PI değerinin 10'u aşması durumunda deformasyonların büyük ölçüde azaldığı görülmektedir.

PI değerinin 5-13 arasında olduğu ince taneli zeminler için gözlemlenen boşluk suyu basınç seviyeleri kayma mukavemetinin tümüyle kaybolmasına neden olmazken yüksek eksenel birim deformasyonlara uğramasına neden olur. Bu nedenle, PI değeri 5 ile 13 arasında olan ince taneliler hem sıvılaşma (flow liquefaction) hem de devirsel yumuşama (cyclic mobility) için duyarlı olarak yorumlanabilir. PI değeri 13'dan yüksek olan durumda boşluk suyu basıncı davranışı incelendiğinde 0.80'den daha yüksek değerler gözlemlemek mümkündür. Bu tür örneklerin deformasyon davranısları, oldukca yüksek olarak kabul edilebilen % 6 DA eksenel birim deformasyonu aşma eğilimindedir. Bu tür deformasyon seviyeleri göz önüne alındığında, PI değeri 13 ile 15 arasında değişen ince taneli zeminler devirsel yumuşamaya duyarlı olarak sınıflandırılabilir. w_c/LL oranları 0.95'den yüksek olan PI=15 numuneler için r_u 0.85'i aşmaktadır. Buna göre, PI=15 ve w_c/LL>0.95 olan ince taneliler de devirsel yumuşamaya duyarlı olarak sınıflandırılabilir. Model kullanılarak elde edilen ru değerleri PI=15 olan zeminlerde N=15'de bile 0.95'i aşmamaktadır. Ayrıca, PI> 15 olan ince malzemeyle yapılan deneylerin çoğunda DA eksenel birim deformasyon düzeylerinin % 2.5'un altında kaldığı gözlenmiştir. Dolayısıyla, PI=15 ve $w_c/LL < 0.95$ ile PI>15 olan ince malzemeler sıvılasmaz olarak sınıflandırılabilir. Önerilen devirsel boşluk suyu başıncı modelinden türetilmiş sıvılaşma duyarlılık kriterleri Şekil 10'da gösterilmektedir.

5.SONUÇLAR

Geniş bir veri tabanı oluşturmak için kapsamlı bir literatür taraması yapılarak 72 adet üç eksenli deney sonucu derlenmiştir. Veri tabanındaki her deneyden elde edilen r_u ile N arasındaki ilişki üzerine boşluk suyu basıncını tahmin eden bir model oluşturulmuştur. Sıvılaşma duyarlılığına etkisi yüksek olan malzeme özellikleri (PI ve w_c/LL) ve devirsel talep (CSR_{tx}) bu ilişkiye yansıtılmıştır. Modelin tahmin performansı üzerine yapılan değerlendirmeler, ölçülen ve tahmin edilen r_u değerleri arasındaki oranın elde edilen verilerin %75'inden fazlasında 0.75 ile 1.35 aralığında olduğunu göstermektedir. Modelin görece yüksek tahmin oranına dayanılarak, ince taneli zeminlerin sıvılaşma potansiyeli önerilen model vasıtasıyla değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmelere göre; PI \leq 5.5 ve w_c/LL \geq 0.85 olan ince taneliler sıvılaşabilir olarak, PI değeri 5.5 ve 13 arasında olanlar hem sıvılaşmaya hem de devirsel yumuşamaya karşı duyarlı, tüm w_c/LL oranlarında PI değeri 13 - 14 olan ile PI=15 olup 0.95'den büyük w_c/LL oranına sahip ince taneli zeminlerin devirsel yumuşamaya karşı duyarlı, bu değerlerin üstünde PI değerine sahip olan malzemenin ise sıvılaşmaz olduğu önerilmiştir.





Şekil 10. Önerilen sıvılaşma duyarlılık kriteri

KAYNAKLAR

- [1] Ansal AM and Erken A (1989) Undrained behavior of a normally consolidated clay under cyclic shear stresses. Journal of Geotechnical Engineering 115(7): 968-983.
- [2] Boulanger RW and Idriss IM (2004) Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. Rep. No. UCD/CGM-04/01, Center of Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California
- [3] Donahue JL (2007) The liquefaction susceptibility, resistance, and response of silty and clayey soils. PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- [4] Hyde AFL and Ward SJ (1985) A pore pressure and stability model for a silty clay under repeated loading. Geotechnique 35(2): 113-125.
- [5] Juang CH, Ching J, Ku CS, Hsieh YH (2012) Unified CPTu-based probabilistic model for assessing probability of liquefaction of sand and clay. Geotechnique 62(10): 877-892.
- [6] Ohara S and Matsuda H (1988) Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear. Soils and Foundations 28(3):103-113.
- [7] Sağlam S (2011) Cyclic behavior of saturated low plastic fine soils. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- [8] Sağlam S and Bakır BS (2014) Cyclic response of saturated silts. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 61-62:164-175.
- [9] Sancio RB (2003) Ground failure and building performance in Adapazari, Turkey. PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- [10] Zlender B and Lenart S (2005) Cyclic liquefaction potential of lacuse-trine carbonate silt from Julian Alps. Acta Geotechnica Slovenica 2005(1):23-31.
- [11] Zlender B and Trauner L (2007) The dynamic properties of the snail soil from the Ljubljana marsh. Acta Geotechnica Slovenica 2007(2):49-61.

İÇİ BOŞ HENDEKLERİN TİTREŞİM YALITIM PERFORMANSININ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF OPEN TRENCH'S VIBRATION ISOLATION PERFORMANCE BY FINITE ELEMENT METHOD

Deniz ÜLGEN*¹ Onur TOYGAR² Selda DURMAZ³ Ali TUTAR⁴

ABSTRACT

Vibration sources such as construction activities, machine foundations and highway traffic may disturb nearby structures and residents by generating undesirable vibrations. Recently, number of studies concerning isolation of these vibrations has increased and utilization of open trench, (EPS-expanded polystyrene, concrete, bentonite) in-filled trench, pile, sheet pile and diaphragm wall as wave barriers is proposed. Open trench shows the best isolation performance among these barriers. In this study, Quake/W finite element program is employed to analyze screening effectiveness of open trenches. The numerical model is validated at first with respect to the results obtained in a field study. Analyses are performed by using the validated model within the frequency range of 10Hz to 70Hz to identify isolation performance of open trench, quantitatively. Isolation performance depends on Rayleigh wave velocity and vibration frequency. For this reason, the trench depth is normalized with the Rayleigh wavelength and the effect of the normalized depth on isolation efficiency is examined. Consequently, it is seen that the isolation performance increases with increasing normalized depth. The findings obtained in this study are compared with those obtained in the field and the numerical studies. It is seen that the results are reasonably consistent with those in the literature.

Keywords: Trench, Wave Barrier, Vibration Isolation, Finite Element Method

ÖZET

İnşaat çalışmaları, makine temelleri ve kara yolu trafiği gibi titreşim kaynakları, istenmeyen titreşimler yayarak etrafındaki yapıları ve çevre sakinlerini rahatsız etmektedir. Son yıllarda bu gibi titreşimlerin etkisini azaltmak için yapılan çalışmaların sayısı artmış, içi boş hendek, (EPS-genleştirilmiş polistiren, beton, bentonit) dolu hendek, kazık, palplanş ya da diyafram duvar gibi sistemlerin dalga bariyeri olarak kullanımı önerilmiştir. Bu yöntemler içerisinde en iyi titreşim yalıtım performansını içi boş hendeklerin gösterdiği tespit edilmiştir. Bu çalışmada, içi boş hendeklerin titreşim yalıtım performansı Quake/W sonlu elemanlar programı kullanılarak incelenmiştir. Sayısal model öncelikle bir saha deneyinin sonuçlarına göre doğrulanmıştır. Doğrulanan modelde titreşim frekansı 10Hz'den 70Hz'e kadar arttırılarak analizler yapılmış, hendeğin yalıtım verimliliği niceliksel olarak saptanmıştır. Titreşim yalıtım performansını, zeminin Rayleigh dalga hızına ve titreşim frekansına bağlı olduğu görülmüştür. Bu nedenle hendek derinliği, Rayleigh dalga boyuna göre normalize

^{*1} Yrd.Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, denizulgen@mu.edu.tr

² Arş.Gör., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, onurtoygar@mu.edu.tr

³ Arş.Gör., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, seldadurmaz@mu.edu.tr

⁴ Mühendis, Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, ratutila@gmail.com

edilerek yalıtım verimliliği ile normalize hendek derinliğinin ilişkisi incelenmiştir. Sonuç olarak normalize hendek derinliği arttıkça titreşim yalıtım performansının arttığı gözlenmiştir. Elde edilen bulgular literatürdeki saha çalışmalarının ve sayısal analizlerin sonuçlarıyla karşılaştırılmış, mevcut çalışmanın sonuçlarının literatürdekilerle tutarlı olduğu görülmüştür. **Anahtar kelimeler:** Hendek, Dalga Bariyeri, Titreşim Yalıtımı, Sonlu Elemanlar Yöntemi

1. GİRİŞ

Çevremizde inşaat çalışmaları, makine temelleri, kara yolu ve demir yolu trafiği gibi çok sayıda titreşim kaynağı vardır. Bu kaynaklar çoğunlukla yüzeyde olup, etraflarına istenmeyen titreşimler yayarlar. Miller ve Pursey (1955) yüzeyde, düşey doğrultuda oluşturulmuş sürekli titreşimlerin homojen, izotropik ve elastik ortamda yayılımını incelemiştir. Sonuç olarak titreşimlerin çoğunluğu (%67) yüzey dalgası (Rayleigh dalgası) olmak üzere elastik dalgalar halinde yayıldığını ortaya koymuştur. Son yıllarda içi boş veya (beton, bentonit, EPSgenleştirilmiş polistiren, kauçuk granül) dolu hendek, kazık ya da palplanş gibi dalga bariyerleri titreşim yalıtımı amacıyla kullanılmaktadır. Bu gibi bariyerlerin yalıtım performansını ve buna etki eden faktörleri inceleyen çalışmaların sayısı artmıştır.

Dalga bariyerinin yalıtım verimliliğini niceliksel olarak saptamak için Woods (1968) azalım oranı kavramını ortaya atmıştır. Buna göre bir noktada dalga bariyerinin inşasından sonra gözlenen maksimum dinamik genliğin, öncesinde gözlenen genliğe oranını azalım oranı olarak tanımlamış, dalga bariyerinin verimli sayılabilmesi için bu oranın en fazla 0.25 (en az %75 yalıtım) olması gerektiğini belirtmiştir. Woods (1968) içi boş hendek ve palplanş, Çelebi ve diğ. (2009) içi boş, bentonit ve su dolu, Alzawi ve El Naggar (2011) içi boş ve EPS dolu hendek, Ülgen ve Toygar (2015) içi boş, EPS ve su dolu hendek kullanarak sahada titreşim deneyleri yapmışlardır. Yazarlar, içi boş hendek tipi dalga bariyerlerinin, en iyi titreşim yalıtım performansına sahip olduğu sonucuna varmışlardır. Saha deneylerinin yanı sıra Beskos ve diğ. (1986), Ahmad ve Al Hussaini (1991), Kattis ve diğ. (1999) sınır elemanlar yöntemini; Andersen ve Nielsen (2005), Lu ve Tan (2011), Çelebi ve Kırtel (2013) sonlu elemanlar yöntemini; Orehov ve diğ. (2012) sonlu farklar yöntemini kullanarak içi boş ve (beton, bentonit, su) dolu hendek, kazık ve palplanş gibi dalga bariyerlerinin yalıtım verimliliğini incelemişlerdir. Sonuç olarak yazarlar içi boş hendeklerin en iyi yalıtım performansına sahip olduklarını ortaya koymuşlardır.

Dalga bariyerinin yalıtım verimliliği, Rayleigh dalgasının zeminde dağılmasına, kırılmasına ve yansımasına bağlıdır (Jain ve Soni, 2007). Bu nedenle yalıtım performansına etki eden parametreler incelenirken Rayleigh dalgasının özellikleri de hesaba katılmalıdır. Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde dalga bariyerinin yalıtım performansının derinlik, genişlik ve kaynak-bariyer arası mesafe gibi geometrik özelliklere bağlı olduğu gözlenmiştir. Bu çalışmalarda hendek derinliği, genişliği ve mesafe, Rayleigh dalga boyuna (λ_R) göre normalize edilmis, böylece titresim frekansı ve zemin özellikleri de hesaba katılmıştır. Richart ve diğ. (1970) Rayleigh dalgasının zeminde derinlikle değişimi araştırmış, derinlik arttıkça Rayleigh dalgasının genliğinin azaldığını gözlemlemiştir. Dasgupta ve diğ. (1990) içi boş hendeklerde derinliğin etkisini sınır elemanlar yöntemi kullanarak incelemiş, hendek derinliğinin en az $0.6\lambda_R$ olmasını gerektiğini belirtmiştir. Kattis ve diğ. (1999) dalga bariyerinin derinliğinin en az $0.8\lambda_R$, Alzawi ve El Naggar (2011) en az $0.6\lambda_R$, Ülgen ve Toygar (2015) en az 1.0 λ_R olması gerektiğini ifade etmiştir. Minimum hendek derinliğinden bağımsız olarak Haupt (1995), Al Hussaini ve Ahmad (1996), Tsai ve Chang (2009) ve Ekanayake ve diğ. (2014) hendek derinliği arttıkça yalıtım performansının da artacağını vurgulamıştır. Woods (1968) düzenlediği saha deneyleri, Beskos ve diğ. (1986), Saikia ve Das (2014), Ekanayake ve diğ. (2014) sayısal yöntemlerle hendek genişliğinin titreşim yalıtımına etkisini incelemiş, sonuç olarak hendek genişliğinin yalıtım verimliliğine kayda değer bir etkisinin olmadığını ortaya koymuşlardır.

Titreşim kaynağı-dalga bariyeri arası mesafe açısından titreşim yalıtımı aktif ve pasif yalıtım olmak üzere ikiye ayrılır (Woods, 1968). Aktif yalıtımda dalga bariyeri, titreşim kaynağının yakınına, pasif yalıtımda kaynaktan uzakta, korunmak istenen bölgeye yakın bir yere yerleştirilir. Ahmad ve Al Hussaini (1991) yalıtım verimliliği açısından aktif ya da pasif yalıtımın bir farkı olmadığını ifade etmiştir. Çelebi ve diğ. (2009) aktif ve pasif yalıtımı karşılaştırmak için saha deneyleri düzenlemiş, pasif yalıtımın daha verimli olduğunu belirtmiştir. Alzawi ve El Naggar (2009) kaynak-bariyer arası mesafenin, hendeğin yalıtım performansını etkilemediğini, verimliliğin çoğunlukla derinlikle ilişkili olduğunu vurgulamıştır. Titreşim kaynağı-hendek arası mesafenin yalıtım performansına etkisi konusunda kesin bir kanıya varılamamıştır.

Literatürdeki çalışmalar özetlendiğinde, içi boş hendek tipi dalga bariyerlerinin en iyi titreşim yalıtım performansına sahip oldukları görülmüştür. Saha deneylerinin az sayıda olduğu, sayısal yöntemlere dayanan çalışmaların da zemini homojen, izotropik ve elastik kabul ederek sahadaki durumu tam olarak yansıtamadığı görülmüştür. Mevcut çalışmada sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak içi boş hendeklerin titreşim yalıtım davranışı incelenmiştir. Öncelikle Toygar'ın (2015) zemin profilinin sayısal bir modeli oluşturulmuş, saha deneylerinin sonuçlarına göre model doğrulanmıştır. Sonrasında titreşim frekansı, hendek derinliği gibi parametrelerin yalıtım performansına etkisi incelenmiştir. Elde edilen bulgular literatürdeki sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

2. SAYISAL MODEL VE DOĞRULAMA ÇALIŞMALARI

2.1. Saha Çalışması

Mevcut çalışmada, Toygar'ın (2015) saha deneylerini yaptığı zemin profili modellenmiştir. Saha deneylerinden önce detaylı bir zemin etüdü yapılmış, zemin profilinin 3 tabakadan oluştuğu belirlenmiştir. Buna göre 6m'lik killi kum (SC) tabakası, plastisitesi derinlikle artan (CL-CH) 9m'lik kil tabakasının üzerinde yer almaktadır. Sonrasındaki 15m derinlik boyunca ise yüksek plastisiteli kil tabakası bulunmaktadır. Yer altı su seviyesi yüzeyden 5m derinde gözlenmiştir. Ayrıca sahada, çok kanallı yüzey dalgası analizi (MASW-Multichannel Analysis of Surface Wave) yapılmış, derinliğe bağlı olarak ortalama kayma dalgası hızının değişimi elde elde edilmiştir (Şekil 1). Yüzeyde 236.5m/s olan ortalama kayma dalgası hızı derinlikle artmaktadır.



Şekil 1. Ortalama kayma dalgası hızının derinlikle değişimi (Toygar, 2015)

Sahada 25 Hz, 50Hz ve 70Hz frekanslarında sürekli titreşimler oluşturulmuş, bu titreşimlerin genlikleri Şekil 2'de numaralarla (1-6) belirtilen noktalara yerleştirilen ivme sensörleriyle ölçülmüştür. Öncelikle hendek açılmadan titreşim deneyleri yapılmış, herhangi bir bariyer olmadan titreşimlerin nasıl azaldığı belirlenmiştir. Sonrasında 80cm genişliğinde, 6m uzunluğunda, 4.5m derinliğinde bir hendek açılıp aynı frekanslarda oluşturulan titreşimlerin genlikleri aynı noktalarda ölçülmüştür. Hendek açıldıktan sonra ve önce elde edilen maksimum mutlak ivme genlikleri sırasıyla birbirlerine oranlanarak belirli noktalarda azalım oranı elde edilebilecek ve hendeğin yalıtım performansı niceliksel olarak hesaplanabilecektir. Hem ivme büyüklükleri hem de azalım oranları sayısal modelin doğrulamasında kullanılacaktır.



Şekil 2. Saha yerleşim planının şematik gösterimi (Toygar, 2015)

2.2. Sayısal Modelin Doğrulanması

İçi boş hendeklerin titreşim yalıtım performansını belirlemek için Quake/W sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Saha deneylerinden (Toygar, 2015) elde edilen ortalama kayma dalgası hızlarına (Şekil 1) göre zemin tabakalı olarak modellenmiştir. En küçük eleman boyutu 0.4m olacak şekilde, üçgen ve dikdörtgen sonlu elemanlar ağları oluşturulmuştur. En küçük ağ boyutu aşağıdaki formülle belirlenmiştir:

$$\Delta \le \frac{1}{8} \left(\frac{V_s}{f_{\text{max}}} \right)$$
 (Kuhlemeyer ve Lysmer, 1973)

Sonlu elemanlar modelinin boyutlarına karar vermek için kapsamlı yakınsama analizleri yapılmış ve sonuç olarak 50m x 105m boyutlarında bir sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur (Şekil 3). Modelin sınırlarında, yatay ve düşey yönde hareketler engellenmiş olup, burada oluşabilecek dalga yansımalarının etkisini minimize edebilmek amacıyla model boyutları geniş tutulmuştur.



Şekil 3. Sonlu elemanlar modeli a) sonlu elemanlar ağları b) titreşim kaynağı, hendek ve ölçüm noktaları

Doğrulama çalışmasında; 50Hz frekansında, hendeksiz ve hendekli durumda elde edilen veriler kullanılmıştır. Titreşim kaynağı olarak noktasal yük kullanılmış, saha deneyindeki ölçüm noktalarıyla aynı yerlere denk gelen noktalarda ivmeler ölçülmüştür. Yükün büyüklüğü, zeminin sönüm oranı gibi faktörler değiştirilerek saha deneylerine en yakın sonuclara ulasılmaya calısılmıştır. Lineer elaştik olarak modellenen zeminde poisson oranı 0.25 olarak kullanılmıştır. Her tabakada zeminin kayma dalgası hızına ve birim hacim ağırlığına göre kayma modülü belirlenmiştir (Toygar, 2015). Sonuç olarak 50Hz frekansında, 4kN'luk noktasal yük altında, zeminin sönüm oranı %4 iken en yakın sonuçlara ulaşılmıştır. Her noktada gözlenen maksimum ivme, ilk noktada gözlenen maksimum ivmeye oranlanarak normalize edilmiştir. Hendeksiz ve hendekli durumda, aynı noktalarda elde edilen normalize edilmiş ivme büyüklükleri Şekil 4'te gösterilmiştir. Ayrıca hendekli durumda ve hendeksiz durumda elde edilen maksimum ivmeler sırasıyla birbirlerine oranlanarak her nokta için azalım oranı tanımlanmıştır. Azalım, hendekten sonra beklendiği için sadece saha deneyindeki #3, #4, #5 ve #6 noktalarında azalım oranı hesaplanmıştır. Saha deneyinde ve sayısal analizde elde edilen azalım oranları Şekil 5'te karşılaştırılmıştır. Şekil 4 ve 5'te görüldüğü üzere sayısal modelde, saha deneyinin sonuçlarına yakın sonuçlar elde edilmiştir. Ancak yer yer küçük niceliksel uyuşmazlıklar görülmektedir. Bu farklılıklar, saha deneyinde zeminin heterojen ve anizotropik olması, sayısal modelde analizlerin iki boyutlu olması nedeniyle hendeğin sonsuz sürekli kabul edilmesi gibi nedenlerle açıklanabilir. Saha denevlerinde, özellikle son 2 noktada normalize ivme değerlerinin önceki noktalara oranla azalması gerektiği halde arttığı gözlenmiştir. Bunun nedeni, zeminde tabakalanma ve heterojenlik nedeniye yansıyan ve kırılan dalgaların, yüzey dalgalarıyla üst üste binmesi

olabilir (Massarch, 2005). Ancak sayısal modelde bu durum gözlenmemiş, bu nedenle o noktalarda küçük farklılıklar bulunmaktadır. Sonuç olarak sayısal modelin makul doğrulukla saha deneylerinin sonuçlarını yansıttığı görülmüş, sayısal analizlere doğrulanan modelle devam edilmiştir.



Şekil 4. Normalize ivmelerin mesafeye göre değişimi



Şekil 5. Azalım oranının mesafeye göre değişimi

3. SAYISAL ANALİZLER

İçi boş hendeklerin titreşim yalıtım performansını incelemek için, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak doğrulanan model üzerinde çok sayıda analiz gerçekleştirilmiştir. Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, titreşim kaynağı-dalga bariyeri arası mesafenin yalıtım performansına etkisi hakkında kesin bir kanıya varılamamış, bariyer genişliğinin ise bir önemi

olmadığı görülmüştür. Bu nedenle yapılan analizlerde hendeğin yeri ve geometrik özellikleri değiştirilmeyerek saha deneyindeki (Toygar, 2015) yerleşim planına sadık kalınmıştır. Ancak daha çok noktada titreşim genlikleri ölçülerek Şekil 6'daki model oluşturulmuştur.



Şekil 6. Sonlu elemanlar modelinde ölçüm noktaları

Literatürdeki çalışmalar, hendeklerin yalıtım performansına etki eden en önemli parametrelerin zeminin dinamik özellikleri (Rayleigh dalga hızı) ve hendek derinliği olduğunu göstermiştir. Bu nedenle hendek derinliği, Rayleigh dalga boyuna göre normalize edilerek hem zeminin dinamik özellikleri hesaba katılmış hem de normalize hendek derinliğinin titreşim yalıtımına etkisi incelenebilmiştir. Bu çalışmada 4kN'luk noktasal yük kullanılmış, titreşim frekansı 10 Hz'den 70 Hz'e kadar 10 Hz aralıklarla arttırılmıştır. Böylelikle, titreşim frekansı arttırılarak Rayleigh dalga boyu azaltılmış, normalize hendek derinliği arttırılmıştır. Hendeğin tüm geometrik özellikleri de Rayleigh dalga boyuna (λ_R) göre normalize edilmiş, normalize hendek derinliği (D), genişliği (W) ve hendek kaynak arası mesafe (L) gibi parametrelerin büyüklüklükleri Tablo 1'de gösterilmiştir. Analizler önce hendeksiz durum, sonra 4.5m derinliğindeki içi boş hendekli durum için gerçekleştirilmiştir.

V_{R} (m/s)	Frekans (Hz)	$\lambda_{\mathbf{R}}\left(\mathbf{m}\right)$	D	W	L
	10	21.29	0.21	0.038	0.12
	20	10.64	0.42	0.075	0.23
212.85	30	7.10	0.63	0.113	0.35
212.03	40	5.32	0.85	0.150	0.47
	50	4.26	1.06	0.188	0.59
	60	3.55	1.27	0.226	0.70
	70	3.04	1.48	0.263	0.82

Tablo 1. Rayleigh dalga boyu ve normalize edilmiş hendek boyutları

4. ANALİZ SONUÇLARI VE TARTIŞMA

4.1. Analiz Sonuçları

Dalga bariyerinin yalıtım performansını niceliksel olarak belirlemek için öncelikle hendeksiz durumda titreşimler oluşturulmuş, ivmelerin genlikleri Şekil 6'da belirtilen noktalarda hesaplanmıştır. Sonrasında 4.5m derinlikliğindeki hendekli durum için analizler tekrarlanmıştır. Titreşim yalıtımı hendekten sonraki bölgede beklendiği için azalım oranları sadece bu noktalarda (#3 - #9), hesaplanmıştır. Farklı titreşim frekanslarında azalım oranlarının mesafeye göre değişimi Şekil 7'de belirtilmiştir.



Şekil 7. Farklı frekanslarda azalım oranlarının mesafeye göre değişimi a) 10 Hz b) 20 Hz c) 30 Hz d) 40 Hz e) 50 Hz f) 60 Hz g) 70 Hz

Normalize hendek derinliğinin titreşim yalıtımına etkisini saptamak için her farklı frekansta hendeğin arkasında kalan noktalarda (#3 - #9) elde edilen azalım oranlarının ortalaması

hesaplanmıştır. Buna göre ortalama azalım oranının normalize hendek derinliğine göre değişimi Şekil 8'deki gibi elde edilmiştir. Düşük frekanslarda (özellikle 10Hz) iyi bir titreşim yalıtım performansı gözlenememiştir. 10 Hz'lik titreşim frekansında ortalama azalım oranı 0.81 iken 70 Hz'lik titreşim frekansında bu oran 0.19'dur. Titreşim frekansı artarken normalize hendek derinliği de artmış, sonuç olarak normalize hendek derinliği arttıkça daha iyi bir yalıtım verimliliği elde edilmiştir. Titreşimlerin genliklerinin ortalama %75 azalması (azalım oranının 0.25 olması) için normalize hendek derinliğinin en az 0.6-0.8 civarında olması gerektiği görülmüştür. 1.0 $\lambda_{\rm R}$ ve daha derin hendeklerde azalım oranının 0.17-0.19 civarında neredeyse sabit olduğu gözlenmiştir. Hendeğe olan mesafenin azalım oranına etkisi incelendiğinde, hendeğe yakın noktalarda daha iyi bir yalıtım gözlenirken hendekten uzaklaştıkça azalım oranının arttığı (yalıtımın azaldığı) gözlenmektedir. Ülgen ve Toygar (2015) da hendeğin yakınında daha yüksek bir yalıtım elde edildiğini, hendekten uzaklaşıkdıkça yalıtım performansının azaldığını ortaya koymuşutur. Bu durum, mevcut sayısal çalışmada da gözlenmiştir.



Şekil 8. Ortalama azalım oranının normalize hendek derinliğine göre değişimi

4.2. Sonuçların Literatürdeki Çalışmalarla Karşılaştırılması

Mevcut çalışmada elde edilen bulgular, literatürdeki saha deneyleriyle ve sayısal analizlerle elde edilenlerle sırasıyla Şekil 9 ve Şekil 10'da karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, doğrulama çalışmasının yapıldığı Toygar'ın (2015) deney sonuçlarıyla D=1.0 ve D=1.5 noktalarında oldukça yakındır. Genel olarak saha deneylerinin sonuçlarıyla kıyaslandığında ise normalize hendek derinliğinin 0.5'ten büyük olduğu durumlarda saha deneyleriyle makul ölçüde tutarlı olduğu görülmektedir. Çalışmanın sonuçları, önceki sayısal analizlerin bulgularıyla karşılaştırıldığında da bu çalışmalarla oldukça yakın sonuçlar gösterdiği, mevcut çalışmanın bu çalışmaların ortalamasına yakın olduğu görülmektedir. Sonuç olarak önerilen sonlu elemanlar modelinin literatürdeki sonuçlarla tutarlı olduğu görülmüştür.



Şekil 9. Elde edilen bulguların literatürdeki saha deneylerinin sonuçlarıyla karşılaştırılması



Şekil 10. Elde edilen bulguların literatürdeki sayısal analizlerin sonuçlarıyla karşılaştırılması

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada Quake/W sonlu elemanlar programı kullanılarak içi boş hendeklerin titreşim yalıtım performansı incelenmiştir. Toygar'ın (2015) saha deney sonuçlarına göre doğrulanan sonlu elemanlar modelinde titreşim frekansı, normalize hendek derinliği gibi parametrelerin yalıtım verimliliğine olan etkisi incelenmiş ve aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

• Önerilen sonlu elemanlar modeli, saha deney sonuçlarını makul doğrulukla yansıtmaktadır. Ancak saha deneylerinde zeminin anizotropik ve heterojen olması, sayısal analizler 2 boyutlu olduğu için hendeğin uzunluğunun sonsuz sürekli kabul edilmesi gibi nedenlerden dolayı küçük farklılıklar görülebilir. Ayrıca, sonuçların saha

deneyinin yapıldığı zemine özgü olduğu, farklı zeminlerde değişkenlik gösterebileceği de unutulmamalıdır.

- Titreşim frekansı arttıkça Rayleigh dalga boyu azalmış, buna bağlı olarak normalize hendek derinliği artmıştır. Normalize hendek derinliği arttıkça titreşim yalıtım performansının da arttığı gözlenmiştir. $0.8\lambda_R$ ve daha derin içi boş hendeklerde %75'den fazla yalıtım sağlanmıştır. $1.0\lambda_R$ 'dan daha derin hendeklerde ise azalım oranı neredeyse sabit kalmış, yaklaşık 0.18 olarak hesaplanmıştır. Bu da ortalama %82 titreşim yalıtımına denk gelmektedir.
- Titreşim yalıtımının, hendeğe yakın yerlerde daha fazla olduğu, hendekten uzaklaşıldıkça yalıtımın azaldığı görülmüştür.
- Elde edilen bulgular, literatürdeki saha deneylerinden ve sayısal analizlerden elde edilen verilerle karşılaştırılmıştır. Mevcut çalışmanın sonuçlarının, hem saha deneyleriyle hem de sayısal çalışmalarla makul ölçüde tutarlı olduğu, yaklaşık olarak bu çalışmaların sonuçlarının ortalamasına yakın olduğu görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Rektörlüğü Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından 13-080 koduyla desteklenmiştir. Destek ve yardımlardan dolayı BAP Koordinatörlüğüne teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Miller, G.F. ve Pursey, H. (1955), "On the Partition of Energy Between Elastic Waves in a Semi-Infinite Solid", Proceedings of the Royal Society of London Series A, 233 (1192): 55-69.
- [2] Woods, R.D. (1968), "Screening of Surface Waves in Soils", Doktora Tezi, University of Michigan, Detroit, 57 sayfa.
- [3] Çelebi, E., Fırat, S., Beyhan, G., Çankaya, İ., Vural, İ. ve Kırtel, O. (2009), "Field Experiments on Wave Propagation and Vibration Isolation by Using Wave Barriers", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 29: 824-833.
- [4] Alzawi, A. ve El Naggar, M.H. (2011), "Full Scale Experimental Study on Vibration Scattering Using Open and in-Filled (Geofoam) Wave Barriers", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 31: 306-317.
- [5] Ülgen, D. ve Toygar, O. (2015), "Screening Effectiveness of Open and in-Filled Wave Barriers: A Full-Scale Experimental Study", Construction and Building Materials, 86: 12-20.
- [6] Beskos, D.E., Dasgupta, B. ve Vardoulakis, I.G. (1986), "Vibration Isolation Using Open or Filled Trenches Part 1: 2-D Homogeneous Soil", Computational Mechanics, 1:43-63.
- [7] Ahmad, S. ve Al-Hussaini, T.M. (1991), "Simplified Design for Vibration Screening by Open and in-Filled Trenches", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering-ASCE, 117: 67-88.
- [8] Kattis, S.E., Polyzos, D. ve Beskos, D.E. (1999), "Modelling of Pile Wave Barriers by Effective Trenches and Their Screening Effectiveness", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 18: 1-10.

- [9] Andersen, L. ve Nielsen, S.R.K. (2005), "Reduction of Ground Vibration by Means of Barriers or Soil Improvement Along a Railway Track", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 25: 701-716.
- [10] Lu, Y. ve Tan, Y. (2011), "Mitigation of Building Responses to DDC Impacts by Soft and Stiff Wave Barriers", Journal of Vibration and Control, 17 (2): 259-277.
- [11] Çelebi, E. ve Kırtel, O. (2013), "Non-linear 2-D FE Modeling for Prediction of Screening Performance of Thin-Walled Trench Barriers in Mitigation of Train-Induced Ground Vibrations", Construction and Building Materials, 42: 122-131.
- [12] Orehov, V.V., Moghanlou, R.N., Negahdar, H. ve Varagh, A.M.B., "Investigation Effects of Trench Barrier on the Reducing Energy of Surface Waves in Soils", 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 Eylül 2012, Lizbon, Portekiz.
- [13] Jain, A. ve Soni, D.K., "Foundation Vibration Isolation Methods", 3rd WSEAS International Conference on Applied and Theoretical Mechanics, 14-16 Aralık 2007, İspanya.
- [14] Richart, F.E., Hall, J.R. ve Woods, R.D. (1970), "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice-Hall.
- [15] Dasgupta, B., Beskos, D.E., ve Vardoulakis, I.G. (1990), "Vibration Isolation Using Open or Filled Trenches Part 1: 3-D Homogeneous Soil", Computational Mechanics, 6:129-142.
- [16] Haupt, W.A., "Wave Propagation in te Ground and Isolation Measures", 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2-7 Nisan 1995, Missouri, Amerika Birleşik Devletleri.
- [17] Al Hussaini, T.M. ve Ahmad, S. (1996), "Active Isolation of Machine Foundations by in-Filled Trench Barriers", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering-ASCE, 122: 288-294.
- [18] Tsai, P.H. ve Chang, T.S. (2009), "Effects of Open Trench Siding on Vibration-Screening Effectiveness Using the Two-Dimensional Boundary Element Method", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 29: 865-873.
- [19] Ekanayake, S.D., Liyanapathirana, D.S. ve Leo, C.J. (2014), "Attenuation of Ground Vibrations Using in-Filled Wave Barriers", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 67: 290-300.
- [20] Alzawi, A. ve El Naggar, M.H., "Vibration Scattering Using Geofoam Material as Vibration Wave Barriers", 62nd Canadian Geotechnical Conference, 2009, Kanada.
- [21] Toygar, O. (2015), "Investigation of Vibration Isolation Performance of Trench Type Wave Barriers by Field Tests", Yüksek Lisans Tezi, Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, 95 sayfa.
- [22] Kuhlemeyer, R.L. ve Lysmer. J. (1973), "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems", Journal of the Soil Dynamics Division, 99: 421-427.
- [23] Massarch, K.R., "Vibration Isolation Using Gas-Filled Cushions", International Workshop on the Mitigation and Countermeasures of Ground Environment, 26-27 Eylül 2005, 123-133.
- [24] Kuhlemeyer, R.L. ve Lysmer. J. (1973), "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems", Journal of the Soil Dynamics Division, 99: 421-427.
- [25] Haupt, W.A., "Model Tests on Screening of Surface waves", 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 15-19 Haziran 1981, Stockholm, İsveç.
- [26] Dolling, H.J. (1968), "Schwingungsisolierung von Bauwerken Durch Tiefe, Auf Geeignete Weise Stabilisierte Schlitz", Sonderdruck aus VDI Berichte 88, S.3741.
- [27] Al Hussaini, T.M. (1992), "Vibration Isolation by Wave Barriers", Doktora Tezi, State University of New York at Buffalo, 212 sayfa.
- [28] Saikia, A. ve Das, U.K. (2014), "Analysis and Design of Open Trench Barriers in Screening Steady-State Surface Vibrations", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 13: 545-554.

INAPPROPRIATNESS OF THE CURRENT OFFSHORE GUIDELINES FOR THE DESIGN OF LARGE-DIAMETER MONOPILES IN SANDS – DEMONSTRATION THROUGH 5-MW REFERENCE WIND TURBINE FROM NREL

Djillali Amar BOUZID

Department of Civil Engineering, University of Blida, Route de Soumaa Blida 9000, Algeria

ABSTRACT

Since the World's demand on energy is constantly raising, many countries built and are currently building their offshore wind farms to produce cheap, clean and renewable energy as a substitute to fossil fuel based energy which is the source of green-house gases leading the main cause of global heating. Despite the increasing in turbine capacity, the preferred foundations for these offshore wind turbines (OWTs) are large diameter monopiles due to their ease of installation in shallow to medium water depth.

For decades the well-known p - y curve method (adopted by API and DNV Offshore Guide Lines) in which the monopile/soil interaction is considered by non-linear p - y curves derived from field tests, has been applied to analyze monopiles supporting OWTs. Although the p - y formulation has been applied successfully in designing piles supporting gas and oil platforms in offshore industry due to the low failure rate observed in piles, its application to design large-diameter monopiles supporting offshore wind energy converters has not been validated for monopiles of diameter up to 6 m as many authors reported inconsistencies in the use of these design rules. In this paper the weakness points of the Winkler model based on p - y curves are also given along with the recent propositions to enhance the performance of the Winkler models which are described. Then a new finite element procedure based on the combination use of 2D FE analysis and finite differences method suitable for 3D soil/structure interaction problems is briefly described. By considering a 5-MW reference offshore wind turbine from NREL embedded in sand, the study focus then, on the examination monopile head stiffness which is the key element in quantifying the monopile/soil interaction. The monopile head stiffness is significantly important for the determination of the first OWT natural frequency which is in turn a crucial parameter for the monopile design.

1. INTRODUCTION

As wind energy is one of the most promising and fastest-growing renewable energy sources around the world, there has been a rapid development in the installation of wind farms in both onshore and offshore locations to secure clean electricity as a permanent source of energy. Because offshore winds tend to have higher speeds and less turbulent than onshore winds, resulting in an increase in the potential energy produced in offshore locations than in onshore ones, several offshore wind farms have been already installed all over the planet the last decade and a vast number is being planned for the near future. Although, there are many Offshore Wind Turbines (OWTs) support options depending on the water depth (ranging from gravity foundations for shallow depths of 0 - 15 m to floating foundations for very deep

waters of 60 - 200 m), the most widely used option for supporting offshore wind-turbines is the monopile foundations, which consist of welded steel pipe piles driven open-ended into soil. This type of foundations has proven to be an efficient solution in water depths ranging between 15 m and 35 m and consequently it is the most appropriate choice for offshore wind farms, due to the ease and speed of installation and cost of construction (Achmus et al. 2009; Adhikari and Bhattacharya (2011, 2012); Carswell et al. 2015; Laszlo et al. (2016, 2017); Galvin et al. 2016).

The primary objective of this paper is twofold. The first, is to show that a FE analysis based on a nonlinear soil model is the best choice as a method of analysis for safe design of OWTs. The second, is to confirm what has been stated about the behavior of laterally loaded monopiles since the emerging of OWT industry by many researchers who ascertain that the O'Neill and Murchison's (1983) formulation which has been adopted first by the API and then by the DNV, is no longer appropriate for the analysis of large-diameter monopoles under horizontal loading.

2. P-Y CURVES USED IN THE CURRENT OFFSHORE GUIDELINES FOR THE DESIGN OF LARGE-DIAMETER MONOPILES

Using this piecewise p - y curve proposed by Reese et al. (1974) and a relatively large database of laterally loaded pile tests, O'Neill and Murchison (1983) suggested a hyperbolic formula for p - y curve in order to describe the relationship between soil resistance and lateral pile deflection in sand:

$$p(y,z) = Ap_u \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u}y\right) \tag{1}$$

In equation (1), p_u is the ultimate soil resistance and k represents the initial coefficient of subgrade reaction depending on the angle of internal friction of the cohesionless soil. The initial stiffness of the p - y curves E_{py}^* , recommended in the design can be obtained by evaluating the slope of the p - y curve tangent at y = 0.

$$E_{py}^* = \frac{dp}{dy}\Big|_{y=0} = Ap_u \left. \frac{\frac{kz}{Ap_u}}{\cosh^2\left(\frac{kzy}{Ap_u}\right)} \right|_{y=0} = kz$$
(2)

It is quite clear from the equation (2), that the initial stiffness is independent on pile properties (diameter and bending stiffness) and it is linearly dependent on the depth z.

Standards for designing laterally loaded piles, e.g. the American Petroleum Institute (API, 2011), Det Norske Veritas (DNV, 2013) are based on the Winkler model using p - y curves whose expressions are given by equation (1).

2.1 Drawbacks of the formulations of p - y curves

Although, they have been employed for designing offshore piled foundations by the offshore oil and gas industry for decades, these design recommendations (API, and DNV) are not appropriate for designing foundations for offshore wind turbine structures, for many reasons:

a) They have been developed on the basis on full-scale load tests on long, slender and flexible piles with a diameter of 0.61 m, whereas monopiles are relatively shorter and stiffer piles with diameters up to 6.0 m in the offshore wind turbine industry.

- b) The widely used API model is calibrated against response to a small number of cycles for offshore fixed platform applications. However, an offshore wind turbine may undergo 10^7 - 10^8 cycles of loading over its lifetime of 20-25 years.
- c) Under cyclic loading, the API and DNV models always predict degradation of foundation stiffness in sandy soil. However, it has been showed that the monopile stiffness in sandy soil will increase as a result of densification of soil in the vicinity of the monopile.

For further details about the shortcomings inherent to the p - y model formulation the reader is referred to Amar Bouzid and Medjitna (2017).

2.2 Most recent modifications to improve the performance of the winkler model

The p-y curve given by the equation (1) is composed by to fundamental elements which are the initial stiffness E_{py}^* and the ultimate soil resistance p_u . Most researchers found that the linear variation with depth of E_{py}^* as indicated in equation (2) is inappropriate for monopoles from the fact that it heavily overestimates the soil stiffness at depth. However, the overwhelming majority of authors considered p_u appearing in the formulation by Reese et al.1974, adequate for design of large-diameter monopiles and kept it unaltered in their new p - y curve formulations. Consequently, the most recent proposed modifications are listed in Table 1.

Authors	Proposed formulae	Assigned parameters	
O'Neill and Murchison 1983 (API 2014 and DNV 2011)	$E_{py}^* = k_{API} z$	$k_{API} = k$ appearing in equations (1) and (2)	
Wiemann et al. (2004)	$E_{py}^{*} = k_{Wiemann} z = z k_{API} \left(\frac{D_{p}^{ref}}{D_{p}}\right)^{\frac{4(1-a)}{4+a}}$	a = 0.6 for a medium dense sand a = 0.5 for a dense sand $D_p^{ref} = 1.0 m$	
Sorensen et al. (2010)	$E_{py}^{*} = k_{Sorensen1} z = a \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{b} \left(\frac{D_{p}}{D_{p}^{ref}}\right)^{c} \phi^{d}$	$a = 50000, z_{ref} = 1 m, D_p^{ref} = 1 m$ $b = 0.6, c = 0.5, d = 3.6, \phi$ in radians	
Kallehave et al. (2012)	$E_{py}^{*} = k_{Kallehave} z = k_{API} z_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{m} \left(\frac{D_{p}}{D_{p}^{ref}}\right)^{0.5}$	$m = 0.6, z_{ref} = 2.5 m$ $D_p^{ref} = 0.61 m$	
Sorensen et al. (2012)	$E_{py}^{*} = k_{Sorensen2} z = a \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{b} \left(\frac{D_{p}}{D_{p}^{ref}}\right)^{c} \left(\frac{E_{s}}{E_{s}^{ref}}\right)^{d}$	$a = 1 MPa, z_{ref} = 1 m, D_p^{ref} = 1 m$ $E_s^{ref} = 1MPa$ b = 0.3, c = 0.5, d = 0.8	

Table 1. Proposed formulae for the p - y curve initial stiffness.

3. COMPUTER CODES USED IN THIS PAPER

A pseudo 3D finite element model has been performed to analyze soil/structure interaction problems in non-linear media. This numerical technique, which has been called Nonlinear Finite Element Vertical Slices Model (NFEVSM), is based on the discretization of the 3D soil/structure medium into a series of vertical slices, each one represented by a 2D boundary value problem (Figure 1). The procedure involves the combination of the finite element (FE) method and the finite difference (FD) method for analyzing the embedded structure and the

surrounding soil sub-structured. The soil in this approach, was considered to obey the hyperbolic model proposed by Duncan and Chang (1970). The numerical procedure has been implement in a computer code called **NAMPULAL** (Details of this computer code are found in Otsmane and Amar Bouzid (2017).



Figure1. (a) Offshore Wind Turbine as SSI problem, (b) The Vertical Slices Model showing the interacting slices subjected to external and body forces.

For the Winkler model computations another computer code called **Winkler-ROWKSS** has been written by the author including in addition, to Reese et al. and O'Neill and Murchison formulations, all the proposed modifications presented in Table 1. **Winkler-ROWKSS** uses the concept of a Beam on Nonlinear Winkler foundation (BNWF) to discretize the monopile in finite differences method and the p - y curves to model the soil lateral response.

4. ASSESSMENT OF HEAD MOVEMENTS OF THE MONOPILE SUPPORTING 5-MW REFERENCE WIND TURBINE FROM NREL IN SAND

The monopile head movements (lateral displacements and rotations) are the crucial parameters required to design a monopile supporting an offshore wind turbine under horizontal force or an overturning moment. In deed they are the key elements for the determination of the monopile head stiffness which can be quantified by three springs, two for controlling horizontal and rocking movements and one for the cross-coupling interaction. The

relationship between lateral stiffness K_L , rocking stiffness K_R and cross-coupling stiffness K_{LR} may be expressed in a maytrix form as:

Where, *H* and *M* are respectively the shear force and the overturning moment applied at the monopile head and u_L and θ_R are respectively the lateral displacement and rotation of the monopile head.

In order to assess the finite element results through the use of **NAMPULAL** against those of API and those from the recently developed p-y curves implemented in **Winkler-ROWKSS**, it is useful to consider the NREL 5-MW baseline wind turbine from the National renewable energy laboratory (NREL) which is mounted atop a monopile with a flexible foundation in 20 m water depth (Jonkman et al., 2009 and Jung et al., 2015).

The NREL 5-MW mass and structural details are listed respectively in Tables 2 and 3. In this study a representative soil profile was assumed, which was adopted from the work of Passon (2006) as shown in Figure 2.





 Table 2. Reference wind Turbine masses

Rotor mass (tons)	Nacelle mass (tons)	Tower mass (tons)
110.0	240.0	347.5

Table 3. Reference wind Turbine geometrical properties

Tower height (m)	Tower diameter (m)		Tower wall thickness (m)	
	At the base	At the top	At the base	At the top
87.6	6.00	3.87	0.027	0.019

The geometrical characteristics are given in Table 4.

Monopile length (m)		Mononile diameter (m)	Monopile wall thickness (m)	
Embedment length	overhang		monophe wan unemiess (m)	
36.0	30.0	6.0	0.06	

 Table 4. Monopile properties

The evolution of monopole head movements (displacements and rotations) with the increasing applied loading at the monopole top constitutes the main purpose of the present investigation. In order to achieve this target both **NAMPULAL** and **Winkler-ROWKSS** have been applied to examine the different tendencies. Figures 3 shows the monopile head displacement and rotation with increasing lateral load or overturning moment. It seems from the first sight that the results are separated in the three global categories. From the first, relevant to finite element results, it is quite clear that the results of present method are nearly identical to those of the FEM provided by Jung et al. (2015). The second, results by Reese et al., O'Neill and Murchison and those of LPILE yield almost the same values and consequently their curves are nearly above each other. However, the third category, relevant to the Winkler methods based on the latest p - y curves improvements, are occupying quite different locations. Some near the FE curves, whereas others are even behind those of API models.



Figure 3. Evolution of monopole head movements with applied loading: (a) H - u curves, (b) $H - \theta$ curves and (c) $M - \theta$ curves.

5. CONCLUSIONS

In this paper the author presented a numerical investigation of a laterally loaded monopoles supporting 5-MW reference wind turbine in a sandy subsoil. Two types of numerical codes have been applied to perform the numerical investigations. The first called NAMPULAL has been used to discretize the medium into vertical slices, each is analyzed using the 2D conventional finite element method with soil obeying to Duncan and Chang's hyperbolic model. The second computer code called Winkler-ROWKSS has been written on the basis of finite difference scheme to model the monopole as a Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF).

Through the examination of the monopole head movements, the paper investigated the lateral behavior of a monopile supporting 5-MW reference wind turbine embedded in sands. From the close examination of the load-deformation curves three major conclusions were reached:

[1] The results by NAMPULAL have been found to be in a close agreement with those provided Abaqus reported in Jung et al. 2015. This confirms first, that the NAMPULAL results are reliable since they are in perfect match with those of well-known FE package. Secondly, the finite analysis reasonably assesses the monopile head stiffness which is a crucial criterion of its design, ascertaining thus, that this rigourous method is not restricted to parametric studies but also should be used in daily routine analysis of large-dialeter monopiles.

[2] The Winkler methods (Reese et al. 1974 and O'Neill and Murchison 1983) on which API and DNV have drawn their design guideline for large-diameter monopiles overestimate the soil stiffness which may lead to inaccurate estimation of some dynamic characteristics of offshoe wind turbine. This confirms that they are inappropriate for designing large-diameter monopiles under lateral loading.

[3] From the load-deformation curves relevant to the winkler models based on the last improvements in p - y curves, different tendencies are noticed. Some are close to finite element analysis, whereas others are even far from those adopted by both API and DNV. It seems that sorensen and al. 201 have brought some improvement whereas the proposed p - y curve by Kallehve et al. is not suitable at all to deal with large-diameter monopiles.

REFERENCES

- Abed, Y.; Amar Bouzid Dj.; Bhattacharya S. and Aissa, M.H. (2016). Static impedance functions for monopiles supporting offshore wind turbines in nonhomogeneous soils-emphasis on soil/monopile interface characteristics. *Earthquakes and Structures*, **10(5)**, 1143-1179.
- Achmus, M.; Kuo, Y.S. and Abdel-Rahman, Kh. (2009). Behavior of monopile foundations under cyclic lateral loading. *Computers and Geotechnics*, **36**, 725-735.
- Adhikari S. and Bhattacharya S. (2011). Vibrations of wind-turbines considering soilstructure interaction. *Wind and Structures*, **14(2)**, 85-112.
- Adhikari S. and Bhattacharya S. (2012). Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. *Shock and Vibrations*, **19(1)**, 37-56.
- Aissa, M.H, Amar Bouzid, Dj. and Bhattacharya, S. (2017). Monopile head stiffness for serviceability limit state calculations in assessing the natural frequency of offshore wind turbines. *International journal of Geotechnical Engineering*, 1-17.
- Amar Bouzid, Dj. and Medjitna, L. (2017). Analysis of large-diameter monopiles in sandy subsoils convenience of the FE models and inappropriatness of the Winkler models used in the design procedures. Submitted to the *International Journal of Geomechanics*.

- API: American petroleum Institute and International Organization for Standardization (ISO).(2014).ANSI/API Specification RP 2GEO. Geotechnical Considerations and Foundation Design for Offshore Structures. Washington, DC: API.
- Carswell, W.; Arwade, S.R.; DeGroot, D.J. and Lackner, M.A (2015). Soil-structure reliability of offshore wind turbine monopile foundations. *Wind Energy*, **18**, 483-498.
- DNV: Det Norske Veritas. DNV-OS-J101 (2013) Offshore standard: Design of offshore wind turbine structures, Hellrup, Danmark.
- Galvín, P.; Romero, A.; Solís, M. and Domínguez, J. (2016). Dynamic characterisation of wind turbine towers account for a monopile foundation and different soil conditions. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-13.
- Jonkman, J.M. and Matha. (2011). Dynamics of offshore floating wind turbines-analysis of three concepts. *Wind Energy*, **14**, 557–569.
- Jung, S.; Kim, S-R., Patil, A. and Hung, L.C. (2015). Effect of monopile foundation modeling on the structural response of a 5-MW offshore wind turbine tower. *Ocean Engineering*, **109**, 479-488.
- Kallehave, D.; LeBlanc, C.T. and Liingaard, M.A. (2012). Modification of the API P-Y formulation of initial stiffness of sand. Proceedings of the 7th International Conference on Offshore site investigations and geotechnics, London, UK, pp.465-472.
- Laszlo, A.; Bhattacharya, S.; Macdonald, J. and Hogan, S.J. (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **92**, 126– 152.
- Laszlo, A.; Bhattacharya, S.; Macdonald, J. H.G. and Hogan, S. J. (2016). Closed form solution of eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and SSI. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 18-32.
- O'Neill, M. W. and Murchison, J.M. (1983). An evaluation of p-y relationships in sands. Research report no. GT-DF02-83, University of Houston, USA.
- Otsmane, L. and Amar Bouzid Dj. (2017). An Efficient FE model for SSI: Theoretical background and assessment by predicting the response of large diameter monopiles supporting OWEC. Submitted to *Computers and Geotechnics*.
- Passon, P. (2006). Derivation and description of the soil-pile-interaction models. Memorandum, IEA-Annex XXIII Subtask2, Stuttgart, Germany.
- Rees L.C; Cox, W.R. and Koop F.D. (1974). Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. Offshore Technology Conference 6200 North Central Expressway Dallas, Texas 75206. OCT 2080.
- Sorensn, S.P.H; Ibsen, L.B and Augustesen, A.H. (2010). Effects of diameter on initial stiffness of p-y curves for large-diameter piles in sand. Numerical Methods in geotechnical engineering, London, PP.
- Sørenson, S.P.H.; Ibsen, L.B. and Augustesen, A.H. (2010). Effects of Diameter on Initial Stiffness of p-y Curves for Large-Diameter Piles in Sand. Numerical Methods in Geotechnical Engineering- Benz & Nordal (eds) Taylor & Francis Group, London ISBN 978-0-415-59239-0
- Wiemann, J.; Lesny, K. and Richwien, W. (2004). Evaluation of pile diameter effects on soilpile stiffness. Proc. Of 7th German Wind Energy Conference (DEWEK).

SIVILAŞMA BÖLGELERİ İÇİN SIVILAŞMA ŞİDDETİ KATSAYISI (LSN) İLE BORU HASARLARI ARASINDA İLİŞKİLERİN GELİŞTIRİLMESİ

DEVELOPMENT OF RELATIONSHIPS BETWEEN LIQUEFACTION SEVERITY NUMBER (LSN) AND PIPELINE DAMAGES IN LIQUEFACTION ZONES

Selçuk TOPRAK^{*1} Engin NACAROĞLU² A. Cem KOÇ³ _ Eric TORVELAINEN⁶ Sjoerd Van BALLEGOOY⁴ Mike JACKA⁵ Thomas D. O'ROURKE⁷

ABSTRACT

New Zealand has been impacted by many major earthquakes and thousands of subsequent shocks, beginning with the earthquake of Darfield earthquake with a magnitude of 7.1 on 04.10.2010. These earthquakes termed the Canterbury earthquake sequence in literature. In this process, the upper structures and infrastructures in the different regions around Christchurch have suffered very serious damage. The Canterbury earthquake sequence are unprecedented in terms of repeated earthquake shocks with substantial levels of ground motion affecting a major city with modern infrastructure. This study focuses on the effects of 22 February 2011 Christchurch earthquake induced liquefaction on buried pipelines. Correlations were developed between pipe damage, expressed as repairs/km, and a recently developed parameter called liquefaction severity number (LSN). Studies by Tonkin and Taylor (2013, 2015), van Ballegooy ve diğ. (2014, 2015a, 2015b) and Lacrosse ve diğ. (2015) have shown that LSN provides a good correlation with land and residential house foundation damage observations recorded in Canterbury. According to results obtained in this study for buried pipelines, LSN has reasonably good correlation with asbestos cement (AC), cast iron (CI) and polyvinyl chloride (PVC) pipeline damage.

Keywords: Pipe damages, Earthquake, Damage correlations, Liquefaction Severity Number (LSN)

ÖZET

Yeni Zelanda 04.10.2010 tarihinde Mw 7.1 Darfield depremiyle başlayan ve arka arkaya gerçekleşen birçok büyük deprem ve binlerce artçı şok etkisinde kalmış ve bu depremler Canterbury deprem dizisi olarak anılmaktadır. Bu süreçte Christchurch civarında farklı bölgelerde alt ve üst yapılar çok ciddi hasarlar görmüştür. Canterbury deprem dizisi, yüksek

^{*1} Profesör, stoprakss@gmail.com

²Yard. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, enacaroglu@pau.edu.tr

³ Profesör., Pamukkale Üniversitesi, a_c_koc@pau.edu.tr

⁴ Doktor., Tonkin + Taylor Ltd., svanBallegooy@tonkintaylor.co.nz

⁵ Geoteknik Mühendisi., Tonkin + Taylor Ltd., MJacka@tonkintaylor.co.nz
⁶ Geoteknik Mühendisi., Tonkin + Taylor Ltd., ETorvelainen@tonkintaylor.co.nz

⁷ Profesör., Cornell Üniversitesi, tdo1@cornell.edu

seviyede yer hareketi ile tekrarlayan depremlere eşlik eden yanal yayılma ve ciddi sıvılaşma etkisinde olan altyapı sistemlerinin kritik davranışlarının değerlendirilmesi için eşsiz bir deprem verisi olarak görülmektedir. Bu çalışma, 22 Şubat 2011'de Christchurch depreminin neden olduğu sıvılaşmanın gömülü su boru hatları üzerindeki etkilerine odaklanmaktadır. Onarım/km olarak ifade edilen boru hasarlarıyla sıvılaşma şiddeti katsayısı (LSN) adı verilen yeni geliştirilen bir parametre arasında korelasyonlar geliştirilmiştir. Tonkin ve Taylor (2013, 2015), van Ballegooy ve diğ. (2014, 2015a, 2015b) ve Lacrosse ve diğ. (2015) çalışmalarında LSN'nin Canterbury'de kaydedilen arazi ve konut temellerindeki gözlenen hasarlarla anlamlı korelasyonlar sağladığını göstermiştir. Bu çalışmanın sonuçları da LSN ile asbestli çimento (AC), dökme demir (CI) ve polivinil klorür (PVC) tipi boru hasarları arasında anlamlı ve güçlü ilişki olduğunu göstermiş ve geliştirilen ilişkiler sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Boru hasarları, Deprem, Hasar ilişkileri, Sıvılaşma Şiddeti Katsayısı (LSN)

1. GİRİŞ

Yeni Zelanda, 04.10.2010 tarihinde büyüklüğü Mw 7.1 olan ve Darfield depremi olarak bilinen depremle başlayan ve arka arkaya gerçekleşen birçok büyük deprem ve binlerce artçı sok etkisinde kalmıştır. Bu depremler literatürde Canterbury deprem dizisi adını almıştır. Bu sürecte Christchurch civarında farklı bölgelerde alt ve üst yapılar çok ciddi hasarlar görmüştür. Canterbury deprem dizisi, yüksek seviyede yer hareketi ile tekrarlayan depremlere eşlik eden yanal yayılma ve ciddi sıvılaşma etkisinde olan altyapı sistemlerinin kritik davranışlarının değerlendirilmesi için eşsiz bir deprem verisi olarak görülmektedir. Sıvılaşma etkisiyle yaklaşık 60000 yerleşim yapısı zarar görürken şehir bölgesindeki altyapı sisteminin üçte biri etkilenmiştir. 30 milyar dolarlık (Yeni Zelanda Doları) toplam ekonomik kaybın yarısı doğrudan sıvılaşmanın verdiği hasardan kaynaklanmaktadır. Şekil 1'de Canterybury deprem dizisi sonrasında Christchurch'de sıvılaşmaya bağlı arazi ve yapılardaki hasarlar görülmektedir (van Ballegooy ve diğ., 2014). Sıvılaşma, arazi ve yerleşim yapıları üzerinde verdiği hasarlara ek olarak Christchurch şehrinin su dağıtım sistemine de büyük hasar vermiştir (O'Rourke ve diğ., 2014). Şekil 2'de bir AC tipi borunun bağlantı noktalarında çekme ve basınç etkileri altında hasarlar görülmektedir (O'Callaghan 2014). Canterbury deprem dizisi içinde yer alan, altyapı sistemlerine en büyük hasarı veren ve bu hasarlarla ilgili en güvenilir veri tabanına sahip olan bu çalışmanın araştırmacıları 22 Şubat 2011 Christchurch depreminin gömülü boru hatlarına etkisini araştırmıştır. Christchurch depreminin seçilmesindeki diğer önemli bir etken meydana getirdiği hasarların güvenilir bir şekilde ve sistematik olarak toplanabilmesidir. Bu konuyu daha da açıklığa kavuşturmak istersek, hazırlıksız bir şekilde Darfield depremine yakalanan Yeni Zelanda, bu depremle bir tecrübe edinmiş ve onun sonrasında meydana gelen Christchurch depreminde çok daha etkili ve doğru bir şekilde Christchurch depreminin verdiği hasarları toplayabilmiştir. Christchurch depremi, 22 Şubat 2011 salı günü Yeni Zelanda saatiyle 12:51'de büyüklüğü Mw=6.2 olan, Yeni Zelanda'nın güneydoğusunda meydana gelen 185 kişinin hayatını kaybettiği bir depremdir. Christchurch depreminin icme suyu sistemine verdiği etkiler araştırılırken Yeni Zelanda Geoteknik Veri Tabanı (NZGD), boru hattı ve hasarları veri tabanı ile deplasman ve sıvılaşma parametreleri veri tabanlarından yararlanılmıştır. Boru hattı ve boru hasarları veri seti olarak dünyada çok az araştırmacının elinde bulunan 22 Şubat 2011 Christchurch depremi sonrasında meydana gelen boru hasarları ve gömülü boru sistemleri verileri kullanılmıştır. 22 Şubat 2011 depremi öncesinde Christchurch Şehir Komisyonu (CCC) ve Daha Güçlü Christchurch Altyapı İnşa Takımı (SCIRT) tarafından coğrafi olarak konumlandırılmış toplam uzunluğu yaklaşık 1730 km olan su boru hattı verisi mevcuttur.



Şekil 1. Canterybury deprem dizisi sonrasında Christchurch'de sıvılaşmaya bağlı arazi ve yerleşim yapılarındaki hasarlar (van Ballegooy ve diğ., 2014)



a) AC tipi boru bağlantı bölgesinde çekme
b) AC tipi boru bağlantı bölgesinde basınç
etkileri, Sewell Caddesi, Kaiapoi

Şekil 2. Sıvılaşma sebebiyle meydana gelen boru hasarları (O'Callaghan 2014)

Bu veri seti her bir borunun tipini, çapını, yapıldığı malzemeyi, uzunluğunu ve döşendiği yılı içermektedir. Su dağıtım sisteminde, çapları 75 ile 600 mm arasında değişen ana hat su boruları bulunmaktadır. Kullanılan hasar verileri Bouziou (2015)'te açıklanan veri seti ile aynıdır. Sistemde asbestli çimento (AC), dökme demir (CI), polivinil klorür (PVC), çelik (Steel), plastik olmayan polivinil klorür (UPVC), beton kaplamalı çelik (CLS), düktil dökme demir (DI) vb. tipi borular bulunmaktadır. Bu çalışma kapsamında AC, CI ve PVC tipi borular üstünde durulmuştur.

2. SIVILAŞMA ŞİDDETİ KATSAYISI (LSN)

Bu çalışmadaki sıvılaşma analizlerinde binlerce noktada gerçekleştirilen CPT deney verileri kullanılmıştır. Sıvılaşma analizleri sonucunda sıvılaşma şiddeti katsayısı (LSN) hesaplanarak boru hasar tahminlerinin geliştirilmesi amacıyla kullanılmıştır. LSN, Tonkin & Taylor (2013) Canterbury deprem dizini sonrasında geliştirilmiş bir parametre olup, denklemi şöyledir;

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \tag{1}$$

Eşitlikte ε_v , Zhang ve diğ. (2002) tarafından önerildiği şekliyle söz konusu tabaka için hacimsel yoğunlaştırılmış şekil değiştirmeyi ve z ise derinliği göstermektedir. Van Ballegooy ve diğ. (2014) yerleşim yerleri için sıvılaşmanın sebep olduğu yer hasarlarının değerlendirmesini yaparken, LSN parametresinin Yeni Zelanda'da gözlenen depremlerde zemin ve yapı hasarları için etkili bir parametre olduğunu göstermiştir. Bu parametre FS'nin birden büyük değerleri için bile hesaplanabilmektedir. Böylece LSN değerleri, Zhang ve diğ. (2002)'de anlatıldığı üzere hacimsel şekil değiştirme fonksiyonu olarak, FS<2 olduğu zaman aşırı boşluk suyu basıncı yükselişi gibi artmaya başlamaktadır ve FS<1 olduğunda sürekli yumuşak bir geçiş içermektedir. LSN hesaplamalarında gerçekleştirilen sıvılaşma analizlerinde Boulanger ve Idriss (2014) yöntemi kullanılmıştır. LSN değerleri, aynı zamanda Boulanger ve Idriss (2014)'de gösterilen ve sıvılaşma olasılığı (p_L) adı verilen bir parametre yardımıyla üç farklı (%15, %50 ve %85) sıvılaşma olasılığı için hesaplanınıştır.

Tonkin ve Taylor (2015) ve Van Ballegooy ve diğ. (2015b) çalışmaları Ekim 2010, Şubat 2011 ve Haziran 2011 depremlerinden sonra gözlenen arazi hasarlarıyla LSN arasında güçlü ilişkiler bulmuşlardır. Düşük LSN değerlerine sahip bölgelerde arazi hasarlarının gözlenmediğini ya da çok az gözlemlendiği bölge çok fazla iken yüksek LSN değerlerinde yüksek arazi hasarı gözlenen bölgeler çok fazladır. Şekil 3'de gösterildiği gibi LSN değerleriyle arazi hasarları arasında doğru orantı bulunmaktadır (Tonkin ve Taylor 2015, Van Ballegooy ve diğ. 2015b).



Şekil 3. Arazi hasar gözlemleriyle LSN arasındaki ilişkiler (Tonkin ve Taylor 2015, Van Ballegooy ve diğ. 2015b)

3. BORU HASAR İLİŞKİLERİ

Depremden dolayı boru hatlarında oluşan zararı tanımlamak için geliştirilen hasar ilişkileri, sağlamlık ve güvenirlik analizleri için önemli olmasının yanında bütün ileriye dönük deprem zarar tahminlerinin yapılması çalışmalarında kullanılmaktadır (Toprak ve diğ. 2011; Toprak ve diğ. 2009; Toprak ve Yoshizaki, 2003)). Boru hatlarında oluşan zararlar ile farklı deprem parametreleri arasında coğrafi etkileşimi tespit edebilmek için değişik araştırmacılar tarafından hasar ilişkileri ve metotlar geliştirilmiştir. Bu ilişkiler temel olarak ampiriktir ve geçmiş depremlerden elde edilen veriler ışığında geliştirilmiştir. Boru hasarları genellikle onarım oranları (RR) ile belirtilir. Boru onarım oranları bir bölgedeki boru onarım sayısının aynı bölgedeki boru hattı uzunluğuna bölünmesiyle elde edilmektedir. Hasar ilişkileri hesaplanırken onarım oranının (RR) yanında hasar olasılığı (PoD) adı verilen bir parametre kullanılmıştır. Çalışmada belirli aralıklardaki LSN değerleri ile o aralıklara karşılık gelen RR ve PoD arasında hesaplamalar yapılarak hasar ilişkileri geliştirilmiştir. Bu aralıklar belirlenirken aşağıda açıklanan eleme kriteri kullanılmıştır. Hasar olasılığı (PoD) belirli aralıklardaki hasarlı boyu sayısının, toplam boru sayısına bölünmesi ile tanımlanmış bir parametredir. Toplam boru sayısı ise toplam boru uzunluğunun, tek bir boru uzunluğuna

bölünmesiyle bulunmaktadır. Tek bir boru uzunluğu malzeme cinsine göre değişmekte olup boru döşenme uzunluğu olarak da adlandırılabilir.

Eleme kriteri (x) O'Rourke ve diğ. (2014) tarafından uyarlanan, anlamlı korelasyonlar üretmek için yeterli boru uzunluğunu bulmayı amaçlayan bir parametredir ve Formül 2 yardımıyla bulunmaktadır.

$$x \ge [\phi^{-1}(\beta_c)]^2 / \alpha^2(RR) \tag{2}$$

Formülde x örnek uzunluğunu; $\phi^{-1}(\beta c)$, $\beta c'nin güvenli aralığını ve standart normal sapmayı; <math>\alpha$ gerçek değerin yüzdesini ve RR onarım oranını göstermektedir. Formül 2'de verilen örnek kriteri, örnek aralığından bağımsız olup herhangi bir RR değerine uyarlanabilmektedir. Böylece geçici yer deformasyonlarının (GYD) etkisindeki küçük RR değerleri için veya kalıcı yer deformasyonlarının (KYD) etkisindeki büyük RR değerleri için de kullanılabilmektedir. Aynı zamanda nispeten küçük bölgeleri kaplayan çalışmalarda çok yararlı olmaktadır. Örneğin güvenli aralığı %90, $\alpha = 0.5$ ve RR=2 hasar/km, olarak alınırsa, ϕ^{-1} (90%) = 1.645 bulunduktan sonra Formül 2 kullanılarak 5.41 km boru uzunluğu elde edilir. Bu demektir ki belirli bir parametre (yatay şekil değiştirme, oturmaya bağlı açısal değişim ve sıvılaşma) aralığında RR=2 ise o parametre aralığındaki toplam boru uzunluğu en az 5.41 km olmalıdır.

Literatürde sıvılaşmaya bağlı boru hasarları konusunda az sayıda çalışma bulunmakla beraber LSN gibi sıvılaşma parametreleriyle boru hasarları arasındaki hasar ilişkileri ilk defa bu calısmanın yazarları tarafından geliştirilmiştir (Örneğin, Toprak ve diğ., 2017, Nacaroğlu 2017). İlişkileri geliştirirken Christchurch depremi kullanılarak hesaplanan LSN değerleri ve bu deprem esnasında oluşan boru haşarları kullanılmıştır. LSN ile boru haşarları arasındaki iliskileri hesaplamak icin GIS yazılımlarından ArcMap kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Boru hasarları ve boru sistemi verileri değerlendirilirken anlamlı ve veterli verinin olup olmadığı eleme kriterleri ile test edilmistir. Bu kapsamda LSN kullanarak hesaplanan hasar ilişkilerinin tümünde güven aralığı %90 olarak seçilmiştir. Bu kadar yüksek güven aralığın seçilmesindeki ana etkenlerden biri LSN parametresinin hesaplanabildiği alanın geniş olması ve %90 güven aralığında boru uzunluğunun hayli fazla olmasıdır. Şekil 4'de 22 Şubat 2011 Christchurch depremi için boru hattı ve hasar dağılımı ile LSN ölçüm bölgesi gösterilmiştir. Şekil 5'de ise %15 sıvılaşma tetikleme olasılığı ile hesaplanmış LSN değerleri ile hasarlar gösterilmiştir.

Hasar olasılığı hesaplamalarında gereken tek bir boru uzunluğu veya döşeme uzunluğu AC borularda 4 metre olarak alınırken, CI tipi borularda 1940 öncesi ve sonrası döşeme yılları göz önünde bulundurularak 5 metre olarak alınmıştır. PVC borularda ise döşeme uzunluğu 6 metre olarak alınmıştır. Şekil 6'da sıvılaşma parametreleri kullanılarak hesaplanan hasar ilişkilerinin hesap adımları akış diyagramı olarak verilmiştir (Nacaroğlu, 2017). Sıvılaşma parametreleri hesaplanırken sıvılaşma olasılıkları olarak %15, %50 ve %85 kullanılmıştır. Boulanger ve Idriss (2014) metodunda başlangıç girdi parametreleri zorunlu olmakta iken Tonkin ve Taylor (2015) çalışmalarında %15 olasılığı pratik mühendislik standartlarına göre en yaygın şekilde kullanılmasının gerekliliğini tartışıp ortaya koymuştur.



Şekil 4. 22 Şubat 2011 Christchurch depremi için boru hattı ve hasar dağılımı ile LSN ölçüm bölgesi (Toprak ve diğ., 2017)



Şekil 5. Christchurch depremi için boru hasarları ve PL=%15 LSN haritası (Toprak ve diğ., 2017)



Şekil 6. Sıvılaşma parametreleri yardımıyla hesaplanan hasar ilişkileri akış diyagramı (Nacaroğlu, 2017)

Şekil 7 ve Şekil 8'de AC ve CI tipi borular için farklı sıvılaşma olasılıkları ile hesaplanan LSN değerleriyle onarım oranı ve hasar olasılığı arasındaki ilişkiler gösterilmiştir. Canterbury deprem serisi için LSN parametresinin arazi ve bina temelleri hasarları için iyi sonuçlar verdiği gibi boru hasar ilişkilerinde de özellikle CI tipi borularda yüksek korelasyon sağlanmış ve ilişkiler birbirlerine yakın çıkmıştır (Şekil 8). AC tipi borular için ise deterministik sıvılaşma değerine yaklaşık olarak karşılık gelen %15 sıvılaşma olasılığı ile hesaplanan hasar ilişkisi diğer ikisine göre orta R² değerini vermiştir ancak bu değer yine de göreceli olarak iyi bir değerdir. Şekil 9'da ise PVC tipi borular için farklı sıvılaşma olasılıkları ile hesaplanan LSN değerleriyle onarım oranı ve hasar olasılığı arasındaki ilişkiler gösterilmiştir. Birbirine yakın ilişkiler ortaya çıkmakta olup bütün sıvılaşma olasılıkları için hasar ilişkileri çok yüksek R² değerleri (0.90 üzeri) vermektedir. Şekil 10 AC, CI ve PVC borular için farklı sıvılaşma olasılıklarına karşılık gelen ilişkilerin tümünü birlikte göstermektedir ve geliştirilen tüm ilişkilerin birbirine göre kıyaslanmasına imkan vermektedir.



