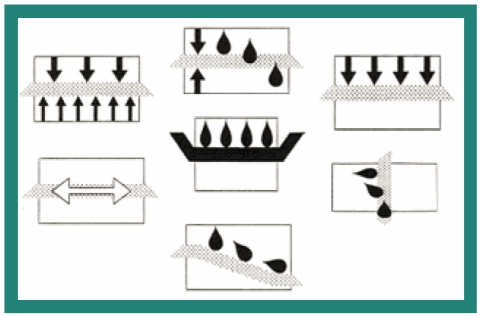
ULUSLARARASI GEOSENTETİKLER DERNEĞİ
TÜRKİYE ŞUBESİ

G7

YEDİNCİ ULUSAL GEOSENTETİKLER KONFERANSI



Editör
Orkun Z. Akkol

11-12 MAYIS 2017
BOĞAZİÇİ ÜNİVERSİTESİ
İBRAHİM BODUR ODİTORYUMU
İSTANBUL

ULUSLARARASI GEOSENTETİKLER DERNEĞİ
TÜRKİYE ŞUBESİ
www.geosentetiklerdernegi.org.tr

BOĞAZİÇİ ÜNİVERSİTESİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ
www.boun.edu.tr

Boğaziçi University Library Cataloging – in-Publication Data

Ulusal Geosentetikler Konferansı, (2017, İstanbul, Turkey)
Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, 11 – 12 Mayıs 2017, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul / Uluslararası Geosentetikler Derneği – Türkiye Şubesi

Incudes bibliographical references and index.
200p.: ill.; 30cm.

ISBN 978-975-518-398-5

1. Geosynthetics -- Turkey -- Congresses. 2. Geotextiles -- Turkey -- Congresses. I Title. II. Uluslararası Geosentetikler Derneği – Türkiye Şubesi. III. Boğaziçi Üniversitesi

TA455.G44

ÖNSÖZ

Türkiye Chapter'i olduğumuz “International Geosynthetics Society” (IGS), geosentetik ve geosentetiklerle ilgili teknolojilerin geliştirilmesi amacını taşıyan bir meslek örgütüdür. Her geçen gün üye sayısını arttırmakta ve prestiji artmaktadır. Halen dünya'nın hemen her ülkesinden 4000’i aşkın kişisel ve 190 kurumsal üyesi olan IGS'in 43 ülkede yöresel örgütleri, yani chapter'ları bulunmaktadır. IGS Türkiye Şubesi de 2001 yılında kurlmuştur.

Dünyada tamamen Geosentetikler konusunu işleyen ilk konferans 1977 yılında Paris'te toplanmıştır. 1996 yılında ise Avrupa Bölgesel Konferansları toplanmaya başlamış ve her ikisi de dörder yıllık periyotlarla toplanmaya devam etmektedir. Doğaldır ki pek çok ülkede ulusal konferanslar da toplanmaktadır.

6. Avrupa Geosentetikler kongresi, EuroGeo6, IGS Türkiye Şubesi tarafından Ljubljana, Slovenya’da 25-28 Eylül 2016 tarihinde “Ljubljana Exhibition and Convention Centre” de düzenlenmiştir. Kongre 7 Platin, 6 Altın ve 7 Gümüş sponsor tarafından desteklenmiştir. Kongreye paralel olarak 20 ülkeden 46 firmanın katıldığı bir fuar da düzenlenmiştir. Kongre’ye 54 ülkeden 683 kişi katılmıştır. Katılımcılar arasında 71 kişi ile Türk katılımcılar birinci sırada yer almıştır. Tabii bu sayıya dünyanın dört bir tarafında çalışıp da kongreye katılan Türk vatandaşları dahil değildir. Katılımcı sayısı bakımından 54 katılımcı ile İtalya ikinci sırada yer almış, her ikisi de 39 katılımcı ile Fransa ve Almanya üçüncü sırayı paylaşmışlardır.

Avrupa Konferanslarında bundan sonra her toplantıda verilmesini önerdiğimiz ve IGS tarafından kabul edilen L.M.N.S. konferanslarının ilki bu konferansta verilmiştir. İlk L.M.N.S. konferansı “Evolution in Design of Geotextile Filters” başlığı ile Dr. Daniele Cazzuffi tarafından verilmiştir.

Kongrede aşağıda sıralanan dört davetli konuşma verilmiştir:
Prof. J.P. Gourc ve Prof. P. Delmas tarafından “The Behaviour of “Alive” Earthworks with Geosynthetics after Several Decades”
Prof. N. Moracci tarafından “Geosynthetics Interface Properties under Static and Dynamic Loads”
Prof. C. Yoo tarafından “Geosynthetics in Underground Constructions”
Prof. M. Ziegler tarafından “Geosynthetic Reinforcement Applications”

Ayrıca güncel 7 konuda özel oturumlar düzenlenmiştir. Bu özel oturumlarda oturum lideri tarafından konularında otorite uzmanlar, kendilerine belirli konular verilerek konunun bütünsel olarak algılanmasını sağlayan oturumlar düzenlemişlerdir. Bu oturumlar ve oturumların düzenleyicileri aşağıda verilmiştir:
“Geosynthetic Barriers” Düzenleyenler: K. v. Maubeuge ve Dr. N. Touze-Foltz
“Geosynthetics in Dam Construction” Düzenleyen: Dr. Eng. A. Scuero
“Geosynthetic Reinforcement Applications” Düzenleyen: G. Braeu
“Geosynthetics in Road Construction” Düzenleyen Prof. E. Tutumluer
“Surface Erosion Control and Drainage” Düzenleyen: P. Rimoldi
“Geosynthetics under Earthquake Shaking” Düzenleyenler: Prof. G. Athannasopoulos ve Doç.Dr. A. Edinçliler
“Wrinkles, Bridging and Ballasting Geomembrane During Liner Installation” Düzenleyen: Dr. I. Peggs

Kongre 25 Eylül günü geleneksel hoş geldiniz kokteyli ile başladı, Gala Yemeği "Grand Hotel Union" da yenildi ve katılımcılar müzik eşliğinde eğlenip, sadece geosentetikler konusunda değil, dans konusunda da uzman olduklarını gösterdiler.

Kapanış oturumunda daha sonraki uluslararası IGS konferansları anons edildi. Bunlar tarih sırasına göre, 8-11 Ekim 2017 tarihlerinde Fas'ın Marakeş kentinde toplanacak olan Afrika konferansı, 16-21 Eylül 2018 tarihlerinde Kore'nin Seul kentinde toplanacak olan Uluslararası Kongre ve Polonya'nın Varşova kentinde toplanacak olan EurGeo7 kongreleridir.

Ülkemizdeki Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı **G1,** 2004 yılında Boğaziçi Üniversitesi'nde toplanmış ve büyük başarı elde etmiştir. Bu ilgi ve başarı bizi iki yılda bir düzenli olarak konferanslar düzenlemek için cesaretlendirmiştir. Bu sayede bu gün bu toplantıların yedincisini, yani **G7** 'yi düzenlemekteyiz.

Bu ve daha önceki konferanslarımızı ve tüm çabalarımızı gönülden destekleyen Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi'ne, kongreyi finansal olarak destekleyen tüm sponsorlara, kongreye özel bir renk veren tüm davetli konuşmacılara, bilim adamlarına, tasarım ve uygulamada geosentetikleri kullanan tüm mühendislere ve disiplinlerarası çalışan diğer uygulamacılara gösterdikleri ilgiden dolayı yürütme kurulu adına teşekkür eder, konferansın bilim adamları ile endüstrinin kaynaşacağı ve birbirlerinin sorun ve olanaklarını tanıyacağı bir ortam oluşturmasını dilerim.

Konferansın gerçekleşmesinde büyük desteği olan Boğaziçi Üniversitesi başta olmak üzere katkıda bulunan herkese Yürütme Kurulu adına sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Prof. Dr. Erol Güler
Organizasyon Komitesi Başkanı

BİLİM KURULU

Onur AKAY	(O. Ü.)
Sami Oğuzhan AKBAŞ	(G.Ü.)
Cem AKGÜNER	(T.E.D.Ü.)
Orkun AKKOL	(Orient Research)
Vefa AKPINAR	(K.T.Ü.)
İsmail Hakkı AKSOY	(İ.T.Ü.)
Maviş AKYÜZOĞLU	(K.G.M.)
Cavit ATALAR	(Y.D.Ü.)
Cem AVCI	(B.Ü.)
Ahmet AYDİLEK	(University of Maryland)
Gökhan BAYKAL	(B.Ü.)
Mehmet BERİLGEN	(Y.T.Ü.)
İlknur BOZBEY	(İ.Ü.)
Elif ÇİÇEK	(H.Ü.)
Ömür ÇİMEN	(S.D.Ü.)
Özer ÇİNİCİOĞLU	(B.Ü.)
Ozan DADAŞBİLGE	(GEOCON)
Ayşe EDİNÇLİLER	(B.Ü.)
Ufuk ERGUN	(O.D.T.Ü.)
Tuğba ESKİŞAR	(E.Ü.)
Erol GÜLER	(B.Ü.)
Nilgün GÜNGÖR	(K.G.M.)
Murat HAMDERİ	(T.A.Ü.)
Nejan HUVAJ	(O.D.T.Ü.)
Volkan KALPAKÇI	(H.K.Ü.)
Nilay KESKİN	(S.D.Ü.)
Sina KİZİROĞLU	(K.G.M.)
Mustafa LAMAN	(Ç.Ü.)
Ali Hakan ÖREN	(D.E.Ü.)
Kutay ÖZAYDIN	(Y.T.Ü.)
Vehbi ÖZAYDIN	(D.S.İ.)
Hakan ÖZÇELİK	(Tekno Macafferi)
Tolga ÖZER	(O. Ü.)
Hakkı ÖZHAN	(K.Ü.)
Sadık ÖZTOPRAK	(İ.Ü.)
Onur PEKCAN	(O.D.T.Ü.)
Aykut ŞENOL	(İ.T.Ü.)
Burak TANYU	(George Mason University)
Erol TUTUMLUER	(University of Illinois at Urbana-Champaign)
Ergün ÜZÜCEK	(D.S.İ.)
Abdulazim YILDIZ	(Ç.Ü.)
Recep YILMAZ	(E.Ü.)
Yüksel YILMAZ	(G.Ü.)

ORGANİZASYON KOMİTESİ

Erol GÜLER	(B.Ü.)
Feyza ÇİNİCİOĞLU	(İ.Ü.)
Cem AKGÜNER	(T.E.D.Ü.)
Orkun AKKOL	(Orient Research)
İlknur BOZBEY	(İ.Ü.)
Elif CALLAN	(GEOMAS)
Cihan CENGİZ	(B.Ü.)
Ozan DADAŞBİLGE	(GEOCON)
Tolga Tonguç DEĞER	(İstanbul Teknik)
Ayşe EDİNÇLİLER	(B.Ü.)
Erkan ERPOLAT	(CETCO)
Tuğba ESKİŞAR	(E.Ü)
Ali Kemal KERMOOĞLU	(Tekno Maccaferri)
Nejan HUVAJ	(O.D.T.Ü.)
Hakan ÖZÇELİK	(Tekno Maccaferri)
Tolga ÖZER	(O. Ü.)
Hakkı ÖZHAN	(K.Ü.)
Macit TANYOL	(İstanbul Teknik)

Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı

Uluslarasası Geosentetikler Derneği Türkiye Şubesi ve Boğaziçi Üniversitesi

tarafından düzenlenmiştir.

KATKIDA BULUNAN KURULUŞLAR

AUSTROTHERM

İSTANBUL TEKNİK

İÇİNDEKİLER

BİLDİRİLER

Geogrid ile Güçlendirilmiş Zemin Üzerine İnşa Edilmiş Bir Hibrid Duvar Sistemi Vaka Analizi
Serap KAYMAKCI, Doğan GÜNDOĞDU, Hakan ÖZÇELİK *1*

Deprem Yüklerine Maruz Kalmış Geosentetik Donatılı Taş Kolonların Yük Taşıma Performansları ve Deformasyon Modları
Cihan CENGİZ, Erol GÜLER *13*

Geogridle Güçlendirilmiş Kum Zemine Oturan Dairesel Yüzeysel Temellerin Statik ve Tekrarlı Yükler Altındaki Davranışı
Abdulazim YILDIZ, Ahmet DEMİR, Sefer Ercan EPSİLELİ, Bahadır OK *21*

Yüksek Dayanımlı Örgülü Geotekstiller ile Taban Zemini Güçlendirmesi
Serhan AKIN, Alain NANCEY, Emre AKA *31*

Kısa Geotekstil Donatı Kullanilarak Islah Edilmiş Donatili Temeller İle İlgili Bir İnceleme
Elif ÇİÇEK, Erol GÜLER *39*

Geleneksel Geofoam Blok Otoyol Dolgusundaki Ara Yüzler Ve Mukavemetleri
A. Tolga ÖZER, Onur AKAY, Erdal USTURBELLİ *45*

Zayıf Zemin Üzerine İnşa Edilen Dolguda Geokompozitin Sıkıştırma Desteği Olarak Uygulanması
Tolga Tonguç DEĞER *57*

Donatı ile Güçlendirilmiş Ankrajların Davranışının Deneysel ve Sayısal Olarak Belirlenmesi
Selçuk BİLDİK, M. Salih KESKİN, Gizem MISIR, Edward A. DICKIN, Mustafa LAMAN *63*

Fiber Katkılı İnce Taneli Zeminlerin Mekanik Davranışlarının İncelenmesi
Tuğba ESKİŞAR *71*

Bazalt Fiber Katkısının Silt Zeminin Drenajsız Kayma Direncine Etkisi
Cyrille Prosper NDEPETE, Sedat SERT *79*

Geosentetik Kil Örtü (Gkö) Hidrasyonunun Alt Zemin Tabakası Tipine Göre İncelenmesi
Tuğçe ÖZDAMAR KUL, Ali Hakan ÖREN *89*

Farklı Sıcaklıklardaki Kimyasal Çözeltide Kullanılan Geosentetik Kil Kaplamanın Hidrolik Performansı
Hakkı O. ÖZHAN *97*

Atapuljit-Bentonit Karışımlı Geosentetik Kil Örtülerin Hidrolik İletkenlikleri
Meriç ÖZTÜRK, Ali Hakan ÖREN *109*

Döküm Kumlarının Katı Atık Depolama Sahası Örtü Tabakası Olarak Kullanılması
Erdal ÇOKÇA, Utku AKKAYA *121*

Geosentetikle Güçlendirilmiş Geri Dönüşümlü Beton Agregasının Hidrolik ve Mekanik Özellikleri
A. SOLEIMANBEIGI, W. LIKOS, B. TANYU, A. AYDİLEK, A.Y. DAYIOĞLU *129*

Kaya Ortamlarda Geosentetiklerin Kullanımına Dair Vaka Analizi
Ezgi GÜLBAR, Doğan GÜNDOĞDU *131*

Geofoam Blokların Gömülü Boru Hatları Üzerine İnşa Edilecek Yol Dolgularının İnşasında Kullanılması: Bir Vaka Analizi
A. Tolga ÖZER, Egemen DANYILDIZ, Emre AKINAY, Levent LAÇİN, Özgür K. ALİOĞLU, ... *137*
Doğal İNALLI, Selçuk VANLI, Çiğdem DÖNMEZ, İ. Kutay ÖZAYDIN, Abdülkadir ÇELİK,
Uğur İREÇ, M. Alper TUĞRAL, Dağcan MARANGOZ, Kerem MARANGOZ

Geosentetik Kullanılarak Az Katlı Yapıların Sismik Performansının İyileştirilmesi: Deneysel Çalışma
Ayşe EDİNÇLİLER, Murat ÇALIKOĞLU *151*

Donatılı Duvarlarda Geogrid ve Prekast Panelin Birlikte Kullanılması
Taylan ENGİN, Ali ALATAŞ, Tarkan ENGİN *161*

Rıhtım Duvarlarının Sismik Performansının İyileştirilmesinde Geofoam Özelliklerinin Etkisi
Ayşe EDİNÇLİLER, Yasin Sait TOKSOY *173*

Düşük Normal Gerilme Altındaki Pürüzlü Geomembranın Büyük Deplasmanlardaki Davranışı
Gökhan BAYKAL, Barış ELMAS, Ahmet KEKLİK *183*

Fiber Donatılı Kumların Sıvılaşma Direnci
Ayfer ERKEN, Torabi MOJTABA *191*

Alfabetik Dizin 197

BİLDİRİLER

GEOGRİD İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLMİŞ BİR HİBRİD DUVAR SİSTEMİ VAKA ANALİZİ

Serap KAYMAKCI [1] **Doğan GÜNDOĞDU [2]** **Hakan ÖZÇELİK [3]**

ABSTRACT

The truck park of a warehouse for a chain of supermarket was going to be constructed on a poor ground. Rather than using a piled foundation, the client was convinced that a ground improvement using a reinforced foundation raft also known as "basal reinforcement" shall work. The retaining structures supporting the truck park area were designed using a hybrid structure made up of the Terramesh® Wall System and MacGrid™ high strength geogrids. The total wall surface area is nearly 2740 sq.m, reaching a maximum height of 13.00 meters. The area is located in the second degree seismic zone of Turkey and the design seismic acceleration is high. The design of walls has been carried out using pseudo-static method (limit equilibrium) taking into consideration different loading conditions using Eurocode 7. For each standard approach stability analysis in seismic condition were performed. The paper presents the detailed design of the reinforced soil structure, basal reinforcement and the construction methods; advantages of using such system for the project are discussed.

ÖZET

Bir süpermarket zinciri için yapılması planlanan yeni kamyon depolama sahasında, mevcut zayıf zeminin geosentetikler yardımıyla güçlendirilip üzerine hibrid sistem olarak adlandırılan geosentetik donatılı istinat duvarı yapılmasına karar verilmiş ve geosentetik donatılı istinat duvarı olarak, ön yüzü gabion görünümlü olan Terramesh Sistem elemanı ile yüksek çekme mukavemetli MacGrid™ geogridler donatı olarak kullanılmıştır. Duvar yüksekliği maks. 13.00m ve toplam duvar yüzey alanı 2740 m² dir. Proje alanı 2. derece deprem bölgesinde kalmakta olup; hesaplarda pseudo-statik (limit denge) method kullanılmıştır. Hesaplamalar, Eurocode 7 şartnamesindeki farklı yükleme durumlarına göre tahkik edilmiştir. Bu bildiri kapsamında Hibrid sistem olan geosentetik donatılı duvarların hesaplama kriterleri ve yapım metotlarından bahsedilmiş; hibrid sistemin konvansiyonel sistemlere göre avantajlarından bahsedilmiştir.

[1] İnş. Yük. Müh. ,KAYMAKCI, S., Tekno Maccaferri, serap.kaymakci@teknomaccaferri.com.tr
[2] İnş. Yük. Müh. ,GÜNDOĞDU, D., Tekno Maccaferri, dogan.gundogdu@teknomaccaferri.com.tr
[3] İnş. Yük. Müh. ,ÖZÇELİK, H., Tekno Maccaferri, hakan.ozcelik@teknomaccaferri.com.tr

1. GİRİŞ

1960'lı yıllardan itibaren 50 - 60 yıldır süre gelen bir zamanda, dünya üzerinde geosentetik donatılı istinat duvarları yaygın bir şekilde kullanılmış ve özellikle deprem yükleri altındaki davranışları ile çokça tercih edilmişlerdir. Ülkemizde ise 1970'li yıllardan itibaren kendine uygulama alanı bulan geosentetik donatılı istinat duvarları; köprü ayakları, istinat duvarları, dolgu yapıları, vs. alanlarda kullanılmış ve halen günümüzde çokça tercih edilmektedirler.

Geosentetik donatılı istinat duvarları, zemine farklı özelliklerde malzeme ilave edilerek klasik betonarme istinat duvarlarına göre daha hızlı imal edildiği ve özellikle deprem yüklemeleri altında elastik davranış gösterebilme özellikleri nedeniyle büyük deplasmanları ve yükleri tolere edebildiği anlaşılmıştır. Tarih boyunca günümüze kadar zemin içerisine çekmeye çalışan donatı elemanı olarak farklı türde ve yapılarda geosentetik donatı elemanları kullanılmıştır.

Bir süpermarket zinciri için İstanbul İli, Esenyurt İlçesi' nde yapılması planlanan yeni kamyon depolama sahasında, taşıma gücü bakımından yetersiz olan mevcut zayıf zemin üzerine geosentetik donatılı istinat duvarı yapılmasına karar verilmiş ve geosentetik donatılı istinat duvarı olarak, ön yüzü gabion görünümlü olan Terramesh Sistem elemanı ile duvar imalatı yapılmıştır. Duvar yüksekliği değişken boylarda olmakla birlikte maks. 13.00m olup; toplam duvar yüzey alanı 2740 m² dir.

Depo sahasının önündeki şevli alanda yapılmak istenen geosentetik donatılı istinat duvarının inşaa edileceği zemin; bitkisel toprak, killi-kumlu çakıl ve sarımsı ve yeşilimsi kilden oluşmaktadır. Buna ek olarak, yeraltı suyu seviyesinin yüzeye çok yakın olmasından dolayı geosentetik donatılı istinat duvarı altında, öncelikle çift yönlü geogridler ile güçlendirme yapılması gerekmiştir. Tasarım, BS 8006-1:2010 (Code of Practice for Strengthened Reinforced Soils) standardına göre yapılmış olup; duvar tasarımı farklı yükleme koşulları ve farklı geometrik özellikler dikkate alınarak pseudo-statik yöntem (limit denge) kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Stabilite analizi kontrolleri, a = 0.3g ile statik ve sismik koşullar için Eurocode 7 kullanılarak her duvar yüksekliği için gerçekleştirilir.

Bu bildiri kapsamında, tasarım detayları, geosentetik donatılı istinat duvarı imalat aşamaları, ana donatı elemanı olan geogridlerin yerleşimi, ön yüzü gabion görünümlü olan Terramesh Sistem modüllerinin kurulumu ve taş ile dolumu, üst kapakların dikilmesi, mühendislik dolgusu olarak tanımlanan geri dolgunun özellikleri ve serimi ve bu sistemin getirmiş olduğu avantajlar üzerinde durulmuştur.

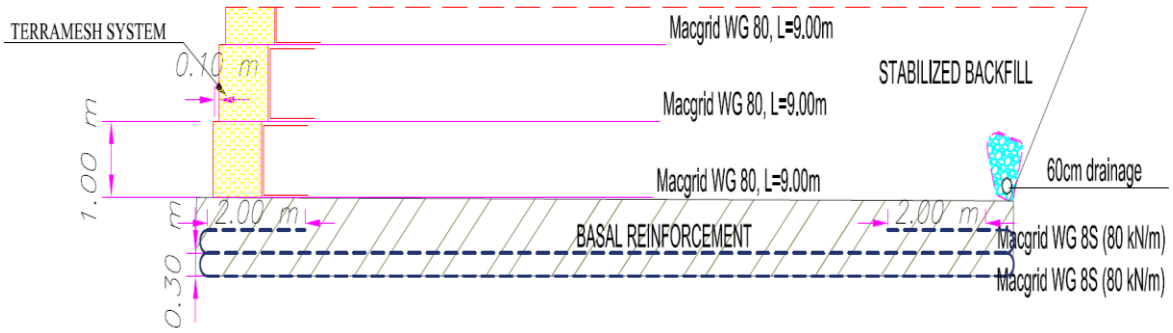
2. GÜÇLENDİRİLMİŞ ZEMİN YAPILARI

Geogrid ile zayıf zeminlerin güçlendirilmesi, çekmeye çalışan geogrid ile güçlendirme için kullanılan zemin arasındaki sürtünme vasıtasıyla üzerine gelecek gerilmeleri karşılayabilen zemin kütlesi oluşturmak prensibine dayanır. Bu sistem ilk olarak 1970' li yılların başında istinat duvarlarında kullanılmaya başlanmış ve 90'lı yılların başında geosentetiklerin yaygın kullanılmaya başlanmasıyla daha sıklıkla kullanılmıştır.

2.1. Geogrid ile Zemin Güçlendirme

Temeller, karayolları, demiryolları,…vs. altındaki zayıf zeminlerin taşıma kapasitesini arttırmak için taş basılması, kaya dolgu yapılması,.. kullanımı geçmişten beri zemin güçlendirme yöntemleri olarak kullanılmaktadır. Zayıf zeminlerde yapılması düşünülen duvar yapılarının altında oluşan gerilmeleri karşılamak için yapılan kaya dolgu katmanlarında geogrid kullanımı, kullanılacak kaya dolgu miktarında ciddi avantajlar sağlamaktadır. Kaya dolgu yapısında geogrid kullanımı, gelen yüklerin yayılı yük halinde etki etmesine olanak sağlayarak, dolgu tabakasının kalınlığında azaltıma gidebilmeyi sağlar. Kaya dolgu üzerine uygulanan sürşarj yükleri, dolgu üzerinde yanak yayılma hareketi yaratır. Geogrid ile kaya dolgu arasındaki etkileşim kayma kuvvetlerini dolayısıyla kaya dolgunun yük dağılım kapasitesini artırır. Geogrid kullanılmadan oluşturulan kaya dolgular, geogrid kullanılarak oluşturulan kaya dolgulara göre tabaka kalınlıkları daha fazla olmaktadır (Robinson ve Quirk, 2008).

Depo sahasında yapılması planlanan geosentetik donatılı istinat duvarı temel zemini zayıf zemin özellikleri göstermekte olup; kohezyon 9 kPa, içsel sürtünme açısı 5◦ dir. Yeraltı suyu seviyesi yüzeyde olduğundan, duvar taban çalışmaları sırasında su çıkışları gözlenmiştir. Bu sebeple duvar alt kotundan 1.00m fazla kazı yapılarak; bu 1.00m lik kısım kaya dolgu ve geogrid takviyesi ile birlikte güçlendirilmiştir. Yapılan bu güçlendirme işleminde 0.3m lik iki kat kaya dolgu arasında iki yönlü 80kN x 80kN çekme mukavemetine sahip MacGrid™ WG 8S kullanılmıştır. MacGrid™; yüksek molekül ağırlıklı, yüksek mukavemetli polyester multifilament ipliklerden üretilen, gergin dokuma ve polimer kaplamalı bir kaplamayla kaplanmış, toprak takviyesi için kullanılan bir geogrid tipidir. MacGrid™ geogridler, mekanik, kimyasal ve biyolojik bozulmaya karşı dayanıklı olarak üretilmiş geogrid türleridir. Kazı tabanına 0.3m kalınlığında bir kaya dolgusu koyduktan sonra 0.3 m aralıklarla iki kat geogrid döşenmiştir. Geogridlerin serimi sırasında her iki yönde 2.00m lik bohçalama payı bırakılmıştır. 0,4 m kalınlığında kaya dolgudan sonra geosentetik donatılı istinat duvarının temel zemini hazırlanmış oldu (Şekil 1).

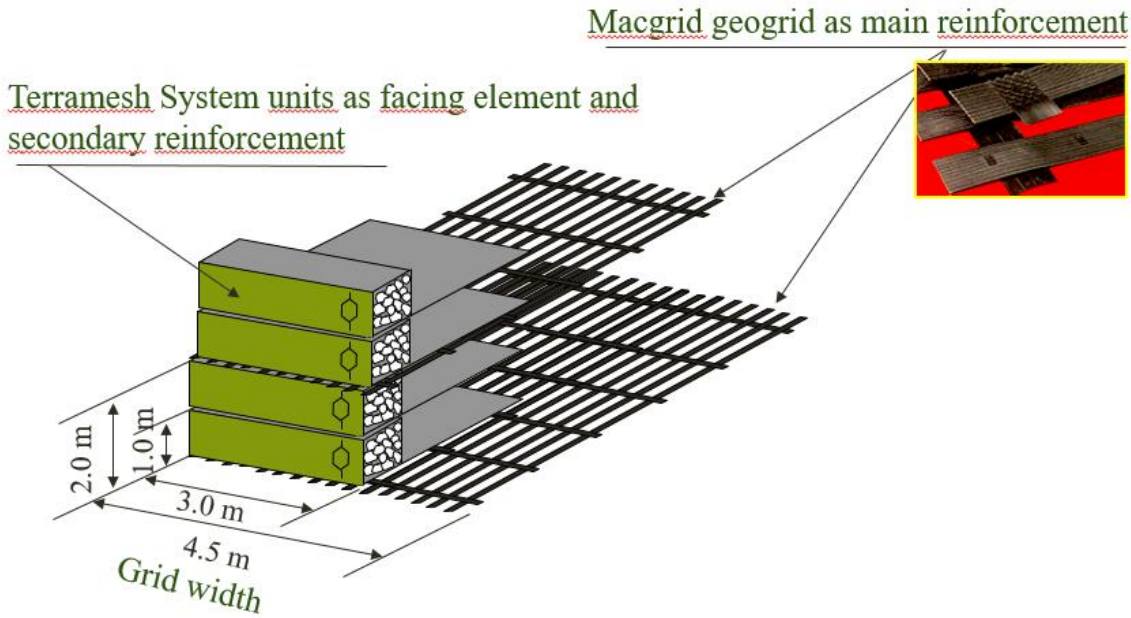


Şekil 1. Zemin Güçlendirme Detayı

2.2. Hibrid Sistemler

Terramesh Sistem; toprak takviye uygulamaları için kullanılan, ön yüzü gabion görünümlü, zemin içerisinde ikincil donatı görevi gören kuyruk kısmından oluşan modüler bir sistemdir. Bu sistem, mevcutta var olan en esnek, detaylandırılmış ve 200 kPa‘ lık büyük gerilmeler altında bile sismik bölgelerde kolaylıkla kullanılabilen bir sistemdir, Özçelik ve diğerleri (2014).

Bu bildirinin konusu olan İstanbul İli, Esenler İlçesi'nde yapılmış olan yeni depo sahasında Terramesh Sistem ve MacGrid™ yüksek mukavemetli geogridlerin kombinasyonu ile oluşturulan hibrid güçlendirilmiş toprak sistemi, dikey istinat yapısının oluşturulması için tercih edilmiştir. Sistem; çekmeye çalışan, yani yüksek mukavemetli polimerik geogridlerin zemin ile etkileşimi ile çalışmakta ve istenilen yğkseklikler de dik istinat yapılarının oluşturulmasına imkan sağlamaktadır. Terramesh Sistem™ ve MacGrid™ takviyesinin kombinasyonunu gösteren şematik düzenleme Şekil 2' de gösterilmektedir.



Şekil 2. Terramesh Sistem ve MacGrid™ geogridler, Özçelik ve diğerleri (2014).

Terramesh Sistem modüllerinde tel kalınlığı ve kaplama türleri, yapılması düşünülen mühendislik yapısının tasarım ömrüne göre EN 10223-3:2013, EN 10244-2:2009 ve EN 10245-2:2011 standartları dikkate alınarak belirlenir. Bildiri konusu olan Esneyurt Depo sahasında kullanılan modüller, sistemin uzun dönem çalışacağı dikkate alınarak (120 yıl) 2.7mm lik çift bükümlü tel ağ %95 Zn - %5 Al alaşımı üzeri PVC kaplı olarak seçilmiştir. Sistem, Şekil 2' de gösterildiği gibi baz mazlemesi çift bükümlü çelik tel ağdan oluşturulmuş, ön yüzü gabion görünümlü ve ikincil donatı olarak kullanılan kuruk kısmından oluşan bir modüler sistemdir. Modüler sistemin kuyruk kısmı, sistemde ikincil donatı olarak çalışmakta olup; sistemin iç stabilitesine katkı sağlamış olur.

İstinat duvarı sisteminde ana donatı elemanı olarak kullanılan MacGrid™ geogridler, mono eksenel bir dizi bileşik geosentetik şeritten oluşan düzlemsel yapılardır. Ana çekme elemanı veya birincil donatı olarak kullanılan yüksek mukavemetli geogridler, polietilen kılıfla kaplı yüksek mukavemetli polyester ipliklerden üretilmektedir. Yüksek mukavemetli geogridler, bu mukavemetli şeritlerin aralıklı aralıklarla birbirine bağlanmış düşük güçlü polimerik şeritlerle uni-axial olarak düzenlenmesinden oluşur (Özçelik ve diğerleri, 2014)0. Zemin içerisinde doğal olarak bulunan biyolojik degra radyasyona karşı mekanik ve kimyasal olarak dirençli olarak üretilen dayanıklı malzemelerdir.

3. ESENYURT DEPO SAHASI VAKA ANALİZİ

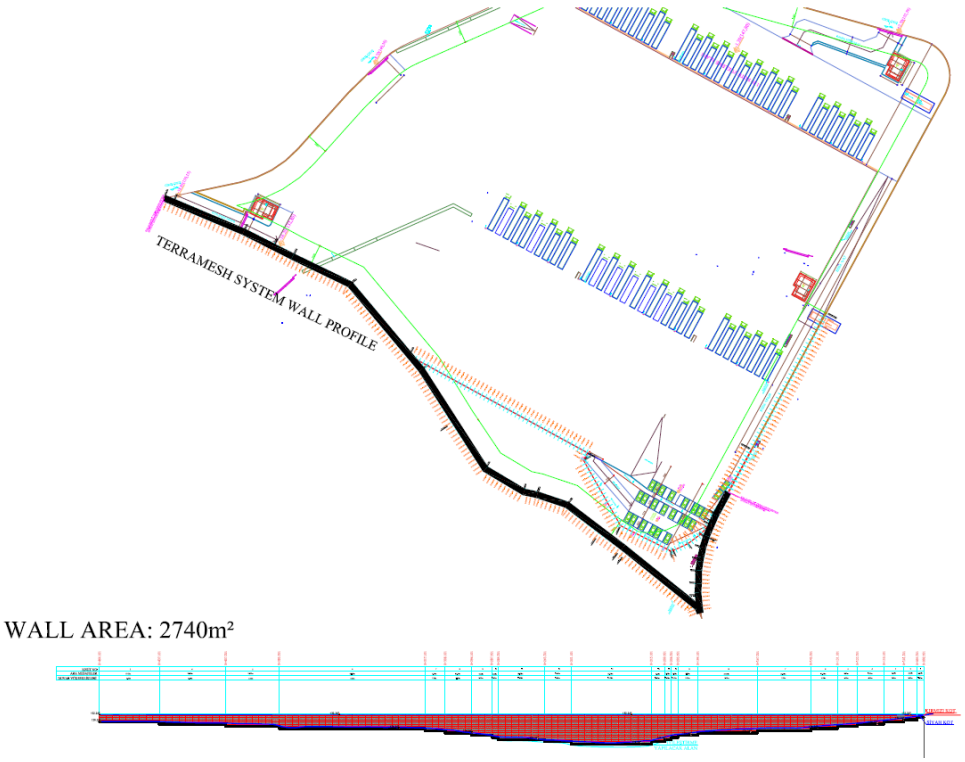
3.1. Proje bilgileri

İnceleme alanı İstanbul ili, Esenyurt İlçesi‘ nde yer alan yeni yapılacak olan depo sahası yer bulduru haritası Şekil 3‘ de yer almaktadır. Saha alanı, İstanbul‘un kuzeybatı kısmında, tektonik hareketin fazlaca olduğu kısımda yer almaktadır. Uygulama alanında yapılması planlanan istinat duvarı ile oluşturulan dolgu alan, kamyon depo alanı olarak kullanılacak olup; aynı zamanda duvarda mimari kaygılar da söz konusudur.

Şekil 3. Depo Sahası Yer Bulduru Haritası

Geosetetik donatılı istinat duvarının yapılacağı saha mevcutta şevli saha olup; duvar altında geogrid ile güçlendirilmiş kaya dolgu ile zemin güçlendirme çalışması yapılmıştır. Uygulama alanı zemin yapısı; bitkisel toprak, killi-kumlu çakıl ve sarımsı ve yeşilimsi kilden oluşmaktadır. Zemin etüd çalışmaları sırasında yapılan 25 adet sondaj çalışmalarında anakaya rastlanmamış olup; bu bölgedeki hakim anakaya formasyonu kumtaşı ve kiltaşı formasyonlarıdır. Sondaj çalışmaları sonucundaki zemin profili; 0.50 – 1.30m bitkisel toprak, 1.30 – 17.60m koyu kahverengi sarımsı yeşilimsi kumlu killi çakıl. Bölge eskiden beri tektonik hareketlere maruz kalmış 3. derece deprem bölgesine girmektedir (PGA= 0.3g).

Proje kapsamında Terramesh Sistem ve MacGrid™ geogrid kullanılmış olup; bu sistemin seçilmesindeki en önemli sebep, sismik hareketliliğin olduğu bir bölgede zayıf zemin üzerine yapılacak istinat yapısının ve yükleme durumlarından doğacak büyük deformasyonları tolere edebilecek bir sistem olmasıdır. Bu kapsamda toplamda 2740 m² duvar alanı mevcut olup; projenin uygulanması 2015 yılında tamamlanmıştır. Geosentetik donatılı istinat duvarına ait vaziyet planı ve boy kesit Şekil 4’ de görülebilmektedir.



Şekil 4. Geosentetik Donatılı İstinat Duvarı Vaziyet Planı ve Boy Kesit

3.2. Sistem Gereksinimleri

Uygulama alanının 3. derece deprem bölgesinde yer alması ve yer altı suyu tablasının yüzeyde bulunması nedeniyle esnek sistem tercih edilme zorunluluğu doğmuştur. Bu sistemlerde ön yüz elemanı gabion görünümlü olduğundan ve modül taş dolumu sonunda %30 poroziteye sahip olduğundan kendinden drenajlı sistemlerdir. Dolayısıyla herhangi bir barbakan ilavesine gerek yoktur. Bununla birlikte duvar arkasında şev ile bitim kısmında drenaj sistemi yapılmakta olup; modüller arkasında ayrıca suyun geçişine izin verip dolgu malzemesinin su ile birlikte geçmesini önlemek amaçlı geotekstil kullanılmaktadır.

Terramesh Sistem istinat duvarı uygulamasında, ana donatı elemanı olarak kullanılan geogridler, kullanılan geri dolgu malzemesinin gradasyonuna göre belirlenmekte; geogrid mukavemeti ve uzunluğu tasarımlara göre şekillenmektedir. Terramesh Sistem modüllerinin kuyruk kısmı ikincil donatı elemanı olarak kullanılarak, ana donatı arasında kalan gerilme yığılmalarını önleyerek sistemin iç stabilitesine katkı sağlamaktadır.

3.3. Tasarım Kriterleri

Geosentetik donatılı istinat yapılarından sitemin çalışma prensibi ana donatı elemanı ile duvar geri dolgusu olarak kullanılan AASHTO M 145-91 standardı Tablo A1-a grubuna giren stabilize dolgu malzemesi ile olan etkileşimine bağlıdır. Duvar imalatı sırasında her 25-30cm lik katmanlar halinde geri dolguda serme sıkıştırma işlemi yapılır ve duvar imalatı projesinde belirtilen kotlarına kadar yükselir. Her kademe dolguda yapılan serme sıkıştırma işleminde %95 kompaksiyon sıkılığı sağlanmalıdır (ASTM D 1557). Tasarım sırasında Terramesh Sistem modülünün ön yüz elemanı tasarım özellikleri, duvar geri

dolgusu olarak kullanılan dolgu malzemesinin geoteknik özellikleri ve temel zemini geoteknik parametreleri Tablo 1‘ de verilmiştir.

Tablo 1. Geoteknik Model Teknik Özellikleri

Geoteknik Parametreler	**Geri Dolgu**	**Temel Zemini**	**Terramesh Sistem**
İçsel Sürtünme Açısı (Ø, ◦)	30	5	40
Kohezyon (c, kPa)	5	9	12.5
Birim Hacim Ağırlığı (ɣ, kN/m³)	20	17	17.5

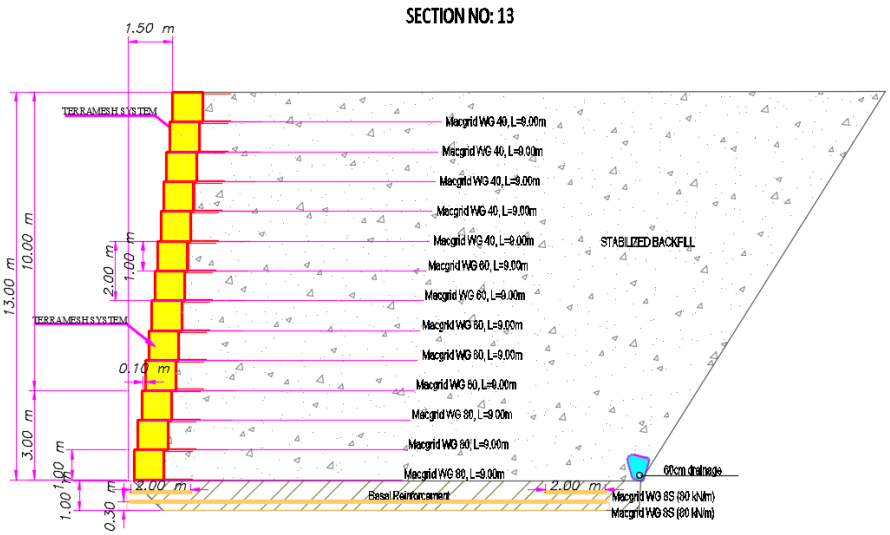
Zayıf zeminler üzerine yapılan geosentetik donatılı istinat yapıları tasarımında kullanılan BS 8006 standardı, zemin içerisinde tek tabaka geogrid ile stabilizasyonun yapıldığı varsayımıyla tasarım yapıldıktan sonra; gerçekte gerekli olan diğer geogridlerin de tasarımları yapıldı. Sonraki aşamada geogridlerin detaylı tasarımı Geogrid Design Method, Rimoldi ve Scotto (2012), Rimoldi ve Simons (2013), Rimoldi ve Grimod (2015) dikkate alınarak tamamlandı. Geosentetik donatılı istinat duvarlarının uzun dönem tasarımlarında “Ultimate Limit state (ULS)” tasarımı dikkate alınır. Tasarım, statik ve dinamik koşullar altında yapılır. Kullanılan geogridlerin uzun dönem uzamaları ve mukavemet değerleri tasarıma dahil edilir.

Aynı hesaplamalar Eurocode 7 - UNI EN 1997-1 standardına göre yapıldığında, standart kapsamında malzeme kısmi faktörler uygulanmaktadır. Tasarım yükleri, çevresel koşullar ve malzeme katsayıları dikkate alınarak kısmi faktörler ile artırıma gidilmiştir. Kullanılan donatı malzemesi, zeminin geoteknik özelliklerinde ise kısmi faktörler ile azaltıma gidilmekte ve tasarıma tabii tutulmaktadır. Tüm bu kısmi faktörler göz önüne alındığında aşağıdaki yükleme kombinasyonlarına göre tasarım analizi yapılmıştır.

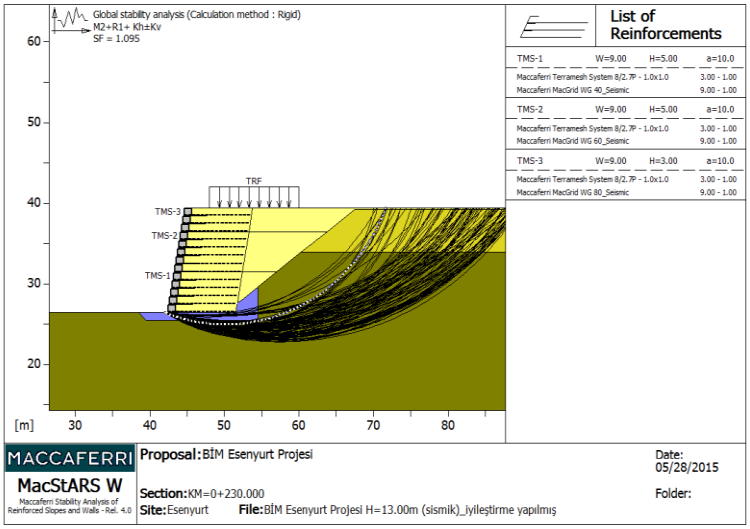
Kombinasyon 2: A1 + M1 + R2
Kombinasyon 3: A2 + M2 + R3
Pseudo-statik Yaklaşım: M2 + R1 + kh ± kv

Eldeki tüm verilere göre geoteknik model oluşturulmuş ve bu model limit denge yöntemine göre analiz yapan Maccaferri yazılımı olan MacStars yazılımı ile analiz edilmiştir. Modelde en kritik kesit üzerinden ana tasarım yapılmış olup; bu tasarım sonucuna göre tasarım tamamlanmıştır. MacStars yazılım çıktısı tipik görünümü Şekil 6’da ve potansiyel zemin kayma dairelerini gösterir kesit Şekil 7’ de verilmiştir.

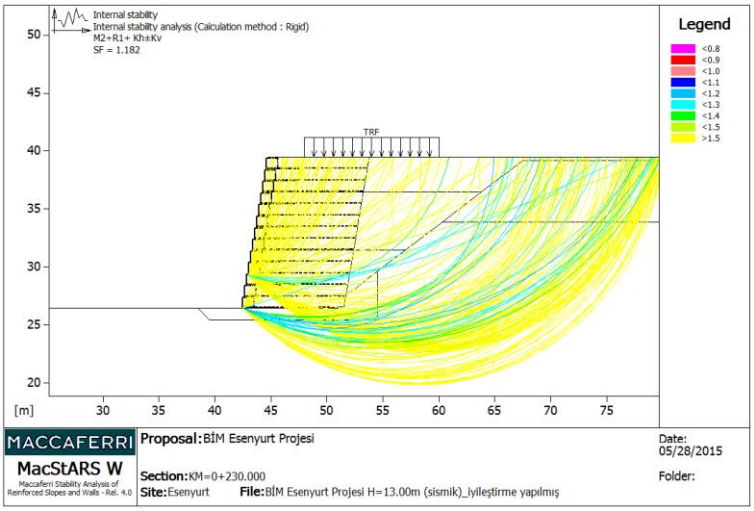
Proje kapsamında değişen yüksekliklerde duvar yüksekliği olup; maksimum 13.00m yükseklik mevcuttur. Km: 0+251.101 kilometresinde yer alan geosentetik donatılı duvar kesit alanı Şekil 5’de verilmiştir. Statik ve depremli durumdaki analiz sonuçları Tablo 2’de verilmiştir.



Şekil 5. Tipik Kesit



Şekil 6. Tipik MacStars Çıktı Görünümü



Şekil 7. Potansiyel Kayma Daireleri Görünümü

Tablo 2. Statik ve Depremli Durumdaki Analiz Sonuçları

Stabilite Hesapları Yükleme Kombinasyonu	Toptan Göçme	Kayma	Dönme	Taşıma Gücü	İç stabilite
Sismik: M2+R1 (+ k_v)	1.095	1.666	1.775	1.306	1.164
Sismik: M2+R1 (- k_v)	1.079	1.720	2.231	1.127	1.157
Statik : A2+M2+R3	1.584	2.323	4.207	1.867	1.558
Statik : A1+M1+R2	1.799	3.804	5.769	1.367	1.770

3.4. Uygulama Metodu

Geogrid ile güçlendirilmiş zemine ve geosentetik donatılı istinat duvarına ait yapım yöntemi aşağıda tanımlanmıştır. Geosentetik donatılı istinat duvarı sistemi uygulama yöntemi; temel hazırlığı, geogrid montajı, Terramesh sistem modüllerin kurulumu, gabion sepetlerin doldurulması ve aşağıda özetlenen dolgu serim işlemleri, Özçelik ve diğerleri (2014) tarafından tanımlanmıştır.

3.4.1. Geogrid ile Zemin Güçlendirme

Projesinde belirtildiği şekilde kazı kotlarına kadar zeminde kazı işleri yapılır ve geogridlerin serimi yapılmadan önce Zemin düzleştirme işlemleri yapılır. Gerekli olması durumunda Zemin üzerinden bitkisel toprak, artık malzeme temizlenir. Uygulama alanındaki zemin zayıf zemin özelliği (c=9 kPa, Ø=5°) göstermekte olup; yeraltı suyu tablası yüzeyde yer almaktadır. Bu nedenle duvar alt kotundan 1.00m alt kotta geogrid ile kaya dolgu yapılarak Zemin güçlendirme çalışması yapılmıştır.

Şekil 8. Zemin Güçlendirme için Geogrid Serimi

3.4.2. Temel Hazırlığı ve Geogrid Serimi

Geosentetik donatılı istinat duvarı imalatına başşlamadan önce temel zemini hazırlıkları yapılmalıdır. Bu amaçla öncelikle temel zemininin bitkisel toprak, yabancı malzeme, hafriyat artıkları,.. vb malzemelerden temizlenerek pürüzsüz bir yüzey elde edilmelidir. Bu proje kapsamında ana donatı elemanı olarak MacGrid ™ geogridler kullanılmış olup; proje kapsamında birincil donatı olarak çalışmaktadır. MacGrid ™ geogridler duvar dış yüzeyinden açılmaya başlanıp duvar arka yüzeyi boyunca projesindeki boylarda serilmelidir. Geogridler, duvar ön yüzeyine dik doğrultuda serilmelidir. Geogridlerin yerleştirildiği merdanesi (genelde 4.50m genişliğinde) projesindeki boylarda kesilmelidir.

3.4.3. Terramesh Sistem Modül Kurulumu

Fabrikadan balyalar şeklinde kapalı halde gelen Terramesh Modülleri açılır, tüm yüzeyler kat yerlerinden katlanır ve bağlama halkaları ve/veya bağlama teller yardımıyla modüller üç boyutlu hale getirilir. İlk olarak modülün dört köşesinin bağlama işlemi yapılır, sonrasında modülün ara duvarlarını oluşturan diyafram panelleri yerleştirip bağlanır. Tüm bu bağlama işlemleri %95 Zn - %5 Al alaşımlı bağlama halkaları ile yapılır.

Modüllerin kurulumları tamamlandıktan sonra, projesindeki kotlarda ve yerlerde yerleşimleri yapılır. Projesindeki grid yerleşimlerinden sonra tüm modül yerleşimleri duvar üst kotuna kadar devam ettirilir.

3.4.4. Terramesh Modüllerin Ön Yüzlerinin Taş İle Dolumu

Terramesh Sistem ön yüz gabion kısmının dolumunda kullanılan taşlar, yapının servis ömrü boyunca stabil kalması gerektiğinden iklim şartlarından ve sudan etkilenmeyecek özellikte olmalıdır. Kullanılacak olan taşlar, Terramesh Sistem modüllerin hegzagonal yapısı olan 8x10cm lik gözenek açıklığından geçmeyecek şekilde 125 mm ile 250mm aralığında değişen, suyla temasa geçtiğinde erimeyecek özelliklerde, sert, köşeli, yuvarlak, dayanıklı ve kaliteli olmalıdır. Modüller içerisine taş dolumu yapılmadan önce iyi bir görünüm elde etmek için ahşap ve/veya çelik kalıplar ön yüzde kullanılmaktadır. Taş dolumları asla tek seferde yapılmaz; 30cm lik katmanlar halinde yapılıp, katmanlar arasında bağlama gergi teller kullanılmaktadır. Terramesh modüllerin ön yüzlerinin düzgün görülmesi için ön yüzdeki taşlar işçiler tarafından elle düzeltilmektedir.