Şekil 7. AC tipi borular için LSN %15, %50 ve %85 kullanılarak hesaplanan hasar ilişkileri



Şekil 8. CI tipi borular için LSN %15, %50 ve %85 kullanılarak hesaplanan hasar ilişkileri



Şekil 9. PVC tipi borular için LSN %15, %50 ve %85 kullanılarak hesaplanan hasar ilişkileri



Şekil 10. LSN parametresi kullanılarak hesaplanan hasar ilişkileri

4.SONUÇLAR

Yapılan çalışma LSN ile boru hasarları arasında kuvvetli bir ilişkinin varlığını göstermiş ve geliştirilen ilişkiler bu çalışmada sunulmuştur. LSN'ye bağlı olarak geliştirilen hasar ilişkilerinde boru malzemesine göre (AC, CI ve PVC) onarım oranları değerlendirildiğinde AC boruların en yüksek kırılganlığa sahip olduğunu, CI boruların sonra geldiğini ve en az kırılgan olarak da PVC boruların geldiğini göstermiştir. Bu sonuçlar sıvılaşma parametreleri ile hesaplanan hasar ilişkilerinin doğruluğunu gösterir niteliktedir. Diğer önemli bir gözlem de çok yüksek LSN değerleri için boru malzemesinden bağımsız olarak hasar oranlarının birbirine yaklaşmalarıdır. Geliştirilen hasar ilişkileri meydana gelebilecek depremlerden olusacak boru hasarlarının tahmininde ve önlemlerin önceden alınabilmesinde kullanılabilecektir. Bu çalışmadaki mevcut boru hasarları veri tabanı kullanılarak farklı sıvılaşma parametreleri ile hasar ilişkilerinin geliştirilmesi çalışmaları devam etmektedir ve sonuçları mühendislere, su dağıtım sistemlerini işletenlere ve diğer ilgili meslek gruplarına yeni yayınlarla sunulmaktadır. Bu çalışmalarda kullanılan diğer farklı sıvılaşma parametresine bir örnek, sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) olarak bilinen parametredir (Jinguuji ve Toprak, 2017).

TEŞEKKÜR

Çalışmada verilerin elde edilmesinde yardımları bulunan Canterbury Deprem İyileştirme Komisyonu (CERA), Tonkin ve Taylor şirketine, Daha Güçlü Christchurch Altyapı İnşa Takımı (SCIRT), Christchurch Şehir Komisyonu (CCC), Deprem Komisyonu (EQC) ve Contact Enerji'ye teşekkür ederiz. İlaveten çalışma esnasında çeşitli katkılar veren Dr. Dimitra Bouziou'ya da teşekkür ederiz. Ayrıca Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri (BAP) birimine kongre katılımı desteği için teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Tonkin & Taylor Ltd. (2013), "<u>Liquefaction Vulnerability Study</u>", Report Number: 52020.0200/v1.0, Earthquake Commission, Tonkin & Taylor Ltd.
- [2] Tonkin & Taylor Ltd. (2015), "<u>Canterbury Earthquake Sequence: Increased Liquefaction</u> <u>Vulnerability Assessment Methodology</u>" Report Number: 52010.140.v1.0, Earthquake Commission, Tonkin & Taylor Ltd.
- [3] van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M.E., Cubrinovski, M., Bray, J.D., O'Rourke, T.D., Crawford, S.A., and Cowan, H. (2014), "Assessment of Liquefaction-Induced Land Damage for Residential Christchurch" Earthquake Spectra: Vol. 30, No. 1, pp. 31-55.
- [4] van Ballegooy, S., Lacrosse, V., Simpson, J., and Malan, P., "Comparison of CPT-Based Simplified Liquefaction Assessment Methodologies Based on Canterbury Geotechnical Dataset", 12th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, 22-25 February 2015a, Wellington, New Zealand.
- [5] van Ballegooy, S., Wentz, F., and Boulanger, R.W. (2015b), "Evaluation of CPT-based Liquefaction Procedures at Regional Scale", SDEE, Special Issue: Liquefaction in NZ/Japan, 2015.
- [6] Lacrosse, V., van Ballegooy, S., and Bradley, B.A., "Effect of Liquefaction Triggering Uncertainty on Liquefaction Consequence" Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 1-4 November 2015, Christchurch, New Zealand.
- [7] O'Rourke, T. D., Jeon, S. S., Toprak, S., Cubrinovski, M., Hughes, M., Ballegooy, S., and Bouziou, D. (2014), "Earthquake Response of Underground Pipeline Networks in Christchurch, NZ", Earthquake Engineering Research Institute, EERI, Vol. 30, No. 1, pp. 183-204.
- [8] O'Callaghan, F.W., "Pipeline Performance Experiences During Seismic Events in New Zealand over the Last 27 Years", Proceedings of the 17th Plastic Pipes Conference, September 22-24, 2014, Chicago, Illinois, USA.
- [9] Bouziou, D. (2015), "Earthquake-Induced Ground Deformation Effects on Buried Pipelines" Ph.D Thesis, Cornell University: Ithaca, New York.
- [10] Zhang, G., Robertson, P. K., and Brachman, R. W. I. (2002), "Estimating Liquefaction Induced Ground Settlements from CPT for Level Ground", Can. Geotech. J., 39, 1168–80.
- [11] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2014), "CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures", Report UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 134 pp, 2014.
- [12] Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A. C., and Cetin, O. A., "Seismic Damage Probabilities for Segmented Buried Pipelines", 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, 1-4 August 2011, ETH Zurich, Switzerland.
- [13] Toprak, S., Taşkin, F., and Koc, A. C. (2009), "Prediction of Earthquake Damage to Urban Water Distribution Systems: A Case Study For Denizli, Turkey", The Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 68:499-510.
- [14] Toprak, S. and Yoshizaki, K., "Earthquake Effects on Buried Pipelines", 5th Turkish National Earthquake Engineering Conference, CD, 26-30 May 2003, İstanbul.
- [15] Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A. C., Van Ballegooy, S., Jacka, M., Torvelainen, E., and O'Rourke, T. D., "Pipeline Damage Predictions in Liquefaction Zones Using LSN", 16th World Conference on Earthquake, 9-13 January 2017, Santiago Chile.
- [16] Nacaroglu, E., "Sismik Etkiler Altındaki Gömülü Boru Batlarında Hasar Analizleri", Doktora Tezi, Pamukkale Üniversitesi 2017.
- [17] Jinguuji, M., and Toprak, S., (2017), "A Case Study of Liquefaction Risk Analysis Based on the Thickness and Depth of the Liquefaction Layer Using CPT and Electric Resistivity Data in the Hinode Area, Itako City, Ibaraki Prefecture, Japan", Exploration Geophysics 48, Special Section: Geophysical Surveys After the Great Eastern Japan Earthquake, 28-36.

GEOSENTETİKLERİN TEMEL İZOLASYONU OLARAK KULLANILMASINDA YERLEŞİM ŞEKLİNİN AZ KATLI BİNANIN SİSMİK PERFORMANSINA ETKİSİ

THE EFFECTS OF CONFIGURATION TYPE OF FOUNDATION ISOLATION WITH GEOSYNTHETICS ON SEISMIC PERFORMANCE OF LOW RISE BUILDING

Ayşe EDİNÇLİLER*¹

Murat ÇALIKOĞLU²

ABSTRACT

The purpose of this study is to determine the effects of configuration type of geotextilegeomembrane (G-G) couples as "cylindrical" and "straight" liner on seismic performance of low-rise buildings. In the shaking table experiments, the seismic performance of a 1:10 scaled three story building model was investigated. Shaking table experiments were conducted for two different foundation isolated cases under the same earthquake motion. In order to make comparison between two isolated cases, horizontal acceleration, story drifts, Arias intensity and peak spectral acceleration values were evaluated in terms of seismic performance indicators. According to the test results, the proposed GSI systems substantially decreased the earthquake effects transmitted to the structure. This preliminary study revealed that the seismic performance of the low rise building constructed on the straight liner is better than those of cylindrical shaped liner. Thus, the importance of the geometry of G-G couples make clear. Above all, foundation isolation with geosynthetics is a good alternative method to mitigate earthquake damages on low-rise buildings for developing countries.

Keywords: Geotechnical Seismic Isolation, Geosynthetics, Soil-Structure Interaction,

ÖZET

Bu çalışmanın amacı, geotekstil-geomembran (G-G) çiftinin "kavisli" ve "düz" şekilde kullanılmasının üç katlı binanın sismik performansına etkilerini belirlemektir. Sarsma masası testlerinde, 1/10 ölçekli üç katlı bina modelinin sismik performansı değerlendirilmiştir. İki farklı konfigürasyonda temel izolasyonunun etkileri aynı deprem hareketi altında sarsma masası testleri ile incelenmiştir. İki temel izolasyonu durumu arasında kıyaslama yapabilmek için, yatay ivme, kat öteleme, Arias şiddeti ve en yüksek spektral ivme değerleri sismik performans göstergesi olarak değerlendirilmiştir. Test sonuçlarına göre, öngörülen GSI sistemleri yapıya etkiyen deprem etkilerini önemli ölçüde azaltmıştır. Bu ön çalışmada, "düz" şekilde yerleştirilen G-G çifti ile "kavisli" şekilde yerleştirilen G-G çifti sonuçları mukayese edildiğinde, "düz" şekilde yerleştirilen temel izolasyonu malzemesinin az katlı binanın sismik performansını etkili bir şekilde arttırdığı. belirlenmiştir. Bu durumda, G-G çiftinin geometrik edilen yapısının önemi açıkça görülmüştür. Elde sonuçlar değerlendirildiğinde

^{*&}lt;sup>1</sup> Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, aedinc@boun.edu.tr(Yazışma yapılacak yazar)

² Doktora Öğr., Boğaziçi Üniversitesi, KRDAE, murat.calikoglu@boun.edu.tr

geosentetiklerle temel izolasyonu gelişmekte olan ülkeler için deprem etkilerini azaltmada iyi bir alternatif olabilecektir.

Anahtar Kelimeler: Geoteknik Sismik İzolasyon, Geosentetik, Zemin-yapı etkileşimi,

1. GİRİŞ

Günümüzde, üstyapılara daha az deprem ivmesi etkitmek, deprem sonucu ortaya çıkan absorbe edilmesini sağlamak amacı ile sismik izolasvon malzemeleri eneriinin kullanılmaktadır. Sismik izolasyon, daha çok geleneksel izolatörlerin kullanımı ile sağlanmaktadır. Elastomerik yalıtıcılar ve kayıcı yalıtıcılar çoğunlukla kullanılan izolatör tipleridir. Ancak, bu sistemlerin ekonomik açıdan pahalı olması ve uygulanabilirliğinin zor olması, gelişmekte olan ülkeler için sorun oluşturmaktadır. Bu sebeple, alternatif yöntem olarak mevcut malzemelerle düşük bütçeli mekanizmaların sismik izolatör olarak kullanılması, günümüzde önem kazanmaktadır. Bu sisteme, "Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI)" adı verilmektedir. Şu ana kadar GSI sisteminde "geosentetikler" ve "atık lastik-kum karışımları" kullanılmaktadır. Geosentetik malzemeler yıllardır filtreleme, ayırma, drenaj, güçlendirme gibi farklı amaçlarla kullanılmıştır. Son yıllarda, geosentetik malzemeler deprem etkilerini azaltmada alternatif bir malzeme olarak kullanılmaya başlanmıştır. Geosentetiklerin sismik izolasyon malzemesi olarak kullanılması konusunda bir çok araştırma mevcuttur. Geosentetikler kullanılarak sismik izolasyonun çalışma prensibi Sürtünmeli Sarkaç Sistemi (SSS) ile benzerlik göstermektedir. Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI) konsepti detaylı bir şekilde literatürde bahsedilmiştir (Tsang, 2008; Tsang, 2009; Tsang vd., 2012). Sismik izolasyon sistemlerinin tipik gösterim seması Sekil 1'de verilmiştir (Tsang vd., 2012).



Şekil 1. Sismik İzolasyon Sistemlerinin Tipik Gösterim Şeması (Tsang vd., 2012).

Geosentetiklerin sismik izolasyon malzemesi olarak kullanımı ile ilgili farklı çalışmalar yürütülmüştür. Kavazanjian vd. (1991), Yegian ve Lahlaf (1992), Yegian vd. (1995), Yegian ve Catan (2004), Yegian ve Kadakal (2004), ve Georgarakos vd. (2005) bu çalışmaların

başında gelmektedir. Geosentetik kullanılarak oluşturulan GSI sistemi, "zemin" ve "temel izolasyonu" olarak ikiye ayrılmaktadır. Geosentetiklerin temel izolasyon malzemesi olarak kullanılması, Yegian vd. (1999) tarafından çalışılmıştır ve daha sonra Yegian ve Kadakal (2004) ile geliştirilmiştir. Geosentetik tabaka ile temel izolasyonu, bina temelinin hemen altına yatay olarak yerleştirilen geosentetik çiftinin yapıya etkiyen deprem ivme ve sismik enerjinin absorbe edilerek üst katlara azaltarak aktarılması prensibine dayanır. Yegian vd (1999) bir seri blok test ve sarsma masasının üzerine rijit olarak sabitlediği tek katlı yapıda bu konsepti incelemiştir. Yegian ve Kadakal (2004), bu konsepti geliştirmiş ve yapı temelinin altına pürüzsüz sentetik kaplama yerleştirerek Şekil 2'de görünen modeli oluşturmuştur (Yegian ve Kadakal, 2004). GSI sisteminde, izolasyon malzemesi bina temelinin altına yerleştirilerek tüm temeli çevrelemektedir. Bu nedenden dolayı, bu sistem "Yayılı Sismik İzolasyon Sistemi" olarak tanımlanmıştır.



Şekil 2. Temel İzolasyonu Modeli (Yegian ve Kadakal, 2004).

Georgarakos et al. (2005) geosentetik çiftlerini farklı geometrilerde (silindirik şekil, tüp şekil ve 30° and 60° kenar açılı trapez şekil) zemin izolasyon malzemesi olarak yerleştirerek, konfigürasyon seklinin sismik davranısa etkilerini ABAOUS sonlu elemanlar kullanarak incelemiştir. Analiz sonuçlarından, silindirik şeklinde yerleştirilen G-G çiftinin en iyi sonuçu verdiğini açıklamışlardır. Zemin izolasyon malzemesi olarak silindirik şekilli (kavisli) G-G çifti kullanılmasının az ve orta katlı binaların sismik performansına etkilerinin zemin-yapı etkileşiminin değerlendirmesine olanak veren sarsma masası modeli ile incelendiği ilk deneysel çalışma Sekman (2016) tarafından gerçekleştirilmiştir. Edinçliler ve Sekman (2016) orta katlı bina modelinin altına G-G çifti yerleştirilmesinin etkilerini sarsma masası testleri ile incelemiştir. Bu çalışmada, temel izolasyonlu ve temel izolasyonsuz orta katlı bina modeli "rijit taban" varsayımı ile doğrudan sarsma masası üzerine yerleştirilmiştir. Zemin-yapı etkilesiminin incelenmesine olanak veren sarsma masası modeli ile G-G çiftinin temel altı izolasyon malzemesi olarak kullanılmasının az katlı binanın sismik performansına etkileri Edincliler ve Calıkoğlu (2017) tarafından incelenmiştir. Kavisli şekilde kullanılan G-G ciftinin az katlı binanın sismik performansını önemli ölcüde arttırdığı görülmüstür. Avnı deney düzeneği kullanılarak, geosentetiklerin farklı konfigürasyonda temel izolasyonu olarak yerleştirilmesinin etkileri Çalıkoğlu (2017) tarafından incelenmiştir.

Literatür çalışmalarından görüldüğü gibi, yapı temellerinin altına pürüzsüz sentetik malzemeler yerleştirildiğinde (G-G çifti), G-G çiftinde oluşan kaymayla sismik enerji emilerek sismik koruma oluşabilmektedir. G-G çiftinin temel izolasyonu olarak kullanılmasında sismik performansı, G-G çiftinin yerleşim şekli, zemin tipi, sismik hareketin özellikleri gibi bir çok faktör etkilemektedir. Bu çalışmada, temel izolasyon malzemesi olarak kullanılan G-G çiftinin "kavisli" ve "düz" şekilde yerleştirilmesinin az katlı binanın sismik

performasına etkileri sarsma masası testleri belirlenmiştir. Burada en önemli konu, temel izolasyonu olarak kullanılacak uygun G-G çiftinin belirlenmesidir. Bu çalışmada, Sekman (2016) tarafından gerçekleştirilen bir seri blok test sonucunda uygunluğu belirlenen G-G çifti kullanılmıştır. İki farklı şekilde yerleştirilen G-G çiftinin üç katlı binanın sismik performansına etkileri deney sonuçlarının karşılaştırılması ile bulunmuştur.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmada, zemin-yapı etkileşiminin incelenmesine olanak veren deney düzeneği ile literatürde ilk defa geosentetiklerin temel izolasyonu olarak kullanılmasının az katlı binaların sismik performansına etkileri incelenmiştir. Deney düzeneği, kullanılan malzemeler, testlerde uygulanan deprem hareketi hakkındaki bilgiler aşağıda özetlenmiştir.

2.1. Malzeme ve Metodlar

Geoteknik uygulamaların deprem sırasındaki davranışlarının modellenmesi için arazi şartlarını laboratuvar ortamında temsil edebilen zemin kutularını ihtiyaç duyulmaktadır. Literatürde, "rijit kenarlı" ve "esnek kenarlı" olmak üzere iki tip zemin kutusu kullanılmaktadır. Sarsma masası deneylerinde, sınır şartlarını en aza indirebilme özelliğinden dolayı esnek kenarlı zemin kutuları tercih edilmektedir. Esnek kenarlı numune kutuları, kesme kutusu "shear stack" ve katmanlı kutu "laminar box" olarak dizayn edilmektedir. Bu calışmada, daha önce benzer calışmalarda başarılı bir şekilde kullanılan laminer (katmanlı) kutu kullanılmıştır. Geoteknik yapıların sismik performans testlerinden doğru yanıt alabilmek için bu tür kutuların dizaynı ve imalatı çok önemlidir. Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilecek sismik performans testlerine başlamadan önce, laminer kutunun performans testleri tekrarlanmıştır. Performans testleri; eylemsizlik, sürtünme, membran ve sınır şartları testlerinden oluşmaktadır (Sekman, 2016; Göztepe, 2016). Testlerden başarılı sonuç alınmasından sonra, laminer kutu sarsma masasının üzerine sabitlenmiştir. Kutu hazırlandıktan sonra içine kademeli olarak kum malzeme doldurularak sıkıştırılmış, daha sonra üzerine 1/10 ölçekli yapı modeli yerleştirilmiştir. Kum olarak 16.5 kN/m³ birim hacim ağırlığına sahip Silivri kumu kullanılmıştır. Bu çalışmada, iki farklı geosentetik malzeme üst üste yerleştirilerek kullanılmıştır. Üstte 190 gr/m³ örgüsüz geotekstil ile altta 1mm kalınlığında PTFE geomembrandan oluşmaktadır. GSI malzemesi olarak kullanılan geosentetik malzemeler bir seri blok test sonucunda belirlenmiştir (Sekman 2016). Bu çalışmada, geosentetik tabaka (Geotekstil-Geomembran (G-G) çifti) bina temelinin altına Şekil 3'de görüldüğü gibi "kavisli" ve "düz" olarak yerleştirilmiştir. En önemlisi yapı-zemin ilişkisi değerlendirilerek önerilen temel izolasyon şekillerinin bina davranışına etkilerinin incelenmesidir. Bu sebeple, binanın yapısal özellikleri ölçeklenerek modellenmiştir. 1/10 ölçekli üç katlı bina modeli Iai (1989)'daki ölçeklendirme kuralları öngörülerek oluşturulmuştur (Tablo 1). 1/10 katlı bina modeli Şekil 3'te gösterilmiştir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

, ,	,	
Parametre	1/10 Olçe	kli Model / Prototip
Uzunluk	L	1/10
Zaman	\sqrt{L}	1/√10
Kütle	L^2	1/100
Deplasman	L	1/10
İvme	1	1/1
Gerilme	1	1/1
Birim deformasyon	1	1/1
Kuvvet	L^2	1/100
Yoğunluk	1	1

Tuble I , çulişindedi Kultunluli Ölçek I di diheti eleti (lui, 1909).	Tablo 1. (Çalışmada	Kullanılan Ö	lçek Parametreleri	(Iai, 1989).
--	------------	-----------	--------------	--------------------	--------------

2.2. Enstrümantasyon Planı

İvme değişimlerini ölçmek için, ± 20 g kapasiteli üç adet ivmeölçer üç katlı bina modelinin her bir katına sabitlenmiştir. A1 ivmeölçeri ve L1 optik mesafe ölçeri masa ivmesini ve masa yerdeğiştirmesini ölçmek için sarsma masasının üzerine yerleştirilmiştir. A13, A14, A15 ve A16 iletilen ivmeleri ölçmek için bina üzerindeki her kata yerleştirilmiştir. Kat deplasmanlarını ölçmek için de 1.2m menzilli üç adet deplasman sensörü monte edilmiştir. Sensörler her katın ön tarafının orta noktasına gelecek şekilde hizalanmıştır. Üç adet optik mesafe ölçer (L2, L3, L4) her katın orta noktalarına denk gelecek şekilde binanın ön yüzüne sabitlenmiştir. Deneysel kurulumun tipik gösterim şeması Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Deney Düzeneği ve Önerilen G-G Çifti Yerleşim Şekilleri (sol: kavisli, sağ: düz).

2.3. Sismik "Input" Hazırlanması

Sarsma masası deneyleri, Şekil 3'de belirtilen deney düzenekleri için aynı deprem hareketi altında gerçekleştirilmiştir. Girdi datası "Input" olarak ölçekli 1999 Kocaeli depremi (EW) (PGA=0.22g) kullanılmıştır. Ölçekli deprem hareketi Şekil 4'de verilmiştir. Deprem verisinin özellikleri, Tablo 2'de özetlenmiştir.



Şekil 4. 1999 Kocaeli Depreminin İvme-Zaman Grafiği.

1999 Kocaeli Depremi					
Tarih	17.08.1999				
İstasyon Adı	İzmit				
Deprem Magnitüdü	7.51				
En Yüksek Deprem İvmesi (PGA)(g)	0.22				
En Yüksek Deprem Hızı (PGV)(cm/sn)	27.02				
En Yüksek Deprem Yerdeğiştirmesi (PGD)(cm)	14.61				
Bileşen	E-W				

 Tablo 2. Kocaeli Depremi İle İlgili Temel Veriler.

3.SARSMA MASASI DENEY SONUÇLARI

Temel izolasyonu olmayan bina modeli ile "kavisli" şekilde temel izolasyonu yapılmış bina modelleri daha önce gerçekleştirilen çalışmalarda mukayesesi edilmiştir (Edinçliler ve Çalıkoğlu, 2017). Bu çalışmada, "kavisli" ve "düz" olarak yerleştirilen G-G çiftlerinin kıyaslanması için iletilen yatay ivme, kat ötelemeleri, Arias şiddeti ve pik (maksimum) spektral ivme değerleri sismik performans değerlendirmesi açısından incelenmiştir. İvme ve öteleme değerleri RMS (karekök ortalama) ve maksimum değer olarak verilmiştir. Şekil 5'de en üst kat yatay ivme-zaman grafiği, Şekil 6'de bina temeli yatay ivme-zaman grafiği, Şekil 7'da birinci kat öteleme grafiği verilmektedir. Tablo 3'de ise "kavisli" ve "düz" olarak yerleştirilmiş G-G çiftinin bina modellerinin sismik performansına etkileri verilmektedir.

Elde edilen sonuçlara göre, yatay ivmelerin iletiminde düz şekilde yerleştirilen G-G çifti %26 oranında daha verimli çalışmıştır. Özellikle ikinci ve üçüncü katlarda etkisi açıkça görülmektedir. G-G çifti düz olarak yerleştirildiğinde, birinci kattaki yatay ötelemede %74'e kadar azalma gözlemlenmiştir. Diğer katlarda ise, özellikle ikinci katta, kavisli şekilde yerleştirilen G-G çifti daha verimli sonuçlar ortaya koymuştur. Bu da birinci kat etkisinin düz şekilde yerleştirilen G-G çifti ile önemli ölçüde azaltılabildiğini göstermektedir. Arias şiddetinde, kavisli G-G çifti temelde %12 oranında daha fazla azalım sağlamıştır. Diğer katlarda ise, özellikle ikinci katta, düz çift %22 ye varan verim ile ön plana çıkmıştır. Temelde en yüksek spektral ivme değerleri kavisli G-G çifti ile %9 a kadar azaltılırken, diğer katlarda, özellikle en üst katta, %12 oranında daha iyi etki göstermiştir. Kısacası, öngörülen GSI sistemi bütün performans kriterleri bazında incelendiğinde düz şekilde yerleştirilen G-G çifti ile daha iyi sonuç elde edilmiştir. Tablo 3'te bütün katlar için bulunmuş değerler verilmiştir.



Şekil 7. En Üst Katta Ölçülen İvme-Zaman Grafiği



Şekil 8. Bina Temelinde Ölçülen İvme-Zaman Grafiği



Şekil 9. Birinci Katta Ölçülen Öteleme-Zaman Gr	afiği
---	-------

1999 Kocaeli Depremi									
	Te	mel	1.]	Kat	2. Kat		3. Kat		
	RMS	Maks.	RMS	Maks.	RMS	Maks.	RMS	Maks.	
			Yatay	İvme (g)					
Kavisli	0.042	0.338	0.068	0.446	0.080	0.517	0.099	0.655	
Düz	0.037	0.377	0.056	0.379	0.059	0.437	0.073	0.567	
% Azalım (%)	12	-11	18	15	26	16	26	13	
Yatay Kat Ötelemesi									
Kavisli	-	-	0.0003	0.0121	0.0007	0.0060	0.0012	0.0109	
Düz	-	-	0.0001	0.0031	0.0011	0.0109	0.0014	0.0067	
% Azalım (%)	-	-	60	74	-62	-82	-17	39	
			Arias Şid	deti (g-sn)					
Kavisli	0.0	051	0.0	135	0.0183		0.0280		
Düz	0.0	057	0.0	130	0.0143		0.0225		
% Azalım (%)	- 1	12	2	1	22		20		
En Yüksek Spektral İvme (g)									
Kavisli	1.:	51	1.	83	2.	58	2.27		
Düz	1.0	65	1.0	67	2.	50	2.	00	
% Azalım (%)	-	9	()		3	12		

Tablo 3. Deneysel Çalışma Sonuçları

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, temel izolasyon malzemesi olarak önerilen G-G çifti iki farklı konfigürasyonda, "kavisli" ve "düz" yerleştirilerek ölçekli bina modelinin sismik performansına etkileri incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir:

• Öngörülen GSI konfigürasyonları, yapıya etkiyen deprem etkilerini önemli ölçüde azaltmaktadır.

- "Düz" şekilde yerleştirilen G-G çifti, spektral pik ivmelerde %12 oranına kadar daha fazla verim sağlamıştır. Yani, sistemin sönüm oranını artmıştır.
- Yapıya etkiyen deprem ivmeleri, "düz" G-G çiftin varlığında %26 oranına kadar daha fazla azalım eğilimi göstermiştir.
- Kat ötelemeleri ise maksimum azalımın görüldüğü parametredir. İkinci ve üçüncü katlarda kavisli şekilde yerleştirilen çiftin etkisi daha belirgin iken, birinci katta düz çiftin etkisi açıkca görülmektedir. Bu da düz şekilde yerleştirilen geosentetik çiftin "yumuşak birinci kat problemi"ni önemli ölçüde azaltabileceğini göstermiştir.
- "Düz" şekilde yerleştirilen geosentetik çifti Arias şiddetini %22 oranında daha fazla azaltmıştır.

Sarsma masası testleri sonucunda, GSI malzemesi olarak farklı konfigürasyonda geosentetiklerin kullanılmasının deprem etkilerini azaltmadaki etkisi incelenmiştir. Ayrıca, bu sistem gelişmekte olan ülkeler için de deprem etkilerini azaltmada iyi bir alternatif olabilecektir. Bu çalışmada verilen sarsma masası test sonuçları, seçilen deprem hareketi ve blok testleri sonucunda uygunluğu belirlenen geotekstil-geomembran (G-G) çiftinin sarsma masası testlerinde GSI malzemesi olarak önerilen konfigürasyonlarda kullanıldığı durumda elde edilen sonuçlardır. Sarsma masası testleri, G-G çiftinin iyi bir temel izolasyonu malzemesi olduğunu göstermektedir. Bina katları, bina genişliği, deprem karakteristikleri ve G-G tipi ve özelliklerinin az katlı bina modelinin sismik performansını etkileyen önemli parametrelerdir. Bu parametrelerin ilerleyen zamanlarda incelenmesi ve sonuçlarının değerlendirilmesi planlanmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Tsang, H. H. 2008. Seismic Isolation by Rubber–Soil Mixtures for Developing Countries. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 283-303.
- [2] Tsang H.H. 2009. Geotechnical seismic isolation. Earthquake Engineering: New Research. Nova Science Publishers, Inc.: New York, U.S., pp. 55–87.
- [3] Tsang, H., Lo, S. H., Xu, X. & Sheikh, M. Neaz. 2012. Seismic isolation for low-tomedium-rise buildings using granulated rubber-soil mixtures: Numerical study. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 41 (14), 2009-2024.
- [4] Kavazanjian, E. J., Hushmand, B., & Martin, G. R. 1991. Frictional Base Isolation Using a Layered Soil-Synthetic Liner System. Proceedings of the Third U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering (pp. 1139-1151). Los Angeles, California: ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph No. 4.
- [5] Yegian, M. K., & Lahlaf, A. M. 1992. Dynamic Interface Shear Strength Properties of Geomembranes and Geotextiles. Journal of Geotechnical Engineering, 760-779.
- [6] Yegian, M., Yee, Z. Y., & Harb, J. N. 1995. Response of Geosynthetics Under Earthquake Excitations. Geosynthetics '95 Conference, (pp. 677-689). Nashville.
- [7] Yegian, M. K., & Catan, M. (2004). Soil Isolation for Seismic Protection Using a Smooth Synthetic Liner. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 1131-1139.
- [8] Yegian, M. K., & Kadakal, U. 2004. Foundation Isolation for Seismic Protection Using a Smooth Synthetic Liner. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 1121-1130.
- [9] Georgarakos, P., Yegian, M. K., & Gazetas, G. 2005. In-Ground Isolation Using Geosynthetic Liners. Ninth World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures. Kobe.

- [10] Yegian, M. K., Kadakal, U., & Catan, M. 1999. Geosynthetics for Earthquake Hazard Mitigation. Geosynthetics '99: Specifying Geosynthetics and Developing Design Details, (pp. 87-100). Boston, Massachusetts, U.S.A.
- [11] Sekman, M. (2016). Geosentetikler Kullanılarak Deprem Etkilerinin Azaltılmasının Deneysel Olarak İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, Turkiye.
- [12] Edinçliler, A., and Sekman, M. (2016). Investigation on Improvement of Seismic Performance of the Mid-Rise Buildings with Geosynthetics. The Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC 2016). Cape Town.
- [13] Edinçliler, A., ve Çalıkoğlu, M. (2017). Geosentetikler Kullanılarak Az Katlı Yapıların Sismik Performansının İyileştirilmesi: Deneysel Çalışma. Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı (G7). İstanbul..
- [14] Çalıkoğlu, M. (2017). Geosentetik Kullanılarak Temel İzolasyonu Üzerine Deneysel Çalışma. Yüksek Lisans Tezi, Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, Turkiye.
- [15] Göztepe, B. (2016). Atık Lastik Kum Karışımı Kullanılarak Deprem Etkilerinin Azaltılmasının Deneysel Olarak İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, Turkiye.
- [16] Iai, S. (1989). Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field. Soils and Foundations, Vol. 29, pp105-118.
- [17] Edinçliler, A., ve Çalıkoğlu, M. (2017). Geosentetiklerin Temel İzolasyon Malzemesi Olarak Kullanılmasının Az Katlı Binaların Sismik Performansına Etkileri. Üçüncü Uluslararası Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu (ZYE2017). İzmir.

SALİHLİ (MANİSA) KENT MERKEZİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN HARİTALANMASI

LIQUEFACTION POTENTIAL MAPS OF SALİHLİ (MANİSA) CITY CENTER

Ercan OYAN*¹

Kerem Kadir OĞUZ²

Yusuf ERZİN³

ABSTRACT

Research on liquefaction has been going on for a long time in Turkey and in the world. Based on these researches, reports are being prepared on the risks of settlement areas and the precautions against them. These studies are generally conducted in limited areas and are limited to narrow survey areas. In addition, evaluating and mapping liquefaction risk as present or not is inadequate in terms of regional planning and measures to be taken. It is especially important that local governments and government agencies can assess these risks accurately and in all aspects at the regional level. Only then can the risks be managed properly. In this view, all the data that can be used for liquefaction analysis in the city center of Salihli (Manisa) have been collected and entered into a database. Liquefaction analysis was carried out with computer software using the data and this data was added to the database. All these data are processed with GIS software to create liquefaction potential maps and potential seismic settlement maps.

Keywords: Earthquake, Map, Liquefaction, LPI, Settlement

ÖZET

Sıvılaşma konusunda araştırmalar uzun zamandan beri Türkiye'de ve dünyada devam etmektedir. Bu araştırmalara dayanarak yerleşim yerlerinin bu etkiye karşı riskleri ve alınabilecek önlemler ile ilgili çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalar genel olarak sınırlı alanlarda yapılmakta, dar inceleme alanları ile sınırlanmaktadır. Ayrıca sıvılaşma riskinin sadece var yada yok şeklinde değerlendirilmesi ve haritalanması bölge planlaması ve alınacak tedbirler açısından yetersiz kalmaktadır. Özellikle yerel yönetimlerin ve devlet kurumlarının bölgesel ölçekte bu tehlikeleri doğru ve tüm yönleriyle değerlendirebilmesi önemlidir. Ancak bu şekilde riskleri doğru yönetme olanağına ulaşılabilir. Bu görüşle Salihli (Manisa) kent merkezinde sıvılaşma analizi için kullanılabilecek tüm veriler toplanmış ve bir veritabanına girilmiştir. Veriler kullanılarak bir bilgisayar yazılımı yardımıyla sıvılaşma analizleri yapılmış ve elde edilen bu veriler de veritabanına eklenmiştir. Tüm bu veriler CBS yazılımları ile işlenerek sıvılaşma potansiyel haritaları ve sismik oturma potansiyel haritaları oluşturulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Harita, Sıvılaşma, LPI, Oturma

^{*&}lt;sup>1</sup> İnşaat Müh., Salihli Belediyesi, ercan4520@gmail.com

² Jeoloji Yük.Müh.., Salihli Belediyesi, keremoguz@gmail.com

³ Doç.Dr, Celal Bayar Üniversitesi, yusuferzin@gmail.com

1. GİRİŞ

Sismik aktiviteye bağlı sıvılaşma özellikle 1999 yılında yaşanan Gölcük depreminde oluşan hasarların önemli bir bölümünden sorumlu olduğu tespit edilmiştir. Dünyada ve ülkemizde bu konu hakkında çalışmalar hızlandırılmış, sıvılaşmanın önceden tespiti ve alınması gereken önlemler konusunda çeşitli görüşler ortaya konmuştur.

Özellikle kent planlaması açısından sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgelerin tespiti ve bu bölgelerin risk sınıflarına göre ayrılarak haritalanması en gerçekçi yaklaşım olarak ortaya çıkmaktadır.

Sıvılaşma potansiyel haritalarını oluştururken izlenecek yöntem şu şekilde tarif edilebilir.

1. Sahada elde edilen SPT ve laboratuar deney sonuçlarının elde edilmesi

2. (Youd, T.L ve diğ.,2001) yöntemi kullanarak sıvılaşma tetikleme analizlerinin yapılması

3. (Iwasaki ve diğ., 1982) yöntemi kullanarak LPI değerlerinin hesaplanması

4. CBS tabanlı bilgisayar programı yardımıyla sıvılaşma tehlike haritalarının oluşturulması

2. İNCELEME ALANI VE KULLANILAN VERİ

Salihli kent merkezini oluşturan 25 adet mahalle inceleme alanı olarak seçilmiştir. Bu mahallelerde 2000 yılından bu yana yapılan zemin etüt ve imara esas jeolojik jeoteknik raporlar derlenmiş, veri kaliteleri değerlendirilerek uygun görülen toplam 3540m tekabül eden 236adet zemin araştırma sondajı verileri kullanılmıştır. Bu sondajlarda 35400 adet SPT deneyi, 470 adet laboratuvar deney sonucu ve yeraltı suyu seviye bilgileri kullanılmıştır.



Şekil 1.İnceleme Alanının İmar Planı Haritası Üzerinde Sondaj Yerlerinin Gösterimi.

3. SIVILAŞMA HESAPLAMALARI

Zemin sıvılaşmasının değerlendirilmesi (Seed ve diğ., 2003) tarafından beş farklı aşamada incelenmesini önermişlerdir. Bu aşamalara ek olarak sıvılaşma tetikleme analizine geçmeden önce zeminlerin sıvılaşabilirlik potansiyelinin değerlendirilmesi gerekecektir. Böylece tetikleme analizlerinin gereksiz yere yapılmasının da önüne geçilebilcektir.

- 1. Zemin sıvılaşmasının başlama veya tetiklenme olasılığının değerlendirilmesi
- 2. Sıvılaşma sonrası dayanım ve genel duraylılığın (stabilitenin) değerlendirilmesi
- 3. Sıvılaşma sebebiyle oluşabilecek deformasyon ve deplasmanların belirlenmesi
- 4. Deformasyon ve deplasmanların zemin ve üstyapı davranışına etkilerinin değerlendirilmesi
- 5. Gerek görülürse hasar azaltıcı önlemlerin uygulanması

Bu çalışmada sıvılaşma analizleri Geolosismiki firmasının LiqIT yazılımının 4.7.7.5 sürümü kullanılarak sıvılaşma tetikleme analizleri yapılmış, Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi (LPI) ve oturma değerleri hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlara ilişkin hesap sonuç grafikleri şekil 2 de gösterilmiştir.



Şekil 2.Sıvılaşma Tetikleme ve Oturma Analiz Sonuçları

:: Settler	:: Settlements calculation for saturated sands ::					:: Settler	ments calc	ulation for :	saturated s	ands ::	
Point ID	N ₁₍₆₀₎	N1	FS _L	e, (%)	Settle.	Point ID	N ₅₍₆₀₎	Na	PS,	e. (%)	Settle (cm)
	1000		112.00	(70)	(cm)	6	34.40	28.67	5.00	0.00	0.00
1	17.24	14.37	5.00	0.00	0.00	-					
2	13.34	11.12	0.55	3.30	4.96				lotal set	tlement :	14.79
3	15.67	13.06	0.55	2.96	4.45	News	Stress normalized and corrected SPT blow count Japanese equivalent corrected value Calculated factor of safety Post-liquefaction volumentric strain (%)				
4	25.51	21.25	0.87	2.00	3.00	N ₁ :					
5	27.93	23.28	0.97	1.59	2.38	e _k : Settle.:					

Şekil 3. LiqIT Yazılımı ile Elde Edilen Örnek Hesaplama Tablosu

3.1. SIVILAŞMA POTANSİYELİ İNDEKSİ

Sıvılaşma tetikleme analizi sonucu elde edilen Fs değerlerinin sadece SPT deneyi yapılan derinlikteki değerleri verdiği bilinmektedir. Oysaki jeolojik oluşumlar göz önüne alındığında tek noktanın zemin sıvılaşabilirliği konusunda net bir bilgi vermesi güvenilirlik açısından şüphe uyandırmaktadır. Bu güçlüğün giderilmesi için Iwasaki tarafından önerilen yaklaşım ile inceleme yapılan alandaki zemin tabakasının, etkin (anlamlı) analiz derinliği için bir bütün olarak değerlendirmesi gerekmektedir. İzlenen yöntem aşağıda kısaca açıklanmıştır. (Iwasaki ve diğ.,1982) nin önerdiği sıvılaşma potansiyel indeksi (LPI) aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

$$LPI = \int_0^{20 m} Fw(z)dz \tag{1}$$

$$FS < 1.0$$
 için $F(z) = 1 - FS$ $FS > 1.0$ için $F(z) = 0$ $z < 20m$ için $W(z) = 10 - 0.5z$ $z > 20m$ için $W(z) = 0$

Tablo 1.(Iwasaki ve diğ., 1982)'ye Göre LPI Karşılık Gelen Sıvılaşma Riski Aralıkları.

LPI	LPI =0	0 < LPI < 5	5 <lpi<15< th=""><th>LPI>15</th></lpi<15<>	LPI>15
Sıvılaşmanın Riski	Az-yok	Küçük	Orta	Büyük

Burada z derinlik (0-20 m), dz derinlik artışını ve F(z) ise güvenlik katsayısının fonksiyonu olan sıvılaşma şiddetini, , W(z) ise ağırlıklı (ortalama) fonksiyonunu ifade etmektedir. Bir ağırlıklı ortalama fonksiyonu yüzeye daha yakın tabakalar için daha yüksek değerler vermekte, lineer olarak azalarak 20 m derinlikte sıfıra düşmektedir.

3.2. SIVILAŞMAYA BAĞLI OTURMA TAHMİNİ

Zeminlerin sismik yükler etkisinde gösterecekleri deformasyon ve deplasmanların değerlendirilmesi, geoteknik deprem mühendisliği problemlerinin en zor konularından biri olarak gösterilmektedir. Buna karşın, mühendislerin en çok ihtiyaç duyabilecekleri bilgiler de muhtemelen bu değerlendirmeler sonrasında elde edilmektedir. İnşa edilecek yapının önemine bağlı olarak, sıvılaşmanın tetiklenmesi ve 5 cm civarındaki deplasmanlar kimi zaman önemsiz olabilecekken (örneğin, sıradan binalar) kimi zaman da sıvılaşmanın tetiklenmediği ama milimetre mertebesindeki çok düşük genlikli deplasmanların, örneğin nükleer enerji santralleri gibi yapılar için çok büyük sorunlar yaratabileceği bilinmektedir.

Sıvılaşma sonrası oturmaların hesaplanması (Ishihara ve Yoshimine, 1992) yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 4.Sıvılaşmaya Bağlı Oturmaların Tahmin Edilmesi İçin (Ishihara ve Yoshimine., 1992)Tarafından Önerilen Abak.

Zemindeki hacimsel deformasyonu belirlemek için sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ile zeminin yoğunluğu arasında bir bağıntı elde edilmiştir. Yoğunluk terimi olarak rölatif sıkılık, SPT direnci veya CPT direnci kullanılabilir.

4. TEHLİKE HARİTALARININ OLUŞTURULMASI

Deprem riski azaltma çalışmaları kapsamında sıvılaşma tehlike haritalarının kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır. İlk olarak sadece akademisyenlerin özellikli araştırma konuları arasında yer almasına rağmen yerel yönetimler ve afetler ile mücadele eden kurumların sismik güvenlik planlarına dâhil olmaya başlamıştır. Sıvılaşma tehlike haritaları genel olarak sıvılaşma tehlikesinin jeolojik haritalarla çakıştırılması sonucu elde edilir.

Oluşturulan bu haritalar şehir yönetiminde, plancılar, mimar ve mühendisler, bina sahipleri yerel yönetimler, afetler ile mücadelede etkin bir şekilde kullanılabilir. Özelikle mühendislik yapılarının tasarımında yapı yapılacak alana özgü jeolojik ve geoteknik özelliklerin belirlenmesi, uygun zemin iyileştirme yöntemlerinin belirlenmesi için bilgi sağlamaktadır. Kullanım alanlarında ilişkin bazı örnekler aşağıdaki gibi sıralanabilir

Sıvılaşmanın sınıflandırılması yapılırken Iwasaki tarafından önerilen ölçekler yaygın olarak kullanılmıştır. Bu sıralamalar genellikle zeminlerin sıvılaşma hasar potansiyeli ihtimalini karakterize etmeye çalışır.

Salihli kent merkezinde bulunan 25 mahalle için hesaplanan LPI ve oturma değerleri QGIS coğrafi bilgi sistemi (CBS) yazılımı kullanarak harita üzerine koordinatlı olarak işlenmiştir. Bu değerler kullanılarak krigging yöntemi ile ekstrapolasyon yapılmış ve inceleme alanı bölgelere ayrılmıştır. Elde edilen sonuçlar kullanılarak Şekil 5 de sıvılaşma potansiyeli

indeksi bölgelendirme haritası, Şekil 6 da ise sıvılaşmaya bağlı oturma değerleri bölgelendirme haritası gösterilmiştir.





Şekil 6.Sıvılaşmaya Bağlı Oturma Değerleri Bölgelendirme Haritasi

5. SONUÇLAR

Sıvılaşmanın deprem esnasında yapılar üzerinde oluşan hasarlardaki etkisi göz ardı edilemeyecek kadar fazladır. Türkiye'deki sıvılaşma potansiyeli yüksek alanlar incelendiğinde, bu bölgelerde sanayileşmenin ve yerleşimin yoğun olması can kaybı ve hasar riskini arttırmaktadır.

(Power ve Holzer1996)'da Sıvılaşma nedenli tehlike haritalarını 4 tip olarak sınıflandırmışlardır. Bunlar Tarihsel Sıvılaşma Haritası, Sıvılaşma Duyarlılık Haritası, Sıvılaşma Potansiyel Haritası ve Sıvılaşma nedenli zemin yenilmeleri haritasıdır.

Salihli (Manisa) kent merkezi 25 km2 yüzey alanına sahip 25 adet mahalleden oluşmaktadır. Zemin sıvılaşması tehlike haritalarının oluşturulması için belediye arşivinde bulunan 236 adet zemin etüt raporu ayrıntılı bir incelemeye tabi tutulmuştur. Elde edilen zemin verileri kullanılarak NCEER tarafından önerilen sıvılaşma tetikleme analizleri yapılmış, Iwasaki tarafından önerilen sıvılaşma performans ölçeklerine göre bölgelendirme haritaları oluşturulmuştur. Haritaların incelenmesi neticesinde Salihli kent merkezinin Gaziler, Eskicami, Kocaçeşme, Atatürk, Mithatpaşa, Zafer, Beşeylül, Dedetaşı mahallerinde sıvılaşma potansiyel indeks değerlerinin 6 ile 30 arasında, oturma miktarının ise 2 ile 30 cm arasında değerleri hesaplanmıştır.

Söz konusu mahalleler ticari, sanayi ve yerleşim alanlarının yoğun olduğu bölgeler olup, yapılacak imar revizyon planları, kentsel dönüşüm planlarında ve deprem hasar sakınım planlarında sismik sıvılaşma nedenli hasar potansiyelleri göz önünde bulundurulmalıdır. Ayrıca yeni yapılacak yapıların tasarlanmasında elde edilen bölgelendirme haritalarının kullanılması faydalı olacaktır.

6. KAYNAKLAR

- [1] Youd, T.L., vd. (2001), "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 127(10): 817-833.
- [2] Iwasaki T, Tokida K, Tatsuoka F, Watanabe S, Yasuda S, Sato H (1982) Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Microzonation, Seattle, vol 3, pp 1319–1330
- [3] Seed, R.B., vd. (2003), "Recent Advances In Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [4] Ishihara, K., Yoshimine, M., (1992). "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquakes" Soils Found., Vol. 32,(1),173-188.
- [5] Power, M.S., and Holzer, T.L. (1996). "Liquefaction maps" ATC Tech-Brief 1, Applied Technology Council, Redwood City, Calif.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

BORU HATLARININ SİSMİK PERFORMANSININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE "GEOFOAM" KULLANILMASI

THE USE OF "GEOFOAM" FOR THE IMPROVEMENT OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF PIPELINES

Ayşe EDİNÇLİLER*¹

Yasin Sait TOKSOY²

ABSTRACT

It is known that earthquake induced permanent ground deformations may lead to serious pipeline deformations and even total failure of the system. Damaged pipelines may be responsible for economic loss and casualties. Thus, the determination of the dynamic response of pipelines became more important recently. In order to prevent pipelines from earthquake induced hazards, different improvement techniques may be used. In this study, the model pipe was covered with geofoam material with 't' thickness and the effects of this cushion material on the seismic performance of pipeline model were determined. Geofoam material is expected to increase the seismic performance of pipeline models due to the super lightweight of the material and high energy absorption properties. A series of numerical analyses were performed using the PLAXIS 2D software and the effects of various 't' thickness under different dynamic motions on the seismic performance of pipeline models models were determined by means of displacements, axial and shear forces and bending moments. Results are carefully evaluated in a parametric study and the effects of geofoam material on seismic performance indicators are determined. Results revealed that the use of geofoam material around pipelines can essentially improve the seismic performance of such structures.

Key words: Geofoam, Pipelines, Seismic Performance, Earthquake.

ÖZET

Bilindiği gibi, depremler kalıcı zemin deformasyonlarından kaynaklanabilecek önemli boru hattı hasarlarına ve göçmelere neden olabilir. Yıkıcı depremler sonucu oluşan boru hasarları nedeniyle ekonomik ve hayati birçok kayıp oluşabilmektedir. Son yıllarda, boru hatlarının deprem yükleri altındaki davranışlarının belirlenmesi önem kazanmıştır. Boru hatlarının deprem sırasında hasar görmesini engelleyebilmek için farklı iyileştirme yöntemlerinin kullanılması mümkündür. Bu çalışmada, boru kesitinin "t" kalınlığında geofoam malzemesi ile sarılmasının, boru hattının sismik performansına etkisi belirlenmiştir. "Geofoam" malzemenin oldukça hafif olması ve yüksek enerji emme kapasitesi nedeniyle deprem yükleri altında sismik performansın iyileştirilmesi beklenmektedir. Plaxis 2D yazılımı kullanılarak gerçekleştirilen nümerik çalışmada, çeşitli "t" kalınlığında kullanılan Geofoam malzemenin farklı deprem yükleri altında boruya etkiyen yer değiştirme, boruya etkiyen eksenel ve kesme kuvveti ile moment değerleri bulunmuştur. İyileştirme yöntemi olarak geofoam

^{*1} Prof.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, email: aedinc@boun.edu.tr

² Doktora Öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi, email: yasin.toksoy@boun.edu.tr

kullanılmasının bu parametrelere etkileri belirlenmiştir. Parametrik çalışma sonucunda, borunun geofoam malzeme ile sarılmasının boru hatlarının sismik performansını olumlu yönde etkileyebileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Geofoam, Boru hatları, Sismik Performans, Deprem.

1. GİRİŞ

Boru hatlarının insanlar tarafından kullanımının tarihi çok eskilere dayanmaktadır. Roma İmparatorluğu döneminde Roma'ya kurşundan boru hatlarında su taşınırken, Milattan önce 400 yıllarında Çin'de bambu borulardan su temini yapıldığı bilinmektedir. Boru hattı teknolojisinin günümüz koşullarına ulaşması 18. Yüzyılın sonlarına denk gelmektedir (Liu, 2003). Gömülü boru hatlarının sismik performansı doğaya, çevreye ve insanların can ve mal güvenliğine karşı içerdiği tehdidin boyutları göz önüne alınırsa yetkililer tarafından çok daha ciddiyetle üzerinde durulmalıdır. Boru hatlarının sismik performansı borunun mekanik ve fiziksel özelliklerine, D/t oranına, elastisitesine ve gömülü olduğu zeminin derinliğine, zemin özelliklerine, içsel sürtünme katsayısına vb. bağlıdır. Boru hatlarının stabilitesi ve performansı ise direk olarak sürşarj yüke ve dinamik yüklemeye göre değişebilir (Liang ve Sun, 2000).

Bilindiği gibi, 1994 Northridge ve 1995 Kobe Deprem'leri boru hatlarına çok ciddi hasarlar vermiştir. Ülkemizde de 1999 yılında yaşanan Kocaeli ve Düzce Deprem'leri sonrasında pek çok şehirde içme suyu şebekelerinde sıkıntılar yaşanmıştır (Toprak ve Taşkın, 2007). Boru hatları her açıdan önemli yaşam hatlarından "lifeline" sayılırlar. Bu sebeple bu yapıların statik ve dinamik yükler altındaki performansı araştırmacılar tarafından daha çok ele alınmalıdır (Liang ve Sun, (2000); O'Rourke, (1985); O'Rourke ve O'Rourke, (1995)). Boru hatları zeminle temas halinde olan yapılardır. Bu sebeple yerel zemin koşullarından kolaylıkla etkilenirler. Depremler özellikle aktif fay hatlarında ve toprak kayması ile sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgelerde yer alan boru hatları için çok ciddi bir tehdittir (Day, (2002); Ariman ve Muleski, (1981); EERI, (1999)).

Literatürde boru hatlarının farklı koşullar altındaki stabilitesini araştıran pek çok çalışma bulunmaktadır. Bul (2003) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada PLAXIS yazılımı kullanılarak farklı tipteki boru hatlarının farklı yük kombinasyonları altındaki performansı araştırılmıştır. Terzi (2007) tarafından gerçekleştirilen bir diğer çalışmada ise boru hatlarının stabilitesine düşey ve yanal yüklerin etkisi araştırılmıştır. Fay hatlarından geçen boru hatları maksimum düzeye yüksek sismik tehlikeye maruzdurlar. Başka bir çalışmada (Vazouras vd., 2010) sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla yanal atımlı bir fay hattı üzerinde bulunan bir boru hatlarının sismik performansı ve kırılganlık eğrileri de araştırmacıların ilgisini çeken diğer konulardandır (Shaalan, (2014); Lanzano vd., (2014; 2015)).

Boru hatlarının tasarımında dikkate alınan harici yüklerin miktar ve dağılımı pek çok faktöre bağlıdır. Boru tipi bunlardan bir tanesidir (rijit veya esnek). Bir diğer önemli faktör ise borunun lokasyonudur. Boru hatları şevlerin altına, hendeklerin içerisine, zemin tabakası altına veya zemin tabakası üzerine inşa edilebilirler. Gömülü boru hatları çoğunlukla kumlu ve killi zeminlerde tercih edilirler (Day, 2002).

Ultra-hafif sıkışabilir malzemelerin geoteknik alanında kullanımı gün geçtikçe yaygınlaşmaktadır. Bu tip malzemelerden kullanımı en sık tercih edileni "expanded polystyrene" (EPS), Geofoam"dur (Bathurst vd., 2007). Geofoam sentetik köpükten üretilir ve eşsiz statik ve dinamik özellikleri sebebiyle mühendislerin ilgisini çekmiştir. Literatür çalışmalarıyla geofoam malzemenin farklı geoteknik yapılarında kullanılmasıyla bu yapılara

etkiyen dinamik yüklerin ve dolayısıyla da gerçekleşen yer değiştirme miktarlarının azaltılabildiği bilinmektedir (Pelekis vd., (2000); Hazarika, (2001); Hazarika ve Okuzono, (2002, 2004); Zarnani ve Bathurst, (2005, 2006, 2009); Athanasopoulos vd., (2007); Edinçliler ve Toksoy, (2016)). Geofoam malzemenin performansını etkiyen öncelikli parametreler ise geofoam yoğunluğu ve borunun etrafında uygulama yüzeyi kalınlığıdır (t). Literatürde geofoam malzemesi kullanılarak gömülü boru hatlarının kalıcı deformasyonlardan korunmasını amaçlayan bir seri çalışma yer almaktadır (Horvath, (1991, 1995, 1996, 1997); Bartlett vd., (2000)). Bu çalışmanın literatürde yer alan diğer çalışmalardan farkı, farklı "t" kalınlıklarının ve farklı karakteristiklere sahip deprem yüklerin gömülü boru hatlarının sismik performansına olan etkisinin incelenmesidir. PLAXIS yazılımı kullanılarak, sonlu elemanlar yöntemiyle oluşturulan boru modelleri farklı karakteristiklere sahip deprem kayıtları kullanılarak sismik yüklemeye maruz bırakılmışlardır. Analizlerde çelik boru kullanılmış olup oluşturulan üç farklı modelden ikisinde boru "t" kalınlığında geofoam malzeme ile sarılmış olup, üçüncü model ise doğal zemin içerisinde yer almaktadır. Analizlerden elde edilen sonuçlar her üç model için seçilmiş performans göstergeleri olan yer değiştirmeler, eksenel ve kayma kuvvetler ile eğilme momentleri cinsinden verilmiştir.

2. NÜMERİK ÇALIŞMA

Mevcut çalışma, geofoam malzeme ile sarılmış farklı gömülü boru hattı modellerinin farklı deprem kayıtları altındaki sismik performansını incelemektedir. İki farklı kalınlıklardaki geofoam malzemenin etkileri incelenmşitir. Birincisinde, boru malzemesi t=50cm kalınlığında, diğerinde ise t=75cm kalınlığında EPS geofoam malzeme ile sarılmıştır. Bu iki modelin sonuçları direk doğal zemin içersinde yer alan geofoam malzeme ile sarılmamış durum ile mukayese edilmiştir.

2.1. Malzemeler

Boru tipi olarak sıklıkla tercih edilen "A992Grade50" tipi çelik boru tercih edilmiştir. Sonlu elemanlar modeli oluşturulurken boru "plate" eleman olarak atanmıştır. Boru modeli kumlu zemin içine yerleştirilmiştir. Tüm zemin modelleri, geofoam malzeme dahil olmak üzere Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılarak modellenmiş olup zemin ile boru hattı arasındaki yapı-zemin etkileşimi nedeniyle PLAXIS yazılımında önerilen R=0.7 kullanılmıştır. EPS Geofoam malzemenin özellikleri (Chun vd., 2004) tarafından gerçekleştirilen üç-eksenli test sonuçlarından alınmıştır. Çelik malzemenin özellikleri Tablo 1'de, zemin ve geofoam malzemenin özellikleri ise Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 1. Çelik Borunun	Malzeme	Özellikleri
------------------------	---------	-------------

Steel A992Grade50	
E (Gpa)	210
ν	0.3
$\gamma (kN/m^3)$	78.5

Malzeme	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	c (kN/m ²)	φ (°)	ν
EPS	0.2	6000	35	30	0.1
Sand	17	42000	-	35	0.2

Tablo 2. Zemin ve Geofoam Malzemenin Özellikleri

2.2. Sonlu Elemanlar Modeli

Gerçekleştirilen analizlerin tümü PLAXIS 2D yazılımıyla aracılığıyla yapılmıştır. Üç farklı model çalışması yapılmıştır. Model 1, doğal zemin içine yerleştirilmiş boru modelini, Model 2, t=50 cm kalınlığında geofoam malzemeyle sarılmış boru modelini, Model 3 ise t=75cm geofoam malzemeyle sarılmış modeli temsil etmektedir.

Boru malzemesinin şekilsel özelliğinden ötürü programda "axisymmetric model" seçilmiş olup sonuçların güvenilirliği açısından "15-node triangle elements" tercih edilmiştir. Dinamik analizler x-ekseni yönünde belirlenmiş deprem hareketlerinin verilmesi suretiyle gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizler esnasında gerçekçi olmayan yansıma ve kırılmaların model sınırlarında oluşmasının önüne geçilebilmesi amacıyla "absorbent boundaries" kullanılmıştır. Boru hatlarının performansında D/t oranı önemli bir rol oynamaktadır. Bu çalışmada seçilen oran 140 olup bu oran boru için D= 126cm ve t= 0.9cm'ye tekabül etmektedir. Boru modelleri Şekil 1'de verilmektedir.



Şekil 1. (a) Doğal Zemindeki Boru Modeli, (b) t=50cm EPS Sarılı Model, (c) t=75cm EPS Sarılı Model

Farklı deprem karakteristiklerinin yansıtan iki farklı gerçek deprem kaydı analizlerde kullanılmıştır. Depremler, Kocaeli Depremi (PGA=0.23g) ve Kobe Depremi (PGA=0.68g) olarak seçilmiştir. Kayıtlar ana kayadan alınmış olup, veriler BÜ-KRDAE'den tedarik edilmiştir. Kayıtların hakim frekansları Kocaeli ve Kobe Deprem'leri için sırasıyla 2.1Hz ve 3.5Hz'dir. Kullanılan deprem kayıtları Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Kobe ve Kocaeli Deprem'lerinin İvme-Zaman Grafikleri ve Davranış Spektumları

3. SONUÇLAR

Analizlerden elde edilen sonuçlar her bir model için farklı deprem kayıtlarının etkisi altında toplam yer değiştirme, deprem etkisiyle oluşan kayma ve eksenel kuvvetler ile oluşan eğilme momentleri cinsinden verilmiştir. Sonuçlar oluşturulan her üç model için ayrı ayrı verilmiştir. Model 1, geofoam malzeme ile sarılmamış doğal zeminde yer alan boru hattı modelini; Model 2, t=50cm kalınlığında geofoam malzeme ile sarılmış boru hattı modelini ve son olarak Model 3, t=75cm kalınlığında EPS geofoam malzeme ile sarılmış boru modelininin sonuçlarını vermektedir. Analizlerden elde edilen tüm sonuçlar Tablo 3'te özetlenmiştir.

Tablo	3.	Nümerik	Sonuçlar
-------	----	---------	----------

	Kobe Depremi			Kocaeli Depremi			
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 1	Model 2	Model 3	
Toplam Yer Değiştirme (cm)	55.3	54.9	52.6	60.0	46.1	44.2	
Eksenel Kuvvet, (kN/m)	309.3	231.9	223.9	305.6	225.9	220.9	
Kayma Kuvveti, (kN/m)	45.4	42.8	34.8	40.5	38.6	34.6	
Eğilme Momenti, (kNm/m)	11.1	10.4	7.1	10.0	9.8	7.4	

3.1. Kobe Depremi Etkisi Altında Elde Edilen Sonuçlar

Geofoam malzeme kullanılarak gömülü boru hattını t=50cm ve t=75cm olacak şekilde sarılması işlemiyle toplam deplasman değerleri Model 1'de 55.3cm'den Model 2'de 54.9cm'e düşmüştür. Model 3'te ise 52.6cm bulunmuştur. Tablo 3'te de görülebileceği üzere, deprem etkisiyle 309.3 kN/m olarak belirlenen eksenel kuvvet değeri, EPS geofoam uygulamasıyla

Model 2'de 231.9 kN/m'e ve Model 3'te 223.9 kN/m'e düşmüştür. Benzer şekilde yüksek enerji emme kabiliyeti olan geofoam malzeme kullanılmasının etkisiyle modellerde belirlenen kayma kuvveti değerleri Model 1'de 45.4 kN/m iken Model 3'te 34.8 kN/m'e kadar azaldığı görülmüştür. Son olarak boru hattı modellerine etkiyen eğilme momenti değerleri cinsinden değerler geofoam malzeme kullanılmayan Model 1'de 11.1 kNm/m iken t=50cm EPS malzeme sarılmış modelde 10.4 kNm/m ve t=75cm EPS geofoam malzeme sarılmış boru hattı modelinde 7.1 kNm/m eğilme momenti değeri belirlenmiştir. Tüm modellere ait Kobe Depremi etkisi altında elde edilmiş toplam yer değiştirme grafikleri Şekil 3'te gösterilmektedir.





3.2. Kocaeli Depremi Etkisi Altında Elde Edilen Sonuçlar

Süper hafif ve yüksek enerji emme kapasitesi bulunan EPS Geofoam malzeme kullanılarak gömülü boru hattını t=50cm ve t=75cm olacak şekilde sarılması işlemiyle toplam deplasman değerlerleri, Kocaeli Depremi'nin etkisi altında Model 1'de 60.0cm'den Model 2'de 46.1cm'e başarıyla azaltılmıştır. Model 3'te bu değer 44.2cm olarak bulunmuştur. Ayrıca deprem etkisiyle 305.6 kN/m olarak belirlenen eksenel kuvvet değeri, EPS geofoam uygulamasıyla Model 2'de 225.9 kN/m'e ve Model 3'te 220.9 kN/m'e düşmüştür. Kayma kuvveti cinsinden elde edilen değerler bazında ise Model 1'de 40.5 kN/m olarak elde edilen kuvvet değeri, Model 2'de 38.6 kN/m ve Model 3'te 34.6 kN/m'e kadar düşmüştür. Benzer şekilde eğilme momenti değerleri cinsinden elde edilen değerler geofoam malzeme kullanılmayan Model 1'de 10.0 kNm/m iken t=50cm sarılı modelde 9.8 kNm/m ve t=75cm EPS geofoam malzeme

sarılmış boru hattı modelinde 7.4 kNm/m eğilme momenti değeri belirlenmiştir. Kocaeli Depremi etkisi altında elde edilmiş toplam yer değiştirme grafikleri Şekil 4'te gösterilmektedir.



Şekil 4. Kocaeli Depremi Etkisi Altında Yer Değiştirme Grafikleri ve Değerleri a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3

Tablo 3'de verilen sonuçlar değerlendirildiğinde, EPS Geofoam kullanıldığında toplam yerdeğiştirme, eksenel kuvvet, kayma kuvveti ve eğilme momentlerinde iyileştirme olduğu açıkca görülmektedir. Toplam yerdeğiştirme değerlerinde, bir miktar iyileşme olsada, gömülü boru bulunan zemin koşulu için oldukça yüksektir. Bu durumda, yüksek yerdeğiştirme miktarlarının zemin kesidi içindeki boru yapısını deformasyona uğratması beklenmektedir.

4. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE TARTIŞMA

Bu çalışmada gerçekleştirilen nümerik analizlerden elde edilen sonuçlar değerlendirilerek boru kesitinin belirli "t" kalınlığında (t=50cm ve t=75cm) geofoam malzemesi ile sarılmasının, boru hattının sismik performansına etkisi belirlenmiştir. Dinamik analizler Kobe ve Kocaeli Deprem'lerinin gerçek kayıtları kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Tablo 3'te verilen analiz sonuçları değerlendirildiğinde, yer değiştirmeler cinsinden, EPS geofoam sarılması uygulaması elde edilen sonuçları %26.3'e varan oranlarda azaltabilmektedir. Yer değiştirmeler cinsinden azalım oranları Kocaeli Depremi için daha yüksek iken Model 3'ün daha iyi performans sergilediği görülmektedir. Eksenel kuvvetler cinsinden ise benzer şekilde Model 3'ün daha iyi performans gösterdiği anlaşılmakta olup, belirlenen değerler Kobe Depremi etkisi altında %27.6 ve Kocaeli Depremi etkisi altında ise %27.7 oranında azalmıştır. Kayma kuvvetleri cinsinden elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde Kobe Depremi etkisi altında EPS geofoam uygulamasının daha iyi bir performans sergilediği görülmektedir. Mevcut kuvvet değerleri Model 2 için %5.7 oranında azalırken Model 3 için %23.3 oranına varan bir azalım belirlenmiştir. Kocaeli Depremi etkisi altında azalım oranı %14.6'da kalmıştır. Son olarak eğilme momentleri cinsinden sonuçlar değerlendirilecek olursa EPS geofoam uygulamasının bu değeri %36.6'ya varan oranda başarıyla azaltabilecek kabiliyete sahip olduğu anlaşılabilmektedir. Diğer sonuçlarda da görüldüğü üzere Model 2'nin performansı Model 1'e göre çok daha iyi bir durumdadır. Azalım oranları eğilme momentleri cinsinden Kobe Depremi'nin etkisi altında daha yüksek elde edilmiştir. Sonuç olarak ultrahafif, sıkıştırılabilir ve yüksek enerji soğurma kapasitesi bulunan EPS geofoam malzemesinin boru hatları çevresinde sarılmasıyla deprem kaynaklı sismik tehlike seviyesinin ciddi bir oranda azaltılabildiği yapılan analizler neticesinde görülmüştür. Ayrıca artan "t" kalınlığının performans üzerinde olumlu bir etkisi olduğu gözlenmiş olup, bu çalışma için kullanılan deprem hareketinin sonuçlar üzerinde ciddi bir etkisinin olduğu görülmektedir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, deprem sırasında boru hatlarında oluşabilecek hasarların azaltılmasında boru etrafında "t" kalınlığında geofoam malzeme kullanmanın önemi vurgulanmıştır. Nümerik analizler sonucunda Geofoam malzemenin "t" kalınlığı ve deprem özelliklerinin sismik performansı etkileyen önemli parametreler olduğu sonucuna varılmıştır. Nümerik model sonuçlarının, sarsma masası testleri ve arazi çalışmaları ile desteklenmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Liu, H. (2003), "Pipeline Engineering", Lewis Publishers, USA.
- [2] Liang, J. & Sun, S. (2000), "Site effects on seismic behavior of pipelines: A review", Journal of Pressure Vessel and Technology, 122: 469-475.
- [3] Toprak, S.& Taşkin, F. (2007), "Estimation of Earthquake Damage to Buried Pipelines Caused by Ground Shaking", Natural Hazards, 40:1–24.
- [4] O'Rourke, T. (1985), "Factors affecting the performance of cast iron pipelines: A review of U.S. observations and research investigations", Contractor Report 18, Transport and Road Res. Lab., Crowthorne, U.K.
- [5] O'Rourke, T.D. & O'Rourke, M.J. (1995), "Pipeline Response to Permanent Ground Deformation: A Benchmark Case", ASCE, NY, US.
- [6] Day, R. (2002), <u>"Geotechnical Earthquake Engineering Handbook"</u>, The McGraw-Hill Companies Inc. ISBN: 9780071377829.
- [7] Ariman, T. & Muleski, G.E. (1981), "A review of the response of buried pipelines under seismic excitations", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9:133–51.
- [8] "Learning from Earthquakes:The Izmit (Kocaeli), Turkey Earthquake", (1999). EERI Special Earthquake Report.
- [9] Bul, E. (2003), "Numerical modelling of buried drainage pipelines by using finite element method", BU, Istanbul.
- [10] Terzi, N.U. (2007), "Gömülü borulara etkiyen düşey ve yatay yüklerin boru stabilitesine olan etkilerinin araştırılması", Ph.D dissertation, YTU, Istanbul

- [11] Vazouras P., Karamanos, S.A., & Dakoulas P. (2010), "Finite element analysis of buried steel pipelines under strike-slip fault displacements", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30:1361-1376.
- [12] Shaalan, H.H. (2014), "Parametric study on oil and gas interval pressures in buried pipelines", AU, Ankara.
- [13] Lanzano, G., Santucci de Magistris, F., Fabbrocino, G., & Salzano E. (2014), "Numerical modelling of natural gas buried pipelines under seismic shaking", Numerical Methods in Geotechnical Engineering, TaylorFrancis.
- [14] Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., & Silvestri F. (2015), "Experimental and numerical study on circular tunnels under seismic loading", European Journal of Environmental and Civil Engineering, 19(5): 539-563.
- [15] Bathurst, R.J., Zarnani, S., Gaskin, A. (2007), "Shaking table testin of geofoam seismic buffers", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27: 324–332.
- [16] Pelekis, P.C., Xenaki, V.C. and Athanasopoulos, G.A. (2000), "Use of EPS Geofoam for Seismic Isolation of Earth Retaining Structures: Results of an FEM Study", Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, pp. 843-846.
- [17] Hazarika, H. (2001), "Mitigation of Seismic Hazard on Retaining Structures A Numerical Experiment", Proceedings of the 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavanger, Norway, 17-22 June 2001, pp. 459-464.
- [18] Hazarika, H. and Okuzono, S. (2002), "An Analysis Model for a Hybrid Interactive System Involving Compressible Buffer Material", Proceedings of the 12th International Offshore and Polar Engineering Conference, Kitakyushu, Japan, 26-31 May 2002, pp. 622-629.
- [19] Hazarika, H. and Okuzono, S. (2004), "Modeling the Behaviour of a Hybrid Interactive System Involving Soil, Structure and EPS Geofoam", Soils and Foundations 44 (5):149-162.
- [20] Zarnani, S. and Bathurst, R.J. (2005), "Numerical Investigation of Geofoam Seismic Buffers using FLAC", Proceedings of the North American Geosynthetics Society (NAGS)/GRI19 Conference, Las Vegas, Nev., 14-16 Paper No. 5.10a.
- [21] Zarnani, S. and Bathurst, R.J. (2006), "Application of EPS Geofoam as a Seismic Buffer: Numerical Study using FLAC", Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, B.C.
- [22] Athanasopoulos, G.A., Nikolopoulou, C.P., Xenaki, V.C. and Stathopoulou, V.D. (2007), "Reducing the Seismic Earth Pressure on Retaining Walls by EPS Geofoam Buffers - Numerical Parametric Study", Proceedings of the Geosynthetics Conference, Washington, DC.
- [23] Zarnani, S. and Bathurst, R.J. (2009), "Numerical Parametric Study of Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam Seismic Buffers", Canadian Geotechnical Journal 46:318-338.
- [24] Edinçliler A., Toksoy Y.S. (2016), "Numerical Study of Improving the Seismic Performance of Quay Walls", ACE2016, BU, İstanbul.
- [25] Horvath, J. S. (1991), "Using geosynthetics to reduce surcharge-induced stresses on rigid earth retaining structures", Transportation Research Record No. 1330, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., pp. 47-53.
- [26] Horvath, J. S. (1995), "Geofoam Geosynthetic, Past, Present, and Future," Electronic Journal of Geotechnical Engineering.
- [27] Horvath, J. S. (1996), "The compressible inclusion function of EPS geofoam: an overview." Proc. Intl. Sym. on EPS Construction Method (EPS Tokyo '96), Tokyo, Japan: 71-81.

- [28] Horvath, J. S. (1997), "The compressible inclusion function of EPS geofoam," Geotextiles and Geomembranes, 15 (1-3): 77-120.
- [29] Bartlett, S. F., Negussey, D., Kimball, M. (2000), "Design and Use of Geofoam on the I-15 Reconstruction Project,"Transportation Research Board, January 9thto 13th, 2000, Washington, D.C., 20 p.
- [30] Chun, B. S., Lim H., Sagong M. & Kim K. (2004). "Development of a hyperbolic constitutive model for expanded polystyrene (EPS) geofoam under triaxial compression tests". Geotextiles and Geomembranes 22: 223–237.

ZAYIF KİLLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN SARSMA MASASI DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF DYNAMIC PROPERTIES OF SOFT CLAYS WITH SHAKE TABLE TESTS

Cihan CENGİZ^{*1} Erol GÜLER²

ABSTRACT

Within the scope of this study, dynamic properties of a kaolinite clay bed prepared at laboratory conditions is undertaken. With the assumption that the prepared clay bed adequately resembles the soft clay in the field, determination of the dynamic engineering properties of the clay via shaking table tests becomes a relevant research endeavor. A laminar box, designed and commissioned for the purposes of replicating the field conditions, is used throughout the experimetnal program. The lateral sway and acceleration response of each laminate constituting the laminar box is monitored by making use of a multichannel dynamic (112 channels at a maximum sampling rate of 2 kHz) data logger. The data gathered from the shaking table tests is used to come up with the shear wave velocity of the soft clay deposit which in turn is used to compute the shear modulus of the material. The shear strains occurring in the soil is calculated and the hysteresis loops pertaining to the soil profile at various loading conditions is also calculated. The damping ratio of the clay is deducted from the hysteresis loops as well. White noise and sinesweep loading is used to detect the resonant frequency of the soil column which is later used to calculate the shear modulus of the soil column.

Keywords: Soft clay, shaking table, laminar box

ÖZET

Bu çalışma kapsamında, laboratuvar ortamında toz haldeki kaolin kilinden hazırlanıp konsolide edilmiş olan zayıf kil malzemenin dinamik özellikleri belirlenmiştir. Hazırlanan kil yatağının, saha koşullarındaki zayıf killi bir zemini temsil ettiği düşünülerek, zemine deprem yükleri etkitilerek zayıf kilin dinamik davranışına ışık tutlmaya çalışılmıştır. Bu amaç ile bir laminer deney kasası geliştirilmiştir. Laminer deney kasasının (laminer kutu) yaptığı yatay hareketler ve laminer kasanın her bir katmanının yatay ivmelenmeleri çok kanallı dinamik (112 kanallı, 2 kHz örnekleme hızı) bir veri toplama sistemi ile kayıt edilmiştir. Killi zemine uygulanılan yüklemelerden elde edilen veriler ışığında, kesme dalgasının kil içerisinde ilermeleme hızı bulunmuştur. Kil zeminin maruz kaldığı birim boy değiştirmeler hesaplanmıştır ve histerezis halkaları elde edilmiştir. Kilin kayma modülü, kil zeminin kesme dalgasını iletim hızı, zeminin maruz kaldığı birim boy değiştirme gibi zemin dinamik özellikleri saptanmıştır.

Anahtar Kelimler: Yumuşak kil, sarma masası, laminer kutu

^{*1} Ar. Gör., Boğaziçi Üniversitesi, c.cihancengiz@gmail.com

² Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

1.GİRİŞ

Granüler zeminlere ait dinamik zemin parametrelerinin araştırıldığı çalışmalara nazaran zayıf kil zeminlerin dinamik özelliklerinin araştırıldığı çalışmalar oldukça sınırlıdır. Bu çalışma kapsamında zayıf kil yataklarının deprem yükleri altındaki davranışının incelenmesi amacı ile bir dizi sarsma masası deneyi yapılmıştır. Sarsma masası deneyleri Kandilli Rasathanesi Deprem Mühendisliği Bölümü'nde bulunan sarsma masası laboratuvarında yapılmıştır. Deneye tabi tutulan model zemin, bu araştırma projesi için özel olarak üretilmiş olan bir laminer kutu içerisine yerleştirilmiştir.

2.LAMİNER KUTU

2.1. Genel

Konvansiyonel laboratuvar deneylerinde, deneye tabi tutulan zemin numunesini barındıran tank, rijit bir "kutu" özelliğindedir. Sınır koşulları hareketsiz yani rijit olan bir model kutusunun kullanılması, statik deneyler için sorun teşkil etmezken, dinamik deneylerde bu tip kutuların kullanımı bilimsel açıdan sakıncalıdır. Dinamik yükleme esnasında verilen yükün modeli çevreleyen kutu çeperlerinden tekrarlı olarak yansıyıp deney modeline gerçekte verilmek istenenden daha yüksek magnitüdlü yük etkitmesi durumu ortaya çıkar.

Deprem ivmelenmeleri de dinamik yükleme sınıfındadır ve test edilecek zemin numunesini barındırmak için rijit kutu seçimi gerçek yükleme koşullarını yansıtmayan, yıkıcı bir yüklemenin modele etkimesine neden olur. Rijit kutu adı verilen düzenekler genellikle sönümlemesi düşük metal malzemeden imal edilirler. Rijit kutunun dinamik yüklere verdiği tepkiyi bir analoji ile nitelendirmek gerekirse, rijit kutu ağır bir çana benzetilebilir. Çana verilecek bir impuls etkisi hemen sönümlenmez ve çan çeperinden bir çok kere yüksek genlikli olarak yansır. Sahada yapıları üzerine oturttuğumuz zemin ise zemin malzemesi ile empedans farkı yüksek olan rijit bir kutu ile çeviri değildir. Dinamik laboratuvar deneylerinde rijit kutu yerine tekrarlı yansımaları önleyen bir çözüme ihtiyaç vardır.

Laminer kutu, deney düzeneklerinde oluşan bu olumsuzluğu gidermektedir ve literatürde pek çok zemin dinamiği araştırması laminer kutu kullanılarak yapılmıştır (Turan vd., (2006); Chang (20011); . Laminer kutu esasen üst üste istiflenmiş bir dizi çerçeveden oluşmaktadır (Bkz. Şekil 1). Laminer kutunun normal bir kutudan farkı ise üst üste istiflenen çerçevelerin rulmanlar mahareti ile birbirlerine göreli olarak yatayda hareket edebilmeleridir. Böylelikle yatay yönlü deprem ivmeleri kutuya ve kutu içindeki zemin numunesine etkitildiğinde, zemin tabakası (mühendislik özelliklerine bağlı olarak) yanal olarak ötelenebilmektedir. Zemin numesinin dayanım özelliklerine ve laminer kutu tabanına etkitilen ivmelenmenin karakteristiğine (maksimum genlik, baskın frekans, frekans içeriği gibi) göre her bir laminer kutu çerçevesi birbirinden bağımsız olarak hareket edebilir. Konvansiyonel laminer kutularda her bir çerçeve kendi altındaki çerçeveye temas ederek düşey dengede kalır. Laminer kutunun alt kısmını teşkil eden çerçeveler kendi üzerlerindeki çerçevelerin ve kutu içerisindeki zeminin çerçevelerin iç çeperine uyguladığı düşey yönlü sürtünme kuvvetini taşır. Laminer kutu çerçevelerin etki edem tüm bu kuvvetler yığışımlı olarak birikerek alt seviyelerdeki çerçevelerin daha fazla düşey yük altında kalmasına sebep olur.



Şekil 1. Konvansiyonel laminar kutu, (a) çerçeveler üstü üsteyken, (b) çerçeveler sökülmüşken (Jafarzadeh, 2004)

Bu çalışma kapsamında üretilmiş olan laminer kutu tasarımı ile laminer kutu tasarımına inovatif bir yaklaşım sunulmaktadır. Deprem geotekniği deneylerinde ideal deney sınır koşulları sağlayan laminer kutuların mükemmeleştirilmesi önerilen tasarımla mümkün olacaktır. Laminer kutu düzeneği alüminyum sigma profil malzemeden üretilmiş çerçeveden oluşmaktadır. Kutunun imalatında dolu kesit malzemeleri yerine içi boşluklu alüminyum malzeme tercih edilmesinin sebebi, çerçevelerin yeterince hafif olmasını sağlamaktır. Seçilen alüminyum profil hafif olduğu kadar dinamik yükler altında minimum deformasyon yapacak atalet momenti ve eğilme özelliklerine sahiptir. Literatürde kabul edilen ölçütlere göre, her bir laminer kutu çerçevesinin ağırlığı, çevrelediği zemin malzemesinin ağırlığının % 10'unu aşmamalıdır. Önerilen tasarımda bu oran % 7.8'dir ve bu hali ile ağırlık oranı konusunda literatürdeki en iyi tasarımlardan biridir. Çerçevelerin teşkil edilmesinde kullanılacak sigma profil malzemenin görüntüsü ve ölçüleri Şekil 2'de verilmiştir.

2.1. Kullanılan Laminer Kutunun Tasarımı Hakkında

Laminer kutular tasarım amaçları gereği dinamik yüklere maruz kalırlar ve laminer kutu çerçevelerinin hareket etmesi gerekir. Literatürdeki pek çok kutu, sürtünme katsayısı yüksek olan rulmanlara yanal hareketi sağlar. Dahası, düzenekte kullanılan rulmanların sürtünme katsayılar büyük farklılıklar gösterir. Bu çalışma kapsamında üretilen laminer kutuda ise, klasik rulmanlar yerine bilyasız teflon kaplı lineer rulmanlar kullanılmıştır. Teflon rulmanlar, oldukça düşük sürtünme katsayısına sahiptirler ve kullanım ömürleri boyunca sürtünme katsayıları sabittir.

Bu çalışma için geliştirilen laminer kutunda her bir çerçevenin havada "askıda" kalarak kendi ağırlığını destek yapılarına taşıtması öngörülmüştür. Doğrusal hareketi sağlamak için kullanılacak olan teflon rulmanlar, çerçeveleri oluşturan sigma profillerin içerisine sabitlenecektir (Bkz. Şekil 3). Teflon rulmanların içerisinden geçen ve bir nevi rulmanların üzerinde ilerleyeceği ray görevi gören ekstrüzyon miller ise düşey yönde destek veren kolon yapılarına bağlanıştır. Yukarıda tariflenen şekilde oluşturulmuş olan tekil bir laminer kutu çerçevesi katmanının görseli Şekil 4'te verilmiştir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 2. Laminer kutu çerçevelerini oluşturmada kullanılacak olan alüminyum sigma profil



Şekil 3. Sigma profilin ile doğrusal hareketini sağlayacak olan bilyasız teflon kaplı lineer rulmanın birleşim detayı



Şekil 4. Sigma profillerden teşkil edilmiş ve e ekstrüzyonlu miller ile askıya alınmış olan tekil çerçeve tabakası

Laminer kutu, Şekil 4'te gösterilene özdeş 16 adet çerçevenin üst üste koyulması ile oluşturumuştur. Bu yöntemle oluşturulan kutuya ait görünüm Şekil 5'te verilmiştir. Laminer kutunun alt kısmında ise sarsma masası deneyleri sırasında zemine laminer kutuya etkitilecek olan taban kesmesi zorlarını laminer kutu çerçevelerinin olduğu bölüme aktaracak olan 300 mm derinliğinde bir kum havuzu bölümü vardır (bu kısım Şekil 5'te mor renkli lamalarla kutu tabanı arasında kalan kısımdır). Laminer kutu çerçeveleri planda 900 mm x 900 mm alana oturur. Her bir çerçevenin kalınlığı ise kullanılan alüminyum sigma profillere uyumlu olarak 100 mm'dir. 16 adet çerçeve kullanıldığı ve her bir çerçeve arasında 2 mm çalışma boşluğu bırakıldığı için laminer kutuda yanal serbestlik derecesi olan zemin kolonu yüksekliği 1603,2 mm'dir. Tabandaki 300 mm'lik kum havuzu bölmesinin de dahil edilmesi ile deneylerde 1903.2 mm yüksekliğinde bir zemin profilinin ile çalışılmıştır.



Şekil 5. Laminer kutu, CAD çizimleri ve tamamlanmış tasarım

3. METODOLOJİ

Laminer kutu tabanında olan havuz kısmı 15 cm kalınluığında sıkıştırılmış çakıl ile doldurulmuştur. Laminer kutunun içerisine su geçirmezliği sağlamak adına naylon bir kaplama yapılmıştır. Bu kaplamanın içerisine örgüsüz geotekstilden imal edilmiş ve kutu iç ebatlarına göre prizmatik şekilde diktirilmiş olan ikinci bir kaplama detayı eklenmiştir. Örgüsüz geotekstilin kalınlığı boyunca sağlanacak olan drenaj ile konsolidasyon süresesi kısaltılmıştır.

Zayıf kil zeminin oluşturulmasında kaolin kili kullanılmıştır. Kaolinin likit ve plastik limitleri % 39 ve % 19 olarak bulunmuştur. Kil malzemenin özgül ağırlığı (G_s) ise 2.61 olarak ölçülmüştür. Kaolin kili bulamacı, konsolidasyon öncesinde likit limitin 1,5 misli su muhtevasında hazırlanmıştır. Kil bulamacı örgüsüz geotekstil malzeme içerisine cazibe ile doldurularak, laminer kutu düzeneği üzerinde bulunan pnömatik pistonlar mahareti ile konsolide edilmiştir. Pnömatik pistonlardan elde edilen tahrik kuvveti, 4 adet 445 x 445 mm ebatlı plakaya vasıtası ile kil bulamacının üst kısmına etkitilmiştir. Konsolidasyon sırsasında kil bulamacının örgüsüz geotekstil kaplamanın içinden sızmaması için örgüsüz geotekstil katlanarak silikon bazlı bir yapıştırıcı ile mühürlenmiştir. Konsolidasyonun tamamlanmasının ardından, konsolidasyon oturması ile boşalan kısma iyi derecelendirilmiş bir kum dolgu yapılmıştır.

Laminer kutu üzerine yerleştirilen ölçerlere ait görünüm Şekil 6'da verilmiştir. Şekil 6'da da görüldüğü üzere, her bir laminer kutu çerçevesinin yanal hareketlerini kayıt eden lazer deplasman sensörler kullanılmıştır. Ayrıca her bir çerçevenin üzerine yerleştirilen ivme ölçerler sayesinde, model zeminin farklı derinliklerde maruz kaldığı ivmelenmeler okunabilmiştir. Tsai vd. (2016) laminer kutu çerçevesine yerleştirilen ivme ölçerlerden alınan ivme verisinin kutu içerisindeki toprağı tam olarak yansıttığını göstermişlerdir. Bu çalışma kapsamında, deneyler esnasında 200 Hz örnekleme hızı ile 32 kanaldan veri toplanmıştır.



Şekil 6. Laminer kutu ölçer detayları ve ivme ölçerlerin takılı olduğu laminar kutu yüzü

Laminer kutuya sarsma masası mahareti ile öncelikle Beyaz Gauss Gürültüsü sinyali (Gaussian White Noise Signal) verilmiştir. Bu sinyalin özelliği istenilen belli bir frekans aralığındaki bütün frekansları eşit genlikli olarak içermesidir. Bu çalışma kapsamında kullanılan sinyal, MATLAB programında geliştirilmiş olup 0-50 Hz frekans aralığına 0.1 g genliğe sahiptir. Düşük genlikli bu yükleme sayesinde hem zemin ciddi birim boy değiştirmelere maruz kalmaz hem de zeminin rezonant frekansı bulunabilmektedir. Taranan frekans aralığında, zeminin rezonansa girdiği aralık Hızlı Fourier Dönümü (Fast Fourier Transform, FFT) yöntemi ile bulunur. Beyaz Gauss Gürültüsü Sinyalini takiben 1-15 Hz sinüs taraması sinyali sisteme etkitilmiştir. Sinüs taraması sinyali, 60 saniye uzunluğundadır ve her 4 saniyede bir yükleme frekansı ardışık olarak artmaktadır. 0 ila 4 saniye arası yükleme frekansı 1 Hz iken 4 ila 8 saniye arasında yükleme frekansı 2 Hz'dir. Sinüs taraması sinyalinin zaman tanım aralığındaki ivme grafiği Şekil 7'deki gibidir. Bahsi geçen yüklemeleri takiben 0.5 ve 1 Hz frekansında iki farklı sinüsodial yükleme sisteme verilmiştir.



Şekil 7. Sinüs taraması yüklemesinin zaman tanım alanındaki eğrisi

4. SONUÇLAR

4.1. Kil Yatağının Rezonant Frekansı

Dinamik yükler etkisi altındaki zemin malzemelerinin, yüklemenin neden olduğu birim boy değiştirmeye bağlı olarak kesme modülünün azaldığı bilinmektedir. Beyaz Gauss Gürültüsü sinyali yüklemesi yöntemi ile zemin henüz yüksek birim boy değiştirmelere maruz kalmamışkenki kayma modülü (G_{max}) bulunabilir. Bu çalışmada ele alınan kil yatağı için resonant frekansın gösterildiği güç spektrumu Şekil 8'de verilmiştir. Şekil 8'deki eğrilerden zeminin ortalama rezonant frekansının 1.8 Hz olduğu anlaşılmaktadır. Yanal serbestlik derecesi olan zemin kolonunun da 1.6 m yükseklikte olduğu düşünüldüğünde zeminin G_{max} değeri aşağıdaki formülle (Formül 1) hesaplanılabilir (Dihoru et al., 2016).



$$G_o = 16\rho H^2 f_n^2 \tag{1}$$

Yukarıdaki formül ile zeminin maksimum kayma modülü 212 kPa olarak hesaplanmaktadır. Zeminin Vane aleti ile ölçülen ortalama kohezyon değerinin 6 kPa olduğu düşünüldüğünde bu değer kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmaktadır.

Zayıf kil zeminin kayma modulunünün hesaplanmasında kullanılacak bir diğer yöntem ise farklı yüksekliklerde bulunan ivme ölçerlere kesme dalgasının varış süresindeki tehirden yararlanarak hesaplanılacak kayma dalgası hızı yöntemidir (Durante et al., 2015). İvme ölçerler arasındaki mesafe bilindiğinden, elde edilen ivme-zaman eğrilerindeki gecikme kullanılarak dalga hızı kolaylıkla hesaplanabilir. Sinüs taraması yüklemesinin ilk çevrimi için verilmiş olan ivme-zaman grafiği Şekil 9'da gösterilmiştir. Şekil 9'da kesme dalgasının laminer kutu tabanından yukarıya doğru iletilirken yaptığı gecikme açıkça görülmektedir. Şekil 9'daki verilerden yararlanılarak kesme dalgsı iletim hızının 11.2 m/s olduğu anlaşılmaktadır. Formül 1'in bir türevi olan $G_o = \rho V_s^2$ formülünden yararlanarak zeminin örselenmemiş kayma modülünü yaklaşık 200 kPa olarak bulmak mümkündür. Görüldüğü üzere her iki yöntem ile de oldukça yakın kayma modülü değerleri saptanmıştır.


Şekil 9. İvme ölçerlerden elde edilen kayma dalgası gecikmesini gösteren eğriler

Zemin özelliklerinin düşük birim boy değiştirme durumu için bulunabilmesinin yanı sıra sinüsodial yüklere maruz kalan zeminin kayma modülü de hesaplana bilmektedir. Bunun için histersiz eğrilerinden yararlanılmaktadır. Zemin hareketinin kararlı titreşime geçmesinden sonra zeminin attığı 10. çevrim de birim boy değiştirmenin kesme direncine karşılık çizdirilmesiyle elde edilecek eğrilerden, hem zeminin kayma modülü hem de sönümleme oranı bulunabilmektedir. Şekil 10'da 0.5 ve 1 Hz yükleme frekansları için elde edilmiş histeresiz eğerilerine yer verilmiştir. Şekil 10'da gösterilen eğrilerden 10. çevrime ait olan kapalı histeresiz eğrisinden yararlanılarak, zeminin kayma modülünün 0.5 ve 1 Hz yüklemeleri için yaklaşık 75 ve 67 kPa olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 10. 0.5 ve 1 Hz yükleme frekansında ortaya çıkan histeresiz eğrileri

Son olarak, sinüs taraması sinyali ile de sistemin rezonant frekansına ilişkin çıkarımlar yapmak mümkündür. Sarsma masasına etkitilen ivme kaydı ile laminer kutu çerçeveleri üzerinden alınan ivme kayıtlarının birbirine göre normalize edilmesi ile zaman tanım alanındaki amplifikasyon eğrisi elde edilir. Frekans geçişleri yukarıda da tariflendiği üzere 4 saniyede bir olmaktadır. Bu şekli ile zaman tanım alanındaki amplifikasyon verisi frekans tanım alanına taşınabilir. Şekil 11'de görüldüğü üzere zeminin rezonant frekansı 2 Hz dolaylarındadır. Bu çıkarım yukarıdaki bulgularla örtüşmektedir.



Şekil 11. Sinüs taraması deneylerinden elde edilen amplifikasyon eğrisi

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu araştırmayı 213M359 kodlu proje kapsamında destekleyen Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu'na (TÜBİTAK), HUESKER Synthetic GmbH'a, Boğaziçi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri'ne desteklerinden ötürü teşekkür ederler. İlk yazar, kendisine verilen GSI Fellowship bursundan ötürü Geosynthetic Institute (GSI) kurumuna teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- [1] L. Zhang, S., H., Goh, and J., Yi (2016) "A centrifuge study of the seismic response of pile–raft systems embedded in soft clay", Géotechnique 67, 479-490.
- [2] Jafarzadeh, B., (2004) "Design and evaluation concepts of laminar shear box for 1G shaking table tests", In: Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, paper no. 1391
- [3] Tsai, C.-C., Lin, W.-C., Chiou, J.-S., (2016) "Identification of dynamic soil properties through shaking table tests on a large saturated sand specimen in a laminar shear box", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 83, 59-68.

- [4] Dihoru, L., Bhattacharya, S., Moccia, F., Simonelli, A.L., Taylor, C.A., Mylonakis, G., (2016), "Dynamic testing of free field response in stratified granular deposits", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 84, 157-168.
- [5] Durante, M.G., Karamitros, D., Di Sarno, L., Sica, S., Taylor, C.A., Mylonakis, G., Simonelli, A.L., (2015), "Characterisation of shear wave velocity profiles of nonuniform bi-layer soil deposits: Analytical evaluation and experimental validation." Soil Dynamics and Earthquake Engineering 75, 44-54.
- [6] Chang, W.J., (2011), "Evaluation of undrained shear strains in multi-directional horizontal shaking." Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31, 906-920.
- [7] Turan, A., Hinchberger, S.D., El Naggar, M.H., (2009), "Mechanical Characterization of an Artificial Clay." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 135, 280-290.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

ŞEVLER, HEYELANLAR

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

ŞEVLİ ORTAMLARDA ZEMİN TÜRÜ VE KOŞULLARININ DURAYLILIĞA ETKİSİNİN LABORATUVAR ORTAMINDA İNCELENMESİ

AN EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE EFFECT OF SOIL TYPES AND CONDITIONS ON STABILITY IN SLOPING LANDS

Can ERENSON^{*1}

ABSTRACT

The problem of population growth and unstoppable migration is followed by the necessity of introducing new (otherwise unsuitable) areas. For this reason, dwellings, transportation structures and other engineering structures have to be built in areas with sloping or landslide threatened areas. The factor of safety of the slopes against the landslide are rapidly decreasing when the buildings are constructed and the residual stresses are applied on the troughs which used to be stable under natural geological stresses and soil pressure at rest. This situation increases the collapse risk of slopes and directly affects life and property safety. In this study, which was carried out under laboratory conditions, the failure behavior of different soil types under variable drainage conditions is investigated by measuring methods and imaging elements. In addition, effect of the engineering properties of the soil and environmental conditions on the observed values of the failure surfaces, peak points of the settlements as well as the factor of the safety, which is determined by both computer softwares (Slide and Winstabl) and conventional methods, are evaluated. Also, the settlement values of the peak point were evaluated by means of displacement meter for both dry and % 20 water content conditions and the failure mechanism was investigated by taking images from fixed points before each loading. As a result, the obtained datas are tabulated and the effects of soil types and water content on shear resistance are interpreted with the comparison of factor of safety values.

Keywords: Failure Surface, Landslide Behavior, Slope Stability.

ÖZET

Nüfus artışı ve durdurulamaz göç problemi imara uygun olmayan yeni alanları kullanıma sokma gereğini beraberinde getirmektedir. Bu nedenle, meskenler, ulaştırma elemanları, hizmet yapıları, kısaca akla gelebilecek tüm sanat yapıları eğimli veya heyelan tehlikesi bulunan arazilere imar edilmek zorunda kalmaktadır. Sükunette ve doğal jeolojik gerilmeler altında durağan halde bulunan şevli ortamlar üzerine yapılaşmalar ile ilave gerilmeler etkidiğinde, şevlerin göçmeye karşı gösterdikleri güvenlik katsayıları hızla düşmektedir. Bu durum ise şevlerin göçme tehlikesini arttırarak etkisinde değişmekte ve can ile mal güvenliğini doğrudan etkilemektedir. Laboratuvar koşullarında gerçekleştirilen bu çalışmada, farklı zemin türlerinin değişken drenaj şartlarındaki göçme davranışı, ölçüm aygıtları ve görüntüleme elemanları ile incelenmiştir. Ayrıca, zeminin mühendislik özellikleri ve ortam koşullarının, deneyler sonucu gözlenen şevin kayma yüzeyi ve şev tepe noktasının oturma

¹ Araştırma Görevlisi, Aksaray Üniversitesi, canerenson@hotmail.com

değerleri hem bilgisayar programları (Slide ve Winstabl) hem de geleneksel yöntemlerle saptanan güvenlik katsayısına nasıl yansıdığına dair ilişkilendirmeler yapılmıştır. Ek olarak, kuru halde ve % 20 su muhtevasında yükleme yapılan sistemin üst kotunun oturma değerleri deplasman ölçer yardımıyla okunmuş ve her yükleme öncesinde sabit noktadan görüntü alınarak göçme mekanizması incelenmiştir. Sonuç olarak elde edilen tüm veriler tablolara işlenerek belirli zemin türlerinin ve su içeriğinin kayma direncine etkisi güvenlik katsayıları karşılaştırması ile yorumlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Göçme Mekanizması, Kayma Yüzeyi, Şev Stabilitesi.

1. GİRİŞ

Eğimli arazilerde bölgenin yapısı, doğal yollardan veya insan kaynaklı etmenlerden dolayı değişmektedir. Oluşan şevlerin güvenli olup olmadığının tahkiki için yapılan çalışmalarda sistemin stabilitesinin korunması akla gelebilecek her türlü felaketin önüne geçilebileceği anlamını taşımaktadır. Yüksek güvenlik ölçütlerine ulaşılamaması hususunda zemin konumu, türü ve karakteristiklerin etkisinde bulunan etkenler sev duraylılığının bozulmasına sebebiyet vermektedir. Şev açısının ve yüksekliğinin artması, şev topuğunda yapılan kazı veya oluşan avrışmalar, sev üstünde yükleme işlemleri, kayma mukavemetinin azalmasına neden olan yüzeysel ve yer altı su seviyesi varlığı, dinamik yüklemeler, trafik yükleri vb. birçok durum olabilmekte sevlerde göcmeve sebep veva göcme davranısını ciddi ölcüde değiştirebilmektedir.

Zeminlerin kayma direnicini, boşluk oranı, kayma mukavemeti açısı, kohezyon, taşınan gerilmeler, yükleme hızı ve süresi, doygunluk derecesi, boşluk suyu basıncı, zeminin yapısı ve dokusu etkilemektedir. Şevlerin duraylılığının birçok literatüre göre geoteknik mühendisliğinin en karmaşık konusu olmasının sebeplerinden bir tanesi de zemin kitlesinin bulunduğu bölgenin jeolojik geçmişidir. Eğimli arazilerde karşılaşılan stabilite problemlerinin analizinde bahsi geçen diğer bir zorluk olarak şev göçmesi kapsamında "göçme" teriminde yaşanılan anlam belirsizliğine dikkat çekilmiştir [1]. Zemin türlerine ve ortam şartlarına göre farklı hesap yöntemleri geliştirilmiştir ve uygun tahkik için en doğru analiz tipi seçilmelidir. Bu bağlamda, göçme ya da kayma davranışlarında hesap yöntemine göre değişiklikler yaşanmaktadır.

2. ÇALIŞMANIN AMACI VE KAPSAMI

Heyelanlar, genel anlamı ile kütle hareketleri, jeolojik, jeomorfolojik, klimatolojik, meteorolojik etken ve süreçler ile insanların çeşitli etkinliklerine bağlı olarak, yamaç dengesinin (stabilitesinin) bozulmasıyla ortaya çıkmaktadır. Kütle hareketlerinin esas nedeni yer çekimi olmaklar birlikte doğal ve insan etkinlikleriyle ilişkili nedenler ise kütlenin hareketini tetikleyen ve türünü belirleyen unsurlar olarak karşımıza çıkmaktadır. Bunlara ek olarak, yamaç üzerindeki hareketin hızını belirleyen, kütlenin kayma derecesini azaltan veya artıran pek çok etken ve birbirini takip eden olaylar zinciri de söz konusudur [2]. Buna bağlı olarak bu çalışmada, zemin içerisinde yer alan suyun bahsi geçen hareketlere etkisi de incelenen davranışlar arasındadır. Tamamen kuru olan ortam ile %20 su muhtevası içeren ortamların zemin türüne göre nasıl farklılıklar gösterdiği hakkında yorumlamalara "Sonuçlar" kısmında (Bölüm 5.) değinilmiştir.

Zeminler, iri ve ince daneli olmak üzere başlıca iki gruba ayrılmışlardır ve literatürde bu iki farklı zemin türü için gerek gözlemsel gerek ise standartlara dayalı belirli ayırt edici etmenler belirlenmiştir. İri daneli zeminlerde daneler çıplak gözle seçilebilir ve kütle kuvvetlerinin egemen olduğu bir yapı söz konusudur [3]. İnce daneli malzemeler ise kayaçların ayrışması esaslı oluşum göstermiş siltlerden ve çok ince kumlardan oluşmaktadır. Bu çalışmada, 4 adet kendi mühendislik özelliklerini tam yansıtan kumlu, killi ve iki farklı çapta çakıllı (üniform) zemin türü ayrıca 2 adet de %50-%50 karışım oranına sahip çakıllı-kumlu ve kumlu-killi zemin türü kullanılmıştır. Böylece, eğimli arazilerin bulunduğu bölgelerde kuru ve ıslak koşullarda zemin türünün yük etkisinde nasıl bir davranış sergileyeceğini belirlemek hedeflenmiştir.

3.MALZEME VE SİSTEM ÖZELLİKLERİ

Sistem rijit bir kutu içerisine 33° açıyla kurulan bir düzlem üzerine yerleştirilmiştir. Deney seti için 6 farklı zemin türü kuru ve % 20 su muhtevasında test edilmiştir ve her 5 dakikada bir oluşturulan şevin üst bölgesinden 5 kg yük artırılarak 120 kg'a kadar yükleme işlemi gerçekleştirilmiştir. Her bir zeminini mühendislik özellikleri için laboratuvar ortamında yapılan deneylerde Tablo 1.' deki değerler bulunmuştur.

Zemin Türü	Kuru Birim Hacim Ağırlık (kN/m³)	Doygun Birim Hacim Ağırlık (kN/m³)	Kohezyon (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı (°)
Avanos Kili	16	19	20	27
Kırşehir Kızılırmak Kumu	15,5	19	0	25
6 mm Çakıl	17	21	0	38
19 mm Çakıl	16,5	20,8	0	38
Kumlu – Çakıllı Dolgu Malzemesi	17,1	19,9	8	40
Kumlu – Killi	19	22	8	32

Tablo 1. Zemin Türü Özellikleri

Avanos Kili

Nevşehir' in Avanos ilçesinden çapı yaklaşık 200 mm olan kütleler halinde temin edilmiştir. Her bir parça, 1 mm' lik elekten geçecek şekilde ufalanarak toz haline getirilmiştir. Koyu kahverengi rengindeki kil, USC (Unified Soil Classification) sınıflandırma sisteminde CL (düşük plastisiteli kil) olarak tanımlanmaktadır. Likit limit değeri % 43,4, plastik limit değeri ise % 21,7 olarak tespit edilmiştir.

Kırşehir Kızılırmak Kumu

Kırşehir Kızılırmak kumunun tercih edilmesinin sebebi içerisindeki danelerin birçok kum çeşidine göre daha homojen olarak yerleşmesidir. Kızılırmak nehri kıyısında saf olarak bulunmaktadır. Silis kumuna benzer nitelikte bünyesinde yüksek miktarda silisyum oksit bulundurmaktadır ve aynı zamanda yüksek sertlik derecesine sahiptir ve Mohs Skalası değeri 6,8 olarak belirlenmiştir. <u>6 mm ve 19 mm Çaplı Çakıllar</u>

Aynı ocaktan temin edilen çakıllar elenerek iki farklı boyuta sahip 6 mm ve 19 mm çapında olanlar seçilmiştir. Aksaray Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı' nda agregalara ait yapılan deneylerde elde edilen Los Angeles Aşınma Oranı değeri %33, Metilen Mavisi deneyi sonucu 0,5 (temiz) ve agrega su emme kapasitesi %1,4 olarak tespit edilmiştir.

Kumlu-Çakıllı Dolgu Malzemesi

Temel dolgusu olarak kullanılan bu malzeme içerisinde yaklaşık %22 çakıl, %76 kum, %2 silt bulunmaktadır ve kil bulunmamaktadır. Plastik davranış göstermeyen bu malzeme üzerinde standart proktor deneyi yapılmıştır ve maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri 21,87 kN/m³, optimum su içeriği % 7,1 olarak saptanmıştır. Likit limit değeri ise %18' dir.

Kumlu-Killi Malzeme

Yukarıda mühendislik özellikleri belirtilen Avanos Kili ve Kırşehir Kızılırmak kumunun eşit miktarda karıştırılmasıyla elde edilmiştir.



Şekil 1. Deney Düzeneği

Deney setinde kullanılan zemin türleri farklı mühendislik özelliklerine sahip malzemelerden şeçilmiştir. Zemin türleri, Şekil 1' de boyutları verilen kutunun içerisine yerleştirilmeden önce elenerek aynı boyutta danelerden oluşacak şekilde hazırlanmış ve ağırlıkları ölçülerek bir kasada üniform hale getirilmiştir. Ağırlıkları ölçüsünde tüm zeminin su muhtevası %20 olacak şekilde hesaplamalar yapılıp kutunun içerisine yerleştirilmiştir. Şev, bir plaka yardımıyla topuk kısmından taç kısmına doğru düzeltilerek oluşturulmuş olup 33°' lik açı yapacak şekilde tasarlanmıştır.



Şekil 2. Görüntüleme İşlemi

Deplasman ölçerler yardımıyla hesaplanan şev üst kotundaki oturma değerleri ve şev sistemi içerisinde oluşan göçme mekanizmasının izlediği kaşık şeklindeki radyal yol, fotoğraf makinesi ile deney başlangıcında, her yükleme öncesi ve sonrasında ve deney sonucunda sabit bir noktadan ve aynı zamanda bir başka görüntüleme elemanı ile farklı açılardan görüntülenmiştir. Her bir deney için kutu ve sistemin köşe koordinatları üst üste bindirilerek sistemdeki farklılıklar gözlenmiş ve oturma değerleri deplasman ölçer değerleri ile ilişkilendirilerek 4. Bölüm' de verilmiştir. Ayrıca her bir deneyin sonunda, akan ya da kopan kısmın ana kütleden ayrıldığı bölgelerde oluşan göçme mekanizmasının yeri kuru ortam için Şekil 15' de %20 nemli ortam için Şekil 16' da verilmiştir.

4.DENEYLER

Tablo 1.' de verilen zemin parametreleri şevin güvenlik katsayılarını saptayabilmek için Winstable ve Slide programlarına girilmiş ve Tablo 2.'de yer alan FS (güvenlik katsayıları) değerleri alınmıştır.

Zemin Türü	Winstable	Slide
Avanos Kili	1,78	1,97
Kırşehir Kızılırmak Kumu	0,71	0,63
6 mm Çakıl	1,08	0,88
19 mm Çakıl	1,19	1,06
Çakıllı - Kumlu Dolgu Malzemesi	1,42	1,78
Kumlu – Killi	1,23	1,54

Tablo 2. Kuru Ortamda Güvenlik Katsayıları

Labio 3. 7020 Nellin Ortainda Guvennik Katsaynan	Tablo 3.	.%20 Nemli	Ortamda	Güvenlik Katsay	ıları
---	----------	------------	---------	-----------------	-------

Zemin Türü	Winstable	Slide
Avanos Kili	1,09	1,43
Kırşehir Kızılırmak Kumu	0,19	0,08
6 mm Çakıl	0,97	0,81
19 mm Çakıl	1,05	0,92
Çakıllı - Kumlu Dolgu Malzemesi	1,07	1,29
Kumlu – Killi	0,89	1,25



Şekil 3. Kuru Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (6 mm Çakıl)



Şekil 4. Kuru Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (19 mm Çakıl)



Şekil 5. Kuru Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (Avanos Kili)



Şekil 6. Kuru Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği



(Kırşehir Kızılırmak Kumu)





Şekil 8. Kuru Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (Killi – Kumlu Zemin)







Şekil 10. %20 Nemli Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (19 mm Çakıl)



Şekil 11. %20 Nemli Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (Avanos Kili)



Şekil 12. %20 Nemli Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (Kırşehir Kızılırmak Kumu)

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 13. %20 Nemli Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (Çakıllı – Kumlu Dolgu Malzemesi)



Şekil 14. %20 Nemli Ortamda Şev Tepe Düzlemi Oturma – Yük Grafiği (Killi – Kumlu Zemin)

Bilgisayar programları ve yük-oturma ilişkilendirmeleri haricinde her yükleme işleminden önce sistem karşısından 5 dk' da bir sabit noktadan görüntü alınmıştır ve çizim programı üzerinde göçme mekanizma haraketinin izlediği davranış Şekil 2' de verilmiştir.



Şekil 15. Nihai Yük Üzerinde Kuru Ortamda Göçme Mekanizması



Şekil 16. Nihai Yük Üzerinde %20 Nemli Ortamda Göçme Mekanizması

5. SONUÇLAR

Yapılan analizler sonucu hem programların verdiği güvenlik katsayıları değerlerince hem de gözlemlemeler sonucunda birbirini destekleyen sonuçlara varılmıştır. Tüm deney gruplarında %20 nemli ortamda karakteristiklerine göre yenilmeler daha fazla tespit edilmiştir.

1. Avanos kili kullanılan kuru ortamdaki şevli düzenekte her iki program için de güvenli sonuçlara ulaşılmıştır. %20 nemli ortamda gözlemsel olarak değerlendirme yapıldığında ise göcme mekanizmasının olusumu acısından herhangi bir fark görülmemesi ile birlikte güvenlik katsayılarında ortalama %32' lik bir azalma görülmüş ve zemin kütlesinin yükleme ile beraber kayma hızı gözle görülür hale gelmiştir. Suyu bünyesinde homojen bir şekilde hapseden Avanos kili ile kurulmuş zemin ortamında ve deney setinin hiçbir bölgesinde avrısmalar görülmemiştir. Avrıca yüklemenin en başından en sonuna kadar şevin kayıp bölgesi ve çöküntü olan kısmındaki zemin kütlesi şevin birikim bölgesine ciddi ölçüde yığılmıştır. Hem kuru hem de % 20 nemli ortamda en yüksek oturma değerleri Avanos kili bulunan sistemlerde tespit edilmiştir. Drenaj özelliği zayıf olan Avanos kilinde deney süresince, yüke bağlı olarak zemin içerisinden su çıkışı gözlemlenmiştir ve şevin topuk kısmında birikme oluşmuştur. Bu şev sisteminde, su çıkışı ile beraber topuğa doğru akma ve şev tepesinde çökmeler oluşmaya başlamıştır. Avanos kili ile oluşturulan sistem Winstable ile analiz edildiğinde, kuru ortamda stabilite korunmuş ancak % 20 nemli ortama geçildiğinde güvenlik katsayısında en fazla düşüş görülmüştür. Slide ile analizde ise Avanos kili bulunan zemin, Kırşehir Kızılırmak kumu bulunan zemin ile en fazla güvenlik katsayısı düşüşünü gerçekleştiren zemin türleri olmuştur.

Ayrıca, Avanos kili ile oluşturulan şevli sistemlerde şev üst kotunda oluşan oturma değerleri diğer malzemelere göre daha yüksek değerlerde ölçülmüştür. Kuru ortamda bu

değer 120 kg' lık nihai yük altında 7,9 mm iken %20 nemli ortamda 14,2 mm olarak belirlenmiştir.

- 2. Kırşehir Kızılırmak Kumu ile oluşturulan sistemde hem kuru hem de nemli ortam için gerek programlar ile yapılan analizler sonucu gerek gözlemlemeler sonucu çok düşük güvenlik kriterleri tespit edilmiştir. Kuru ve % 20 nemli ortamın her ikisinde de şevin düzeyinin hemen her yerinde ayrışmalar ve kopmalar gözlemlenmiştir. Şev stabilitesi programları kuru ortam analizlerinde ortalama 0,67 güvenlik katsayısı değeri elde ederken nemli ortamda bu ortalama ciddi bir düşüş yaşayıp 0,14' e düşmüştür. Şev tepe noktasında oturma değerleri hem kuru hem nemli ortam için en düşük seviyelerde olsa da şev gövdesi ve eteğindeki kütleler küçük parçalar halinde henüz yüklemnin başlarındayken kopmaya ve birikim bölgesine düşmeye başlamış ve bu davranış deney sonuna kadar devam etmiştir.
- 3. 6 mm çapında çakıllardan oluşan bu şev düzeneği, ıslak ve kuru ortam arasındaki güvenlik katsayısı farkı en az olan sistemdir. Beklenildiği üzere boşluklu yapıya sahip olan sistemde ortamda bulunan su, zemin ortamının alt kısımlarına yönelmiş ve ıslak ortamdaki oturma değerleri ile kuru ortamdaki oturma değerleri arasındaki fark en az olan sistem yine 6 mm çakıllı zeminden oluşan düzenekte tespit edilmiştir.
- 4. 19 mm çapındaki çakıllardan oluşan zemin ortamına kurulmuş şev sisteminde de 6 mm çapında kurulan düzeneğe benzer oturma değerleri ve yaklaşık güvenlik katsayıları değerleri elde edilmiştir. Bu iki sistem arasında oluşan farkların sebepleri, dane pürüzlülüğü ve biçimden kaynaklı boşluk oranı farklılığından kaynaklanmıştır. Ancak, her ne kadar oturma değerleri ve güvenlik katsayıları açısından her iki çakıllı malzemeden oluşan sistem benzeşse de 19 mm çapında çakıllardan oluşan sistemde şevin orta kısmında yük arttıkça sıklaşan kopma davranışları gözlemlenmiştir.
- 5. 6 mm ve 19 mm çapında çakıllardan oluşan sistem içerisinde bulunan suyun bir kısmı henüz deney başlarında kutu tabanına yerleşmiş olup deneye tam olarak etki etmemiştir. Bu malzemeler ile oluşturulmuş şev sisteminde su sadece dane dış yüzeyini nemlendirmiştir. Dolayısıyla, 6 mm ve 19 mm çakıllar ile oluşturulan sistemlerde kuru ve ıslak halde meydana gelen deplasman ve davranış farklılıkları dane dış yüzeyinin nemlenmesi kaynaklı oluşan sürtünme direncinin değişimine bağlıdır.
- 6. Kum ve çakıl karışımından oluşan ve dolgu malzemesi olarak tercih edilen malzemeden oluşturulmuş sistemde aynı zemin türünde ve farklı çaplarda daneler mevcuttur. Bu sebepten dolayı nihai yük etkisinde Avanos kili ve Kırşehir Kızılırmak kumuna göre daha düşük oturma değerleri tespit edilmiştir. Bu sistemin çakıllı ortama göre daha fazla oturma değeri gösterme sebebi olarak ise yükün aktarılması esnasında oluşan davranış gösterilebilir. Çakıllı ortamlarda karşılaşılan pürüzlü ve köşeli yapı sürtünme direnci oluşturduğundan dolayı yük etkisinde kırılana kadar deformasyon göstermemektedir. Kumlu çakıllı zeminde ise boşluklar arasına düzgün bir biçimde dolan daha ince daneli malzemeler yük etkisinde gelen gerilmeyi olduğu gibi aktarıp göçme mekanizmasını tetiklemiş ve çakıllı zemin ortamına göre daha yüksek oturma değerleri ortaya çıkmasına sebep olmuştur. Zemin türüne ve yapım amacına göre hazırlanmış ve aynı zamanda gradasyonu amacına uygun bir şekilde yapıldığında birçok farklı alanda etkili sonuçlar gösteren ve gradasyonunun önemine dikkat çeken çalışmalar literatürde mevcuttur [4,5,6].

7. %50 sahil kumu ile %50 Avanos kili karışımından oluşan şev düzeneğinin tepe kısmında %100 Avanos kili bulunan sistem kadar yüksek oturma değerleri gözlenmese de en yüksek 2. değerler hem kuru hem de %20 nemli ortamda bu sistemde gözlemlenmiştir. Kil içeren tüm deneylerde kuru ortamda ayrışmalar %20 nemli ortamda ise kayma yüzeyi boyunca bütüncül halde akma davranışı gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Yıldırım, S. (2009), "Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı", Birsen Yayınevi.
- [2] Öztürk K. (2002). "Heyelanlar ve Türkiye'ye etkileri", Gazi Üniversitesi Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi, C, 22, 35-50.
- [3] Uzuner, B. A. (2007), "Cözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği", Derya Kitabevi.
- [4] Akkaya, A., Çağatay, G. H. (2016), <u>"Geçirimli Betonların Basınç Dayanımı Üzerine Deneysel Bir Çalışma"</u>, Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 31(2), ss. 209-216.
- [5] Kaya, Z., Çetin, A., Çetin, B., Aydilek, A. (2013), <u>"Teknik Not, Granüler Temel Tabakasının Mekanik Davranışına Sıkıştırma Yöntemleri ve Agrega Özelliklerinin Etkisi"</u>, Teknik Dergi, 24(118).
- [6] Yıldırım, S. T., Bayer, T. (2005), <u>"Kocaeli Şehiriçi Yol Bozukluklarının Araştırılması"</u>, Deprem Sempozyumu, Kocaeli.

YAMAÇ DURAYLILIK ANALİZİNDE PARAMETRE SEÇİMİ

CHOICE OF PARAMETERS FOR SLOPE STABILITY ANALYSES

Ersin AREL*¹

Akın ÖNALP²

İlhan Burak DURAN³

ABSTRACT

The geotechnical engineer has the possibility of analysing slope stability using scores of commercially available software on the subject. The user-friendly programs even allow the engineer to use probability based approaches to execute sensitivity analyses. Engineers are nowadays observed to be running analyses using total or effective stress approach routinely without regard to the proper parameters for the slope in question. However, it is now known that variability in the values of parameters used in those analyses can even override the other important factor of pore pressures acting on the system. The main problem in the process appears to be estimating the adequate parameters (c_r , ϕ_r) for the slope in question by selecting peak, fully softened or residual parameters.

This paper gives an account of the investigation carried out on the clays of the European part of Istanbul where frequent slope instability problems arise. Shearbox (DS) and Bromhead type ring shear apparatus (TS) have been employed to test undisturbed and reconstituted samples to gain an insight into the choice of parameters to be used in stability calculations.

Keywords: Clays, progressive failure, shear strength parameters, slope stability analyses.

ÖZET

Günümüzde yaygın olarak kullanılmakta olan zeminde heyelan/şev duraylılığı analiz yazılımları kullanıcı dostu olup, birkaçı olasılık bazlı (duyarlılık) hesap yapılabilmesine dahi olanak sağlamaktadır. Uygulamacılar da bu yazılımları standart laboratuvar verilerinden yararlanarak seçtikleri c- ϕ ve c'- ϕ ' değerleri ile rahatça kullanmaktadırlar.

Duraylılık analizlerinde en önemli öğe toplam ve efektif analizlere esas olan zemin parametreleridir. Bunların değerlerindeki değişimler, sonuçlarda diğer önemli etken olan boşluk suyu basıncı parametresindeki farklılıklara çoğunlukla baskın gelmektedir.

İkinci ve değerlendirmesi daha zor olan değişken, olası kayma yüzeyi boyunca uyanacak direncin analizde hangi kesimlerde doruk, yumuşamış ve kalıntı düzeyde olacağının tahmin

^{*&}lt;sup>1</sup>Yrd.Doç.Dr. İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

²Prof.Dr. İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

³İnşaat Yük.Müh., İstanbul Kültür Üniversitesi, b.duran@iku.edu.tr

edilmesidir. Örneğin, daha önce hareket etmiş bir arazide şev stabilitesinde parametre seçimi boşluk suyu basıncının tahmini kadar zor bir tahmin olmaktadır.

Bu bildiride, Istanbul bölgesinde içinde ciddi kitle hareketlerinin oluştuğu Güngören üyesi killerin doruk, yumuşamış ve kalıntı kayma dirençleri arasındaki bağıntıyı ortaya çıkarmak üzere kesme kutusu, üç eksenli hücre ve Bromhead halka kesme aletlerinden elde edilen parametreler karşılaştırılarak zeminin fiziksel özelliklerden türetilen ampirik korelasyonlar ile birlikte değerlendirilmiştir. Deneyler; örselenmemiş, yoğrulmuş ve yeniden oluşturulmuş numunelerde yürütülmüştür.

Anahtar kelimeler: Heyelan, duraylılık analizi, ilerleyen yenilme, kayma direnci parametreleri, kil.

1. KİTLE HAREKETLERİNDE PARAMETRELER

Zeminde oluşan heyelanlarda önemli etkenler ortamda etkiyen boşluk suyu basınçları yanında, "uyanan" kayma direnci parametreleridir. Özellikle henüz oluşmamış heyelanlarda geçmişte zeminin kayma direnci konsolidasyonlu-drenajsız (CIU) ya da drenajlı (CID) üç eksenli hücre deneyinde ölçülerek toplam ve efektif gerilme analizine yönelik c- ϕ ve c'- ϕ ' değerlerinin ölçümü ile yetinilmiştir. Bu doruk değerler deneyde erişilen kısıtlı kesme hareketlerine (γ) karşılık geldiğinden sonraları aşırı yüksek güvenlik katsayıları verdikleri anlaşılmıştı. Buradan yamaç/şevde ilk kez ve ikinci kez kayma durumlarında bu parametrelerde önemli değişiklikler olacağı anlaşılmıştır (Önalp ve Arel, 2004). Şekil 1'de zeminin iki farklı normal gerilmede (σ_1 , σ_2) davranışı gösterilmektedir.



Şekil 1. Kayma gerilmesi alan zeminde uyanan dirençler (Srbulov, 2008)

Doruk dirençlerle çizilen kırılma doğrusu yüksek c ve ϕ değerleri gösterirken buraya kısıtlı kayma birim deformasyonu γ veya kayma hareketi Δ u ile erişilmektedir. Kayma hareketlerinin artması ile doruk değeri aşıldığında kayma yüzeyinde türbülanslı akım koşulları egemen olmakta ve bu aşamaya 'yumuşamış' (*fully softened*) direnç denmektedir. Kayma direnci açısı ϕ ' doruk değere yakınsa da c' değerinde ciddi düşüş belirmektedir. Kesmeye uzun süre, metrelerce, devam edilecek olursa kırılma doğrusunun eğimi düştüğü gibi τ ekseninde c'nin belirmediği ya da çok düşük değerler aldığı gözlemlenecektir. Bu evrede 'kalıntı' dirence ulaşılmış olmaktadır. Şimdi kayma yüzeyinde kil pulcuklarının paralel konuma gelmesi ile laminer akım koşullarına gelindiği, bu nedenle "kohezyon" bileşeninin sıfır olması gerekeceği söylenebilir.

2. LABORATUVAR ÖLÇÜMLERİ VE ARAZİ KOŞULLARI

Şekil 2'de bir potansiyel kayma yüzeyi boyunca gelişen farklı kayma hareketleri sonucunda zeminin topuktan başlayarak doruk, yumuşamış ve kalıntı direncinin uyanmış olması gerekeceği görülmektedir. Bazı araştırmacılar bunun, zeminin o derinliğinde değişen normal gerilmeden kaynaklanmış olacağını, bu nedenle karmaşık ilerleyen (*progressive*) yenilme hesabı yapmak yerine yüzeyi birden fazla bölgeye ayırarak buralarda farklı zemin parametreleri kullanmanın daha gerçekçi olacağı görüşünü savunmaktadırlar.



Şekil 2. Kayma yüzeyi boyunca direncin değişmesi

Daha basit hesaplama amaçları için ise, limit gerilme analizlerinde kayma yüzeyi boyunca kalıntı ϕ_r değerini kullanan projecilerin sayısının da az olmadığı söylenebilir. Bu durumda aşırı güvenilir çözümlere ulaşılmaktadır.

Literatürde son yıllarda sıkça ele alınan bu konuda değişkenlerin kayma yüzeyinde etkiyen normal gerilme yanında kilin mineralojik özelliği, ince/kil yüzdesi ve kıvamı olduğu belirlenmiştir.

Yüksek plastisiteli killerde yapılan incelemelerde likit limit'in No.40 elekten geçen bölümde yapılmasını öngören ASTM/TS deneyi ile ölçülmesi durumunda kilin gereğince öğütülememesi sonucu kalıntı parametre değerinin gerçekten farklı olacağı görüldüğünden deneyin, kilin değirmende öğütüldükten sonra No.200 elekten geçirilerek yapılması önerilmiştir.

Normal gerilmenin karakteristik değer olan σ_n =100kPa'da tutularak likit limiti w_L=50 dolayında olan killerde ϕ_r ölçümü yapıldığında oldukça büyük veri tabanının analizinde kalıntı parametre,

$$\phi_{\rm r} = 30.7 - 0.2504 w_{\rm L} - 4.2053 \times 10^{-4} w_{\rm L}^2 + 8.047910^{-6} w_{\rm L}^3$$

$$\approx 10.04 - 0.0183 w_{\rm r}$$

olarak formüle edilmiştir (Stark ve Hussain, 2013).

Likit limit standarda uygun olarak -No.40 numunede ölçülmüş ise, bunun -No.200 sonucuna dönüştürülmesi,

$$\frac{W_{LN0.200}}{W_{LN0.40}} = 0.03W_{LN040} + 1.23$$

ile yapılacaktır (Stark ve Hussain, 2013).

Genel eğilimin tersine, Japon Şartnamesinde heyelan analizinde kullanılacak kalıntı c değerinin sıfır alınmayıp,

$$c_r = z_{ort}$$
 (kPa)

olarak değerlendirilmesi önerilmiştir. Burada z_{ort}, olası kayma yüzeyinin yamaç başından ortalama derinliğini göstermektedir (Tiwari ve diğ., 2004).

Aşırı konsolide killerde yapılacak analizde yumuşamış (*fully softened*) parametrelerin kullanımı tercih ediliyor ise aynı kilin normal yüklenmiş durumdaki kayma direncine eşit alınması önerilmektedir.

3. GÜNGÖREN KİLİNİN ÖZELLİKLERİ

Değerlendirilmesi yapılan kil (CH) Esenyurt İlçesinden ve 50m derinlikten alınmış olup likit limiti 76, plastik limiti 28, plastisite indisi 48 dolayında ölçülmüştür. %90'ından fazlası No.200 elek altına geçmekte, kil içeriği %50-60 arasında değişmektedir (Şekil 3). Bu şekilden pipet ve hidrometre ölçümlerinin farklı sonuçlar verdiği görülebilir. Bu fark hidrometrenin her daldırılışı sırasında oluşan türbülanstan kaynaklanmaktadır. Numune öncelikle çabuk (TX-UU) ve konsolidasyonlu drenajsız (TX-CIU) üç eksenli hücre kesme deneylerine tabi tutulmuş, karakteristik parametreleri drenajsız durumda c_u = 150kPa, konsolidasyonlu drenajsız da c=60kPa, ϕ =20° ve c'=30kPa, ϕ '=28° olarak ölçülmüştür.



Şekil 3. Güngören kilinin dane dağılımı (a) pipet (b) hidrometre analizi

Daha sonra kesme kutusunda (DS) örselenmemiş durumda konsolidasyonlu drenajlı deneye tabi tutulmuş, TS1900/2006 uyarınca kalıntı parametreleri de ölçülmüştür. İkinci aşamada numune likit limitin yaklaşık 1.5 katı su muhtevasında yoğrulduktan sonra 100x200mm boyutta saydam plastik silindir içinde 100kPa'a anizotrop koşulda konsolide edilerek yine kesme kutusunda denenmiştir. Üçüncü aşamada ise kil numunesi No.200 elekten yıkanarak alta geçen bölümü yine 100 kPa'a konsolide edilmiştir. Bu numuneye de drenajsız kesme kutusu (DS-CU) deneyi uygulanmıştır (Şekil 4). Deneylerde doruk aşıldıktan sonra, örneğin 5mm kayma hareketi sonrası, yumuşamış dirence ulaştığı görülmektedir.



Şekil 4. Tipik Konsolidasyonlu-Drenajsız Kesme Kutusu Eğrileri

Bu sırada yoğrulmuş numuneler ASTM D6467 ve D7608 uyarınca Torshear halka kesme aletinde (TS) de DS eşdeğeri gerilmelerde kesilmiştir. TS deneyinde ölçülen kayma gerilmesikesme hareketi (τ – Δu) eğrileri DS deneyindekilerden önemli biçim farklılığı göstermiştir (Şekil 5). Bu farkın sadece deneylerdeki Δu değerleri arasındaki uçurumdan değil, numune boyutlarından da kaynaklanmış olabileceği olasılığı yüksektir. Zira TS deneyinin yüksekliği sadece 5mm iken DS'te numune kalınlığı 25mm'ye kadar yükselmektedir. Deneylerde alınan sonuçlar Tablo 1'de özetlenmektedir.



Şekil 5. Torshear (TS) aletinde kayma direnci eğrileri

STATÜ	ρ (kN/m ³)	W n (%)	e ₀	δ (mm)	c (kPa)	φ (°)	c _{yum} (kPa)	ф _{yum} (°)	c _r (kPa)	ф _r (°)	с _{гт} (kPa)	ф _{rт} (°)
doğal	16.86	35	1.13	1.89	0	26			0	1 0		
Bulamaç (-No40)	16.74	41	1.24	1.09	40	14			1	1 9	1	2
Bulamaç (-No200)	14.61	68	2.07	2.34	6	11	3	7	0	1 0	1	3

Tablo 1. CH Güngören Kilinin Parametreleri

Buradan, tam drenajlı koşullarda TS deneyinde elde edilen parametrelerin (c_{rT} , ϕ_{rT}) beklendiği gibi c değerini sıfıra yakın verdiği görülmekle birlikte, ϕ_{rT} 'nin aşırı düşük olması dikkat çekmektedir. Öte yanda Stark ve Hussain'in önerileri gözönüne alınacak olursa ϕ_r 'nin, standart deneyden yaklaşık 9°, -No.200 deneyden 15° dolayında çıkması gerekecekti. Nitekim uygulamada kalıntı dirençlerin halka kesme ile ölçümü tercih edilmekte (Mesri ve Huvaj, 2012) ancak buna 3°lik bir ekleme yapılmaktadır.

4. SONUÇLAR

Yapılmış deneysel çalışmada, Esenyurt kilinin kalıntı kayma direnci parametresi halka kesme aletinde 3° dolayında ölçülmüştür. Standart uygulama olan kesme kutusunda ise aynı açının 19° ye kadar çıkması çelişkiyi bir kez daha gözler önüne sermiştir.

Heyelan hesaplarında, özellikle geriye analizlerde, parametre seçimi geoteknik mühendisinin günümüzde de tam başarı ile gerçekleştiremediği bir problem olarak durmaktadır. Bunun en önemli nedeni geoteknikte varolan birçok belirsizliklerin bu özel konuda daha da fazla olmasıdır. Yazarların yapmış oldukları çok sayıda laboratuvar çalışmasından deneyimi, standartlarda istenen kesme kutusu (DS) deneyindeki 5 ileri - 5 geri hareketi izleyerek kalıntı parametre ölçümünün bir üst limit, halka kesme (TS) deneyinden gelen parametrelerin ise alt limit olarak benimsenmesi yolundadır. Likit limiti 50 ve büyük olan killerde c_r'nin sıfıra yakın alınması da gerçekçi bir kabul olacaktır. Bu konuda başarı için, olasılık kavramlarının gözönüne alınması artık gözardı edilemeyecek bir çalışma alanı olarak ortaya çıkmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Önalp, A. ve Arel, E. (2004) "Geoteknik Bilgisi II:Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği", 414 sayfa, Birsen Yayınevi.
- [2] Srbulov, M. (2008) "Simplified Analysis with Case Studies and Examples in Geotechnical Earthquake Engineering" Vol. 9, 244 pages, Springer.
- [3] Stark, T.D. and Hussain, M.(2013) "Empirical correlations-drained shear strength for slope stability analysis" Journal Geotech.&Geoenv.Eng., ASCE, 139:6:853-862.
- [4] Tiwari, B., Brandon, T.L., Marui, H., Tuladhar, G.R. (2004) "Comparison of residual shear strengths from back analysis and ring shear tests on undisturbed and remolded specimens", Journal Geotech.&Geoenv.Eng. ASCE, 131:9:1071-1079.
- [5] Mesri, G. and Huvaj, N. (2012) "Residual shear strength measured by laboratory tests and mobilised in landslides", Journal Geotech.&Geoenv.Eng., ASCE, 138:5:585-593.

ŞEV DURAYLILIĞINDA DETERMİNİSTİK ANALİZLERİN OLASILIKSAL YÖNTEMLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF DETERMINISTIC ANALYSIS OF SLOPE STABILITY BASED ON PROBABILITY CONCEPT

Hakan TEK¹ Ersin AREL^{*2}

ABSTRACT

It is currently general knowledge that analysing a slope solely by the use of deterministic methods can be misleading. Slopes and cuttings deemed as "safe" after deterministic computations may be labeled as unsafe when evaluated using probabilistic methods.

An account of the principles of limiting stress and limit equilibrium methods as well as the probabilistic approach is given in this paper. One of the shortcomings of using a hypothesis such as Mohr-Coulomb as used in limit equilbrium approach is that excessive movements that take place prior to failure in the slope are not taken into consideration. Limiting stress solutions are therefore used to account for deformations/movements in the slope. The use of failure models such as the hardening soil should also be incorporated. For the purpose, a critical cutting has been analysed by the abovementioned approaches. A comparison of the results for the factor of safety, probability of failure, reliability index and the level of performance is provided.

Keywords: Cutting, landslide, reliability analysis, slope, stability analysis.

ÖZET

Yamaç ve Şev'lerde yapılan duraylılık hesaplarında sadece deterministik yöntemler ile başarılı olunamayacağı bilinmektedir. Deterministik analizle duraylı olduğu hesaplanan yamaçların, olasılık teorisi ile değerlendirildiğinde duraysız olduğu ortaya çıkabilmektedir (Önalp ve Arel, 2004).

Deterministik yaklaşımda popüler olan limit denge yöntemleri, zemin mekaniğinin klasik plastik denge kavramından hareketle yamaçta kritik düzlem ya da eğri bir yüzeyin tümünde yenilme kriterinin sağlandığını kabul etmekte ve problemin çözümü için kayan kitlenin tümü ya da bir bölümünde çözüm için denge denklemleri bazı varsayımlarla uygulamaktadır. Limit denge yöntemlerinin zayıf yanı Mohr-Coulomb gibi ortamdaki ötelenmeleri hiç göz önüne almayan elasto-plastik yenilme kriterlerinden yola çıkmasıdır. Oysa birçok tip yamaç ve şevde duraylılık kaybının önemli hareketlerden sonra belirdiği, hareket mertebesinin bazen metrelere vardığı bilinir. Bu kusuru gidermek için zeminin gerilme – birim boy değiştirme özelliklerinin hesaplara katılması ve tercihen kırılma / yenilme kriterinin de değiştirilmesi

¹İnşaat Yük.Müh., Taşyapı İnşaat Taah.San. ve Tic.A.Ş, tekhakan@gmail.com

^{*&}lt;sup>2</sup>Yrd.Doç.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

gerekmektedir. Konuyu bu farklı yönden inceleyen yöntemlere limit gerilme yöntemleri denmekte, bunlardan sonlu elemanlar ve ayrık elemanlar en güçlüleri olarak öne çıkmaktadır.

Bildiride; limit denge ve limit gerilme yöntemlerinin heyelan problemlerinin çözümüne yaklaşımı anlatılarak, örnek bir şev deterministik ve olasılıksal olarak çözülmüş, bulunan güvenlik sayısı, yenilme olasılığı (P_F), güvenirlik indeksi (β) değerlerinin şev duraylılığı üzerindeki etkisi ve performans düzeyi belirlenerek karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Duraylılık analizi, güvenirlik analizi, heyelan, şev, yamaç.

1. GİRİŞ

Geoteknik problemlerin çoğunda, ortamı oluşturan zemin ve kayaya ait parametreler değişkenlik gösterir. Bu değişkenlerin alacağı değerlerdeki belirsizliklerden dolayı, sonucu önceden kesin olarak hesaplamak mümkün olamamaktadır. Belirsizlikler, zemin yapısındaki heterojenlikler, yer altı suyu rejimi gibi etkenlerden ileri gelebilir. Böyle değişkenleri deterministik bir yaklaşımla saptamak başarılı sonuçlar vermemekte, olasılıksal değerlendirilmesi gerekmektedir. Ortama ilişkin parametrelerin deterministik yöntemlerde kesin bir veriymiş gibi ele alınması problemin çözümünün sorgulanmasına yol açar. Bu durumda da Şekil 1'de verildiği gibi, geoteknik problemlerin çözümü gün geçtikçe laboratuvar ve arazi deneylerine bağlı deterministik yöntemlerden, güvenilirliğe dayalı yaklaşımlara doğru kaymaktadır.



Şekil 1. Geoteknik çözüm yöntemlerinin gelişimi (Lacasse, 2015)

2. DETERMİNİSTİK ÇÖZÜM YAKLAŞIMLARI

Deterministik yaklaşımda popüler olan limit denge yöntemleri, zemin mekaniğinin klasik plastik denge kavramından hareketle yamaçta kritik düzlem ya da eğri bir yüzeyin tümünde yenilme kriterinin sağlandığını kabul etmekte ve problemin çözümü için kayan kitlenin tümü ya da bir bölümünde çözüm için denge denklemlerini bazı varsayımlarla uygulamaktadır. Limit denge yöntemlerinin zayıf yanı Mohr-Coulomb gibi ortamdaki ötelenmeleri hiç göz önüne almayan elasto-plastik yenilme kriterlerinden yola çıkmasıdır. Oysa birçok tip yamaç ve şevde duraylılık kaybının önemli hareketlerden sonra belirdiği, hareket mertebesinin bazen metrelere vardığı bilinir. Bu kusuru gidermek için zeminin gerilme – birim boy değiştirme özelliklerinin hesaplara dahil edilmesi ve tercihen kırılma / yenilme kriterinin de

değiştirilmesi gerekmektedir. Konuyu bu farklı yönden inceleyen yöntemlere limit gerilme yöntemleri denmekte, bunlardan sonlu elemanlar, ayrık elemanlar en güçlüleri olarak öne çıkmaktadır.

Limit Denge ve Limit Gerilme yöntemleri ile deterministik olarak çözülen bir şev, Monte Carlo Simülasyonu ve Taylor Yöntemi ile olasılıksal olarak da ele alınarak, yeraltı suyunun bulunmaması ve topuktan geçen YASS durumu için, bulunan yenilme olasılığı P_F ve güvenirlik indisi β değerleri üzerinden şevin performans düzeyi incelenmiştir. Limit denge yöntemi ile yapılan çözümlemede Slide V6 yazılımı, limit gerilme yöntemi çözümü için sonlu elemanlar analizi ile hesap yapan Plaxis V8 yazılımı kullanılmıştır. Analizi yapılacak örnek şev, eğimi düşey:1 / yatay:2 olan 22 m yüksekliğinde tek tabaka zemin olarak modellenmiştir (Şekil 2). Zeminin kayma direnci parametreleri Mohr-Coulomb modeline göre efektif kohezyon c'=15 kPa ve efektif kayma direnci açısı $\phi' = 20^{\circ}$ olarak belirlenmiştir.



Şekil 2. Örnek şev geometrisi ve zemin parametreleri

Slide V6 yazılımı ile deterministik analizi yapılan örnek şevde güvenlik sayısı değerleri; Basitleştirilmiş Janbu yönteminde GS=1.158, Adi Dilim Yönteminde (OMS) GS=1.174 olarak bulunmuştur (Şekil 3).



Şekil 3. Basitleştirilmiş Janbu ve OMS yöntemleri ile deterministik analiz

3. OLASILIK TEORİSİ ESASLI ANALİZ YÖNTEMİ

Örnek şev üzerinde Monte-Carlo Benzeştirmesi uygulanarak, laboratuvardan elde edilen bağımsız değişkenler c, ϕ ve ρ 'nun 1000 farklı deneme sayısı ile Janbu, ve Adi Dilim yöntemlerine göre hesaplanan güvenlik sayısı değerlerinin histogramı Şekil 4 ve 5'te gösterilmiştir. Kritik güvenlik sayısı, GS_c 1 alınmıştır. Buna göre, normal dağılıma uygun; Janbu'ya göre hesaplanmış GS değerlerinin sayısal ortalaması 1.161, standart sapması (σ) 0.0997, Adi Dilim Yöntemi'ne göre hesaplanmış GS değerlerinin sayısal ortalaması 1.178, standart sapması 0.1011 olarak bulunmuştur. 1000 farklı güvenlik sayısı değerinden Janbu yönteminde 58, Adi Dilim Yöntemi'nde 43 adet GS değeri, GS_c'in altında çıkmıştır.



SAMPLED: mean=1.161 s.d.=0.09971 min=0.8556 max=1.415 (PF=5.800% RI=1.61354, best fit=Normal distribution) FIT: Normal mean=1.161 s.d.=0.09971 min=0.8556 max=1.415

Şekil 4. Basitleştirilmiş Janbu için Güvenlik Sayısı Histogramı

Hilighted Data = Factor of Safety - ordinary/fellenius < 1 (43 points)



SAMPLED: mean=1.178 s.d.=0.1011 min=0.8694 max=1.437 (PF=4.300% RI=1.75796, best fit=Normal distribution) FIT: Normal mean=1.178 s.d.=0.1011 min=0.8694 max=1.437

Şekil 5. Adi Dilim Yöntemi için Güvenlik Sayısı Histogramı

GS'nin normal olasılık yoğunluk fonksiyonu PDF için güvenirlik indeksi β,

$$OMS \to \beta = \frac{|GS_c - \mu_{GS}|}{\sigma_{GS}} = \frac{1.178 - 1.0}{0.1011} = 1.76$$
$$Janbu \to \beta = \frac{|GS_c - \mu_{GS}|}{\sigma_{GS}} = \frac{1.161 - 1.0}{0.09971} = 1.61 \,\hat{a}$$

olarak elde edilir. Buradan yenilme olasılığı (P_F), Janbu'ya göre %5.8 ve Adi Dilim Yöntemi'ne göre %4.3 olarak hesaplanmıştır. Tablo 1'e göre heyelanın Janbu ve OMS'ye göre "Yeterli Değil" performansına sahip olduğu görülmektedir.

Beklenen	Güvenirlik İndeksi, β	Yenilme olasılığı, p _F
Performans Düzeyi		$P_F = P(GS < GSc)$
Yüksek	5.0	2.871×10^{-7}
İyi	4.0	3.169×10^{-5}
Ortalamanın üstünde	3.0	0.00135
Ortalamanın altında	2.5	0.00621
Düşük	2.0	0.02275
Yeterli değil	1.5	0.06681
Riskli	1.0	0.15866

Tablo 1. β ve p_F için örnek değerler (Corps Of Engineers, 1997)

Örnek şevin topuk bölgesi seviyesinde yeraltı su seviyesi (YASS) varlığında şev geometrisi Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. Y.A.S.S. durumu için örnek şev geometrisi ve zemin parametreleri

YASS durumunda Slide V6 yazılımı ile deterministik analizi yapılan örnek şevde güvenlik sayısı değerleri; Basitleştirilmiş Janbu yönteminde GS=1.045, Adi Dilim yönteminde GS=1.057 (Şekil 7) olarak bulunmuştur. YASS bulunması durumunda örnek şev üzerinde Monte-Carlo Benzeştirmesi uygulanarak, laboratuvardan elde edilen bağımsız değişkenler c, ϕ ve ρ nun 1000 farklı deneme sayısı ile Janbu ve OMS yöntemlerine göre hesaplanan güvenlik sayısı değerlerinin histogramı Şekil 8 ve 9'da gösterilmiştir. GS_c=1 alınmıştır. Buna göre normal dağılıma uygun Janbu'ya göre hesaplanmış GS değerlerinin; sayısal ortalaması 1.047, standart sapması 0.0883, Adi Dilim Yöntemi'ne göre hesaplanmış GS değerlerinin, sayısal ortalaması 1.059, standart sapması 0.089 olarak bulunmuştur. 1000 farklı güvenlik sayısı değerinden Bishop'a göre sadece 48 adedi GS_c'in altında çıkmaktadır. Janbu yönteminde 292 adet ve Adi Dilim Yöntemi'nde 241 adet GS değeri, GSc'in altında çıkmıştır.Yenilme olasılığı (P_F), Janbu'ya göre %29.2 ve OMS'ye göre %24.1 olarak hesaplanmıştır.



Şekil 7. Y.A.S.S. durumunda Janbu ve Adi Dilim yöntemi (OMS) ile deterministik analiz



SAMPLED: mean=1.047 s.d.=0.08834 min=0.7666 max=1.274 (PF=29.200% RI=0.53186, best fit=Normal distribution) FIT: Normal mean=1.047 s.d =0.08834 min=0.7666 max=1.274

Şekil 8. YASS durumunda Basitleştirilmiş Janbu için Güvenlik Sayısı Histogramı

GS'nin normal PDF için güvenirlik indeksi β hesaplandığında Janbu için β =0.53 ve OMS için β =0.66 olarak bulunur. Yenilme olasılığı (P_F) ve güvenirlik indeksi (β) değerleri Tablo 1'de her iki yöntemin "Riskli" performansına sahip olduğu görülmektedir.

Örnek şev geometrisi limit gerilme analizi için Plaxis V8.2 sonlu elemanlar yazılımı ile Şekil 10'da görüldüğü gibi modellenmiştir. Zemin tek tabakalı olarak pekleşen (Strain Hardening-Soil) zemin modeline göre efektif kohezyon c'=15.0 kPa ve efektif kayma direnci açısı $\phi' = 20^{\circ}$ olarak verilmiştir. $E_{50}^{ref} = 100,000.0$ kPa, Poisson oranı $\upsilon = 0.20$ ve zemin birim hacim ağırlığı $\rho_n = 19.0$ kN/m³ olarak alınmıştır.