3.4.5. Geri Dolgu İmalatlarının Yapılması

Temel hazırlığı yapıldıktan sonra projesindeki boylarda ve mukavemetlerde geogridlerin serimi tamamlanır. Terramesh modülün taş ile dolumu yapıldıktan sonra modül arkasına geotekstil yerleşimi yapılır ve projesindeki özelliklerde geri dolgu 25-30cm kalınlıklarında serilmeye başlanır. 25-30cm kalınlıklarında dolgu tabakası serildikten sonra sıkıştırma işlemi yapılır. Sıkıştırma işlemi Terraamesh modüllerinin 1.00m yakınına yaklaştırılmadan duvar yüzeyine paralel olacak şekilde yapılmaktadır. Her serilen dolgu kademesinde sıkıştırma kriteri olarak %95 proktor sıkılığı sağlanmaktadır. Uygulamanın farklı aşamalarından görseller Şekil 9'da görülmektedir.

Şekil 9. Terramesh Sistem İstinat Duvarı Uygulama Aşamaları

4. SONUÇLAR

Geosentetik donatılı istinat duvarı uygulaması kapsamında, istinat duvarının oturacağı zeminin zayıf zemin özellikleri göstermesi nedeniyle geogridli kaya dolgu ile güçlendirilme yapılmıştır. Bu şekilde dolgu üzerine gelecek sürşarj yükünün dağılım açısı artırılmış oldu. Böylece geogrid kullanılmadan yapılacak dolgu kalınlığı geogrid kullanımı ile azaltımış oldu.

Depo sahasında yapılması planlanan geosentetik donatılı istinat duvarı temel zemini zayıf zemin özellikleri göstermekte olup; kohezyon 9 kPa, içsel sürtünme açısı 5°'dir. Yeraltı suyu seviyesi yüzeyde olduğundan, duvar taban çalışmaları sırasında su çıkışları gözlenmiştir. Bu sebeple duvar alt kotundan 1.00m fazla kazı yapılarak; bu 1.00m lik kısım kaya dolgu ve geogrid takviyesi ile birlikte güçlendirilmiştir. Yapılan bu güçlendirme işleminde 0.3m lik iki kat kaya dolgu arasında iki yönlü 80kN x 80kN çekme mukavemetine sahip MacGrid™ WG 8S kullanılmıştır.

Geogrid ile kaya dolgu tabakası ile duvar altında yapılan zemin güçlendirme çalışması ile duvar altındaki taşıma gücü probleminde 1.5 kat mertebelerinde artış gözlenmiştir.

Özellikle sismik hareketlerin fazla olduğu deprem bölgelerinde büyük deformasyonların önüne geçebilmek için esnek sistemler çocunlukla tercih sebebi olmaktadır. Vaka analizine konu olan inceleme alanında yapılmak istenen kamyon parkı depo alanı zayıf zeminler üzerine oturtulmak istendiğinden, hibrid sistem tercih sebebi olmuştur. Bu sistemler, mevcut olan en esnek sistemler olup; sismik yüklemeler altında performansları yüksek sistemlerdir.

KAYNAKLAR

ASTM D1557 – 12 Standart Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort

AASHTO M 145-91 (2012) Standart Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes

BS 8006-1:2010 "Code of Practice for Strengthened / Reinforced and Other Fills", British Standards Institution

Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: EN 1997-1 (2004) General Rules, European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium

Özçelik, H., Gamberini, D., Pezzano, P. and Rimoldi. P. (2014) Geogrid and double twist steel mesh reinforced soil walls subjected to high loads in a seismic area. 10ICG, 10th International Conference on Geosynthetics, 21-25 September 2014, Berlin Germany, Paper No:10

Rimoldi, P. and Grimod, A. (2015) MSE wall foundation composed of granular soil mattresses reinforced with geogrids: the Herb Grey Parkway (Windsor, Canada) case study. Proceedings 16th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geological Engineering, Tunis, Tunisia

Rimoldi, P. and Scotto, M. (2012) Design method for geogrid reinforcement of road bases, Proceedings EuroGeo5, 5th European Conference on Geosynthetics, Valencia, Spain

Rimoldi, P. and Simons, M.J. (2013) Geosynthetic reinforced granular soil mattresses used as foundation support for MSE walls, ProceedingsGeoMontreal 2013 Conference, Montreal, Ontario, Canada

Robinson, P.N.J. and Quirk, C.M. (2008) The UK aggregate levy and its implications to geosynthetics, Eurogeo4 The 4th European Geosynthetics Conference, Paper No:80

Solorio Lopez, L.M., Ferrara, M., Rignanese, S. and Rimoldi, P. (2016) High strength geogrids for basal reinforcement of the mineral bulk storage area in the port of Guaymas, Mexico, Geo-Americas 2016, 3rd Pan-American Conference on Geosynthetics, 10-13 April 2016, Miami Beach, USA.

DEPREM YÜKLERİNE MARUZ KALMIŞ GEOSENTETİK DONATILI TAŞ KOLONLARIN YÜK TAŞIMA PERFORMANSLARI VE DEFORMASYON MODLARI

Cihan CENGİZ[1] **Erol GÜLER**[2]

ABSTRACT

The deformation modes and post-earthquake loading capacity of geosynthetic encased stone columns supporting structures with flexible foundations (oil storage tanks and road embankments) are of vital importance. This study probes into the seismic behavior of geosynthetic encased stone columns by shaking table tests conducted on large scale physical models comprising of ordinary stone columns and geosynthetic encased stone columns embedded in soft foundation soil. The settlement performance of the columns under the action of the seismic excitations and the column capacities after the application of seismic excitations are investigated.

ÖZET

Yol dolgusu ve yağ depolama tankları gibi esnek temelli yapıların yumuşak zeminlere oturan temellerinin taşıma kapasitesini arttırmak için kullanılan geosentetik donatılı taş kolonların deprem yükleri altınadaki deformasyon modları ve deprem hareketlerinden sonraki taşıma kapasiteleri hayati önem taşımaktadır. Geosentetik donatılı taş kolonların depremselliğinin araştırıldığı bu çalışmada, model kolonlar sarsma masası deneylerine tabi tutulmuştur. Kolonların deprem sırasındaki yük taşıma performansı değerlendirilmiştir. Deprem hareketlerinin modele uygulanmasının ardında kolon kapasitesinin belirlenmesi için kuvvet kontrollü yükleme deneyleri yapılmıştır.

1. GİRİŞ

Yumuşak zeminlerin iyileştirilmesinde taş kolonlar ve geosentetik donatılı taş kolonlar hem imalat zamanını kısaltan hem de ekonomik çözümler sununan temel tasarımlarına olanak vermektedir. Yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilecek yapıların güvenle taşınabilmesi için taş kolonlarla zemin parametrelerini iyileştirilmesi pek çok uygulama projesinde kullanılmıştır. Taş kolonların taşıma kapasitesine katkıda bulunabilmesi için kolonu oluşturan granüler dolgu malzemelerinin, kolonu çevreleyen zemin tarafından bir arada tutulması gerekmektedir. Aşırı yumuşak zeminlere (c_u < 15 kPa) uygulanan taş kolonlar, yumuşak zemin tabakasının uyguladığı yetersiz yanal basınç dolayısı ile yenilirler. Yumuşak zeminin kolonu bir arada tutmada yetersiz kalmasının önüne geçmek için kolonu yanal olarak sargılayan donatıya ihtiyaç duyulur. Geosentetik donatılı taş kolonlar, kolonu oluşturan granuler malzemeyi sargılayarak malzemenin fıçılanarak

[1] Ar. Gör.,CENGİZ, C., Boğaziçi Üniversitesi, c.cihancengiz@gmail.com
[2] Prof. Dr. ,GÜLER, E., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

yenilmesinin önüne geçer. Saha uygulamalarında geosentetik donatılı taş kolonlar başarıyla kullanılagelmişlerdir. Laboratuvar deneylerinde geonsetetik donatılı taş kolonların, konvansiyonel taş kolonlara göre 2 ila 4 kat daha fazla yük taşıdığı literatürdeki yayınlarca (Gu vd., 2016; Han, 2015) ortaya konmuştur. Statik yükler altındaki taşıma kapasitesi gerek analitik gerekse deneysel ve sonlu elemanlar yöntemleri ile hesaplanan geosentetik donatılı taş kolonların deprem yükleri altındaki davranışı henüz fazlaca araştırılmamıştır.

Bu çalışmanın amacı geosentetik donatılı taş kolonların deprem yükleri altındaki davranışını irdelemek ve deprem yüklerine maruz kalmış olan kolonların yük taşıma kapasitesini belirlemektir. Bu amaçla, bir rijit kutu içerisinde bir kil yatağı hazırlanmıştır. Kilin yatağı içerisinde geosentetik donatılı taş kolonlar ve konvansiyonel taş kolonlar imal edilmiştir. Deney düzeneği önce sarsma masası vasıtası ile deprem yüklerine maruz bırakılmıştır. Deprem yüklerini takiben, kolonlar kuvvet kontrollü kolon yükleme deneylerine tabii tutulmuştur.

2. DENEY DÜZENEĞİ, MALZEMELER VE DENEY PROGRAMI

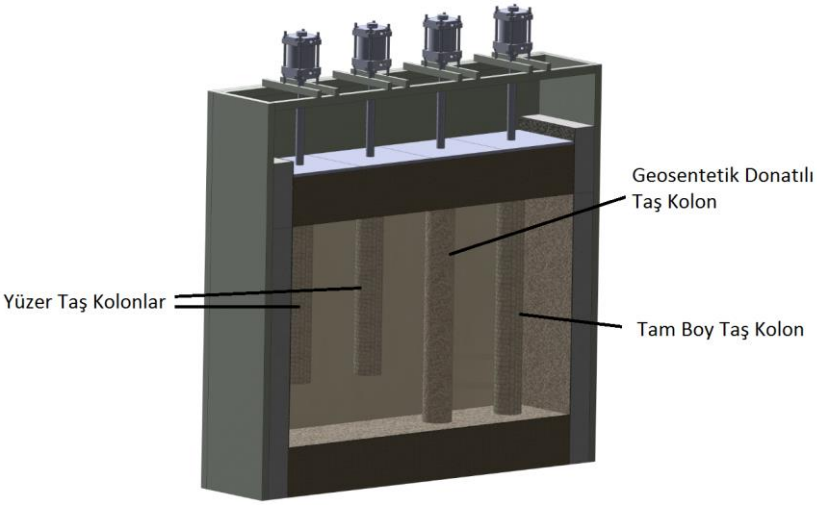
2.1. Deney Düzeneği

Sarsma masası üzerine monte edilmiş olan rijit kutu düzeneğine Şekil 1'de yer verilmiştir. Deney düzeneği, planda 220 cm x 52 cm ölçülerindedir. Bu ebatlarla 55 cm x 52 cm plan alanına sahip dört adet birim hücre deney düzeneği içinde modellenebilmektedir. Her bir birim hücrenin merkezine ince cidarlı çelik bir boru sürülerek, oluşturulan boşluğa konvansiyonel taş kolon ya da geosentetik donatılı taş kolon yerleştirilmiştir. Deney düzeneğini içerisinde birim hücre merkezlerine yerleştirilmiş olan kolonların göründüğü çizim Şekil 2'de verilmiştir. Şekil 2'de her bir birim hücre üzerinde bulunan sürşarj yükü plakaları da görülebilmektedir. Bu plakalar sayesinde hem kil yatağının konsolidasyonu hem de deneyler sırasında birim hücrelere düşey yük etkitilmesi mümkün olmuştur. Düşey yükler için gereken tahrik kuvveti dört adet 160 mm çapında pnömatik piston ile elde edilmiştir. Pnömatik pistonların üst kısımlarına sabitlenen lazer deplasman ölçerler sayesinde birim hücrelere basan plakaların yaptığı oturmalar okunmuştur. Deney kutusu içerisine sarsma yönüde dik olarak 150 mm kalınlığında EPS geofoam elemanlar yerleştirilmiştir. Geofoam malzeme, sismik yüklerin fiziksel model sınırlarından tekrarlı olarak yansımasını engellemek için bir sönümleyici olarak yerleştirilmiştir. Rijit kutu ile yapılan deneylerde EPS geofoamların sönümleyici olarak kullanılması literatürde de örneklerine rastlanan bir durumdur. Ling vd., (2012) geosentetik donatılı duvarların sismik performansını araştırmak için kullandığı rijit kutunun cidarlarında sönümleme sağlayabilmek için 150 mm kalınlığında EPS geofoam tabakası kullanmıştır.

Şekil 1. Sarsma masasına yerleştirilmiş olan deney düzeneği.

2.2. Malzemeler

Zayıf zemini modellemek için kaolin kili kullanılmıştır. Kullanılan kilin likit ve plastik limitleri sırası ile % 49 ve ve % 23'tür. Kil yatağını oluşturmada kullanılan kil bulamacı % 75 su muhtevasında hazırlanmıştır. Bu değer, malzemenin likit limitinin 1,5 katına denk gelmektedir ve literatürdeki bir çok çalışmada kil yatağının homojen ve topaklanmadan hazırlanabilmesi için bu su muhtevası oranı önerilmiştir. Hazırlanan kil bulamacı, 25 kPa basınç altında konsolide edilmiştir. Konsolide edilen kilin ortalama kohezyon değeri 5 kPa dolaylarındadır ve kohezyon ölçümleri saha tipi bir Vane aleti ile yapılmıştır. Oluşturulan kolonların içerisi çakıl malzeme ile doldurulurken kolon kafası düzlemi üzerine de 300 mm kalınlığında bir kum tabaka yerleştirilmiştir. Kolonları doldurmada kullanılan çakılın ve kum dolgunun granülmetrisine ilişkin değerler Tablo 1'de verilmiştir.



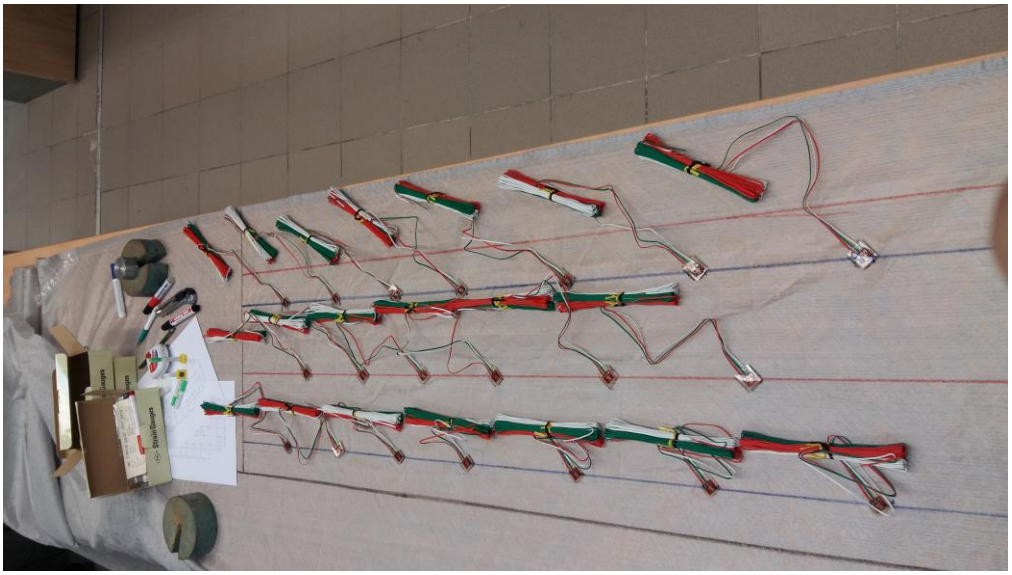
Şekil 2. Kil yatağı içinde imal edilmiş olan kolonların yerleşim planı

Tablo 1. Deneylerde kullanılan dolgu malzemelerinin özellikleri

	D_{10} [mm]	D_{30} [mm]	D_{60} [mm]	C_u	e_{max}	e_{min}	ϕ[o]
Kum	0.47	1.1	2	4.25	0.62	0.3	37
Çakıl	5	6.1	7.9	1.58	0.94	0.43	44

2.3. Deney Programı

Kil yatağı içerisine Şekil 2'de gösterilen yerleşim planına uygun olarak, iki adet yüzer taş kolon, bir adet tab boy taş kolon ve bir adet donatılı taş kolon yerleştirilmiştir. Donatılı taş kolonun imalatında Tencate Polyfelt TS 10 örgüsüz geosentetiği kullanılmıştır. Kullanılan donatı geosentetiğinin deprem yükleri altında yapacağı şekil değiştirmeleri takip edebilmek ve donatıya etkiyen yüklerden ötürü ortaya çıkan birim boy değiştirmeleri takip edebilmek için donatı malzemesinin üzerine 20 adet üç eksenli gerinim ölçer pulu yerleştirilmiştir. Donatı üzerine uygulanmış gerinim ölçer pullarına ait görüntü Şekil 3'te verilmiştir. Donatı üzerne yerleşitirilen gerinim pulları sayesinde, geosentetik malzemenin kendi düzelemi içerisinde maruz kaldığı gerinimler takip edilmiştir. Deney düzeneğine 5 adet deprem ivmelenmesi etkitilmiştir. Deney modeline etkiyen deprem ivmeleri % 25, % 50 ve % 100 genlikli El-Centro depremi ile % 50 ve % 100 genlikli Kobe depremidir. Deneyler esnasında 85 kanaldan (9 adet lazer deplasman sensörü, 60 adet gerinim ölçer, 16 adet ivme ölçer)200 Hz örnekleme hızı ile veri toplanmıştır.



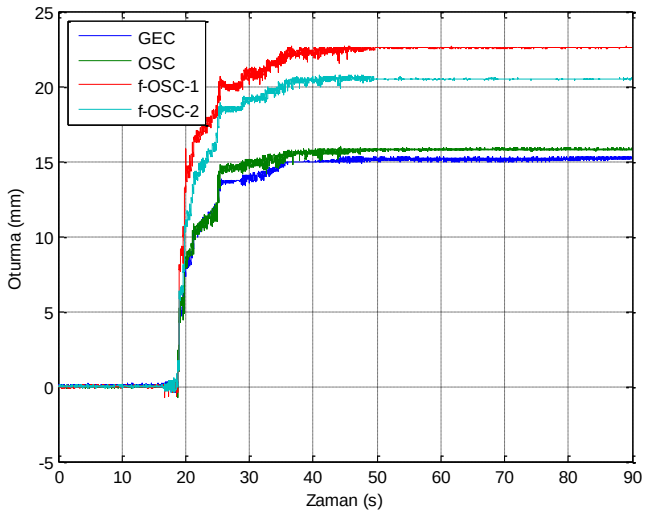
Şekil 3. Geosentetik donatı malzemesine uygulanmış olan 3 eksenli gerinim pulları

3.BULGULAR

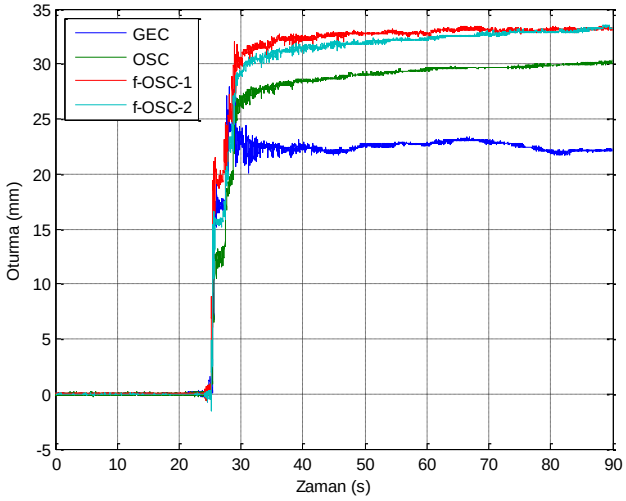
Deney düzeneğinin maruz kaldığı sismik yükler altında birim hücrelerde oturmalar meydana gelmiştir. Oluşan oturmaların bir kısmı kolon kafası düzlemi üzerine serilen kumun sıkışarak hacim kaybetmesinden kaynaklanmaktadır. Ölçülen oturmaların kalanı ise birim hücrenin maruz kaldığı kesme zorları altında kayma modülünün azalmasına bağlı oturmalardır. Şekil 4 ve 5'te % 100 genlikli El-Centro ve Kobe depremleri etkisinde görülen birim hücre oturmaları zaman tanım alanında verilmiştir. Bu iki şekilde de görüldüğü gibi yüzer taş kolonların deprem yükleri altında yaptığı oturmalar hem tam boy taş kolondan hem de geosentetik donatılı taş kolondan fazladır. Tam boy kolonlar içerisinde de geosentetik donatılı taş kolonun en az oturmaya maruz kaldığı anlaşılmaktadır.

Şekil 6'da deprem yükleri altında ortaya çıkan yığışımlı birim hücre oturmalarına yer verilmiştir. Bu şekilde verilen eğrilerde yüzer taş kolonların ortalamaları alınmıştır. Elde edilen bulgularda kolonu sargılayan malzemenin rijitliği arttıkça, birim hücre

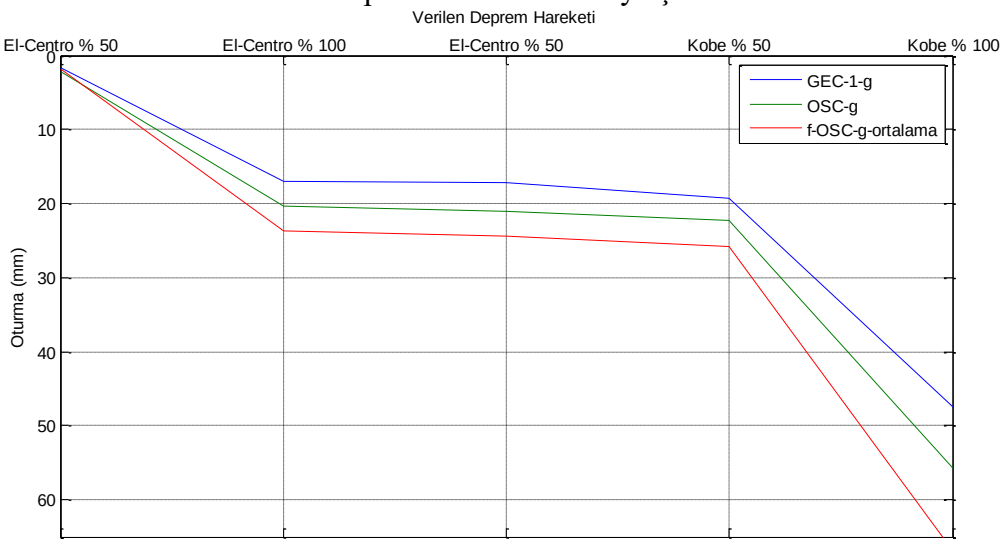
oturmalarının azaldığı görülmüştür. Bu bulgular Güler vd., (2014) tarafından gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizi sonuçları ile örtüşür niteliktedir.