Şekil 9. Y.A.S.S. durumunda Adi Dilim Yöntemi için Güvenlik Sayısı Histogramı



Şekil 10. Sonlu Elemanlar Modeli

Örnek şev geometrisi, mukavemet azaltma yöntemi (SRM) kullanılarak sonlu elemanlar yazılımı ile analiz edilmiştir. Analizin doğru bir şekilde yapılabilmesi için öncelikle başlangıç gerilme durumu modellenmelidir. Programda başlangıç gerilme durumu sıklıkla K₀ ile hesaplanmaktadır. Ancak bu örnekte olduğu gibi eğimli yüzeylerin olduğu durumlarda "Gravity Condition" yaklaşımının kullanılması önerilmektedir (Plaxis, 2007). Analizde kullanılan kayma direnci parametreleri; c'=15.0 kPa ve $\phi'=20^{\circ}$ olarak verilmiştir. Bu değerler SRM > 1.00 değerleri aşağıdaki bağıntılar ile azaltılarak şevin göçmeye ulaşması sağlanmıştır.

$$\mathbf{c}'_{m} = \frac{\mathbf{c}'}{GS_{SRM}} \qquad \qquad \boldsymbol{\phi}'_{m} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\left(\boldsymbol{\phi}'\right)}{GS_{SRM}}\right)$$

Analizlerdeki hassasiyet GS_{SRM} artışları ile bağlantılıdır. Bu yüzden GS_{SRM} artışları ilk başta 0.05 artış ile göçmeye yaklaşım durumunda aralık daraltılarak yakınsama dikkate alınarak hassasiyet sağlanmaya çalışılmıştır. Plaxis yazılımının "phi-c reduction" analizinden

faydalanılarak sonlu elemanlar güvenlik sayısı değeri GS=1.206 olarak hesaplanmıştır. SRM değerleri belirlenirken bu değerden yararlanılmıştır. GS_{SRM} değerlerine karşılık gelen c ve ϕ değerleri Tablo 2'de verilmektedir.

SRM	c (kPa)	φ
		(derece)
1.00	15.00	20.00
1.05	14.28	19.12
1.10	13.63	18.31
1.15	13.04	17.56
1.175	12.76	17.21
1.19	12.61	17.00
1.20	12.50	16.87

Tablo 2. Değişen GS_{SRM} 'ler için c, ϕ parametreleri

Mukavemet azaltma yöntemi ile oluşabilecek şev göçmesinin gelişimi /evrimi incelenerek kayma yüzeylerinin oluşum aşamaları gözlemlenebilecektir. Şekil 11 ve Şekil 12'de SRM aşamalarına ait kayma birim deformasyonlarına ve yatay deplasmanlara ilişkin değişimler verilmiştir.



(GS_{SRM}=1.175) Toplam Kayma brm def. =524x10⁻³ % (GS_C=1.206) Gö

(GSc=1.206) Göçme Toplam Kayma birim def.







(GS_{SRM}=1.10) Yatay Deplasman=21.15x10⁻³m



(GS_{SRM}=1.175) Yatay Deplasman=32.94x10⁻³m

(GS_C=1.206) Göçme Yatay Deplasman



 GS_{SRM} değerlerine bağlı tüm durumlar için yatay deplasman ve toplam kayma birim deformasyon değişimleri Tablo 3'te özetlenerek Şekil 13'te gösterilmiştir. Bu grafiklerde dikkat çeken durum, GS_c değerine yaklaşılırken eğrilerin eğimleri artış göstermektedir.

Mukavemet azaltma yöntemi ile yapılan analizde örnek şevin göçmeye karşı güvenlik sayısı, GS=1.206 olarak bulunmuştur. Buradan Limit Gerilme Yöntemi sonlu elemanlar analizi ile, olasılıksal analiz Taylor Serisi Yöntemi ile yapılacaktır.

SRM	Yatay Deplasman	Toplam Kayma Birim
	(mm)	Deformasyonu (%)
1.00	12.62	0.30
1.05	16.88	0.39
1.10	21.15	0.46
1.15	28.28	0.49
1.175	32.94	0.52
1.19	37.39	0.55
1.20	45.21	0.65

Tablo 3. Yatay deplasman ve kayma birim deformasyonlarının GS_{SRM} 'lere bağlı değişimi

Güvenlik sayısının ortalama veya beklenen değeri GS_{MLV}=1.206 olarak bulunmuştur. En olası kayma direnci parametreleri de; c'=15.0 kPa ve $\phi' = 20^{\circ}$ dir.. Bu aşamada güvenlik

sayısının standart sapması ve değişim katsayısı hesaplanabilmektedir (Tablo 4). ΔGS değerleri kullanılarak güvenlik sayısının değişim katsayısı (σ_{GS}) hesaplanır.



Şekil 13. a)Yatay deplasman b)kayma birim deformasyonlarının GS_{SRM}'lere bağlı değişim grafikleri

Tablo 4. Parametrelerin $\pm 1\sigma$ için GS nin standart sapması ve değişim katsayısı

	c (kPa)	ϕ (derece)	GS	ΔGS	σ_{GS}	COV _{GS}
Beklenen Değer	15.00	20.00	1.206			
c±1σ	18.00 12.00	20.00 20.00	1.281 1.133	0.148	0.1544	0.128
<i>φ</i> ±1σ	15.00 15.00	23.00 17.00	1.345 1.074	0.271		

 GS_{MLV} ve COV_{GS} elde edildiğinde yenilme olasılığı P_F , log-normal güvenirlik indisinden bulunabilir. Log-normal güvenirlik indisi (β_{LN}), GS_{MLV} ve COV_{GS} değerleri kullanarak hesaplanmaktadır:

$$\beta_{LN} = \frac{\ln\left(GS_{MLV} / \sqrt{\left(1 + COV_{GS}^2\right)}\right)}{\sqrt{\ln\left(1 + COV_{GS}^2\right)}} = 1.40$$

 $GS_{MLV}=1.206$ ve $COV_{GS}=0.128$ ile yenilme olasılığı (P_F)= %7.15 olarak bulunur. Limit Gerilme Yöntemi sonlu elemanlar analizi ile ve Taylor Serisi yöntemine göre yapılan olasılık analizi sonucunda güvenirlik indeksi (β) ve yenilme olasılığı (P_F)'e göre örnek şevin "Yeterli Değil" performans düzeyinde olduğu bulunmaktadır.

Topuktan geçen yeraltı su seviyesi durumu için güvenlik sayısı hesabında hızlı çözüm almak için Mukavemet Azaltma Yöntemi yerine Plaxis'in "phi-c reduction" analizi kullanılarak göçmeye karşı güvenlik sayısı, GS=1.144 olarak bulunur. Böylece, güvenlik sayısı değerinin beklenen değeri GS_{MLV}=1.144 olarak elde edilir. Burada, kayma direnci parametreleri de; c'=15.0 kPa ve $\phi' = 20^{\circ}$ ' dir. Bu aşamada güvenlik sayısının standart sapması (σ) ve değişim katsayısı (COV) hesaplanır. Log-normal güvenirlik indisi (β_{LN}), GS_{MLV} ve COV_{GS} değerlerini kullanarak hesaplanır:

$$\beta_{LN} = \frac{\ln \left(GS_{MLV} / \sqrt{\left(1 + COV_{GS}^2 \right)} \right)}{\sqrt{\ln \left(1 + COV_{GS}^2 \right)}} = 0.97$$

 $GS_{MLV}=1.144$ ve $COV_{GS}=0.130$ (Tablo 5) ile yenilme olasılığı (P_F)= %16.0 olarak bulunur. Böylece, Limit Gerilme Yöntemi sonlu elemanlar analizi ile Taylor Serisi Yöntemi'ne göre yapılan olasılık analizi sonucunda güvenirlik indeksi (β) ve yenilme olasılığı (P_F)'e göre örnek şevin "Riskli" performans düzeyinde olduğu saptanır.

	c (kPa)	ϕ (derece)	GS	ΔGS	σ_{GS}	COV _{GS}
Beklenen Değer	15.00	20.00	1.144			
c±1σ	18.00	20.00	1.199	0.120		
	12.00	20.00	1.079	0.120	0.1482	0.130
<i>φ</i> ±1σ	15.00	23.00	1.279	0.271		
	15.00	17.00	1.008	0.271		

Tablo 5. Parametrelerin $\pm 1\sigma$ için GS değerleri, güvenlik sayısının standart sapması ve değişim katsayısı

4. SONUÇLAR

Örnek heyelan probleminde, deterministik yöntemlerle elde edilen GS'nin, olasılık bazında analizi ile yenilme olasılığı (P_F) ve güvenirlik indeksi (β) değerlerinin şev duraylılığı üzerindeki etkisi ve performans düzeyi belirlenmiştir. Analiz sonuçlarının özeti Tablo 6'da verilmiştir.

		Analiz Metodu	G.S.	Standart Sapma, σ	Yenilme Olasılığı, P _F	Güvenirlik İndeksi, β	Beklenilen Performans Düzeyi
TEMİ	S. Yok	Basitleștirilmiș Janbu	1,158	0,0997	5,80%	1,61	Yeterli değil
E YÖN	Y.A.S.	Adi Dilim Yöntemi	1,174	0,1011	4,30%	1,76	Yeterli değil
DENG	S. Var	Basitleştirilmiş Janbu	1,045	0,0883	29,20%	0,53	Riskli
LİMİT	Y.A.S.	Adi Dilim Yöntemi	1,057	0,0890	24,10%	0,66	Riskli
ERILME TEMİ	Y.A.S.S. Yok	Sonlu Elemanlar	1,206	0,1544	7,10%	1,40	Yeterli değil
LİMİT G YÖN	Y.A.S.S. var	Sonlu Elemanlar	1,144	0,1482	16,00%	0,97	Riskli

Tablo 6. Deterministik ve Olasılık Analizleri Sonuçları

Elde edilen sonuçlar irdelendiğinde; limit denge ve limit gerilme yöntemleri ile güvenlik sayısı 1.20 olarak hesaplanırken, ortama YASS'nun etkisi katıldığında bu değerin 1.15 düzeyine düştüğü görülmüştür. Bu sonuçlara göre örnek şevin uzun vadedeki stabilitesinin GS>1 olması durumuna göre şevin "duraylı" olduğu anlaşılmıştır. Ancak olasılıksal yöntemlerle aynı şev incelendiğinde; limit denge analizinde yeraltı suyu olmayan durumda yenilme olasılığı, P_F=1.30% ve güvenirlik indeksi, β =2.27, YASS'nun olduğu durumda P_F=4.70% ve β =1.75 olarak, limit gerilme analizinde ise yeraltı suyu olmayan durumda yenilme olasılığı, P_F=7.10% ve güvenirlik indeksi, β =1.40, Y.A.S.S.'li durumda P_F=16.00% ve β =0.97 olarak bulunmuştur. Buradan; yapılmış olan olasılık analizi hesaplarında, deterministik olarak "duraylı" olduğu saptanan şevin; limit denge ve limit gerilme analizlerinde; yeraltı su seviye olmaması durumunda "Yeterli Değil" performansta, YASS olması durumunda "Riskli" performans düzeylerinde olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

Buradan yola çıkarak, olasılık teorisi uygulamaları ile güvenlik sayısına etki eden değişkenlerin standart sapma aralığında alabileceği değerlerin varyasyonlarına göre, deterministik olarak "duraylı" olduğu saptanan yamaçlar ve şevler, olasılıksal olarak hesaplandığında "duraysız" olabileceği sonucuna varılmıştır. Bu sonucu yaratan en önemli fark; deterministik yöntemler ortama ilişkin parametrelere zemin değişkenlerini dahil etmezken olasılık yöntemlerinin değişkenleri standart sapma aralığındaki diğer varyasyonlarını da hesaba katmasıyla olabilecek en gerçekçi sonuca yaklaşmasıdır.

KAYNAKLAR

- [1] Önalp A., Arel E. (2004), "Geoteknik Bilgisi II Yamaç ve Şev'lerin Mühendisliği", Birsen Yayınevi, 146-368-379.
- [2] Lacasse S. (2015), "Hazard, Risk and Reliability in Geotechnical Practice", Geotechniekdag, Breda, Nederland.
- [3] Slide V6. (2015), "2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and rock Slopes"
- [4] Plaxis. (2007), "Plaxis V8 User's Manual".
- [5] Corps Of Engineers (1997) "Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineerings", Eng. Technical Letter 1110-2-547.

HEYELAN HAREKETLERİNİN FİBER OPTİK SİSTEMLERLE İZLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ

MONITORING AND EVALUATION OF LANDSLIDE MOVEMENTS BY OPTICAL FIBER SYSTEMS

Arzu ARSLAN KELAM*¹

Mustafa Kerem KOÇKAR²

Haluk AKGÜN³

ABSTRACT

Landslides are one of the most destructive natural hazards in Turkey. There are several contributing factors that cause landslides such as geological and morphological characteristics, precipitation processes, groundwater level fluctuations, daily temperature changes, snow melt and seismic effects. The purpose of this study is to develop an in-situ monitoring and early warning system by using optical fibers in order to evaluate the effect of contributing factors on the deformation characteristics and to decrease the risk caused from landslides. During this study, a system that is composed of fiber optic cables and a device that sends laser signals and collects backscattered light; referred to as BOTDA (Brillouin Optical Time Domain Analyzer) has been used. This system has a 1 m spatial resolution and it can detect strain with a 0.1µε resolution along a 3 km cable. The system has been succesfully implemented for relating the strain on the cable with displacement due to its high sensitivity and continuous data gathering properties. For that purpose, the real case practice of the system has been implemented in a landslide area in Kocaeli. The deformation characteristics of the data gathered in the landslide region by fiber optic system have been processed along with the precipitation parameters. Moreover, the studies regarding the influence of other parameters such as seismic activity and groundwater level on the landslide movement are in progress. This study reveals that the optical fiber system already used as a monitoring system is also capable of detecting deformations and could be used as an early warning system in landslide prone regions.

Keywords: Landslide monitoring system, Optical fiber system, Early warning system, Kocaeli

ÖZET

Heyelanlar, Türkiye'de meydana gelen en yıkıcı doğal afetlerdendir. Heyelanlarda kütle hareketine sebep olan çeşitli faktörler vardır. Bu faktörler; jeolojik ve jeomorfolojik karakterler, yağış özellikleri, yeraltı suyu seviyesi değişimleri, günlük sıcaklık farklılıkları, karın erimesi ve sismik etkilerdir. Bu çalışmanın amacı yukarıda bahsedilen bu faktörlerin, heyelanların deformasyon karakteristiği üzerindeki etkisinin değerlendirilmesi ve heyelanlardan kaynaklanan tehlikeleri azaltmak için fiber optikleri kullanan yerinde izleme ve erken uyarı sistemi oluşturmaktır. Çalışmada kullanılan fiber optik sistem, fiber optik kablolar ve kablolara lazer gönderip geri yansıyan ışığı toplayan bir ölçüm cihazı olan BOTDA (Brillouin Optical Time Domain Analyzer)'dan oluşmaktadır. Bu sistem, 1 m konumsal çözünürlüğe sahiptir ve 3 kilometrelik bir hat boyunca 0.1µε çözünürlükte gerinim (şekil

^{*1} Araş. Gör., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, ararzu@metu.edu.tr

² Dr., Gazi Üniversitesi, Deprem Mühendisliği Uygulama ve Araştırma Merkezi, mkockar@gazi.edu.tr

³ Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, hakgun@metu.edu.tr
değiştirme) değerlerini tespit edebilmektedir. Yüksek hassasiyeti ve sürekli veri alma sebebiyle sistem. kablodaki gerinim ölçümlerinin deformasyon özellikleri ile ilişkilendirilmesinde ve buna bağlı olarak heyelan izlemede Kocaeli'nde belirlenen pilot bir heyelan sahasında başarıyla uygulanmıştır. Heyelan sahasında ölçümlenen deformasyon verileri, yağış miktarı ile birlikte değerlendirilmiştir. Ayrıca, heyelanı tetikleyecek faktörlerden olan sismik aktivite ve yeraltı suyu seviyesinin heyelan hareketine etkisi ile ilgili çalışmaların uygulamaları başarılı bir şekilde devam etmektedir. Yapılan bu çalışma, heyelanların oluşum mekanizmalarını izlemek için kullanılan fiber optik sistemin, heyelanlarda meydana gelen deformasyon hareketlerini başarılı bir şekilde tespit edebilmekte olduğunu ve olası tehlikelerin ivedi olarak değerlendirilmesi için erken uyarı sistemi olarak da kullanılabileceğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Heyelan izleme sistemi, Fiber optik sistem, Erken uyarı sistemi, Kocaeli

1. GİRİŞ

Günümüzde, heyelanlardan kaynaklı tehlikelere dair farkındalık ve risk yönetimi kavramına verilen önem hızla artmaktadır. Bunun sonucunda, izleme sistemlerinin afet risk yönetiminde kullanımı yaygınlaşmaktadır. Heyelanları ve/veya şevleri izlemek için inklinometreler, tiltmetreler, ekstensometreler, yer tabanlı LIDAR (Light Detection and Ranging) sistemleri gibi farklı cihazlardan faydalanılan yöntemler kullanılmaktadır (Savvaidis, 2003; Pei ve diğ., 2011). Ancak, bu yöntemlerin zamansal çözünürlükleri tekrarlanma peryotlarına bağlıdır ve göreceli olarak daha azdır. Var olan diğer izleme sistemleri yerine fiber optikler, kolay uygulanabilirlikleri ve hassasiyet üstünlükleri sebepleriyle tercih edilmiştir (Wang ve diğ., 2008; Gupta, 2012). Fiber optik tabanlı teknoloji, deformasyon izleme ve bu izleme islemi esnasında aralıksız olarak veri alma özelliğine sahip olup, erken uyarı sistemi olarak da kullanılabilmektedir. Jeomorfolojik parametreler, yağış rejimi, yeraltı suyu ve yüzey suları seviyelerinin değişkenliği, günlük sıcaklık farklılığı, kar erimesi, sismik etki ve bunlara bağlı olarak zeminlerin duraylılığını kaybetmesi kütle hareketlerinin öncelikli sebepleridir. Türkiye'deki heyelanlar ve etkileri göz önüne alındığında bu sebeplerle oluşan deformasyonların izlenmesinin can ve mal kaybını minimum seviyeye indireceği açıkça söylenebilir.

Calışmanın amacı, heyelanlardan kaynaklı tehlike ve buna bağlı riskleri azaltmak için fiber optik yöntemleri kullanan bir yerinde izleme sistemi oluşturmaktır. Kullanılan fiber optik sistem; fiber optik kablolar ve hem lazer 151k kaynağı hem de alıcı olarak görev yapan bir ölçüm cihazı olan BOTDA (Brillouin Optical Time Domain Analyzer)'dan oluşmaktadır. Bu sistem, 1 m konumsal çözünürlüğe sahiptir ve 3 kilometrelik bir hat boyunca 0.1µɛ cözünürlükte gerinim (sekil değiştirme) değerlerini tespit edebilmektedir. Sistem, fiber optik kabloda heyelan hareketi sebebiyle oluşan birim deformasyonunu gerinim cinsinden ölçen bir izleme düzeneğidir. Bu düzenek yardımıyla fiber optik kablolarla ölçülen gerinim (strain) miktarı kütle hareketi ile birlikte değerlendirilmektedir. Fiber optik sistem, çalışmanın uygulama sahası olan Kocaeli ili, Başiskele Belediyesi, Kılıçarslan Mahallesi Bahçecik Mevkii'ndeki heyelanlı alana yerleştirilmiştir. Uygulama sahasına nihai yerleşimi Ocak 2016'da yapılmış olan sistem, bu tarihten itibaren sürekli gerinim verisi kaydederek calısmaktadır. Bu çalısmada Ocak-Temmuz 2016 tarihleri arasında alınan gerinim verisine ait değerlendirmelere yer verilmiştir. Sonuçlar değerlendirilirken bölgenin yağış değişimi dikkate alınmıştır. Dünyada örnekleri olmakla birlikte Türkiye'de heyelanlar için fiber optik yöntemlerle yapılan ilk heyelan izleme sistemi olan bu çalışma ile, uygulama sahasındaki heyelan başarılı olarak izlenmiş ve yağış değişiminin heyelan hareketine etkisi ortaya koyulmuştur.

1.1. Fiber Optikler

Fiber optikler çekirdek ve kılıftan oluşan, genellikle cam (silika) veya plastikten yapılmış ince kablolardır. Kablo, çekirdek ve çekirdeği çevreleyen kılıf olmak üzere iki ana bölümden oluşur. Ayrıca, bu iki katmanın üstünde, çekirdek ve kılıfı koruyan bir kaplama yer alır. Işığın fiber kablo içerisinde ilerleme prensibi Snell yasasına dayanmaktadır. Bu yasaya göre, çekirdeği kırılma indisi kılıfınkinden daha büyük olduğu için kablo içerisine gönderilen ışık çekirdeğe hapsolarak burada ilerlemektedir. Bugün fiber optik sistemler telekominikasyondan yapı sağlığının izlenmesine, petrol ve doğalgaz boru hatlarının izlenmesinden mühendislik yapıları üzerinde erken uyarı sistemi oluşturulmasına kadar pek çok alanda kullanılmaktadırlar.

Fiber optik 1800'lü yıllardan itibaren kullanılmaya başlanan bir teknolojidir, fakat heyelan aktivitelerinin izlenmesinde kullanımı oldukça yenidir (Al-Azzawi, 2007). Başlangıçta telekominikasyon amacıyla kullanılmış olsalar da günümüzde heyelan sahalarının izlenmesinin yanı sıra diğer birçok mühendislik uygulamasında kullanılmaktadırlar. Sahip oldukları üstünlüklerden dolayı kullanım alanları gelişen teknolojiyle artmaktadır (Zhang ve diğ., 2014).

Fiber optik sistem; fiber kablolar ile kablova lazer gönderip vansıvan lazer ısığını toplavan bir cihazdan oluşur. Kablonun sensör olarak kullanılmadığı sistemlerde ayrıca kabloya yerleştirilen sensörlere ihtiyaç duyulmaktadır. Fiber optik çalışmalarda kullanılan BOTDA (Brillouin Optical Time Domain Analyzer) gibi sistemler fiber optik kabloya gönderilen ve kablodan geri yansıyan ışığın gelme süresi arasındaki farkı değerlendirdiği için zaman alanı (time domain) sistemleri olarak adlandırılırlar (Ohno ve diğ., 2001). Proje kapsamında kullanılan BOTDA, Brillouin saçınımı prensibiyle çalışan bir fiber optik ölçüm cihazıdır. Brillouin saçınımı gelen ve yansıyan ışık arasındaki frekans farkına bağlıdır (Halley, 1987). BOTDA frekans cinsinden ölçüm yapmaktadır ve kabloda meydana gelen değişimler frekans kayması (frequency shift) olarak algılanmaktadır (Thyagarajan ve Ghatak, 2007). Yüksek hassasiyetli ölçüm kapasitesi, ölçüm aralığının geniş oluşu ve yüksek konumsal çözünürlüğe sahip olması BOTDA teknolojisinin tercih edilmesinin ana sebepleridir (Shiqing ve Qian, 2011). BOTDA bir fiber kablo serimi için zıt yönlerden gelen lazerlere ihtiyaç duyar. Bu durum, iki lazer arasındaki frekans farkı fiberin Brillouin frekansına eşit olduğunda cihazın verdiği grafikte belirli yerlerde yarattığı pik (tepe) noktalarıyla oluşmaktadır (Xiaofei ve diğ., 2011). Bu sistemde gerilme ya da sıcaklık gibi değişimler ölçülürken frekanslar arasındaki değişikliklerin oluşturacağı grafikteki bu tepe noktaları dikkate alınarak işlemler yapılmaktadır. Bu sayede fiber üzerinde hangi noktada ne kadar bir birim deformasyon değişimi olduğu anlaşılmaktadır. Sistem uzun mesafelerde yüksek hassasiyetle sürekli ölcümler alabilmektedir. Bu avantajlarından dolayı BOTDA sadece gerinim (sekil değistirme) ölçmede değil büyük mühendislik yapılarının deformasyonlarının ölçümünde de rahatlıkla kullanılabilmektedir (Xiaofei ve diğ., 2011; Yin ve diğ., 2010).

2. ÇALIŞMA SAHASI

Çalışma sahası Kocaeli ili, Başiskele Belediyesi, Kılıçarslan Mahallesi Bahçecik Mevkii'ndedir. Bu alanda 2010 yılında meydana gelen heyelan, önemli bir kütle hareketine sebep olmuştur (Şekil 1). Heyelan alanı sitede yer alan 2 katlı bir müstakil evi ve arkasında bulunan sitenin sosyal tesislerini tehdit ettiğinden, bölge 2012 yılında Kocaeli Afet ve Acil Durum Müdürlüğü tarafından yapılan inceleme sonucunda afete maruz bölge ilan edilmiştir. Heyelanlı bölge yaklaşık olarak 45-50 m genişliğinde ve 35-40 m yüksekliğindedir. Heyelan alanındaki eğimin dik oluşu, var olan jeolojik birimlerin ayrışmış, zayıf dayanımlı oluşu ve heyelanın topuk kısmında bulunan Sarılık deresinin mevsimsel değişimlere bağlı olarak aşırı yağış aldığı zamanlarda yeraltı ve yerüstü su seviyesindeki ani değişimler kütle hareketinin meydana gelmesinin ve sonrasında hareketliliğin devam etmesinin başlıca nedenleridir (AFAD, 2012).



Şekil 1. Heyelanlı Bölgenin ve Heyelan Tarafından Tehdit Edilen Sitenin Vadinin Karşısından Görünümü

2.1. Çalışma Sahasının Mühendislik Jeolojisi Özellikleri

Çalışma alanı Başiskele Belediyesi, Kılıçarslan Mahallesi, Bahçecik Mevkii'nde yer alan Sarılık Deresi dere yatağının olduğu vadide bulunmaktadır. Alandaki litolojik birimler, kumtaşı-silttaşı ardalanması olarak tanımlanmıştır. Arazi gözlemlerine göre bu birimler Paleosen-Eosen yaşlı İncebel Formasyonu'na aittir. İstifte dağınık ve devamlı olmayan süreksizlikler ve küçük ölçekli kıvrımlar gözlenmiştir. İncebel Formasyonu'nun üst kısımlarında 1-2 m kalınlıkta bir örtü tabakası ve bu tabakanın altında kumtası-silttası-marn istifilerinin ardalanmalı sekilde devam ettiği görülmüstür. Su seviyesi ise zaman zaman heyelanın tabanında 3-4 m derinliğe kadar çıkmaktadır. Heyelan sınırları içerisindeki litoloji Kumtaşı-silttaşı ardalanmasıdır. Birimler zayıf-çok zayıf dayanıma sahiptir ve orta-çok avrismis durumdadır (ISRM, 1981). Silttası kumtasından daha davanımsız ve daha ayrışmıştır. Dağınık süreksizlik setleri ISRM (1981)'e göre devamlı değildir ve kil dolguludur. Sondaj verileri kullanılarak kaya kalitesinin (RQD) %0-%10 aralığında olduğu görülmüş, buna göre birim çok zayıf kaya (ayrışmış/bozunmuş kaya) olarak sınıflandırılmıştır. Çalışma alanının tektonik olarak deforme olmuş bir makaslama zonunda yer alması ve süreksizlik verilerinin dağınık bir yapı izlemesi sebebiyle heyelanı oluşturan kaya kütlesi, düzensiz eklemli, foliasyonlu ve deformasyona uğramış zemin gibi davranan ayrışmış kaya olarak belirlenmiştir. Çalışma alanındaki heyelanın oluşmasına etki eden faktörlerden birisi de bu zayıf zemin özellikleridir.

Çalışma alanının bulunduğu yer Kocaeli İli'nde, Kuzey Anadolu Fay Sistemi (KAFS)'ne yaklaşık 20 km uzaklıkta yer almaktadır. KAFS yaklaşık uzunluğu 1500 km olan sağ yanal doğrultu atımlı bir fay sistemi olup ülkemizin en önemli aktif sismik kuşaklarından birisidir. Özellikle 1999 yılında Kocaeli-Gölcük'te meydana gelen depremin can ve mal kaybına neden olan yıkıcı sonuçları bilinmektedir. Heyelan sahası bölgedeki bu fay sistemine yakınlığı sebebiyle sismik aktivitenin hem birincil hem de ikincil etkilerinin sahada şiddetli biçimde hissedileceği bir bölgededir.

3.METODOLOJİ

Sistemdeki fiber optik kabloların heyelan içerisine uygun konfigürasyonlarla yerleştirilmesinden önce, ölçümlerin doğru ve güvenilir bir şekilde alınması amacıyla heyelanın deformasyona maruz kalacağı düşünülen en hareketli bölgesinin tespit edilmesi calısmaları yapılmıştır. Bu amaçla kütle hareketinin yoğun olduğu bölgelerin uyumluluğu farklı yöntemlerle kontrol edilerek fiber kabloların uygun konfigürasyonlarla yerleştirilmesi için test çalışmaları başlatılmıştır. Bu işlemler için, öncelikle heyelan geometrisi ve arazi calışmaları sonucu elde edilen zemin parametreleri ile limit denge analizleri kullanılarak kayma mukavemeti ve sonlu eleman yöntemi (FEM) kullanılarak deformasyon analizleri ile modelleme çalışmaları yapılmıştır (Arslan Kelam ve diğ., 2016). Ardından, fiber optik sistem heyelan tacının arkasında bulunan konteynıra yerleştirilmiş ve belirlenen aktif alana kablo seriminin gergin durmasını sağlavacak sabitleme cubukları verlestirilmistir (Sekil 2a, 2b). Galvanizlenerek arazi koşullarına uygun hale getirilmiş bu metal çubuklar 2 m uzunluğundadır ve ortalama 1 metrelik bölümleri toprak altında kalacak şekilde verlestirilmistir (Sekil 2c).



Şekil 2. a) Konteynırın Konumu, b) Fiber Optik Sistemin Konteynır İçindeki Görünümü, c) Sabitleme Noktaları ve Kablo Seriminin Heyelan Topuğundan Görünümü

Bu serim sonucunda kablolar 30 cm yer seviyesinin altında kalmıştır. Bu aşamadan sonra heyelan sahasının içerisinde eş zamanlı deformasyon ölçümleri düzenli olarak alınmış ve veriler değerlendirilmiştir. Kullanılan heyelan izleme sistemi deformasyon ölçüm değerleri için atanan eşik değerler yardımıyla kritik sınırlar aşıldığında alarm vererek gerekli birimlere haber iletecek bir erken uyarı sistemine dönüştürülmüştür. Heyelan sahasına yerleştirilen fiber optik kabloların bağlı olduğu BOTDA yöntemiyle çalışan cihaz heyelan sahasında gerinim değerlerini sürekli olarak ölçmektedir. Bu veri fiber optik sistemin uzaktan kontrolü için sistem ile bütünleşmiş/entegre edilen yazılım ve bir GPRS sistemi yardımıyla uzaktan online olarak bilgisayar veya cep telefonu ile kontrol edilebilmektedir. Bu sistem aynı zamanda gerekli acil durum ekiplerini cep telefonu mesajı veya e-posta yoluyla uyarabilmektedir.

4.TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Bu bölüm, uygulama sahasındaki kablo serimi tamamlandıktan sonra Ocak 2016'dan başlayarak Temmuz 2016'ya kadar sürekli olarak alınan verilerin ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesini içermektedir. Temmuz ayından itibaren yağışların azalması ve yüzey sularının çekilmesi sebebiyle heyelan sahasındaki deformasyon hareketleri özel durumlar dışında çok azalmıştır. Bu sebeple Temmuz ayından sonraki heyelan izleme çalışmaları bu çalışmaya dahil edilmemiştir. Sonuçlar değerlendirilirken öncelikle Meteoroloji Genel Müdürlüğü'nden alınan saatlik, günlük ve aylık yağış verileri kullanılarak bölgedeki hidrolojik durumun heyelan hareketi üzerindeki etkisi arastırılmıştır. Ölcümlenen aylık ortalama gerinim (sekil değiştirme) değerleri Sekil 3'te ve aylık toplam yağış miktarları Sekil 4'te verilmiştir. Verilen grafikler değerlendirildiğinde her ay için yağış etkileri açıkça görülmektedir. Gerinim değişimi grafiğinin X-eksenini oluşturan mesafe değişkeni fiber optik kablo uzunluğunu temsil etmektedir. Kablonun heyelan sahasına yerleştirilmiş olan kısmı 75 - 130 m aralığında olduğu için grafikte yalnızca bu mesafe gösterilmiştir. Gerinim ile yağış doğru orantılıdır. Grafikte verilen şekil değiştirmelerin yönü heyelan hareketi ile aynı yöndedir. Heyelandaki hareketlilik kablonun gerilmesine ve dolayısıyla ölçümlenen noktadaki kablo boyunun kısalmasına sebep olduğundan gerinimdeki artış negatif işaretlidir. Ocak ayından sonra aşağı yukarı aynı sıcaklık ve yağış ortalamasına sahip olan Şubat ve Mart aylarında aşırı yağışlar sebebiyle gerinim değerlerinde artış olmuştur. Ancak, bu artışlar benzer sıcaklık ve yağış ortalamalarına sahip olmalarına rağmen bu iki ay için aynı olmayıp, Şubat ayı için gerinim ortalaması 600 µɛ ile diğer aylardaki gerinim değerlerden daha az olarak görünmektedir (Şekil 3). Bunun sebebi, Şubat ayında kısa süreli olarak ölçüm alınması ve yağışlı günlerin bir bölümünün değerlendirilememiş olunmasıdır. Buna rağmen, Şubat ayındaki günlük ani bir yağış süreci heyelan bölgesindeki kütle hareketlerini tetiklemiş ve fiber kabloyu kopartmıştır. Bu durum Şubat ayındaki asıl durumun ölçümlenenden farklı olduğunun kanıtıdır. Benzer bir durum da Haziran ayı için geçerlidir. Yağış miktarının Nisan ayından daha fazla olduğu Haziran ayında da gerinim değerleri (Subat ayı gibi), ölçüm alınan yağışlı günlerin sayısının az oluşu nedeniyle olması gerekenden daha az bir ortalama gerinim değerine (800 µɛ) sahiptir. Mayıs ayı ortalama yağış miktarı Mart ayından ve Nisan ayı ortalama yağış miktarı da Mart ayından daha azdır. Gerinim değişimleri yağış miktarıyla doğru orantılı olarak artmakta ve azalmaktadır. Ocak ve Haziran ayları arasında ölçümlenen gerinim aralığı yaklaşık 401-5005 µɛ'dir. Gerinimdeki toplam (kümülatif) sekil değiştirme miktarı 260 mm'ye karşılık gelmektedir.



Şekil 3. 2016 Yılı Ocak-Temmuz Aylık Ortalama Gerinim Değerleri (ortalama değer çizgisi altında ve üstünde bulunan siyah taralı çizgiler ±1 (birim) standart sapma değerlerini temsil etmektedir)



Şekil 4. 2016 Yılı Ocak-Temmuz Ayları Aylık Toplam Yağış Miktarları (mm=kg/m²) (Meteoroloji Genel Müdürlüğü, 2017)

Çalışma alanın Kocaeli olması sebebiyle gerinim değerlerini etkilediği düşünülen bir diğer önemli parametre de sismik etkidir. Sismotektonik açıdan incelendiğinde bölge, yüksek derecede aktif bir alanda ve 1. Derece Deprem Bölgesinde yer almaktadır (T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1996). Özellikle 1999 yılında Kocaeli-Gölcük'te meydana gelen ve çalışma alanına yaklaşık 20 km uzaklıkta, Kuzey Anadolu Fay Sistemi (KAFS) üzerinde olan depremin can ve mal kaybına neden olan yıkıcı sonuçları bilinmektedir. Veri ölçümleri süresinde Ocak-Temmuz 2016 tarihleri arasında meydana gelen ve AFAD TR-KYH tarafından kuvvetli yer hareketi istasyonları ile tespit edilen depremler dikkate alınarak sismik aktivitenin heyelan sahasındaki deformasyon hareketine olan etkisi belirlenmeye çalışılmıştır. Bu süreç zarfında bölgede sadece küçük depremler meydana gelmiştir (M<2). Bunlardan heyelan sahasına çok yakın olan, 29.03.2016 tarihinde, saat 03:52'de Başiskele'de meydana gelen 1.9 büyüklüğündeki bir depremin gerinim üzerindeki etkisi sistemde tespit edilebilmiştir (Şekil 5). Sismik aktivitenin öncesinde ve sonrasında elde edilen ölçüm miktarlarına bakıldığında depremin olduğu saatte 2500 $\mu\epsilon$ 'lik bir ani gerinim değişimi olmuştur. Bu etki depremin heyelan sahasına çok yakın olması sebebiyle (yaklaşık 7 km) küçük magnitüdlü olmasına rağmen sistemde belirlenebilmiştir.



Şekil 5. 29.03.2016 Tarihindeki Deprem Öncesi, Sırası ve Hemen Sonrasındaki Gerinim Değerleri

Elde edilen bu sonuçlar heyelanlarda sismik etkinin aletsel veri olarak belirlenebilmesi açısından çok değerlidir. Ancak tek bir deprem kaydı örnekleme olarak yeterli değildir. Depremin heyelandaki kütle hareketi üzerindeki etkisinin tam olarak anlaşılması için heyelan sahasından daha fazla sayısal sismik veri alınarak değerlendirmeler yapılmasına ihtiyaç vardır. Sismik etkinin heyelan sahasında takibi için çalışma sahasına bir kuvvetli yer hareketi istasyonu yerleştirerek bölgede meydana gelen küçük sismik aktivitelerin de hassasiyetle incelenmesi ile daha fazla veri elde edilebilecek bir sistemin kurulması ve daha detaylı incelenmesi gereklidir.

Kullanılan sistemde kütle hareketleri sonucunda fiber optikler ile ölçümlenen deformasyon verilerinin değerlendirildiği hassasiyet analizlerinden elde edilen sonuçlar çok değerlidir. Ancak, sistem hassasiyetinin ve güvenilirliğinin arttırılması, yağış etkileri ile birlikte kütle hareketlerini etkileyebilecek sismik faktörler ve bunun dışındaki diğer faktörlerle yapılacak olan detaylı hassasiyet ölçümlerinin (örneğin yeraltı ve yerüstü su seviyesi değişimleriyle yapılacak sayısal çözümlemeler, vb.) de hesaba katılarak yeni değerlendirmeler yapılması ve bunların kütle hareketinin deformasyon karakteristiği üzerindeki etkilerinin araştırılmasıyla mümkün olacaktır. Oluşturulan sistemin başarısı can ve mal kaybı ile ilişkili olduğundan, elde edilecek olan verilerin hassasiyeti ve buna bağlı olarak erken uyarı sistemleriyle birlikte doğru bir şekilde takip edilebilmesi önemli bir gerekliliktir. Bunun için şu anda devam edilmekte olan bir diğer çalışma da heyelan sahasına derin kuyu piezometre ölçümleriyle yeraltı su seviyesi ve boşluk suyu basıncı verilerinin, heyelan sahasında ölçümlenen gerinim değerlerine etkisinin araştırılması fiber optik sistemin hassasiyet analizlerinin başarısı açısından çok önemlidir. Böylece, yağış etkisine ek olarak sismik aktivitenin ve yeraltı suyu

seviyesinin de kütle hareketi üzerindeki etkisinin daha doğru ve güvenilir olarak belirlenmesi ve değerlendirilmesi sağlanabilecektir.

Türkiye'de ilk defa uygulanan bu proje kapsamında yapılan heyelanların izlenmesi belirtilen faktörlerin heyelanlar calışmaları, yukarıda üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesiyle bu konuda tehlike ve risk değerlendirmeleri üzerine yapılan çalışmalara önemli bir katkı sağlayacaktır. Heyelanı tetikleyen faktörler ile ilgili hassasiyet çalışmaları sona erdiğinde fiber optik sistem farklı parametrelerin etkisini değerlendirebilen bir heyelan erken uyarı sistemi olarak ülkemizde başarıyla kullanılabilecektir. Sistem, üreteceği ek bilgi ve/veya teknoloji sayesinde oluşturulan erken uyarı sistemi ile heyelanlar meydana gelmeden önce sahaya müdahale şansı tanıyarak can ve mal kayıplarının önlenmesinde büyük katkılar sunacaktır. Ülkemizde heyelanlar sonucunda meydana gelen kayıplar düşünüldüğünde böyle bir heyelan izleme ve erken uyarı sisteminin can kayıplarının önlenmesinde ve kütle hareketi kaynaklı maddi zararların önüne geçilmesinde çok yararlı olacağı düşünülmektedir.

TEŞEKKÜR

Projeye katkılarından dolayı AFAD Deprem Dairesi Başkanlığı ve Planlama ve Zarar Azaltma Dairesi Başkanlığı'na, ve destekleri için Kocaeli İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü ve Başiskele Belediyesi'ne teşekkür ederiz. Bu calışma, T. C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı'nın Ulusal Deprem Araştırma Programı tarafından UDAP-Ç14-02 No'lu proje ile desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Savvaidis, P. D. (2003), "Existing Landslide Monitoring Systems and Techniques", From Stars to Earth and Culture, School of Rural and Surveying Engineering, The Aristotle University of Thessaloniki, 242-258.
- [2] Pei, H., Cui, P., Yin, J., Zhu, H., Chen, X., Pei, L., and Xu D. (2011), "Monitoring and Warning of Landslides and Debris Flows Using an Optical Fiber Sensor Technology", J. Mount. Sci., Vol. 8, 728-738.
- [3] Wang, B., Li, K., Shi, B. and Wei, G. (2008), "Test on Application of Distributed Fiber Optic Sensing Technique into Soil Slope Monitoring", Landslides, Vol.6, 61-68.
- [4] Gupta, S. C. (2012), "<u>Textbook on Optical Fiber Communication and Its Applications</u> (2nd Edition)", PHI Learning Private Limited, New Delhi.
- [5] Al-Azzawi, A. (2007), "Fiber Optics Principles and Practices", Taylor & Francis Group, Boca Raton.
- [6] Zhang, D., Shi, B., Sun, Y., Tong, H. and Wang, G. (2014), "Bank Slope Monitoring with Integrated Fiber Optical Sensing Technology in Three Gorges Reservoir Area", Engineering Geology for Society And Territory Volume 2, 135-138.
- [7] Ohno, H., Naruse, H., Kihara, M. and Shimada, A. (2001), "Industrial Applications of the BOTDR Optical Fiber Strain Sensor", Optical Fiber Technology, Vol. 7, 45-64.
- [8] Halley, P. (1987). "Fiber Optic Systems", John Wiley & Sons, United Kingdom.
- [9] Thyagarajan, K. S. and Ghatak A. (2007), "Fiber Optic Essentials", Wiley-IEEE Press
- [10] Shiqing, N. and Qian, G. (2011), "Application of Distributed Optical Fiber Sensor Technology Based on BOTDR in Similar Model Test of Backfill Mining", Procedia Earth and Planetary Science, Vol. 2, 34-39.

- [11] Xiaofei, Z., Wenjie, H., Qing, Z., Yanxin, S., Xianwei, M. and Yongwen, H. (2011), "Development of Optical Fiber Strain Monitoring System Based on BOTDR", The Tenth International Conference on Electronic Measurement & Instruments (ICEMI), 16-19 Ağustos 2011, UESTC International Convention Center, Chengdu, China.
- [12] Yin, Y., Wang, H., Gao, Y. and Li, X. (2010), "Real-Time Monitoring and Early Warning of Landslides at Relocated Wushan Town, the Three Gorges Reservoir, China", Landslides, Vol. 7, 339-349.
- [13] AFAD (2012), "Kocaeli İli Başiskele İlçesi Kılıçarslan Mahallesi Bahçecik Beykoz Villaları Jeolojik Etüd Raporu", T.C. Kocaeli Valiliği Afet Ve Acil Durum Müdürlüğü (Basılmamış Rapor).
- [14] ISRM. (1981), "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities" in Rock Masses. In: Barton T, editor. Rock Characterization, Testing and Monitoring, Pergamon Press, Oxford, London.
- [15] Arslan Kelam, A., Koçkar, M. K. and Akgün, H. (2016), "Utilization of Optical Fiber System for Mass Movement Monitoring", Disaster Science and Engineering, Vol. 2(1), 19-24.
- [16] T.C Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (1996), "Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası", Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı, Ankara.

YAĞIŞ PARAMETRELERİ VE ZEMİN HİDROLİK İLETKENLİĞİNİN DOYGUN OLMAYAN KOŞULLARDAKİ BİR ŞEVİN STABİLİTESİNE ETKİSİ

INFLUENCE OF RAINFALL PARAMETERS AND SOIL HYDRAULIC CONDUCTIVITY ON STABILITY OF AN UNSATURATED SOIL SLOPE

Taha TAŞKIRAN¹ Ayşenur ASLAN FİDAN*²

ABSTRACT

Slope failures lead devastating results to both human lives and country economy. Rain infiltration is one of the major reason for slope instability. Moreover, the instability of unsaturated soil slopes during wet periods is common throughout the world. To prevent such problems; landslide mechanism of unsaturated slopes under rain infiltration need to be studied in detail.

In this study, the effect of soil hydraulic conductivity and rain infiltration on the stability of unsaturated soil slope was examined parametrically. Undisturbed samples were taken from studied area. The soil permeability was determined by lugeon test and the shear strength of soil was measured by CU triaxial compression test. The soil-water characteristic curve was obtained by the filter paper method. The effects of rain intensity, rain duration and soil hydraulic conductivity were investigated using the GEOSTUDIO software. The infiltration analyses were performed using SEEP module and factor of safety of unsaturated soil slope were determined using Bishop Method on SLOPE module of GEOSTUDIO. As a result of the analysis, changes in the factor of safety have been obtained and it is seen that all the parameters have effects in varying degrees on the slope stability.

Keywords: Rain Infiltration, Slope Stability, Unsaturated Soil

ÖZET

Şev göçmeleri hem insan hayatı, hem de ülke ekonomisi açısından yıkıcı sonuçlar doğurmaktadır. Yağış infiltrasyonu, şev göçmelerinin temel sebeplerinden birisidir. Doygun olmayan zeminlerin yağışlı sezonlarda şev stabilitesini kaybettiği tüm dünyada yaygın olarak görülmektedir. Bu gibi problemlerin önlenebilmesi için; doygun olmayan zeminlerin yağış infiltrasyonu etkisinde göçme mekanizmalarının ayrıntılı bir şekilde incelenmesi gereklidir. Çalışmada, yağışın ve yağış etkisindeki zeminin hidrolik iletkenliğinin şev stabilitesine olan etkisi parametrik olarak incelenmiştir. Çalışma için belirlenen bir alandan örselenmemiş numuneler alınmıştır. Zeminin permeabilitesi basınçlı su testi yapılarak ölçülmüş ve zemine ait kayma direnci parametreleri üç eksenli basınç deneyi (CU) ile elde edilmiştir. Ayrıca zemin-su karakteristik eğrisi filtre kağıdı yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Yağış yoğunluğu, yağış süresi ve zemin hidrolik iletkenliğinin etkileri GEOSTUDIO kullanılarak

¹ Doç. Dr. Taha TAŞKIRAN, Dicle Üniversitesi, taha@dicle.edu.tr

^{*&}lt;sup>2</sup> Arş. Gör. Ayşenur ASLAN FİDAN, Dicle Üniversitesi, aysenur.asln@gmail.com

araştırılmıştır. Yağış infiltrasyon analizleri SEEP modülü kullanılarak gerçekleştirilmiş ve doygun olmayan zemin şevinin güvenlik sayısı GEOSTUDIO SLOPE modülü kullanılarak Bishop Metodu ile belirlenmiştir. Çalışma sonucunda güvenlik sayısında meydana gelen değişimler izlenmiş ve incelenen tüm parametrelerin şev stabilitesini farklı oranlarda etkilediği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Doygun Olmayan Zeminler, Şev Stabilitesi, Yağış İnfiltrasyonu

1. GİRİŞ

Şev stabilite problemleri, geoteknik mühendisliğinde en yaygın karşılaşılan problemler arasındadır. Şev duraylılığının önemi nedeniyle uzun yıllardır doğal veya yapay şevler geoteknik mühendislerinin özel ilgi alanına girmektedir.

Doygun olmayan zeminlerin kayma mukavemetinin su içeriğiyle olan ilişkisi yapılan birçok çalışma ile ortaya konulmuştur. Yağış infiltrasyonu sonucunda meydana gelen şev göçmeleri de bu mekanizma ile açıklanabilir. Yağmur suyunun infiltrasyonu veya ıslak cephenin oluşumu, asılı su tablası oluşmasına veya yeraltı su seviyesinde yükselmeye neden olur ve sonuç olarak vadoz bölgede zemin matrik emmesinde bir azalma meydana gelir. Bu da zeminin kayma mukavemetinin azalmasına ve hatta bazı durumlarda şevin göçmesine neden olur. (Ng ve Shi 1998).

2. DOYGUN OLMAYAN ZEMİNLER

Klasik zemin mekaniğinde temel olarak varsayılan ortamın tamamen doygun olduğudur. Zemin boşluklarının %98'inden fazlasının su ile dolu olması haline doygun durum denilmektedir. Kalan boşluklardaki hava ise süreksiz yani ayrık durumdadır. Fakat zemin içerisindeki boşlukların %95'i veya daha azının su ile dolu olması durumunda; boşluklar arasında bağlantı oluşarak, boşluklar sürekli hale gelir. Bu durumda zemin doygun halde olma özelliğini yitirir. Bu tür zeminlere 'doygun olmayan' ya da 'yarı doygun' zemin denir (Önalp ve Arel 2013).

Doygun olmayan zemine yaygın bir şekilde 3 fazlı sistem olarak değinilmektedir. Fakat son zamanlarda hava-su ara yüzeyinin (contractile skin) önemli rolünün kavranması onu, fiziksel mekanizmaya dâhil ederek ilave faz olarak kabul edilmesini sağlamıştır. Hava fazı sürekli olduğunda; hava su ara yüzeyi zeminle etkileşime geçerek zeminin mekanik davranışında etkinlik sağlar (Fredlund ve Rahardjo 1993). Hava-su ara yüzeyinin en ayırt edici özelliği çekme gerilmesi oluşturmasıdır. Gerilme altında hava-su ara yüzeyi zemin ile iç içe geçmiş elastik bir membran gibi davranır (Davies ve Rideal 1963).

2.1. Zemin Emme Gerilmesi

Zemin emme gerilmesi genel olarak zemindeki bağımsız enerji olarak düşünülebilir. (Edlefsen ve Anderson 1943). Bu bağımsız enerji zemindeki kısmi buhar basıncına göre ölçülebilir (Richards 1965). Toplam emme, zemin suyunun serbest enerjisiyle ilişkilidir. Ayrıca matrik emme ve ozmotik emme ise serbest enerjinin bileşenleridir. Toplam emme; matrik emme ve ozmotik emme olarak adlandırılan bileşenlerin toplamı olarak ifade edilebilir. Toplam emme gerilmesi, ψ , bir denklem formunda, Denklem 1 şeklinde yazılabilir: $\psi = (u_a - u_w) + \pi$ (1)

Denklemde, $(u_a - u_w) =$ Matrik emme (kPa) $u_a =$ Boşluk hava basıncı (kPa) $u_w =$ Boşluk suyu basıncı (kPa) $\pi =$ Ozmotik emme (kPa)

2.2. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi

Doygun olmayan zeminlerdeki su içeriği zeminde mevcut olan matrik emmenin bir fonksiyonudur. Zeminin su içeriği ile emme gerilmesi arasındaki bu ilişki her hacimsel su muhtevasına karşılık gelen emme gerilmesinin gösterildiği; zemin-su karakteristik eğrisi olarak bilinen eğri ile ifade edilebilir (Leong ve Rahardjo 1997). Laboratuvar çalışmaları doygun olmayan zeminlerin özellikleri ile zemin-su karakteristik eğrisi arasında bir ilişki olduğunu göstermektedir (Fredlund ve Rahardjo 1993).

2.2. Doygun Olmayan Zeminlerin Kayma Mukavemeti

Doygun olmayan zeminlerin kayma mukavemeti bağımsız gerilme durum değişkenleri ile ifade edilebilir. Gerilme durum değişkenlerinden herhangi iki tanesi kayma mukavemeti denklemi için kullanılabilir. (σ -u_a) ve (u_a-u_w) gerilme değişkenleri kullanılarak Denklem 2 elde edilmiştir. (Fredlund ve ark. 1978).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) + \tan \phi^b$$
⁽²⁾

Denklemde $(\sigma - u_a)$ net normal gerilmeyi, $(u_a - u_w)$ matrik emmeyi ve son olarak ϕ^b ise matrik emmeye bağlı olarak kayma mukavemeti artış miktarını gösteren açı olarak tanımlanır. Doygun olmayan zeminlerin kayma mukavemeti için önerilen denklem, doygun zeminlerin kayma mukavemeti denkleminin genişletilmiş halidir.

Vanapalli ve ark. (1996) doygun olmayan zeminin kayma mukavemetini bir zemin-su karakteristik eğrisi boyunca farklı doygunluk derecelerinde su alanının değişimini tanımlayarak elde edebilmek için fiziksel bir model geliştirerek Denklem 3'ü önermişlerdir. Bu denklem ile istenilen her matrik emme değişimi için kayma mukavemeti belirlenebilir.

$$\tau = c' + \left(\sigma_n - u_a\right) \tan \phi' + \left(u_a - u_w\right) \left[(\tan \phi') \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right) \right]$$
(3)

Denklemde; Θ , Θ_r , Θ_s sırasıyla hacimsel su içeriği, rezidüel hacimsel su içeriği ve doygun hacimsel su içeriğini ifade etmektedir.

3. İNCELENEN ZEMİNİN ÖZELLİKLERİ

Çalışma için gerekli zemin parametrelerinin en önemlileri; zeminin geçirimliliği, kayma direnci ve zemin su karakteristik eğrisidir. Çalışmada şev stabilitesi analizlerine veri sağlamak amacıyla alınan numuneler Bitlis-Zagros Kenetlenme Kuşağı üzerinde bulunan Siirt ili Kozluk ilçesi Veysel Karani beldesinden alınmış olup; Şelmo Formasyonu, Ziyaret Karışığı, Baykan Karışığı ve Guleman Ofiyoliti'nden oluşmaktadır. Zeminin heterojen yapısından dolayı, alınan numunelerde zemin türünün geniş bir yelpazede değiştiği görülmektedir. (Tablo 1) Bu nedenle zemine ait parametreler Tablo 1'de değişim aralığı şeklinde sunulmuştur.

Zemin İndeks/Fiziksel Özellikleri	Değişim Aralığı
Doğal Su İçeriği (%)	21,37-25,83
Likit Limit (%)	22,62-62,15
Plastik Limit (%)	15.74-26.51
Plastisite İndisi (%)	6.88-35.64
#4 Elekte Kalan (%)	0,16-48.74
#200 Elekten Geçen (%)	31.25-90.05
Özgül Ağırlığı	2.721-2.748
Dane Birim Hacim Ağırlığı (kN/m_3)	24.98-25.23
Doğal Birim Hacim Ağırlığı (kN/m3)	18.35-20.11
Grup Sembolü	CL, CL-ML, CH, GC
Permeabilite Katsayısı (m/sn)	1x10 ⁻⁷ -6x10 ⁻⁷

Tablo 1. Zemine Ait İndeks/Fiziksel Özellikler

Çalışma alanından alınan numuneler üzerinde sınıflandırma için yıkamalı elek analizleri, hidrometre deneyleri, likit limit ve plastik limit deneyleri ile özgül ağırlık deneyleri TS1900-1'e uygun olarak yapılmıştır. Zemine ait geçirimliliğin belirlenmesi için sahada sondaj kuyularında yapılan basınçlı su testi arazi deneyinin sonuçları kullanılmıştır.

Zemin-su karakteristik eğrisi filtre kağıdı yöntemi ile matrik emme gerilmeleri ölçülerek elde edilmiştir. Araziden tüplerle hidrolik basınç uygulanarak alınan örselenmemiş numuneler; laboratuvar ortamında 6,5 cm çapında ve 2.5 cm yüksekliğinde ringlere örselenmeden aktarılmıştır. Filtre kağıdı deneyi, alınan numuneler içerisindeki kendini tutabilen killi örnekler seçilerek yapılmıştır. Deneyin farklı su muhtevalarında gerçekleştirilebilmesi için doğal su içeriğindeki numuneler ikişer ikişer gruplandırılarak her gruba farklı miktarda su eklenmiştir. Daha sonra her gruptaki numuneler yüzeyleri tam temas edecek şekilde üst üste getirilerek plastik bir malzeme ile etrafları sarılmış ve üç gün süreyle su muhtevalarının dengelenmesi sağlanmıştır. Matrik emme ölçümünde Whatman No:42 filtre kağıdı kullanılmış ve deney ASTM-5298 'e uygun olarak yapılmıştır (Şekil 1).



Şekil 1. Filtre Kağıdı Deneyi

a. Filtre kağıtlarının desikatör içinde bekletilmesi
b. Kullanılan filtre kağıtlarının konumlandırılması
c. Zemin tabakaları arasına filtre kağıdının yerleştirilmesi
d. Zemin numuneleri birleştirilerek etraflarının izole bantla sarılması
e. Zemin numunesinin kavanoz içine yerleştirilmesi
f. Kavanoz kapağının bantlanması

Nem dengesi sağlandıktan sonra tüm filtre kağıtlarının su muhtevaları ölçülmüştür. Filtre kağıdı su muhtevaları için matrik emme değerleri ASTM 5298 'de Whatman No:42 filtre kağıdı için önerilen kalibrasyon eğrisi kullanılarak hesaplanmıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Filtre kağıdı kalibrasyon eğrisi (ASTM 5298)

Deney sonucunda ölçülen su muhtevaları ile filtre kağıdı su içeriğine bağlı olarak kalibrasyon eğrisi kullanılarak elde edilen matrik emme değerleri Tablo 2' de gösterilmektedir.

Numune No	Soğuk Numune Kabı Ağırlığı (gr)	Soğuk Numune Kabı+ Islak Filtre Kağıdı Ağırlığı (gr)	Sıcak numune Kabı+ Kuru Filtre Kağıdı Ağırlığı (gr)	Sıcak Numune Kabı Ağırlığı (gr)	Kuru Filtre Kağıdı Ağırlığı (gr)	Su Ağırlığı (gr)	Filtre Kağıdı Su İçeriği (%)	Matrik Emme(kPa)	Zemin Su Muhtevası
	Тс	M1	M2	Th	Mf= Ma-Th	Mw= M1-M2-	Mw/Mf		
						Tc+Th			
1	9.3967	9.7276	9.6441	9.3949	0.2492	0.0817	0.3278	593.52	0.21
2	9.2997	9.6669	9.5499	9.2978	0.2521	0.1151	0.4565	59.00	0.34
3	9.4233	9.7741	9.6806	9.4208	0.2598	0.091	0.3503	400.68	0.23
4	9.3015	9.6518	9.5434	9.2981	0.2453	0.105	0.4280	89.45	0.33

Tablo 2. Filtre kağıdı deneyi matrik emme ölçüm sonuçları

Deney sonucunda ölçülen matrik emme gerilmeleri kullanılarak; GEOSTUDIO programında Data-Point Suction seçeneği ile elde edilen zemin-su karakteristik eğrisi Şekil 3'te görülmektedir. Bütün zemin türlerinde, zeminin sıfır su içeriğine ulaştığı anda sahip olduğu toplam gerilme yapılan deneysel çalışmalarla (Russam 1958, Croney ve Coleman 1961) ve ayrıca bu çalışmaları destekleyen termodinamik prensipleriyle (Richards 1965) yaklaşık 1 000 000 kPa olarak elde edilmiştir. Bu sebeple eğri tanımlanırken sıfır su içeriğinde matrik emme değeri 1 000 000 kPa olarak eklenmiştir.



Şekil 3. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi

Şev stabilite analizleri için gerekli olan efektif kayma mukavemeti parametresi konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi (CU) ile belirlenmiştir. Kayma mukavemeti parametresi ϕ^b ise zemin su karakteristik eğrisinden elde edilen rezidüel (Θ_r), doygun (Θ_s) ve doğal (Θ) hacimsel su içerikleri kullanılarak Denklem 4 ile hesaplanmıştır. $tan \phi^b = \left[(tan \phi') \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right]$ (4)

Doygun olmayan zemine ait hacimsel su içerikleri ve kayma direnci parametreleri Tablo 3'de görülmektedir.

Tablo 3	B. Doygun	olmayan	zemine ait	hacimsel	su içerikleri	ve kayma	direnci	parametreleri
	50	5			,	5		1

Rezidüel hacimsel su içeriği, Ər	Doygun hacimsel su içeriği, Əs	Doğal hacimsel su içeriği, O	Matrik emmeye bağlı kayma mukavemeti artış miktarını gösteren açı, φ ^b	Efektif kohezyon,c'	Efektif içsel sürtünme açısı, φ'
(%)	(%)	(%)	(°)	(kPa)	(°)
0.07	0.6	0,39	8,82	15	14

4. DOYGUN OLMAYAN BİR ZEMİNDE YAĞIŞ İNFİLTRASYONU ETKİSİNDEKİ ŞEV STABİLİTESİNİ ETKİLEYEN PARAMETRELERİN İNCELENMESİ

Bu bölümde doygun olmayan zeminde yağış yoğunluğu ile süresinin ve yağış altında zemin geçirimliliğinin şev stabilitesine olan etkisi parametrik olarak incelenmiştir. Çalışmada yapılan tüm analizlerde aynı şev geometrisi kullanılmıştır. Şevin eğim açısı 45° ve yüksekliği 10 metre olarak belirlenmiştir.

Analizlerde değişiminin etkisi incelenen parametre dışındaki diğer tüm parametreler, numunelerden elde edilen zemin özelliklerine bağlı kalınarak kullanılmış ve yağış yoğunlukları da çalışma alanının gerçek yağış verileri kullanılarak incelenmiştir.

4.1. Yağış Yoğunluğunun Şev Stabilitesine Etkisi

Yağışa maruz doygun olmayan bir zeminde yağış yoğunluğunun şev stabilitesine olan etkisi araştırılmıştır. Analizde öncelikle başlangıç koşullarının oluşturulması için yeraltı su seviyesi ve buna bağlı olarak boşluk suyu basıncı dağılımı kararlı durum (steady-state) analizde oluşturulup; bu dağılım şev stabilite analizinde kullanılarak doygun olmayan zeminin yağış öncesi (t=0) sahip olduğu güvenlik sayısı 1.801 olarak bulunmuştur.

Yağış yoğunluğu etkisini araştırmak amacıyla gerçekleştirilen stabilite analizleri bölgede yağışın en yoğun miktarda meydana geldiği aylar için yapılmıştır. Üç ay süreli analizlerde her yıla ait Ocak-Şubat-Mart aylarının toplam yağış miktarları; yüzey akışı da dikkate alınarak %30 oranında azaltılıp kullanılmış ve bu yağış miktarlarından daha düşük ve daha yüksek yağış miktarları için de analizler yapılmıştır.

Tablo 4'te farklı yağış yoğunlukları için yapılan analizlerde kullanılan yağış yoğunlukları ve yağış süreleri görülmektedir.

Yıllar	Toplam yağış miktarı (%30 azaltılmış) (mm)	Toplam süre (ay)	Yağış yoğunluğu (m/sn)
-	200	3	2.57x10 ⁻⁸
2013	333	3	4.28x10 ⁻⁸
2014	229	3	2.95x10 ⁻⁸
2015	353	3	4.54x10 ⁻⁸
2016	387	3	4.97x10 ⁻⁸
-	400	3	5.14x10 ⁻⁸

Tablo 4. Farklı Yağış Yoğunlukları için Yapılan Analizlerde Kullanılan Yağış Yoğunlukları ve Yağıs Süreleri

Yağış sonrasındaki yeraltı su seviyesi ve boşluk suyu basınçları dikkate alınıp; doygun olmayan kayma direnci parametreleri kullanılarak şev stabilite analizleri yapılmıştır. Yağış sonrasında şev güvenlik sayısının yağış yoğunluğuna bağlı olarak düştüğü gözlemlenmiştir. Tablo 5' te farklı yoğunluktaki yağışlar sonrası elde edilen güvenlik sayıları ve Şekil 5'te yağış yoğunluğuna bağlı olarak güvenlik sayısında meydana gelen değişim görülmektedir.

Yıllar	Toplam yağış miktarı (%30 azaltılmış) (mm)	Yağış öncesi güvenlik sayıları	Yağış sonrası güvenlik sayıları	
-	200	1.801	1.622	
2013	333	1.801	1.406	
2014	229	1.801	1.585	
2015	353	1.801	1.359	
2016	387	1.801	1.265	
-	400	1.801	1.218	

Tablo 5. Farklı Yoğunluktaki Yağışlar İçin Elde Edilen Güvenlik Sayıları



Şekil 4. Yağış Yoğunluğu İle Güvenlik Sayısı Arasındaki İlişki

Yapılan analizlerde yağış yoğunluğu ile güvenlik sayısı arasında doğrusal olmayan bir ilişki olduğu görülmüştür (Şekil 4). Bu durum zemine su girdisi düzeyinin büyüklüğü ile ilgilidir. Yağış yoğunluğu arttıkça zemine giren su miktarı artar ve buna bağlı olarak zemin geçirimliliği nonlineer olarak artarken; matrik emme de benzer şekilde azalır. Matrik emmede meydana gelen azalmaya bağlı olarak zeminin kayma mukavemeti de düşer ve bu durum yağış yoğunluğu ile güvenlik sayıları arasındaki nonlineer ilişkiyi meydana getirir.

4.2. Yağış Süresinin Şev Stabilitesine Etkisi

Yağış süresinin şev stabilitesine olan etkisinin araştırılması için yağış verilerinden günlük, aylık ve üç aylık maksimum yağış miktarları %30 oranında azaltılarak analizlerde kullanılmıştır (Tablo 6).

Tablo 6. Yağış Süresi Etkisinin İncelendiği Analizlerde Kullanılan Yağış Verileri								
Yağış Türü	Toplam Yağış Miktarı (%30 azaltılmış)	Yağış Yoğunluğu	Analiz-Yağış Süresi					
	(mm)	(mm/gün)	(gün)					
3 aylık toplam	387	4.3	90					
maksimum yağış								
Aylık toplam	211	7.03	30					
maksimum yağış								
Günlük toplam	48	48	3					
maksimum yağış								

Yağış süresine bağlı olarak elde edilen güvenlik sayıları sırasıyla Şekil 5, Şekil 6, ve Şekil 7'de görülmektedir.







Şekil 6. Bir aylık yağış sonunda güvenlik sayısı



Şekil 7. Üç aylık yağış sonunda güvenlik sayısı

Analiz sonuclarına göre sevlerin başlangıc koşulunda güvenlik sayıları 1.801 iken; üc günlük yoğun yağış sonunda 1.674'e, aylık yağış sonunda 1.665'e ve üç aylık yağış sonrasında 1.265'e düşmüştür.

Kısa süreli görece yoğun yağışta şev topuğuna yakın bölgede yeraltı su seviyesi topuk bölgesine doğru kabarmış ve bunun sonucunda muhtemel kayma yüzeylerini içine alan /veya yakınında yer alan bölgede matrik emme dikkate değer oranda azalmıştır. Matrik emmede gerçekleşen azalma zemin mukavemetinde düşüşe ve sonuçta güvenlik sayısında azalmaya neden olmaktadır. Bu sebeple yoğun fakat kısa süreli olan üç günlük yağış sonucunda güvenlik sayısında meydana gelen değişim, bir ay süreli yağışın meydana getirdiği değişim ile çok yakındır. Bu durum kısa süreli fakat yoğun yağışların stabilite üzerinde ne denli etkili olduğunu göstermektedir.

4.3. Zemin Geçirimliliğinin Şev Stabilitesine Etkisi

Çalışmada, zemin geçirimliliğinin yağış infiltrasyonuna ve buna bağlı olarak şev stabilitesine olan etkileri arastırılmıştır. Analizlerde farklı permeabilite katsayıları kullanılarak son dört yıla ait maksimum üç aylık yağış verisi %30 azaltılarak kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan permeabilite katsayıları ve yağış yoğunluğu ile süresi Tablo 7'de verilmiştir.

Zemin Geçirimliliği (m/sn)	Toplam Yağış Miktarı (mm)	Yağış Yoğunluğu (m/sn)	Analiz-Yağış Süresi (gün)		
5x10 ⁻⁷	387	4.97x10 ⁻⁸	90		
10 ⁻⁶	387	4.97x10 ⁻⁸	90		
5x10 ⁻⁵	387	4.97x10 ⁻⁸	90		

Tablo 7. Zemin geçirimliliğinin etkisinin incelendiği analizlerde kullanılan yağış voğunlukları

Farklı geçirimlilikler için yağış öncesi ve sonrası güvenlik sayıları Tablo 8'de verilmektedir.

Tablo 8. Zemm	Tablo 8. Zehnin geçininingine bağlı yağış öncesi ve sonrası güvenink saynan								
Zemin Geçirimliliği (m/sn)	Toplam Yağış Miktarı (mm)	Yağış Öncesi Güvenlik Sayısı	Yağış Sonrası Güvenlik Sayısı						
5x10 ⁻⁷	387	1.801	1.322						
10-6	387	1.801	1.265						
5x10 ⁻⁵	387	1.801	1.204						

Table 8 Zamin gapirimliližina hačli vačis čnagoji va gapragi güvanlik gavilar

Tablo 8'den görülebileceği üzere, zeminin permeabilitesi azaldıkça güvenlik sayısında da azalma meydana gelmiştir. Bu durum infiltrasyon-drenaj-boşluk başıncı arasındaki etkileşim mekanizması ile açıklanabilir. Geçirgenliği çok yüksek zeminlerde (örn. ks> 10⁻⁴ m/sn) infiltrasyonla eş zamanlı hızlı bir drenaj gerçekleşmekte ve bundan dolayı boşluk suyu basıncı yükselmemektedir. Bu durum güvenlik sayısının infiltrasyondan fazla etkilenmemesine sebep olmaktadır. Öte yandan geçirgenliği çok düşük (örn: ks<10⁻⁷ m/sn) olan zeminlerde infiltrasyon az miktarda gerçekleştiği için boşluk suyu başıncındaki değişim fazla olmamaktadır. Ara geçirgenliğe sahip zeminlerde (10⁻⁴ m/sn -10⁻⁷ m/sn) infiltrasyon drenaj

dengesi önem kazanmaktadır. Bu geçirgenlik aralığında (doğal olarak yağış düzeyine bağlı olarak) zemine dikkate değer miktarda su infiltre olurken zemin bu suyu ancak zamana bağlı olarak drene edebilmekte ve buna bağlı olarak boşluk suyu (veya matrik emmede) basıncında değişim meydana gelmektedir. Anılan değişim ise zemin mukavemet parametrelerinde azalmaya ve buna bağlı olarak güvenlik sayısında düşüşe neden olmaktadır.

5. SONUÇLAR

Yağış yoğunluğu ile güvenlik sayısı arasında doğrusal olmayan bir ilişki olduğu yapılan çalışmayla elde edilmiştir. Bu ilişkinin doymamış zeminlerde, matrik emme- hidrolik iletkenlik arasında bulunan non-lineer ilişkiden kaynaklanmakta olduğu düşünülmektedir.

Yağış süresinin infiltrasyona ve buna bağlı olarak şev stabilitesine olan etkileri incelendiğinde, kısa süreli yoğun yağışların; uzun süreli fakat görece daha düşük yoğunluklu yağışlardan daha fazla etkili olduğu görülmüştür. Ayrıca yüzeye yakın olan yeraltı suyunun yağış infiltrasyonu etkisi ile topuk bölgesine doğru kabardığı ve görece kısa süreli yoğun yağışlarda bu kabarmanın (mounding) daha fazla olduğu görülmektedir. Topuğa doğru kabaran yeraltı suyunun bu bölgede matrik emmeyi azalttığı/pozitife düşürdüğü ve zemin mukavemetinde kayıplara neden olduğu ve güvenlik sayısının düşmesine neden olduğu görülmüştür.

Zemin geçirimliliğinin yağış altındaki doygun olmayan zeminlerin şev stabilitesine olan etkisi incelendiğinde; yüksek geçirimliliğe sahip zeminlerde güvenlik sayısının daha düşük olduğu görülmüştür. Bu durum infiltrasyon-drenaj-boşluk basıncı arasındaki etkileşim mekanizma ile açıklanmıştır. Ayrıca zeminin geçirgenlik katsayısının ortamın yağış yoğunluğundan daha büyük olması ve ikisi arasındaki oranın düzeyi infiltrasyon miktarının etkilediği görülmüştür.

TEŞEKKÜR

MÜHENDİSLİK.16.003 No'lu Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında, çalışmaya olan katkılarından dolayı DÜBAP' a teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

[1] Ng, C. W. W. ve Shi, Q., 'A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage.', Computers and Geotechnics, Vol: 22 (1), pp. 1-28, 1998.

- [2] Önalp, A. ve Arel, E. (2013), 'Geoteknik Bilgisi I Zeminler Mekaniği', Birsen Yayınevi.
- [3] Fredlund, D.G. ve Rahardjo, H. (1993). <u>Soil Mechanics for Unsaturated Soils</u>, John Wiley & Sons, Inc.
- [4] Davies, J. T., ve Rideal, E. K. (1963). '<u>Interfacial Phenomena</u>', New York: Academic Press.
- [5] Edlefsen, N. E., Anderson, A. B. C., 'Thermodynamics of Soil Moisture', Hilgardia, Vol:15, pp: 31-298, 1943.
- [6] Richards, B.G. 1965, 'Measurement of the Free Energy of Soil Moisture by the Psychrometric Technique Using Thermistors, in Moisutre Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas', 1965, A Symp. in Print, Australia: Butterworths,

- [7] Leong, E.C., Rahardjo, H.,' Permeability Functions for Unsaturated Soils', Journal of the Geotechnical Engineering Division/ASCE, Vol: 123(12), pp: 1118-1126, 1997.
- [8] Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R ve Widger R.A., 'Shear Strength of Unsaturated Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol:15(3), pp. 313-321, 1978.
- [9] Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. ve Clifton, A.W., 'Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction', Canadian Geotechnical Journal, Vol: 33, pp. 379-392, 1996.
- [10] Russam, K. An Investigation into the Soil Moisture Conditions Under Roads in Trinidad, B.W.I.", Geotechnique, Vol:8. Pp. 55-71, 1958.
- [11] Croney, D., Coleman, J.D.. Pore Pressure and Suction in Soil, Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Londra, pp. 31-37, 1961.