Şekil 4. % 100 Genlikli El-Centro depremi etkisinde ortaya çıkan birim hücre oturmaları

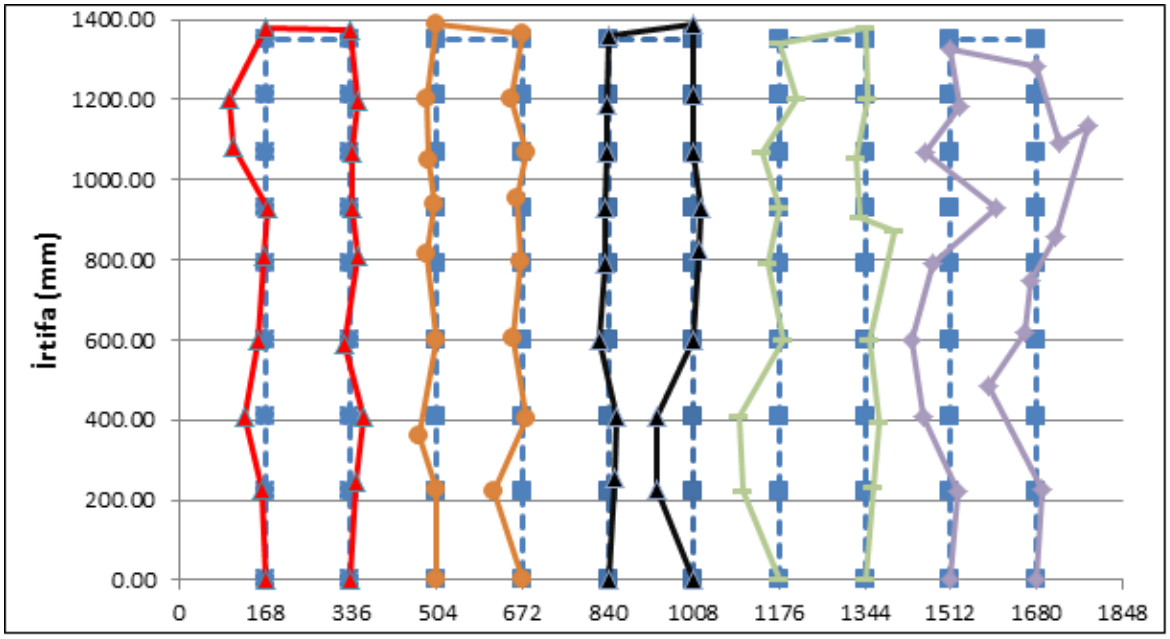


Şekil 5. % 100 Genlikli Kobe depremi etkisinde ortaya çıkan birim hücre oturmaları



Şekil 6. Deprem hareketleri esnasında oluşan yığışımlı oturmalar

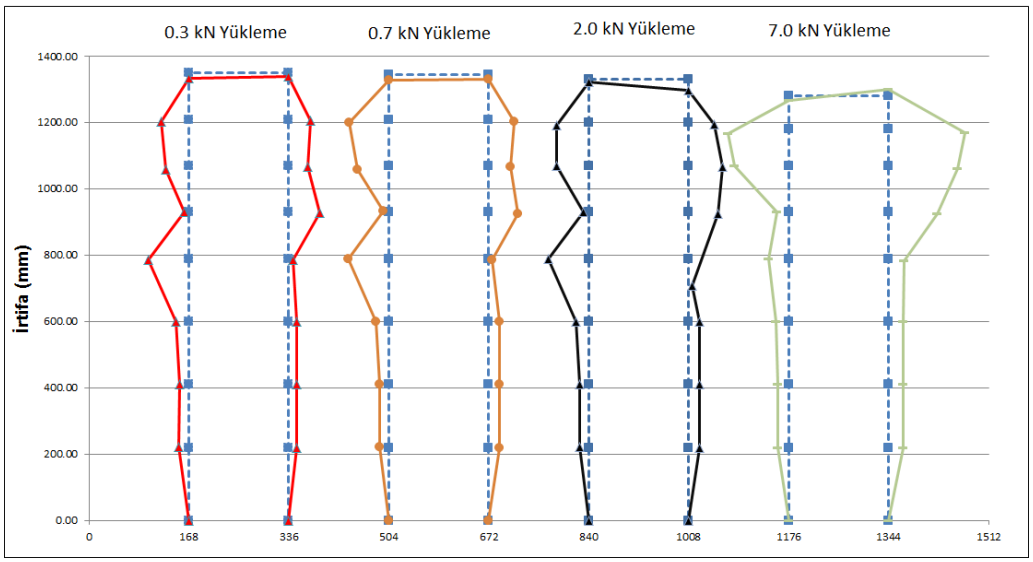
Şekil 7'de deprem ivmelenmeleri altında açığa çıkan kolon gerinimlerine bağlı maksimum ivme genliğinin uygulandığı anda ortaya çıkan deformasyonlar gösterilmiştir. Bu şeklin oluşturulmasında, gerinim ölçerlerden alınan yatay ve dikey gerinim değerlerinin maksimum deprem ivmesinin etkidiği zaman dilimine denk gelen kısmı kullanılmıştır. Dikey yönde iki gerinim ölçer arasındaki mesafe bilindiğinden elde edilen birim boy değiştirme verileri kolon boyundaki kısalmaya çevrilebilmiştir. Benzer şekilde yatay birim boy değiştirme verilerinden faydalanarak çapı ve dolayısı ile çevresi bilinen kolonun yatay deformayonu da bulunabilmiştir. Şekil 7'de görüldüğü üzere geosentetik donatılı taş kolonu sargılayan geosentetik ciddi zorlara maruz kalmıştır.



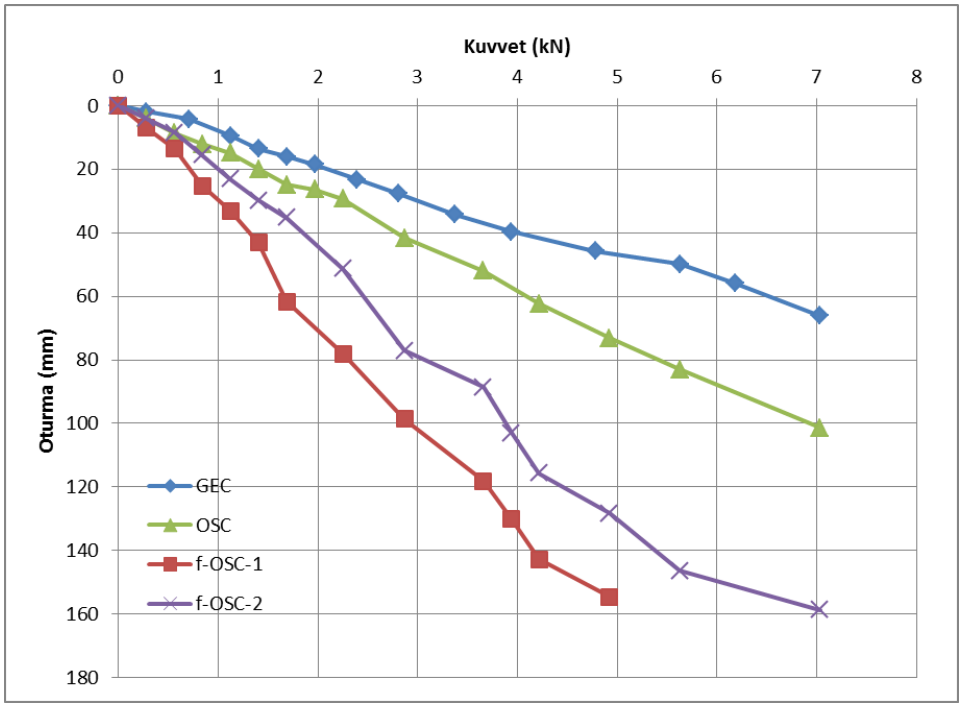
Şekil 7. Maksimum ivme anındaki deforme olmuş kolon geometrileri

Şekil 8'de deprem yüklerini takiben kolonlara yapılan kuvvet kontrollü yük deneyi gösterilmektedir. Farklı dikey yük mertebelerinde kolonların yaptığı oturmalar lazer deplasman ölçerler ile okunmuştur. Şekil 7'de ki işleme presibi ile düşey yükler altında kolonun aldığı şekil bulunmuştur. Şekil 9'da görüldüğü üzere dikey yükler altında kolon fıçılanarak deforme olmuştur. Şekil 10'da ise deneysel programda imal edilmiş olan kolonları yük-oturma grafiklerine yer verilmiştir. Donatılı kolonun en az, yüzer taş kolonların ise en fazla oturma yaptığı gözükmektedir. Tam boy taş kolon, yüzer kolonlara nazaran daha az oturmaya maruz kalmıştır.

Şekil 8. Kolon yükleme deneylerinde kullanılan düzeneğe ait görüntü



Şekil 9. Kolon yüklemesi esnasında görülen kolon deformasyonu



Şekil 10. Kolon yükleme deneylerinde elde edilen yük-oturma eğrileri

4. SONUÇLAR

Geosentetik donatılı taş kolon, deprem yükleri altında içinde bulunduğu birim hücrenin deprem yükleri altındaki oturma performansını iyileştirmiştir. Deprem yükleri etkisinde kolonu sargılayan geosentetik üzerinde gerinimler görülmüştür. Bu durum donatının deprem yükleri altında da çalıştığını göstermektedir. Kolonlar üzerinde yapılan yükleme deneylerinde donatılı kolonun taş kolonlara nazaran daha az oturduğu görülmüştür. Yüzer taş kolonların tam boy taş kolona göre daha fazla oturmaya maruz kaldığı anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

Gu, M., Zhao, M., Zhang, L., Han, J., 2016. Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests. Geosynth. Int. http://dx.doi.org/10.1680/jgein.15.0003.

Han, J. (2015).Principles and Practice of Ground Improvement, Wiley, Hoboken, NJ, USA.Koerner, R.M., (1989).“Designing with Geosynthetics”, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Güler, E., Alexiew, D., Abbaspur, A., Koc, M., 2014 Seismic performance of geosynthetic encased stone columns, TRB 2014 Annual Meeting, Washington D.C., USA.

Ling, H., Leshchinsky, D., Mohri, Y., and Wang, J. (2012). "Earthquake Response of Reinforced Segmental Retaining Walls Backfilled with Substantial Percentage of Fines." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000669, 934-944.

GEOGRİDLE GÜÇLENDİRİLMİŞ KUM ZEMİNE OTURAN DAİRESEL YÜZEYSEL TEMELLERİN STATİK VE TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI

Abdulazim YILDIZ [1] **Ahmet DEMİR [2]**
Sefer Ercan EPSİLELİ [3] **Bahadır OK [4]**

ABSTRACT

In this study, permanent deformation of shallow foundations on sand that is reinforced with geogrid layers was investigated by using cyclic load in large scale laboratory tests. Circular footings were used in tests. The effect on load-displacement behavior of the number of reinforcement layers was examined. The results of the tests show that geogrid reinforcement is an effective method in reducing displacement on sand soil. In addition, it was seen that as the number of reinforcement layers increases, permanent deformations decrease.

Keywords: Reinforced soil, geogrid, shallow foundation, cyclic (dynamic) load, bearing capacity

ÖZET

Bu çalışmada, geogrid donatı ile güçlendirilmiş kum zeminlere oturan yüzeysel temellerin tekrarlı (dinamik) yükler altındaki kalıcı deformasyonu, büyük ölçekli laboratuvar deneyleri ile araştırılmıştır. Deneyler, dairesel geometriye sahip bir temel ile yapılmış ve donatı tabaka sayısının yük deplasman davranışına etkisi incelenmiştir. Deneyler sonucunda, kum zeminler için geogird ile güçlendirmenin oturmayı azaltmak için iyi bir yöntem olduğu görülmüştür. Ayrıca güçlendirme tabakası sayısının artması ile kalıcı deformasyonların azaldığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Donatılı zemin, geogrid, yüzeysel temel, tekrarlı (dinamik) yük, taşıma kapasitesi

1.GİRİŞ

Modern kent topluluklarının yoğun yerleşim bölgelerinde daha kaliteli ve güvenli yaşam isteği, çevresel etkenlerin ürettiği problemlere gösterdikleri duyarlılıklar karşısında, farklı titreşim kaynaklarının neden olduğu kuvvetli yer hareketinin incelenmesi, üst yapıdaki dinamik etkilerinin belirlenmesi son zamanlarda dünya düzeyinde yapı ve geoteknik

[1] Prof.Dr., YILDIZ, A.; Çukurova Üniversitesi-Çukurova-ADANA
[2] Doç.Dr., DEMİR, A., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi-OSMANİYE
[3] İnş.Yük.Müh.; EPSİLELİ, S. E., Çukurova Üniversitesi-ADANA
[4] Arş. Gör.,OK, B., Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi, bahadirok@adanabtu.edu.tr

mühendisliği alanlarında ilgi uyandırmağa başlamıştır. Ağır makine temelleri, yoğun ve hızlı trafik yükleri, masif inşaat aktiviteleri ve patlamalar gibi deprem yer hareketi dışındaki yüksek frekansta insan yapısı titreşim kaynaklarının oluşturduğu dalgaların yumuşak zemin ortamında yayılışı ve yoğun yerleşim alanlarındaki yapı temelleriyle etkileşimi hassas aletlerde işlevsel bozukluklara, insanlarda rahatsızlık verici durumlara, hatta yakın binalarda hasarlara neden olmaktadır. Hareket hızlarını, yolcu ve yük kapasitelerini sürekli artırarak değiştiren yüksek-hızlı trenler ve ağır yük vasıtaları gibi dalga kaynaklarının ürettiği kuvvetli yer hareketleri, trafik ağının içinden geçtiği yerleşim bölgelerindeki yapıları titreştirerek önemli bir tehdit unsuru olmaya devam etmektedir. Bu alandaki kapsamlı ve yoğun araştırmalar da güncelliğini korumaktadır (Yıldız, 2002).

İnşaat mühendisliğinde sorunlu zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesinde farklı yöntemler uygulanmaktadır. Donatılı zemin uygulaması, bu yöntemlerden biri olup zemin içerisine yerleştirilecek geotekstil veya geogrid gibi malzemeler yardımıyla zeminlerin taşıma gücünün arttırılması, beklenen oturma ve deformasyonları azaltılması amaçlanmaktadır. Yapı malzemesi olarak zeminlerin basınç dayanımı iyi olmasına karşın çekme dayanımı çok düşüktür. Donatılı zemin sistemlerinde, zemin içerisine çekme dayanımı yüksek geogrid donatılar yerleştirilerek rijit ve kompozit bir malzeme oluşturulur. Son yıllarda bu yöntemin inşaat mühendisliğinde gittikçe yaygınlaştığı görülmektedir. Özellikle baraj, yol, dolgu, şev, dayanma yapıları vb. uygulamalarda çok yönlü olarak kullanılabilmesi, kolay uygulanabilirliği ve ekonomik bir yapı malzemesi olması nedeniyle inşaat mühendisliğinde önemi gittikçe artmaktadır.

Binquet ve Lee (1975) tarafından yapılan laboratuvar model deneyleri, konuyla ilgili ilk detaylı bilimsel çalışma olarak kabul edilebilir. Donatılı kum zeminlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesini laboratuvar ortamında model deneyler yaparak araştırmışlardır. Daha sonra araştırmacılar donatılı kum zeminlere oturan temellerle ilgili çeşitli model deneyler yapmışlardır (Akinmusuru ve Akinbolade, 1981; Huang ve Tatsuoka, 1990; Mandal ve Sah, 1992; Omar vd., 1993a ve b). Das ve Maji (1994) yaptıkları model deneylerde geogrid güçlendirmeli kum zemine oturan kare temel ile tekrarlı yüklemeler yapmışlardır. Sonçta geogrid donatının deplasmanları azalttığını ifade etmişlerdir. Ayrıca Tafrehi ve Dawson (2012) yaptıkları çalışmada geocell ile güçlendirmeli kum zeminler üzerinde şerit temel ile stakik ve dinamik yüklemeli deneyler yapmışlardır. Çalışmaları sonucunda tekrarlı yükler sonucu oluşan plastik deformasyonların geocell donatı ile azaltılabileceğini belirtmişlerdir. Literatür incelemesinde donatılı zeminlere oturan temellerin dinamik yük etkisindeki davranışının incelendiği büyük ölçekli çalışmaların oldukçe seyerk olduğu, konu ile ilgili deneysel çalışmaların daha çok küçük veya orta ölçekte ölçekte, statik yüklemeli ile yapıldığı görülmüştür.

Bu çalışmada, geogrid donatı ile güçlendirilmiş kum zemine oturan yüzeysel temellerin tekrarlı yükler etkisi altındaki oturma davranışı laboratuvar ortamında gerçekleştirilen büyük ölçekli deneyler yardımıyla incelenmiştir. Deneyler, dairesel geometriye sahip bir temel ile yapılmış ve donatı tabaka sayısının yük deplasman davranışına etkisi incelenmiştir. Deney sonuçlar esas alınarak statik ve tekrarlı yükleme durumunda donatılı zemin uygulamasının kalıcı deformasyon yönünden sağladığı faydalar belirlenmiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Materyal

2.1.1. Zemin Özellikleri

Deneylerde temel zemini olarak kullanılacak kum zemin Mersinin Silifke ilçesindeki Göksu nehir yatağından alınmış 18 ve 200 nolu eleklerden yıkanarak elenmiştir. Daha sonra elde edilen kum zemin üzerinde endeks ve mühendislik özelliklerini belirlemeye yönelik laboratuvar deneyleri yapılmıştır (ASTM D 854, 2002; ASTM D 422-63, 2009; ASTM D 3080-98, 2003). Kum zemin deney kasasına %65 sıkılıkta olacak şekilde tabaka tabaka yerleştirilmiştir. Kum zeminin gradasyon özellikleri Tablo 1'de, endeks ve mühendislik özellikler Tablo 2'de gösterilmektedir.

Tablo 1. Kum Zeminin Gradasyon Özellikleri

Özellik	Birimi	Değeri
Kaba kum yüzdesi	%	0
Orta kum yüzdesi	%	41,37
İnce kum yüzdesi	%	55,37
Üniformluk katsayısı C_u	-	4.74
Derecelenme katsayısı C_c	-	1.03
Efektif çap D_{10}	-	0.095
D_{30}	-	0.210
D_{60}	-	0.45
Zemin sınıfı	-	SP

Tablo 2. Kum Zeminin Ortalama Mühendislik Özellikleri

Özellik	Birimi	Değeri
Maksimu kuru birim ağırlık	kN/m^3	17.10
Minimum kuru birim ağırlık 1	kN/m^3	14.80
Maksimum boşluk oranı emax	-	0.752
Minimum boşluk oranı emin	-	0.518
Deney sırasındaki rölatif sıkılık	%	65
Deney sırasındaki kuru birim ağırlık	kN/m^3	16.00
Rutubet yüzdesi	%	0
Kohezyon	kPa	0
İçsel sürtünme açısı	Derece	40

2.1.2. Geogridin Özellikleri

Deneylerde kum zemini güçlendirmek için triaxial geogrid donatı kullanılmıştır (Şekil 1). Triaxial geogride ait üretici firmadan temin edilen özellikler Tablo 3'te gösterilmiştir.

Şekil 1. Triaxial Geogrid

Tablo 3. Geogridin Özellikleri

Özellik	Birimi	Ölçüsü
Malzeme	-	Polypropylene
Şekli	-	Üçgen
Uzunlamasına çapraz açıklık	mm	33/33
Et kalınlığı	mm	0.9
Dayanım (%5 uzamada)	kN/m	200

2.1.3. Deney Düzeneği

Çalışmada, deneyler daha önce "Geosentetiklerle güçlendirilmiş esnek yol kaplamalarının tekrarlı yükler altındaki performansının değerlendirilmesi" projesi kapsamında geliştirilmiş Karayolları 5. Bölge Araştırma ve Geliştirme Başmühendisliği laboratuvarında bulunan büyük ölçekli tekrarlı plaka yükleme deney aletinde gerçekleştirilmiştir (Demir vd. 2016). Deney düzeneği deney kasası, yükleme ünitesi ve data kaydetme ünitesi oluşmaktadır. Deney kasası 2x2x1,85 m boyutlarındadır. Kasa çelik profillerin civata ile bağlanması ile oluşturulmuştur (Şekil 1). Yükleme statik yük kapasitesi ±300 kN, dinamik yük kapasitesi ±260 kN olan hidrolik servo actuator ile sağlanmıştır. Deneylerde, yük ve deplasman verileri KYOWA Ucam-550A marka 40 kanallı data logger ile kayıt edilmiştir (Şekil 2).

Şekil 2. Deney Kasası

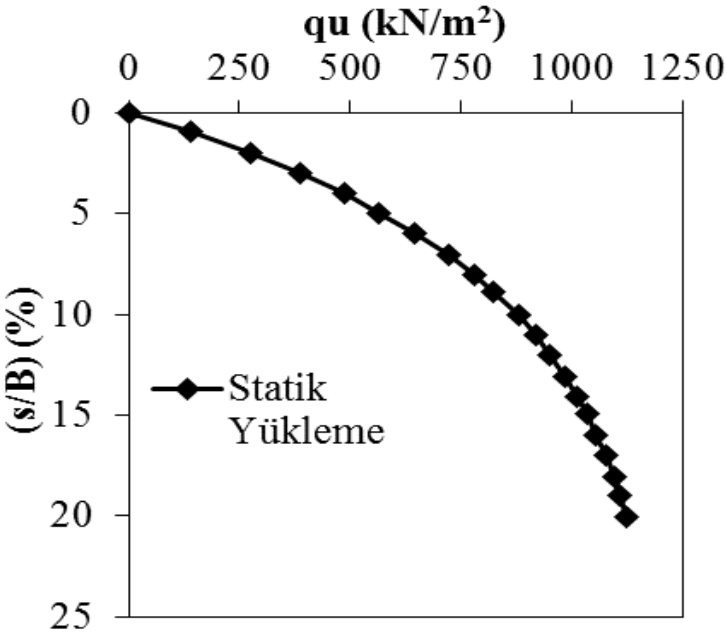
Şekil 3. Dataloger ve Hidrolik Servo Actuator

2.2. Yöntem

Kum numuneler, kasa içerisine tabakalar halinde ve %65 sıkılık oranında yerleştirilmiştir. Bu amaçla, deney kasasının duvarları ölçeklendirilmiştir. Her bir kum tabakası, elektrikle çalışan BOSH GSH 27 VC titreşim cihazı ile önceden belirlenen derinliğe ulaşıncaya kadar sıkıştırılmıştır (Şekil 4). Sıkıştırma sırasında üniform sıkılık elde etmek ve kum danelerinin ezilmesini önlemek amacıyla titreşim cihazının tabanının alt kısmına 198cm x 30cm boyutlarında ve 25 mm kalınlığında tahta malzemeden yararlanılmıştır.

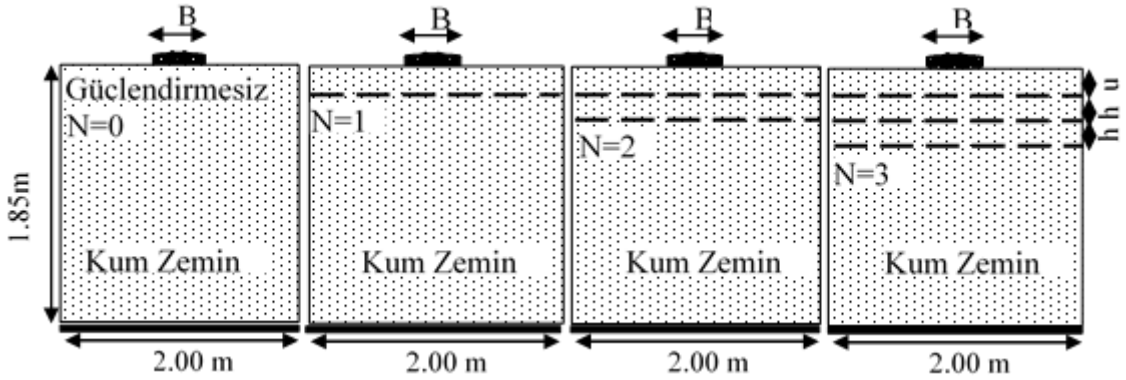
Şekil 4. Kum Zeminin Deney Kasasına Yerleştirilmesi

Kum zemin deney kasasına yerleştirildikten sonra 30 cm çaplı dairesel bir temel ile statik yükleme yapılmıştır. Statik yüklemede oluşan temel basıncı-deplasman eğrisinde temel çapının %10'una denk gelen basınç güvenlik sayısına bölünerek emliyet gerilmesi belirlenmiştir (qs=qu/FS, FS:güvenlik sayısı). Güvenlik sayısı (FS) 3 alınmıştır. Statik yüklemedeki temel basıncı-deplasman grafiğinden nihai taşıma gücü değeri 891 kN/m^2 olarak belirlenmiştir. Bu değerin güvenlik sayısına bölünmesi ile emliyet gerilmesi 297 kN/m^2 olarak belirlenmiştir. Statik yükleme deneyi sonucunda oluşan temel basıncı-deplasman grafiği Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5. Statik Yükleme Sonucunda Oluşan Temel Basıncı – Deplasman Oranı Grafiği

Takip eden deneylerde kum zemin tekrar kasanın içerisine aynı sıkılıkta yerleştirilmiş ve emliyet gerilmesine kadar statik yük yüklenmiş daha sonra ise emliyet gerilmesinin %30'u oranında (Δqd/qs=0.3) saniyede 1 kez olmak üzere 5000 kez tekrarlı yük uygulanmıştır. Dinamik yük değerleri literatürde bir çok deprem ve benzeri etkiler sonrasında oluşabileceği düşünülen dinamik yük miktarı yaklaşımına göre seçilmiştir .(Tafrehi ve Dawson 2012). Belirtilen statik+dinamik yük şekline göre güçlendirmesiz, temel çapının %30'u derinliğe gömülen (u/B=0.3) tek sıra donatı ile güçlendirmeli, donatıların arasında aralarında temel çapının %30'u kadar mesafe olan iki ve üç sıra güçlendirmeli (h/B=0.3) deneyler yapılarak güçlendirmenin etkisi incelenmiştir. Deneylerin şematik gösterimi Şekil 6'da verilmiştir.