ZEMİN YAPI ETKİLEŞİMİ

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

DEMİRYOLU TAŞIT TEKERLEKLERİNDE OLUŞABİLEN GEOMETRİK KUSURLAR NEDENİYLE MEYDANA GELEN DİNAMİK DARBE YÜKLERİNİN TAHMİNİ İÇİN YENİ BİR YÖNTEM

A NEW METHOD FOR ESTIMATING DYNAMIC IMPACT LOADS DUE TO POSSIBLE GEOMETRIC IMPERFECTIONS IN RAILWAY VEHICLE WHEELS

Cengiz KOLUKIRIK *¹ Niyazi Özgür BEZGİN²

ABSTRACT

Occurrence of dynamic loads depends on the movement of the railway vehicles on the railway lines and the various factors resulting from the vehicle-road interactions. The types and values of these impact loads on railway lines relate to the speed of the train, the diameter of the wheel, the railway line, the rails, the mechanical characteristics of the vehicle and the vehicle motion. Today, there are various methods for predicting dynamic impact loads. Some of these methods are the result of observations, and some of them are based on physical and mathematical approaches.

In this study, besides the existing dynamic impact load estimation methods, the wheel vertical impact load estimation method based on an analytical method for newly developed rail irregularities is also discussed. Using this formula, the dynamic wheel load impact that may occur as a result of wheel flattening can be estimated. This new equation is derived by taking into account the geometric definition of the wheel flattening as well as the Hertzian Contact Theorem and the theory of elasticity. The results of the equation are analyzed at different speeds and different wheel flats lengths. The results are examined and solutions and suggestions are made.

Keywords: dynamic and wheel impact loads, track irregularities, track stiffness, wheel flats.

ÖZET

Demiryolu hatlarında demiryolu araçlarının hareketinden ve araç-yol etkileşimi sonucu çeşitli etkenlere bağlı olarak dinamik yükler meydana gelmektedir. Demiryolu hatlarında oluşan bu darbe yüklerinin türü ve değerleri; tren hızına, tekerlek çapına, demiryolu hatlına, raylara, aracın mekanik özelliklerine ve araç hareketine bağlı olarak değişmektedir. Günümüzde dinamik darbe yükü tahminine yönelik çeşitli yöntemler mevcuttur. Bu yöntemlerin bazıları gözlemler sonucu, bazıları ise fiziksel ve matematiksel yaklaşımlar sonucu ortaya çıkmıştır.

Bu çalışmada mevcut dinamik darbe yükü tahmin yöntemlerinin yanında yeni geliştirilen, ray düzensizliklerine yönelik bir analitik metoda dayanan tekerlek düşey darbe yükü tahmin yöntemi ele alınmıştır. Sonrasında bu yöntemden faydalanarak tekerlek düzleşmesi sonucu oluşabilecek dinamik darbe yükü tahminine yönelik yeni bir denklem geliştirilmiştir. Bu yeni denklem, tekerlek düzgünlüğünün geometrik çözümlemesinin yanında Hertz Temas Teoremi

^{*1} Yüksek Lisans Mezunu, İstanbul Üniversitesi, cengiz.kolukirik@ogr.iu.edu.tr

² Doç. Dr., İstanbul Üniversitesi, ozgur.bezgin@iu.edu.tr

ve elastisite teorisini de dikkate alarak ortaya çıkarılmıştır. Denklemin farklı hız ve farklı tekerlek düzleşmesi uzunluklarında sonuçları analiz edilmiştir. Çıkan sonuçlar incelenerek çözüm ve önerilerde bulunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: dinamik ve tekerlek darbe yükleri, hat birim direnci, hat düzensizlikleri, tekerlek düzleşmeleri.

1. GİRİŞ

Demiryolu hat birim direnci, statik kuvvet ve darbe kuvveti tanımları anlatılacaktır. Enerjinin korunumu ilkesi ile bir yüzeye çarpan bir kuvvetin dinamik darbe etkisi irdelenecektir. Hareket etmeyen bir demiryolu aracının statik yükü, araç harekete geçtikten sonra çeşitli parametrelere bağlı bir şekilde dinamik darbe yükü oluşturmaktadır. Günümüzde bu dinamik darbe yüklerini hesaplamak için farklı ülke ve bölgelerde, farklı tahmin yöntemleri kullanılmaktadır. Talbot, ORE, Japon Demiryolları vb. tahmin yöntemlerinin bağlı olduğu parametreler incelenecektir.

Enerjinin korunumu ilkesine ek olarak kinematik kurallardan yola çıkarak, yatay yönde hareket eden bir kütlenin oluşturduğu düşey dinamik darbe kuvvetini tahmin etmeye yönelik Bezgin (2017) tarafından geliştirilen yeni bir analitik yöntem tanıtılacaktır. Geliştirilen bu yeni yöntem kullanılarak, belirli bir hızda hareket eden bir demiryolu aracının, hattın üst yapı birim direnç değerleri ve üst yapı düzensizlikleri ile değişimi ortaya konacaktır. Sonrasında bu yeni dinamik darbe yük tahmin modelinden yola çıkarak değişken hat üst yapı birim direnç değişiminin ve tren tekerleklerinde meydana gelebilen düzleşmelerin oluşturduğu dinamik darbe yüklerini tahmin etmeye yönelik yeni bir analitik denklem ortaya konulacaktır.

2. DEMİRYOLLARINDA ARAÇ-YOL ETKİLEŞİMİ

Hat esnekliği olarak da ifade edilen hat birim direnci hattın bir noktasında düşey yönde elastik olarak birim sehim oluşturmak için uygulanması gereken kuvvet miktarıdır. Hat birim direnci bir hattı oluşturan alt ve üst yapı bileşenlerin yapısal özelliklerinin bir fonksiyonudur.

Ray eğilmeleri ve düşey sehimlerin hesaplanmasında "elastik temel modelinde kiriş" yöntemi kullanılmaktadır (Şekil 2.1). Bu model 1867 yılında Winkler tarafından ilk kez önerilen ve daha sonra 1888 yılında Zimmerman tarafından geliştirilen temel varsayımına dayanmaktadır.



Şekil 2.1: Winkler modeli gösterimi.

Düşey kuvvet yani tekerlek yükü (P), düşey demiryolu deformasyonu (y) oluşturmaktadır. Hat birim direnci (k) ise;

$$k = \frac{P}{y}$$

olarak tanımlanmaktadır.

2.1. Dinamik Darbe Yükü Tahmini

Hareket eden bir trenin tekerlekleri tarafından uygulanan yük, hat üzerinde bir titreşim yaratır ve bu nedenle dinamik yüktür. Diğer yandan anlık olarak etki eder ve bu nedenle darbe yüküdür. Hareketten kaynaklı düşey yükler dinamik darbe yükleri olarak ifade edilmektedir (Bezgin, 2017).

Dinamik darbe yükü, tekerleğin taşıdığı statik yük değerinden fazladır. Dinamik darbe yükü değerinin statik yük değerinden fazla olması, hat üst yapısında ve tren tekerleklerinde bulunabilen düzensizlikler ile bu düzensizliklerin etkilerinin tren hızı ile artıyor olmasına bağlıdır. Dinamik darbe yükü (P_d); statik tekerlek yükü (P_s) ve dinamik darbe yükü faktörü (ϕ) değeri ile kavramsal olarak Denklem 2.3'te sunulduğu haliyle ifade edebilmektedir:

 $P_{d} = \phi P_{s} \tag{2.3}$

Dinamik tekerlek yükü faktörü ağırlıklı olarak deneysel çalışmalar veya mevcut hat üzerinde yapılan ölçümler kullanılarak geliştirilmiştir. Mevcut çalışmalara bakıldığında, dinamik yük denklemlerini türetilmesinde üç farklı yaklaşım görülmektedir. Birinci yaklaşım dinamik yük oluşturan unsurları, demiryolu aracının tekerlek ve süspansiyon aksamı ile demiryolu aracının hızı açısından incelemektedir. İkinci yaklaşım ise dinamik yükleri, etki ettikleri noktanın istatistiksel önem değerine bağlı olarak üstyapı ve altyapı kusurları ile demiryolu aracı hızı açısından incelemektedir. Üçüncü yaklaşım ise her iki yaklaşımı birden kapsamaktadır.

2.2. Demiryolu Hatları Üzerinde Oluşan Dinamik Darbe Yüklerinin Tahmini için Geliştirilen Yeni Bir Yöntem

Denklem 2.4, sunulacak olan yöntemin temelini oluşturan ve Bezgin (2017) tarafından "etki azaltma katsayısı" olarak adlandırılan çok önemli "f" parametresini ortaya koymaktadır. Etki azaltma seviyesi, "t_{geçiş}" olarak adlandırılan ve düşey düzensizlik içeren belirli bir hat uzunluğunu (L) kat etmek için geçen süre ile "t_{düşüş}" olarak adlandırılan ve dingilin en yüksek düşey düzensizlik değerinden (h) varsayımsal olarak serbestçe düşmesi için geçen süre ile ilgilidir. Denklem 2.4, etki azaltma faktörünü "t_{geçiş}" ve "t_{düşüş}" ile ilişkilendirmektedir.

$$f = 1 - \frac{t_{düşüş}}{t_{geçiş}}$$
(2.4)

Denklem 2.5, etki azaltma faktörünün (f) zamanla olan değişimini temsil etmektedir.

$$\begin{cases} t_{d\ddot{u}\ddot{y}\ddot{u}\ddot{y}} < t_{gecis} \\ t_{d\ddot{u}\ddot{y}\ddot{u}\ddot{y}} = t_{gecis} \\ t_{d\ddot{u}\ddot{y}\ddot{u}\ddot{y}} > t_{gecis} \end{cases} icin \begin{cases} 0 < f \le 1 \\ f = 0 \\ f < 0 \end{cases}$$
(2.5)

V tren hızı ve h düşme yüksekliği için, Denklem 2.6 ve 2.7 $t_{düşüş}$ ve $t_{geçiş}$ değerlerini tanımlamaktadır.

$$t_{d\ddot{u}\ddot{y}\ddot{u}\ddot{y}} = \sqrt{\frac{2h}{g}}$$
(2.6)

$$t_{geçiş} = \frac{L}{V}$$
(2.7)

Denklem 2.8, Denklem 2.6 ve 2.7 ile birlikte oluşturulan etki azaltma faktörünü ifade etmektedir.

$$\mathbf{f} = \mathbf{1} - \frac{\mathbf{t}_{d\ddot{u}\ddot{y}\ddot{u}\ddot{y}}}{\mathbf{t}_{geci\ddot{y}}} = \mathbf{1} - \frac{\sqrt{2 \cdot h/g}}{L/V} = \mathbf{1} - \frac{V}{L} \cdot \sqrt{\frac{2h}{g}}$$
(2.8)

Denklem 2.9, Denklem 2.8'in yer çekimi ivmesinin (g) bilinen değeri ile sadeleşmiş halidir.

$$\mathbf{f} = \mathbf{1} - \mathbf{0}.\,\mathbf{452}\frac{\mathbf{v}.\mathbf{h}^{0.5}}{\mathbf{L}} \tag{2.9}$$

Denklem 2.10, belirli bir hat uzunluğu boyunca var olan düzensizliklerin hız trenine bağlı olarak, statik yer değiştirme ile dinamik darbe kuvveti boyunca oluşan hat üst yapı sehimlerinin en yüksek yer değiştirmesini ilişkilendirmektedir.

$$x_i = x_s \left(1 + \sqrt{\frac{2h}{x_s}(1-f)} \right)$$
 (2.10)

Denklem 2.11, dinamik darbe kuvvetini tahmin etmemizi sağlayacak olan dinamik darbe yükü faktörünü (K) temsil etmektedir (Bezgin 2017).

$$K = 1 + \sqrt{\frac{2h}{X_s}(1-f)}$$
(2.11)

Dinamik darbe yükü, tek başına hattın düşey düzensizliğinden (h) ziyade bu değerin, hattın statik durumdaki deformasyon değerine (x_s) oranına bağlıdır. Öte yandan, geliştirilen bu denklem içerisinde yer alan f katsayısı, mevcut olan bu düşey düzensizlik değeri (h) ile bu düzensizliğin meydana geldiği mesafeyi (L) ve tren hızını (V) ilişkilendirmektedir.

2.3. Dinamik Darbe Yükü Tahmini Metodlarının Karşılaştırılması

Dinamik yük faktörleri için Doyle (1980) tarafından bazı makul varsayımlar yapılmış ve formüllerin anlaşılmasını kolaylaştırmıştır. Bu varsayımlar çerçevesinde formüllerin bağlı olduğu parametreler ve formüller detaylı şekilde ele alınmıştır (Tablo 2.1).

	•	,		Ar	Araç Değişkeni					əni
Dinamik Faktörler	İngiliz ve Amerikan	Sistemi	Metrik Sistem	Tren Hızı	Tekerlek Çapı	Araç Ağırlık Merkezi	Lokomotif Bakım Durumu	Kurba Dever Eksikliği	Kurba Yarıçapı	Hat Bakım Durumu
Talbot (AREA)	$1 + \frac{33V}{100D}$		$1 + 5.21 \frac{V}{D}$	•	•					
Eisenmann	1 + δηt		1 + δ η <i>t</i>	•						•
ORE/Birmann	$1 + \alpha' + \beta' +$	γ́	$1 + \alpha' + \beta' + \gamma'$	•		•	•	٠	•	•
WMATA	$(1 + 0.0001 V^{2})$	$(2)^{\frac{2}{3}}$	$(1+3,86*10^{-5}V^2)$	$\frac{2}{3}$ •						
Japon Demiryolları	1 + 1,5 * 0,5 * -	V 100	$1 + 1,5 * 0,3 * \frac{V}{100}$	•						
Bezgin	$1 + \sqrt{\frac{2h}{x}} (1 - x)$	f)	$1 + \sqrt{\frac{2h}{x} \left(1 - f\right)}$	•						•

Tablo 2.1: Dinamik darbe yükü faktörleri ve etkileyen parametreler.

Revize edilen Doyle tablosundan yola çıkılarak günümüzde en çok kullanılan dinamik etki faktörleri ve Bezgin tarafından geliştirilen yeni analitik yöntemin karşılaştırılması için aynı tekerlek çapı ve farklı hız değerleri için Tablo 2.2 hazırlanmıştır. Tüm sonuçları bir arada görebilmek adına Şekil 2.2'de Tablo 2.2'deki değerlerin grafiği hazırlanmıştır.

	TR	EN		D	INAMIK Y	YÜK TAH	MİN YÖI	TEMLEI	Rİ		
Н	IIZ	TEKERL	ek çapı			E.MANN	ODE		REZCIN		
(km/s)	(mph)	(mm)	(inch)	TALBUT	WWATA	φ= 0,2	ORE	JAPON D.	DEZGIN		
0	0			1	1	1,60	1,10	1	1		
25	15,54			1,14	1,02	1,60	1,10	1,11	1,37		
50	31,08			1,28	1,06	1,60	1,11	1,23	1,53		
75	46,61			1,42	1,14	1,67	1,12	1,34	1,65		
100	62,15					1,57	1,24	1,77	1,16	1,45	1,75
125	77,69	920	37	1,71	1,37	1,88	1,21	1,56	1,84		
150	93,23			1,85	1,52	1,99	1,29	1,68	1,92		
175	108,76					1,99	1,68	2,09	1,41	1,79	1,99
200	124,30			2,13 1,86 2,20	2,20	1,56	1,90	2,06			
225	139,84			2,27	2,06		1,75	2,01	2,12		
250	155,38			2,42	2,27		1,99	2,13	2,18		
Formüller	rde kullanı	lan katsay	ılar								
EISENMA	EISENMANN için katsayılar t=2										
ORE/BIRM	IANN için İ	katsayılar	α=0,167*((\	//100)^3) , [3=0 , γ=0,1	0+0,071*((\	//100)^3)				
BEZGÍN io	in katsayıl	ar xs= 0,0	05m , L= 1	00m , h= 0	.05m						

Tablo 2.2 Farklı hızlarda dinamik darbe yükü denklemlerinin analizi (Kolukırık, 2017).

BEZGIN için katsayılar xs= 0,005m , L= 100m , h= 0,05m



Şekil 2.2: Farklı hızlarda dinamik darbe faktörünün değişimi.

3. TEKERLEK DÜZLEŞMESİNDEN KAYNAKLI DARBE YÜKLERİNİN TAHMİNİNE YÖNELİK YENİ BİR ANALİTİK YÖNTEM

Tekerlek düzleşmesi, frenleme kuvveti mevcut tekerlek - ray sürtünmesinden daha büyük olduğunda veya fren sistemi kötü ayarlandığında frenleme sırasında ray üzerindeki tekerleğin kayması nedeniyle oluşan ve demiryolu endüstrisinde karşılaşılan en yaygın tekerlek kusur tipidir (Sun ve Dhanasekar, 2002).

Fren yapıldıktan sonra oluşan kayma esnasında, tekerlek sırt kısmının bir kısmı deformasyona uğrayabilmekte ve tekerlek profilinde düz bir yüzey oluşabilmektedir. Bu yüzey düzensizliği, tekerlek yuvarlanırken ray ve ray yapısında darbe yüklerine neden olmaktadır. Bu darbe yükü ise hat ve araç bileşenlerinde yüksek frekanslı titreşimlerine neden olmaktadır. Darbe yükünün aşırı büyük olmasının, rayı bile kesebileceği görülmüştür (Ishida ve Ban, 2001).

Herhangi bir 'r' yarıçapına sahip tekerlekte Şekil 3.1'de görüldüğü gibi düzleşmeler meydana gelmektedir. Tekerleğin merkezinden düzleşme olan bölgenin başlangıcın ve bitiş noktalarına doğrular çizersek tepe açısı belli bir ikizkenar üçgen elde ederiz.



Şekil 3.1: Tekerlek düzleşmesinin gösterimi (ölçeklendirilmemiştir).

Bu ikizkenar üçgeninin tepe açısını iki eşit açıya bölerek aşağı inilen bir dik ile iki farklı dik üçgen elde ederiz (Şekil 3.2). Bu üçgenlerden faydalanarak, inilen dik doğru parçasının boyutunu ve düzleşme uzunluğunu (l) r cinsinden elde edebiliriz.



Şekil 3.2: Tekerlek düzleşmesi sonucu oluşan uzunluklar (ölçeklendirilmemiştir).

$$t = r.\cos\frac{\theta}{2}$$

$$\frac{l}{2} = r.\sin\frac{\theta}{2} \rightarrow l = 2r.\sin\frac{\theta}{2}$$
(3.1)
(3.2)

Denklem 3.3, sadece yarıçapı(r) ve düzleşme uzunluğu(l) bilinen bir dairenin düzleşmeyi gören merkez açısı Θ 'yı bulmamızı sağlamaktadır.

$$\theta = 2 * \arcsin \frac{l_2}{r} \tag{3.3}$$

Düzleşme uzunluğu l ile oluşturacağımız yeni dairenin yarıçapının r' olduğunu kabul etmekteyiz (Şekil 3.3).



Şekil 3.3: Yeni oluşturulan dairenin gösterimi (ölçeklendirilmemiştir).

Denklem 3.4 ve 3.5, düzleşme derinliğini (h) elde etmemizi sağlamaktadır.

$$h = r - t$$

$$h = r - r \cdot \cos \frac{\theta}{2} \rightarrow h = r(1 - \cos \frac{\theta}{2})$$
(3.4)
(3.5)

trigonometrik olarak sadeleştirilmiş halini göstermektedir.

$$u = r' \cdot \sin \frac{1}{2} = 2r \cdot \sin \frac{1}{2} \cdot \sin \frac{1}{2} = 2r \cdot \sin^2 \frac{1}{2}$$
(3.6)

$$\sin^2 \frac{\sigma}{2} = \frac{1}{2} (1 - \cos\theta) \tag{3.7}$$

$$u = r. (1 - \cos\theta) \tag{3.8}$$

Denklem 3.9, Denklem 3.5 ve Denklem 3.8'i birbirine eşitleyerek, h 'nin u cinsinden değerini bulmamızı sağlamaktadır.

$$r = \frac{h}{(1 - \cos\frac{\theta}{2})} = \frac{u}{(1 - \cos\theta)} \rightarrow h = \frac{u(1 - \cos\frac{\theta}{2})}{(1 - \cos\theta)}$$
(3.9)

Denklem 3.10, dairesel bir cismin çizgisel ve açısal hız arasındaki ilişkiyi göstermektedir.

$$V = w.r \tag{3.10}$$

Denklem 3.11 ve 3.12, enerjinin korunumu yasasından faydalanarak düzleşme olan bölgenin geçilmesi için $t_{dönüş}$ ve $t_{düşüş}$ adında 2 farklı süre tanımlamaktadır.

$$t_{d\ddot{o}n\ddot{u}\varsigma} = \frac{\theta}{2}/w = \theta. r/2. V$$
(3.11)

$$t_{d\ddot{u}\ddot{s}\ddot{u}\ddot{s}} = \sqrt{\frac{2u}{g}} = \sqrt{\frac{4r}{g}}\sin\frac{\theta}{2}\sin\frac{\theta}{2} = 2.\sin\frac{\theta}{2}\sqrt{\frac{r}{g}}$$
(3.12)

Denklem 3.13; Denklem 3.11 ve Denklem 3.12'den faydalanarak 'f' azaltma faktörünü elde etmemizi sağlamaktadır.

$$f = 1 - \frac{t_{d\ddot{u}\ddot{y}\ddot{u}\ddot{y}}}{t_{d\ddot{o}n\ddot{u}\ddot{y}}} = 1 - \frac{2.\sin\frac{\theta}{2}\sqrt{\frac{r}{g}}}{\theta.r/2.v} = 1 - \frac{4.v.\sin\frac{\theta}{2}\sqrt{\frac{r}{g}}}{\theta.r}$$
(3.13)

Denklem 3.14, Bezgin (2017) tarafından geliştirilen Denklem 2.11'in Denklem 3.13 ile revize edilmiş halidir.

$$\mathbf{K} = \mathbf{1} + \sqrt{\frac{2\mathbf{h}}{\mathbf{X}_{s}}\left(1 + \frac{4.v.\sin\frac{\theta}{2}\sqrt{\frac{r}{g}}}{\theta.r}\right)}$$
(3.14)

Daha önce bulduğumuz 'u' değeri her iki yüzeyinde esnek olmadığı varsayımdan yola çıkılarak sadece geometriksel olarak elde edilmiştir. Ancak gerçekte iki farklı durum söz konusudur. İlk olarak hem tekerlek hem de ray yüzeyi esnek olduğu için Hertz Temas

Teoremi koşulları yüzünden oluşacak ezilmeler dikkate alınmalıdır. İkinci olarak ise raya uygulanan basınçtan ötürü oluşacak elastik deformasyon karşımıza çıkmaktadır.

Hertz Temas Teoremi, iki esnek gövdenin bazı koşullarda birbirine temas ettiğinde ortaya çıkmaktadır. Ray yüzeyi düz bir yüzeye sahip olmasa da yapacağımız analizlerde ray yüzeyi düz olarak, tekerlek ise konik olmasına rağmen silindirik bir cisim olarak kabul edilecektir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4: Hertz Temas Teoremi'nin gösterimi.

Denklem 3.15, temas yüzeyi alanının yatay uzunluğunu bulmamızı sağlar. Denklemde F tekerleğin uyguladığı kuvveti, v₁ tekerleğin Poisson Oranı'nı, E₁ tekerleğin elastisite modülünü, R₁ tekerleğin yarıçapını; v₂ rayın Poisson Oranı'nı, E₂ rayın elastisite modülünü, R₂ rayın yarıçapını (düz olduğu kabul edilip \Box alınmıştır) ve L ise iki yüzeyin birbirine temas ettiği uzunluğu ifade etmektedir.

$$\mathbf{b} = \sqrt{\frac{4F\left(\frac{1-\mathbf{v}_1^2}{E_1} + \frac{1-\mathbf{v}_2^2}{E_2}\right)}{\pi L\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)}}.$$
(3.15)

Tekerlek düzleşmesi konusunda Hertz temas teoremine göre hareket edecek olursak, tekerleğin 'b' uzunluğu kadar sağa kaydığını, yani düzleşmenin başladığı A noktasının A' noktasına geldiğini varsayarsak; tekerlek düşeyde s uzunluğu kadar hareket etmek zorunda kalacaktır. A noktasının olduğu düzlem ile A' noktasının olduğu düzlem arasında s kadar bir düşey mesafe olacaktır. $\Theta/2$ açısı ise değişmeyecektir. Denklem 3.16, s değerini b cinsinden ifade etmemizi sağlamaktadır (Şekil 3.5).

$$s = b. \tan \frac{\theta}{2}$$
(3.16)



Şekil 3.5: Hertz Temas Teoremi'nin tekerlek üzerinde gösterimi (ölçeklendirilmemiştir).

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

Denklem 3.17, Hertz Temas Teoremi'ne göre oluşan temas yüzeyi alanında oluşan maksimum temas basıncını bulmamızı sağlamaktadır.

$$p_{\max} = \frac{2F}{\pi bL}$$
(3.17)

Denklem 3.17'de elde ettiğimiz p_{max} değeri, ray üzerinde bir deformasyona (ΔL) sebep olacaktır. Denklem 3.18 ve 3.19, birim şekil değiştirme katsayısı \mathcal{E} ile bu deformasyonu elde etmemizi sağlamaktadır.

$$\mathcal{E} = \frac{p_{\text{max}}}{E}$$
(3.18)
$$\Delta L = \text{Ray düşey uzunluğu} * \mathcal{E}$$
(3.19)

Geometrik olarak hesapladığımız u değeri, gerçekte s ve ΔL değeri kadar kısalacaktır. Yeni oluşan u değerine, u' diyelim. Denklem 3.20, u' değerini ifade etmektedir.

$$u' = u - s - \Delta L \tag{3.20}$$

UIC 510'da tekerlek düzleşmesi uzunluğu (l) için hıza göre bazı sınırlamalar getirilmiştir. Bu çalışmada hız sınırı olarak 200 km/s ve l değeri olarak 30 mm kullanılacaktır. Ray düşey uzunluğu olarak UIC 60 tipi ray ölçüsü 172 mm ve tekerlek-ray etkileşim yüzeyi (L) 15 mm olarak dikkate alınmıştır. Hem tekerlek hem ray çelik olarak kabul edilip, elastisite modülleri ve Poisson oranları buna göre seçilmiştir. Dingil yükü 17,5 ton olan aracın bir tekerleğinin yüzeye uyguladığı kuvvet ise 85000 N olarak hesaplanmıştır.

Tablo 3.1'de 3 farklı tekerlek çapına göre Hertz Temas Teoremi bulguları ele alınmıştır. Çıkan sonuçlarla birlikte en çok kullanılan 3 tekerlek çapı değerine göre değişen hızlar için Tablo 3.2'de dinamik darbe yükü analizi yapılmıştır.

Tablo 3.1: Farklı tekerlek çapları için Hertz Temas Teoremi değerleri.

F (N)	E1, E2 (n/mm²)	v1,v2	L (mm)	Tekerlek Çapı (mm)	b (mm)	Θ/2 (rad)	s	pmax	ΔL	s+∆L
				780	9,88	0,038	0,375	365,26	0,306	0,682
85000	210000	0,3	15	860	10,37	0,035	0,363	347,86	0,292	0,655
				920	10,73	0,033	0,354	336,33	0,282	0,636

Tablo 3.2: Tekerlek düzleşmesi sonucu oluşan darbe yüklerinin analizi.

D=780 mm															
Hız		1 (mm)	Θ/2	w = v/r	b (mm)		b (mm)	s+∆L	u! (m)	tdönüe	tdüqüq		к		
(km/saat)	(m/sn)		(rad)	(rad/sn)	()	u (m)		(m)	u (11)	tuonuş	tuuşuş	'	xs=5mm	xs=10mm	xs=15mm
0	0	30	0,038	0	0,29	0,0012	8,55	0,00068	0,0005	0	0,0098	0	-	-	-
50	13,89			35,61						0,0011		-8,1	2,3132	1,9286	1,7582
100	27,78			71,23						0,0005		-17,2	2,8572	2,3132	2,0722
150	41,67			106,84						0,0004		-26,3	3,2745	2,6083	2,3132
200	55,56			142,45						0,0003		-35,4	3,6264	2,8572	2,5164
D=860 mm															

D-000 mm															
Hız		θ/2		w = v/r	h (mm)	(m)	h (mm)	s+∆L		tdönüe	tdücüe	f	К		
(km/saat)	(m/sn)	1 (1/01)	(rad)	(rad/sn)	()	u (iii)		(m)	u (iii)	tuonuş	tuuşuş	şı	xs=5mm	xs=10mm	xs=15mm
0	0	30	30 0,035	0	0,26	0,0010	10,37	0,00066	0,0004	0	0,0089	0	-	-	-
50	13,89			32,30						0,0011		-7,3	2,1381	1,8047	1,6571
100	27,78			64,60						0,0005		-15,5	2,6095	2,1381	1,9292
150	41,67			96,90						0,0004		-23,8	2,9712	2,3939	2,1381
200	55,56			129,20						0,0003		-32,1	3,2762	2,6095	2,3141
D=920 mm															
Hız		1 (2000)	θ/2		w = v/r		h (mm)	s+∆L		telänija	telitelite		К		
(km/saat)	(m/sn)	1 (11111)	(rad)	(rad/sn)	n (mm)	u (m)	D (mm)	(m)	u (m)	taonuş	tauşuş	'	xs=5mm	xs=10mm	xs=15mm
0	0	30	30 0,033	0		0,24 0,0010	10,73	0,00064	0,0003	0		0	-	-	-
50	13,89			30,19						0,0011	-6,7 0,0084 -14,5	-6,7	2,0289	1,7276	1,5941
100	27,78			60,39	0,24					0,0005		-14,5	2,4551	2,0289	1,8401
150	41,67			90,58					0,0004		-22,2	2,7822	2,2602	2,0289	
000	55.50			400 77						0.0000			0.0570	0 4554	0.4004



Şekil 3.6: 920 mm çaplı bir araçta dinamik darbe yükü – hız grafiği.

Şekil 3.6'da 920 mm tekerlek çapına sahip araçta tekerlek düzleşmesinden kaynaklı oluşan dinamik darbe yükünün grafiksel gösterimi yer almaktadır.

Yapılan analiz ve hesaplamalar sonucunda u' değeri, u değerinin yaklaşık %40 'ı kadardır. O halde, Denklem 3.20'de yer alan formülü 3.21'deki revize edebiliriz.

$$u' = 0,40 * u$$
 (3.21)

Denklem 3.12'de yer alan $t_{d\ddot{u}\ddot{s}\ddot{u}\ddot{s}}$ formülündeki u değerini u' olarak değiştirirsek, Denklem 3.22'ü elde ederiz.

$$t_{d\ddot{u}\ddot{s}\ddot{u}\ddot{s}} = \sqrt{\frac{2u*0.4}{g}} = \sqrt{\frac{1.6*r}{g}\sin\frac{\theta}{2}\sin\frac{\theta}{2}} = 2.\sin\frac{\theta}{2}\sqrt{\frac{0.4*r}{g}}$$
(3.22)

Son olarak Denklem 3.14, Denklem 3.23'teki gibi revize edilecektir.

$$K = 1 + \sqrt{\frac{2h}{X_{s}} \left(1 + \frac{4.V.\sin\frac{\theta}{2}\sqrt{\frac{0.4+r}{g}}}{\theta.r}\right)}$$
(3.23)

Kolukırık ve Bezgin tarafından yapılan çalışmalar ve analizler sonucunda tekerlek düzleşmelerinin sebep olduğu dinamik darbe yüklerinin analizine dair Denklem 3.23 ortaya konulmuştur.

4.SONUÇLAR

Demiryollarında dinamik darbe yük tahminine yönelik günümüze kadar geliştirilmiş bazı dinamik ampirik denklemler mevcuttur. Bu denklemler detaylı olarak incelenmiştir.

Çalışmanın ve analizlerin sonucunda Bezgin (2017) tarafından dinamik darbe yüklerinin tahminine dair geliştirilmiş ve enerjinin korunumu yasası ile kinematik ilkeleri üzerine inşa edilmiş yeni bir analitik denklem sunulmuştur. Bir kuvvetin statik değeri ile o kuvvetin dinamik çarpma değeri arasında, cismin çarpma hızı ve cismin çarptığı yüzeye olan mesafesi ile çarpılan yüzeyin birim direnci arasında analitik bir ilişki kurulmuştur. Keza diğer dinamik darbe faktörü denklemleri ile kıyaslama yapıldığında denklemin Eisenmann ve Japon Demiryolları'nın kullandığı yöntem ile benzerlikler gösterdiği görülmüştür.

Geliştirilen bu denklemden ve kavramlardan yola çıkılarak tren hızına, hat esnekliğinin değişkenliğine ve tekerlekte oluşan düzensizliklere bağlı olarak Kolukırık ve Bezgin tarafından yeni bir analitik denklem daha geliştirilmiştir. Bu denklemde demiryolu araçlarında genellikle fren yapılmasından ötürü ortaya çıkan tekerlek düzleşmesi konusu ele alınmıştır. Matematiksel ve geometrik analizler sonucunda elde edilen veriler Hertz Temas Teoremi ve elastisite teorisi ile birlikte ele alınarak gerçekçi değerlerin bulunması sağlanmıştır. Tekerlek düzleşmesi problemine sahip, hareket halindeki bir demiryolu aracının oluşturacağı dinamik darbe yükünün tahminine yönelik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Sadece tekerlek yükü, tekerlek düzleşmesinin boyutu ve tekerlek yarıçapı bilgileri ile geliştirilen bu formül, oldukça sık karşılaşılan bir problem olan tekerlek düzleşmesine dair bir öngörüye sahip olmamızı sağlayacaktır.

Geliştirilen yeni yöntem, 3 farklı tekerlek çapına göre irdelenmiştir. $t_{dönüş}$ tüm çaplarda aynı olması rağmen alan $t_{düşüş}$ tekerlek çapı arttıkça azalmaktadır. Buna bağlı olarak etki azaltım faktörü 'f' değeri çap ile doğru orantılı olarak artmaktadır. Tekerlek çapı büyüdükçe ve hattaki düzensizlik miktarı arttıkça; 30 mm uzunluğundaki tekerlek düzleşmesinden kaynaklı dinamik darbe yükünün azaldığı görülmüştür.

Bu konuda yapılan bazı analitik çalışmalar (Brizuela ve diğ., 2011) olmasına rağmen, analiz ve tahminine yönelik formül maalesef bulunmamaktadır. Bu yüzden geliştirilen bu formülün, demiryolu yapım, bakım ve onarım aşamalarında oldukça önemli olacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Bezgin N.Ö. (2017), "Development of a new and an explicit analytical equation that estimates the vertical dynamic impact loads of a moving train", Procedia Engineering, Vol.189C, pp.2-10.
- [2] Doyle, N. F. (1980), "<u>Railway Track Design: A Review of Current Practice</u>", BHP Melbourne Research Laboratories, Bureau of Transport Economics, Commonwealth of Australia 1980, ISBN 0-642-05014-7.
- [3] Sun, Y.Q., Dhanasekar, M. (2002), "A dynamic model for the vertical interaction of the rail track and wagon system", International Journal of Solids and Structures 39, pp. 1337–1359.
- [4] Ishida, M., and Ban, T., "Modelling of the wheel flats for track Dynamics", XXX. Convegno Nazionale AIAS- Alghero (SS), 12-15 September 2001
- [5] UIC 510-2 OR (2004), <u>Trailing stock: wheel and wheelset, condition concerning the use</u> of wheel of various diameters, UIC, Paris, Fransa.
- [6] Brizuela, J., Fritsch, C., Ibáñez, A., 2011, Railway wheel-flat detection and measurement by ultrasound, *In Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, Volume 19, Issue 6, 2011, Pages 975-984

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

BETONARME BİR YAPIDA GELENEKSEL YÖNTEM VE TABAN İZOLATÖRÜ KULLANIMININ KARŞILAŞTIRMALI ANALİZİ

COMPARATIVE ANALYSIS OF A CONCRETE STRUCTURE MADE WITH CONVENTIONAL TECHNIQUE AND WITH BASE ISOLATION

Halil İbrahim POLAT*¹

ABSTRACT

Base isolation is a type of building element that tries to reduce the effects of seismic lateral loads on the structure, rather than increasing the strength against these loads. In this design method, it is aimed to minimize the relative displacement between the floors during the earthquake wave by obtaining a separate working form of the building sections over the foundation. In this report; an existing school structure consisting of frames is firstly solved by the traditional built-in foundation based system, the mode shapes are found and the building periods are obtained. For this, earthquake loads are distributed along floor heights using the static equivalent earthquake load method, so structural elements with capacity problems are found. Then, 0,005 second time-history acceleration which is recorded at 1999 Marmara earthquake in Düzce meteorology station, is reflected and analyzes are repeated with the nonlinear time-history method and the two methods are compared. In the second stage, the structure is analyzed by using the time-history method with the addition of lead-core rubber base isolators. Thus, the comparison of the mode shapes and the changing periods of the base isolator system with the conventional method is made. As a result, a significant increase in the period of the isolation system construction and the decrease of the spectral accelerations and the shear forces coming to the structure are observed, and it is seen that the sectional deficiencies that existed in the first case are removed.

ÖZET

Taban izolasyonu, yapıların, deprem gibi yanal yüklere karşı mukavemetini arttırmaktan ziyade, bu yüklerin yapıya olan etkisini düşürmeye, yükün yönünü çevirmeye ya da sönümlemeye çalışan bir tür yapı elemanıdır. Bu tasarım yönteminde, temel üstündeki yapı bölümlerinin, temelden ayrı bir çalışma biçimi edinerek deprem dalgası esnasında, katlar arası rölatif yer değiştirmenin minimuma indirmesi amaçlanmaktadır. Bu bildiride; çerçevelerden müteşekkil mevcut olan bir okul yapısı öncelikle geleneksel ankastre mesnetli temel sistemiyle çözümlenmiş, mod şekilleri bulunmuş, yapı periyotları elde edilmiştir. Bunun için öncelikle statik eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak deprem yükleri kat yükseklikleri boyunca dağıtılmış ve kapasite problemi yaşayan yapı elemanları bulunmuştur. Ardından, 1999 Marmara depreminin Düzce meteoroloji istasyonunda kaydedilmiş, 0,005 s. zaman aralığına sahip ivme kayıtları yansıtılarak lineer olmayan zaman tanım alanı yöntemiyle analizler tekrarlanmış ve her iki yöntemin mukayesesi yapılmıştır. İkinci aşamada söz konusu yapıya, kurşun çekirdekli kauçuk taban izolatörlerinin eklenmesiyle zaman tanım alanı metodu kullanılarak analiz gerçekleştirilmiştir. Böylece, klasik yöntem ile taban izolatörlü

^{*1} Dr, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, halilibrahimpolat34@gmail.com
sistemin mod şekilleri ve değişen periyotları arasında kıyaslamalar yapılmış olup izolasyon sistemli yapının periyotlarında kayda değer bir artışın meydana geldiği, spektral ivmelerin ve yapıya gelen kesme kuvvetlerinin azaldığı gözlenerek, ilk durumda var olan kesit yetersizliklerinin ortadan kalktığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Taban izolatörü, zaman tanım alanı, kurşun çekirdekli kauçuk izolatör

1. GİRİŞ

Klasik yapı tasarımında, bir binaya sismik performans kazandırmak icin basta kolon, kiris, perde gibi taşıyıcı elemanların kesitlerini büyüterek ve yatay düzlemde sayısını çoğaltarak mukavemetini arttırmak, yapının kayda değer bir rijit davranış göstermesiyle sonuçlanmaktadır. Böyle bir taşıyıcı sistem seçimi dolayısıyla, yapıların daha fazla yatay kuvvet almasına ve üst katlardan tabana doğru geometrik artışlı bir kesme yüküne maruz kalmasına yol açmaktadır. Rijit cisim davranışı ve mukavemetin, temel nüans olarak alımlandığı bir taşıyıcı sistem yaklaşımında yapıya zeminden gelen sismik enerjinin tüketilmesi/sönümlenmesi için plastik mafsallaşma öngörülmektedir. Bu yaklaşım yapının hasar görmesini (minimal ölçeklerde ve kabul edilebilir derecede olsa dahi) kabul etmek anlamına gelmektedir. Son yıllarda plastik mafsallar ile yapısal hasarın nisbi olarak kabullenilmesi voluvla sismik enerjinin tüketilmesi yaklaşımı yerine, sönüm elemanları vasıtasıyla söz konusu enerjinin tüketilmesi ve kat ivmeleri ile kat ötelemelerinin aynı anda düsürülmesi anlayısının taraftar bulduğu ve adına taban izolasyonu adı verilen bu sistemin uygulama sahasının genişlediği görülmektedir.

Deprem sırasında, yeryüzünde bir hareket meydana gelir. Bu hareket bir dalga şeklinde her doğrultuda yayılır ve bir yapıya eriştiğinde temellerini sallamaya başlar. Temeller de kendisine bağlı olan taşıyıcı sistemi sallar ve sistem elemanlarının kesitlerinde atalet kuvvetlerinin oluşturduğu etkiler meydana gelir. Yapı temelinin taşıyıcı sistemden ayrılarak titreşimin yapıya ulaşmasının önlenmesi, depremde taban yalıtımının ana fikrini oluşturur (Celep ve Kumbasar, 2004). Klasik ankastre temelli yapı tasarımında, yapıya nitelikli bir sismik performans kazandırmak adına taşıyıcı sistemi sağlamlaştırmak; yapının rijitliğini arttırmakta ve daha fazla kuvveti karşılaması ile sonuçlanmaktadır. Taban yalıtımı ise, yapının depreme karşı koyma kapasitesini arttırmaktan ziyade, onun depreme karşı tepkisini azaltma esasına odaklı bir tür depreme dayanıklı yapı tasarımı yaklaşımıdır. Yani, yapıların özellikle büyük magnitütlü depremler esnasında rijit cisim davranışı göstermesini ve yapısal zorlanmaların elastik sınırlar içinde kalmasını sağlamaktadır. Böylece deprem enerjisinin çok büyük bir kısmı yalıtım (izolasyon) seviyesinde sismik izolatör sistemi ve ek sönümleyici aygıtlar vasıtasıyla harcanmakta, deprem enerjisinin küçük bir bölümü yapıya iletilmektedir (Polat, 2007) (Şekil 1).



Şekil 1. Ankastre Tabanlı ve Sismik Yalıtımlı Yapıların Davranışı (Web 1, 2017)

Şekil 2'deki ivme-periyot değişim grafiğinde gösterildiği üzere, ankastre mesnetli yapıda %0,5 - 1,0 - 2,0 - 5,0 ve %10 sönüm oranlarında periyodların 1,0 s'nin altında olduğu buna karşın ivme değerlerinin bilhassa düşük sönüm oranlarında en yüksek mertebeye yükselmiş

olduğu görülmektedir. Sismik izolatörün etkinleştirildiği durumda ise periyotların arttığı, ivme değerinin de arzu edilen düşük seviyelere çekildiği gözlemlenmektedir.



Şekil 2: Taban İzolasyonlu ve Ankastre Mesnetli Yapı Arasındaki İvme-periyot İlişkisi (Soyluk, 2010)

Şekil 3'te ise ivme - periyot arasındaki ve deplasman – periyot ilişkisi irdelenmektedir. Buna göre Şekil 3.a'da ivme ile periyodun ters orantılı olduğu, periyot artışları ile ivme değerlerinin küçüldüğü görülmektedir. Şekil 3. b'de ise periyotların artışı ile birlikte yükseklikle doğru orantılı olarak yer değiştirmenin de arttığı gözlemlenmektedir. Ancak bu yer değiştirme bilhassa yatay yönde olmakta ve katlar arası yer değiştirmenin minimal seviyede olduğu duruma işaret etmektedir.



İzolasyon seviyesindeki olası büyük yer değiştirmelerin önlenmesi amacıyla yüksek sönümlü malzemelerin kullanılmasının faydalı olacağı düşünülmektedir. Bir yapının etkin rezonans periyodu genellikle 0,1 ile 1,0 saniye aralığındadır. Bu periyot aralığı aynı zamanda pek çok şiddetli depremin baskın periyot aralığını da kapsar. Sismik taban yalıtımlı yapıların elastik birinci titreşim periyotlarının sabit tabanlı yapılara göre oldukça büyük olmasından dolayı Şekil 4'te gösterildiği gibi elastik birinci titreşim periyotları büyütülerek, depremin yapılar için tehlikeli olan rezonans bölgesinden uzaklaşması sağlanmakta, böylece yer ivmelerinin yapı tarafından büyütülmesi önlenmiş olmaktadır (Pekgökgöz, 2005).



Şekil 4: Tipik Bir Tasarım Spektrumu

Eğer sismik izolasyonlu bir yapının doğal frekansı, eşleniği olan ankastre temelli yapının frekansına ve zemin hareketlerinin baskın frekansına kıyasla çok daha küçük olursa, yapının davranışı üstyapının hemen hemen rijit kaldığı ve sadece izolasyon sisteminin deformasyona

uğradığı birinci dinamik modu tarafından belirlenir. Üstyapıda deformasyona neden olan daha yüksek modlar harekete katılmayacakları için bu yüksek modların içerdiği yüksek enerji de üstyapıya aktarılmayacaktır. Çoğu zaman depremlerin yatay bileşenleri düşey bileşenlerine göre daha şiddetlidir. Bundan dolayıdır ki, depreme dayanıklı yapı tasarımında kullanılan sismik izolatörler genellikle düşük yatay rijitlikle birlikte yüksek düşey rijitliğe sahip olacak şekilde tasarlanır. Yüksek düşey rijitlik ile düşük yatay rijitliğe sahip sismik izolatörlerle yalıtılmış bir yapı yatay yönde tek serbestlik dereceli sarkaç gibi davranır. Tek serbestlik dereceli sistemlerdeki kütle-rijitlik-frekans ilişkisi göz önünde bulundurularak, dikkatli bir tasarımla, belirli bir kütleye sahip temel izolasyonlu bir yapı, zemin hareketlerinin baskın frekanslarından yeterince uzak bir doğal frekansa sahip olacak şekilde tasarlanabilir (Aydın ve Ercan, 2004).

Sismik yalıtım elemanları, bodrum katın olmadığı yapılarda temel üstüne konulmakta olup bodrumlu yapılarda, kolon ve perde elemanlarının alt, orta veya üst kesitlerine yerleştirilmektedirler (Şekil 5-6).



Şekil. 5: Temelde Yalıtım Sistemi (Web 3, 2017)



Şekil. 6: Kolon Orta Bölgesinde Yalıtım Sistemi (Web 4, 2017)

Sismik izolasyon uygulanmış yapı yatay yönde belli bir miktar deplasman yaptığından dolayı yapının etrafında izolatörlerin yer değiştirme kapasitesi kadar boşluk olmalıdır. Örneğin; deprem derzine sahip olmayan bitişik nizam yapılarda, taban izolasyonu tekniğini uygulamak mümkün değildir. Çünkü bu tür yapılarda deprem enerjisini sönümleyecek boşluk olmadığı (yapının salınımına izin verilmediği) için izolasyon uygulamak da mümkün olamamaktadır. Depremler sırasında yapının dışarıyla bağlantısını sağlayan elemanların, elektrik, telefon, içme suyu, kanalizasyon, doğalgaz vs. bağlantıların yapının deprem hareketiyle yapacağı yer değiştirme sonrasında herhangi bir tahribat göstermemeleri gerektiğinden söz konusu tesisat bağlantıları da önceden kontrol edilmeli, eksikleri tamamlanmalı ve tesisat ekipmanlarının tamamının deplasman için bırakılan boşluk kadar esneme kapasitesine sahip olması gerekmektedir (Komodromos, 2000).



Aktif kontrol sistemleri, yapıya uygulanması düşünülen kontrol kuvvetinin deprem esnasında düzenlenmesi ilkesine dayanmaktadır. Pasif kontrol sistemleri ise bahse konu bölgede olası en büyük magnitüde sahip depremin meydana gelmesi ihtimali yörüngesinde tasarlanmaktadır.

Bu çalışmada; kurşun çekirdekli kauçuk izolatör kullanılmış olduğundan, söz konusu bu izolatör türüne ait karakteristikler üzerine yoğunlaşılmıştır. Kurşun çekirdekli kauçuk izolatör, düşük sönüme sahip doğal kauçuk tabakaların çelik takviye plakaları yardımıyla birleştirilmesi ve ortasına silindir biçiminde kurşun çekirdeğin yerleştirilmesi ile meydana getirilmektedir. Kurşun malzemesi, akma noktasının altındaki şekil değiştirmelerde, formunu geçici olarak değiştirebilen kristalize bir malzemedir. Kauçuk ise yapısında var olan düzeltme kuvvetinin etkisiyle sistemin ilk haline dönmesini ve elastik özelliklerini korumasını sağlamaktadır. Kurşun çekirdek; çelik plakalar vasıtasıyla aktarılan kesme kuvvetleri etkisiyle plastik şekil değiştirmeye zorlanmaktadır. Bu bağlamda; kurşun çekirdekli kauçuk izolatörlerin enerji harcama mekanizması, kauçuk ile kurşunun elasto-plastik davranışa sahip olmaları ile ilgilidir.

2. GELENEKSEL ANKASTRE SİSTEMLİ BİR YAPI ANALİZİ

Bu bildiride; Etabs bilgisayar programı yardımıyla Şekil 7'deki planda gösterilen 3 katlı (zemin+2 normal kattan müteşekkil) 21,60 x 14,35 cm. boyutlarında, kat yüksekliği 3.00 m. olan betonarme çerçeveli bir taşıyıcı sisteme sahip hali hazırda mevcut bir okul binasının analizleri yapılarak sonuçları değerlendirilmeye çalışılmıştır (Polat, 2007).



Şekil 7. Çerçeveden Oluşan Yapının Kat Planı

Yapıda; 30x50, 50x30, 40x60, 60x30 ve 60x40 cm olarak beş tip kolon kesiti bulunmaktadır (Tablo 2).

	Tablo 2. Kolon Kesitleri						
Vet	S1-S2-S3-S4-S5-S6-S7-S8-S13-	CO C10 C11 C12					
Kat	S14-S15-S16-S17-S18-S19-S20	39-310-311-312					
Zemin	40 x 60	60 x 40					
1. Normal	40 x 60	60 x 30					
2. Normal	30 x 50	50 x 30					

Tablo 2. Kolon Kesitleri

Yapıdaki tüm kiriş boyutları 25x50 cm'dir. 12, 15 ve 18 cm'lik üç tip döşeme kesiti mevcuttur. Yapıda kullanılmış olan malzeme; beton için C20, çelik için ise BÇIII'tür.

Mevcut aks sistemine göre tasarlanan, tüm yapı elemanlarının kesit ve malzeme seçimleri yapılan, hareketli ve sabit yük dağılımları sağlanan, mesnetleri tanımlanan ve bu sayede Şekil 8'de gösterildiği gibi plan ve üç boyutta tasarımı tamamlanmış olan yapı, analize hazır hale getirilmiştir.



Şekil 8. Yapının Üç Boyutlu Görünümü

Analiz sonucunda; yapının doğal titreşim periyotları belirlenmiştir. Buna göre; binanın 1. modu X doğrultusunda ve 0,5687 s. olarak hesap edilmiştir (Şekil 9).



Şekil 9. 1. Mod Şekli (T_{1X}=0,5687 s.)

Yapının ikinci modu Z yönünde ve 0,5625 s., üçüncü modu ise Y doğrultusunda 0,5003 s. olarak elde edilmiştir. (Şekil 10 ve 11).



Şekil 10. 2. Mod Şekli (T_{1Z}=0,5625 s.)



Şekil 11. 3. Mod Şekli (T_{1Y}=0,5003 s.)

Mod şekilleri elde edildikten sonra; çerçeve sistem için doğrusal eşdeğer deprem yükü yöntemi analizine geçilmiş ve ardından 1999 Marmara depreminin Düzce meteoroloji istasyonunda kaydedilmiş doğu-batı ve kuzey-güney doğrultusu bileşenlerini içeren verilerden

oluşan deprem ivme kaydı sisteme yansıtılarak zaman tanım alanında nonlineer analiz yapılmıştır. Bu iki analiz tamamlandıktan sonra, ankastre mesnetli sisteme taban izolatörü eklenerek aynı deprem ivme kaydı kullanılarak zaman tanım alanında sistemin yeniden çözümü sağlanmış ve her üç durumun mukayesesi (kesit yetersizlikleri, periyot, mod şekilleri, vb.) yapılmıştır. Bu işlemler aşağıda sırasıyla gösterilmektedir.

2.1. Doğrusal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem analizi (mevcut sistem)

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi (EDYY) ile yatay deprem yükleri \pm 0,05 dış merkezliklerle kat hizalarına tanımlanmaktadır. Yapının deprem parametreleri aşağıdaki gibidir (DBYYHY, 2007):

- Etkin yer ivme katsayısı: A₀=0,40 (1. derece deprem bölgesi)
- Yapı önem katsayısı: I=1,4 (Okul binası)
- Spektrum karakteristik periyodu: $T_A=0,15$, $T_B=0,60$ (Z₃ zemin sınıfı)
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı: R=4 (Süneklik düzeyi normal sistem)

Boyutlandırmada kullanılan toplam 21 adet yükleme kombinasyonu programa tanımlanmıştır. EDYY'nin parametreleri yansıtılarak yapılan analize göre yapıya ait kolon ve kirişlerin hiçbirinde kesit yetersizliğine rastlanılmamıştır. Şekil 12'de, EXTP yüklemesi altında yapının şekil değiştirmiş durumu görülmekte olup en büyük yerdeğiştirmenin olduğu 22 numaralı noktadaki deplasman ve dönmeler görülmektedir. Buna göre en büyük yer değiştirme X doğrultusunda 0,047525, en büyük dönme ise Y doğrultusunda 0,004525'dir.



Şekil 12. EXTP Yüklemesi Altında Yapıdaki Şekil Değiştirme ve Noktasal Yer Değiştirme

2.2. Doğrusal olmayan zaman tanım alanı ile deprem analizi (mevcut sistem)

Mevcut sistem modeli için, malzeme karakteristiklerinde ve kesitlerde hiçbir değişiklik yapılmadan zaman tanım alanında (time-history) çözümü yapılmıştır. 1999 Marmara depreminin Düzce meteoroloji istasyonunda kaydedilmiş, 0,005 s. zaman aralığına sahip, en büyük ivme değeri doğu-batı bileşeni için 3,73 m/s², kuzey-güney bileşeni için ise 3,14 m/s² ivme kayıtları kullanılmıştır (Şekil 13 ve 14).



Şekil 13. Düzce Kuzey-Güney Bileşeni İvme Kaydı Grafiği

Şekil 14. Düzce Doğu-Batı Bileşeni İvme Kaydı Grafiği

Analiz sonuçlarına göre; maksimum donatı oranının sınırı aşıldığı yapı elemanları aşağıdaki gibidir (Tablo 3). Bu tabloya göre özellikle zemin katta tüm kolonlarda donatı sınırın aşıldığı ve gevrek kıvrılmanın yaşanabileceği ihtimali göz önünde bulundurulmalıdır.

Kolonlar							
Zemin	Kat 1	Kat 2					
SZ01	-	-					
SZ02	S102	S202					
SZ03	S103	S203					
SZ04	S104	S204					
SZ05	-	-					
SZ06	S106	S206					
SZ07	S107	S207					
SZ08	S108	S208					
SZ09	S109	-					
SZ10	S110	S210					
SZ11	S111	S211					
SZ12	S112	-					
SZ13	S113	S213					
SZ14	S114	S214					
SZ15	S115	S215					
SZ16	-	-					
SZ17	S117	S217					
SZ18	S118	S218					
SZ19	S119	S219					
SZ20	-	-					

Tablo	3. Maksimum	Donatı (Oranının	Aşıldığı	Үарı Е	lemanları
	(Reinforcing re	equired e	exceeds r	naximun	n allow	ed)

Kesme gerilmesinin maksimum sınırı aştığı yapı elemanları da aşağıda gösterilmiştir (Tablo 4). Burada; 3, 7, 14 ve 18 nolu kolonların en büyük kesme kuvvetlerini aldığı ve tüm katlar boyunca kesme gerilmelerinin maksimum gerilmeyi aştığı hesap edilmiştir. Kesme gerilmesinin düşey düzlemde kapasiteyi aşmadığı herhangi bir eleman bulunmamaktadır.

Kolonlar					
Kat 1	Kat 2	Kat 3			
SZ03	S103	S203			
-	S104	-			
-	S106	S206			
SZ07	S107	S207			
-	S108	S208			
SZ09	-	-			
SZ10	-	S210			
SZ11	-	S211			
SZ12	-	-			
-	S113	S213			
SZ14	S114	S214			
-	S115	S215			
-	<u>S1</u> 17	-			
SZ18	S118	S218			
-	S119	-			

Tablo 4. Kesme Gerilmesinin Maksimum Sınırı Aştığı Yapı Elemanları
(Shear stress exceeds maximum allowed)

3. TABAN İZOLATÖRLÜ SİSTEM ANALİZİ

Çerçevelerden müteşekkil mevcut okul binasının temel-kolon birleşim bölgesine taban izolatörü konulmasıyla analizler yenilenmiştir. Taban yalıtım malzemesi için Dynamic Isolation Systems, Inc. firması tarafından üretilmiş olan DIS B türü kurşun çekirdekli kauçuk izolatör kullanılmıştır. Bu izolatörün karakteristiği Tablo 5'teki gibidir.

İzolatör elemanın toplam ağırlığı	8.3404 kN			
Düşey yön için etkili rijitlik	2.468.654,085 kN/m (lineer)			
Yatay yön için etkili rijitlik	1.180,926 kN/m (lineer)			
Yatay yön için etkili rijitlik	6.808,12 kN/m (nonlineer)			
Akma dayanımı	127,03 kN			
Akma sonrası rijitliğin akma öncesi rijitliğe oranı	0,1			

Tablo 5. DIS B Türü İzolatörün Karakteristik Özellikleri

İzolatörün lineer ve nonlineer sönüm, akma, rijitlik değerlerinin atama işlemi Etabs programı yardımıyla Şekil 15'teki gibi yapılmış ve analize geçilmiştir (Özmen vd., 2005).

NLLink Directional Propert	ies
Identification	
Property Name	IZOLATOR
Direction	U2
Туре	Isolator1
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	1180.926
Effective Damping	0,
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0,
Nonlinear Properties	
Stiffness	6808,12
'Y'ield Strength	127,03
Post Yield Stiffness Ratio	0,1
ΟΚ	Cancel

Şekil 15. DIS B Türü İzolatör Karakteristikleri Atama Ekranı

Analizler sonucunda; izolatörlü yapının doğal titreşim periyotları belirlenmiştir. Buna göre; binanın 1. modu Z doğrultusunda (burulma yönü) ve 1,7108 s. olarak hesap edilmiştir (Şekil 16).



Şekil 16. İzolatörlü Sistemin 1. Mod Şekli (T_{1Z}=1,7108 s.)

İkinci modu X doğrultusunda ve 1,6971 s., üçüncü modu ise Y doğrultusunda 1,6810 s. olarak hesaplanmıştır (Şekil 17 ve 18).



Şekil 17. İzolatörlü Sistemin 2. Mod Şekli $(T_{1X}=1,6971s.)$



Taban izolatörü atanmış mevcut sistemin; nonlineer zaman tanım alanında (time-history) çözümü gerçekleştirilmiştir. Şekil 13 ve 14'teki ivme kayıtları baz alınarak yapılan analiz sonucunda ise mevcut durumun aksine maksimum donatı sınırını aşan yapı elemanlarının kalmadığı, kesme gerilme kontrollerin sağlandığı, tüm kesitlerin yeterli olduğu, herhangi bir kapasite sorununa rastlanmadığı görülmüştür. Klasik analizin 1. periyodu X doğrultusunda ve 0,5687 s. iken taban izolatörlü sistemin 1. periyodu ise Z (burulma yönü) doğrultusunda ve 1,7108 s. olarak elde edilmiştir.

5. SONUÇ VE DEĞERLENDİRME

Çerçevelerden oluşan mevcut bir sistemin analizleri yapılmış, mod şekilleri ve periyotları belirlenmiş olup eşdeğer deprem yükü ve zaman tanım alanında deprem hesapları gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçlarına göre lineer olmayan zaman tanım alanı yöntemi kullanıldığında kesit yetersizliğin EDYY'ye oranla daha fazla olduğu görülmüştür. Bu nedenle taban izolasyonu uygulaması zaman tanım alanı yöntemi esas alınarak yapılmıştır. Böylece, DIS B türü kurşun çekirdekli kauçuk izolatörün atanmasıyla analizler yenilenmiş ve Tablo 7'de gösterildiği gibi mukayeseler yapılmıştır. Buna göre; taban yalıtımı uygulaması kullanılarak doğal periyotların ankastre mesnetli sisteme nazaran her üç doğrultu için yaklaşık 3 ile 4 kat arası arttığı görülmüştür. Bunun sonucu olarak taban yalıtımlı sistemde spektral ivmeler düşmüş, etkitilen deprem kaydı esnasında yapıya gelen kesme kuvvetlerinde azalma görülmüştür. Ayrıca yansıtılan deprem sırasında yapıda katlar arasında çok küçük ötelenme olduğundan rijit cisim davranışı görülmüş, şekil değiştirmeler özellikle izolatör seviyesinde kalmıştır.

Çerçeve Sistem								
T_{lx} T_{ly} T_{lz}								
Ankastre mesnetli sistem	0.5687	0.5003	0.5625					
Taban izolatörlü sistem	1.6971	1.6810	1.7108					

Tablo 7. Periyotların Karşılaştırılması

Meydana getirilmiş olan sistemle ilgili olarak yapılan analizler sonucu Tablo 8 ve Tablo 9'da bir araya getirilmiştir. Buna göre; klasik ankastre mesnetli sistemin EDYY ile çözümünde yaşanmamış olan kapasite sorunları, nonlineer zaman tanım alanı yönteminin kullanılmasıyla ortaya çıkmış neredeyse bütün kolon kesitlerinde maksimum donatı oranının aşıldığı ve gevrek kırılma tehlikesinin olduğu görülmüştür. Ayrıca; ankastre mesnetli sistemde kesme kuvvetinin tüm düşey elemanlarda maksimum sınırın üzerinde bir gerilmeye sebep olarak kapasite sorunu yaratmasıyla birlikte yapıya taban izolatörü atanarak kapasite sorununun aşıldığı görülmüştür.

	Tublo Of Kalşinaştırınan Tkapasito Tublosa								
	Maksimum donatı oranının aşıldığı yapı elemanları								
Ankastre n	nesnetli eşde	ğer deprem	Ankastre mesnetli zaman tanım			Taban izolatörlü zaman tanım alanı			
yükü y	öntemi ile çö	özümde	alanı y	öntemi ile çö	özümde	yön	yöntemi ile çözümde		
Kat 1	Kat 2	Kat 3	Kat 1	Kat 2	Kat 3	Kat 1	Kat 2	Kat 3	
-	-	-	SZ01	-	-	-	-	-	
-	-	-	SZ02	S102	S202	-	-	-	
-	-	-	SZ03	S103	S203	-	-	-	
-	-	-	SZ04	S104	S204	-	-	-	
-	-	-	SZ05	-	-	-	-	-	
-	-	-	SZ06	S106	S206	-	-	-	
-	-	-	SZ07	S107	S207	-	-	-	
-	-	-	SZ08	S108	S208	-	-	-	
-	-	-	SZ09	S109	-	-	-	-	
-	-	-	SZ10	S110	S210	-	-	-	
-	-	-	SZ11	S111	S211	-	-	-	
-	-	-	SZ12	S112	-	-	-	-	
-	-	-	SZ13	S113	S213	-	-	-	
-	-	-	SZ14	S114	S214	-	-	-	
-	-	-	SZ15	S115	S215	-	-	-	
-	-	-	SZ16	-	-	-	-	-	
-	-	-	SZ17	S117	S217	-	-	-	
-	-	-	SZ18	S118	S218	-	-	-	
-	-	-	SZ19	S119	S219	-	-	-	
-	-	-	SZ20	-	-	-	-	-	

 Tablo 8. Karşılaştırmalı Kapasite Tablosu

Tablo 9. Karşılaştırmalı Kapasite Tablosu

Kesme gerilmesinin maksimum sınırı aştığı yapı elemanları								
Ankastre mesnetli eşdeğer deprem Ankastre mesnetli zaman tanım Taban izolatörlü z		ıtörlü zaman	örlü zaman tanım alanı					
yükü y	öntemi ile çö	özümde	alanı yöntemi ile çözümde			yönt	temi ile çözü	mde
Kat 1	Kat 2	Kat 3	Kat 1	Kat 2	Kat 3	Kat 1	Kat 2	Kat 3
-	-	-	SZ03	S103	S203	-	-	-
-	-	-	-	S104	-	-	-	-
-	-	-	-	S106	S206	-	-	-
-	-	-	SZ07	S107	S207	-	-	-
-	-	-	-	S108	S208	-	-	-
-	-	-	SZ09	-	-	-	-	-
-	-	-	SZ10	-	S210	-	-	-
-	-	-	SZ11	-	S211	-	-	-
-	-	-	SZ12	-	-	-	-	-
-	-	-	-	S113	S213	-	-	-
-	-	-	SZ14	S114	S214	-	-	-
-	-	-	-	S115	S215	-	-	-
-	-	-	-	S117	-	-	-	-
-	-	-	SZ18	S118	S218	-	-	-
-	-	-	-	S119	-	-	-	_

KAYNAKLAR

- [1] Celep, Z. ve Kumbasar. N. (2004), "<u>Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı</u> <u>Yapı Tasarımı</u>", Beta Dağıtım, İstanbul.
- [2] Polat, H. İ. (2007), "Perde-Çerçeve ve Çerçevelerden Oluşan Yapıların Taban İzolatörleri Kullanılarak Analizi ve Değerlendirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] Web 1, (2017), http://www.artyapiproje.com/tabanizolasyonu, 14.05.2017.
- [4] Soyluk, A., (2010), "Sismik Taban İzolatörü Kullanımının Mimari Tasarıma Etkisi", Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- [5] Web 2, (2017), http://www.artyapiproje.com/tabanizolasyonu, 25.06.2017.
- [6] Pekgökgöz, R. (2005), "Deprem Yükleri Altındaki Yapı Davranışının Yarı-Aktif Akışkanlı Sönümleyiciler ve Sismik Taban Yalıtım Sistemleri Kullanılarak Bulanık Mantık Yöntemi ile Kontrolü", Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [7] Aydın, H. ve Ercan, E., "Yapısal Kontrol Sistemleri", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Haber Bülteni, İzmir, 118, 28-32, 2004.
- [8] Web 3, (2017), http://www.ulusyapi.com/Urun.aspx?Sub=23, 23.02.2017.
- [9] Web 4, (2017), http://santiyedefteri.com/index.php/2015/07/16/deprem-izalatoru-nedir, 17.03.2017.
- [10] Komodromos, P., (2000), "Seismic Isolation For Earthquake- Resistant Structures", Witpress, Boston, 10-30, 62-85, 98-109.
- [11] Robinson, W. H., (2000), "Seismic Isolation of Civil Buildings in New Zealand", Progress In Structural Engineering And Materials, 2: 328-324.
- [12] DBYYHY Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, (2007), "Bayındırlık ve İskân Bakanlığı", Ankara.
- [13] Özmen, G., Orakdöğen E., Darılmaz K. (2005), "Örneklerle ETABS", Birsen Dağıtım, İstanbul.

GEOFOAM BLOK YOL DOLGUSUNUN KISA VADE PERFORMANSININ ALETSEL GÖZLEMLER IŞIĞINDA DEĞERLENDİRİLMESİ

SHORT TERM PERFORMANCE EVALUATION OF GEOFOAM BLOCK EMBANKMENT USING FIELD INSTRUMENTATIONS

A.Tolga ÖZER*¹ Emre AKINAY²

ABSTRACT

Expanded polystyrene (EPS) blocks (geofoam blocks), which have high strength/density ratios, are used to construct highway embankments on soft soil sites where consolidation settlement is a concern. In addition, geofoam technology is also preferred to construct embankments over buried utility corridors to prevent possible structural damages when embankments constructed using conventional compacted earth fills. The first geofoam block roadway embankment application of Turkey is constructed for diverting a portion of the traffic on Harem direction of Uzuncavir exit of the Istanbul Motorway to Acibadem district. Instead of compacted earth fill, geofoam blocks were preferred to prevent transferring significant additional stresses by conventional compacted earth fill to 2.2 m diameter water mains which are located approximately 3.8 - 5.6 meters below the base of the embankment. Vertical deformations were recorded over time by using a total of four magnet plate extansiometers which were installed within the geofoam embankment, one magnet plate extansiometer was installed at the foundation and a datum extansiometer was installed below the foundation. The total deformation of geofoam block roadway embankment under the dead loads were %0.5 of the total height of the embankment that was less than %1 strain which was elastic limit strain used in the design. Relocation of the water mains were prevented and construction was completed without any loss of water services by selecting geofoam blocks in the construction of roadway embankment.

Key words: Geofoam block, Field instrumentation, Magnet plate extansiometer, Field monitoring.

ÖZET

Yüksek mukavemet/yoğunluk oranlarına sahip genleştirilmiş polistiren (EPS) bloklar (geofoam bloklar) toplam oturma potansiyeli yüksek zeminler üzerine inşa edilecek olan otoyol dolgularının imalatında kullanılmaktadırlar. Ayrıca, gömülü alt yapı tesisleri üzerine inşa edilecek olan yol ve otoyol dolgularının geleneksel sıkıştırılmış toprak dolgudan imal edilmesinden dolayı oluşabilecek yapısal hasarları önlemek adına geofoam teknolojisi tercih edilmektedir. Ülkemizde geofoam bloklar ilk defa İstanbul Çevre Yolu'nun Uzunçayır çıkışının Harem yönü trafiğinin bir kısmının Acıbadem Mahallesine yönlendirilmesi projesi kapsamında yol dolgusu olarak kullanılmışlardır. Bu projede, dolgunun inşa edileceği bölgenin yaklaşık 3.8 – 5.6 m altından geçen ve 2.2 m çapında olan ana isale hatlarına

^{*1} Doç.Dr., Okan Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, tolga.ozer@okan.edu.tr

² İnşaat Mühendisliği Uygulamaları Sorumlusu, Austrotherm Türkiye, emre.akinay@austrotherm.com.tr

geleneksel sıkıştırılmış toprak dolgu nedeni ile aktarılacak ilave gerilmeleri önlemek adına yol dolgusu inşaatında geofoam bloklar tercih edilmiştir. Dolgunun performansının değerlendirmesi amacıyla toplam dört adet plaka ekstansiyometre (oturma plakası) dolgu içerisine, bir adet dolgu tabanına ve bir adet referans ekstansiyometre de dolgu temel tabanına yerleştirilmiş ve düşey deformasyonlar zamana bağlı olarak ölçülmüştür. Geofoam bloklardan oluşan yol dolgusunun ölü yükler altında inşaat sonrası deformasyonu toplam geofoam dolgu yüksekliğinin %0.5'i kadar olup, tasarımda kullanılan blokların elastik birim boy kısalması sınırı olan %1 den küçüktür. Geofoam blokların yol dolgusunda tercih edilmeleri sayesinde isale hatlarının deplasman maliyeti önlenmiş ve inşaat sırasında hatlarda bir servis kaybı olmadan imalat tamamlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Geofoam blok, Arazi enstrümantasyonu, Plaka ekstansiyometre, Aletsel gözlem.

1. GİRİŞ

Genlestirilmis polistiren blok (geofoam blok) 11.2 kg/m³ (EPS12) ila 45.7 kg/m³ (EPS46) arasında değişen yoğunluklarda üretilen (ASTM D6817, 2015), geoteknik mühendisliği uvgulamalarında kullanılan hafif ve kapalı gözenekli bir malzemedir (ASTM D4254, 2016). Hafif malzemeler arasında geofoam bloklar yüksek mukavemet/yoğunluk oranına sahip mühendisliğinde olmalarından dolavı geoteknik cesitli uvgulama alanlarında kullanılmaktadırlar. Bu uygulama alanlarından en yaygın olanı oturma potansiyeli yüksek killi zeminler üzerine inşa edilen otoyol dolgularının inşasıdır. Bu tür zeminler üzerine geleneksel sıkıştırılmış toprak dolgu kullanılarak inşa edilecek otoyol dolgularının imalatından önce yerel zemin koşullarının uygun bir zemin iyileştirme tekniği ile iyileştirilerek toplam-farklı oturmalara ve stabiliteye karşı önlemler alınmalıdır.

Alternatif olarak, zeminde herhangi bir iyileştirilmeye gerek duyulmadan, stabilite ve toplam oturma problemine sebebiyet vermeden geleneksel sıkıştırılmış toprak dolgunun yaklaşık %1 ağırlığına sahip geofoam bloklar yol dolgusu imalatında kullanılırlar (Özer, 2011; Özer ve diğ., 2012). Toplam konsolidasyon oturmasını önlemek amacıyla ilk defa 1972 yılında Norveç Karayolları İdaresi tarafından kullanılan geofoam teknolojisi (Aabøe, 2011), günümüzde dünyanın çeşitli ülkelerinde otoyol ve köprü yaklaşım dolgularının inşasında toplam ve farklı oturmaları önlemek amacıyla kullanılan, olgunlaşmış bir teknolojidir (Thompsett ve diğ., 1995; Beinbrech ve Hillmann, 1997; Perrier, 1997; Bartlett ve diğ., 2000; Damtew vd., 2011; Duškov ve Nijhuis, 2011; Herle, 2011; Kubota, 2011; Papacharalampous ve Sotiropoulos, 2011; Spasojević ve diğ., 2011; Youwai ve diğ., 2011).