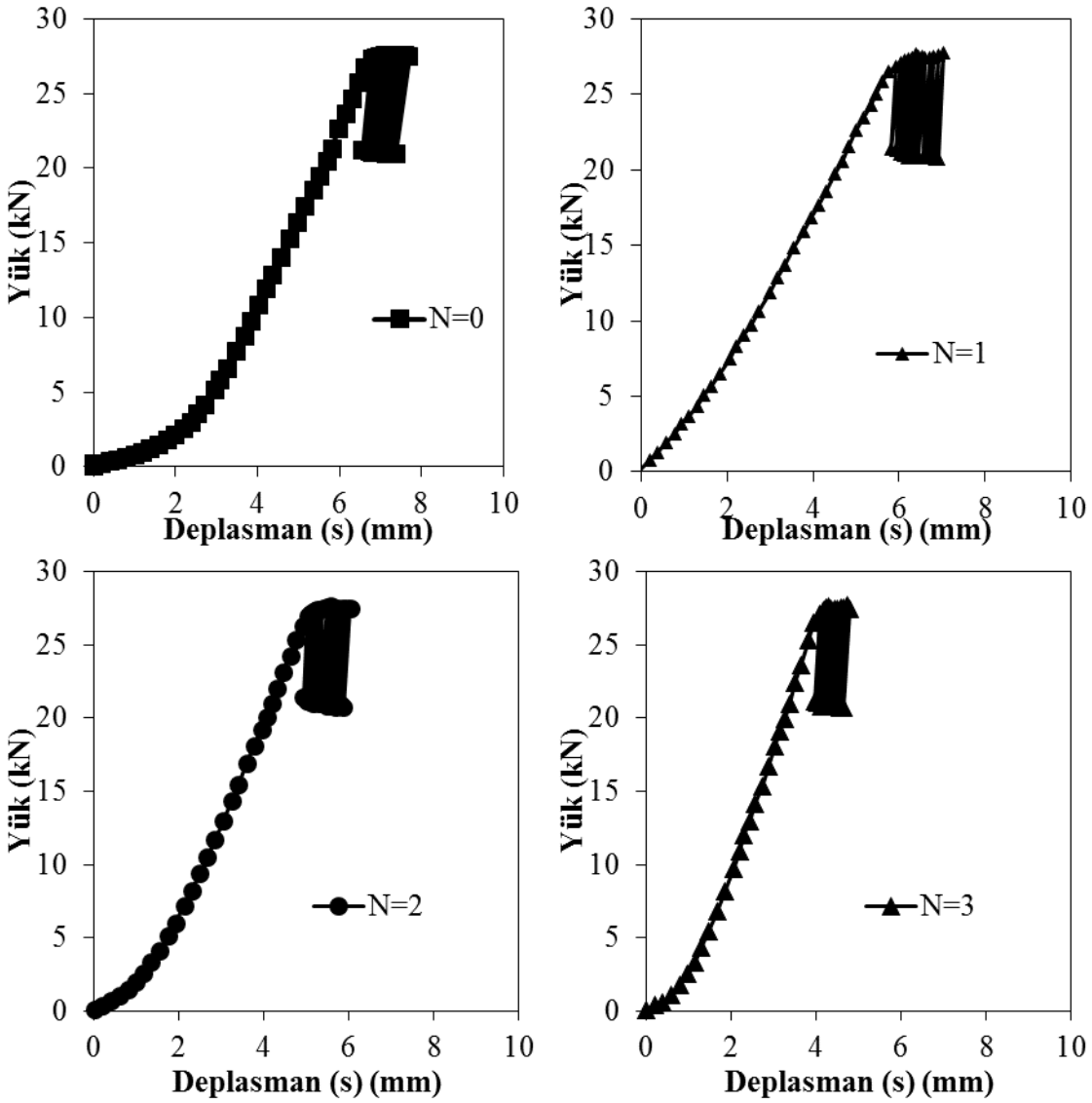


Şekil 6. Deneylerin Şematik Gösterimi

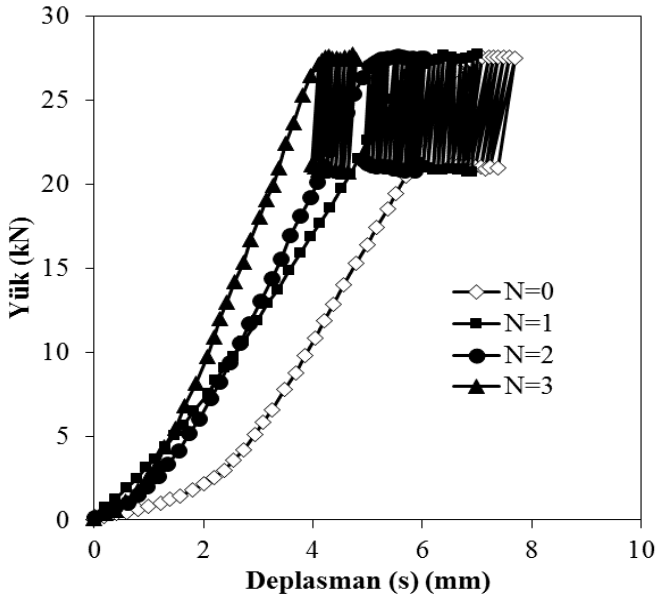
3.BULGULAR VE TARTIŞMA

Deneyde belirlenen emniyet gerilmesine dek gelen yüke kadar statik yükleme üzerine bu yükün %30'u kadar saniyede bir kez olmak üzere 5000 kez tekrarlı yükleme yapılmıştır. Güçlendirmesiz, tek donatı ile güçlendirmeli, iki ve üç donatı ile güçlendirmeli deney sonucunda elde edilen yük deplasman grafikleri Şekil 7'de, deneylerin karşılaştırmalı grafiği ise Şekil 8'de gösterilmiştir.

Güçlendirmesiz deneyde 7.38 mm kalıcı deplasman oluşurken, güçlendirmesiz deneye göre tek sıra donatı ile güçlendirmeli durumda kalıcı deformasyonlar yaklaşık %10, iki sıra donatı ile güçlendirmeli durumda yaklaşık %18 ve üç sıra donatı ile güçlendirmeli durumda yaklaşık %35 azalmıştır.



Şekil 7. Güçlendirmesiz ve Güçlendirmeli DurumdaYük Deplasman Grafikleri



Şekil 8. Deneylerin Karşılaştırmalı Grafiği

4.SONUÇLAR

Çalışmada öncelikle statik yükleme yapılarak kum zeminin nihai ve emliyetli taşıma gücü belirlenmiştir. Daha sonra ki deneylerde kum zemin emniyetli taşıma gücüne kadar yüklenmiş sonrasında bu yükün %30 u kadar saniyede bir kere olmak üzere 5000 kere tekrarlı yük ile yüklenmiştir. Bu yükleme durumunda güçlendirmesiz ve tek sıra, iki sıra ve üç sıra geogrid güçlendirmeli durumlar için büyük ölçekli deneyler yapılmıştır.

Deneyler sonucunda güçlendirmesiz deneye göre tek sıra donatı ile güçlendirmeli durumda kalıcı deformasyonlar yaklaşık %10, iki sıra donatı ile güçlendirmeli durumda yaklaşık %18 ve üç sıra donatı ile güçlendirmeli durumda yaklaşık %35 azaldığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

Akinmusuru, J.O. and Akinbolade, J.A., (1981). “Stability of Loading Footins on Reinforced Soil”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.107, pp.819-827.

American Society for Testing and Materials (ASTM), (2002) “Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Soils by Water Pycnometer”, West Conshohocken, U.S.A., D 854.

American Society for Testing and Materials (ASTM), (2009) “Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils”, West Conshohocken, U.S.A., D 422-63.

American Society for Testing and Materials (ASTM), (2003) “Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions”, Annual Book of ASTM Standards, D 3080-98, pp. 347–352.

Binquet, J. and Lee, K.L., (1975a) “Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs”, Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol.101, No.12, pp.1241-1255.

Bathurst, R.J. and Hatami, K., (1998) “Seismic Response Analysis of a Geosynthetic Reinforced Soil Wall”, Geosynthetics International, Vol.5, No.1-2, pp.127-166

Das, B.M and Maji A., (1994) “Transient loading-related settlement of a square foundation on geogrid-reinforced sand”, Geotechnical and Geological Engineering, Vol.12, pp.241-251.

Demir, A., Tutumluer, E., Laman, M., Yıldız, A., Ok, B., Sarıcı, T., Dost, Y., Hacak, B., Epsileli, S. E., Bağrıaçık, B., (2016) “Geosentetiklerle Güçlendirilmiş Esnek Yol Kaplamalarının Tekrarlı Yükler Altındaki Performansının Değerlendirilmesi”, T.C. Ulaştırma, Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye, KGM-ARGE/2012-3.

Huang, C.C. and Tatsuoka, K., (1990) “Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground”, Geotextile and Geomembranes, Vol.9, pp.51-82.

Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K. and Yen, S.C., (1993a) “Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.30, No.3, pp.545-549.

Omar, M.T., Das, B.M., Yen, S.C., Puri, V.K. and Cook, E.E., (1993b) “Ultimate Bearing Capacity of Rectangular Foundations on Geogrid Reinforced Sand”, Geotechnical Testing Journal, Vol.16, No.2, pp.246-252.

Tafreshi S.N. M, and Dawson A.R, (2012) “A comparison of static and cyclic loading responses of foundationson geocell-reinforced sand”, Geotextiles and Geomembranes, Vol.32, pp.55-68.

Yıldız, A., (2002) “Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Temellerin Analizi”, Ç.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü,3-43

YÜKSEK DAYANIMLI ÖRGÜLÜ GEOTEKSTİLLER İLE TABAN ZEMİNİ GÜÇLENDİRMESİ

Serhan AKIN[1] **Alain NANCEY [2]** **Emre AKA[3]**

ÖZET

Yüksek dayanımlı geosentetikler; zayıf zeminler, kazıklar veya karstik boşluklar üzerine yapılan dolgu uygulamalarının stabilitesini sağlamak amacıyla kullanılan zemin güçlendirme malzemeleridir. 30 yılı aşkın geçmişiyle geosentetikler, günümüzde birçok geoteknik projede kullanılmaktadır. Kazık ve karstik boşluklar üzerinde uyugulanan donatılı yük transfer platformlarının üzerinde yapılan son çalışmalar, mekanizmanın daha iyi anlaşılmasına, tasarımların geliştirilmesine ve optimize çözümlerin üretilmesine olanak sağlamıştır. Dolgu malzemesinin, rijitliğinin, geosentetik tipinin ve üzerine gelen yük dağılımının etkileri son çalışmalarda özellikle incelenmiştir. Avrupa standartları dizayn kurallarını, gerekli güvenlik katsayılarını ve geosentetiğin belirleyici özelliklerini tanımlamıştır. Yüksek dayanımlı örgülü geosentetikler, karayolları ve yüksek hızlı tren yollarındaki potansiyel karstik boşluklar, kazık ve zayıf zemin üstü dolguların taban zeminini güçlendirilmek amacıyla çeşitli projelerde kullanılmaktadır. Bu malzemeler güvenilir ve ekonomik bir çözüm olarak yüksek performansa ulaşma becerilerini kanıtlamışlardır. Bu sunum, güçlendirme fonksiyonu için gereksinim duyulan geosentetik özelliklerini göstermenin yanında yüksek dayanımlı polyester örgülü geosentetiklerin kullanıldığı karstik boşluk ve kazık üstü uygulamalarında donatılı yük transfer platformlarındaki son gelişmeleri göstermektedir.

Keywords: Reinforcement, Tensile strength, Stiffness, Interaction, Geogrid, Wovens

1. INTRODUCTION

Embankments on soft soils, embankment on piles or bridging voids are applications in which a reinforcement of their base using high strength geosynthetics significantly improves the stability and the cost efficiency of the whole structure.

A proper design of a geosynthetics solution shall establish the link between the measured characteristics of the product and the performance expected of the structure. Particularly in Europe, the application standard prEN13251(2015) gives the characteristics of geotextiles and geotextiles related products required for use in earthworks, foundations and retaining structures. Other regional standards or guideline like BS8006 (2010) in UK or EBGEO (2011) in Germany, for example, allow calculating the design values for each relevant characteristic.

[1] AKIN. S., TenCate Geosynthetics, s.akin@tencate.com
[2] Dr. NANCEY, A.; TenCate Geosynthetics, a.nancey@tencate.com
[3] AKA, E., TenCate Geosynthetics, e.aka@tencate.com

However, very often the choice of the geosynthetics is not based only on characteristics defined during the design, but also following general arguments which can be senseless for the application or pre supposed properties of a given product. Strength, stiffness, soil interaction or hydraulic properties are characteristics that need to be verified by measurement on the product and not assumed because of the production technology. This confirms that requirements and specification shall be written based on data characteristics rather than on product type that doesn't reflect their real performance. This paper proposes to highlight all the characteristics really needed for basal reinforcement, their influence on the design and if the production technology does matter to achieve the needed performance.

2. REQUIREMENTS FOR THE GEOSYNTHETICS IN BASAL REINFORCEMENT

2.1 Requirements from application standard

Table 1 from application standard prEN 13251(2015) gives the characteristics of geosynthetics required when used in earthworks, foundations and retaining structure. Reinforcement is indeed the main function of the geosynthetic in basal reinforcement, but separation or filtration can be required as secondary functions, particularly when the geosynthetic is between two layers of different materials (eg granular fill material and clayey subgrade).

Table 1. Function-related characteristics and test methods to be used

		Functions		
Characteristic	Test method	Filtr.	Sep.	Reinf.
Tensile strength	EN ISO 10319	A	A	A
Elongation at maximum load	EN ISO 10319	A	A	A
Stiffness at 2 %, 5 % and 10 %	EN ISO 10319	-	-	S
Tensile strength of seams and joints	EN ISO 10321	S	S	S
Static puncture resistance (CBR test)	EN ISO 12236	S	A	A
Dynamic perforation resistance (cone drop test)	EN ISO 13433	A	A	A
Friction	EN ISO 12957-1 EN ISO 12957-2	S	S	S
Tensile creep	EN ISO 13431	-	-	S
Damage during installation resistance	EN ISO 10722	S	S	S
Characteristic opening size	EN ISO 12956	A	A	-
Water permeability normal to the plane (velocity index)	EN ISO 11058	A	A	S
Durability	According to Annex B	A	A	A

Relevance of codes:
A: relevant to all conditions of use
S: relevant to specific conditions of use
"–": indicates that the characteristic is not relevant for that function.

2.2 Requirements from design standard: geosynthetics reduction factors

Design codes, such as BS8006 (2010) or EBGEO (2011) provide the calculation method for different types of structure where basal reinforcement is involved: embankment on soft soils, above potential cavity and piled embankment. Tensile strength, elongation at

maximum load and stiffness at 2%, 5% and 10% are characteristics used directly in the calculation to insure the stability of the structure and her serviceability.

All characteristics related to the durability are also given in the design codes, allowing the calculation of the long term design strength to cover all possible situations, from the installation up to the end of geosynthetics lifetime on the job site. Most of them are expressed as a reduction factor and follow the ISO/TR 20432 guideline on durability. Reduction factor given in different countries are shown in Table 2.

Table 2. Characteristics and corresponding reduction factor

		Standard or guideline		
	Characteristic	ISO BS8006	EBGEO Germany	France XPG38064
Mechanical behaviour	Tensile creep	RF_{cr}	A1	Γ_{flu}
	Damage during installation resistance	RF_{id}	A2	Γ_{end}
	Tensile strength of seams and joints		A3	
	Dynamic effect		A5	
Chemical durability	Resistance to hydrolysis	RF_{ch}	A4	Γ_{vieil}
	Resistance to oxidation	RF_{ch}	A4	Γ_{vieil}
	Resistance to weathering UV	RF_{w}		

3. STIFFNESS: A MAJOR CHARACTERISTIC FOR BASAL REINFORCEMENT

3.1 Geosynthetics in basal reinforcement

Main tasks of a geosynthetic in basal reinforcement are to carry the load from the structure that the subgrade cannot afford, to control differential settlements and to resist lateral thrust of the embankment when necessary (soft soils). If ultimate strength is crucial for Ultimate Limit State (ULS) analysis a defined in Eurocode 7 EN1997, in most of the cases, strain criteria are imposed either in direct Service Limit State (SLS) analysis or by limiting deformation in ULS analysis. That means that not only the tensile strength at failure is important but also the stiffness calculated from the tensile strength at a given strain.

3.2 Embankments on soft soil

Slip circle failure is generally the limit state that governs the design of embankment on soft soil and tensile strength is often the main characteristics to fulfill.

However, deformation of the structure,linked to serviceability limit state can be of major importance. As affirmed in BS8006 (2010):"*as a general guide, the maximum strain ε_{max} in the basal reinforcement should not exceed 5% for short term applications and 5% to 10% for long term conditions.(...) Where basal reinforced embankments are constructed over soft sensitive foundation soils the maximum allowable reinforcement strain may be reduced (typically < 3%) to ensure strain compatibility with the foundation soil"*

3.3 Embankments over piles

Piled embankments are chosen particularly to solve settlements problems, thus deformation of the structures and their components is important. For geosynthetics used as basal reinforcement, two mechanisms are related to strain: the load transfer from the embankment to the piles and the control of the differential settlements between piles.

In BS8006 (2010) calculation is done considering a maximum strain of 6% to insure that the loads from the embankment are transferred to the piles. For thin embankment, a lower

strain (≤3%) may be used following Lawson (2000) who has shown that the stiffness has a great influence in the control of surface deformation.

Geosynthetics designs for piled embankment are various and several approaches exist depending on the country. Using EBGEO (2010) or CUR (2015), geosynthetics stiffness is an input parameter and allows calculation of the strength and the strain in the reinforcement. Strain limitation may be required specifically, eg for a service limit state, but the calculations are possible only when strain geosynthetic remain lower than 6% in practice.

3.4 Embankments over potential cavities

Limited surface deformation is the major requirement to fulfill on top of the platform over potential cavities. BS8006 (2010) and EBGEO (2010) or Lawson (2011) give similar maximum differential settlement at the surface of 1% for roads and motorways, up to 7% for low trafficked areas and very low values for railways lines (eg <1cm and <0.2%). The corresponding geosynthetic strain varies depending on the calculation models and the thickness (H) of embankment relatively to the size (D) of the void.

For thin embankment (e.g. H/D<1), most of the vertical loads are transferred directly to the reinforcement and surface deformation are strongly linked to the geosynthetic strain. In that case, mainly the stiffness will govern the design.

For thicker layer, arching occurs partially or totally (H/D>3) and the geosynthetic strain can be larger, but stiffness remains a driving parameters. Lawson (2011) shows in Figure 1 the influence of the stiffness to achieve the requirement on surface deformation.

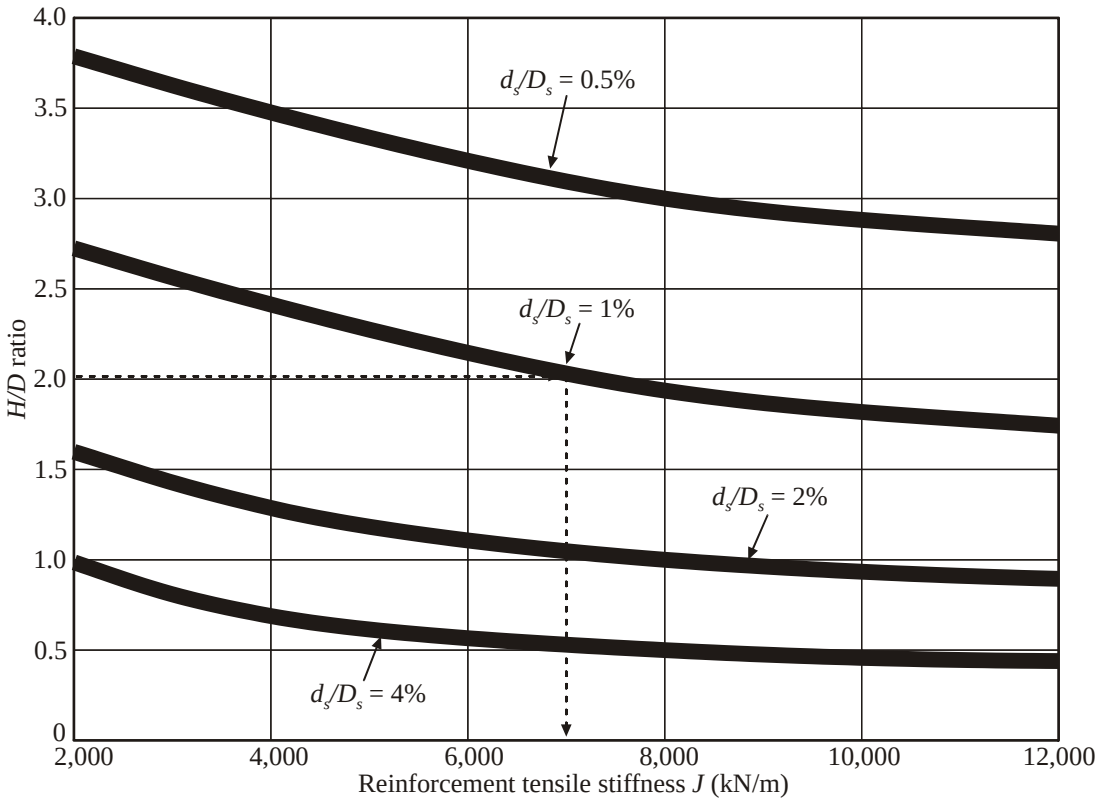


Figure 1: Effect of H/D ratio and stiffness on surface differential settlements ds/Ds for D≤6m.

4. PRODUCT BEHAVIOUR IN BASAL REINFORCEMENT

4.1 Embankments on soft soil

The reinforcement of embankments on soft soils results mainly from a stability analysis at the Ultimate Limit State (ULS). However in some cases, Serviceability Limit State could impose a limitation of the working strain. BS8006 (2010) states that " the maximum strain ε_{max} in the basal reinforcement should not exceed 5% for short term applications and 5% to 10% for long term conditions.(…). Where basal reinforced embankments are constructed over soft sensitive foundation soils the maximum allowable reinforcement strain may be reduced (typically < 3%) to ensure strain compatibility with the foundation… ".

Thus, the choice of the product used to reinforce will be based mainly on the tensile strength curve and the shape of the product has no importance if it fulfills the specification.

4.2 Embankments over piles

Tests series on piled embankment carried out by Deltares (Van Eekelen et al 2012) did not highlight difference of performance between geotextiles or geogrid having the same mechanical characteristics. Figure 2 shows the load part A corresponding to the load directly transferred to the piles and the load part B transferred to the geotextiles or the geogrid. The author concluded that" the concept of trapping grains within the geogrid gaps either does not occur in these tests or (if it does) does not lead to any observable benefits over surface friction alone."

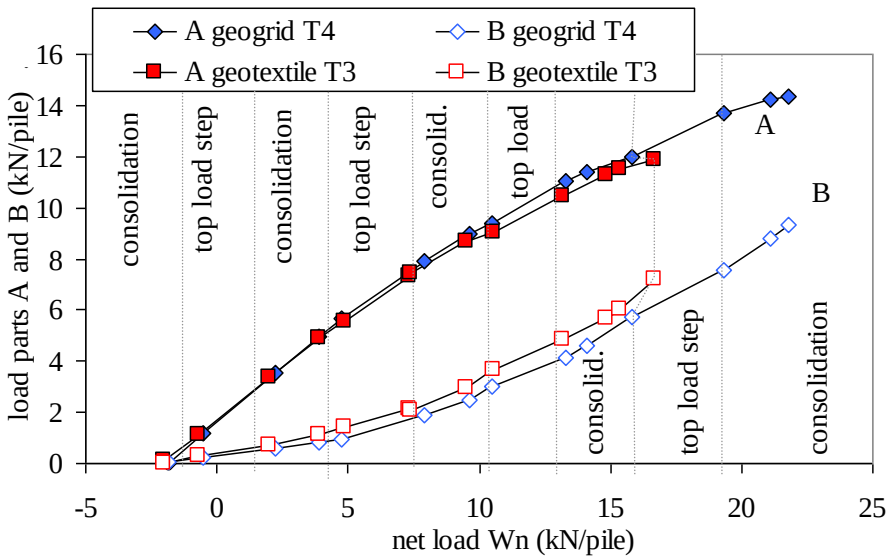


Figure 2: Compared load distribution geotextiles and geogrid

Experiments at full scale during the ASIRI project (2012) , show some benefits of an additional geogrid in the middle of the granular layer. However, when the geosynthetic installed as a single layer in the lower part of the platform, the Deltares tests could not show significant differences.

4.3 Embankments over potential cavities

When a cavity grows up to top of the subsoil, the first task of a geosynthetic consists to maintain the structure above combining separation and reinforcement to be able to support

the load. Separation is needed, because any part of fill going through the geosynthetic will result in more deformation of the structure above.

Only geosynthetics with small opening size, such as woven or composites able to separate are suitable when used at the base of the reinforced structure.

5. CHARACTERISTICS VS PRODUCT TYPE?

5.1 Ultimate Tensile Strength

Ultimate Tensile Strength (UTS) is the strength at the failure of the geosynthetic and depends on the raw material, the quantity of material.

Very high strength geosynthetic (eg 2000 kN/m) can be produced using the weaving technology, thus once again, the performance shall drive the choice of the reinforcement rather than the appearance (type of geosynthetic).

On a pure ULS analysis, a product working as a tension membrane and that breaks at 6% requires 19% more strength than a product that breaks at 10%, all others parameters the same (durability, damage). Without the need to respect a strong serviceability criterion, a product breaking at low elongation may be not economical.

5.2 Strain strength curve, isochronous curves and stiffness

Stiffness characterizes the capacity of a geosynthetic to resist to the deformation under load, but the response is not linear and stiffness is related to a given strain. Stiffness depends on the raw material, the quantity of material and the geosynthetic construction.

It doesn’t matter if a raw material is stiffer than others, as long as the products fulfill the requirement.

5.3 Interaction

Interaction between soils and geosynthetics is of high importance in reinforcement applications. It‘s the process that defines how the load coming from the soil are transmitted to the geosynthetics. Interaction is involved in two possible mechanisms: sliding of the soil mass on the geosynthetics and pull-out of the geosynthetic in the anchorage zone.

Interaction between geosynthetic and soil depends on the type of geosynthetic and the soil grain size distribution. The interaction of geogrids with adjacent soil is by a combination of end-bearing and surface friction whereas that of woven geotextiles is by surface friction alone. However, end-bearing occurs only if the aperture size is sufficient. By definition of EN ISO 10318 (2015), a geogrid shall have opening larger than the constituent. That means the proportion of the plane sliding area that is solid should be higher than 0.5.

High strength grids, those with tensile strength above 400 kN/m, are generally below this limit of 0.5. Thus, the interaction between the soil and these grids will occur mainly by friction and will not differ strongly from geotextiles, wovens or composites. Particularly

with fine granular soil such as sand or material containing fines, the difference may be negligible as shown on Table 3.