Zayıf zemin güzergâhlarına inşa edilecek olan otoyol dolgularının yanı sıra, gömülü altyapılar üzerine inşa edilecek olan otoyol dolguları da özel çözümler gerektirmektedirler. Geleneksel toprak dolgudan mevcut sığ gömülü altyapı tesislerine aktarılacak ilave gerilmeler yapısal hasarlara neden olabilmektedir. Bu tür altyapı tesislerini dolgu inşasından önce deplase etmek projelere hem ilave maliyet getirmekte hem de projenin tamamlanma süresini önemli ölçüde geciktirmektedir. Bunun yerine hem deplasman maliyetlerini önlemek hem de gömülü altyapılara gelebilecek yapısal zararlar ve sonucunda oluşacak servis kaybının önüne geçmek için bu tür altyapılar üzerine inşa edilecek dolgularda geofoam bloklar tercih edilirler (Bartlett ve diğ., 2000; Farnsworth ve diğ., 2008).

Dünyanın pek çok ülkesinde geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılan geofoam teknolojisi ülkemizde henüz yaygın bir kullanım alanına sahip değildir. Bununla birlikte, son yıllarda malzemenin geleneksel yöntemlere göre avantajları konusunda farkındalık artmış ve ilk geofoam uygulaması 2012 yılında hayata geçmiştir (Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2015; Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2016). Bu ilk projede geofoam bloklar mevcut bir otopark yapısı üzerinde betonarme taşıyıcı sisteme ilave yükler getirmeden düz/yeşil çatı ve araç ring yolu dolgusu olarak tasarlanmış ve hizmete açıldığı günden günümüze servis yükleri altında tasarım kriterine uygun hizmet vermektedir (Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2016). Geleneksel toprak dolgu yerine kullanılan geofoam bloklar sayesinde mevcut otopark yapısının taşıyıcı sisteminde herhangi bir yapısal iyileştirme maliyetine gerek duyulmadan düz/yeşil çatı ve araç ring yolu dolgusu tamamlanmıştır (Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2015; Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2016). 2012 yılında yapılan bu uygulamadan sonra, ülkemizde geofoam uygulamalarına yönelik ilgi artmış ve günümüze kadarki süreçte pek çok bina içi hafif dolgu uygulamaları statik ve mimari ofisler tarafından hayata geçirilmiştir.

Ülkemizdeki ilk geofoam yol dolgusu ise İstanbul Çevre Yolu'nun Uzunçayır çıkışının Harem yönünden gelen trafiğin bir kısmının Acıbadem Mahallesine yönlendirilmesi amacıyla (Şekil 1) inşa edilerek Nisan 2017'de trafiğe açılmıştır (Özer ve diğ., 2017). Bu proje kapsamında geofoam bloklar, yol dolgusu temel seviyesinin yaklaşık 3.8 – 5.6 m altından geçen iki adet 2.2 m çapında ana isale su hattına toprak dolgu inşası nedeni ile ilave gerilmeler uygulamamak adına kullanılmıştır (Şekil 2).

Proje trafiğe açılmadan önce, geofoam yol dolgusunun inşaat adımlarının detayları önceki vaka analizi çalışmasında ele alınmıştır (Özer ve diğ., 2017). Geofoam blokların geleneksel sıkıştırılmış toprak dolgu yerine yol dolgusunda tercih edilmeleri sayesinde isale hatlarının deplasman maliyeti önlenmiş ve inşaat sırasında hatlarda bir servis kaybı olmadan imalat tamamlanmıştır (Özer ve diğ., 2017).



Şekil 1. Geofoam Blok Yol Dolgusu Yer Bulduru Haritası



Şekil 2. Geofoam Blok Yol Dolgusu ve İsale Hatlarının Temsili Görünümü

Ülkemizde inşa edilen bu ilk geofoam yol dolgusunun projede ele alınan tasarım kriterlerine göre performansının değerlendirilmesi amacıyla inşaat sırasında bir enstrümantasyon programı uygulanmıştır. Bu amaçla dolgu içerisine dört adet ve dolgu temeline bir adet olmak üzere toplam beş adet manyetik ekstansiyometre (oturma plakası) ve bir adet temel tabanından 50 cm aşağıya referans ekstansiyometre yerleştirilmiştir. Düşey deformasyonlar hem inşaat sırasında hem de yolun trafiğe açılmasını takip eden kısa dönemde ölçülmüştür. Bu çalışmada aletsel gözlemler ışığında elde edilen geofoam yol dolgusunu kısa vade performansı incelenmiş, uzun vade performansı için ise bir projeksiyon sunulmuştur.

2. TASARIM DETAYLARI VE PROJEDE KULLANILAN GEOFOAM BLOKLARIN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

1972'deki ilk geofoam otoyol uygulamasını takiben tasarım şartnameleri de yayınlanmaya başlanmıştır. İlk olarak Norveç Yol Araştırma Laboratuvarı tarafından konulan şartnameyi (NRRL, 1992) Amerika Birleşik Devletleri Ulusal Otoyol Araştırma Birliği (NCHRP) şartnamesi izlemiş (Stark ve diğ., 2004a; 2004b) ve Avrupa EPS üreticileri Birliği tarafından da şartname ortaya konmuştur (EUMEPS, 2014).

Bu proje kapsamında NCHRP tasarım şartnamesine göre projelendirme yapılmıştır. Buna göre tasarım aşamasında geofoam blokların dış (oturma, taşıma gücü, şev stabilitesi, dış sismik stabilite, hidrostatik ötelenme ve kaldırma gücü analizleri) ve iç (blok yerleşimi ve blok ara yüzey mukavemetleri, hidrostatik kayma, iç sismik stabilite) stabilite analizleri ortaya konmuştur. Bu analizler neticesinde ölü ve hareketli yükler altında sistemde kullanılacak olan geofoam blok yoğunluğu 22 kg/m³ (EPS22) olarak tasarlanmış ve sahada uygulanan bir kesit Şekil 3'de verilmiştir (Özer ve diğ., 2017). Saha imalatları ve blokların sahaya nakilleri aşamalarında hem sahadan hem de üretim tesisinden alınan 50 mm x 50 mm boyutlarındaki altı farklı numune üzerinde ASTM D1621'e göre yapılan basınç deneyleri neticesinde (ASTM D1621, 2010) elde edilen gerilme – şekil değiştirme eğrileri Şekil 4'de verilmiştir. Şekil 4'te ayrıca deney sonuçları ile ASTM D6817'nin EPS22 için istediği asgari mekanik özellikler de karşılaştırılmıştır (Özer ve diğ., 2017).



Şekil 3. Geofoam Blok Yol Dolgusu Enkesiti (Özer ve diğ., 2017)



Şekil 4. EPS22'nin Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrileri (Özer ve diğ., 2017)

3.PROJE İMALAT AŞAMALARI

Projeye ait imalat aşamalarına ve blok yerleşimlerine ilişkin detaylar önceki çalışmada ele alınmıştır (Özer ve diğ., 2017). Dolayısı ile, bu çalışmada aletsel gözlemlerin yorumlanması için imalat sırasında takip edilen adımlar özet olarak Şekil 5'de sunulmuştur. Geofoam blok otoyol dolgusu sırası ile temel tesviye kumunun serilip sıkıştırılması (Şekil 5a), akabinde blok yerleşim planlarına göre geofoam blokların yerleştirilmesi (Şekil 5a-5c), son sıra geofoam bloklar üzerine betonarme yük yayma platformunun inşası (Şekil 5c), yol alt temel/temel malzemesinin iki kademe şeklinde serilerek sıkıştırılması (Şekil 5d-5f), üzerine sıcak kaplamanın imalatı (Şekil 5g-5h) ve son olarak yol korkuluklarının montajı aşamalarından sonra trafiğe açılmıştır.



Şekil 5. Geofoam Blok Yol Dolgusunun İmalat Aşamaları (a) Temel Tesviye Kum Tabakası Serilerek Blok Yerleşimine Başlanması (b-c) Blok Yerleşim Planına Göre İmalatın Tamamlanması (ç) Betonarme Yük Yayma Platformunun İnşası (d-f) Yol Alt Temel/Temel Malzemesinin İki Kademede Serilerek Sıkıştırılması (g-h) Alt Temel Üzerine Sıcak Kaplamanın İmalatı

4.OTURMA PLAKALARININ MONTAJI VE KISA VADE PERFORMANS DETAYLARI

Geofoam blok yol dolgusunun hem inşaat sonrası yakın vade performansını hem de yolun ekonomik ömrü boyunca uzun vade performansını değerlendirmek adına mıknatıslı oturma plakaları kullanılmıştır. Bu tipteki oturma plakaları I-15 otoyolunun yeniden inşası projesinde başarı ile kullanılmışlardır (Bartlett ve diğ., 2000; Farnsworth ve diğ., 2008).

Dolgunun inşaat sırası ve sonrasındaki deformasyonlarını ölçmek ve saha performansını tasarım kriteri ile kıyaslamak adına dolgu içerisine toplam dört adet ve dolgu temeline ise bir adet manyetik ekstansiyometre (oturma plakası) yerleştirilmiştir. Ayrıca, bir adet referans ekstansiyometre (datum) temel tabanından 50 cm derinliğe yerleştirilmiştir (Şekil 6a). Bu sayede geofoam blok dolgu sisteminin her bir katmanında, betonarme yük yayma platformu ile geofoam blok ara yüzeyinde, temel tesviye kumu ve ilk sıra geofoam blok ara yüzeyinde ve temelde meydana gelen deformasyonlar belirlenmiştir.

Manyetik ekstansiyometreler 305 mm (en) x 305 mm (boy) x 12.5 mm (kalınlık) boyutlarında PVC'den imal edilmiş bir plakadan ve bu plakaya monte edilmiş 33.5 mm iç çapında ve 60 mm dış çapında manyetik bir yakadan oluşmaktadır (Şekil 6c, 6ç). Bu plakalar dolgunun temel seviyesinden başlayıp (Plaka #1, Şekil 6a, 6c), temel tesviye tabakası içerisine (Plaka #2, Şekil 6a, 6ç), birinci ve ikinci sıra geofoam blok ara yüzüne (Plaka #3, Şekil 7), ikinci ve üçüncü sıra geofoam blok ara yüzüne (Plaka #4, Şekil 7) ve geofoam blok ile betonarme yük yayma platformu ara yüzüne (Plaka #5, Şekil 8) yerleştirilmiştir. Ayrıca, temel seviyesinden

yaklaşık 1 m kazı yapılarak temel seviyesinden 50 cm aşağıda olacak şekilde PVC boru üzerine referans (datum) mıknatısı yerleştirilmiştir (Şekil 6a, 6b). Bu referans mıknatısı plakların üzerine monte edilmiş manyetik yakanın aynısıdır ve PVC borunun olası hareketlerini kayıt altına almak amacıyla yerleştirilmiştir.

Oturma plakaları manyetik yakaların olduğu boşluktan (Şekil 6ç) serbestçe PVC boruya geçirilerek dolgu içerisindeki yerlerine yerleştirilmişlerdir (Şekil 6, 7, 8). PVC borunun geofoam bloklar içerisinden geçmesi için sahada sıcak tel aparatı ile blokların uygun yerleri kesilerek düşey boşluk yaratılmış ve buradan PVC borular (manşonlar vasıtasıyla ek yapılarak) dolgu yüksekliği boyunca monte edilmiştir. Geofoam blok ara yüzlerine gelecek oturma plakaları üzerindeki geofoam blok ile tam temas sağlayacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 7, 8). Oturma plakasının yerleştirileceği geofoam blok yüzeylerinde 310 mm x 310 mm x 12.5 mm boyutlarında boşluklar kesilerek plakaların bu boşluklara oturması sağlanmıştır (Şekil 7).

Son sıra geofoam bloklar ile betonarme yük yayma platformu arasına yerleştirilen oturma plakası üzerine plakanın beton ile aderansını önlemek için üzerine naylon kaplama yapılmıştır (Şekil 8). Böylelikle geofoam blok deformasyonu ile birlikte plakada hareket edebilmiştir. Ayrıca, son sıraya yerleştirilen oturma plakası üzerine PVC borunun da beton ile temasını önlemek amacıyla bir HDPE muhafaza borusu yerleştirilmiş (Şekil 8) ve betonarme platform imal edilip prizini aldıktan sonra muhafazanın betonarme platform üzerinde kalan kısmı kesilmiştir. Muhafaza borusunun beton yerleştirme işlemleri sırasında yer değiştirmemesi için çelik profillerden bir ayak yapılmıştır (Şekil 8).



 Şekil 6. Oturma Plakaları Yerleşimi (a) Geofoam Blok Otoyol Dolgusu Oturma Plakası Yerleşim Planı (b) Temel Seviyesinden 50 cm Aşağıda Yerleştirilen Referans (Datum) Mıknatısı (c) Temel Tesviyesi Tamamlanıp Sıkıştırılma İşlemi Sonrasında Yerleştirilen Plaka#1 (ç) Temel Tesviye Kumu İçersine Yerleştirilen Plaka #2



Şekil 7. Oturma Plakaları Konumları (a) 1. Sıra Geofoam Bloklar Üzerine YerleştirilenPlaka #3'ün Konumu ve İnşaat Sırasında Okumaların Alınması (b) 2. Sıra Geofoam Bloklar Üzerine Yerleştirilen Plaka #4'ün Konumu



Şekil 8. Son Sıra Geofoam Bloklar Üzerine Yerleştirilen Plaka #5'in Konumu

Betonarme yük yayma platformunun üst kotundan başlayıp sıcak kaplamanın yüzeyine kadar hem borunun stabilize alt temel/temel malzemesi ve sıcak kaplama ile temasını önlemek ve hem de PVC boruyu taşıt lastik yüklerine karşı korumak adına dökme demirden bir rögar ve kapağı monte edilmiştir (Şekil 9). İlk referans mıknatısın yerleştirilmesi ile başlayan (Şekil 6) ve sıcak kaplamanın tamamlanması ile son bulan süreçte (Şekil 9) plakaların yol kırmızı hattına dik yerleştirilmesi için azami dikkat ve özen gösterilmiştir (Şekil 9).



Şekil 9. Dökme Demirden Rögarın Yerleştirilerek Aletsel Gözlem İstasyonunun Tamamlanması

Dolgu içerisindeki oturma plakalarının yerlerinin belirlenmesi için ucunda mıknatısa duyarlı bir iletken bulunan, üzeri metrik olarak derecelendirilmiş kabloya bağlı okuma probu kullanılmaktadır (Şekil 6ç, Şekil 7). Okuma probu ve kablosu arazide taşıma ve okuma kolaylığı sağlaması açısından makaraya sarılmıştır (Şekil 6ç). Manyetik oturma plakalarının yerleri okuma probu ile belirlenerek (Şekil 6ç, Şekil 7) bir önceki okumalara göre rölatif deformasyonlar ölçülebilmektedir. Okuma probu sayesinde her bir manyetik oturma plakasının yeri 3 mm hassasiyetinde belirlenebilmektedir.

İnşaat sırasında ve yolun trafiğe açıldığı 14 Nisan 2017 tarihinden itibaren alınan deformasyon ölçümleri Şekil 10'da verilmiştir. Şekil 10'daki 0 gün okuması ilk geofoam bloğun yerleştirildiği tarih olan 9 Mart 2017'de alınmıştır. 9 Mart 2017 tarihi ile 7 Nisan 2017 tarihi arasında geçen sürede geofoam blok imalatları tamamlanmıştır. 7 Nisan 2017 tarihinde betonarme yük yayma platformunun imalatı tamamlanmış (Şekil 11, 29. gün) ve imalatın tamamlanmasını takip eden 4. günde (11 Nisan 2017) platformun ölü yükleri altındaki deformasyon ölçümleri alınmıştır. İlk geofoam blok yerleşimini takip eden 35. günde (13 Nisan 2017) yol alt temel/temel katmanları ile sıcak kaplama imalatı tamamlanmış ve otoyol dolgusunun tüm bu ölü yükler altındaki deformasyon ölçümleri alınmaştır. Yolun trafiğe açılmasından sonra servis yükleri altındaki deformasyon ölçümleri alınmaya devam edilmiştir. 6 Ekim 2017 tarihine kadar (imalat başlangıcından itibaren 212. gün) alınan deformasyon ölçümleri Şekil 10'da sunulmuştur.

Referans mıknatısı ve Plaka#1'de herhangi bir hareket gözlemlenmediğinden dolayı Şekil 10'da sadece Plaka#2 ila Plaka#5'de gözlemlenen deformasyonlar verilmiştir. Plaka #2 geofoam blok yol dolgusunun altında yer alan temel tesviye kumu içersinde yer almaktadır. Geofoam blok yol dolgusuna etki eden ölü yükler (betonarme yük yayma platformu, yol alt temel/temel ve sıcak kaplama) altında Plaka #2'de 3 – 4 mm deformasyon okuması ölçülmüştür. Bu ölçümler okuma probunun cihaz hata sınırı olan 3 mm civarında olmakla birlikte sistemin ölü yükleri altındaki kum tesviye tabakasının ani oturması olarak yorumlanmıştır. Betonarme yük yayma platformu imalatına kadar Plaka #2, #3 ve #4'de geofoam blokların hafif olmalarından dolayı kayda değer bir deformasyon okuması alınmamıştır (Şekil 10).



Şekil 10. Kümülatif Deformasyon Okumaları

Geofoam bloklar üzerine betonarme yük yayma platformu inşası sonrasında toplam deformasyon 6 mm ve alt temel/temel ve sıcak kaplama inşası sonrasında ise 16 mm olarak ölçülmüştür (Şekil 10, Plaka #5). Ölü yükler altında inşaatın tamamlanması sonrası meydana gelen bu deformasyon toplam geofoam dolgu yüksekliğinin %0.5'i kadardır ki bu değer inşaat sonrası izin verilen limit elastik deformasyon limitinin (%1) altındadır (Şekil 11).

Yolun servise açılmasından itibaren uzun vade performans gözlemi programı kapsamında deformasyon okumalar alınmış ve 212. günde (6 Ekim 2017) alınan deformasyon değerinin 22 mm mertebelerinde olduğu görülmüştür (Şekil 10). Bir başka deyişle, inşaat sonrasından günümüze kadar geçen süre zarfında yaklaşık %0.2 akma deformasyonu (creep) meydana gelmiştir. Bu kısa süre zarfında toplanan verilerden yolun servis ömrü boyunca oluşacak toplam deformasyonlar için bir tahminde bulunulmuş ve Şekil 11'de verilmiştir. Uzun vadede performans tahmini için oluşturulan projeksiyon hattı yolun trafiğe açılmasını takip eden süreçte altı farklı zamanda alınan oturma değerlerinin eğiliminden yola çıkarak oluşturulmuştur (Şekil 11). İnşaat sonrasında alınan akma deformasyon ölçümlerinin eğiliminin aynı şekilde devam etmesi durumunda dolgunun ekonomik ömrü boyunca tahmin edilen akma deformasyonu yaklaşık %0.8 mertebelerinde kalacaktır (Şekil 11). Dolayısı ile yapının ekonomik ömrü boyunca servis yükleri altında tahmin edilen toplam deformasyon değerinin (inşaat sonrası deformasyon + uzun vade akma deformasyonu) izin verilen deformasyon değeri olan %2'nin altında olması beklenmektedir (Şekil 11).



Şekil 11. Kümülatif Birim Deformasyon ve Uzun Vade Projeksiyon Hattı

5.SONUÇLAR

Ülkemizde inşa edilen ilk geofoam blok yol dolgusunun inşaat süresi ve trafiğe açıldıktan sonraki geçen süre zarfında aletsel gözlemler ışığında kısa vade performansı ele alınmıştır. Kısa vade performans verileri servis yükleri altında geofoam blokların izin verilebilir elastik limit deformasyonunun altında kaldığını göstermiştir. Bu kısa vade performans verilerinin ışığı altında uzun vadede beklenen deformasyonların mertebesi tahmin edilmeye çalışılmıştır. Her ne kadar şimdiye kadar kısıtlı süre zarfında alınan okumaların ışığında uzun vade için tahmin edilen toplam oturmalar izin verilebilir toplam değerin altında gözükse de aletsel gözlem programının devam ettirilerek kayıt altına alınması gerekmektedir. Bu veriler ülkemizde inşa edilecek olan geofoam yol, otoyol ve köprü yaklaşım dolgularının inşasında malzeme saha performansının tasarıma yansıtılmasına ışık tutacaktır.

TEŞEKKÜR

Ülkemizdeki bu ilk geofoam yol dolgusu projesinin tamamlanmasında birçok kurum ve kuruluşun katkısı söz konusudur. Yazarlar projenin hayata geçirilmesindeki değerli katkılarından dolayı HDS Mühendislik, Movea-Geosentetiklerle Mühendislik, Akiş GYO A.Ş, Sinpaş Yapı End. Tic. A.Ş., Aderanza Grup Yapı ve Austrotherm Türkiye'ye teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- [1] ASTM Standard D6817. (2015), "Standard specification for rigid cellular polystyrene geofoam", American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.
- [2] ASTM Standard D4254. (2016), "Standard Terminology for Geosynthetics", American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA
- [3] Özer, A. T., Kiziroğlu, S., Akyol, Y., ve Ateş, E. (2012), "Yumuşak killi zeminler üzerine inşa edilecek köprü yaklaşım dolguları için zemin iyileştirme metotlarının ekonomik analizi", Beşinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, G5 2012, Mayıs 24-25, 2012, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 165-176.
- [4] Özer, A. T. (2011), "Yol inşaatlarında EPS blok kullanımı", EPS Haber, EPSDER Yayın Organı, Yıl: 1, Sayı: 2, 12-13.
- [5] Aabøe, R. (2011), "40 years of experience with the use of EPS geofoam blocks in road construction", Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, June 6-8, 2011, Lillestrøm, Norway.
- [6] Thompsett, D. J., Walker, A., Radley, R. J., and Grieveson, B. M. (1995). "Design and construction of expanded polystyrene embankments. Practical design and methods as used in the United Kingdom", Construction and Building Materials, Vol. 9, (6), 403-411.
- [7] Beinbrech, G., and Hillmann, R. (1997), "EPS in road construction—Current situation in Germany", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15 (1–3), 39–57.
- [8] Perrier, H. (1997), "Ultra light cellular structure-French approach", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15 (1-3): 59–76.
- [9] Bartlett, S., Negussey, D., Kimble, M., and Sheeley, M. (2000) "Use of geofoam as superlightweight fill for I-15 reconstruction", Transportation Research Record 1736, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [10] Damtew, T., Vaslestad, J., and Refsdal, G. (2011), "Case histories with EPS geofoam embankments from eastern Norway" Proceedings of the 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, Lillestrøm, Norway.
- [11] Duškov, M., and Nijhuis, E. (2011), "Lightweight road embankments for the crossover og the N207 over the railway Alphen A/D Rijn-Gouda", Proceedings of the 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, Lillestrøm, Norway.

- [12] Herle, V. (2011), "Design and monitoring of EPS embankment on D1 near Ivanovice in the Czech Republic", Proceedings of the 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, June 6-8, 2011, Lillestrøm, Norway.
- [13] Kubota, T. (2011), "Case history of EDO-EPS method in Japan", Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, June 6-8, 2011, Lillestrøm, Norway.
- [14] Papacharalampous, G., and Sotiropoulos, E. (2011), "First time application of expanded polystyrene in highway projects in Greece", Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, June 6-8, 2011, Lillestrøm, Norway.
- [15] Spasojević, S., Mitrović, P., Vujanić, V., Jotić, M., and Berisavljević, Z. (2011), "The application of EPS in geotechnical practice: a case study from Serbia", Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, June 6-8, 2011, Lillestrøm, Norway.
- [16] Youwai, S., Kongkitkul, W., Sripobink, T., and Meesamuth, N. (2011), "Application of EPS for remedial work of bridge bearing unit on Bangkok Soft Clay: A case study", Proceedings of the 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, June 6-8, 2011, Lillestrøm, Norway.
- [17] Farnsworth, C. B., Bartlett, S. F., Negussey, D., and Stuedlein, A. W. (2008), "Rapid construction and settlement behavior of embankment systems on soft foundation soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.134 (3), 289-301.
- [18] Aliyazıcıoğlu, H., ve Özer, A. T. (2015), "Ülkemizdeki ilk geofoam uygulaması: Medipol Mega Hastaneler kompleksi otopark yapısı üzeri hafif dolgu sistemi", EPS Haber, EPSDER Yayın Organı, Yıl 5, Sayı 19, 34-36.
- [19] Aliyazıcıoğlu, H., ve Özer, A. T. (2016), "The use of EPS-block geofoam as a lightweight fill in flat roof applications: A case study", 6th European Geosynthetics Congress, Ljubljana, Slovenia, September 25-28, 2016, 743-750.
- [20] Özer, A. T., Danyıldız, E., Akınay, E., Laçin, L., Alioğlu, Ö. K., İnallı, D., Vanlı, S., Dönmez, Ç., Özaydın, İ. K., Çelik, A., İreç, U., Tuğral, M. A., Marangoz, D. ve Marangoz, K. (2017), "Geofoam blokların gömülü boru hatları üzerine inşa edilecek yol dolgularının inşasında kullanılması: Bir vaka analizi", Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, G7 2017, Mayıs 11-12, 2017, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 137-152.
- [21] Norwegian Road Research Laboratory (NRRL). (1992), "Use of expanded polystyrene in road embankments-Design, construction and quality assurance", Public Roads Administration, Oslo, Norway.
- [22] Stark, T.D., Arellano, D., Horvath, J.S. & Leshchinsky, D. (2004a), "Geofoam applications in the design and construction of highway embankments", NCHRP Web Document 65 (Project 24- 11), Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [23] Stark, T.D., Arellano, D., Horvath, J.S. & Leshchinsky, D. (2004b), "Guideline and recommended standard for geofoam applications in highway embankments", NCHRP Report 529, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [24] European Manufacturers of Expanded Polystyrene (EUMEPS) (2014), "EPS white book, EUMEPS background information on standardisation of EPS", Version: 15/10/2014.
- [25] ASTM Standard D1621. (2010), "Standard Test Method for Compressive Properties Of Rigid Cellular Plastics", American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

ULAŞTIRMA VE ÇEVRE GEOTEKNİĞİ

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

YÜKSEK HIZLI DEMİRYOLLARINDA KULLANILAN FARKLI YAKLAŞIM DOLGU TİPİ PERFORMANSLARININ SAYISAL ANALİZ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF DIFFERENT APPROACH BACKFILL TYPE PERFORMANCES USED IN HIGH SPEED RAILWAYS BY NUMERICAL ANALYSIS

Utkan MUTMAN*¹, Kenan OĞUL², Evren POŞLUK³

ABSTRACT

In the construction of high-speed railways, to provide a safe and comfortable transportation, it is necessary to form the trackbed properly so that they do not lead to settlements and undulations. Particularly, different settlements can form on the earthwork/structure transition zones. These settlements are felt at high speeds and cause problems in terms of comfort and navigation. In this study, the behavior of the most used German and French models was investigated by numerical method, based on the transitions between structures and earthworks according to their rock, sand or clay grounds. Accordingly, the approach has been analyzed with the Plaxis 2D computer program using the finite element method (FEM) by creating backfill models. The analysis based on 9-meter backfill loads showed that the grounds below the approach backfill were of great importance, the approach backfill model performed somewhat better in high plasticity environments.

Keywords: Approach backfill type, high-speed rail, finite element method, Plaxis

ÖZET

Yüksek hızlı demiryollarının yapımında; emniyetli ve konforlu bir ulaşımın sağlanması için hat yatağının oturma ve ondülasyonlara yol açmayacak şekilde oluşturulması gerekmektedir. Özellikle sanat yapıları ile zemin geçişlerde farklı oturmalar oluşabilmektedir. Bu oturmalar ise yüksek hızlarda hissedilmekte, konfor ve seyrüsefer açısından sorunlar oluşturmaktadır. Bu çalışma ile, sanat yapıları ve zemin çalışmaları arasındaki geçişler temel alınarak uygulamada en çok kullanılan Alman ve Fransız modellerinin altındaki kaya, kum ve kil zeminlere göre davranışları sayısal yöntemle incelenmiştir. Bu amaçla, yaklaşım dolgu modelleri oluşturularak sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanan Plaxis 2D bilgisayar programı ile analiz edilmiştir. 9 metrelik dolgu yükü baz alınarak yapılan analizler sonucunda, yaklaşım dolgularının altındaki zeminlerin çok büyük önem taşıdığı, rijit ortamlarda yaklaşım dolgu tipinin çok önemli olmadığı buna karşın plastisitesi yüksek ortamlarda ise Alman yaklaşım dolgu modelinin bir miktar daha iyi performans gösterdiği sonucuna varılmıştır.

Keywords: Yaklaşım dolgusu, yüksek hızlı tren, sonlu eleman yöntemi, Plaxis

^{*&}lt;sup>1</sup> Doç. Dr., Kocaeli Üniversitesi, utkan.mutman@kocaeli.edu.tr

² Türkiye Cumhuriyeti Devlet Demiryolları, kenanogul@tcdd.gov.tr

³ Türkiye Cumhuriyeti Devlet Demiryolları, evrenposluk@tcdd.gov.tr

1. GİRİŞ

Demiryolları hat yataklarında en çok karşılaşılan sorun rayların köprü gibi sanat yapıları yaklaşımlarında oturmasıdır (Paixão vd.2014). Bu durum altyapı yönetimi, bakım onarım maliyetleri, tren operasyonlarındaki gecikmeler vb. gibi nedenlerle maliyet artışlarına neden olmaktadır (ERRI, 1999). Modern demiryollarında oturmaları en aza indirmek için bağlayıcılı ve bağlayıcı olmayan geomekanik malzemeler kullanılmaktadır (Paixão vd., 2014). Buna rağmen sorunlar hala tam olarak anlaşılamamıştır. Sorunlar, ani birim değişimleri nedeni ile düşey yönde dayanım değişimleri (zeminlerde çok, köprülerde az), ve farklı dolgu yerleşimleri, (köprü ve dolgu geçişlerinde düz olmayan ray profilleri) olmak iki temel başlık altında toplanabilir. (Banimahd. 2012) (Şekil 1)



Şekil 1. Hat yatağında oluşan sorunlar (Coelho).

Bu iki durumda ciddi olabilir. Böyle bir senaryoda tren tekerlerinde farklı hareketler sonucunda yolcu konfor seviyesinde azalma ve hatta trenin hattan çıkıp deray etmesi sonucunu doğurmaktadır.(UIC, 2008) Modern demiryolu tasarımların çoğunda; 20 m uzunluğunda sıkıştırılmış (bağlayıcı içeren ve bağlayıcı içermeyen) kama şekilli dolgu malzemesi kullanılmaktadır. (Paixão, 2013) UIC 719R (2008) standardında özetlenen bu çalışmalar, İtalyan, Alman, Fransız, Belçika, İsveç, Finlandiya, Polanya, İspanyol vb. gibi isimlerle anılmaktadır.

Bu çalışmada ülkemiz ve dünya yüksek hızlı tren altyapısında sıklıkla kullanılan Alman ve Fransız sanat yapısı yaklaşım dolgu modelleri altındaki kaya, kum ve kil zeminlere göre davranışları Sonlu Elemanlar Yöntemi (FEM) kullanan Plaxis 2D programı kullanılarak performansları yatay ve düşey yönde incelenmiştir.

2.METODOLOJİ

Yüksek standartlı demiryolu dizaynında, maruz kalacağı statik yüklerin yanında dinamik yüklerinde planlanması gerekmektedir. UIC 719R (2008)'de tarif edilen yaklaşım dolgusu modellerinden Alman ve Fransız modelleri ülkemiz hızlı tren altyapısında ve uluslararası alanda sıkça tercih edilen yöntemlerdendir. Her iki yöntemin de temeli 20 metrelik bir alanda tutturulmamış granüller malzemeler ile tutturulmuş malzemelerin birlikte kullanımına dayanmaktadır. Bununla birlikte her iki yöntemin imalat aşamasında avantaj ve dezavantajları bulunmaktadır. Ancak bu çalışmada imalat zorluğundan çok yükler altında davranışları incelenmiştir.

Alman dolgu modelinde; yaklaşım dolgusu uzunluğu 250 km/saat hız için 20 metre ya da daha uzun olarak öngörülmüştür. Bu modelde sanat yapısı ile dolgu arasında ince bir granüler malzeme ile yüzey sularının sızdırılması amaçlanmıştır. Sanat yapısı ile doğal zemin arasında çimento içeriği % 2,5-3 arasında değişen çimentolu stabilizasyon önerilmektedir. Bu dolgunun özelliği içerisinde bulunan çimento bağlayıcısı ile tekniğine uygun yapıldığında rijit bir yapı kazanmasıdır. Onun gerisinde de sıkıştırılabilen dolgu malzemesi ile yaklaşım dolgusu tamamlanmaktadır (Şekil 2).



Şekil 2. 250 km/saat hıza göre alman dolgu modeli (UIC, 2008).

Fransız dolgu modelinde, yaklaşım dolgusunun uzunluğu 20 metre olarak öngörülmüştür. Sanat yapısından uzaklaştıkça temelde yer alan sıyırılmış ve doldurulmuş (iyileştirme yapılmış birim ve üzerinde orta sertlikte (masiflikte) genellikle hidrolik bağlayıcı ve silindiraj kullanılarak elde edilen bir birim ve üzerinde rijit bir kütle gelmektedir. Rijit kütle Alman Modelinde olduğu gibi çimentolu stabilizasyon ile sağlanmaktadır (Şekil 3)



Şekil 3. 250 km/saat hıza göre Fransız dolgu modeli (UIC, 2008).

2.1. Sayısal Analiz

Alman ve Fransız sanat yapıları yaklaşım dolgu modeli davranışını değerlendirmek amacı ile sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapan Plaxis2D programı kullanılmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen sayısal bir çözüm yöntemidir. (Örnek vd. 2007) Sürekli bir ortam sonlu elemanlara bölünerek denklemler her bir eleman için yazılır ve integral edilerek sistem denklemleri elde edilir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenir.(Çil, 2007) Plaxis programı ise, geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve duraylılık problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar yazılımıdır. (Brinkgreve, 2006)

Her iki yaklaşım dolgu modelinde de analizler köprü kenar ayağından farklı uzaklıklardaki yaklaşım dolgusu enine kesitleri için yapılmıştır. Köprü kenar ayağından boyuna yönde uzaklaştıkça farklı stratigrafik kesimler olması dolayısıyla bu analizlerin yapılması gerekliliği doğmuştur. Her bir dolgu tipi (Alman ve Fransız) ve zemin tipi (kaya, kum, kil) için kenar ayaktan 1 m, 5 m, 10 m, 15 m ve 20 m uzaklıkta olacak şekilde 5 farklı analiz gerçekleştirilmiştir.

Analizler sırasında yaklaşım dolgusunda kullanılan temel malzemeler ve altındaki zemin birimlerine ait kabul edilen parametreler Tablo 1'de verilmiştir. Yaklaşım dolgularında kullanılan malzemeler benzerlik gösterse de kullanıldığı alan ve kalınlığı değişiklik göstermektedir.

	E (MPa)	$\gamma(kN/m3)$	φ(°)	c'(kPa)
Çimento karışımlı granüller malzeme katmanı	40	20	38	0
Granül karışımlı katmanı	58	20	38	0
Dolgu toprak malzemesi	88	20	38	0
Kaya	200	25	40	300
Kum	30	20	35	0
Kil	15	20	25	0

 Tablo 1. Sayısal analizlerde kullanılan parametreler

Analizler köprü kenar ayağından farklı uzaklıklardaki yaklaşım dolgusu enine kesitleri için yapılmıştır. Köprü kenar ayağından boyuna yönde uzaklaştıkça farklı stratigrafik kesimler olması dolayısıyla bu analizlerin yapılması gerekliliği doğmuştur. Her bir dolgu tipi (Alman ve Fransız) ve zemin tipi (kaya, kum, kil) için kenar ayaktan 1 m, 5 m, 10 m, 15 m ve 20 m uzaklıkta olacak şekilde toplam 30 farklı analiz gerçekleştirilmiştir. Analizlerde Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır.

Her bir analiz nonlineer ve gerilime bağlı zemin davranışını modelleyebilmek amacıyla 3 adımda gerçekleştirilmiştir.

- 1- Temel Zemin tabakası inşası ve geostatik analizi
- 2- Dolgu inşası ve oturma değer ölçümleri
- 3- 40 kPA düzgün yayılı yük uygulaması ve oturma değer ölçümleri



c) 3.Adım

Şekil 4. Sayısal analiz uygulama adımları (a: Temel Zemin tabakası inşaası ve geostatik analizi b: Dolgu inşaası ve oturma değer ölçümleri c:40kPA uniform yayılı yük uygulaması ve oturma değer ölçümleri)

2.2. Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Yaklaşım dolgu tiplerinin tabanındaki her bir zemin tipi için yapılan ayrıntılı analizlerden elde edilen oturma değerleri derlenmiştir. Her bir taban zemin birimi (kaya, kil, kum) için yüzeyde eksen kısmında (boyuna) yüklemeden dolayı ve toplam yer değiştirmeler sanat yapısından geriye doğru olacak şekilde irdelenmiştir. (Tablo 2) (Şekil 5, 6).

Tren geçişini modellemek amacı ile uygulanan yayılı yük ile birlikte oluşan toplam boyuna (güzergah ekseni boyunca) yer değişmeler incelendiğinde kaya tabanlı her iki yaklaşım dolgu modelinde de 3 mm civarında yüzeyde oturmaların olduğu görülmektedir. Bu oturma değerleri oldukça düşük olup ihmal edilebilir niteliktedir. Bunla birlikte yaklaşım dolgusunun oturacağı birim rijitten plastiğe doğru geçerken toplam yer değişmeler (oturmalar) hissedilir ölçüde artmaktadır. Kum tabanlarda 135 mm seviyelerine çıkmaktadır. Kil tabanda ise durum daha da dramatikleşmekte ve 380 mm seviyelerine çıkmaktadır. Fransız ve Alman modelleri kendi içlerinde kıyaslandığında ise Alman modelinin gerek kum tabanda gerekse kil tabanda 3-5 mm seviyesinde daha iyi performans gösterdiği görülse de istenilen ölçü ve miktarda olmadığı değerlendirilmektedir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

			Sanat yapısından uzaklık (m)							
		1	5	10	15	20				
Fransız	Kaya	3,04	3,18	3,18	3,18	3,18				
Dolgu Modeli	Kum	132,17	134,00	134,56	135,68	135,68				
	Kil	371,62	375,91	376,00	380,17	380,17				
Alman	Kaya	2,90	2,91	3,00	3,01	3,01				
Dolgu Modeli	Kum	129,83	131,03	132,12	133,00	133,67				
	Kil	369,47	372,75	373,25	376,44	376,56				

 Tablo 2. Boyuna toplam yerdeğiştirme (mm)



Şekil 5. Yaklaşım dolgularında gerçekleşen toplam oturma değerleri

3. SONUÇLAR

Sanat yapısı ile dolgu arasında bulunan iki farklı (Fransız ve Alman) geçiş bölgesinin beklenen oturma dağılımlarının verimlilik açısından değerlendirilmeleri sayısal analiz ile yapılmıştır. 9 m yüksekliğindeki dolgu göz önüne alınarak yapılan değerlendirmelerde farklı zeminler üzerindeki geçiş bölgesi dolgusu boyunca meydana gelen oturma değişimleri irdelenmiştir.

Oturma hesabının sağlıklı olabilmesi için yaklaşım dolgusunun yapılacağı zeminin yerel koşullarının dikkate alınması gerekmektedir. Bu bölgelerde kademeli diferansiyel oturma dağılımının oluşması kaçınılmazdır.

Eğer dolgu rijit zemin üzerine inşa ediliyor ise, üzerine gelen yükleme dolayısıyla oluşan oturmalar ihmal edilebilir. Geçiş bölgesi boyunca oluşan oturma dağılımı, beklenildiği gibi kademeli olarak gerçekleşmektedir.

Eğer dolgu deforme olabilir orta zemin yapısı (granüler zemin) üzerine inşa ediliyor ise toplam oturmalar geçiş bölgesi altındaki zeminin deforme olabilirliğine bağlı olarak belirlenmiş olunacaktır. Bu durumda dolgu ağırlığından oluşan oturmalar inşa sırasında artacaktır. Dış geçici yüklerin oluşturduğu farklı oturmalardan oluşan problemler sıradan bakım işleri yapılarak çözülebilir. Ayrıca bu durumda geçiş bölgesi boyunca oluşacak olan oturmalar kademeli olarak artmakta olup Alman modeli Fransız model tipine nazaran daha iyi performans göstermektedir.

Dolgunun kohezyonsuz zeminler üzerine inşaa edilmesi durumunda ise toplam oturma değerleri dışında granüller zemin için yapılan analiz sonuçları ile çok benzerlik göstermektedir. Bu durumda bilindiği gibi göz önüne alınması gereken ana faktör inşa süresi ile uyumlu olacak oturmanın oluşacağı zamandır. Eğer bu sağlanmıyorsa zemin iyileştirmesi düşünülmelidir.

KAYNAKLAR

- [1] Paixão, André, Eduardo Fortunato, and Rui Calçada. "Transition Zones to Railway Bridges: Track Measurements and Numerical Modelling." Engineering Structures, Vol. 80, pp. 435-443, 2014.
- [2] European Rail Research Institute. Utrech. ERRI D 230.1/RP 3. "Bridge Ends. Embankment Structure Transition", State of the Art Report, Nov. 1999.
- [3] Banimahd M, Woodward PK, Kennedy J, Medero G. "Behaviour of Train-track Interaction in Stiffness Transitions", Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Transport, Vol. 14, pp.165-205, 2012.
- [4] Coelho, L. M. G., Structure/Embankment Transitions in Railway Infra-structures. Behaviour and National and International Practices, 2015.
- [5] UIC. CODE 719 R, Earthworks and Track Bed for Railway Lines. 3rd ed. Paris: Union Internationale des Chemins de Fer; 2008. p. 117.
- [6] Plaxis 8.2, Finite Element Code For Soil Rock Analyses, User Manual, Delf, 2006.
- [7] Örnek, M., Laman A., Yıldız, A., Demir, M., Tekinsoy A., "Ankrajlı İksa Sistemlerinin Sayısal Analizi", İMO e-kütüphane, 216-219.
- [8] Çil T.B., İksa Sistemleri ve Analiz Yöntemleri Plaxis Paket Programı" Yüksek Lisans Tezi , Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Adana, 2007.
- [9] Brinkgreve R. B. J., "Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis", 2d, 2002.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

YOL TEMEL VE ALTTEMEL MALZEMESİ ÖZELLİKLERİNİN GÖRÜNTÜ İŞLEME TEKNİĞİYLE İLİŞKİLENDİRİLMESİ

ASSOCIATING CHARACTERISTICS OF HIGHWAY BASE AND SUBBASE MATERIAL WITH IMAGE PROCESSING TECHNIQUE

Ekrem Burak TOKA*¹ M

Murat OLGUN²

ABSTRACT

Strength of highway base and subbase can be investigated through image processing techniques, especially in relation to the fractal dimension, to determine if the filler material has sufficient strength. In this study, it was investigated whether there is a relation between the fractal dimension that is independent of grain distribution, strength and optimum moisture content by using image analysis techniques for material provided from 4 different quarries. For this, wet and dry CBR tests were performed on the samples prepared at the maximum dry unit volume weight obtained from the standard proctor test. In the second step the grain distrubition of these four materials were regulated to be the same grain distribution by using the arithmetic mean of the percentages remaining on each sieve. In this regulated case, standard proctor tests and wet and dry CBR tests were performed again on the samples to compare the material strengths and the optimum moisture content independently of the grain distrubition. Fractal dimensions were obtained from MATLAB program by area-perimeter method with image processing technique for a certain number of grain in each sieve, with a maximum sieve diameter of 20 mm for samples. As a result of comparison, it was determined that there is a relationship between CBR values and optimum moisture content values and fractal dimensions.

Keywords: CBR, Fractal dimension, Optimum moisture content, Image processing technique

ÖZET

Yol temel ve alttemel dayanımının görüntü işleme teknikleriyle özellikle de fraktal boyut ile ilişkisinden yola çıkılarak uygulama sahasında dolgu malzemesinin yeterli dayanıma sahip olup olmadığı araştırılabilir. Bu çalışmada görüntü analizi tekniklerinden yararlanarak, 4 farklı ocaktan temin edilmiş malzeme için, malzeme boyutlarından bağımsız bir parametre olan fraktal boyut ile dayanım ve optimum su muhtevası arasında bir ilişki olup olmadığı araştırılmıştır. Bunun için standart proktor deneyinden elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlıkta hazırlanan numuneler üzerinde yaş ve kuru CBR deneyleri yapılmıştır. İkinci aşamada ise bu dört farklı malzemenin granülometrileri, her elek üzerinde kalan yüzdelerin aritmetik ortalaması alınarak aynı granülometride olacak şekilde düzenlenmiştir. Bu düzenlenmiş halde yaş ve kuru CBR deneyleri tekrarlanmış ve böylece granülometriden bağımsız olarak malzeme dayanımlarının karşılaştırması yapılmıştır. Fraktal boyutlar ise

^{*1} Arş. Grv., Selçuk Üniversitesi, ebtoka@selcuk.edu.tr

² Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi, molgun@selcuk.edu.tr

numunelerde, maksimum elek çapı 20 mm olmak üzere her elekte kalan belli sayıda danenin görüntüsünün alınıp, bu görüntülerin görüntü işleme tekniğiyle alan-çevre metoduyla MATLAB programında elde edilmiştir. Karşılaştırma sonucunda CBR değerleri ve optimum su muhtevası değerleri ile fraktal boyutlar arasında bir ilişki olduğu saptanmıştır.

Anahtar Kelimeler: CBR, Fraktal boyut, Optimum su muhtevası, Görüntü işleme tekniği

1. GİRİŞ

Yol temel ve alttemelinde kullanılacak malzemenin belli şartları sağlaması gerekmektedir. Ülkemizde de olduğu gibi çeşitli ülke yönetmeliklerinde dayanımla ilgili malzemenin sağlaması gereken şartlar mevcuttur. Fraktal boyut; özellikle tanecik şekilleri düzgün olmayan tanelerin köşelilik ve pürüzlülük durumlarını ifade etmek için kullanılan bir terimdir. Fraktallar, nesnelerin sekillerini tam sayılarla ve düzgün, doğrusal geometrik terimlerle ifade etmek yerine genellikle düzensiz şekilli olanlar için köşelilik ve pürüzlülüğü esas alarak rasyonel şekilde ifade etmeye yarayan matematiksel sayılardır. Fraktallarla ilgili çalışmalar da göreceli olarak yenidir. Fraktal fikri ilk kez Mandelbrot [1] tarafından ortaya atılmıştır. Sonraları bazı araştırmacılar fraktal ve fraktal boyut tanımlarını mühendislikte özellikle tane pürüzlülüğünü ve köşeliliğini belirlemede kullanmışlardır. Böylece zeminlerin, kayaların ve diğer mühendislik malzemelerinin permeabilitesi, boşluk oranı, dayanımı gibi fiziksel ve mekanik özellikleri ile fraktal boyut arasında iliskiler kurmaya calısmışlardır. Vallejo ve diğ. [2] geomembranların fraktal boyutları ile pürüzlülüğü arasında bağıntı olduğunu ortaya koymuşlar, en büyük fraktal boyut değerine sahip olanın pürüzlülüğünün en fazla olduğunu göstermişlerdir. Hyslip ve Vallejo [3] fraktal boyutlandırmayı granüler zeminlerde tane dağılımı ve pürüzlülüğü belirlemede kullanmışlar, bunun için bölücü ve alan-çevre metotlarını uygulamış ve pürüzlülük belirlenmesinde fraktal boyutlar ile yakın ilişki bulmuşken, göreceli olarak iyi derecelenmiş granüler zeminlerde tane dağılımı belirlenmesinde kullanılabileceğini göstermişlerdir. Gori ve Mari [4] kumlu malzemenin içsel sürtünme açısıyla fraktal boyutu arasında doğrusal bir ilişki olduğunu bir eşitlik bularak ifade etmişlerdir. Akbulut [5] alançevre metodu ile görüntü analizi kullanarak bulduğu fraktal boyut ve kum danesi pürüzlülüğü arasında ilişki olduğunu ortaya koymuştur. Sezer ve diğ. [6] alan-çevre metoduyla elde ettiği fraktal boyutlar ile farklı enerjilerde sıkıştırılan aynı tane dağılımına getirilmiş örnekler üzerinde yaptığı CBR deneyleri ile bulduğu dayanımları karşılaştırmış ve aralarında doğrusal ilişki bulmuşlardır. Vallejo ve Chik [7] düzgün ve pürüzlü olmak üzere iki farklı çakıllı malzemenin aşınma değerlerinin artmasıyla, şekil fraktal boyutununun azaldığını ve parçalı fraktal boyutunun arttığını belirlemişlerdir. Vesga ve Vallejo [8] fraktal boyut fikrini kullanarak granüler malzemenin formunu, köşeliliğini ve dokusunu ayrı ayrı belirlemeye çalışmışlar ve fraktal boyut kavramının tane şeklinin bileşenleri olan bu özellikleri ölçmede önemli bir araç olduğunu bulmuşlardır.

Bu çalışmada temel ve alttemel malzemesinin dayanım kontrolünün görüntü işleme tekniği ile bulunabilecek fraktal boyut ile ilişkisi araştırılmıştır. Fraktal boyut tane dağılımından bağımsız olup tane şekliyle ilişkili olduğundan dayanım ile şekil pürüzlülüğü ve köşeliliğinin araştırılmasında kullanılabilmektedir. Dayanım ise uzun zamandır yol temel ve alttemel malzemesinin dayanımını belirlemekte kullanılan CBR deneyleri ile değerlendirilmiştir. CBR deneyleri hem yaş hem kuru olarak yapılmış ve bu değerler ayrı ayrı fraktal boyutla karşılaştırılmıştır. Standart proktor deneyleri hem CBR deneyinde sıkıştırmada kullanılacak su muhtevasını belirlemek hem de fraktal boyutla optimum su muhtevası arasındaki ilişkiyi ortaya koymak amaçlarıyla yapılmıştır. Bu deneyler, malzemelerin hem granülometrisi düzenlenmeden önce hem de granülometrisi düzenlendikten sonra yapılarak, granülometri düzenlemesinin gerekliliği ve aynı zamanda bunun fraktal boyutla karşılaştırmada ne kadar etkili olduğu araştırılmıştır.

CBR ile fraktal boyut arasında kurulacak bağıntı, bu çalışmanın amacı olan görüntü işleme tekniği kullanma ile dayanım arasında bir ilişkinin bulunup bulunmadığının araştırılması için kullanılmıştır. Çalışmanın en önemli noktası ise her malzemenin tane dağılımlarının yine her malzemede elekler üstünde kalanların ortalaması ile yeniden düzenlenip aynı hale getirilmesidir ki bu da tane dağılımından bağımsız olarak sonuçları yorumlama imkanı sağlamıştır.

2. KULLANILAN ZEMİNLERİN ÖZELLİKLERİ

Bu çalışmada özelliklerinin karşılaştırılması için 4 çeşit malzeme kullanılmıştır. Bunlar A, B, C ve D olarak harflendirilerek gösterilecektir. A, C doğal zemin olup, B kırmataş ve D de dere malzemesidir. İlk olarak zeminlerde standart proktor ve CBR deneyleri yapılmış, ikinci aşamada fraktal boyutla dayanım ve optimum su muhtevası arasındaki ilişkinin tane dağılımından bağımsız olarak incelenebilmesi için her zemin malzemesinin tane dağılımı aynı hale getirilerek CBR deneyleri yapılmıştır. Bunun için öncelikle her malzemenin tane dağılımı bulunmuş, sonra da her bir malzeme için her elek üzerinde kalan yüzdelerin aritmetik ortalaması alınarak, bütün malzemeler için aynı olacak tek bir tane dağılımı elde edilmiştir. 0.425 mm elekten geçen zemin taneleri için ise A, B, C ve D'nin 0.425 mm elekten geçenlerinin karışımı kullanılmıştır. Şekil 1'de tüm malzemelerin granülometri eğrisi görülmektedir. Şekil 2'de ise düzenlenmiş granülometri verilmiştir. A, B, C ve D malzemelerinin doğal birim hacim ağırlıkları ise sırasıyla 18.78 kN/m³, 17.15 kN/m³, 18.02 kN/m³ ve 18.21 kN/m³'tür.



Şekil 1. Her malzemenin granülometri eğrisi


Şekil 2. Her malzeme için kullanılan düzenlenmiş granülometri eğrisi

3. CBR VE STANDART PROKTOR DENEYLERİ, FRAKTAL BOYUTUN BELİRLENMESİ

3.1. CBR Deneyleri

Her bir malzemede yaş ve kuru CBR (California Bearing Ratio) deneyleri granülometrinin düzenlenmesinden önce ve sonra yapılmıştır. CBR deneyi yol temel ve alttemel malzemeleri için uzun süreden beri yapılagelen dayanım deneyidir. Bu deney bir pistonun 1.27 mm/dk hızla daha önce sıkıştırılarak hazırlanmış numuneye itilmesi ve bu esnada malzemenin verdiği tepkiyi ölçmeye dayanmaktadır. CBR değeri 2.5 mm ve 5 mm batmaya karşılık gelen tepkinin (kN) ilgili batma değerindeki standart yüke (kN) oranı olarak tanımlanmıştır. Sonuçlar yüzde cinsinden ifade edilir (Eşitlik 1).

$$CBR = \frac{Uygulanan Y \ddot{u}k}{Standart Y \ddot{u}k} x100$$
(1)

Bu çalışmada standart proktor deneyi ile bulunan maksimum kuru birim hacim ağırlık – optimum su muhtevası değerlerinde standart CBR kalıbında (Çap, D=15 cm) hazırlanmış A, B, C ve D malzemelerine ait numuneler üzerinde kuru ve yaş CBR deneyleri yapılmıştır. CBR deneylerinde TS 1900-2'de [9] verilen prosedürler ve standart proktor deneylerinde TS 1900-1'de [10] verilen prosedürler takip edilmiştir. Yaş CBR deney numuneleri, kuru CBR deneyi için hazırlanan numuneler gibi hazırlanmış, 3 gün boyunca suya doyurulmuş ve deneye tabi tutulmuştur. Tablo 1 ve Tablo 2'de sırasıyla granülometri düzenlemesi yapıldıktan sonra ve yapılmadan önceki, 4 farklı malzemeye ait yaş ve kuru CBR değerleri ile standart proktor deneyleri ile bulunan optimum su muhtevaları verilmiştir.

Malzama -	CBR	R (%)	Optimum Su	
Walzenie	Kuru	Yaş	Muhtevası (%)	
А	29.18	20.74	6.38	
В	32.67	27.74	6.91	
С	48.55	38.15	7.98	
D	43.99	31.18	5.7	

Tablo 1. Granülometri düzenlemesi yapılmış durumda kuru ve yaş CBR değerleri ileoptimum su muhtevaları

Tablo 2. Granülometri düzenlemesi yapılmamış durumda kuru ve yaş CBR	değerleri ile
optimum su muhtevaları	

Malzama -	CBR	R (%)	Optimum Su
Maizenie	Kuru	Yaş	Muhtevası (%)
А	23.38	17.83	6.02
В	63.05	26.71	5.23
С	41.22	35.18	10
D	45.57	32.84	5.31

3.2. Fraktal Boyutun Belirlenmesi

Bu çalışmada fraktal boyut hesabı alan-çevre metodu kullanarak yapılmıştır. Bunun için maksimum elek çapı 20 mm olmak üzere her elekte kalan belli sayıda tanenin alınarak Nikon D3100 yüksek çözünürlüklü (4068x3072 piksel) fotoğraf makinesiyle belli ölçekte fotoğrafları çekilmiştir. Yüksek çözünürlükte görüntü alınabilmesi fraktal boyutun alan-çevre metoduyla belirlenebilmesi için büyük önem taşımaktadır; çünkü bu metot için tanelerin çevresi olabildiğince net ve ayrıntılı bir şekilde seçilebilmelidir ki böylece tanenin çevresi ve alanı kullanılacak bilgisayar programı tarafından daha ayrıntılı ve gerçeğe yakın bir şekilde belirlenebilecektir. Sonra MATLAB programı aracılığıyla görüntü eşiklemesi yapılmış ve yine aynı programla alan-çevre metoduna göre tanelerin alan ve çevreleri hesaplanmıştır, Şekil 3'de 4 malzeme için örnek fotoğraf ve eşiklemesi yapılmış fotoğraflar görülmektedir. Bir sonraki aşamada da her malzemede çevre ve alan değerleri logaritmik olarak grafiklenmiş ve grafiğin eğilim çizgisinin 2/eğiminden Dr (fraktal boyut) hesaplanmıştır (Eşitlik 2). Eşitlik 2' de a sabit değerdir. Her bir malzemenin hesaplanmış fraktal boyutu Tablo 3'te verilmiştir. Şekil 4'te her bir malzemenin Alan-Çevre grafikleri, R² değerleri ve eğilim çizgisi ve bu çizginin eğimi görülmektedir.





(a)



Şekil 3. a) A malzemesi örnek fotoğraf ve eşiklenmiş görüntü, b) B malzemesi örnek fotoğraf ve eşiklenmiş görüntü, c) C malzemesi örnek fotoğraf ve eşiklenmiş görüntü, d) D malzemesi örnek fotoğraf ve eşiklenmiş görüntü

$$Log (Çevre) = a + \frac{D_r}{2} x Log (Alan)$$
(2)

Tablo 3. Fraktal boyut değerleri

А	В	С	D
1.01	1.0178	1.089	1.058



Şekil 4. a) A malzemesi için, b) B malzemesi için, c) C malzemesi için, d) D malzemesi için alan-çevre metodu grafikleri

4. CBR VE OPTİMUM SU MUHTEVASI DEĞERLERİ İLE FRAKTAL BOYUT İLİŞKİSİ

4.1. CBR ve Fraktal Boyut İlişkisi

Yapılan deneyler sonucunda elde edilen yaş ve kuru CBR değerleri ile MATLAB programından elde edilmiş fraktal boyut değerleri arasında Şekil 5'te verilen ilişki elde edilmiştir. Tablo 4 ve Tablo 5'te sırasıyla düzenlenmiş ve düzenlenmemiş granülometri durumlarında elde edilen CBR değerleri ile fraktal boyut iliskinin sayısal değerleri görülmektedir. Bu ilişki incelendiğinde yüksek R^2 değerleri elde edilmiş ve dayanım ile fraktal boyut arasında doğrusal bir ilişki olduğu görülmüştür. Dayanım, artan dane pürüzlülüğünün göstergesi olan fraktal boyut ile artmıştır. Pürüzlülük ve köşelilik malzemenin daha iyi kenetlenmesine neden olmus ve bu durumda malzeme dayanımının artmasını sağlamıştır. Düzenlenmiş durumda hem kuru hem de yaş CBR değerlerinin fraktal boyutla iliskisi yüksek R² değerleri elde edildiğinden anlamlı sayılabilir; fakat düzenlenmemiş granülometri durumda kuru CBR değerleri ile fraktal boyut arasında benzer bir ilişki elde edilememistir. Bunun nedeni ilk basta malzemelerin farklı granülometriye sahip olmaları ve bundan kaynaklanan tane boyutları farklılığı olabilir. Bu nedenle fraktal boyut ile malzeme dayanımlarının aynı granülometri koşullarında karşılaştırılması daha sağlıklı olmaktadır. Ayrıca granülometri düzenlemesi sonucunda A malzemesinde CBR değerlerinde azalma meydana gelmesinin nedeni, aslında bu malzemede ilk durumda çok az miktarda ince malzeme bulunması ve düzeltme sonucunda bu ince malzeme miktarının artmasıyla taneler arasındaki boşlukların doldurulup daha iyi tane yerleşimi elde edilmesi ve stabilitenin dolayısıyla da dayanımın artmasıdır. C malzemesinde ise granülometri düzenlemesiyle birlikte iri malzeme miktarı artmış, bu nedenle dayanımda dolayısıyla CBR değerlerinde artış meydana gelmiştir.

Malzama	CBR	R (%)	- Eraktal Boyat
	Kuru	Yaş	-Taktai Doyut
А	29.18	20.74	1.01
В	32.67	27.74	1.0178
С	48.55	38.15	1.089
D	43.99	31.18	1.058

Tablo 4. Granülometri düzenlemesi yapılmış durumda Fraktal Boyut ile yaş ve kuru CBR değerleri

Tablo 5. Granülometri düzenlemesi yapılmamış	ış durumda Fraktal Boyut ile yaş ve kuru CBR
değer	rleri

Malzama	CBR	R (%)	- Empleted Descut
Marzenne -	Kuru	Yaş	- Fraktar Boyut
А	23.38	17.83	1.01
В	63.05	26.71	1.0178
С	41.22	35.18	1.089
D	45.57	32.84	1.058





4.2. Optimum Su Muhtevası ve Fraktal Boyut İlişkisi

Granülometri düzenlemesi yapılmadan önceki durumda yapılan standart proktor deneylerinden elde edilen optimum su muhtevaları ile fraktal boyutlar arasında anlamlı sayılabilecek ilişki bulunamamıştır. Granülometri düzenlemesi yapıldıktan sonra yapılan standart proktor deneyi sonuçlarından elde edilen optimum su muhtevası değerleri ile fraktal boyut arasında bütün malzemeler göz önüne alındığında mantıklı sayılabilecek bir ilişki bulunamamıştır. İlişki bulunamamasının nedeni D numunesinin bir dere yatağından elde edilmesi ve yıkanma etkisi ile içerisinde ince malzeme miktarının çok az olması nedeni ile optimum su muhtevasının düşük bulunmasıdır. Bundan dolayı düzenlenmiş granülometri durumunda D numunesi olduğu ve olmadığı halde ve düzenlenmemiş granülometri durumunda optimum su muhtevası ile fraktal boyut ilişkisi ayrı ayrı Şekil 6'de gösterilmiştir. Tablo 6 ve Tablo 7'de sırasıyla düzenlenmiş ve düzenlenmemiş granülometri durumlarındaki deney sonuçları ile fraktal boyutlar arasındaki ilişkinin sayısal değerleri görülmektedir. Düzenlenmiş granülometri durumunda D malzemesinin ilişkiye dahil edilip edilmemesi durumuna göre iki ayrı ilişki elde edilmiştir. Dahil edilmediği durumda yüksek R² değeri ile doğrusal bir ilişki olabileceği söylenebilir. Malzeme pürüzlülüğünün artması standart proktor deneyi esnasında tanelerin daha fazla su tutmasına ve böylece optimum su muhtevasının artmasına neden olmaktadır. Granülometri düzenlemesi sonucunda ise C malzemesi dışında diğer tüm malzemelerin optimum su muhtevasında artış meydana gelmiştir. Bunun nedeni ise C malzemesinde granülometri düzenlemesi sonucunda iri malzeme miktarının artıp, ince malzeme miktarının azalmasıyla birlikte su tutma özelliğinin azalmasıdır.

Malzeme	Su Muhtevası (%)	Fraktal Boyut
А	6.38	1.01
В	6.91	1.0178
С	7.98	1.089
D	5.7	1.058

Tablo 6. Granülometri düzenlemesi yapılmış koşullarda fraktal boyut ile optimum sumuhtevası değerleri

Tablo 7. Granülometri düzenlemesi yapılmamış koşullarda fraktal boyut ile optimum sumuhtevası değerleri

Malzeme	Su Muhtevası (%)	Fraktal Boyut
А	6.02	1.01
В	5.23	1.0178
С	10	1.089
D	5.31	1.058





Şekil 6. a) Düzenlenmiş granülometri durumunda D malzemesinin optimum su muhtevası dahil edilmiş optimum su muhtevası-fraktal boyut ilişkisi, b) Düzenlenmiş granülometri durumunda D malzemesinin optimum su muhtevası dahil edilmemiş optimum su muhtevasıfraktal boyut ilişkisi c) Düzenlenmemiş granülometri durumunda optimum su muhtevasıfraktal boyut ilişkisi

5. SONUÇLAR VE YORUMLAR

Bu çalışma sonucunda yol temel ve alttemelinde kullanılacak malzemelerin dayanımının ölçütü olan CBR değerleri ve sıkıştırılan malzemenin optimum su muhtevası değerlerinin, görüntü analizi tekniğiyle elde edilen fraktal boyut değerleri ile arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar bu veriler arasında anlamlı sayılabilecek bir ilişkinin olabileceğini göstermektedir.

Düzenlenmiş granülometri durumunda CBR değerleri ile fraktal boyut arasında doğrusal ilişki elde edilmiş, bu da görüntü analizi ile yol temel ve alttemel malzemesinin dayanımının kontrol edilebileceğini göstermektedir. Daha kapsamlı çalışmayla uygulama sahasında kullanılmış malzemede deneyler yapılarak bunun uygunluğu araştırılabilir.

Düzenlenmiş granülometri durumunda Optimum su muhtevaları ile fraktal boyutlar arasındaki ilişkiler incelendiğinde; kırmataş ve diğer doğal malzemelerde ilişkinin doğrusal olduğu ve

yüksek R² değerleri elde edildiği belirlenmiştir. Dere yatağından elde edilmiş olan D malzemesinde ise; ince malzemelerin yıkanmış olması sebebiyle doğrusal ilişkinin bozulduğu görülmüştür.

Granülometri düzenlemesinin yapılmadığı durumdaki kuru CBR ve optimum su muhtevaları ile fraktal boyutlar arasında anlamlı ilişki elde edilememiştir. Bunun nedeni ilk durumda bütün malzemelerde farklı miktarlarda ince malzeme ve iri malzeme bulunması nedeniyle yapılan karşılaştırmaların sağlıklı olmamasıdır. Zaten düzenlenmiş granülometri durumunda daha tutarlı sonuçlar elde edilmiştir. Buradan ince malzeme miktarının davranışı önemli ölçüde etkilediği ve fraktal boyutla bir karşılaştırma yapılacaksa, farklı malzemelerin benzer granülometride dayanımlarının karşılaştırılmasının daha uygun olacağı söylenebilir.

Böylelikle; stabilize dolgu malzemelerin özelliklerinin ince malzeme miktarının etkileri gözardı edilerek belirlenmesinin çok doğru olmadığı belirlenmiştir. Daneciklerin davranışı üzerinde fraktal boyut etkisi ve ince malzeme miktarının birlikte değerlendirilmesinin daha gerçekçi olacağı sonucuna varılmıştır. Bu iki etkinin birlikte değerlendirileceği daha fazla sayıdaki numune üzerinde çalışmaların yapılabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Mandelbroot, B. B. (1967), "How Long is The Coast of Great Britain? Statistical Self-Similarity and the Fractional Dimension" Science, New Series, Vol 156, 636-638
- [2] Vallejo, L.E. ve Zhou, Y. (1995), "Fractal Approach to Measuring Toughness of Geomembranes", Journal of Geotechnical Engineering, Vol 121, 442-446.
- [3] Hyslip, J.P. ve Vallejo, L.E. (1997), "Fractal Analysis of the Roughness and Size Distribution of Granular Materials", Engineering Geology, Vol 48, 231-244.
- [4] Gori, U. ve Mari, M. (2001), "The Correlation Between the Fractal Dimension and Internal Friction Angle of Different Granular Materials" Soils and Foundations, Vol 41, 17-23.
- [5] Akbulut, S. (2002), "Fractal Dimensioning of Sand Grains Using Image Analysis System" Journal of Engineering Sciences, Vol 8, 329-334.
- [6] Sezer, A., Göktepe, A.B. ve Altun, S. (2007), "Temel Dayanımının Fraktal Boyut ile İncelenmesi", 7. Ulaştırma Kongresi, 19-21 Eylül 2007, İstanbul.
- [7] Vallejo, L.E. ve Chik, Z. (2010), "Measurement of the Abrasion of Granular Materials Using Fractals" Geo-Florida 2010, Advances in Analysis, Modeling and Design, 20-24 Şubat 2010, Florida.
- [8] Vallejo, L.E. ve Vesga, L.F. (2010), "Analysis of Particle Shape Using Fractals" Geo-Florida 2010, Advances in Analysis, Modeling and Design, 20-24 Şubat 2010, Florida.
- [9] TS 1900-1 (2006), "İnşaat mühendisliğinde zemin lâboratuvar deneyleri Bölüm 1: Fiziksel özelliklerin tayini".
- [10] TS 1900-2 (2006), "İnşaat mühendisliğinde zemin lâboratuvar deneyleri Bölüm 2: Mekanik özelliklerin tayini".

DÖKÜMHANE CÜRUFUNUN KARAYOLU İNŞAATINDA DOLGUDA VE GRANÜLER TABAKALARDA KULLANIM OLANAKLARININ ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF FOUNDRY SLAG UTILIZATION IN FILL AND GRANULAR BASE APPLICATIONS IN HIGHWAY CONSTRUCTION

Fatih YONAR*1H. Atilla DİKBAŞ 2Işıl DOĞAN 3

ABSTRACT

Energy and raw materials consumption in industrial production processes has started to decrease steadily thanks to researches conducted regarding sustainibility. Alongside the conventional recycling approaches, waste of an industry has started to be evaluated as the raw material of another industry.

In line with these developments, in order to reduce the environmental impacts of raw material production and to lower the consumption of natural resources in Turkey, alternative raw materials should be taken into consideration. Accordingly in this paper, utilization probability of foundry slag which is obtained from Bursa region is investigated for fill and granular base applications in highway construction.

Firstly components of foundry slag sample are analyzed using X-Ray diffraction method. Physical properties of sample are investigated according to tests defined in Highway Technical Specifications 2013. Ecological analysis of foundry slag is investigated from eluate and original material according to Storage of Solid Waste Appendix 2 regulations.

Maximum dry density, optimum water content and California bearing ratio values of mixtures are obtained. Fill and granular base mixtures are prepared again in order to determine potential expansion rates of samples according to ASTM D4792 test.

In conclusion, utilization probability of foundry slag as an artificial aggregate in fill and granular sub-base applications in highway construction is investigated in terms of physical, ecological and mechanical properties. Obtained test results and suggestions are presented.

Keywords: Foundry slag, granular bases, highway construction, sustainability.

ÖZET

Sürdürülebilirlik kapsamındaki çalışmalar ile endüstriyel üretimde enerji ve hammadde tüketimi günden güne azalmaktadır. Geleneksel geri dönüşüm yaklaşımlarına ek olarak, herhangi bir sektörde üretim sonrası ortaya çıkan atıklar, yan ürün olarak farklı bir sektörde değerlendirilmeye başlanmıştır.

Bu yaklaşımlar doğrultusunda, Türkiye'de de çevresel etkinin ve doğal kaynak tüketiminin azaltılması için alternatif hammaddelerin dikkate alınması gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında Bursa bölgesinden temin edilen dökümhane cürufunun karayolu inşaatında dolgu ve granüler tabakalarda kullanım olanakları incelenmiştir.

^{*1} Dr., TechnoBee Akademik Firması, yonarfatih@hotmail.com

² Prof. Dr., Medipol Üniversitesi, hadikbas@medipol.edu.tr

³ Çevre Müh., Componenta Dökümcülük Tic. ve San. A. Ş., isil.dogan@componenta.com

İlk olarak dökümhane cürufunun bileşenleri X-ışını kırınım yöntemi ile incelenmiştir. Numunenin fiziksel özellikleri, Karayolları Teknik Şartnamesi 2013'te tanımlanan deneyler uyarınca araştırılmıştır. Dökümhane cürufunun çevresel etkisi, Katı Atıkların Düzenli Depolanması Ek-2 kapsamında eluattan ve orijinal malzeme üzerinden test edilmiştir.

Karışımların maksimum kuru birim hacim ağırlık, optimum su muhtevası ve California taşıma oranı değerleri belirlenmiştir. Dolgu ve alttemel karışımları, Agregaların Hidratasyondan Potansiyel Genleşmesi Deneyi için yeniden hazırlanmış ve deney ASTM D4792 standardı uyarınca gerçekleştirilmiştir.

Sonuç olarak dökümhane cürufunun yapay agrega olarak karayolu inşaatında dolgu ve granüler tabakalarda kullanım olanakları; fiziksel, çevresel ve mekanik özellikler bakımından irdelenmiş ve elde edilen sonuçlar, öneriler ile sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Dökümhane cürufu, granüler tabakalar, karayolu inşaatı, sürdürülebilirlik

1. GİRİŞ

Bu çalışma kapsamında ele alınmış olan dökümhane cürufu, döküm tesislerinden temin edilmiştir. Döküm; ergimiş metalin, içerisinde boşluk bulunan bir kalıba dökülüp katılaştırılmasıyla istenilen şeklin elde edilmesi yöntemi olarak tanımlanmaktadır [1]. Döküm sanayii; çeşitli pik demir, çelik hurda ve ferro alaşımların endüksiyon, ark veya kupol ocaklarında ergitilerek kum, seramik veya metal kalıplarda şekillendirilmesiyle, sanayinin ihtiyacı olan pik, çelik, sfero ve temper döküm ürünlerinin ham veya işlenmiş olarak üretildiği sektördür [2].

2011 yılı döküm sektörü verilerine göre, Türkiye döküm sektöründe toplam 1040 kuruluş yer almaktadır. Bu kuruluşların, 1024'ü özel teşebbüs, 16'sı ise kamu ve askeri tabanlıdır. 2011 yılı verilerine göre demir-çelik döküm sektöründe 655 kuruluş, demir dışı döküm sektöründe ise 375 kuruluş yer almaktadır.

Türk döküm sektörü, 2010 yılı üretim rakamları itibari ile Almanya, Fransa ve İtalya'yı takiben Avrupa'da 4. sıraya yerleşmiş olmakla birlikte, dünyada 13. sırada yer almaktadır. Dünya döküm üretiminin % 1,4'ü Türkiye'de yapılmaktadır.

Metal dökümcülüğü, geri dönüşümün en fazla gerçekleştirildiği endüstri dalı olmakla birlikte halen işlenemeyen katı, sıvı ve gaz atıklar ortaya çıkmaktadır. Girdisi büyük miktarlarda kum olan dökümhane atıkları, içerdiği kirlilikler açısından genellikle inorganik karakterlidir [3]. Döküm sektöründe, bir ton döküm malzeme üretiminde ~0,6-0,8 ton arası atık ortaya çıkmakta olup, bu miktarın 0,4-0,6 tonunu kullanılmış kumlar oluşturmaktadır. Örneğin Türkiye'de 2011 yılı üretim rakamlarına göre, 1.433.050 ton döküm üretimi yapılmış, buna karşılık proseslerden tahmini 450.000 ton atık oluşmuştur. Bu miktarın yaklaşık % 65'i döküm kumu, % 10'u cüruf, % 15'i toz-çamur ve % 10'u refrakter, yağ, taş, boya, varil gibi atıklardır [4].

Geleneksel atık yönetimi hiyerarşisindeki sıralamada, atığın en düşük miktarda ortaya çıkması ve en az zararı verecek nitelikte olması tercih edilen seçenek olup diğer bir seçenek, atıkların yeniden kullanım, geri dönüşüm ve enerji/hammadde geri kazanımının sağlanmasıdır. Son seçenek ise atıkların güvenli bir şekilde nihai bertarafının (düzenli depolama, enerji geri kazanımı olmadan yakma) sağlanmasıdır [5]. Atıkların çevre dostu yöntemlerle geri kazanımı ve diğer endüstriler için katma değeri yüksek ürünlere dönüştürülerek sanayide uygulamaya aktarılması; doğal kaynaklarımızın korunması, hammadde tasarrufunun sağlanması, ekonomiye katkı sağlanması, çevrenin korunması, atık miktarının azaltılması ve gelecek için yatırım olması bağlamında ülkemiz açısından gerekliliktir [6].

Son dönemde ülkemizde artan karayolu inşaatları aynı zamanda agrega talebini arttırmıştır. Artan agrega talebine karşılık olarak açılan yeni taş ocakları, doğal kaynaklarımızın tüketim hızını arttırmakta ve olumsuz çevresel etkiler yaratmaktadır. Bu doğrultuda cürufun, karayolu inşaatında yapay agrega olarak kullanılması, doğal agregaya farklı bir alternatif sunmakla birlikte sürdürülebilirlik bakımından ve mali açıdan ülkemize katkı sağlayacaktır [7].

Bu çalışma kapsamında, Bursa bölgesinde üretim yapan bir döküm tesisinden numune alınmış ve numunenin kimyasal, fiziksel, mekanik ve çevresel analizleri yapılmıştır. Kimyasal analizlerde XRD yöntemi esas alınmış, fiziksel ve mekanik özelliklerde ise Karayolları Teknik Şartnamesi 2013'te (KTŞ 2013) tanımlanan deneyler yapılmıştır. Çevresel analiz kapsamında 26.03.2010 tarihli, 27533 sayılı Resmi Gazete'de yayınlanmış olan "Atıkların Düzenli Depolanmasına Dair Yönetmelik Ek-2"de belirtilen parametreler araştırılmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Bu bölüm dahilinde, Malzeme alt bölümünde, ilk olarak alınan numunenin gözlemlenen ve üretici tarafından aktarılan temel özellikleri açıklanmıştır. Kimyasal Özellikler alt bölümde dökümhane cürufunun, XRD yöntemi ile belirlenen bileşenleri ve kritik bileşenlere ilişkin değerlendirmeler verilmiştir. Fiziksel Özellikler alt bölümde, KTŞ 2013'te tanımlanan ve dökümhane cürufuna uygulanan deneyler, KTŞ 2013 limitleri ile karşılaştırmalı olarak verilmiş, sonuçlara ilişkin değerlendirmeler yapılmıştır. Mekanik Özellikler alt bölümünde, dolgu ve granüler tabaka karışımlarına yapılan Proctor ve CBR deneyleri, değerlendirmeler ile sunulmuştur. Potansiyel Genleşme alt bölümünde, ASTM D4792 standardı uyarınca karışımların, genleşme olasılıkları incelenmiştir. Çevresel Analiz alt bölümünde, Ek-2 kapsamında gözlemlenen parametreler, atık sınıfı limitleri ile karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

2.1. Malzeme

Dökümhane cürufu numunelerinin temin edildiği işletme, "döküm parça üretimi" (motor blok, motor blok muhafazası, volan muhafazası, fren diski, kampana, krank mili, dişli kutusu, aks dingili) alanında faaliyet göstermektedir. İşletme; ergitme, kalıplama, kum rejenerasyon, maça, tamamlama/temizleme ve işleme/talaşlı imalat bölümlerinden oluşmaktadır.

Ergitme üretim merkezinde, üretilecek ürünün özelliğine göre pik ve hurda kaporta sacları endüksiyon ocaklarında ergitilmektedir. Bu aşamada ergitme ve saflaştırma işlemleri gerçekleştirilmektedir.

Bu çalışma kapsamında incelenen cüruf, tesisin ergitme üretim merkezinde ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla ergitme üretim merkezindeki hammadde girişi, şarj hazırlama, ergitme ocakları ve tutma ocakları aşamaları aşağıda sunulmuştur:

Hammadde Girişi: Pik, hurda sac, yolluk, sakat parça, piklet, ferro alyaj, karbon verici ve çapak ergitme, üretim merkezinin ana girdileri olarak belirtilmektedir. Şarj hazırlama aşamasında hammaddeler, şarj kovalarına doldurulmakta ve ergitme ocaklarına gönderilmektedir. Ergitme ocakları aşamasında şarj kovaları, vibratörlere doldurularak ergitme işlemi gerçekleştirilmektedir. Tutma ocakları (maden hazırlama) aşamasında ergitilmiş sıvı metal, bekletme ocaklarına alınarak istenen kimyasal bileşimi yakalamak için ferro alaşım ve karbon verici ilaveler yapılmakta, cüruf çekme işlemi gerçekleştirilmektedir. Dökme demir özelliğindeki sıvı metal, iyileştirme istasyonuna gitmekte aşılama işlemi yapıldıktan sonra potalar ile döküm hatlarına gönderilmektedir. Döküm hatlarına gönderilen tüm potalardan, döküm işlemi öncesinde cüruf çekme işlemi yapılmaktadır. Potadan alınan cüruf, boşaltıldığı alanda hava şartları ile soğumaya bırakılmakta, daha sonra tesis stok sahasına yönlendirilmektedir.

Sıvı metalin üzerinden alınan cüruf, bir miktar metalik demir içermektedir. Bu metalik demirin geri kazanılması amacıyla, dökümhane cürufu kırılarak manyetik ayrıştırıcıdan geçirilmektedir. İşlem sonrasında metalinden ayırılmış ve homojen boyutlara getirilmiş bir cüruf ortaya çıkmaktadır.

İnceleme için alınan numune, metalik demirin ayrıştırıcı ile çekildiği, maksimum tane boyutu 40 mm olan taze dökümhane cürufudur.

2.2. Kimyasal Özellikler

Numunenin kimyasal bileşenleri XRD yöntemi ile incelenmiştir. CaO, Al_2O_3 , SiO_2 , MgO, Fe_2O_3 ve MnO, ana bileşenler olarak kabul edilmiş ve XRD analizinde bu bileşenler araştırılmıştır. Elde edilen oranlar, Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Dökümhane Cürufu Kimyasal Bileşenleri

Ana Bileşenler, %					
CaO Al ₂ O ₃ SiO ₂ MgO Fe ₂ O ₃ MnO					
5,51	14,63	59,06	2,24	11,02	1,38

Tablo 1'de verilen bileşenler arasında, dökümhane cürufunun kullanımı açısından en dikkat çekenleri CaO ve MgO'dur. Çelikhane cürufları bünyesinde de bulunan CaO ve MgO'nun, bağlayıcısız karışımlarda genleşmeye neden olduğu, bitümlü sıcak karışımlarda ise suya hassasiyeti arttırdığı belirlenmiştir. Genleşmenin önüne geçmek amacıyla çelikhane cürufu için 12 ila 18 ay yaşlandırma süreci tavsiye edilmektedir [8]. Fakat çelikhane cürufundaki CaO içeriği % 25 ila 50 arasında MgO içeriği ise % 4 ila 15 arasında değişmektedir [9]. Dökümhane cürufundaki CaO ve MgO içeriğinin düşük olmasına karşın, bu iki bileşenin su etkisi ile hidrate olarak genleşme ihtimalleri vardır. Bu doğrultuda dökümhane cürufu ile üretilen bağlayıcısız karışımlara genleşme deneyi uygulanmıştır.

2.3. Fiziksel Özellikler

Fiziksel özellikler kapsamında ilk olarak numuneye elek analizi (ASTM C136-06) yapılmıştır. Devamında dökümhane cürufuna KTŞ 2013'te granüler tabakalarda kullanılacak doğal agrega için tanımlanmış olan Yassılık İndeksi (BS 812), Hava Tesirlerine Karşı Dayanıklılık (ASTM C88-05), Los Angeles Aşınma Kaybı (ASTM C535-12), Atterberg Limitleri Tayini (ASTM D4318), Kil Topağı ve Dağılabilen Tane Oranı (ASTM C142), Organik Madde Tayini (AASHTO T-21), Metilen Mavisi (ASTM C837), Birim Hacim Ağırlık (ASTM C127-15, ASTM C128-15) ve Su Emme (ASTM C127-12, ASTM C128-12) deneyleri yapılmıştır [10].

Şekil 1'de alınan numuneye yapılan elek analizinin grafiği sunulmuştur.

Tablo 2'de, boyut gruplarına göre numunenin birim hacim ağrılık ve su emme değerleri verilmiştir.

Tablo 2'de görüldüğü üzere, tane boyutu küçüldükçe su emme değerleri düşmektedir. Bunun temel nedeni, iri tanelerin daha gözenekli yapıda olmasıdır.



Şekil 1. Dökümhane Cürufu Elek Analizi

Boyut Grubu	ρ_{a}	ρ_{ssd}	ρ _{rd}	Su Emme, %
75-37,5 mm	2,443	2,299	2,199	4,55
37,5-25 mm	2,552	2,427	2,347	3,43
25-19 mm	2,541	2,423	2,346	3,27
19-9,5 mm	2,778	2,678	2,622	2,14
9,5-4,75 mm	2,531	2,441	2,382	2,49
4,75-2 mm	2,819	2,715	2,659	2,14
2-0,425 mm	2,840	2,741	2,688	1,99
0,425-0,075 mm	2,782	2,690	2,638	1,96
Filler	2,630	-	-	-

Tablo 2. Birim Hacim Ağrılık ve Su Emme Değerleri

Tablo 3'te, KTŞ 2013 Kısım 206'da Dolgular kapsamında tanımlanan Dolgu Malzemesi, Dona Hassas Olmayan Taban Malzemesi ve Koruyucu Tabaka Seçme Malzeme için belirtilmiş olan deneyler, KTŞ 2013 limitleri ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Tablo 3'te görüldüğü üzere; dökümhane cürufu, Dona Hassas Olmayan Taban Malzemesi için KTŞ 2013'te belirtilmiş olan % 3 su emme limiti dışında tüm koşulları sağlamaktadır. % 3,11 su emme değeri karışımdaki kaba tanelerin oranlarına göre hesaplanmış olup, karışımdaki kaba agreganın su emme ortalamasını vermektedir.

Tabaka	Deney	Şartname Limiti	Deney Sonucu
Dolau	Likit Limit, %	< 60	-
Dolgu	Plastisite İndeksi %	< 35	-
Dona Hassas Olmayan Taban Malzemesi	0,075mm'den geçen, %	< 12	1,1
	Likit Limit, %	< 25	-
	Plastisite İndeksi %	< 6	-
	Kaba Agrega Su Emme, %	< 3	3,11
Kamunan Tahaha	0,075mm'den geçen, %	< 50	1,1
Seçme Malzeme	Likit Limit, %	< 40	-
	Plastisite İndeksi %	< 15	-

Tablo 3. Dolgu Malzemesi Deney Sonuçları ve KTŞ 2013 Limitleri

Tablo 4'te, KTŞ 2013 Kısım 401'de alttemel malzemesi için belirtilmiş olan deneyler, KTŞ 2013 limitleri ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Tablo 4'te görüldüğü üzere, dökümhane cürufu KTŞ 2013'te Alttemel malzemesi için belirtilmiş olan tüm koşulları sağlamaktadır. % 2,69 su emme değeri karışımdaki tanelerin oranlarına göre hesaplanmış olup, karışımdaki tanelerin su emme ortalamasını vermektedir. Tablo 4'te dikkat edilmesi gereken bir diğer sonuç da Aşınma Kaybı değeridir. Dökümhane cürufu, % 43,6 parçalanma oranı ile KTŞ 2013 limitine son derece yakındır. Numunenin bu denli narin davranması, gözenekli yapısından kaynaklanmaktadır.

adio 4. Altemei Malzemesi Deney Sonuçiari ve K1Ş 2013 Limitie				
Deney	Şartname Limiti	Deney Sonucu		
Hava Tesirlerine Karşı Dayanıklılık, %	≤ 25	4,3		
Aşınma Kaybı, %	\leq 45	43,6		
Likit Limit, %	≤ 25	-		
Plastisite İndeksi %	≤ 6	-		
Kil Topağı ve Dağılabilen Tane Oranı, %	≤ 2	0,11		
Organik Madde, %	≤ 1	0		
Yassılık İndeksi, %	\leq 35	5,4		
Metilen Mavisi, g/kg	≤ 4	0,5		
Su Emme, %	\leq 3,5	2,69		

.: D VA KTS 2012 Limitlari -1 M-1-Table 4 Alttern a

Tablo 5'te, KTS 2013 Kısım 402'de Granüler Temel malzemesi için belirtilmiş olan deneyler, KTŞ 2013 limitleri ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Tablo 5. Granüler Temel Malzemesi Deney Sonuçları ve KTS 2013 Limitleri

Deney	Şartname Limiti	Deney Sonucu
Hava Tesirlerine Karşı Dayanıklılık, %	≤ 20	4,3
Aşınma Kaybı, %	\leq 35	43,6
Kil Topağı ve Dağılabilen Tane Oranı, %	≤ 1	0,11
Yassılık İndeksi, %	\leq 30	5,4
Su Emme, %	\leq 3,0	2,48
Organik Madde, %	0	0
Likit Limit, %	NP	NP
Plastisite İndeksi %	NP	NP
Metilen Mavisi, g/kg	≤ 3	0,5

Tablo 5'te görüldüğü üzere, dökümhane cürufu KTŞ 2013'te Granüler Temel malzemesi için belirtilmiş olan tüm koşulları, aşınma kaybı haricinde sağlamaktadır. % 2,48 su emme değeri karışımdaki tanelerin oranlarına göre hesaplanmış olup karışımdaki tanelerin su emme ortalamasını vermektedir. Tablo 5'te dikkati çeken sonuç aşınma kaybı değeridir. Dökümhane cürufu, % 43,6 parçalanma oranı ile KTS 2013 limitini karşılamamaktadır.

2.4. Mekanik Özellikler

Mekanik özellikler kapsamında ilk olarak malzemenin tabii halde dolguda kullanılma olanaklarının belirlenebilmesi için karışıma standart Proctor (ASTM D698) ve standart yaş CBR (ASTM D1883-7) deneyleri uygulanmıştır. Karışıma ait standart Proctor grafiği Şekil 2'de sunulmustur.

Sekil 2'de cizilen eğriden maksimum kuru birim hacim ağırlık 20,28 kN/m³, optimum su muhtevası ise % 5,53 olarak belirlenmiştir. Ağırlıkça % 5,53 su katılarak hazırlanan karışıma standart yaş CBR deneyi uygulanmıştır. 96 saat suda bekletilen karışımda şişme gözlemlenmemiştir. KTŞ 2013 Kısım 206'da dolgu olarak kullanılacak malzemenin maksimum kuru birim hacim ağırlığının en az 14,22 kN/m³ olması istenmektedir [10]. Dökümhane cürufu dolgu karışımı, istenen değeri sağlamaktadır. CBR deneyi uygulanan yaş numuneye ait deplasman-kuvvet grafiği Şekil 3'te sunulmuştur.

Şekil 3'teki eğilim çizgisi kullanılarak, düzeltilmiş CBR değeri % 64,6 olarak hesaplanmıştır. KTŞ 2013 Kısım 206'da Koruyucu Tabaka Seçme Malzemenin standart yaş CBR değerinin en az % 10 olması istenmektedir [10]. Dökümhane cürufu dolgu karışımı, istenen değeri sağlamaktadır.



Şekil 2. Dolgu Malzemesi Standart Proctor Grafiği





Dökümhane cürufunun ürün konumunda olmaması ve kırma-eleme işleminin KTŞ 2013'te tanımlanan boyutlara göre yapılmaması nedeniyle Alttemel Tip-A ve Tip-B tabakalarında, karışımlar ideal tane dağılımına göre hazırlanmıştır. Alttemel Tip-A karışımına ait modifiye Proctor (ASTM D1157) grafiği Şekil 4'te sunulmuştur.



Şekil 4. Alttemel Tip-A Modifiye Proctor Grafiği

Şekil 4'te çizilen eğriden maksimum kuru birim hacim ağırlık 19,68 kN/m³, optimum su muhtevası ise % 6,93 olarak belirlenmiştir. Ağırlıkça % 6,93 su katılarak hazırlanan karışıma modifiye yaş CBR (ASTM D1883-7) deneyi uygulanmıştır. 96 saat suda bekletilen karışımda şişme gözlemlenmemiştir. CBR deneyi uygulanan yaş numuneye ait deplasman-kuvvet grafiği Şekil 5'te sunulmuştur.



Şekil 5. Alttemel Tip-A Karışımı Modifiye Yaş CBR Grafiği

Şekil 5'teki eğilim çizgisi kullanılarak, düzeltilmiş CBR değeri % 107,5 olarak hesaplanmıştır. KTŞ 2013 Kısım 401'de Alttemel Tip-A karışımının modifiye yaş CBR değerinin en az % 30 olması istenmektedir [10]. Dökümhane cürufu Alttemel Tip-A karışımı, istenen değeri sağlamaktadır.

Alttemel Tip-B karışımına ait modifiye Proctor (ASTM D1157) grafiği Şekil 6'da sunulmuştur.



Şekil 6. Alttemel Tip-B Modifiye Proctor Grafiği

Şekil 6'da çizilen eğriden maksimum kuru birim hacim ağırlık 19,66 kN/m³, optimum su muhtevası ise % 5,55 olarak belirlenmiştir. Ağırlıkça % 5,55 su katılarak hazırlanan karışıma modifiye yaş CBR deneyi (ASTM D1883-7) uygulanmıştır. 96 saat suda bekletilen karışımda şişme gözlemlenmemiştir. CBR deneyi uygulanan yaş numuneye ait deplasman-kuvvet grafiği Şekil 7'de sunulmuştur.

Şekil 7'deki eğilim çizgisi kullanılarak, düzeltilmiş CBR değeri % 111 olarak hesaplanmıştır. KTŞ 2013 Kısım 401'de Alttemel Tip-B karışımının modifiye yaş CBR değerinin en az % 50 olması istenmektedir [10]. Dökümhane cürufu Alttemel Tip-B karışımı, istenen değeri sağlamaktadır.



Şekil 7. Alttemel Tip-B Karışımı Modifiye Yaş CBR Grafiği

Dökümhane cürufunun aşınma kaybı değerinin % 43,6 olması ve KTŞ 2013 Kısım 402 Granüler Temel için kullanılacak olan malzemede maksimum aşınma kaybı % 35 istendiğinden, Granüler Temel ve Plent-Miks Temel tasarımları yapılmamıştır.

2.5. Potansiyel Genleşme

Dünya çapında bu konuya ilişkin iki temel yöntem öne çıkmaktadır. Bunlardan ilki, sıcak su ile cürufun genleşmesini sağlamaktadır. Bu kapsamda tanımlanmış ASTM D4792 ve JIS A 5011 standartları mevcuttur. İkincisi ise su buharı ile genleşmenin desteklendiği, EN 1744-1 standardında tanımlanmış olan yöntemdir [11].

Bu çalışma kapsamında ASTM D4792 standardı, dökümhane cürufunun genleşmesinin ölçülmesi için esas alınmıştır. Standart deney süresi 7 gün olarak tanımlanmıştır. Fakat genleşme eğiliminin devam etmesi durumunda deney süresinin, eğilim sona erene kadar uzatılması tavsiye edilmektedir [12].

Potansiyel genleşme deneyi, dolgu ve alttemel karışımına uygulanmıştır. Alttemel karışımında en kötü senaryonun göz önüne alınabilmesi amacıyla ASTM D4792 deneyi için minimum boşluk – maksimum kuru birim hacim ağırlık değerine sahip Alttemel Tip-A karışımı tercih edilmiştir. Genleşme limiti olarak, ASTM D4792 standardında çelikhane cürufunun kullanımı için önerilen % 0,5 değeri kabul edilmiştir.

Dolgu ve Alttemel Tip-A karışımına ait genleşme grafiği Şekil 8'de sunulmuştur.



Şekil 8. Dolgu ve Alttemel Tip-A Karışımı Genleşme Grafiği

Şekil 8'de görüldüğü üzere, genleşmenin artma eğilimi göstermemesi üzerine ASTM D4792'de belirtildiği gibi deney yedinci günde sonlandırılmıştır. Dolgu karışımının maksimum genleşmesi % 0,19, Alttemel Tip-A karışımının maksimum genleşmesi % 0,45 olarak belirlenmiştir. Bu değerler, ASTM D4792 standardında önerilen % 0,5 limitini sağlamaktadır.

2.6. Çevresel Analiz

Çevresel analizde, numunenin orijinalinde ve numune ile üretilen eluatta 26.03.2010 tarihli, 27533 sayılı Resmi Gazete'de yayınlanmış olan "Atıkların Düzenli Depolanmasına Dair Yönetmelik Ek-2"de belirtilen parametreler araştırılmıştır. Numuneden elde edilen sonuçlar, Ek-2 limitleri ile birlikte Tablo 6'da sunulmuştur.

Donomotro		N	S <u>ınır Değerler</u>		
<u>Parametre</u>	BILIW	N <u>umune</u>	S <u>ınıf 1</u>	S <u>inif 2</u>	S <u>inif 3</u>
F <u>lorür</u>	m <u>g/L</u>	0 <u>,7</u>	5 <u>0</u>	1 <u>5</u>	1
S <u>ülfat</u>	m <u>g/L</u>	5	5 <u>000</u>	2 <u>000</u>	1 <u>00</u>
T <u>oplam Çözünmüş Madde (180 °C)</u>	m <u>g/L</u>	1 <u>8</u>	1 <u>0000</u>	6 <u>000</u>	4 <u>00</u>
Ç <u>özünmüş Organik Karbon (DOC)</u>	m <u>g/L</u>	<u>≤1</u>	1 <u>00</u>	8 <u>0</u>	5 <u>0</u>
T <u>oplam Organik Karbon</u>	m <u>g/kg</u>	2 <u>6000</u>	-	-	3 <u>0000</u>
K <u>lorür</u>	m <u>g/L</u>	4	2 <u>500</u>	1 <u>500</u>	8 <u>0</u>
B <u>akır</u>	m <u>g/L</u>	<u>≤0,01</u>	1 <u>0</u>	5	0 <u>,2</u>
B <u>aryum</u>	m <mark>g/L</mark>	0 <u>,04</u>	3 <u>0</u>	1 <u>0</u>	2
C <u>iva</u>	m <u>g/L</u>	<u>≤0,0002</u>	0 <u>.2</u>	0 <u>.02</u>	0 <u>.001</u>
N <u>ikel</u>	m <u>g/L</u>	<u>≤0,001</u>	4	1	0 <u>.04</u>
A <u>ntimon</u>	m <u>g/L</u>	<u>≤0,0005</u>	0 <u>,5</u>	0 <u>,07</u>	0 <u>,006</u>
A <u>rsenik</u>	m <u>g/L</u>	0 <u>,002</u>	2 <u>,5</u>	0 <u>,2</u>	0 <u>.05</u>
K <u>admiyum</u>	m <u>g/L</u>	<u>≤0,0005</u>	0 <u>,5</u>	0 <u>,1</u>	0 <u>,004</u>
T <u>oplam Krom</u>	m <u>g/L</u>	0 <u>,03</u>	7	1	0 <u>,05</u>
K <u>urşun</u>	m <mark>g/L</mark>	<u>≤0,0005</u>	5	1	0 <u>.05</u>
S <u>elenyum</u>	m <u>g/L</u>	≤ <u>0,001</u>	0 <u>,7</u>	0 <u>,05</u>	0 <u>,01</u>
M <u>olibden</u>	m <u>g/L</u>	0 <u>,002</u>	3	1	0 <u>,05</u>
Ç <u>inko</u>	m <mark>g/L</mark>	0 <u>,03</u>	2 <u>0</u>	5	0 <u>,4</u>
Fenol Indeksi	m <u>g/L</u>	<u>≤0,03</u>	-	-	0 <u>.1</u>
p <u>H (25 °C)</u>	-	8 <u>,22</u>	-	-	-
L <u>OI (Yanma Kaybı), (550 °C)</u>	%	<u>≤0,1</u>	1 <u>0</u>	-	-
BTEX (Benzen, Toluen, Etil benzen, Ksilen)	m <u>g/kg</u>	<u>≤0,25</u>	-	-	6
M <u>ineral Yağ ve Türevleri</u>	m <u>g/kg</u>	<u>≤100</u>	-	-	5 <u>00</u>
P <u>CBs (toplam)</u>	m <u>g/kg</u>	≤ <u>0,1</u>	-	-	1

Tablo 6. Numune Analiz Sonuçları ve Ek-2 Limitleri

Tablo 6'da görüldüğü üzere, dökümhane cürufu, 3. sınıf bir başka deyişle durağan (inert) atık olarak kabul edilmektedir. 27533 sayılı Resmi Gazete'de yayınlanmış olan "Atıkların Düzenli Depolanmasına Dair Yönetmelik" kapsamında durağan (inert) atıklar; fiziksel, kimyasal veya biyolojik olarak önemli derecede herhangi bir değişime uğramayan, çözünmeyen, yanmayan, fiziksel veya kimyasal olarak reaksiyona girmeyen, biyolojik bozunmaya uğramayan veya temas ettiği maddeleri çevreye veya insan hayatına zarar verecek şekilde etkilemeyen ve toplam sızıntı kabiliyeti ve ekotoksisitesi önemsiz miktarda olan, özellikle yüzeysel su ve yeraltı suyu kirliliği tehlikesi yaratmayan atıklar olarak tanımlanmaktadır. Kanserojen, toksik, patlayıcı, tutuşabilen, korozif, tahriş edici vb. özelliklerinden dolayı insan sağlığı ve çevre bakımından risk teşkil eden atıklar, tehlikeli atık sınıfına girmektedir. Tehlikesiz atıklar ise kısaca tehlikeli atık sınıfına girmeyen atıklar olarak tanımlanmışlardır.

Dökümhane cürufunun durağan atık sınıfına girdiğine ilişkin deney sonuçlarına ek olarak; 1998'de yapılan bir risk değerlendirme çalışmasında, demir-çelik menşeili cürufların, pek çok uygulama alanında ekoloji ve insan sağlığı üzerinde herhangi bir olumsuz etkisinin bulunmadığı belirlenmiştir [13]. Bu çalışmaya göre "makul maksimum maruz kalma" ve "en makul maruz kalma" durumları Environmental Pollution Agency (EPA) kıstaslarında incelenmiştir. Bu değerlendirme kapsamında tüm yol ve senaryolardan maruz kalınabilecek ortalama dozlar hesaplanmıştır [13]. Berilyum, kadmiyum ve nikelin farklı formları potansiyel kanserojen olarak dikkate alınmıştır. Cürufun farklı kullanımlarından oluşabilecek potansiyel sağlık etkilerini tanımlayan risk karakterizasyonunun oluşturulabilmesi için maruz kalma ve toksisite durumları birlikte ele alınmıştır. Makul maksimum maruz kalma durumuna göre teorik kanser riski on milyarda 2 ila on milyarda 8 aralığında hesaplanmıştır. Bu da milyonda 1 ila on binde 1 aralığından küçük olduğundan, EPA tarafından göz ardı edilebilir olarak kabul edilmektedir [14].

3.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, dökümhane cüruf numunesinin, karayolu inşaatında dolgu ve granüler tabakalarda kullanım olanakları incelenmiş ve elde edilen sonuçlara ilişkin değerlendirmeler aşağıda sunulmuştur.

- Kimyasal bileşenler incelendiğinde, dökümhane cürufunun da çelikhane cürufuna benzer şekilde fakat daha düşük oranlarda CaO ve MgO içerdiği belirlenmiştir. Bu bileşenlerin genleşmeye neden olduğu bilinmektedir. Bu nedenle dökümhane cürufu ile hazırlanan karışımların inşaat uygulamalarında kullanılmadan önce genleşme olasılıklarının tespit edilmesi gerekmektedir.
- Fiziksel ve mekanik özellikler bakımından, dökümhane cürufunun, herhangi bir ek işleme gerek kalmadan dolgu malzemesi olarak kullanılabileceği belirlenmiştir. Fakat bu çalışmada kullanılan dökümhane cürufunun, dona hassas olmayan taban malzemesi için KTŞ 2013'te tanımlanan % 3 su absorbsiyonu limitine uymadığı belirlenmiştir. Malzemenin su absorbsiyonu değerleri, tane boyutu küçüldükçe azaldığı için, dona hassas olmayan taban malzemesi olarak kullanılabilmesi amacıyla maksimum tane boyutunun 19 mm olarak düzenlenmesi gerekmektedir.
- Dökümhane cürufunun, gerekli tane dağılımı sağlandığı takdirde, alttemel malzemesi olarak kullanımının, fiziksel ve mekanik özellikler açısından herhangi bir sorun teşkil etmediği belirlenmiştir.
- Dökümhane cürufu, aşınma değeri bakımından granüler temel uygulamalarında (temel ve plent-miks temel) kullanılamamaktadır. Bu durum, dolgu ve alttemel karışımlarında elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlıklarla da desteklenmektedir. Dolgu karışımının maksimum kuru birim hacim ağrılığı 20,28 kN/m³ iken alttemel karışımlarında bu değerler 19,68 kN/m³ ve 19,66 kN/m³tür. Dökümhane cürufu narin yapısı nedeniyle modifiye kompaksiyon sırasında parçalanmakta ve karışımın tane dağılımı değişmektedir. Alttemel karışımlarında yeterli CBR değerleri gözlemlense de diğer granüler tabaka tiplerinin uygulanmasında taşıma gücüne ilişkin sorunlar yaşanacağı açıktır. Alttemel uygulamalarında ise kompaksiyon ile parçalanabilen taneler dikkate alınarak kompaksiyon kalınlığının, gerekli incelemeler yapılarak mümkün olduğunca büyük alınması tavsiye edilmektedir.
- Dökümhane cürufunun, çelikhane cüruflarına oranla düşük CaO ve MgO içeriği, karışımların genleşme miktarlarını limitler altında tutmuştur. Bu çalışmada kullanılan

dökümhane cürufu, CaO ve MgO'nun hidratasyonu için yaşlandırma işlemine gerek kalmadan kullanılabilmektedir.

• Yapılan Ek-2 analizi ve taranan literatür doğrultusunda dökümhane cürufunun yapay agrega olarak kullanımının çevre ve insan sağlığı üzerinde bir etkisi olmayacağı kanaatine varılmıştır.

Sonuç olarak; bu çalışmada ele alınan dökümhane cürufunun, karayolu inşaatında herhangi bir işlemden geçirilmeden dolgu ve koruyucu tabaka seçme malzemesi, maksimum tane boyutu belirtilerek dona hassas olmayan taban malzemesi ve gerekli kırma ve eleme işlemlerinden geçirilerek, KTŞ 2013 Kısım 401'de tanımlanan granülometriye uygun hale getirilerek, alttemel malzemesi olarak kullanımının teknik açıdan uygun olduğu belirlenmiş ve dökümhane cürufunun çevre ve insan sağlığına bir etkisi olmayacağı kanaatine varılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Sylvia J.G., (1972). "Cast Metals Technology", Addison-Wesley.
- [2] Kepez Ü., (2007). "Türkiye'de Döküm Sektörü-Demir Döküm", TÜBİTAK Metal Teknoloji Platformu Oluşturma Çalıştayı, 23-24 Şubat 2007, Kocaeli.
- [3] Yerlikaya C., (2001). "Dökümhane Atık Kumlarındaki İnorganik ve Organik Kirleticilerin Karakterizasyonu", Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2001.
- [4] HAWAMAN, (2009). "<u>Türkiye'de Sanayiden Kaynaklanan Tehlikeli Atıkların</u> <u>Yönetiminin İyileştirilmesi</u>", Döküm Sektörü Rehber Döküman, LIFE HAWAMAN Projesi, LIFE06 TCY/TR/000292, ÇOB, Ankara.
- [5] EU, (2008). "Directive 2008/98/EC of the European Parliament and of the Council of 19 November 2008 on Waste and Repealing Certain Directives", Official Journal of EU, L 312, 29.11.2008, 3-30.
- [6] Çevre ve Orman Bakanlığı, (2008). "Atık Yönetimi Genel Esaslarına İlişkin Yönetmelik", 05.07.2008 tarih 26927 sayılı Resmi Gazete.
- [7] Pasetto M., Baldo N., (2010). "Experimental Evaluation of High Performance Base Course and Road Base Asphalt Concrete with Electric Arc Furnace Slags", Journal of Hazardous Materials, 181, 938-948
- [8] Huang, Y., Bird, R. N., Heidrich, O. (2007). "A Review of the Use of Recycled Solid Waste Materials in Asphalt Pavement", Science Direct, Resources, Conservation and Recycling, 52, 58-73.
- [9] Motz H., Geiseler J. (2001). "Products of Steel Slags an Opportunity to Save Natural Resources". Waste Management, 21, 285-293.
- [10] Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM), (2013). "Karayolları Teknik Şartnamesi 2013".
- [11] Yonar, F., (2017). "Elektrik Ark Ocağı Çelikhane Cürufunun Karayolu Esnek Üstyapı Tabakalarında Kullanımının Ve Karışım Performansının Araştırılması", Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2017.
- [12] ASTM, (2013). "Standard Test Method for Potential Expansion of Aggregates from Hydration Reactions", (ASTM D4792 / D4792M-13).
- [13] Chaurand, P., Rose, J., Briois, V., Olivi, L., Hazemann, J., Proux, O., Domas, J., and Bottero, J. (2007). "Environmental Impacts of Steel Slag Reused in Road Construction: A Crystallographic and Molecular Approach", Journal of Hazardous Materials, Vol. 139, No.3, pp. 537-542.
- [14] Kneller, A.W., Gupta, J., Borkowski, L.M., and Dollimore, D. (1994). "Determination of Original Free Lime Content of Weathered Iron and Steel Slag by Thermogravimetric Analysis", Transportation Research Record 1434, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 17-22.

ZEMİN YAPILARI

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

PAYANDALI BETONARME İSTİNAT DUVARLARININ JAYA ALGORİTMASIYLA OPTİMUM TASARIMI

OPTIMUM DESIGN OF REINFORCED CONCRETE CONTERFORT RETAINING WALL USING JAYA ALGORITHM

> Hasan Tahsin ÖZTÜRK*¹ **Tavfun DEDE²**

ABSTRACT

In this study, the optimum design for minimum cost of a counterfort concrete retaining wall is performed. There are 17 design variables in the problem of reinforced concrete counterfort retaining wall in the study. The design variables are related to the wall geometry and to the steel reinforcement features of the wall. There are a number of charts used in the technical literature to determine the cross-sectional effects of the wall stem and the rear encasement plate. However, these charts have been prepared at certain aspect ratios of the plates. In this case, application programming interface (SAP2000-API) of SAP2000 software is used in the algorithm to realize a more realistic structural analysis. Thus, the required structural analysis can be performed by applying external loads through the MATLAB software, which is encoded in the algorithm of the wall model prepared in SAP2000 software. The desired crosssectional effects are taken from this software and used in the algorithm. The problem has a total of 46 constraints consisting of wall sliding, overturning and bearing capacity checks, reinforced concrete cross-section capacity checks, size and provision conditions. Key Words: Optimization, Counterfort Retaining Wall, JAYA Algorithm

ÖZET

Bu çalışmada payandalı bir betonarme istinat duvarının minimum maliyet için optimum tasarımı gerçekleştirilmiştir. Çalışmada oluşturulan payandalı betonarme istinat duvarı probleminde 17 tasarım değişkeni bulunmaktadır. Sözkonusu tasarım değişkenleri duvar geometrisine ve duvarın çeşitli bölgelerindeki donatılara ilişkindir. Duvarın perde ve arka ampatman plağında kesit etkilerinin belirlenebilmesi için teknik literatürde kullanılan birtakım çizelgeler bulunmaktadır. Ancak bu çizelgelerin plakların belirli en boy oranlarında hazırlandığı görülmektedir. Bu durumda daha gerçekçi bir yapısal çözümlemenin gerçekleştirilebilmesi için algoritma içerisinde SAP2000 yazılımının Uygulama Programlama Arayüzü (SAP2000-API) kullanılmıştır. Böylece SAP2000 yazılımında hazırlanan duvar modeline algoritmanın kodlandığı MATLAB yazılımı üzerinden dış yükler uygulanarak istenen yapısal çözümlemeler yapılabilmiş ve istenilen kesit etkileri bu yazılımdan alınarak algoritma içerisinde kullanılmıştır. Problemin toplam 46 sınırlayıcısı bulunmakta ve bu sınırlayıcılar duvarın kayma, devrilme ve taşıma gücü tahkikleri, betonarme kesit denetimleri, boyut ve donatılara ilişkin koşullardan oluşmaktadır. Bir sayısal uygulama üzerinde gerçekleştirilen optimum tasarımdan elde edilen bulgular irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Optimizasyon, Payandalı İstinat Duvarı, JAYA Algoritması

^{*1} Yrd.Doç.Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, htozturk@ktu.edu.tr

² Doc.Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, dtayfun@ktu.edu.tr

1. GİRİŞ

İstinat duvarları yol inşaatlarında ve engebeli arazide inşa edilen diğer yapıları koruma amaçlı sıklıkla başvurulan mühendislik yapılarıdır. Bu yapıların tasarımları genellikle geleneksel yöntemlerle yapılmaktadır. Yapı maliyeti yada ağırlığı minimize edilmek istendiğinde, bu işlem mühendislik önsezisiyle gerçekleştirilmekte, yapılan farklı tasarımlar birkaç denemeden öteye geçmemektedir.

Bilindiği gibi genellikle betonarme olarak inşa edilen payandalı istinat duvarları gövde, temel ne payandadan (nervürden) oluşmaktadır. Temel; ön ampatmanda konsol olarak, arka ampatmanda ise gövde ve payandalardan mesnetli, diğer kenarı serbest bir döşeme şeklinde çalışmaktadır. İstinat duvarları da diğer mühendislik yapılarında olduğu gibi geleneksel tasarım yöntemleriyle tasarlandıklarında başta yeterli dayanım olmak üzere yeterli dayanıklılık, stabilite, süneklik ve rijitliğe sahip olacak şekilde tasarlanmaktadırlar. Ancak kaynakların kısıtlı olması bu koşulların sağlanması yanında mümkün olan en ekonomik tasarımın yapılmasını da gerekli kılmaktadır.

Günümüzde bilgisayar donanım ve yazılımlarıyla, sayısal optimizasyon yöntemlerinde meydana gelen gelişmeler, karmaşık mühendislik problemlerinin matematiksel olarak ifade edilebilmesini, bunların optimizasyon problemlerine dönüştürülebilmesini ve bu problemlerin optimizasyon yöntemleriyle çözülebilmesini kolaylaştırmıştır. Son yıllarda çeşitli sezgisel (meta-heuristic) algoritmalar mühendislik problemlerinde istenilen optimum çözümü bulmada sıklıkla kullanılmaktadır.

Bu bildiride JAYA adı verilen sezgisel bir algoritmanın, betonarme payandalı istinat duvarlarının minimum maliyetle optimum tasarımlarında, kullanılabilirliğinin belirlenmesi amaçlanmaktadır.

2. YÖNTEM

2.1. JAYA Algoritması

JAYA Algoritması en iyi çözüme ulaşarak zafer kazanmaya çalışan bu özelliğiyle Sanskritçede zafer anlamına gelen bir kelime olan JAYA ile adlandırılan bir algoritmadır (Rao,2016). Algoritma başarıya ulaşmak için sürekli iyi çözümlere yaklaşmaya, başarısızlıktan uzaklaşmak için ise kötü çözümlerden uzaklaşmaya çalışmaktadır.

Bu algoritmada da diğer optimizasyon algoritmaları gibi, bir amaç fonksiyonunun (f(x)) maksimizasyonu yada minimizasyonu hedeflenmektedir. Her hangi bir i. iterasyonda m tasarım değişkeni sayısını, (j=1,2,...,m), n aday çözüm sayısını (k=1,2,...,n) göstermektedir. Aday çözümler içerisinde en iyi çözüm $f(x)_{best}$, en kötü çözüm ise $f(x)_{worst}$ olarak saklanmaktadır.

Algoritmada herhangi bir i. iterasyonda k. aday çözümün j. Değişkeni $X_{j,k,i}$ şeklinde ifade edilirse, bu değişken:

$$X'_{j,k,i} = X_{j,k,i} + r_{1,j,i} (X_{j,best,i} - |X_{j,k,i}|) - r_{2,j,i} (X_{j,worst,i} - |X_{j,k,i}|)$$
(1)

ifadesiyle yenilenmektedir. Burada $X_{j,best,i}$ en iyi çözümde j. tasarım değişkeninin değeri, $X_{j,worst,i}$ en kötü çözümde j. tasarım değişkeninin değeri $X'_{j,k,i}$ ise $X_{j,k,i}$ 'nin yenilenen değeridir. $r_{1,j,i}$ ve $r_{2,j,i}$ i. iterasyonda j. tasarım değişkeni için [0,1] aralığında üretilen iki

rasgele sayıdır. $r_{1,j,i}(X_{j,best,i} - |X_{j,k,i}|)$ ifadesi iyi çözüme yaklaşma eğilimini, $r_{2,j,i}(X_{j,worst,i} - |X_{j,k,i}|)$ ifadesi ise kötü çözümden uzaklaşma eğilimini yönetmektedir. Yeni türetilen $X'_{j,k,i}$ ifadesinin, daha iyi bir amaç fonksiyonu değeri vermesi durumunda eski çözüm terk edilerek bu çözüm benimsenmektedir. Benimsenen bu çözümler bir sonraki iterasyon için giriş verisi olarak kullanılmaktadır. Bu algoritma ile ilgili ayrıntılı bilgiye Rao (2016) kaynağından ulaşılabilmektedir.

2.2. Amaç Fonksiyonu

Payandalı istinat duvarının maliyet optimizasyonu için kullanılan amaç fonksiyonu:

 $f_{maliyet} = C_s W_s + C_c V_c \quad (\$/m) \tag{2}$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Burada C_s donatının birim maliyeti ($\frac{k}{kg}$), W_{st} kullanılan donatı ağırlığı (kg), C_c betonun birim maliyeti ($\frac{m^3}{w^3}$) ve V_c kullanılan beton hacmini (m³) göstermektedir. Beton ve donatının birim maliyeti sırasıyla 40 $\frac{m^3}{w^3}$ ve 0.40 $\frac{k}{kg}$ olarak alınmıştır.

2.3. Tasarım Değişkenleri

Payandalı istinat duvarı için kullanılan tasarım değişkenleri 17 adettir. Bunlardan ilk 6 tanesi duvarın geometrik özeliklerine, geri kalan 11 tanesi ise asal donatıların çap ve adet bilgisine ilişkindir. Bu tasarım değişkenleri aşağıdaki şekillerde görülmektedir.



Şekil 1. Payandalı İstinat Duvarı Enkesit ve Boykesitinde Tasarım Değişkenleri



Şekil 2. Perde ve Arka Ampatman Donatılarına İlişkin Tasarım Değişkenleri



Şekil 3. Payanda (Nervür) Donatılarına İlişkin Tasarım Değişkenleri

2.4. Sınırlayıcılar

Yapısal sınırlayıcılar istinat duvarının devrilme, kayma ve zemin taşıma gücü denetimlerinin yanı sıra donatıların kenetlenme boylarının, maksimum ve minimum donatı oranlarının duvar geometrisinin uygunluğunun ve kritik kesitlerin kesme ve moment kapasitelerinin denetimi için kullanılmaktadır. Duvarın devrilme, kayma ve zemin taşıma gücü denetimleri:

$$g(1) = \frac{SF_o^{design}}{SF_o} - 1 \le 0$$
(3)

$$g(2) = \frac{SF_{s}^{\text{design}}}{SF_{s}} - 1 \le 0$$
(4)

$$g(3) = \frac{SF_{B}^{design}}{SF_{B}} - 1 \le 0$$
(5)

Burada SF₀, SF_S ve SF_B duvar için devrilme, kayma ve taşıma gücü denetimlerinden hesaplanan güvenlik katsayılarıdır. SF_0^{design} , SF_S^{design} ve SF_B^{design} ise sağlanmasını istediğimiz ve tasarımda dikkate aldığımız güvenlik katsayılarıdır. Duvar altında çekme gerilmelerinin meydana gelmesi,

$$g(4) = -\frac{q_{\min}}{100} \le 0 \tag{6}$$

sınırlayıcısıyla engellenmektedir. Burada q_{min} temel altında oluşan minimum gerilmedir. Sınırlayıcıda kullanılan 100 değeri sınırlayıcıyı ölçeklemek için kullanılmaktadır. (Saribaş ve Erbatur 1996). Payandanın orta (H/2) ve en alt kesitinde (H) moment kapasitesinin (M_r), payandaya etkiyen tasarım momentinden (M_d) büyük olup olmadığı denetlenmektedir. Bu denetim,

$$g(5) = \frac{M_d^{\text{orta}}}{M_r^{\text{orta}}} - 1 \le 0$$
(7)

$$g(6) = \frac{M_d^{alt}}{M_r^{alt}} - 1 \le 0$$

$$\tag{8}$$

sınırlayıcılarıyla gerçekleştirilmektedir. Ayrıca perde plağında ve arka ampatman plağının açıklık ve mesnedinde eğilme kapasitelerinin denetimleri her iki doğrultuda gerçekleştirilmektedir.

$$g(7:8) = \frac{M_d^{\text{perdex}}}{M_r^{\text{perdex}}} - 1 \le 0 \quad (\text{açıklık ve mesnet bölgesinde})$$
(9)

$$g(9:10) = \frac{M_d^{\text{perdey}}}{M_r^{\text{perdey}}} - 1 \le 0 \quad (açıklık ve mesnet bölgesinde)$$
(10)

$$g(11:12) = \frac{M_d^{\text{ampatman x}}}{M_r^{\text{ampatman x}}} - 1 \le 0 \quad (\text{açıklık ve mesnet bölgesinde})$$
(11)

$$g(13:14) = \frac{M_d^{\text{ampatman y}}}{M_r^{\text{ampatman y}}} - 1 \le 0 \quad (\text{açıklık ve mesnet bölgesinde})$$
(12)

Diğer bir moment kapasitesi denetimi de ön konsolda gerçekleştirilmektedir. Bu işlem:

$$g(15) = \frac{M_d^{\text{ön ampatman}}}{M_r^{\text{ön ampatman}}} - 1 \le 0$$
(13)

ifadesiyle denetlenmektedir. Kesme denetimleri ise; payandanın orta yüksekliğinde, payandanın alt seviyesinde, perde plağında, arka ampatman plağında ve ön konsolda,

$$g(16:20) = \frac{V_{d}}{V_{r}} - 1 \le 0$$
(14)

ifadesiyle gerçekleştirilmektedir. Benzer şekilde maksimum ve minimum donatı oranı denetimleri, payandanın orta yüksekliğinde, payandanın alt seviyesinde, perde plağının her iki doğrultusunda açıklık ve mesnedinde, arka ampatmanın her iki doğrultusunda açıklık ve mesnedinde ve ön konsolda,

$$g(21:31) = \frac{\rho_{\min}}{\rho} - 1 \le 0$$
(15)

$$g(32:42) = \frac{\rho}{\rho_{max}} - 1 \le 0$$
 (16)

şeklinde ifade edilen sınırlayıcılarla denetlenmektedir. Duvar geometrisinin doğruluğunu sağlamak için,

$$g(43) = \frac{X_2 + X_3}{X_1} - 1 \le 0 \tag{17}$$

sınırlayıcısı, Kenetlenme boyları denetimleri ise X_7 , X_{12} ve X_{13} değişken numaralarıyla ifade edilen donatılar için

$$g(44) = \frac{l_{db}}{X_2 + X_3 - \text{cover}} - 1 \le 0 \quad \text{yada} \quad g(44) = \frac{12\Phi}{X_5 - \text{cover}} - 1 \le 0$$
(18)

$$g(45) = \frac{l_{db}}{X_4 - cover} - 1 \le 0$$
 yada $g(45) = \frac{l_{dh}}{X_4 - cover} - 1 \le 0$ (19)

$$g(46) = \frac{l_{db}}{X_1 - 2 \operatorname{cover}} - 1 \le 0 \quad \text{yada} \quad g(46) = \frac{l_{dh}}{X_1 - 2 \operatorname{cover}} - 1 \le 0$$
(20)

bağıntılarıyla denetlenmektedir. Burada Ø kenetlenecek donatının çapını, l_{db} düz kenetlenme boyunu, l_{dh} ise kancalı kenetlenmeye ilişkin donatı boyunu göstermektedir. Bu iki durumda geometrik olarak uygunsa minimum maliyeti veren kenetlenme çeşidi seçilmektedir.

3.BULGULAR

Bu bildiri kapsamında kullanılan algoritma MATLAB (2014) yazılımında programlanmıştır. Bu koşumlarda INTEL(R) Xeon(R) E5-1650 v3 CPU 3.50 GHz işlemciye sahip iş istasyonu kullanılmıştır. Dikkate alınan sınırlayıcıların algoritmalara eklenmesinde, ceza fonksiyonu yöntemi kullanılmıştır.

3.1. Sayısal Uygulama

Bu problem için tasarım değişkenlerinin sınırları aşağıdaki Tablo 1'de verilmektedir. Bu problemde X7, X12 ve X13 tasarım değişkeni numarasıyla gösterilen asal donatılar 223 adet donatı konfigürasyonu bulunan ve Tablo 2'de özetlenen tasarım değişkeni havuzundan alınarak algoritmalar içinde kullanılmaktadır. Minimum maliyeti veren donatı konfigürasyonu bu veri havuzu içerisinden algoritma tarafından belirlenmektedir. Ayrıca payandalı istinat duvarı problemi için, payandalar arasındaki arka ampatman plağında ve perde plağında asal ve ek donatılar için, farklı bir donatı veri havuzu kullanılmıştır. X8, X9, X10, X11, X14, X15, X16 ve X17 numaralı tasarım değişkenleriyle gösterilen perde ve arka ampatman donatıları, bu veri havuzundan değer almaktadır. Plaklarda kullanılan veri havuzunda 581 adet donatı konfigürasyonu bulunmakta ve bu veri havuzu özetle aşağıdaki Tablo 3'de verilmektedir.

Tasarım	Birim	Alt	Üst	Artım
Değişkeni	DIIIII	Limit	Limit	Aitiii
X1	m	4.00	7.00	0.01
X2	m	1.33	2.33	0.01
X3	m	0.30	0.80	0.01
X4	m	0.80	1.00	0.01
X5	m	0.20	0.80	0.01
X6	m	3.00	6.00	0.01
X7	İndeks No	#1	#223	#1
X8	İndeks No	#1	#581	#1
X9	İndeks No	#1	#581	#1
X10	İndeks No	#1	#581	#1
X11	İndeks No	#1	#581	#1
X12	İndeks No	#1	#223	#1
X13	İndeks No	#1	#223	#1
X14	İndeks No	#1	#581	#1
X15	İndeks No	#1	#581	#1
X16	İndeks No	#1	#581	#1
X17	İndeks No	#1	#581	#1

Tablo 1. Tasarım Değişkenlerinin Alt, Üst Sınırları ve Artım Değerleri

Tablo 2. Asal Donatılar İçin Tasarım Değişkeni Veri Havuzu

İndeks No	Donatı	Donatı	Donati
mucks no	' Sayısı	çapı (mm)	Alanı (mm^2)
1	3	10	235.6
2	4	10	314.1
3	3	12	339.2
4	5	10	392.6
	•••		
221	16	30	11309.7
222	17	30	12016.5
223	18	30	12723.4

Tablo 3. Payandalar Arasındaki Plaklarda Asal ve Ek Donatılar İçin Tasarım Değişkeni Veri Havuzu

İndeks	Donatı	Donatı	Donatı
No	çapı	aralığı	alanı
INU	(mm)	(mm)	(mm^2)
1	0	0	0
2	8	1000	50.2655
3	8	980	51.2913
4	8	960	52.3599
249	24	940	481.2653

İndeks	Donatı çapı	Donatı ərəliği	Donatı
No	(mm)	(mm)	(mm^2)
250	22	780	487.3496
251	18	520	489.3635
252	10	160	490.8739
578	30	80	8835.729
579	26	60	8848.819
580	28	60	10262.54
581	30	60	11780.97

Tablo 3'ün devamı

MATLAB programalama dilinde hazırlanan algoritmanın içerisinde, arka ampatmanın ve perde plağının yapısal çözümlemelerinin gerçekleştirilerek plaklarda her iki doğrultudaki momentlerin ve kesme kuvvetinin belirlenmesi gerekmektedir. Teknik literatürde sözkonusu plaklarda kesit etkilerinin belirlenebilmesi için kullanılan çizelgeler bulunmaktadır (Özden ve diğ., 1988). Ancak bu çizelgeler plakların belirli en boy oranlarında hazırlandığı görülmektedir. Bu durumda daha hassas bir yapısal çözümlemenin gerçekleştirilebilmesi için algoritma içerisinde SAP2000 yazılımının Uygulama Programlama Arayüzü (SAP2000-API) kullanılmıştır. Bu sayede SAP2000 yazılımında hazırlanan duvar modeline MATLAB yazılımı üzerinden yükleme yapılarak istenen yapısal çözümlemeler yapılabilmiş ve istenilen kesit etkileri bu yazılımdan alınarak algoritma içerisinde kullanılmıştır. SAP 2000 API ile üzerinde güncelleme gerçekleştirilen duvar modeli Şekil 4'de görülmektedir.



Şekil 4. SAP 2000 Yazılımında Kullanılan Sonlu Elemanlar Modeli

Bu uygulamada seçilen duvarın tasarım parametreleri aşağıdaki Tablo 4'de verilmektedir.

Giriș Parametresi	Değeri
Duvar Gövde Yüksekliği	10 m
Şev Eğimi (β)	0 °
Duvar arkasındaki zeminin içsel sürtünme açısı (q)	32 °
Temel zeminin içsel sürtünme açısı(φ ')	34 °
Duvar arkasındaki zeminin birim ağırlığı (γ _s)	18 kN/m^3
Temel zeminin birim ağırlığı (γ _s ')	17 kN/m^3
Temel zeminin kohezyonu (c)	0 kPa
Sürşarj yükü (q)	10 kPa
Duvar önünde zemin derinliği (D)	0.6 m
Devrilme güvenlik katsayısı	1.5
Kayma güvenlik katsayısı	1.5
Zemin taşıma gücü güvenlik katsayısı	1
Yük Katsayısı	1.7
Beton örtüsü	70 mm
Beton basınç dayanımı	30 MPa
Donatı akma dayanımı	420 MPa
Rötre ve sıcaklık değişimi donatısı oranı	0.002
Betonun birim ağırlığı	24 kN/m^3
Donatının birim ağırlığı	78.5 kN/m^3

Tablo 4. Sayısal Uygulama 3 için giriş parametreleri

JAYA Algoritmalarıyla çözülen probleme ilişkin yakınsama grafiği Şekil 5'de verilmektedir. Payandalı betonarme istinat duvarının optimizasyonu sonucu ulaşılan minimum maliyet için elde edilen tasarım değişkenleri aşağıdaki Tablo 5'de verilmekte, bu değerlere göre çizilen duvar detayları ise Şekil 6-8'de görülmektedir.



Şekil 5. JAYA Algoritmalarıyla Çözülen Probleme İlişkin Yakınsama Grafiği

Çalışmada 5 adet paralel koşum gerçekleştirilmiştir. Maksimum iterasyon sayısı 600 olarak ayarlanmış ve her bir koşumda 24040 amaç fonksiyonu değerlendirilmiştir. Seçilen popülasyon sayısı 40'dır. 600 iterasyon sonucunda elde edilen en düşük maliyet 885,413 \$/m, en yüksek maliyet 948,545 \$/m, ortalama maliyet 908,437 \$/m ve maliyetlerin standart sapması 21,503 \$/m'dir. MATLAB yazılımında programlanan algoritmanın SAP 2000-API ile ortak çalıştırılması nedeniyle koşumla yaklaşık 48 saat gibi bir süre almaktadır. Bu sürenin kısaltılması için çalışmalarımız devam etmektedir.

Editeri Tusurini Degişkeni Degeritir				
Tasarım Değişkeni	Birim	Tasarım Değişkeni	Birim	
X1	6.42 m	X10	Ø28/520	
X2	1.33 m	X11	Ø12/120	
X3	0.44 m	X12	22Ø20	
X4	0.80 m	X13	18Ø30	
X5	0.63 m	X14	Ø26/220	
X6	3 m	X15	Ø8/820	
X7	16Ø14	X16	Ø30/260	
X8	Ø30/580	X17	Ø12/100	
X9	0			
Toplam Maliyet		885.4	13 \$/m	

Tablo 5. Payandalı Betonarme İstinat Duvarının Minimum Maliyetle Optimizasyonu İçin Edilen Tasarım Değişkeni Değerleri



Şekil 6. Payandalı İstinat Duvarı İçin Elde Edilen Optimum Kesitler



Şekil 7. Payandalı İstinat Duvarında Optimum Perde ve Arka Ampatman Donatıları



Şekil 8. Payandalı İstinat Duvarında Optimum Payanda Donatıları

4.SONUÇLAR

Bu bildirinin amacı betonarme payandalı istinat duvarlarının maliyet bakımından optimum tasarımlarını JAYA Algoritmasıyla gerçekleştirmekti. Bu amaçla gerçekleştirilen çalışmada payandalı istinat duvarlarının betonarme tasarım sürecinin matematiksel ifadesi

gerçekleştirilerek problemin optimizasyon problemi haline dönüştürülmesi sağlanmıştır. Çalışmada JAYA algoritması bildiriye konu olan istinat duvarlarının optimum tasarımlarının MATLAB ve SAP2000-API yazılımlarının ortak çalıştırılmasıyla gerçekleştirilebileceği başarıyla gösterilmiştir. Hazırlanan yazılımla zemin özellikleri, birim maliyetlerin değiştirilerek farklı uygulamalar da gerçekleştirilebilmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından desteklenmiştir (Proje No: FBB-2015-130).

KAYNAKLAR

- [1] Rao, R., "Jaya: A Simple and New Optimization Algorithm for Solving Constrained and Unconstrained Optimization Problems", International Journal of Industrial Engineering Computations, Vol. 7(1), 19-34, 2016.
- [2] Sarıbaş, A. ve Erbatur, F.,. "Optimization and Sensitivity of Retaining Structures", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, 649-656, 1996.
- [3] MATLAB, Version 8.3.0.532-R2014a (2014). The Language of Technical Computing, The MathWorks Inc. USA.
- [4] Özden, K., Trupia, A., Eren, İ., ve Öztürk, T. (1988). "<u>Betonarme İstinat Duvarları ve</u> <u>Perdeleri</u>". İT Ü İnşaat Fakültesi.
- [5] Sap 2000-API, Version 14.2.2.(2010) Integrated Software For Structural Analysis And Design- Application Programming Interface, Computers and Structures Inc. USA.

SİSMİK ETKİLER ALTINDA TOPRAKARME İSTİNAT DUVARLARININ MALİYET OPTİMİZASYONU İÇİN YENİ BİR YAKLAŞIM

A NOWEL APPROACH FOR COST OPTIMIZATION OF REINFORCED EARTH WALL UNDER SEISMIC EFFECT

Ahmet KUVAT^{*1} Erol ŞADOĞLU² S. Banu İKİZLER³ Seda ÖZTÜRK⁴

ABSTRACT

The retaining walls are structural elements that safely meet the lateral soil pressure. Although they were usually constructed as gravity and cantilever types (rigid) for many years, it has been possible to construct more flexible retaining structures with production of new materials in recent years. Reinforced earth walls, which are in the group of the flexible retaining structures, are used as an alternative application where traditional retaining structures, which can be made of various materials and geometries, can not provide adequate solution. Reinforced earth walls are based on the principle that the soil with various metallic or polymeric reinforcement works in composite manner. Ease of construction, aesthetic design, short manufacturing time and low cost compared with traditional retaining walls are among the primary preference reasons of the method. In addition, these structures, which can be highly deformable due to their flexible structure, have a high performance under the influence of both static and dynamic forces. Design of reinforced earth walls contain internal and external stability checks. Many parameters such as embankment height, soil and reinforcement type effect both stabiliy and cost of these structures. Furthermore, the additional load of the earthquake effect leads to the necessity of considering this effect in the design. In this study, it is aimed to design an reinforced earth retaining wall by considering the both static and seismic effects. In the optimization problem, reinforcement dimensions, horizontal and vertical distances between them, and reinforcement lengths were chosen as design variables. In the problem, the volume of reinforcement is defined as the objective function in terms of the design variables.

Key words: Optimization, Dynamic Lateral Earth Pressure, Reinforcement Dimensions, Reinforced Earth Walls

ÖZET

İstinat duvarları yanal toprak itkisini istenen bir güvenlikle karşılayan yapı elemanlarıdır. Uzun yıllar boyunca genellikle ağırlık ve konsol olarak imal edilmelerine karşın son yıllarda yeni malzemelerin üretilmesiyle daha esnek istinat yapılarının inşası mümkün olmuştur. Esnek istinat yapısı grubunda yer alan toprakarme yapılar, çeşitli malzeme ve geometride imal edilebilen geleneksel istinat yapılarının yeterli çözümü sağlayamadığı zeminlerde alternatif

^{* &}lt;sup>1</sup>Arş. Gör., Karadeniz Teknik Üniversitesi, ahmet.kuvat@gmail.com

² Doç. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, esadoglu@ktu.edu.tr

³ Doç. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, banuh@ktu.edu.tr

⁴ İnşaat Yük. Müh., Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, sedaoozturk@gmail.com
bir uygulama olarak kullanılmaktadır. Toprakarme istinat duvarları, çeşitli metalik veya polimerik donatı ile zeminin kompozit bir şekilde çalışması esasına dayanmaktadır. Yapım kolaylığı, estetik tasarımı, imalat süresinin kısa olması ve maliyet açısından klasik inşaat yöntemlerine göre daha ekonomik olması bu yöntemin öncelikli tercih sebepleri arasındadır. Ayrıca, esnek yapıları dolayısıyla aşırı deforme olabilen bu yapılar hem statik hem de dinamik kuvvetlerin etkisi altında yüksek performans sergileme özelliğine sahiptirler. Toprakarme yapıların tasarımı iç ve dış stabilite tahkiklerini içermektedir. Dolgu yüksekliği, zemin türü, donatı tipi gibi pek çok parametre hem toprakarme duvarların stabilitesini hem de bu yapıların maliyetini etkilemektedir. Bunların yanında, deprem etkisinin de ilave bir yük oluşturması tasarımda bu etkinin de göz önüne alınması gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır. Bu çalışmada toprakarme bir istinat duvarının, hem statik hem de sismik etkiler dikkate alınarak optimum tasarımı amaçlanmaktadır. Optimizasyon probleminde, donatı boyutları, donatılar arası yatay ve düşey mesafeler ve donatı boyu tasarım değişkenleri olarak seçilmiştir. Problemde söz konusu tasarım değişkenlerine göre minimum donatı hacmi amaç fonksiyonu olarak kabul edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Optimizasyon, Dinamik Yanal Zemin Basıncı, Donatı Boyutları, Toprakarme İstinat Duvarı

1. GİRİŞ

En genel tabiriyle zemin tabakaları arasındaki kot farkının korunması için kullanılan yapılara dayanma yapıları adı verilmektedir. Başka bir deyişle zemin kitlelerinin zaman içerisinde doğal eğimlerini almamaları için uygulanan engelleyici yapılara dayanma yapıları adı verilmektedir. İlk zamanlarda zemin yüzeylerinin önüne ağır blokların yanal zemin basınçlarına karşı koyacak şekilde yerleştirilmesi düşünülmüş ve bu uygulama yüzyıllar boyu devam etmiştir. 20. yüzyılın ortalarından itibaren donatılı zemin fikrinin gelişmesine paralel olarak toprakarme dayanma yapıları uygulama alanları bulmuştur.

Toprakarme (donatılı) dayanma yapılarında yanal zemin basınçlarının önemli bir kısmı zeminin kendisi tarafından taşındığı için dayanma yapısının ağırlığı oldukça azalmış bunun sonucu oldukça ekonomik çözümler elde edilmiştir. Ayrıca bu sistemler, geleneksel dayanma yapılarına göre çok daha esnek olduklarından kötü temel zemini ve sismik risk bulunan bölgelerde kullanımı daha uygun hale getirmiştir.

Toprakarme duvarların tasarımı için bir çok yöntem geliştirilmiştir [1, 2]. Bu yöntemler arasında en çok kullanılanı ise limit denge yöntemidir. Toprakarme duvar donatılarına gelen maksimum yükleri bulmak için Rankine ve Coulomb yöntemleri kullanılmaktadır. Rankine yönteminde herhangi bir derinlikte bulunan kritik temsil edici bir elemanın dengesi göz önünde bulundurulurken Coulomb yönteminde ise duvar arkasında oluşan kamanın dengesi göz önünde bulundurulmaktadır.

Hedeflenen bir amacı minimum veya maksimum yapacak çözümleri bulma işlemine optimizasyon adı verilmektedir. Bilindiği üzere mühendisler bir tasarım, imalat veya bakım çalışmasında optimum çözümü bulmak zorundadırlar. Optimum değeri bulma konusunda kullanılan metodlar matematiksel modelleme olarak da adlandırılır ve bu da operasyon araştırması kısmının bir alt kademesidir. Optimizasyon problemlerinin çözümünde, MATLAB'deki hazır kütüphanelerin yanı sıra mevcut matematiksel metotların kullanımı ile çözümlemeler yapılmaktadır. MATLAB optimizasyon toolbox'ı, optimizasyon işleminin büyüklüğüne göre standart ve büyük ölçekli algoritmalar uygulamaktadır. Bu çalışmada ise kısıtlayıcı fonksiyonlu nonlinear optimizasyon algoritması olan 'fmincon' komutu kullanılmıştır.

Dayanma yapılarının optimum tasarımı için bir çok araştırma yapılmıştır [3, 4]. Öte yandan toprakarme duvarlar oldukça yeni bir konu olduğundan tasarımları için literatürde farklı yaklaşımlar bulunmaktadır. Özellikle donatıların düşey ve yatay aralıkları ile donatı boyları toprakarme duvarların maliyet ve stabilitesini etkileyen en önemli parametrelerdir. Bu değerler arasında özellikle donatı boyları ile alakalı literatürde duvar yüksekliğinin minimum %50 ile %80'i arasında (0.5-0.8H) alınması gerektiği hakkında genel bir yaklaşım bulunmaktadır [5]. Öte yandan araştırmacılar donatı boyunun azalmasına bağlı olarak hem duvarın stabilitesinin azaldığı hem de yanal deplasmanların arttığını ifade etmişlerdir [6]. Öte yandan toprakarme duvarların deprem etkisi altında stabilitesini ve optimum tasarım parametrelerinin belirlenmeside araştırma konusu olmuştur [7, 8]. Ancak bu çalışmalar genellikle minimum donatı boyları ve donatı aralıklarını belirlemeye yönelik olup genellikle donatı boyunu eşit kabul eden sonuçlar önermiştir. Bu çalışmada ise donatı kesit boyutları ile donatı uzunluklarının derinlikle değişimini farklı yükleme koşulları için optimize eden bir yaklaşım geliştirilmiştir.

2. PROBLEMİN TANIMI

Şekil 1'de optimizasyonu düşünülen toprakarme duvarın enkesiti ve bu duvara gelecek yüklemeler görülmektedir. Bu yükler 2007 DBYBHY deprem yönetmeliğine göre istinat duvarlarına zeminin kendi ağırlığı ve sürşarj yüklerinden gelen statik ve dinamik yanal yüklerdir. Söz konusu problem için dolgu; kohezyonsuz, drenajlı, birim hacim ağırlığı γ , içsel sürtünme açısı ϕ olan bir zemin olarak düşünülmüştür [9].



Şekil 1. Toprakarme Duvarın Enkesiti ve Duvara Gelen Yükler

Donatıların Şekil 2'de görüldüğü gibi w genişliğinde t kalınlığında S_v düşey aralıklarla, S_h yatay aralıklarla yerleştirilen paslanmaz çelik şeritlerden oluştuğu varsayılmıştır. Bu problemin amacını, minimum donatı hacminin iç stabilite tahkiklerine göre belirlenmesi oluşturmaktadır.



Şekil 2. Toprakarme Duvarda Kullanılacak Çelik Donatı Detayı

3. ANALİZLER

Toprakarme duvarın optimum maliyet analizini yapabilmek için Limit denge yaklaşımı yaklaşım esas alınmıştır. Ayrıca dayanma duvarına gelen statik ve dinamik yükler 2007 yılı DBYBHY deprem yönetmeliğinde önerilen eşitliklerden elde edilmiştir. Donatı optimizasyonu yapılırken izlenilen prosedür aşağıda verilmiştir.

Öte yandan analizlerde **MATLAB** programının kütüphanesinde hazır olarak bulunan **fmincon** komutu kullanılmıştır. Bu komut sınırlandırılmış çok değişkenli fonksiyonların minimizasyonu için ara noktalar (interior point) tekniğine göre hazırlanmıştır. Bu komuta problem eşitlik 1'deki gibi tanımlanarak çözümlenir. min f(x)

$$\ddot{O}y leki, \begin{cases} c(x) \leq 0\\ c_{eq}(x) = 0\\ A \cdot x \leq b\\ A_{eq} \cdot x = b_{eq}\\ lb \leq x \leq ub \end{cases}$$
(1)

Burada $\mathbf{c}(\mathbf{x})$, $\mathbf{c}_{eq}(\mathbf{x})$, \mathbf{A} , \mathbf{A}_{eq} , \mathbf{b} ve \mathbf{b}_{eq} matris veya fonksiyon olarak verilen eşitlik veya eşitsizlik tipinde sınırlayıcılardır, \mathbf{lb} ve \mathbf{ub} ise (lower bound-upper bound) problemi minimize edecek x değişkeni için alt ve üst sınır değerlerini ifade etmektedir. Toprakarme duvarın optimizasyonunda ise içsel stabilite tahkikleri nonliner eşitlik olarak ayrı bir sayfada (**nonlcon**) tanımlanmıştır. Sonuç olarak problem eşitlik 2 gibi ifade edilmiştir.

$x = f \min con(fun, x0, A, b, Aeq, beq, lb, ub, nonlcon)$

(2)

3.1. Yapılan Kabuller ve Problemin Özellikleri

- Duvar tamamen esnek, ayrıca zemin ile ön panel arasında sürtünme olmadığı (δ=0°) kabulü yapılmıştır.
- Duvara etkiyen yanal basınçlar Coulomb Kama Teorisine göre belirlenmiştir.
- Zemin kamasının yatay eksenle $(45+\phi/2)$ kadar bir açı yaptığı kabul edilmiştir.
- Analizlerde kullanılan diğer parametreler ise Tablo 1'de verilmektedir.

Parametreler	Sembol	Değer
Duvar Yüksekliği	Н	5.0 m
İçsel Sürtünme Açısı	φ	30°
Zeminin Birim Hacim Ağırlığı	γ	20 kN/m^3
Granüler Zemin ile Donatı Arasındaki Sürtünme Açısı	δ=2/3 φ	20°
Donatıların Akma Mukavemeti	f_y	205 MPa
Donatılar Arası Max. Düşey Mesafe	S_{vmax}	1.0 m
Donatılar Arası Min. Düşey Mesafe	$\mathbf{S}_{\mathrm{vmin}}$	0.2 m
Donatıların Max. Kalınlığı	t _{max}	1.1 mm
Donatıların Min. Kalınlığı	t _{min}	2.4 mm
Donatıların Max. Genişliği	W _{max}	100 mm
Donatıların Min. Genişliği	W _{min}	50 mm
Kopmaya Karşı Güvenlik Sayısı	GS_k	3
Sırılmaya Karşı Güvenlik Sayısı	GS _s	3

Tablo 1. Toprakarme duvarın optimum tasarımında kullanılan parametreler.

3.2. Tasarım Değişkenleri

Optimizasyon probleminde tasarım değişkeni olarak; donatı genişliği (w), donatı kalınlığı (t), donatıların efektif boyları (L_e) ve donatıların yatay aralıkları kabul edilmiştir. Optimizasyon probleminde bu tasarım değişkenlerinin maksimum ve minimum değerleri alt sınır ve üst sınır olarak girilmiştir. Problemin kolaylıkla tanımlanabilmesi açısından düşey donatı aralıkları 0.2 m, 0.5 m ve 1 m olacak şekilde değişken seçilerek iç stabilite tahkikleri yapılmıştır. Böylece farklı düşey donatı aralıklarının donatı boylarına olan etkisi de görülmüştür.