Table 3. Interaction at different interface – Kiwa test report (2015)

	Interface Friction angle δ	Interaction coefficient α
PET Woven 400/50 vs sand (ϕ=38°)	31,5°	0,78
PET Grid 400/30 vs Sand (ϕ=38°)	31,9°	0,79

6. BASAL REINFORCEMENT WITH HIGH STRENGTH WOVENS

With more than 20 years of experience, geosynthetics and particularly high strength PET wovens have proved their effectiveness in reinforcing the base of embankments constructed over soft soil, areas prone to foundation void formation or piles.
Orsmond (2008) described in detail the reinforcement over piles used to support the A1/N1 link between Belfast and Dublin that crosses very soft silt and peat area. Other example of the high speed railways line crossing either zone of potential cavities and soft soil where a piled embankment was used is described in several publications Nancey et al (2012), Nancey (2013).

7. CONCLUSION

Basal reinforcement of embankment by geosynthetics is today a current technique. Design of the reinforcement relies on accurate design methods depending on the application: embankments on soft soils, embankment on piles or bridging voids. European standards define the design rules, providing the needed level of safety and the decisive characteristics of the geosynthetic to be required. Geosynthetic have to be chosen for their capability to fulfill the specification and not based on their production technology. For basal reinforcement, high strength Polyester woven geotextiles have demonstrated their ability to achieve high performance and appear as a reliable and economical solution.

REFERENCES

ASIRI (2012) : “ Recommandations pour la conception, le dimensionnement et le contrôle de l’amélioration des sols de fondations par inclusions rigides “ – IREX Presse des Ponts

BS 8006-1 (2010) : Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills - British Standard.

EBGEO (2011):Recommandations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcement

EN ISO 10318 (2014) Geosynthetics —Part 1:Terms and definitions

Exbrayat,L & Garcin P (2006): LGV EST – Renforcement par géotextiles sur cavités. Proceeding of Rencontres Geosynthetics 2006 Montpellier France 12-14 June 2006.CFG.

ISO/TR 20432 (2007) Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement

Kiwa test report-(2015)- N°1.7/22320/0405.0.1-2015e – not pubished

Lawson, C.R., (1995) Basal reinforced embankment practice in the United Kingdom, The practice of soil reinforcing in Europe. Thomas Telford. London. pp. 173-194. 1995.

Lawson, C.R. & Yee, T.W. (2011). Serviceability Limits for Basal Reinforced Embankments Spanning Voids. In Advances in Geotechnical Engineering Proceedings of the Geo-Frontiers 2011 Conference, Dallas 13-16 March 2011. ASCE.

Nancey A., Exbrayat L.(2012) "High-strength geotextile used to reinforced embankments spanning voids above the high-speed railway line near Sarrebourg (F)" in the Proceedings of EuroGeo 2012, Valencia, vol.1 pp. 122-126

Nancey A (2013) Recent Development and Realisation on Basal Reinforcement-International Symposium

on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures Bologna 2013-p641

Orsmond W (2008) A1N1 Flurry bog piled embankment design, construction and monitoring- EuroGeo4 -2008 Edinburgh.

prEN 13251 (2015) Geotextiles and geotextile-related products — Characteristics required for use in earthworks, foundations and retaining structures

Van Eekelen S.J.M., Nancey A., Bezuijen A. (2012)." Influence of fill material and type of geosynthetic reinforcement in a piled embankment, model experiments" in the Proceedings of EuroGeo 2012, Valencia, vol 4. pp. 167-171

XPG 38064 (2010) Use of geotextiles and geotextiles-related products — Inclined walls and strengthened slpes in soils reinforced by geosynthetic sheets —Justification of dimensioning and design elements

KISA GEOTEKSTİL DONATI KULLANILARAK ISLAH EDİLMİŞ DONATILI TEMELLER İLE İLGİLİ BİR İNCELEME

Elif ÇİÇEK[1] **Erol GÜLER [2]**

ABSTRACT

This study focuses on the performance of a geotextile reinforced foundationsbearing capacity and additional vertical pressure behaviors. Since in many applications the soil outside the footprint of the foundation cannot be reinforced, this condition was simulated in this research. Number of the reinforcement layers was chosen as one, two and three to determine the optimum reinforcement number. Then, for optimum reinforcement layer additional vertical stress behaviors for different points in the sand was measured and results were compared with theoretical calculation results. As a result, it was observed that there is a good correlation between load-settlement and additional vertical stress behaviors.

ÖZET

Bu çalışmada geotekstil donatının taşıma kapasitesine ve ilave düşey gerilme davranışına olan etkileri araştırılmıştır. Pratikte zaman zaman iyileştirilen zeminin genişliğinin temel genişliği ile sınırlandırılması gerektiğinden, bu araştırmada bu durum göz önüne alınmıştır. Donatı tabaka sayısı bir, iki ve üç olarak değiştirilmiş ve optimum donatı sayısı belirlenmiştir. Daha sonra, optimum donatı sayısında, ilave düşey gerilme davranışları farklı zemin derinliklerinde ölçülmüş ve değerler literatürde genel kabul almış olan çalışmaların sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, yük-oturma ile ilave düşey gerilme davranışları arasında iyi bir ilişki olduğu gözlenmiştir.

1. GİRİŞ

Geosentetik malzemelerin zemin içerisinde kullanılarak yapılan inşaat mühendisliği yapısının iyileştirilmesi üzerine literatürde birçok çalışma bulunmaktadır (Chen, 2007; Toyosawa, vd. 2013; Abu-Farsakh, vd. 2013; Cicek vd. 2015; Hou, vd. 2017). Farklı geosentetik malzemelerin sağladığı iyileştirme miktarı o geosentetiğin özelliklerinin yanı sıra kullanım amacına göre de değişiklik gösterebilmektedir. Örneğin zeminlerin taşıma kapasitesi arttırılarak yol inşaatı ve temel taşıma problemlerinin çözümüne ekonomik ve hızlı bir alternatif olmaktadır. Tahmin edilebileceği üzere ekonomik açıdan en avantajlı yöntemlerden birisi de iyileştirme amacıyla kullanılacak geosentetik donatı malzemesinin ölçülerinin küçültülmesidir. Ayrıca bazen geometrik kısıtlardan dolayı, inşaat alanının dışına da çıkılması mümkün olamamaktadır. Bu nedenle bu çalışmada kullanılan donatı genişliği yüklenen yol temel plakası ile aynı genişlikte seçilmiştir.

[1] Yrd. Doç. Dr., ÇİÇEK, E., Hacettepe Üniversitesi, elif.cicek@hacettepe.edu.tr
[2] Prof.Dr., GÜLER, E., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

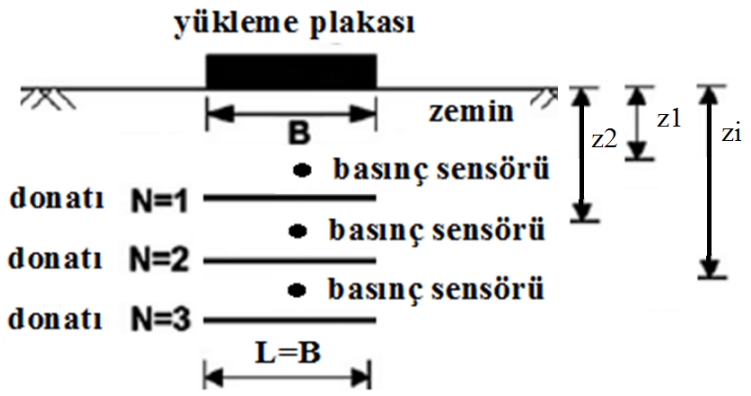
Donatı sayısı arttıkça uygulanan iyileştirmenin de artması beklenir, fakat geosentetik donatılı zeminler için bu durum farklıdır. Maksimum taşıma kapasitene ulaşıldıktan sonra eklenen donatı sayısı artık pozitif etki edememektedir. Bu nedenle ortalama iyileştirme miktarına ulaşılmayı sağlayacak donatılı tabaka sayısının belirlenmesi bir başka önemli husustur. Bu çalışmada donatı sayısı (N) 1, 2 ve 3 alınarak kullanım için ekonomik olacak donatı sayısı belirlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca, bilindiği üzere geosentetik malzemeler ham maddelerine, örgü tiplerine ve aldıkları maksimum çekme kuvvetlerine göre değişik çeşitlerde üretilebilmektedirler. Genelde yol zemininin taşıma kapasitesini iyileştirmek için geogrid veya geotekstiller kullanılabilmektedir. Bu çalışmada donatı malzemesi olarak dokunmuş bir geotekstil seçilmiştir.

Bilindiği üzere literatürde temel altı zeminleri içinde gerilme değişimlerini veren birçok çalışma vardır (Cicek vd., 2014), fakat donatılı zeminlerin ilave düşey gerilme davranışı ile ilgili çalışma pek fazla bulunmamaktadır. Çalışmaları çok uzun süre önce yapılmış olmasına rağmen hala kullanılan Boussinesq (1885) ve Westergaard (1938) yaklaşımları ile donatılı zemindeki ilave düşey gerilme davranışlarının karşılaştırılmasının önemli olabileceği düşünülmektedir. Bu nedenle bu çalışmada seçilen farklı noktalarda minyatür basınç sensörleri ile yapılan ölçümler de değerlendirilmiştir.
Kısacası, bu çalışmada L=B boyutundaki geotekstil donatısının etkileri incelenmiştir. Donatı sayısı N=0, 1, 2 ve 3 olarak değiştirilerek geotekstil kullanılmasının etkisi incelenmiştir. Ayrıca donatılı zeminde N=2 koşulu için zemin içindeki gerilme dağılışı Boussinesq (1885) ve Westergaard (1938) teorileriyle karşılaştırılarak sonuçlar değerlendirilmiştir.

2. MALZEMELER VE TEST PROSEDÜRÜ

Deneyler, Cicek vd. (2015) ve Cicek vd. (2014) ‘te belirtildiği üzere uzunluk ve yüksekliği 1 metre ve 0,5 metre genişlikli çelik tank kullanılmıştır. Çalışma laboratuvar modeli olduğu için kaba agrega yerine kuru ve üniform derecelenmiş kum seçilmiştir. Birim hacim ağırlık değeri 15 kN/m3, rölatif sıkılığı %46 ve sürtünme açısı 38° olup, kohezyon sıfırdır. Yükleme hidrolik kriko ile 10 cm temel plakası üzerine uygulanarak, LVDT ve lazer sensörleri ile oturma oranları tespit edilmiştir. Zemin içindeki gerilmeleri ölçmek amacıyla hassas ölçüm yapabilen minyatür basınç (gerilme) sensörleri kullanılmıştır. Geosentetik donatı olarak 60 kN/m maksimum çekme kuvveti alabilen 1 mm kalınlıktaki dokunmuş geotekstil kullanılmıştır.

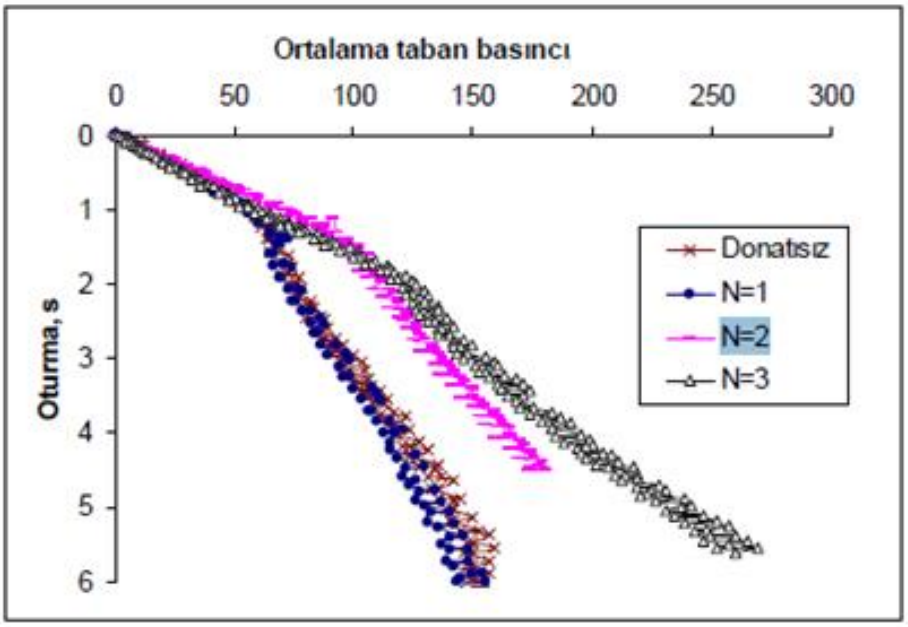
Kum malzeme deney tankı içine yağmurlama sistemi ile dökülmüştür. Herhangi bir sıkıştırma işlemi uygulanmamış ve geotekstil donatılar tabakalar halinde 4 cm aralıklarla yani yük plakası genişliğinin 0,4 katlarında zemin yüzeyine yatırılmışlardır. Donatı boyutu (L) yükleme plakası ile aynı genişliktedir (B=10 cm)ve düzlemsel deformasyon koşulları geçerlidir. En üstteki donatının zemin yüzeyine mesafesi 3,5 cm’dir. Şekil 1’de donatıların yerleşim düzeni görülmektedir. Basınç sensörleri kullanılarak zemin içindeki farklı derinliklerde (z=0,35B-2B derinlik aralıklarında) düşey gerilme ölçümleri alınmıştır. Her bir yüklemeye karşı gelen ilave düşey gerilme dağılışı incelenmiştir.



Şekil 1. Deney düzeneği

3. DENEY SONUÇLARI

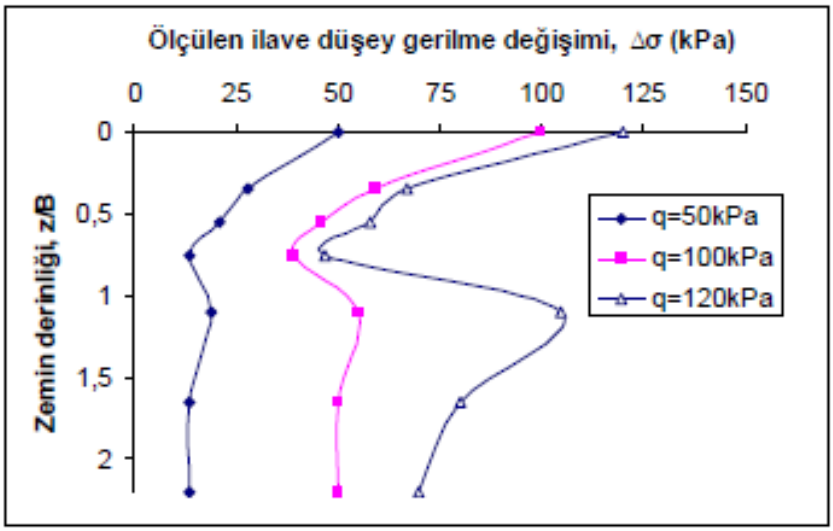
Şekil 2 donatı kullanılmadan ve kullanılarak yapılan 4 farklı deney sonucunda elde edilen yükleme-oturma eğrilerini vermektedir. Şekilden de görüldüğü üzere tek donatı kullanılması L=B genişlikli geotekstilin kullanılmasının pek bir etkisinin olmadı gözlemlenmiştir. Fakat çok donatı tabakalı modellerde ise aynı oturma oranlarında daha fazla yük taşınmaya başlandığı, hatta bu oranın yaklaşık q=125 kPa yüklemeden sonra daha da arttığı belirlenmiştir. N=2 ve N=3 örnekleri için ise, yine aynı yükleme değerinden sonra bir değişim olmuştur. Fakat ekonomik bir çözüm olması açısından değerlendirirsek iki donatılı model (N=2) oturma oranı yeterli bir iyileştirme göstermesi açısından avantajlı olabilecektir.



Şekil 2. Yük-Oturma Eğrileri

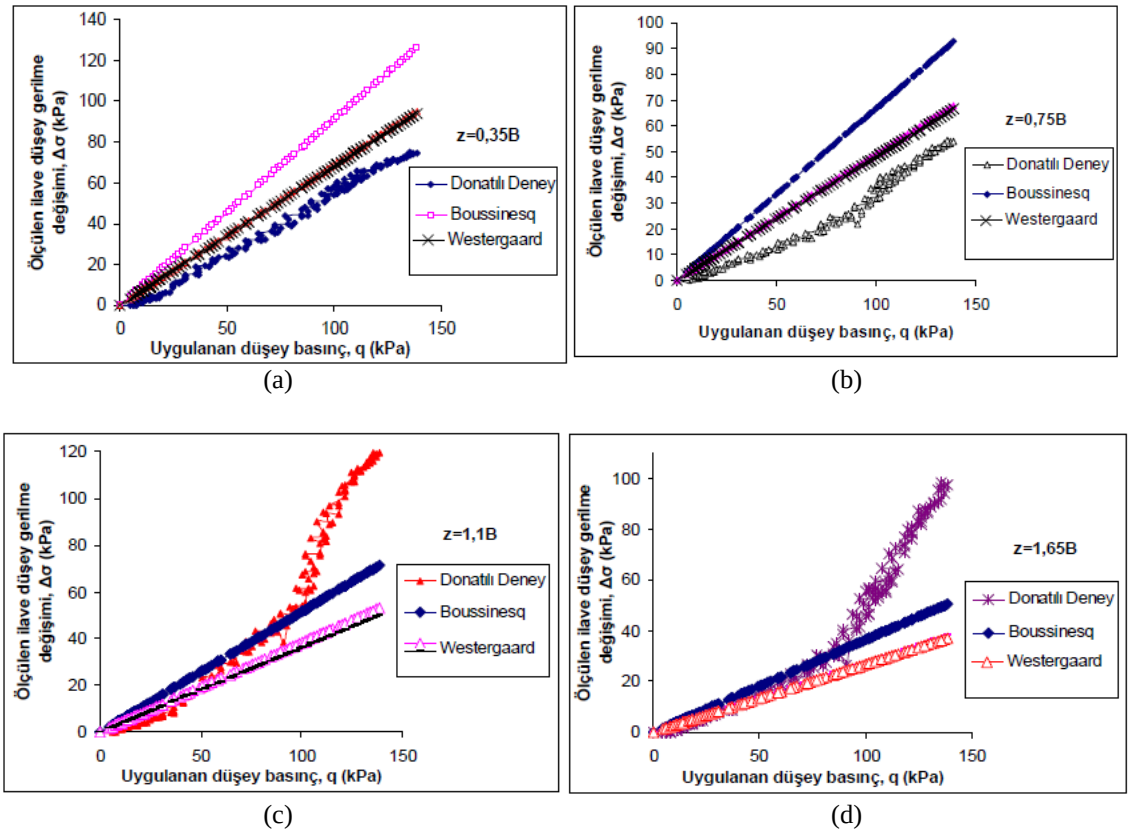
Optimum taşıma kapasitesini veren N=2 donatı sayılı deney için donatılı zemin içindeki ilave düşey gerilme değişimi (Δσ) Şekil 3'deki gibi incelenebilmektedir. Temel plakasına

uygulanan 50, 100 ve 120 kPa değerli basınç yükleri altında donatılı zemin içerisindeki farklı derinliklerde ölçülen ilave düşey gerilme değerleri karşılaştırılmıştır. Şekil 3 incelendiğinde donatılar arasında ilave gerilme değerlerinin düştüğü belirlenmiştir. Yaklaşık 100 kPa'dan sonra ki yüklemede yani 120 kPa için donatılı zon içerisindeki ilave düşey gerilme değişimi fazla değildir. Fakat geotekstil donatılı bölge altında ani bir ilave düşey gerilme artışı meydana gelmiştir. (Cicek, 2011). Şekil 2 ve Şekil 3 karşılaştırıldığında iki geosentetik donatı kullanılarak yürütülen deney sonucunda elde edilen yükleme-oturma eğrisinde 120 kPa civarında kırılmanın başladığı görülmektedir. Şekil 3'te ise 120 kPa'daki zemin içindeki ilave düşey gerilmelerdeki değişim zemindeki kırılmanın bu hat üzerinde oluşma ihtimali olarak düşünülebilmektedir ve yükleme ve gerilme ölçüm değerleri birbirleri ile uyum göstermiştir.



Şekil 3. Farklı yüklemelerde zemin içinde ölçülen ilave düşey gerilme değişimleri (N=2)

Donatılı zemin içerisinde oluşan ilave düşey gerilme değerleri literatürde en çok bilinen Boussinesq ve Westergaard hesaplamaları ile bulunan sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Şekil 4 temel plakasına uygulanan yükler ile zemin içine yerleştirilen basınç sensör okuma sonuçları gösterilmiştir. Donatılı bölgede; z/B=0,35 ve 0,75 noktalarında ilave düşey gerilme değişimi Westergaard çözümünden biraz daha küçük çıkmıştır. İkinci donatı civarında z/B=0,75 derinliğinde, yaklaşık 100 kPa'den sonraki yükleme değerlerinde ani ilave düşey gerilme artışı oluşmuştur. N=2 donatılı model için yük-oturma eğrisi (Şekil 2) incelendiğinde ortalama 100 kPa'den sonra donatılı modelin kırılmaya başladığı gözlenmiştir. Donatılı bölge altındaki zondaki derinliklerde örneğin (z/B=1,1 ve 1,65) Westergaard ile benzer değerler ölçülmüş, yaklaşık 50 kPa basınç yükü uygulandıktan sonra Boussinesq hesabıyla yaklaşık aynı sonuçlar alınmıştır. 100 kPa 'dan sonra ölçülen ilave düşey gerilme değerleri daha da artarak literatür değerlerinden daha büyük veriler okunmuştur. Böylece, zeminin yaklaşık 100 kPa değerinden sonra göçmeye başladığı ilave düşey gerilme değerinin davranışı ile de kanıtlanmıştır. Böylece, gerilme değişiminin yük-oturma eğrisi ile uyumlu çıktığı anlaşılmıştır.



Şekil 4. Zemin içindeki değişik noktalardaki ilave düşey gerilme artışlarının teorik değerlerle karşılaştırılması

4.SONUÇ

Bu çalışmada yükleme plakası genişliğinde (L=B) geotekstil donatı kullanılarak iyileştirilmeye çalışılan bir zemin yapısının farklı donatılı durumlardaki etkileri incelenmiştir. Optimum donatı sayısı seçilerek zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme dağılışının davranışı yük-oturma eğrisi ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca ölçüm sonuçları Boussinesq ve Westergaard hesaplamaları ile bulunan değerlerle yorumlanmıştır. Sonuç olarak tek donatılı durumda istenilen iyileştirme olmamıştır. Çoklu donatılı modellerde (N=2 ve 3) nispeten daha bir yük-oturma davranışı sergilenmiştir. Çoklu donatılı durumda diğer koşullara nazaran aynı oturma oranlarında modeller daha fazla basınç yüklemesine dayanmışlardır. Donatılı zemin içinde oluşan gerilmeler ise bulundukları derinliğe ve donatılı alanda olup olmamalarına göre Boussinesq ve Westergaard sonuçlarından daha farklı çıkmışlardır. Fakat ilave düşey gerilmeler ile uygulanan yük-oturma eğrisinin uyumlu sonuçlar verdiği gözlenmiştir.

TEŞEKKÜR

Çalışmaya katkılarından dolayı Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumuna, Boğaziçi Üniversitesine teşekkür edilmektedir. Ayrıca Hacettepe Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri koordinasyon Birimine (proje: FDS-2015-8791) teşekkür edilmektedir.

KAYNAKLAR

Abu-Farsakh, M., Chen, Q., Sharma, R., (2013). An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. Soils Found. 53 (2), 335–348c

Boussinesq, J. (1885). Application des potentiels a l'etude de l'equilbre et du movement des solids elastiques, Gauthier-Villars, Paris (in French).

Cicek, E. (2011). Analysis of strip footings on geosynthetic reinforced sand. Ph.D. dissertation, Institute of Science in Ataturk Univ., Erzurum, Turkey.

Cicek, E., Guler, E., Yetimoglu, T. (2014). Comparison of measured and theoretical pressure distribution below strip footings on sand soil' – Technical Note, International Journal of Geomechanics, 2014, Asce-doi: 10.1061/(ASCE)(GM.1943-5622.0000347).

Cicek, E., Guler, E., Yetimoglu, T. (2015). Effect of reinforcement length for different geosynthetic reinforcements on strip footing on sand soil, Soils and Foundations, 55 (4) 661-677.

Chen, Q. (2007). "An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation." Ph.D. dissertation, Louisiana State Univ., Baton Rouge, LA.

Hou, J., Zhang, M., Dai, , Z., Li, J., Zeng, F. (2017). Bearing capacity of strip foundations in horizontal-vertical reinforced soils. Geotextiles and Geomembranes, 45 (1), 29-34.

Toyosawa, Y., Itoh, K., Kikkawa, N., Yang, J.-J., Liu, F., (2013). Influence of model footing diameter and embedded depth on particle size effect in centrifugal bearing capacity tests 2013. Soils Found. 53 (2), 349–356.

Westergaard, H. M. (1938). "A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics: soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets." The mechanics of solids, Macmillan, New York

GELENEKSEL GEOFOAM BLOK OTOYOL DOLGUSUNDAKİ ARA YÜZLER VE MUKAVEMETLERİ

A. Tolga ÖZER[1] **Onur AKAY**[2] **Erdal USTURBELLİ**[3]

ABSTRACT

Expanded polystyrene (EPS) block (geofoam block) is used to prevent total and differential settlement of highway embankments constructed on soft soil sites. The interface shear strengths of all the interfaces within the conventional geofoam embankments are considered as design parameters in stability analysis under horizontal driving forces. In addition to the interfaces in between geofoam blocks (geofoam blocks-geofoam blocks) within the embankment, interfaces between geofoam blocks and bedding sand (geofoam block-sand) at the foundation level and interfaces between geofoam blocks and reinforced concrete roadway load distribution slab (geofoam block-concrete) at the top level of blocks are present in a traditional geofoam block highway fill. The interface shear strengths of all three interfaces are quantified by using direct shear testing technique. In order to investigate the effect of material hardness on stress-strain behavior and shear strength parameters, two different densities of geofoam blocks (EPS19 and EPS29) were used. Tests were conducted under four different constant normal stresses (10, 20, 30 and 40 kPa) and a constant displacement rate of 1 mm/min. The interface shear stress-strain curves and interface shear strength properties (interface friction angle, δ and adhesion, c_a) were reported for all the tests. While interface shear strength mechanism of geofoam block-geofoam block and geofoam block-sand interfaces was purely frictional (c_a=0 and δ>0), geofoam block-concrete interface exhibited frictional-adhesional (c_a>0 and δ>0) behavior regardless of the density of the blocks.

ÖZET

Genleştirilmiş polistiren (EPS) bloklar (geofoam bloklar) yumuşak zeminler üzerine inşa edilecek otoyol dolgularındaki toplam ve farklı oturmaları önlemek amacıyla kullanılırlar. Geleneksel geofoam otoyol dolgularının yanal yükler altındaki tasarımlarında ara yüzlerin kayma dayanımları bir tasarım parametresi olarak göz önüne alınır. Geleneksel geofoam otoyol dolgusunda blokların kendi aralarındaki ara yüzeylerine (geofoam blok-geofoam blok) ek olarak, dolgu taban kotunda bloklarla temel tesviye kumu arasındaki ara yüz (geofoam blok-kum) ve dolgu üst kotunda bloklarla betonarme yük yayma platformu arasındaki ara yüz (geofoam blok-beton) mevcuttur. Bu çalışmada geleneksel geofoam dolgulardaki üç farklı ara yüzeyin kayma mukavemeti kesme kutusu deneyleri ile araştırılmıştır. Geofoam blok yoğunluğunun her üç ara yüzeyin gerilme-şekil değiştirme davranışına ve mukavemet parametrelerine etkilerini incelemek amacıyla iki farklı

[1] Doç. Dr., ÖZER, A.T., Okan Üniversitesi, tolga.ozer@okan.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., AKAY, O., Okan Üniversitesi, onur.akay@okan.edu.tr
[3] İnşaat Mühendisi, USTURBELLİ, E., Beykoz Belediyesi, eusturbelli@gmail.com

yoğunlukta (EPS19 ve EPS29) geofoam bloklar kullanılmıştır. Deneyler dört farklı düşey gerilme (10, 20, 30 ve 40 kPa) altında ve sabit 1 mm/dk kesme hızında tamamlanmıştır. Her bir deney için ara yüzey gerilme-şekil değiştirme eğrileri ve ara yüzey mukavemet parametreleri (ara yüzey sürtünme açısı, δ ve adezyon, c_a) rapor edilmiştir. Geofoam blok-geofoam blok ve geofoam blok-kum ara yüzey sürtünme mekanizması blok yoğunluğundan bağımsız sadece sürtünmesel mukavemetten ibaret iken (c_a=0 ve δ>0) geofoam blok-beton ara yüzeyi ise sürtünmesel-adezyonsal (c_a>0 ve δ>0) davranış göstermektedir.

1. GİRİŞ

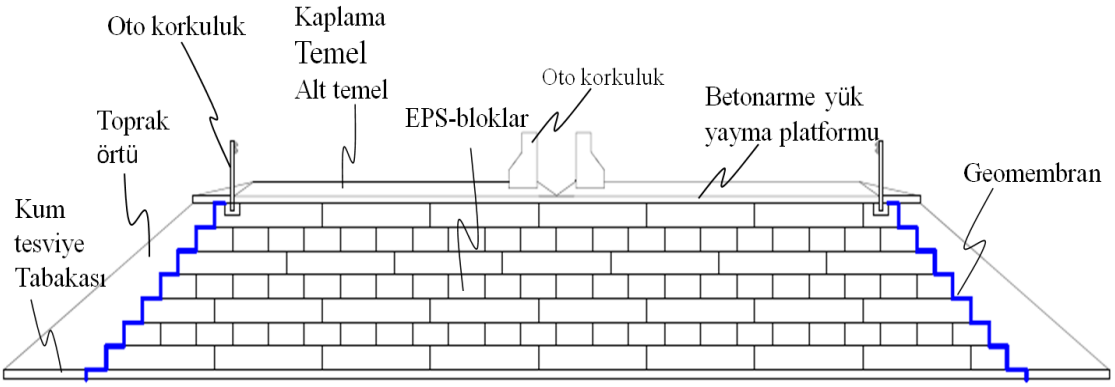
Genleştirilmiş polistiren (EPS) blok (geofoam blok) dane çapları 0.5-1.0 mm arasında değişen polistiren granüllerin (Şekil 1.a ve 1.b) ön şişirme (Şekil 1.c) sonrasında dinlendirilerek kalıplama (Şekil 1.d) aşamaları neticesinde blok formunda üretilen (Şekil 1.e), yoğunlukları 11.2 kg/m³ (EPS12) ile 45.7 kg/m³ (EPS46) arasında değişen (ASTM D6817, 2015) ve geoteknik uygulamalarda kullanılan hafif ve kapalı gözenekli bir polimer malzemedir (ASTM D4439, 2015). Blok boyutları üreticilerin kalıp ölçülerine (Şekil 1.d) bağlı olup, ülkemizde boyutları 50 – 100 cm yüksekliğinde 100 – 120 cm genişliğinde ve 220 - 500 cm uzunlukta değişen bloklar üretilmektedir.

Oturma potansiyeli yüksek zeminler üzerine inşa edilen otoyol dolgularının ve köprü yaklaşım rampalarının imalatında geofoam bloklar tercih edilmektedirler (Özer, 2011; Özer vd., 2012). Ayrıca, trafik ihtiyacının artmasıyla birlikte mevcut otoyol ağlarına şerit ilavesi projelerinde de geofoam bloklar farklı oturmaların önlenmesi amacıyla kullanılmaktadırlar (Özer, 2016). Geofoam teknolojisi ilk olarak Norveç Kara Yolları İdaresi (NPRA) tarafından 1972 yılında Norveç'te Flom Köprüsü sahasında otoyol hafif dolgusu olarak kullanılmış ve trafiğe açıldığı günden günümüze geçen yaklaşık 45 yıllık sürede servis yükleri altında başarı ile hizmet etmektedir (Aabøe 2011). Günümüzde geofoam bloklar otoyol dolgusu olarak çeşitli ülkelerde yaygınlıkla kullanılan bir teknoloji haline ulaşmıştır (NRLL, 1992; Thompsett vd., 1995; Beinbrech ve Hillmann, 1997; Perrier, 1997; Bartlett vd., 2000; Bartlett vd., 2001; Saarelainen ve Kangas, 2001; Lin vd., 2001; Stark vd., 2004a; 2004b; Farnsworth vd., 2008; Duškov ve Nijhuis, 2011; Herle, 2011; Kubota, 2011; Spasojević vd., 2011; Papacharalampous ve Sotiropoulos, 2011; Youwai vd., 2011).

Geofoam bloklardan inşa edilmiş geleneksel otoyol dolgularının (Şekil 2) deprem yükleri, rüzgar ve hidrostatik yükler gibi yanal yükler altındaki tasarımlarında bloklar arasındaki (geofoam blok-geofoam blok) ara yüzey sürtünme mukavemeti tasarım parametresi olarak karşımıza çıkar. Buna ek olarak, bloklarla üst betonarme yük yayma platformu arasındaki (geofoam blok-beton) ara yüzey ve bloklar ile temel tesviye kumu (geofoam blok-kum) ara yüzündeki kayma dayanımları da tasarımda kullanılırlar.

Bu çalışmada bahsi geçen ara yüzeylerin mukavemet paramatreleri laboratuvar ara yüzey kesme mukavemeti deneyleri ile belirlenmiş, ayrıca geofoam blok dansitesinin ara yüzey kesme davranışına (ara yüzey gerilme – şekil değiştirme) olan etkisi tartışılmıştır.

Şekil 1. EPS blok üretim aşamaları (a-b) 0.2 – 0.5 mm çapında polistiren hammadde (Yer: Austrotherm, Dilovası/Kocaeli; Fotoğraf: A. T. Özer, Tarih: 17.08.2016) (c) ön şişirme işlemi sonucunda elde edilen çapları 1 mm – 4 mm arasında değişen EPS boncuklar (Koç, 2015) (d) ön şişirilme işleminden sonra kalıp (Yer: Austrotherm, Dilovası/Kocaeli; Fotoğraf: A. T. Özer, Tarih: 17.08.2016) (e) imalat sonrası boyutsal kararlılığa erişmek için stok sahasında dinlendirilen geofoam bloklar (Yer: Austrotherm, Turgutlu/Manisa; Fotoğraf: A. T. Özer, Tarih: 11.02.2017)



Şekil 2. Geleneksel trapez kesit geofoam blok otoyol dolgusu detayları (Ateş, 2016)

2. MALZEME VE METOT

2.1. Malzeme

Geofoam blok yoğunluğunun ara yüzey mukavemetleri üzerinde etkilerini araştırmak amacıyla deneylerde EPS19 (ASTM D6817'e göre minimum yoğunluğu 18.4 kg/m³ olan) ve EPS29 (ASTM D6817'e göre minimum yoğunluğu 28.2 kg/m³ olan) iki farklı yoğunlukta geofoam blok kullanılmıştır. EPS19 ve EPS29'un eksenel gerilme-şekil değiştirme davranışını belirlemek üzere, ASTM D1621 (2010) uyarınca her yoğunluktan dört numune ile basınç dayanım testleri yapılmıştır (Özer ve Akay 2016). Basınç dayanımı testlerinde elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinden %1, %5 ve %10 birim boy kısalmalara karşılık gelen basınç mukavemetleri ile Elastisite modülü Tablo 1'de özetlenmiştir (Özer ve Akay 2016). Ayrıca, bu tabloda ASTM D6817 (2015) tarafından ortaya konan sınır değerler de karşılaştırma amacıyla yer almaktadır.

Deneylerde geleneksel geofoam blok otoyol dolgularının tabanında kullanılan tesviye kumunu temsil etmesi açısından Adapazarı bölgesinden elde edilen kötü derecelendirilmiş kum (Adapazarı Kumu) kullanılmıştır. Kumun fiziksel özellikleri Tablo 2'de özetlenmiştir.

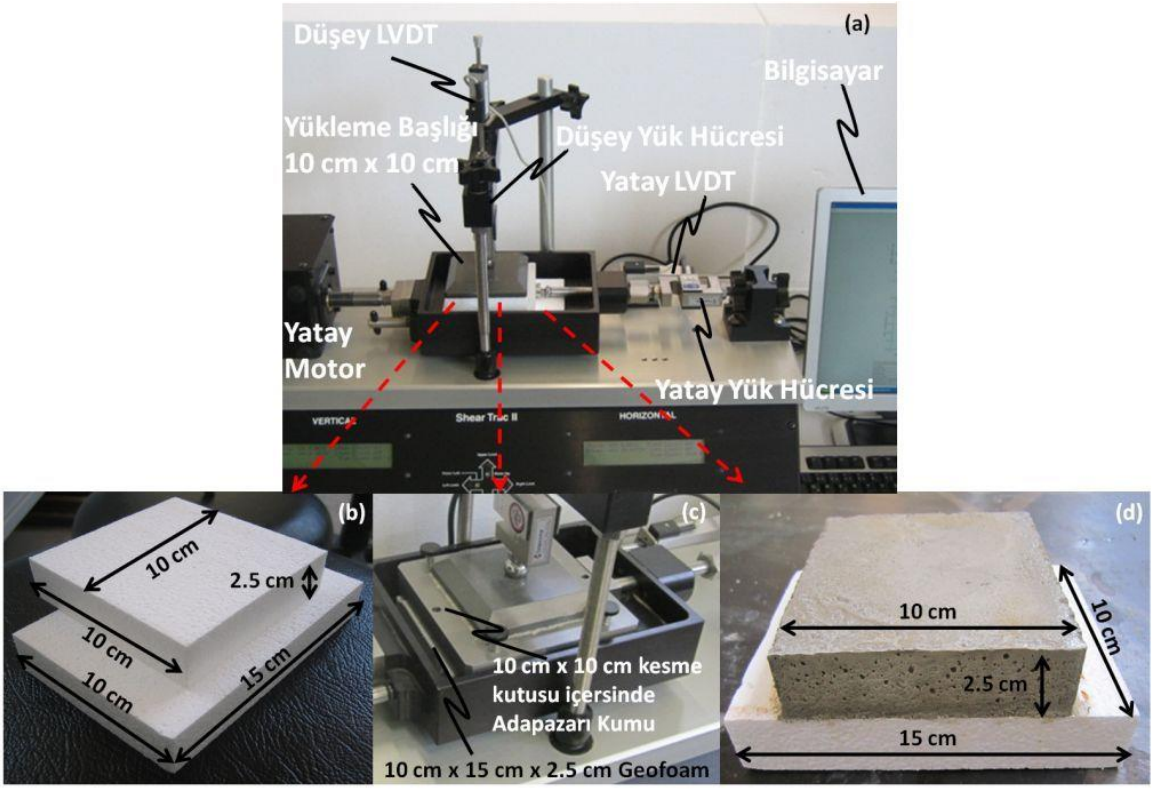
Tablo 1. Çalışmada kullanılan geofoam blokların mekanik özellikleri (Özer ve Akay, 2016)

Özellik	Tanım ve birim	Laboratuvar test değerleri minimum-maksimum (ortalama, standart sapma)	ASTM D6817 (2015) tanımı	ASTM D6817 (2015) alt sınır değerler
Yoğunluk	γ (kg/m³)	18.08-18.96 (18.54, 0.38)	EPS19	18.4
%1 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_1 (kPa)	38.0-45.5 (40.21, 3.54)		40
%5 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_5 (kPa)	90.2-96.8 (93.9,2.86)		90
%10 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_{10} (kPa)	101.2-107.1 (105.0, 2.72)		110
Elastisite Modülü	E_i (MPa)	3.5-4.1 (3.73, 0.24)		---
Yoğunluk	γ (kg/m³)	29.52-30.16 (29.9, 0.26)	EPS29	28.8
%1 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_1 (kPa)	85.8-103.2 (95.2, 7.41)		75
%5 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_5 (kPa)	182.5-188.6 (186.6, 2.7)		170
%10 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_{10} (kPa)	202.8-210.5 (206.5, 2.8)		200
Elastisite Modülü	E_i (MPa)	8.0-9.5 (9.0, 0.8)		---

Tablo 2. Adapazarı Kumunun Fiziksel Özellikleri (Ateş, 2016)

Özellik	Tanım & Birim	Değer
Zemin Sınıflandırma	Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)	SP
Dane Çapı Dağılımı	Kum (%)	99
Etkin Çap	D10 (mm)	0.16
Ortalama Çap	D50 (mm)	0.40
Üniformluk Katsayısı	Cu [-]	3.13
Eğrilik Katsayısı	Cc [-]	0.66
Yoğunluk	Gs [-]	2.66
Maksimum Boşluk Oranı	e_{max} [-]	0.91
Minimum Boşluk Oranı	e_{min} [-]	0.61
Ara yüz deneylerinde kullanılan rölatif sıkılık	D_r (%)	86
Ara yüz deneylerinde kullanılan boşluk oranı	e [-]	0.66

Geofoam blok-geofoam blok, geofoam blok-kum ve geofoam blok-beton ara yüzey mukavemetini belirlemek için herhangi bir standart deney mevcut olmamakla birlikte geosentetik-geosentetik ve geosentetik-zemin ara yüzey mukavemetlerini basit kesme metoduna göre (ASTM D3080, 2011) belirleyen ASTM D5321 (2014) metodu, geofoam-geofoam ve kilitli geofoam blok yüzeyleri arasındaki ara yüzey mukavemet davranışının belirlenmesinde kullanılmıştır (Özer ve Akay, 2014; Özer vd., 2015; Özer ve Akay, 2016; Özer vd., 2016). Benzer şekilde, bu çalışmada da ASTM D5321 (2014) metodu kullanılarak (Şekil 3) ara yüzey mukavemetleri belirlenmiştir.



Şekil 3. Ara yüzey mukavemet deney sistemi ve numune boyutları (a) basit kesme deney düzeneği (b) geofoam blok-geofoam blok (c) geofoam blok-kum (d) geofoam blok-beton

Horvath (2010) geofoam dolgu sisteminin maruz kalacağı servis yükleri altındaki tasarımında meydana gelecek deformasyonun geofoam bloğun %1 birim boy kısalmasına karşı gelen basınç mukavemetinden fazla olmamasını tavsiye etmektedir. Buna göre çalışmada kullanılan en fazla düşey gerilme, ASTM D6817'e göre EPS 19'un %1 birim boy kısalmasına karşı gelen basınç mukavemeti olan 40 kPa (Tablo 2) olarak alınmıştır. Ara yüz mukavemet deneyleri 10, 20, 30 ve 40 kPa düşey basınç altında yapılmıştır. Bu deney süresi boyunca uygulanan sabit düşey gerilmeler, 10 cm x 10 cm boyutlarındaki yükleme başlığı ile aktarılmıştır (Şekil 3).

Geofoam blok-geofoam blok ara yüzey mukavemetini belirlemede yatayda ara yüzey kayma düzlemi yaratmak için iki farklı geofoam blok üst üste gelecek şekilde deney yapılmıştır (Şekil 3b). Altta 2.5 cm kalınlığında 15 cm uzunluğunda ve 10 cm genişliğinde ve üzerinde ise 2.5 cm kalınlığında 10 cm uzunluğunda ve 10 cm genişliğinde blok kullanılarak 10 cm x 10 cm boyutlarında ara yüzey kesme düzlemi yaratılmıştır (Şekil 3b). Bu numune boyutları ülkemizde üretilen blok boyutlarının yaklaşık 1:20 ölçeğini temsil etmektedir.

Geofoam blok-kum ara yüzey deneylerinde ise düşey yük 10 cm x 10 cm boyutlarındaki yükleme başlığı arayıcılığı ile kesme kutusunun üst yarısındaki kuma uygulanmıştır (Şekil 3c). Deneylerde kullanılan Adapazarı Kumu %86 rölatif sıkılıkta kesme kutusunun üst yarısına 2.5 cm kalınlığında 15 cm uzunluğunda ve 10 cm genişliğindeki geofoam blok üzerine yerleştirilerek 10 cm x 10 cm boyutlarında geofoam blok-kum ara yüzeyi elde edilmiştir (Şekil 3c). Kırılma kriteri olarak maksimum ara yüzey kayma gerilmesi ya da %10 yanal birim deformasyona denk gelen ara yüzey kayma gerilmesi alınmıştır (ASTM D3080, 2011).

ASTM D3080'e göre kesme kutusunun genişliği 50 mm'den az olmamak üzere, kullanılan zemin numunesinin en büyük dane çapının on katıdan az olmamalıdır. Pompa ile iletilen betonlarda en büyük dane boyutu 31.5 mm ve 22.4 mm olan ince ve iri agregadan oluşan karışık (tüvenan) malzemenin, pompa ile iletilmeye en uygun dane çapı analizine göre yüzde 29 – 48'inin 8 mm'den büyük danelerden oluşması gerekmektedir (TS802, 2009). Bu agregalar için ara yüzey kayma deneyleri sırasında kullanılan 10 cm x 10 cm ara yüzey kesit alanı yeterli olmamaktadır. Dolayısı ile beton-geofoam ara yüzeyini temsil etmesi açısından TS EN 196-1'e göre standart CEN kumu (en büyük dane boyutu 2 mm) kullanılarak hazırlanan harç ile yapılmıştır. TS EN 196-1'e göre harcın 7 ve 28 günlük basınç mukavemeti sırasıyla 23 ve 31 MPa olarak belirlenmiştir. 10 cm x 10 cm boyutlarında ayrılabilen kalıp kullanılarak 2.5 cm kalınlığında 15 cm uzunluğunda ve 10 cm genişliğindeki geofoam blok üzerine dökülen ve 28 gün uygun koşullarda kür edilen numuneler üzerinde (Şekil 3d) ara yüzey kayma mukavemeti deneyleri yapılmıştır.

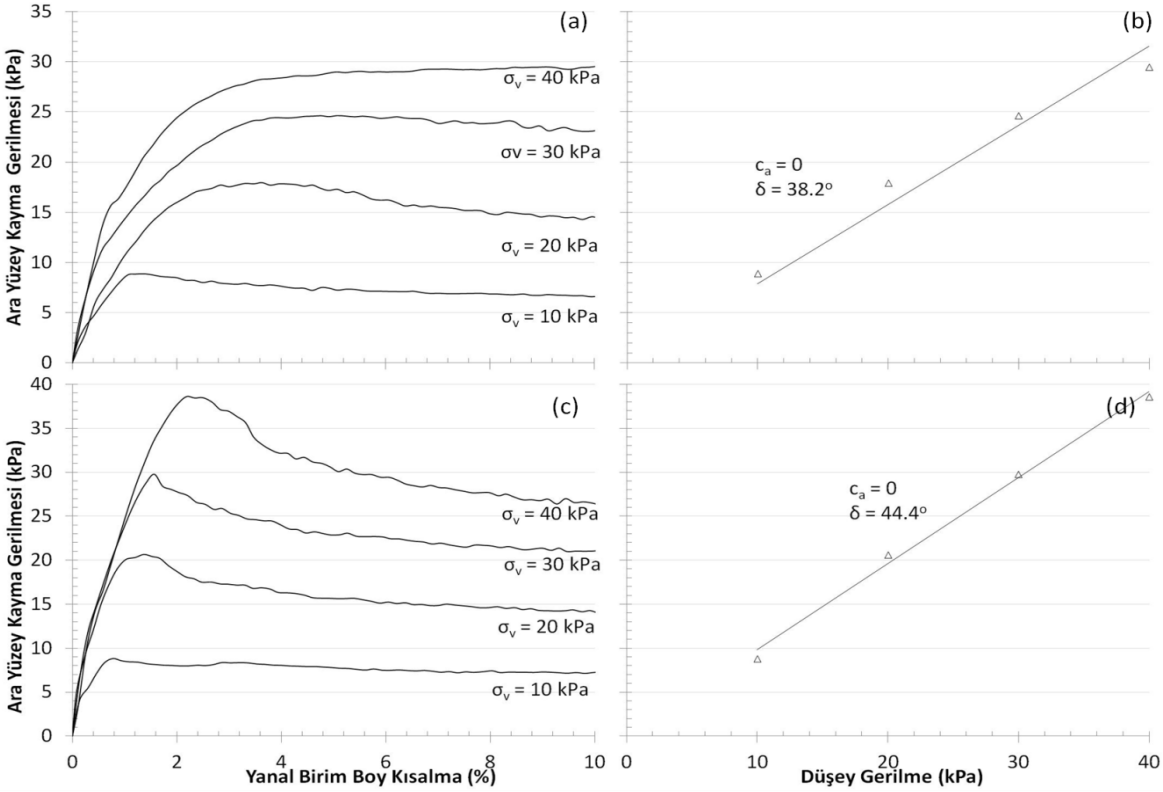
Geofoam blokların ara yüzey mukavemetleri için yapılan diğer çalışmalarda kullanıldığı üzere bu çalışmada da kesme hızı 1 mm/dk kullanılmıştır (Atmatzidis vd. 2001; Barrett ve Valsangkar, 2009; Amini, 2014; Özer ve Akay, 2014; Özer vd., 2015; Özer ve Akay, 2016 ve Özer vd., 2016). Deney düzeneğinde hem yatay hem de düşeyde yer alan yük hücreleri ve deplasman ölçerlerle deneyler sırasındaki birim boy kısalmalarla gerilmeler kayıt altına alınmıştır (Şekil 3a). Deneyler %10'luk birim yatay deplasmana karşılık gelen 1 cm'lik toplam yer değiştirmede sonlandırılmıştır.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

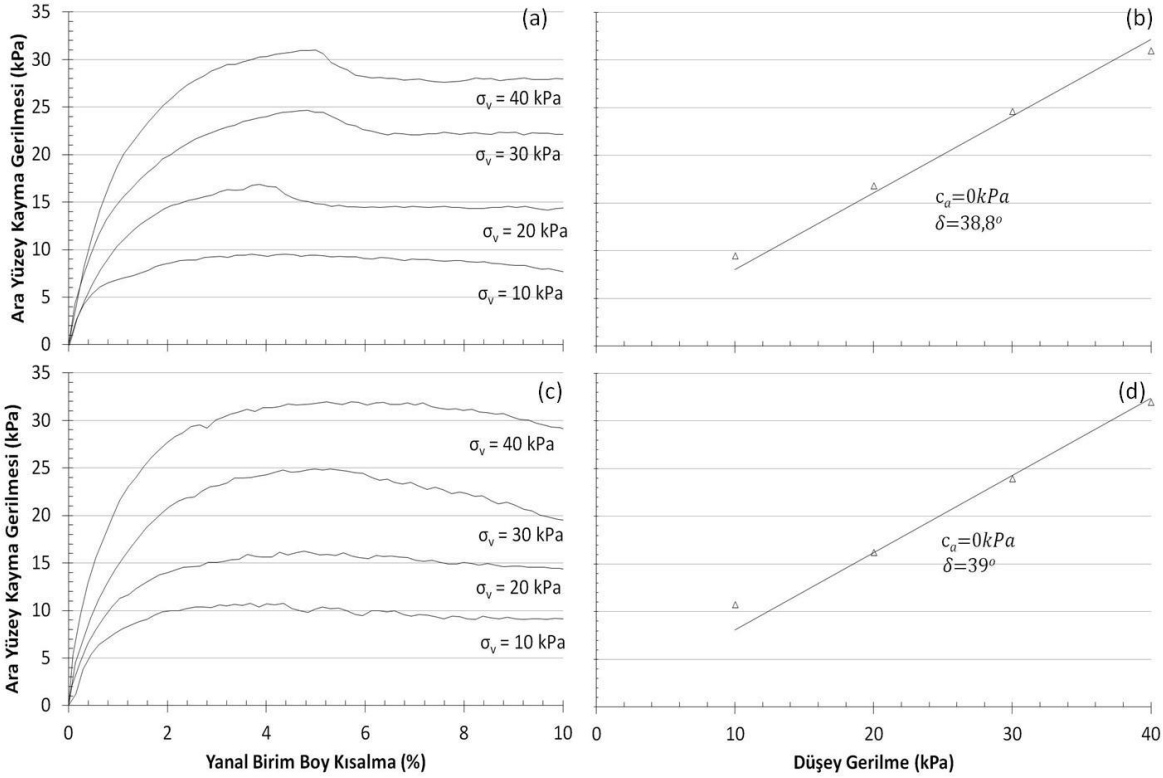
Geofoam blok-geofoam blok ara yüzey kayma mukavemeti davranışı Şekil 4'de sunulmuştur (Özer ve Akay, 2016). Mohr-Coulomb ara yüzey kırılma düzlemleri Şekil 4'de verilmiş, ara yüzey kayma mukavemeti parametreleri ise (adezyon, c_a ve ara yüzey sürtünme açısı, δ) hem Şekil 4 hem de Tablo 3'de özetlenmiştir. Geofoam blok yoğunluğundan bağımsız olarak her bir düşey basınç kademesinde geofoam blok-geofoam blok ara yüzey kayma mukavemeti hızlıca pik değere ulaşmış (yanal yer değiştirme yaklaşık %1-%3 mertebelerine erişince), sonrasında ise deneyler %10 yanal birim boy kısalmaya erişince sonlandırılmıştır. Uygulanan düşey gerilmeler arttıkça pik ara yüzey kayma mukavemeti de artış göstemiştir. Ara yüzey kırılma zarflarından da görüleceği üzere blok yoğunluğundan bağımsız olarak geofoam blok-geofoam blok ara yüzey sürtünme davranışı tamamen sürtünmeseldir (c_a=0 ve δ>0). Bununla birlikte, EPS29 bloklar arası pik ara yüzey kayma muavemeti EPS19 bloklar arası pik ara yüzey kayma mukavetinden büyük elde edilmiştir (Tablo 3, Şekil 4b ve 4d). Özer ve Akay (2016) tarafından elde edilen sonuçlar geçmiş çalışmalardan elde edilen geofoam-geofoam ara yüzey mukavemet deney sonuçları ile Tablo 3'de karşılaştırılmalı olarak verilmiştir. Tablo 3'den de görüleceği üzere Özer ve Akay (2016) tarafından belirtlenen ara yüzey mukavemet parametreleri önceki çalışmalarla (Sheeley, 2000; Negussey vd., 2001; Atmatzidis vd., 2001; Barrett ve Valsangkar, 2009) uyumludur.