3.3. Yanal Basınçlar ve Stabilite Kontrolleri

Aktif toprak basıncı katsayıları 2007 DBYBHY yönetmeliğinde verilen Eşitlik 3 ve 4'e göre belirlenmiştir.

$$K_{at} = \frac{(1 \pm c_{v}) \times \cos^{2}(f - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \times \cos^{2} \alpha \times \cos(\delta + \lambda + \alpha) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(f + \lambda) \times \sin(f - \lambda - i)}{\cos(\delta + \lambda + \alpha) \times \cos(i - \alpha)}}\right]^{2}}$$

$$K_{at} = K_{as} + K_{ad}$$
(4)

Burada K_{at} toplam yanal toprak basıncı katsayısını, K_{as} statik toprak basıncı katsayısını K_{ad} ise dinamik yanal toprak basıncı katsayısını temsil etmektedir. Bu eşitlikler, Monokobe-Okabe yönteminden farklı olarak $(1\pm c_V)$ katsayısını içermektedir. 3 ve 4 numaralı eşitliklerde λ açısı dolgunun kuru bir zemin olduğu varsayımı yapılarak,

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul

$$\lambda = \tan^{-1} \left\lfloor \frac{c_{\rm h}}{(1 \pm c_{\rm V})} \right\rfloor \tag{5}$$

$$\mathbf{c}_{\mathrm{h}} = 0.2 \cdot (\mathrm{I} + 1) \cdot \mathbf{A}_{\mathrm{0}} \tag{6}$$

$$c_{\rm V} = \frac{2}{3} c_{\rm h} \tag{7}$$

Eşitliklerinden belirlenmiştir. Burada A_0 , etkin yer ivmesini, I ise bina önem katsayısını ifade etmektedir. Söz konusu problem için 1. deprem bölgesi varsıyımı ($A_0=0.4$) bina önem katsayısı ise 1 alınmıştır.

Zemin kütlesinden ve sürşarjdan oluşan statik yanal toprak basınçları (Pas, Paq),

$$P_{as} = \gamma z K_{as}$$
(8)

$$\mathbf{P}_{\mathrm{as}} = \mathbf{q}_0 \mathbf{K}_{\mathrm{as}} \tag{9}$$

eşitliklerinden hesaplanmıştır. Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda zeminin kütlesinden ve sürşarjdan ötürü oluşan ek dinamik aktif toprak basıncının derinlik boyunca değişimi ise

$$P_{ad}(z) = 3K_{ad}\left(1 - \frac{z}{H}\right)(\gamma z)$$
(10)

$$P_{qd}(z) = 2q_0 K_{ad} \left(1 - \frac{z}{H} \right)$$
(11)

eşitliklerden belirlenmiştir.

Toprakarme duvarın tasarımında yalnızca iç stabilite tahkikleri yapılmıştır. İç stabilite tahkiklerinde kopma ve sıyrılma tahkikleri Eşitlik 12 ve 13'e göre yapılmıştır.

$$GS_{k} = \frac{w \cdot t \cdot t_{y}}{(P_{as} + P_{qs} + P_{ad} + P_{qd}) \cdot S_{v} \cdot S_{h}} \ge 3$$
(12)

$$GS_{S} = \frac{2 \cdot w \cdot L_{e} \cdot \gamma z \cdot \tan \delta}{(P_{as} + P_{qs} + P_{ad} + P_{qd}) \cdot S_{v} \cdot S_{h}} \ge 3$$
(13)

3. 4. Amaç Fonksiyonu

Söz konusu problemde birim genişlikte kullanılacak donatı hacmi amaç fonksiyonunu oluşturmaktadır. Toplam donatı hacmi 3 farklı donatı düşey aralığı için statik ve dinamik yüklemeler için belirlenmiştir. Amaç fonksiyonu Eşitlik 14'te verilmektedir.

$$F=\min f(D)=w \cdot t \cdot \sum_{i=1}^{i=n} L_e \cdot \frac{1}{S_h}$$
(14)

3. 5. Tasarım Değişkenlerinin Sınırları ve Kısıt Fonksiyonları

Problemde 3 farklı tabaka sayısı için, her bir donatıda kopma ve sıyrılma tahkiklerinden elde edilen eşitsizlik tipindeki fonksiyonlar kısıt fonksiyonları olarak tanımlanmıştır. Öte yandan efektif donatı boylarının (L_e) 1m den az olamayacağı alt sınır olarak dikkate alınmıştır. Benzer şekilde, donatı genişliği (w), kalınlığı (t), donatıların yatay (S_h) için önerilen maksimum ve minimum değerler alt ve üst sınır olacak şekilde tasarım değişkenlerinin aralığı belirlenmiştir.

4.BULGULAR VE İRDELEME

Bu çalışmada, 3 farklı düşey aralıklarda donatı yerleştirilmiş toprakarme duvarların donatı boyutlarının optimizasyonu yapılmış ve iç stabilite tahkiklerini sağlayacak şekilde minimum donatı boyutları belirlenmiştir.

Düşey donatı aralığı 0.2 m için statik (siyah ile gösterilen) ve statik yüklere ilave olarak dinamik yükler (kırmızı ile gösterilen) için gerekli donatı boyutları Şekil 3'te görülmektedir.



Şekil 3. S_v=0.2m için donatı boyutları

Şekil 3'te de görüleceği üzere statik yükler altında derinlik değişiminden bağımsız olarak 0.2H mertebelerinde L_e değerleri elde edilmiştir. Ancak dinamik yüklemelerin de dikkate alınmasıyla sığ derinliklerde daha fazla olmak üzere derinlik artışına bağlı olarak L_e değerlerinde azalmanın olduğu görülmüştür. Öte yandan dinamik etkinin, L_e boylarında derinliğe de bağlı olarak 3 ila 4 kat artışa sebep olduğu gözlenmiştir.

Şekil 4 ve 5'te ise düşey donatı aralığının 0.5 ve 1 m olduğu durumlar için belirlenen belirlenen donatı boyutları verilmiştir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 4. S_v=0.5m için donatı boyutları



Şekil 5. S_v=1m için donatı boyutları

Sonuçlar genel anlamda incelendiğinde dinamik yüklemenin donatı kalınlıklarında %30 mertebelerinde artışlara neden olduğu görülmektedir.Ayrıca $S_v=1m$ için donatı genişliği dinamik yükleme donatı yatay aralıklarında azalmaya ve donatı genişliğinde artışa sebep olmuştur.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, statik ve sismik yüklerin etkisi altındaki bir toprakarme duvarın optimizasyonu araştırılmıştır. Tasarım değişkenleri olarak; donatı kalınlığı, genişliği, yatay aralığı ve uzunlukları seçilmiştir. Amaç fonksiyonu olarak donatı hacmi, iç stabilite tahkiklerinde de kısıt fonksiyonları tanımlanmıştır. Bu fonksiyonlara dayalı olarak MATLAB yardımıyla bir lineer olmayan kısıtlı optimizasyon problemi oluşturulmuştur. Bu problemin çözümünden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Sismik etkiye bağlı olarak donatı boyutlarında önemli artışlar görülmektedir. Toprakarme duvarlarının tasarımına yönelik yönetmelik ve literatür incelendiğinde L_e uzunluklarının genellikle eşit olduğu ve bu değerlerin yaklaşık olarak 0.5-0.8H mertebelerinde alınması gerektiği önerilmiştir. Tabaka sayısına da bağlı olarak bu değerler makuldür. Ancak dinamik etkilerde bu değerlerin derinliğe bağlı olarak değişkenlik gösterip statik duruma göre 3-4 kat artabileceği göz önünde bulundurulmalıdır.
- İç stabilite tahkikleri için literatürde 1.5 ila 3 arasında değişen güvenlik sayıları önerilmektedir. Bu yapıların optimum tasarımı için deprem bölgesine bağlı olarak daha yüksek güvenlik sayılarının dikkate alınması gerektiği görülmüştür.
- Dinamik yüklemelerde özellikle sığ derinliklerde sıyrılma tahkikinin sağlanabilmesi için daha uzun donatılar gerektiğinden özellikle duvar genişliğinin sınırlı olduğu bölgelerde sığ derinliklerde düşey donatı aralıklarının artırımı, duvara etkiyen sürşarj yükünün artırılması veya zeminle arasında daha yüksek sürtünme direnci sağlayacak malzeme kullanımı tercihlerinde bulunabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Scheider, G.R., Holtz, R.D., "Design of Slopes Reinforced with Geotextiles and Geogrids", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 3, pp. 108-120, 1986.
- [2] Ehrlich, M., Mitchell, J.K., "Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120 (4), pp. 625-645, 1994.
- [3] Gandomi, A.H., Kashani, A.R., Zeighami, F., "Retaining wall optimization using interior search algorithm with different bound constraint handling", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 41(11), pp. 1304-1331, 2017.
- [4] Talatahari, S., Sheikholeslami, R., "Optimum Design of Garvity and Reinforced Retaining Walls Using Enhanced Charged System Algorithm", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 18(5), pp. 1464-1469, 2014.
- [5] Bilgin, Ö., Mansour, E., "Effect of Reinforcement Type on The Design Reinforcement Length of Mechanically Stabilized Earth Walls", Engineering Structures, Vol. 59, pp. 663-673, 2014.

- [6] Ling, H.I., Leshchinsky, D., "Finite Element Parametric Study of The Behaviour of Segmental Block Reinforced-Soil Retaining Walls", Geosynthetics International, Vol. 10(3), pp. 77-94, 2003.
- [7] Basha, B.M., Babu, G.L.S., "Target Reliability-Based Optimisation for Internal Seismic Stability of Reinforced Soil Structures", Geotechnique, Vol. 62(1), pp. 55-68, 2012.
- [8] Basudhar, P.K., Vashistha, A., Deb, K., Dey, A., "Cost Optimization of Reinforced Earth Walls", Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 26, pp. 1-12, 2008.
- [9] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007.

KÜÇÜK DOLGU BARAJLARDA ŞEV TASARIMI VE UYGULAMALAR

SLOPE DESIGN FOR SMALL DAMS AND CASE STUDIES

Hasan TOSUN^{*1} T. Vatan TOSUN^{*2}

ABSTRACT

Turkey has a good practice in construction of embankment dams. For large embankment dams slope stability is detailly analyzed as based on the actual material properties and dam site seismicity. Whereas nomograms are used for slope stability of small dams. In this study, slope stability of 32 small dams having heights between 7.5 and 46.0 m from river bed were re-analysed by means of a software as based on material properties given in their planning reports. Analyses includes end-of-construction stage for upstream and downstream slopes, operation stage for partly and fully storage, rapid drawdown stage from maximum water and gate levels, and earthquake stage for end-of-construction and operation stages. For each dam, the seismic coefficient value was obtained for the limit equilibrum condition at operation stage with earthquake loading, which is the most critical case for an embankment dam, by means of pseudo-static analysis. Maximum Design Earthquake (MDE) was defined by Probabilistic Seismic Hazard Analysis and then seismic coefficent was obtained for each dam. The results of this study indicated that k-values obtained by two separate methods confirms to each other for limit equilibrium condition (Factor of safety of 1.0).

Keywords: embankment dam, slope stability and factor of safety

ÖZET

Dolgu barajların inşasında ülkemizde önemli bir pratik oluşmuştur. Büyük barajlarda hesaplanan güvenlik sayısının büyüklüğüne göre şev tasarımı son şeklini alır. Küçük dolgu barajlarda ise genellikle temel zemin ve dolgu malzemesi cinsine göre daha önce tanımlanmış sev eğimleri dikkate alınır. Burada kritik durum, pseudo-statik analizler için sismik katsayının ne seçileceğidir. Bu çalışmada talvegden yüksekliği 7.5 m ile 46.0 m arasında yer alan ve birinci deprem bölgesinde ver alan 32 adet küçük baraj dolgusu şevi, bir bilgisayar programı kullanılarak planlama raporlarında yer alan malzeme özellikleri dikkate alınarak yeniden değerlendirilmiştir. Analizler, inşaat sonu hali (memba ve mansap şevleri), ani düşme hali (en büyük su ve kapak seviyesinden), işletme hali (kısmi ve tam depolamalı) ve deprem hali olmak üzere farklı yükleme şartları için gerçekleştirilmiştir. En kritik durumu temsil eden işletme hali deprem durumu için sınır denge şartları için sismik katsayı değeri hesaplanmıştır. Her bir baraj yeri için sismik tehlike analizi gerçekleştirilerek probabilistik yöntemle En Büyük Tasarım Depremi (MDE) tanımlanmış ve buna bağlı olarak ampirik esasta sismik katsayı değeri belirlenmiştir. Çalışmada sınır denge durumunda (Güvenlik sayısı=1.0) oluşan k-değeri ile MDE ile önerilen k-değerleri mukayeseli olarak değerlendirilmiş ve sonuçlarının birbirini teyit ettiği görülmüştür.

Anahtar kelimeler: dolgu baraj, şev stabilitesi, güvenlik sayısı

^{*1} Prof Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, hasantosun26@gmail.com

^{*&}lt;sup>2</sup> İnş. Müh. Baraj Güvenliği Derneği, <u>barajproje@gmail.com</u>

1. GİRİŞ

Yerleşim alanlarına yakın inşa edilen barajlar, arkalarında önemli su depolaması olması nedeniyle, mansap yaşamı için yüksek riske sahiptir. Bu nedenle ilgili yapılar, kamu güvenliği açısından kritik yapılar olarak değerlendirilir ve özgün esaslara göre tasarlanır ve işletilir. Bu yapılar, hem statik hem de dinamik koşullarda gereken tasarım güvenliğine sahip olmalıdır. Son yıllarda depremlerle oluşan baraj hasar ve göçmeleri, baraj güvenliliği ile ilgili tasarım ve inşaat önlemlerinin daha tutucu esaslar dâhilinde dikkate alınmasını gerekli kılmaktadır.

Tasarım parametrelerinin oluşturulmasında dikkate alınması gerekli iki önemli husus vardır ki; bunlardan birincisi, sıkışabilir temeller üzerine veya dar ve derin vadilerde inşa edilen dolgulardaki farklı oturma etkisidir. Diğeri ise, dolgunun ve temel zemininin birim deformasyon karakteristiklerinin uyumudur. Baraj dolgularının statik stabilite analizinde, farklı yükleme koşulları için bir kayma yüzeyi boyunca oluşan dayanım değişikliklerini dikkate almak suretiyle değerlendirme yapılır. Bu kapsamında yapılacak analizler için sondaj çalışmalarına dayalı zemin profili, litoloji ve jeolojik detaylar, yeraltısuyu konumu ve sızma koşulları, temel biriminin gerilme tarihçesi, yapısal süreksizlikler veya zayıflık zonlarının konumu ve eklem sistemleri ile ilgili detay bilgilere ulaşılması gereklidir. Ayrıca temel biriminin ayrışma derecesi ile heyelan ve deprem aktivitesi hakkında da bilgi edinilmesi gerekliliği önemle belirtilmelidir.

Toprak ve kaya dolgu barajların statik stabilite analizi, dolgu malzemesi ve temel zeminin özellikleri ile yerel zemin koşulları dikkate alınarak genellikle sınır denge şartları esasında gerçekleştirilir. Bu analizlerde kritik bir kayma yüzeyi boyunca kayma neden olan kuvvetler ile bu yüzey boyunca kaymaya direnç gösteren kuvvetlerin dengesi dikkate alınır. Öncelikle inşaat sonu, işletme aşaması ve ani boşalma hali için analizler yapılır. Deprem durumunu temsilen yapılan analizlerde inşaat sonu ve işletme hali için baraj yerine etkiyen en büyük yer ivmesine bağlı sismik katsayı dikkate alınarak memba ve mansap şevlerine ait güvenlik sayıları belirlenir. Deprem durumunu temsilen yapılan analizlerde, genelde daha önce tanımlanan deprem bölgelerine ait sismik katsayı kullanılmaktadır. Ancak son zamanlarda sismik tehlike esasında tanımlanmış depremlerin (OBE, MDE gibi) oluşturulduğu en büyük ivme değerine dayalı ampirik ilişkilere bağlı bulunan sismik katsayı büyüklüğünün kullanımı benimsenmeye başlanmıştır.

Bu çalışmada, 32 küçük baraj dikkate alınarak farklı yöntemle bulunan k-değerlerinin mukayeseli olarak değerlendirmesi yapılmaktadır. Çalışmada birinci deprem bölgesi içinde yer alan 32 küçük baraj dikkate alınmıştır (tablo 1). Dikkate alınan küçük barajlar, bütünüyle Anadolu'nun batı bölümünde yer almakta olup temelden yükseklikleri 7.5 m ile 46.0 m arasında değişmektedir. Bütünüyle sulama amaçlı olan bu yapılarda en büyük depolama hacimleri değişken olup 0.30 hm³ ile 2.47 hm³ arasında yer almaktadır. İlgili barajlarda toplam gövde hacimleri de 78 797 m³ ile 728 889 m³ arasında bulunmaktadır. Batı Anadolu bölgesindeki 9 ilde yer alan bu küçük barajların 9 adedi toprak dolgu ve 13 adedi merkezi kil çekirdekli kaya dolgu baraj tipindedir.

Baraj				Temelden		Dolgu	Rezervuar
No	Adı	İl	Nehir	yükseklik	Tip	hacmi (m ³)	hacmi
				(m)	(*)		(hm ³)
1	Gökçeburun		Peyşan	32.0	RF	337 693	1.193
2	İbrahimkavağı	Aydın	Elderesi	29.0	RF	150 954	0.383
3	Çakıl		Yarımcakoru	36.6	RF	265 640	0.906
4	Çavlu		Kocapınar	21.4	RF	92 706	0.539
5	Çukurlar		Değirmendere	33.8	RF	178 213	2.470
6	Değirmendere		Saz	31.0	RF	143 086	0.758
7	Dereköy		Ballıbüvet	33.0	RF	178 229	1.218
8	Dörtyol		Karaman	7.50	RF	143 014	1.066
9	Erdek-1	Balıkesir	Alişan	39.9	RF	310 130	1.158
10	Hacıömer		Hacıömer	33.5	RF	231 559	0.454
11	Kayapınar		Çınar	29.5	RF	177 102	0.896
12	Küpeler		Kazan	27.3	EF	147.316	1.183
13	Orhanlar		Yarımca	22.5	RF	78 797	0.796
14	S-Dallımandra		Kazan	22.7	EF	87 522	0.303
15	Tütünlük		Tütünlük	33.5	RF	251 675	2.207
16	Ulubeyler		Akçalar	34.0	RF	163 799	0.751
17	Bövet		Akçay	37.5	RF	728 889	1.943
18	Dimbazlar		Karlık-Çaltılı	27.8	RF	151 542	0.431
19	Koparan	Denizli	Kocadere	10.0	RF	172 746	1.229
20	Kozlar		Kozaklı	32.6	RF	118 447	0.415
21	Seki		Kahve	27.2	RF	193 730	0.660
22	Harputlu		Hamamdere	20.9	RF	95 125	0.480
23	Kiraz	İzmir	Öküzdere	44.5	EF	337 000	0.680
24	Yenişehir		Kızılkaya	39.5	EF	345 478	0.680
25	Aydıncık		Katrancık	29.5	EF	278 300	2.250
26	Bebekli	Manisa	Bebekli	35.5	EF	348 255	0.932
27	Çamlıbel		Sarhoş	46.0	RF	341 152	1.119
28	Gökpınar	Muğla	Gökdere	28.5	RF	127 427	0.474
29	Derbent		Cami	31.5	EF	582 273	3.640
30	Dereköy		Sarıgöl	27.9	EF	213 046	0.919
31	Güllübağ	Uşak	Kocadere	31.5	RF	180 275	1.300
32	Karaköse		Çayözü	34.5	EF	612 450	2.359

 Tablo 1. Çalışmada Dikkate alınan barajlar ve özellikleri

(*) EF: Toprak Dolgu Baraj RF: Kaya Dolgu Baraj

2. DEĞERLENDİRME ESASLARI VE YÖNTEM

Toprak yapılarda kayma göçmesi, dolgu ve/veya temel zemininde bir yüzey boyunca ilgili malzemenin hareket etmesi olarak değerlendirilir. Bu tip analizlerde göçmenin gerçekte belli bir kalınlığa sahip zon boyunca oluştuğu varsayılır. Hâlbuki zonlu dolgularda veya ana kaya üzerinde düşük kalınlıktaki zemin biriminin yer aldığı örneklerde, düzlemsel bir kayma yüzeyi oluşur (Tosun ve diğ., 2014). Kayma yüzeyi boyunca oluşacak göçmenin analizi, sınır denge koşulları için dilim yüzeyine etkiyen yüklerin farklı kombinasyonu dikkate alınarak analiz edilir (Bishop, 1955; Morgenstern ve Price, 1965; Spencer, 1967; Janbu, 1973; Lowe, 1988). Analizlerde toplam gerilme ve efektif gerilme esasında değerlendirme yapılır. Efektif gerilmeler, kısmi dolu ve kararlı akım koşullarının oluştuğu dolgularda, piezometre ile gözlemlerin yapılabildiği inşaat sonrası stabilite koşullarının incelenmesinde ve temel ile dolgu malzemesinin bütünüyle konsolide olup aşırı boşluk suyu basınçlarının oluşmadığı mevcut barajların stabilite tahkiklerinde dikkate alınır. İnşaat sonu durumun analizi ise toplam gerilme esasında yapılır. Tosun (2009); dolgu şev stabilite analizlerinde kullanılan kayma dayanım parametreleri ve deneyleri ile detaylı değerlendirme yapınıştır.

Analizler sonucunda her kayma yüzeyi için bir güvenlik sayısı belirlenir. Belirlenen güvenlik sayılarının yaklaşık değerinin; analiz edilen tasarım koşuluna, kayma dayanımı tasarım değerlerinin belirlenme hassasiyetine, dolgu yüksekliğine, dolgu içindeki yapıların varlığına, araştırmanın kapsamına, malzemenin gerilme birim-deformasyon karakteristiklerine, dolgutemel zemini ortak davranışına, sıkışma kontrolünün güvenilirliğine bağlı olduğu belirtilmelidir (USBR,1987). ABD Ordu Mühendisleri el kitabında, değisik tasarım koşulları için gereken en düşük güvenlik sayısı değerleri önerilmiştir (EM 1110-2, 2003). Memba ve mansap şevlerinin inşaat anı ve sonrası için sağlanması gerekli en düşük güvenlik sayısı, 1.3 olarak verilmiştir. Memba şevinin ani düşme koşulu için en düşük sayısı için bir aralık önerilmiştir (G.S= 1.3-1.5). En düşük güvenlik sayısının, mansap şevinin işletme hali için en büyük sürşarj seviyesinde 1.4 ve en büyük depolama seviyesinde 1.5 olması gerekmektedir. Deprem hali analizleri için sağlanması gerekli en düşük güvenlik sayısı değeri 1.0 olmalıdır. ABD Su İşleri Teşkilatı şartnamesinde de deprem hali için en düşük güvenlik şayışının 1.1 olması önerilmistir (USBR, 1987). Tosun ve Batmaz (2007); konuyla ilgili detaylı değerlendirmeler yapmış, kritik noktaları vurgulamış ve uygulama esasları üzerinde durmuştur.

Deprem durumu tahkiklerinde analizlerde kullanılacak sismik katsayının seçimi önem arz etmektedir. Ülkemizde sismik parametrelerin seçimiyle ilgili rehber yayın hazırlanmıştır (DSİ, 2012). Uluslararası Büyük Barajlar Komitesi de yakın zamanda aynı konuyla ilgili esasları ortaya koymuştur (ICOLD (2016). Bu yayınlarda ilgili parametrenin seçimi, sismik tehlike analizi sonuçlarına dayandırılmaktadır.

Sismik tehlike analizi, deterministik ve probabilistik esasta yapılır. Deterministik sismik tehlike analizi, dört aşamalı bir sismik senaryoyu öngörmektedir. Çok basit bir uygulama esasına sahip bu analiz tipinde, en kötü zemin hareketlerinin değerlendirilmesi için doğrusal bir yaklaşım dikkate alınır. Probabilistik sismik tehlike analizinde de, yer hareketi parametrelerinin ve depremlerin tekrarlama aralıklarındaki belirsizlikler nedeniyle istatistiksel bir değerlendirme yapılmaktadır. Depremlerin tekrarlama aralıklarını dikkate alan bir dağılım fonksiyonu tanımlanarak, depremlerin birim zaman dilimi içinde gerçekleşme oranları tahmin edilir (Kramer, 1996). Her iki analiz tipinde de, güçlü yer hareketi kayıtlarının olmadığı durumda, en büyük yer ivmesinin tespiti için değişik azalım ilişkileri kullanılır.

Sismik tehlike analizi kapsamında, İşletme Esaslı Deprem (OBE), En Büyük Tasarım Depremi (MDE) ve Güvenlik Değerlendirme Depremi (SEE) gibi tanımlar getirilmiştir (FEMA, 2005). Probabilistik yönteme bağlı olarak tanımlanan İşletme Esaslı Deprem, baraj yerinde projenin hizmet ömrü içinde olması muhtemel yer hareketi seviyesi olarak tanımlanır. Baraj sismik tasarımcılarına göre, En Büyük Tasarım Depremi, deterministik yöntemle belirlenen En Büyük Güvenilir Deprem (MCE)'in baraj yerinde yaratması muhtemel yer hareketi seviyesidir. Güvenlik Değerlendirme Depremi (SEE) ise, "hasarın oluşacağı ancak baraj rezervuarından kontrolsüz su boşalımının gerçekleşmeyeceği yer hareketi seviyesi"

olarak ifade edilir. Ülkemizde çoğu büyük baraj, bu deprem tanımları esasında değerlendirilmiştir.

Ülkemizdeki uygulamada, barajın toplam risk oranına bağlı olarak deprem seviyelerinin seçilmesi önerilmektedir (DSİ, 2012). Pseudo-statik analizlerde kullanılacak sismik katsayısının belirlenmesi için iki ayrı yönteme göre yer hareketi tahmini yapılır: (1) Tanımlanan deprem seviyesine bağlı olarak oluşan en büyük yer ivmesi (a_{maks}) büyüklüğünün % 40-60 aralığındaki bir değerinin alınması. (2) Eğer a_{maks} değeri 0.20'den küçük ise ilgili değerin aynen kullanılması, büyük ise bir formüle [k=($a_{max}^{0.333}$)/3] bağlı olarak sismik katsayının (k) belirlenmesi. Analizlerde kullanılacak k-değeri, farklı deprem seviyeleri (OBE, MDE ve SEE gibi) için farklı değerler alabilmektedir. Baraj Mühendisliğinde inşaat anı ve sonu durumun analizinde OBE seviyesinin ve işletme aşaması durumun analizinde de MDE seviyesinin alınması genel bir kabul görmektedir.

3.ANALİZLER

Bu çalışmada birinci derece deprem bölgesinde yer alan ve Ülkemizin Batı Anadolu Bölgesinde yer alan 32 küçük baraj için yapılan çalışmalar, konuyla ilgili bir uygulama pratiği kazanılması amacıyla detaylı değerlendirilmiştir. Çalışmasının birinci aşamasında her bir baraj için şev stabilite analizi sonuçlarına ulaşılmıştır. Bu analizler, Basitleştirilmiş Bishop yöntemi esasında bir yazılım (GSTABI7) ile farklı durumlar için gerçekleştirilmiş ve her yükleme koşulu bir güvenlik katsayısı hesaplanmıştır.

Analizler, inşaat sonu hali (memba ve mansap şevleri), ani düşme hali (en büyük su ve kapak seviyesinden), işletme hali (kısmi ve tam depolamalı) ve deprem hali olmak üzere farklı yükleme şartları için gerçekleştirilmiştir. En kritik durumu temsil eden işletme hali deprem durumu için sınır denge şartları için sismik katsayısı değeri belirlenmiştir. Analiz sonuçları, toplu olarak tablo 2'de sunulmaktadır. Tablo 3'de de ilgili barajların memba ve mansap şev eğimleri ile kritik güvenlik sayısının oluştuğu şev ve gereken güvenlik sayısı (G.S =1.1)'na göre aşılma oranı sunulmaktadır. Çalışma kapsamında yer alan İzmir-Kiraz göletinin sınır denge şartları için yapılan analiz sonuçları, örnek bir uygulama olarak şekil 1'de sunulmaktadır.



Şekil 1. Çalışma kapsamında yer alan bir barajda sınır denge şartları için yapılan analizlere bir örnek (İzmir-Kiraz göleti)

	Baraj			Güvenlik Sayısı*								
No	Adı	Tipi (*)	I-U	1-D	II-D	IV-D	V-U	I-UE	I-DE	IV-DE	V-UD	A KI ILIK
1	Gökçeburun	RF	2.75	2.32	2.18	2.09	2.21	1.71	1.45	1.29	1.17	0.26
2	İ.kavağı	RF	2.49	2.12	2.20	1.97	2.21	1.54	1.34	1.33	1.22	0.30
3	Çakıl	RF	3.10	2.27	2.34	2.12	2.39	1.75	1.39	1.23	1.27	0.29
4	Çavlu	RF	2.49	2.45	2.20	2.12	2.22	1.54	1.55	1.13	1.33	0.25
5	Çukurlar	RF	2.70	2.32	2.19	2.13	2.21	1.66	1.43	1.18	1.31	0.27
6	Değirmendere	RF	2.59	2.09	2.21	2.07	2.22	1.59	1.46	1.28	1.30	0.31
7	Dereköy	RF	2.82	2.24	2.06	2.08	2.08	1.71	1.42	1.10	1.30	0.23
8	Dörtyol	RF	2.69	2.08	2.22	2.08	2.22	1.64	1.30	1.24	1.28	0.30
9	Erdek-1	RF	2.78	2.66	2.37	2.06	2.45	1.60	1.40	1.25	1.29	0.28
10	Hacıömer	RF	2.69	2.30	2.20	2.14	2.23	1.67	1.45	1.16	1.33	0.25
11	Kayapınar	RF	2.85	2.05	2.16	2.05	2.17	1.74	1.50	1.16	1.29	0.26
12	Küpeler	EF	3.12	2.71	2.66	2.75	2.70	1.77	1.58	1.35	1.17	0.24
13	Orhanlar	RF	2.73	2.09	2.17	2.36	2.19	1.68	1.31	1.22	1.10	0.23
14	S-Dalımandra	EF	3.24	2.89	2.67	2.74	2.83	1.84	1.70	1.43	1.10	0.23
15	Tütünlük	RF	2.58	2.09	2.18	2.02	2.18	1.60	1.31	1.18	1.30	0.27
16	Ulubeyler	RF	2.76	2.29	2.24	2.14	2.27	1.69	1.42	1.27	1.30	0.31
17	Bövet	RF	2.71	2.67	2.35	2.61	2.37	1.61	1.54	1.29	1.10	0.23
18	Dimbazlar	RF	2.91	2.87	2.17	2.21	2.12	1.73	1.77	1.26	1.10	0.23
19	Koparan	RF	2.55	2.35	2.12	2.38	2.21	1.59	1.47	1.20	1.14	0.25
20	Kozlar	RF	2.78	2.24	2.24	2.25	2.12	1.70	1.42	1.20	1.33	0.27
21	Seki	RF	2.70	2.28	2.05	2.17	2.12	1.66	1.41	1.11	1.33	0.24
22	Harputlu	RF	2.63	2.31	2.19	2.28	2.36	1.58	1.52	1.20	1.14	0.25
23	Kiraz	EF	2.81	2.30	2.14	2.04	2.15	1.52	1.33	1.10	1.11	0.23
24	Yenişehir	EF	3.56	2.71	2.61	2.71	2.77	2.01	1.50	1.43	1.10	0.23
25	Aydıncık	EF	2.55	2.44	2.01	1.99	2.10	1.50	1.41	1.20	1.13	0.25
26	Bebekli	EF	2.92	2.19	2.03	2.04	2.14	1.78	1.38	1.19	1.28	0.27
27	Çamlıbel	RF	2.69	2.27	2.15	2.26	2.26	1.63	1.44	1.13	1.10	0.23
28	Gökpınar	RF	2.65	2.45	2.29	2.13	2.29	1.65	1.52	1.20	1.10	0.23
29	Derbent	EF	2.23	2.04	1.59	2.65	2.23	1.29	1.25	1.13	1.10	0.23
30	Dereköy	EF	3.03	2.68	2.41	2.59	2.55	1.74	1.60	1.19	1.12	0.24
31	Güllübağ	RF	2.59	2.16	2.27	2.06	2.29	1.73	1.51	1.38	1.10	0.18
32	Karaköse	EF	2.36	2.11	1.99	1.77	2.05	1.48	1.42	1.18	1.16	0.21

Tablo 2. Beş farklı durum için yapılan şev stabilite analizi sonuçları ve sınır denge şartları(GS=1)'da oluşan sismik katsayı değeri

(*) I-U: İnşaat sonu durum için memba şevinin güvenlik sayısı

- I-D: İnşaat sonu durum için mansap şevinin güvenlik sayısı
- II-D: Ani düşme durumu için memba şevinin güvenlik sayısı
- IV-D: İşletme durumu için mansap şevinin güvenlik sayısı
- V-U: İşletme durumu için memba şevinin güvenlik sayısı
- I-UE: Depremli şartlarda inşaat sonu durum için memba şevinin güvenlik sayısı
- I-DE: Depremli şartlarda inşaat sonu durum için mansap şevinin güvenlik sayısı
- IV-DE: Depremli şartlarda işletme durumu için mansap şevinin güvenlik sayısı

V-UE: Depremli şartlarda işletme durumu için mansap şevinin güvenlik sayısı

			Kaya dolgu baraj şev		Toprak dolg	u baraj șev	Hesaplan	Aşılma	
	Baraj		eğin	nleri	eğim	nleri	güven	Oranı	
No	Adı	Tipi	Memba	mansap	Memba	mansap	Memba	Mansap	(%)
		(*)	(Y/D) **	(Y/D) **	(Y/D) **	(Y/D) **	şevi	şevi	
1	Gökçeburun	RF	2.50/1.0	2.00/1.0	-	-	-	1.17	6.4
2	İbrahimkavağı	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.22	10.9
3	Çakıl	RF	2.50/1.0	2.20/1.0	-	-	1.23	-	11.8
4	Çavlu	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.13	-	2.7
5	Çukurlar	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.18	-	7.3
6	Değirmendere	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.28	-	16.4
7	Dereköy	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.10	-	0.0
8	Dörtyol	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.24	-	12.7
9	Erdek-1	RF	2.50/1.0	2.20/1.0	-	-	1.25	-	13.6
10	Hacıömer	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.16	-	5.5
11	Kayapınar	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.16	-	5.5
12	Küpeler	EF	-	-	3.50/1.0	2.25/1.0	-	1.17	6.4
13	Orhanlar	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.10	0.0
14	S-Dallımandra	EF	-	-	3.50/1.0	3.25/1.0	-	1.10	0.0
15	Tütünlük	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.18	-	7.3
16	Ulubeyler	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.27	-	15.5
17	Bövet	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.10	-	0.0
18	Dimbazlar	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.10	0.0
19	Koparan	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.14	3.6
20	Kozlar	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	1.20	-	9.1
21	Seki	RF	2.50/1.0	2.00/1.0	-	-	1.11	-	0.9
22	Harputlu	RF	2.50/1.0	2.00/1.0	-	-	-	1.14	3.6
23	Kiraz	EF	-	-	3.25/1.0	3.00/1.0	1.10	-	0.0
24	Yenişehir	EF	-	-	3.25/1.0	3.00/1.0	-	1.10	0.0
25	Aydıncık	EF	-	-	3.00/1.0	2.25/1.0	-	1.13	2.7
26	Bebekli	EF	-	-	3.00/1.0	2.25/1.0	1.19	-	8.2
27	Çamlıbel	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.10	0.0
28	Gökpınar	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.10	0.0
29	Derbent	EF	-	-	3.25/1.0	3.00/1.0	-	1.10	0.0
30	Dereköy	EF	-	-	3.00/1.0	2.50/1.0	-	1.12	1.8
31	Güllübağ	RF	2.50/1.0	2.25/1.0	-	-	-	1.10	0.0
32	Karaköse	EF	-	-	3.50/1.0	3.00/1.0	-	1.16	5.5

Tablo 3. Dikkate alınan küçük barajların şev eğimleri ile hesaplanan en düşük güvenlik oranıve aşılma oranları

(*) EF: Toprak Dolgu Baraj RF: Kaya Dolgu Baraj (**) (Y/D) : (Yatay/Düşey)

Çalışma kapsamında yer alan her baraj için muhtemel enerji kaynakları belirlenmiş ve konuyla ilgili geliştirilmiş bir model ve bu modele dayalı bir yerel yazılım (DAM-HA kullanılarak sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiştir. İlgili model için bölgesel ve yerel tektonik oluşumlar dikkate alınmış ve literatürde mevcut kaynaklar dikkate alınarak bir çalışma yürütülmüştür (Fraser and Howard, 2002 ve Jimenez v.diğ., (2001).

Analizlerde son 100 içinde oluşan ve kaydı bulunan depremler dikkate alınmıştır. Tüm çalışmada her bir baraj yeri için 100 km yarıçaplı ilgi alanı içinde oluşan ve büyüklüğü 4.0'de

büyük depremler ve sismik zonlar dikkate alınarak değerlendirme yapılmıştır. Deterministik ve probabilistik sismik tehlike analizleri esasında tanımlanan depremler için en büyük yatay yer ivmesini belirlemek amacıyla sekiz ayrı azalım ilişkisi dikkate alınmıştır (Campbell, 1981; Boore et al, 1993; Ambraseys, 1995, Campbell and Bozorgnia, 1994; Boore et al, 1997; Gulkan and Kalkan, 2002; Kalkan and Gülkan, 2004 and Ambraseys et al, 2005).

Çalışmada belirlenen İşletme Esaslı Deprem (OBE) seviyeleri, probabilistik yöntemle belirlenmiştir. OBE, projenin hizmet ömrü içinde oluşması muhtemel yer hareketi seviyesi olup en düşük tekerrür zamanı 144 yıl olarak tanımlanmıştır. Bir başka ifade ile OBE, "100 yılda % 50 aşılma ihtimali olan deprem" olarak ifade edilmektedir. En Büyük Tasarım Depremi (MDE) ise, 475 yıllık tekerrür zamanı ile temsil edilir ve "50 yılda % 10 aşılma ihtimali her hareketi seviyesi" olarak tanımlanır. FEMA (2005)'ya göre MDE, deterministik yöntemle tanımlanan En Büyük Güvenilir Deprem (MCE) seviyesine eşit yer hareketi seviyesidir. Bu çalışmada, pseudo-statik analizlerde kullanılacak k-değerlerinin belirlenmesi için OBE ve MDE seviyelerinde oluşacak en büyük yer ivmesi değeri hesaplanmıştır. OBE'ye dayalı olarak bulunan k-değerleri inşaat sonu durum ve MDE'ye dayalı değerler de işletme durumu için kullanılmıştır. Ancak bu çalışmada yalnızca sınır denge şartları (GS=1.0) için bir değerlendirme yapılacağından yalnızca MDE'ye bağlı k-değerleri sunulmuştur (tablo 4). İlgili deprem büyüklüklerine bağlı sismik katsayı (k-değeri) için bölüm 2'de verilen basit ilişki kullanılmıştır.

4.TARTIŞMA

Çalışma kapsamında yer alan 23 kaya dolgu ve 9 toprak dolgu küçük baraj için şev stabilite analizi sonuçlarında memba ve mansap şevleri için inşaat sonu ve işletme aşamaları, ani düşme için memba şevi işletme aşaması statik stabilite analizleri ile memba ve mansap şevlerinin inşaat sonu ve işletme durumları için pseuda-statik analizlerle güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Memba ve mansap şevlerinin her durum için hesaplanan güvenlik sayıları, tablo 2'de sunulmaktadır. Ayrıca bu tabloda sınır denge şartı (Gs =1.0) için ilgili şev ve yükleme koşullundaki sismik katsayı (k-değeri) verilmiştir. Hesaplanan bu verinin aşırı değerleri hariç tutulursa, genelde dar bir aralıkta (0.23-0.27) değiştiği görülmektedir. İlgili tabloda yeşil ile gösterilen toprak dolgu barajlarda sapma değerleri daha azdır. Bu sonucun, esas itibariyle çalışmada dikkate alınan tüm barajların birinci derece deprem bölgesi içinde olmasından kaynaklandığı belirtilmelidir.

Analizde ilgili küçük barajlar kritik durum, deprem halidir. Bu durumda, işletme aşaması için en düşük güvenlik sayısı değerleri elde edilmiştir (Tablo 2). DSİ'nin genel şartnamesinde merkezi kil çekirdekli kaya dolgu barajlar (küçük baraj) için genel şev eğimleri önerilmektedir. Bu tip barajlar için memba şevinin 2.5/1 (yatay/düşey) ve mansap şevinin (2.25/1) olması kabul görmüştür. Tablo 3'de her bir baraj için memba ve mansap şev eğimleri ile en kritik durum için elde edilen güvenlik sayıları verilmektedir. Kritik güvenlik sayısı değerleri, vadi şekli, katof derinliği ve yamaç durumu etkisi ile farklı şevlerde oluşabilmektedir. Bu durumda, kritik güvenlik sayısı % 41 oranında mansap şevinde ve % 59 oranında memba şevinde oluştuğu görülmüştür.

Küçük toprak dolgular için memba şevinin 3.0/1 ile 3.5/1(yatay/düşey) arasında ve mansap şevinde de 2.50/1 ile 3.0/1 (yatay/düşey) arasında bir eğimde alınması genel bir uygulamadır. Bu çalışmada dikkate alınan küçük toprak dolguların kritik güvenlik sayısı, % 20 oranında memba şevinde ve % 80 oranında mansap şevinde oluştuğu görülmektedir. Bu durum, küçük toprak dolgu barajlarda zayıflık noktasının mansap şevi olduğunu göstermektedir.

Çalışma kapsamında yer alan her baraj için muhtemel enerji kaynakları belirlenmiş, bir model oluşturulmuş ve bu modele dayalı sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde İşletme Esaslı Deprem (OBE) ve En büyük Tasarım Depremi (MDE) seviyeleri probabilistik yöntemle belirlenmiştir. Tablo 4'de ilgili deprem tanımları için her bir baraja yerine ait en büyük yer ivmesi değerleri ile pseudo-statik analize ve MDE'ye göre belirlenen k-değerleri verilmektedir. Ayrıca bu tabloda her baraj yeri için pseudo–statik yöntemle elde edilen kdeğerinin, bir güvenlik sayısı tanımı yapılarak sağlanma oranı da sunulmaktadır. İlgili verilerin grafiksel sunumu Şekil 2'de verilmektedir.

Baraj			Büyük Ye	r İvmesi (g) *	k-de	Güvenlik	
No	İsim	Tip			Pseudo-statik	MDE'ye göre	Sayısı, G _s
		(*)	OBE	MDE	analize göre		()
1	Gökçeburun	RF	0.321	0.423	0.26	0.25	1.04
2	İbrahimkavağı	RF	0.320	0.420	0.30	0.25	1.20
3	Çakıl	RF	0.202	0.311	0.29	0.23	1.26
4	Çavlu	RF	0.267	0.362	0.25	0.24	1.04
5	Çukurlar	RF	0.253	0.337	0.27	0.23	1.17
6	Değirmendere	RF	0.334	0.461	0.31	0.26	1.19
7	Dereköy	RF	0.309	0.424	0.23	0.25	0.92
8	Dörtyol	RF	0.361	0.488	0.30	0.26	1.15
9	Erdek-1	RF	0.220	0.311	0.28	0.23	1.21
10	Hacıömer	RF	0.180	0.238	0.25	0.21	1.19
11	Kayapınar	RF	0.259	0.348	0.26	0.24	1.08
12	Küpeler	EF	0.209	0.282	0.24	0.22	1.09
13	Orhanlar	RF	0.297	0.403	0.23	0.25	0.92
14	S-Dallimandra	EF	0.277	0.385	0.23	0.24	0.95
15	Tütünlük	RF	0.210	0.295	0.27	0.22	1.22
16	Ulubeyler	RF	0.165	0.219	0.27	0.19	1.42
17	Bövet	RF	0.228	0.284	0.23	0.22	1.04
18	Dimbazlar	RF	0.340	0.444	0.23	0.25	0.92
19	Koparan	RF	0.422	0.558	0.25	0.27	0.92
20	Kozlar	RF	0.200	0.280	0.27	0.22	1.22
21	Seki	RF	0.238	0.313	0.24	0.23	1.04
22	Harputlu	RF	0.280	0.380	0.25	0.24	1.04
23	Kiraz	EF	0.230	0.310	0.23	0.23	1.00
24	Yenişehir	EF	0.296	0.394	0.23	0.24	0.95
25	Aydıncık	EF	0.230	0.340	0.25	0.23	1.08
26	Bebekli	EF	0.300	0.410	0.27	0.25	1.08
27	Çamlıbel	RF	0.246	0.318	0.23	0.23	1.00
28	Gökpınar	RF	0.250	0.400	0.23	0.25	0.92
29	Derbent	EF	0.280	0.370	0.23	0.24	0.95
30	Dereköy	EF	0.270	0.360	0.24	0.24	1.00
31	Güllübağ	RF	0.170	0.230	0.18	0.20	0.90
32	Karaköse	EF	0.210	0.280	0.21	0.22	0.95

Tablo 4. İki ayrı esasta belirlenen sınır denge koşullarındaki k-değerleri ve aşılma oranları



Şekil 2. Sınır şartlarda belirlenen k-değerleri ile MDE'ye göre belirlenen ilgili değerler arasındaki ilişki.

Çalışmada MDE değerlerinden bulunan en büyük yer ivmesi (a_{maks}) değerine bağlı olarak sismik katsayı hesaplanmıştır ($k = a_{maks}^{0.333}/3$). Tablo 4'de sunulan bu verilere göre toprak dolgu barajlarda k-değerlerinin MDE'ye bağlı değerlendirme ile sağlanma değerleri, 0.95 ile 1.09 arasında değişmekte olup ortalaması 1.00 olarak gerçekleşmiştir. Kil çekirdekli kaya dolgu barajlarda ise k-değerlerinin MDE'ye bağlı değerlendirme ile sağlanma değerleri, 0.92 ile 1.42 arasında değişmekte olup ortalaması 1.08'dir. Bu çalışma sonuçları, ilgili ilişkinin birinci derece deprem bölgesinde inşa edilecek toprak dolgu barajlar için çok daha güvenle kullanılabileceğini göstermektedir.

5.SONUÇLAR

Bu çalışmada, birinci deprem bölgesi içinde yer alan 32 küçük baraj dikkate alınarak farklı yöntemle bulunan k-değerlerinin mukayeseli olarak değerlendirmesi yapılmış ve aşağıda özetlenen sonuçlara ulaşılmıştır:

- i. Ülkemizde birinci deprem bölgesinde bulunan ve kaya birimi üzerinde yer alan küçük merkezi kil çekirdekli kaya dolgu baraj tipi için memba 2.5/1 (yatay/düşey) ve mansap 2.25/1 (yatay/düşey) şev eğimleri uygun bir uygulama esası olarak görülmektedir.
- ii. Birinci deprem bölgesinde yer alan ve kaya birim üzerinde yer alan toprak dolgu barajların şev eğimleri ile ilgili temel bazı belirsizlikler söz konusudur. Bu nedenle ilgili şev eğimlerinin belli bir aralık için kullanılması ve bu aralıkta yer alan farklı şev eğimleri için analizler yapılarak mühendislik optimizasyonun sağlanması uygun

olur. Yukarıda belirtilen şartlara haiz toprak dolgu barajlarda başlangıç çalışması için memba şev eğimin 3.0/1 -3.5/1(Yatay/Düşey) ve mansap şev eğiminin de 2.25/1 -3.0/1(Yatay/Düşey) aralığında seçilmesi uygun olur.

- iii. MDE değerlerinden bulunan en büyük yer ivmesi (a_{maks}) değerine bağlı olarak sismik katsayısının hesaplanmasında kullanılan basit ilişki, sınır şartlardaki yüklemeler için genelde uygun sonuçlar vermektedir. Özellikle ilgili ilişkinin birinci derece deprem bölgesinde inşa edilecek toprak dolgu barajlar için çok daha güvenli olduğu belirtilmelidir. Bu konuda çok daha geniş bir veri tabanı ile hassas analitik çözümler yapılması mümkün gözükmektedir.
- iv. Bu çalışma, yalnızca birinci deprem bölgesinde ve sağlam ana kaya üzerinde yer alan küçük kil çekirdekli kaya dolgu ve zonlu toprak dolgu tipindeki barajlar için yapılmıştır. Çalışma farklı deprem bölgeleri ve farklı temel zemin koşulları için geliştirilebilir. Ayrıca dolgu tipleri de bir başka değişken olarak dikkate alınabilir. Bu genişletilmiş kapsamda yapılacak yeni bir çalışma ile küçük dolgu barajlar için farklı deprem bölgeleri ve dolgu tipleri ile değişken temel zemin koşulları için ülke pratiğine uygun daha gerçekçi uygulama esası/esasları oluşturulabilir.

TEŞEKKÜR

Yakın ilgi ve desteklerinden ötürü DSİ yetkilerine ve TVT Hidrotek Proje yöneticilerine teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- 1. Tosun, H., Karadag, A. ve Topçu, S., "Dolgu Barajların Şev Tasarımında Temel Esaslar ve Türkiye Pratiği" Uluslararası Katılımlı IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, 9-11 Ekim 2014, Elazığ, 335-344.
- 2. Bishop, A.W., "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes" Geotechnique, V.5, No.1, 7-17, 1955.
- 3. Morgenstern, N.R. and Price, V.E., "*The Analysis of Stability of General Slip Surfaces*" Geotechnique, Vol.15.N0.1, 1965.
- 4. Spencer, E., "A method of Analysis Assuming Parallel Interslices Technique" Geotechnique, 17 (1), 11-26, 1966.
- 5. Janbu, N., "Slope Stability Computation" Embankment Dam Engineering, Casagrande Memorial Volume, Wiley, New York, 47-86, 1973.
- Lowe, J., "Stability Analysis" in Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation (edited by R.B.Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York, 275-285, 1988.
- 7. USBR, <u>Static Stability Analysis</u>. Design Standards No.13-Embankment Dams. US. Bureau of Reclamation, Denver, 1987.
- 8. EM 1110-2-1902, <u>Slope Stability</u>, Engineering and Design Manual, US Army Corps of Engineers, 2003.
- 9. Tosun, H., <u>Toprak Yapılar Dersi Notları</u>, Osmangazi Üniversitesi İnşaaat Mühnedisliği Bölümü, Yüksek Lisans Ders Notları, Eskişehir, 2009 (yayımlanmamış).
- 10. Tosun, H. ve Batmaz, S., "*Dolgu Barajlarda Statik Stabilite Analiz-Kritik Noktalar*" I.Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu ve Sergisi, Ankara, 2007.

- 11. DSÍ, <u>Selection of Seismic Parameters for Dam Design.</u> State Hydraulic Works, Ankara, 29 p, 2012 (in Turkish).
- 12. ICOLD, <u>Selecting Seismic Parameters for Large Dams-Guidelines</u>, ICOLD, Bulletin 148, 2016.
- 13. Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ 653 p, 1996.
- 14. FEMA, <u>Federal Guidelines for Dam Safety—Earthquake Analyses and Design of Dams</u>, 2005
- Fraser, W.A. and Howard, J.K., <u>Guidelines for Use of the Consequence-Hazard matrix</u> <u>and Selection of Ground Motion Parameter</u> Technical Publication, Department of Water Resources, Division of Safety of Dams, 2002.
- 16. Jimenez, M.J., Giardini, D and Grünthal, G. Unified Seismic Hazard Modelling throughout the Mediterranean Region. Bolettino di Geofisica Teorica ed Applicata, Vol.42, N.1-2, Mar-Jun., 3-18, 2001.
- 17. Campbell, K.W. "Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration" Bulletin Seism. Soc. Am., V.71, N.6, 2039-2070, 1981.
- Boore, D.M, Joyner, W.B. and Fumal, T.E. "Estimation of response spectra and peak accelerations from Western North American earthquakes". An interim report. Open file report 93-509.U.S.G.S, 1993.
- 19. Ambraseys, N.N., "*The Prediction of Earthquake Peak Ground Acceleration in Europe*" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V.24, 467-490, 1995.
- 20. Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y., "Near-source attenuation of peak horizontal acceleration from worldwide accelerograms recorded from 1957 to 1993" Proceeding of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. V.3, 283-292, 1994.
- Boore, D.M., Joyner, W.B. and Fumal, T.E., "Equation for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes". A Summary of recent Work. Seismological Research Letters, V.68, N.1, January /February, 128-153, 1997.
- 22. Gülkan, P. and Kalkan, E.,"Attenuation modeling of recent earthquakes in Turkey" Journal of Seismology, 6(3), 397-409, 2002.
- 23. Kalkan, E. and Gülkan, P., "Site-Dependent Spectra Derived from Ground Motion Records in Turkey", Earthquake Spectra, 20, 4, 1111-1138, 2004.
- 24. Ambraseys, N.N., Douglas, J, Karma, S.K and Smit, P.M. "Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europe and the Middle East", Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration, Bulletin of Earthquake Engineering, 3, 1-53, 2005.

KUZEY MARMARA OTOYOLU PROJESİ V27 VİYADÜĞÜ G19 YAKLAŞIM DOLGUSU YEŞİL TERRAMESH İSTİNAT DUVARI UYGULAMASI

GREEN TERRAMESH RETAINING WALL AS EMBANKMENT FILL AT V27 VIADUCT IN NORTH MARMARA HIGHWAY PROJECT

Doğan GÜNDOĞDU¹ Serap KAYMAKCI² Ceren Demirel³

ABSTRACT

"The use of geosynthetics for weak soil, embankment and slope stability problems has been increased since 1960s because they can easily act as an engineering tool by means of flexible design methods and they provide great economic advantages. Today, geosynthetics are being frequently utilized as the solution to soil improvement and retaining wall problems. Additionally, geosynthetics with modular system can create innovator, sustainable and alternative formula in building sector. This paper includes design and construction method of Green Terramesh retaining wall, which is a geosynthetic retaining wall type with flexible front surface, applied as embankment fill at V27 viaduct in Kuzey Marmara Highway Project."

Key Word: Geosynthetic, Terramesh, embankment, viaduct

ÖZET

Tasarım yöntemlerindeki esneklikleri sayesinde kolaylıkla birer mühendislik yapısına dönen ve büyük ekonomik avantajlar sağlayan geosentetiklerin, zayıf zeminlerde, dolgularda ve şevlerde iyileştirme amaçlı kullanımı 60'li yıllardan itibaren gözle görülür bir şekilde artmıştır. Geosentetikler, günümüzde zemin iyileştirme ve istinat duvarı çözümlerinde sıklıkla kullanılır hale gelmiştir. Geosentetiklerin modüler sistemler ile birlikte kullanılması ile yapı sektörün de yenilikçi, çevreci ve alternatif çözümler getirebilmektedir. Bu bildiride, Kuzey Marmara Otoyolu projesinde yer alan V27 viyadüğü yaklaşım dolgularında esnek ön yüzeyli geosentetik istinat duvarı tipi olan Yeşil Terramesh istinat duvarı tasarım yöntemi ve uygulaması anlatılmaktadır.

Anahtar Kelime: Geosentetik, Terramesh, dolgu, viyadük

^{*&}lt;sup>1</sup> İnş. Yük, Müh,., TeknoMaccaferri, email: dogan.gundogdu@teknomaccaferri.com.tr

² İnş. Yük, Müh,., TeknoMaccaferri, email: serap.kaymakci@teknomaccaferri.com.tr

³ İnş. Yük, Müh,., TeknoMaccaferri, email: ceren.demirel@teknomaccaferri.com.tr

1. GİRİŞ

İnsanoğlu tarihin en eski dönemlerinde 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.

İnşaat sektörüne yeni bir bakış açısı kazandıran ve problemlere yönelik alternatif çözümler getiren geosentetikler, artık ülkemizde de önemli rol oynamaktadır. Geosentetiklerin 1960' lardan günümüze, özellikle de son 10 yıllık dilimde ülkemizde hızlı bir şekilde yaygınlaşmasını ve kendine yeni uygulama alanları yaratmasını ilgiyle izliyoruz.

Geosentetik istinat duvarlarının, klasik istinat duvarlarına kıyasla ekonomik ve uzun ömürlü sonuçlarını ülkemizde yapılan birçok uygulama sonucu ortaya çıktığını görmekteyiz.

Bu bildiri kapsamında, Kuzey Marmara Otoyolu projesi kapsamında V27 viyadüğü KM: 105+553 G19 Yaklaşım dolgusu imalatında kullanılan Yeşil Terramesh istinat duvarı tasarım ve uygulamasına değinilmiştir.

2. GEOSENTETİK DUVARLARI OLUŞTURAN MALZEMELER

Sadece birkaç tip geosentetiğin bulunduğu ilk yıllarda tasarım, genellikle deneme yanılma yöntemiyle yapılmakta olup; seçim işlemi de tip veya markayla yapılmaktaydı. Günümüzde ise, çok değişik tip ve özellikte ürünün bulunmasından dolayı, bu yöntemle tasarım uygun olmamaktadır. Önerilen tasarım yöntemi, kullanılacak geosentetiğin seçimi ve tanımı, herhangi bir geoteknik mühendisliği tasarımından farklı değildir. Öncelikle, tasarım geosentetikler kullanılmadan yapılmalı ve geosentetiklere gerçekten ihtiyaç olduğunun teyit edilmesi gerekmektedir. Klasik yöntemlerin gayri ekonomik olmasından ya da uygulama zorluklarından dolayı hesaplar, kullanılacak geosentetiğe ait özelliklerin makul mühendislik varsayımları ile belirlenmesinden sonra yapılmalıdır. Belli bir ürüne veya performansa dayalı özelliklere ait şartname oluşturularak en uygun ve ekonomik geosentetik seçilmelidir. Geleneksel dolgu ve malzeme deneylerine ilave olarak, geosentetiğin de test edilerek sonuçların değerlendirilmesi gerekmektedir. Her imalat aşamasında olduğu gibi, imalatın tamamlanması bitmeden geosentetiklerin tasarımının bittiğini söylemek yanlış olur.

2.1. Geogridler

Geosentetik istinat duvarlarında ana taşıyıcı malzeme olarak geogridler kullanılmaktadır. Geogridler; polyester, polipropilen, polietilen vs. gibi çeşitli polimer hammaddeler kullanılarak imal edilmektedirler. Genel kullanım alanları istinat duvarları ve zemin güçlendirme uygulamalarıdır.

Kullanılan polimer tipi ve yoğunluğuna bağlı olarak çekme dayanımları değişmektedir. Şerit şeklinde veya ızgara şeklinde üretimleri mevcuttur. Kullanım alanlarına göre geogrid tipleri de değişebilmektedir. Şerit tipinde üretilen geogridler sürtünme, grid şeklinde üretilen geogridler ise dolgunun gözenekler arasında kilitlenmesi prensibine göre çalışmaktadırlar.



Şekil 1. Farklı özelliklerde geogrid tipleri

V27 viyadüğü yaklaşım dolgusu geosentetik istinat duvarı inşaasında kullanılan geogrid tipi, polyerster liflerden oluşan polietilen kaplamalı şerit tipi sürtünme esasına göre çalışan geogrid olan Paragrid' dir.

2.2. Yeşil Terramesh Modülü

Geosentetik duvarlarda duvarı oluşturan elemanlardan biri de ön yüzey elemanıdır. Geosentetik duvarlar, genellikle ön yüzey elemanına göre adlandırılmakta olup; ihtiyaca göre seçilen ön yüzey elemanı arasına sürtünme veya elemanlara bağlantı aparatları ile mesnetlenerek yerleştirilen geogridler ile birlikte çalışmaları sağlanmaktadır.

V27 viyadüğü yaklaşım dolgusunda Yeşil Terramesh ön yüz elemanı kullanılmıştır. Yeşil Terramesh yüzey elemanı modüler bir sistem olup; esnek ön yüzey sınıfına girmektedir. Yeşil Terramesh modülleri, TSE EN 10223-3:2013 standartlarında donatılı dolgu duvarlarda kullanılacak elemanlar olarak tanımlanmaktadırlar.

Yeşil Terramesh modülleri, 8x10 altıgen çelik telden oluşan, %95 çinko ve %5 alüminyum alaşımı üzeri PVC kaplı tel ile 2.2 / 3.2mm kalınlığında malzemeden çift bükümlü olarak imal edilmiş modüler elemanlardır (Şekil-2). İç yüzeye dokuma polyester geotekstil yerleştirilmiştir. Daha sonra, tel örgüye pnömatik halkalar kullanılarak çelik hasır panel ve önceden oluşturulmuş iki çelik üçgen bağlanır. Gerekli eğim açısına önceden şekil vermek için 8 mm çapında çelik bağlantı çubuğu kullanılır. Dört çelik bağlantı çubuğu, örgülü panelin desteklenmesine yardımcı olur ve ünite açıldığında sahada bağlanır (bkz. Şekil 2).

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 2. Yeşil Terramesh İstinat duvarı bileşenleri

Yeşil Terramesh ön yüzey elemanı; duvar imalatı bittikten sonra yüzeye püskürtme çim uygulaması yapılarak doğal çim yetişmesine olanak sağlayan yapısı ve 70 derece ön yüzey eğimi nedeniyle doğayla bütünleşik bir yapı oluşturarak çevreci bir duvar sistemi oluşturması tercih sebebi olmuştur.

3. TASARIM KRİTERİ

Yeşil Terramesh istinat duvarı için tasarım kriterleri, normal şevlerinkiyle aynı olup, kısa ve uzun vadede, mümkün olan bütün göçme biçimlerine karşı gerekli güvenlik sayılarını sağlamalıdır. Bunlar:

1) İç stabilite: göçme yüzeyinin donatıların içinden geçmesi

2) Dış stabilite: göçme yüzeyinin, donatılı kütlenin altından ve arkasından geçmesi

3) Bileşik (Her ikisi birden): göçme yüzeyinin, donatılı kütlenin içinden ve arkasından geçmesi

Geosentetik istinat duvarları, modifiye edilmiş klasik limit denge şev stabilite metotlarına göre analiz edilmektedir. Dairesel veya kama tipi potansiyel kayma yüzeylerindeki kaydıran ve karşı koyan kuvvet veya momentlerin ilişkilerine göre güvenlik sayıları belirlenmektedir. Donatı tabakası olarak kullanılan geosentetikler, çekme kapasitesi ve yerleştirilme pozisyonuna göre, kestikleri potansiyel kayma yüzeyindeki engelleyici kuvvet veya momenti artırmaktadır. Geogrid tabakasının çekme kapasitesi, potansiyel kayma yüzeyinin önü veya arkasında müsaade edilen sıyrılma direncinden veya uzun vade tasarım çekme kuvvetinden küçük olanıdır. Geogrid tabakalarının yeri ve aralığı değiştirilerek optimum tasarım sağlanmaktadır. Optimum tasarım, çeşitli bilgisayar programları ile kritik kayma yüzeyleri bulunarak, gerekli mukavemetteki donatılar ve sıyrılma kapasitelerinin hesaplanmasıyla yapılır.

V27 viyadüğü tasarımında limit denge analizi için Macstars programı kullanılmıştır. Tercih edilen hesaplama standardı olarak Eurocode 7 seçilmiştir. Eurocode tasarım kriterlerine göre seçilen yük kombinasyonları statik durum için A1+M1+R2 ve A2+M2+R1, sismik durum incelemesi için M2+R1+kh±kv yük kombinasyonu seçilmiştir.



Yapılan analizlerde trafik yükü olarak 15 kPa değeri kullanılmıştır. Sismik analizlerde İstanbul 1. Derece deprem bölgesi seçilmiştir ve Ao=0,4.g değeri alınmıştır.

Duvar modellemesinde zemine ve dolguya ilişkin Tablo-1' deki parametreler kullanılmıştır. Analizlerde iç ve dış stabilite analizlerinin yanı sıra global stabilite analizleri de yapılmıştır. Modellemede en alt kademede yer alan betonarme istinat duvarı modellemeye katılmayarak tüm duvar sistemi geosentetik duvar olarak modellenmiştir.

Tabaka	Birim Ağırlık	Elastisite Modülü	Kohezyon	Kayma Dayanımı Açısı	Model
Alüvyon	17/18 kN/m3	10,000 kPa	40kPa	1°	MC
Kaya (Silttaşı – Kumtaşı)	25/26 kN/m ³	600,000 kPa	300 kPa	10°	MC
Yol Platform Dolgusu	20/20.5kN/m3	50,000 kPa	10 kPa	35°	MC

Şekil 4. Formasyonlara	a ait Geote	eknik Paran	netreler
------------------------	-------------	-------------	----------

 Tablo 1. Dolgu Gradasyon Testi Sonuçları

			Geç	Ele en (%	<mark>⊧k Ana</mark>) / Sie∖	l izi ve Ana	lysis									
4"	3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No 4	No 10	No 40	No200	Atterberg Limitleri	Maksimum Kuru Birim Ağırlık (g/cm3)	Optimum Su İçeriği (%)	Kuru Birim Ağırlık (g/cm3)	CBR (%)	Şişme (%)
100	78.5	70.4	64.1	46.0	40.2	28.4	19.8	13.7	6.5	3.5	N.P.	2.076	9.4	2.079	31.0	0.00

Duvar analizlerinde kullanılan Paragrid 200 tipi geogrid ve Yeşil Terramesh ön yüz elemanına ilişkin parametrelerde Tablo-2' deki gibidir.

radio 2. Remainian Geogra olari i aragna 200 ozenikien									
	Dirim		YEŞİL TERRAMESH						
	DIIIII	PARAORID 200	3X3X0,76 (mesh 8x10 Tel 2.2/3.2mm)						
Nihai Çekme Dayanımı (UTS)	kN/m	200	50.11						
Güvenlik Katsayısı - f_m	-	1.10	1.30						
Dizayn Çekme Dayanımı	kN/m	131.56	38.50						

Tablo 2. Kullanılan Geogrid olan Paragrid 200 özellikleri



Şekil 5. V27 Viyadüğü Yeşil Terramesh Tip Kesiti

V27 viyadük yaklaşım ayağı betonarme mest üzerine teşkil edilmiştir. Yeşil Terramesh istinat duvarı yaklaşım dolgusunu tutma maksatlı kullanılmıştır. Şekil-6'daki mesnet kesitinde görüleceği gibi mesnet, Yeşil Terramesh istinat duvarından bağımsız olarak 120 cm çapında kazıklar ile yükü doğrudan zemine iletmektedir. Yapılan hesaplarda mesnetten gelecek yüklerin Yeşil Terramesh istinat duvarına iletilmeyeceği kabul edilmiştir.

7. Geoteknik Sempozyumu 22-23-24 Kasım 2017, İstanbul



Şekil 6. V27 Yaklaşım Ayağı Tip Kesiti

Analizler sonucunda çıkan güvenlik sayıları Tablo 3' de verilmiş olup; çıkan sonuçların Eurocode 7 uyarınca güvenlik katsayısı 1' den büyük olduğu görülmüştür.

	Tablo 5. Tasarini Ananzieri Sonuçiari									
	Sismik	Statik	Statik							
				Min. Güvelik						
Yük Kombinasyonu	M2+R1±kh	A1+M1+R2	A2+M2+R1	Katsayısı						
Global Stabilite	1.59	2.15	1.89	>1.00						
İç Stabilite Alt Kademe	1.23	1.54	1.35	>1.00						
İç Stabilite Orta Kademe	1.25	1.63	1.38	>1.00						
İç Stabilite Üst Kademe	1.32	1.99	1.75	>1.00						
Kayma	1.47	6.50	3.56	>1.00						
Devrilme	1.80	8.73	5.75	>1.00						
Taşıma	1.02	1.33	1.40	>1.00						

4. UYGULAMA DETAYLARI

Uygulama için temel hazırlık çalışmalarında zemine jet grout uygulaması yapılmıştır. Jet grout uygulamasının bitmesinin devamında betonarme istinat duvarının imalatı tamamlanmıştır. Betonarme istinat duvarı bittikten sonra zeminde tesfiye işlemleri yapılarak Yeşil Terramesh istinat duvarı uygulamasına hazır hale getirilmiştir.

Temel kotunda itibaren 4,00 m yükselecek olan ilk duvar sistemi bohçalama duvar için Paragrid 200 tipi geogridler zemine serilmiştir. Bohçalama işleminin yapılacağı betonarme istinat duvarı arka yüzeyine bohçalanacak kısım tutturulmuş ve 1.00 m kalınlığındaki dolgu, her 25 cm' de bir serilip sıkıştırılarak teşkil edilmiştir (bkz. Şekil 7).



Şekil 7. Duvar Temel Hazırlığı ve Betonarme İstinat Duvarı

1.00 m dolgu teşkil edildikten sonra 1.50 m geriye doğru Paragridler bohçalanarak bir sonraki katmanın Paragridleri üzerine serilmiş ve 4 katman boyunca aynı işlem uygulanmıştır. Bohçalama yüzeyi ve betonarme duvar arasında kalan 50 cm' lik kısma, drenaj mıcırı doldurularak düşey drenaj katmanı oluşturulmuş ve yüzeyden gelecek suya karşı drenaj hattı çalışması yapılmıştır (bkz. Şekil 8).



Şekil 8. Betonarme Duvar Arkası Bohçalama Duvar İmalatı

Bohçalama kısmının tamamlanması ile beraber Yeşil Terramesh imalatına başlanmıştır. Yeşil Terramesh imalatı için ilk olarak duvar ön yüzeyine kadar Paragridler serilmiş ve daha sonra duvar ön yüzeyinin sınırına Yeşil Terramesh modülleri yerleştirilmiştir.

Yeşil Terramesh modülleri aynı her bir katman için aynı kotta yan yana oturtulduktan sonra pnömatik makine yardımı ile çelik halkalar kullanılarak her bir modül yanındaki modüle sabitlenmiştir.

Yeşil Terramesh modülleri yerleştirildikten sonra ön yüze 20-30 cm aralığındaki kalınlıkta nebati toprak yerleştirilerek el kompaktör vasıtası ile sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Nebati toprak kullanılmasında ki amaç duvar imalatının bitiminden sonra yüzeye yapılacak püskürtme çim uygulamasında çimin büyüyebileceği zemini oluşturmaktır (bkz. Şekil 9).



Şekil 9. Uygulama Safhalarından Fotoğraflar

Kenar ayak imalatında ise 24.945 kotuna gelindiğinde kazık makinası mesnet temelinin oturacağı kazıkların delgilerini yapmaya başlamıştır. Kazıklar teşkil edildikten sonra temel imalatına başlanmıştır. Mesnet temeli imalatın ile beraber Yeşil Terramesh imalatı da aynı anda devam etmiştir. Temel imalatından sonra ayakların imalatına geçilmiş ayaklar tamamlanması ile beraber temeli kapatacak şekilde Yeşil Terramesh imalatı yapılmıştır (bkz. Şekil 10).



Şekil 10. Kazık İmalatı ve Yeşil Terramesh Duvar Bitmiş Görünümü

Duvar imalatı tamamlanması ile beraber duvar yüzeyine püskürtme çim uygulaması yapılmıştır.

5. SONUÇLAR

60'lı yıllardan beri geosentetikler; zayıf zeminlerin, şevlerin ve dolguların iyileştirilmesinde sıkça kullanılan, yüksek dolgularda 70 derece ön yüzey açısı ile alan tasarrufu ve dolgu miktarında tasarrufa gidilmesine olanak sağlayan Yeşil Terramesh istinat duvarı uygulaması, ön yüzeyinin çimlendirilebilmesi ile doğayla da uyumlu bir yapı elde edilmesine olanak sağlayan çevreci sistemlerin başında gelmektedir. Bu makale kapsamında Kuzey Marmara Otoyolu projesi V27 KM: 105+553 G19 yaklaşım dolgusu imalatında kullanılan Yeşil Terramesh istinat duvarı tasarım ve uygulama safhalarına değinilmiş ve sistemin konvaniyonel sistemlere göre daha hızlı ve güvenli olduğu belirtilmiştir.

Bildiri kapsamında ön yüz elemanı olarak kullanılan Yeşil Terramesh ve geogrid olarak kullanılan Paragrid 200 malzemelerine dair teknik detaylar verilmiş olup; tasarım sırasında Eurocode 7 standardına göre dizayn yapıldığı ve dizayn kombinasyonları olarak A1+M1+R2, A2+M2+R1 ve sismik durum için M2+R1+kh±kv yük kombinasyonu dikkate alındığı belirtilmiş olup; yapılan analizlerde trafik yükü olarak 15 kPa değerinin kullanıldığı ve sismik analizlerde etkin yer ivmesi olarak A0=0,4.g değerinin alındığı açıklanmıştır.

Tasarımlar sırasında V27 viyadük yaklaşım ayağının betonarme mest üzerine oturtulduğu, Yeşil Terramesh istinat duvarının sadece yaklaşım dolgusunu tutma amaçlı kullanıldığı bildiri kapsamında belirtilmiştir.

Otoyolun kullanılmaya başlandığı süreden itibaren 5 aylık süreçte birer aylık periyodlarla asfalt üst kotundan ve duvar yüzeyinden reflektörler ile yapılan ölçümlerde düşeyde toplamda maksimum 5 mm deplasman olduğu; yatayda ise deplasman olmadığı tespit edilmiştir. Bu değerlerde 23 m dolgu yüksekliği ile oranlandığında, ihmal edilebilir değerde olduğu söylenebilir. Bu kapsamda esnek sistem istinat duvarlarından olan Yeşil Terramesh istinat duvarının köprü yaklaşımlarında, yaklaşım dolgularını tutma amaçlı kullanılabilirliği bu vaka analizi ile örneklendirilmeye çalışılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Özçelik, H., "Esnek ve Rijit Yüzey Elemanlı Geosentetik Donatılı İstinat Duvarı Uygulamaları", Prof. İsmet Ordemir'i Anma Toplantısı ve 7.0DTÜ Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu, 22 Kasım 2013, ODTÜ, Ankara
- [2] ASTM, Annual Books of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, Volume 4.09 (II), Soil and Rocks; Geosynthetics, 1997.
- [3] FHWA HI-95-038, (1998), NHI Course No. 13213, "Geosynthetic Design and Construction Guidelines", Federal Highway Administration, National Highway Institute.
- [4] Holtz, R.D. (2001), "<u>Geosynthetics for Soil Reinforcement</u>", The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, 9 November 2001, College Station Hilton, 810 University Drive, College Station, TX77840
- [5] Terzaghi, K., Peck, R. B. And Mesri, G. (1996), <u>Soil Mechanics in Engineering Practice</u>, 3rd Ed. Wiley, sayfa 549.
- [6] BS8006, (1995). <u>"Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills"</u>, British Standard