Adapazarı kumu-geofoam ara yüz kayma mukavemeti davranışı Şekil 5'de sunulmuştur (Ateş, 2016). Geofoam blok-geofoam blok ara yüz deneylerinde olduğu gibi, Adapazarı kumu-geofoam ara yüzeyi için yapılan deneyler (Şekil 5) neticesinde 0-40 kPa düşey gerilme altında elde edilen davranış tamamen sürtünmeseldir. Geofoam blok-geofoam blok ara yüzey davranışının aksine, geofoam-kum ara yüzey mukavemeti geofoam blok yoğunluğundan bağımsız benzer sonuçlar vermiştir (Tablo 3, Şekil 5b ve 5d). Ateş (2016) tarafından edilen sonuçlar Atmatzidis vd. (2001) ve Negussey vd. (2001) ve Xenaki ve Athanasopoulos (2001) tarafından yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlarla uyumludur (Tablo 3).

Geofoam-beton ara yüzey gerilme-şekil değiştirme davranışları EPS19-beton ve EPS29-beton için sırasıyla Şekil 6a ve 6c'de sunulmuştur. Mohr-Coulomb ara yüzey kırılma düzlemleri Şekil 6b ve 6d'de verilmiş, ara yüzey kayma mukavemeti parametreleri ise hem Şekil 6 hem de Tablo 3'de özetlenmiştir. Geofoam-geofoam ve geofoam-kum ara yüzey gerilme-şekil değiştirme davranışından farklı olarak, geofoam-beton ara yüzey gerilme-şekil değiştirme eğrilerinde ara yüzey kayma mukavemeti pik değere %10 birim boy kısalmaya kadar ulaşmamıştır (Şekil 6a ve 6c). Dolayısı ile %10 yanal birim deformasyona denk gelen ara yüzey kayma gerilmesi pik ara yüzey mukavemeti olarak alınmıştır (ASTM D3080, 2011). Ara yüzey kırılma zarflarından da görüleceği üzere (Şekil 6b ve 6d) blok yoğunluğundan bağımsız olarak geofoam blok-beton ara yüzey sürtünme davranışı sürtünmesel-adezyonsal (c_a>0 ve δ>0) olmuştur. Geofoam-beton ara yüzeyi ile ilgili Sheeley ve Negussey (2000) tarafından yapılan çalışmada da geofoam-beton ara yüzeyinde oluşan adezyon mukavemeti vurgulanmıştır (Tablo 3). Geofoam-beton ara yüzeyinde oluşan bu adezyon mukavemeti Stark vd. (2004a, b) tarafından EPS19 ve EPS29 için sırasıyla önerilen içsel kayma dayanımı değerleri olan 27.5 kPa ve 50 kPa'dan daha yüksektir. Geofoam yoğunluğu arttıkça geofoam-beton ara yüz mukavemet değeri de artmıştır (Tablo 3, Şekil 6b ve 6d).



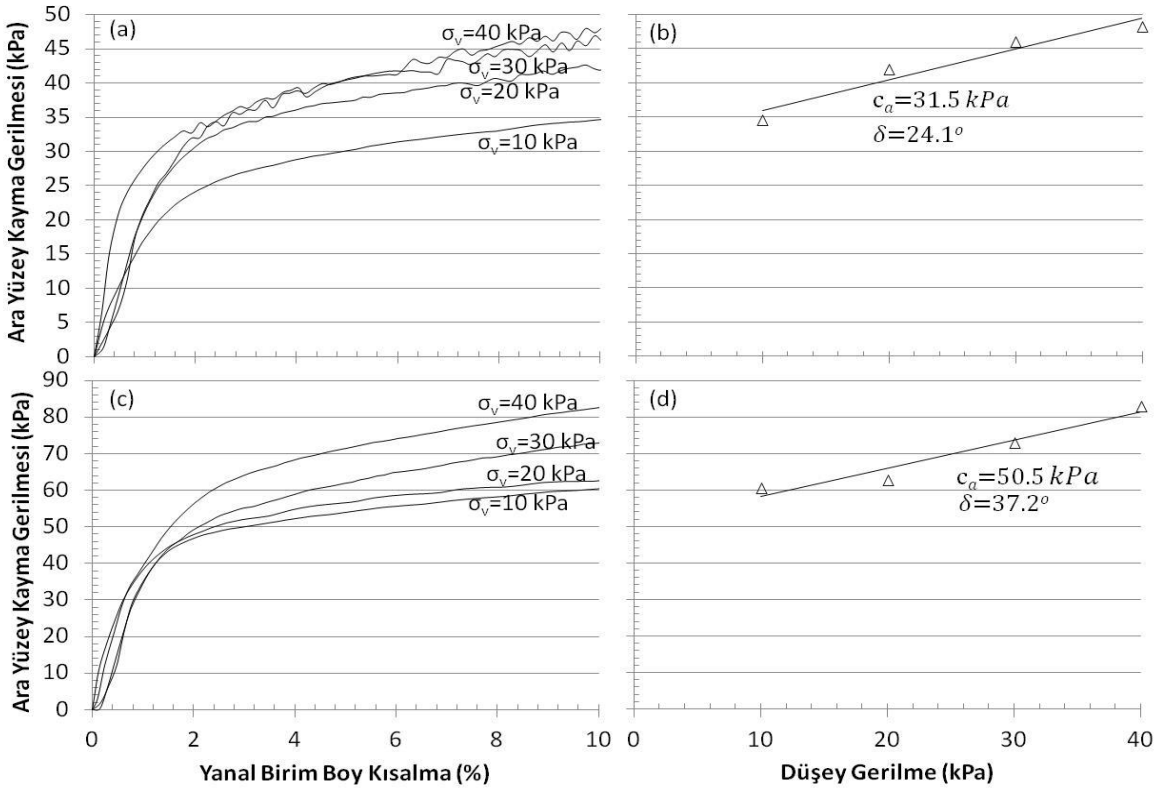
Şekil 4. Geofoam blok-geofoam blok ara yüzey gerilme – şekil değiştirme eğrileri ve kırılma zarfları (a-b) EPS19-EPS19 (c-d) EPS29-EPS29 (Özer ve Akay, 2016)



Şekil 5. Geofoam blok-kum ara yüzey gerilme – şekil değiştirme eğrileri ve kırılma zarfları (a-b) EPS19-kum (c-d) EPS29-kum (Ateş, 2016)

Tablo 3. Ara yüzey kayma mukavemeti deney sonuçları

Ara Yüzey	EPS Tipi	Referans	Ara Yüzey Mukavemet Parametreleri	
			Adezyon, c_a (kPa)	Ara yüzey Sürtünme Açısı, δ (derece)
Geofoam-Geofoam	EPS19	Özer ve Akay, 2016	0	38.2
	EPS29		0	44.0
	EPS19	Sheeley, 2000	0	40.4
	EPS29		0	40.4
	EPS19	Negussey vd., 2001	0	48.5
	EPS19	Atmatzidis vd., 2001	0	40.0
	EPS29		0	43.0
	EPS29	Barrett ve Valsangkar, 2009	0	41.0 - 46.7
Geofoam-Kum	EPS19	Ateş, 2016	0	38.8
	EPS29		0	39.0
	EPS19	Atmatzidis vd., 2001	0	38.5
	EPS15	Negussey vd., 2001	0	40
	EPS20	Xenaki ve Athanasopoulos, 2001	0	32
Geofoam-Beton	EPS19	Bu Çalışma	31.5	24.1
	EPS29		50.5	37.2
	EPS19	Sheeley ve Negussey, 2000	70.0	67.0



Şekil 6. Geofoam blok-beton ara yüzey gerilme – şekil değiştirme eğrileri ve kırılma zarfları (a-b) EPS19-beton (c-d) EPS29-beton

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Geofoam blok-geofoam blok ve geofoam blok-kum ara yüzey davranışı tamamen sürtünmesel iken, geofoam blok-beton ara yüzey davranışı sürtünmesel-adezyonsaldır. Geofoam blok-geofoam blok ve geofoam blok-beton ara yüzey mukavemetleri geofoam blok yoğunluğu ile artarken geofoam blok-kum ara yüzey mukavemeti geofoam blok yoğunluğundan bağımsız benzer sonuçlar vermektedir. Geofoam blok-geofoam blok ve geofoam blok-kum ara yüzey mukavemetinin aksine, geofoam blok-beton ara yüzeyi adezyon mukavemetine sahiptir. Bu ara yüzey adezyon mukavemeti servis yükleri altında (40 kPa) önerilen EPS19 ve EPS29'un içsel kayma dayanımından daha fazla elde edilmiştir. Tüm ara yüzey mukavemetleri düşey gerilmenin bir fonksiyonu olup düşey gerilmeler arttıkça ara yüzey kayma gerilmeleri de artmıştır. Bu çalışma neticesinde geofoam-beton ara yüzeyi için bulunan değerlerin tasarımda kullanılmasından önce büyük ölçek kesme deneylerinin yapılması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

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, Lillestrøm, Norway.

ASTM Standard D1621, 2010. 10 Standard Test Method for Compressive Properties Of Rigid Cellular Plastics. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

ASTM Standard D3080, 2011. Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained condition. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

ASTM Standard D4439, 2015. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA

ASTM Standard D5321, 2014. Standard test method for determining the shear strength of soil-geosynthetic and geosynthetic-geosynthetic interfaces by direct shear. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

ASTM Standard D6817, 2015. Standard specification for rigid cellular polystyrene geofoam. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

Ateş, Y., 2016. Kilitli EPS Blok-Kum Ara Yüzey Kayma Mukavemetinin Laboratuvar Deneyleri ile İncelenmesi. Yüksek lisans Tezi, Okan Üniversitesi, İstanbul.

Atmatzidis, D. K., Missirlis, E. G., & Theodorakopoulos, E. B., 2001. Shear Resistance on EPS Geofoam Block Surfaces. EPS Geofoam 2001: 3rd Annual Conference, Geotechnical Engineering Laboratory, University of Patras, Greece.

Amini, Z. A., 2014. Dynamic characteristics and seismic stability of expanded polystyrene geofoam embankments, Ph. D. Dissertation. University of Utah, Salt Lake City, Utah.

Barrett, J. C. ve Valsangkar, A. J., 2009. Effectiveness of connectors in geofoam block construction. Geotextiles and Geomembranes, 27 (3), 211–216.

Bartlett, S.F., Farnsworth, C., Negussey, D. & Stuedlein, A.W., 2001. Instrumentation and long-term monitoring of geofoam embankments, I-15 reconstruction project, Salt Lake City, Utah. In: Proceedings of the 3rd International EPS Geofoam Conference, Salt Lake City, Utah, USA.

Bartlett, S., Negussey, D., Kimble, M. & Sheeley, M., 2000. Use of geofoam as super-lightweight fill for I-15 reconstruction, Transportation Research Record 1736, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Beinbrech, G. & Hillmann, R., 1997. EPS in road construction—Current situation in Germany. Geotextiles and Geomembranes, 15 (1–3), 39–57.

Duškov, M. & 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.

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, Lillestrøm, Norway.

Horvath, J. S., 2010. Emerging trends in failures involving EPS-block geofoam fills, Journal of Performance of Constructed Facilities, 24 (4), 365-372.

Farnsworth, C. B., Bartlett, S. F., Negussey, D., & Stuedlein, A. W., 2008. Rapid construction and settlement behavior of embankment systems on soft foundation soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.134, No.3, 289-301.

Koç, Ş. 2015. Eps blok geofoam ve kum + eps boncuk karışımlarının sızmaya maruz kumlu şevlerde kullanılmasının laboratuvar fiziksel şev modelleri ile araştırılması. Yüksek lisans Tezi, Okan Üniversitesi, İstanbul.

Kubota T., 2011. Case history of EDO-EPS method in Japan. Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, Lillestrøm, Norway.

Lin, L., Chen F., Ho, T. & Wie, J., 2001. The development and application of EPS construction method in Taiwan. Proceedings of the 3rd International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2001, Salt Lake City, Utah, USA.

Liu, C-N., Zornberg, J. G., Chen, T-C., Ho, Y-H. & Lin, B-H., 2009. Behavior of geogrid-sand interface in direct shear mode, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (12), 1863-1871.

Negussey, D., Anasthas, N. & Srirajan, S., 2001. Interface friction properties of EPS geofoam." In: Proceedings of the 3rd International EPS Geofoam Conference, Salt Lake City, Utah, USA.

Norwegian Road Research Laboratory (NRRL)., 1992. Use of expanded polystyrene in road embankments-Design, construction and quality assurance. Public Roads Administration, Oslo, Norway.

Özer, A. T., 2016. Laboratory study on the use of EPS-block geofoam for embankment widening. Geosynthetics International, Volume: 23, No.2, 71-85.

Özer, A. T. & Akay, O, 2016. Interface shear strength chracteristics of interlocked EPS-block geofoam, Journal of Materials in Civil Engineering, 28 (4).

Özer, A. T., Akay, O & Ateş, Y., 2016. Shear strength properties of interlocked EPS-block geofoam-Ottawa sand interface, 4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 4. ICNDSMGE-ZM2016, 2-4 June 2016, Near East University, Nicosia, North Cyprus, 111-118.

Özer, A. T., Akay, O & Ateş, E., 2015. Effect of displacement rate on the interface shear strength properties of interlocked EPS-block geofoam, IRF Europe & Central Asia Regional Congress, September 15-18, 2015-Istanbul, Turkey.

Özer, A. T. & Akay, O., 2014. Use of interlocked EPS block geofoam for sandy slopes subjected to seepage flow. Proceedings of 10th International Conference on Geosynthetics, Berlin, Germany.

Özer, A. T., Kiziroğlu, S., Akyol, Y. & Ateş, E., 2012. Yumuşak killi zeminler üzerine inşa edilecek köprü yaklaşım dolguları için zemin iyileştirme metotlarının ekonomik analizi, Beşinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, G5 2012, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Mayıs 24-25, 2012, 165-176.

Özer, A. T., 2011. Yol inşaatlarında EPS blok kullanımı. EPS Haber, EPSDER Yayın Organı, Yıl: 1, Sayı: 2, 12-13.

Papacharalampous, G., & Sotiropoulos, E., 2011. First time application of expanded polystyrene in highway projects in Greece. In: Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, Lillestrøm, Norway.

Perrier, H., 1997. Ultra light cellular structure-French approach. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15 (1-3): 59–76.

Saarelainen & Kangas., 2001. Behavior of an old EPS light-weight fill at Vammala, Finland. Proceedings of the 3rd International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2001, Salt Lake City, Utah, USA.

Sheeley, M., 2000. Slope stabilization utilizing geofoam. M.Sci. Thesis. Syracuse University, New York.

Sheeley, M. & Negussey, D., 2000. An investigation of Geofoam interface strength behavior. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication No. 112, Proceedings of Soft Ground Technology Conference, Noorwijkerhout, The Nederlands, 292–303.

Spasojević, S., Mitrović, P., Vujanić, V., Jotić, M., & 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, Lillestrøm, Norway.

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), (http://trb.org/publications/nchrp/nchrp_w65.pdf), Transportation Research Board, Washington, D.C.

Stark, T.D., Arellano, D., Horvath, J.S. & Leshchinsky, D., 2004b. Guideline and recommended standard for geofoam applications in highway embankments. NCHRP Report 529, (http://trb.org/publications/nchrp/nchrp_rpt_529.pdf), Transportation Research Board, Washington, D.C.

Thompsett, D. J., Walker, A., Radley, R. J. & Grieveson, B. M., 1995. Design and construction of expanded polystrene embankments: practical design and methods as used in the United Kingdom. Construction and Building Materials, 9, No. 6, 403–411.

Türk Standardı TS EN196-1, 2009. Çimento deney metotları – Bölüm 1: Dayanım tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Türk Standardı TS802, 2009. Beton karışım tasarımı hesap esassları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Xanaki, V. C. & Athanasopoulos, G. A., 2001. Experimental investigation of the interface mechanism at the EPS geofoam-sand interface by direct shear testing. Geosynthetics International, 8(6), 471–499.

Youwai, S., Kongkitkul, W., Sripobink, T. & 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, Lillestrøm, Norway.

ZAYIF ZEMİN ÜZERİNE İNŞA EDİLEN DOLGUDA GEOKOMPOZİTİN SIKIŞTIRMA DESTEĞİ OLARAK UYGULANMASI

Tolga Tonguç DEĞER [1]

ABSTRACT

Alat-Astara Motorways Project consists of the construction of completely new road, which will form a part of the important road connection between Azerbaijan and Iran. 32.2 km long part of the Alat-Astara Motorway between Masalli to Jalilabad is located on young alluvial deposits with an extremely flat topography and ground water level is generally very close to the ground surface. According to site investigations, main soil type encountered along the alignment of the road is clay of low to high plasticity. Although there are parts of the road where foundation soil is weak with CBR of less than 3, there are not bearing capacity, consolidation or slope stability problem due to the low embankment height (generally H_{emb} < 3m) and gentle slope. On the other hand, embankment fills made over this foundation could not meet the design requirements regarding the compaction, whatever the compaction effort is. The use of geocomposite, made of high tensile strength PET woven geogrid and nonwoven geotextile, was proposed at the base to increase compaction degree. To quantify the contribution of the geocomposite, a right hand side of a 100 meter trial embankment was constructed with geocomposite while the left hand side of the same embankment was constructed unreinforced. It was observed that the use of geocomposite at the base significantly increased compaction degree, especially for first two lifts of the fill and enabled to achieve the necessary compaction levels.

ÖZET

Azerbaycan ile İran arasındaki Alat-Astara Otoyol Projesi'nin Masalli ile Jalilabad arasındaki yaklaşık 32 km uzunluğundaki bölümü, düz bir topografyada genç alüvyon yatakları üzerinde yer almaktadır. Yeraltı su seviyesi genellikle yüzeye oldukça yakındır. Yol güzergâhında yapılan arazi incelemelerine göre karşılaşılan ana zemin birimi düşük veya yüksek plastisiteli kil olarak belirlenmiştir. Güzergâhın belirli bir bölümünde yol dolgusu altında zayıf zemin tabakası olmasına rağmen, dolgu yüksekliğinin 3 metrenin altında olması ve topografyanın düz olması nedeniyle taşıma kapasitesi, konsolidasyon ve şev stabilite problemleri mevcut değildir. Öte yandan bu zayıf taban zemini üzerine serilen ilk dolgu tabakası sıkıştırılırken, zayıf zeminin düşük kayma dayanımından ötürü silindir dolaştığı sırada dolgunun yüzeyinde dalgalanmalar oluştuğu gözlenmiştir. Bu dalgalanma nedeniyle sıkıştırma enerjisi silindirden dolguya tam olarak aktarılamamakta ve dolayısıyla dolgunun ilk birkaç tabakasında, sıkıştırma çabası ve tabaka kalınlığı ne olursa olsun, yeterli sıkışma sağlanamamıştır. Sıkıştırma derecesini artırmak için dolgu taban zemini

[1] Dr., DEĞER, T.T., İstanbulTeknik, tongucdeger@istanbulteknik.com

üzerine donatı olarak yüksek gerilme mukavemetli örgülü polyester geogrid ve ayırma amaçlı örgüsüz geotekstilden oluşan bir geokompozit serilerek, sıkıştırma sırasında dolgunun tabandan desteklenmesi önerilmiştir. Geokompozitin katkısını gözlemlemek için 100 metre tül uzunluğundaki deneme dolgusunun sağ tarafı geokompozit serilmiş taban zemini üzerine, aynı kesimin sol tarafı donatısız taban zemini üzerine yapılmıştır. Taban zemini üzerine geokompozit serilmesinin özellikle dolgunun ilk iki kademesinde sıkıştırma derecesini önemli ölçüde arttırarak gerekli sıkıştırma derecelerinin elde edilmesini sağladığı gözlemlenmiştir.

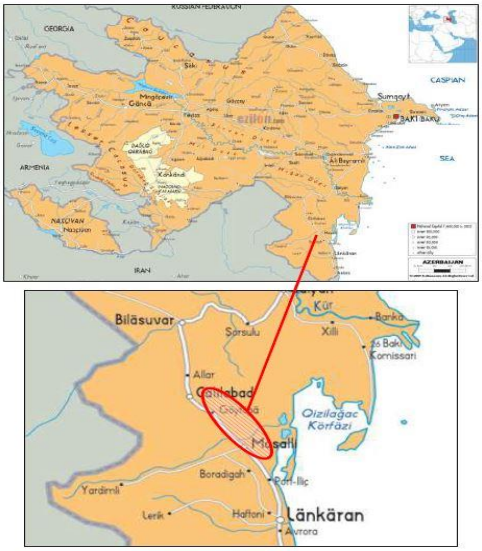
1. GİRİŞ

Geosentetikler yol yapımlarında farklı amaçlarla kullanılmaktadır. Ayırma, filtrasyon, drenaj, su yalıtımı, donatı (dolgu güçlendirme, donatılı toprak duvar vb.), şev koruma ve erozyon önleme geosentetiklerin sıkça görülen kullanım amaçlarındandır. Kullanılan geosentetiğin tipine ve geosentetiğin kullanıldığı yere göre geosentetikler bu fonksiyonların bir veya birden fazlasını aynı anda yerine getirebilir. Literatürde geosentetiklerin bu amaçlarla kullanımını anlatan çok sayıda çalışma mevcuttur (Holtz vd. 1998).

Bu geleneksel kullanım amaçları dışında, proje sahasının yeri, yakın çevredeki malzeme özellikleri, teknik gereksinimler gibi proje özellikleri ve ihtiyaçlarına göre geosentetikler farklı amaçlarla da kullanılabilmektedir. Bu bildiride; Azerbaycan Alat-Astara Otoyol Projesi'nde yolun suya doygun zayıf zemin tabakaları üzerine oturduğu bölümlerde, zayıf zemin tabakası ile yol dolgusu arasında geokompozit (geotekstil-geogrid) kullanımı ile yol dolgusundaki sıkıştırma derecelerinin arttırılmasını amaçlayan bir uygulama anlatılmıştır.

2. PROJEYE AİT GENEL BİLGİLER

Alat-Astara Otoyol Projesi, Azerbaycan ve İran arasında tamamen yeni bir yol inşa edilmesini amaçlayan bir projedir. Bu kapsamda, Masalli ile Astana arasında projenin bir parçasını oluşturacak yaklaşık 32 km uzunluğunda yol inşaa edilecektir. Proje yer bulduru haritası Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. Yer Bulduru Haritası (Aksoy vd. 2015)

2.1. Genel Zemin Yapısı

Alat-Astara Otoyol Projesi'nin Masalli ile Astana arasındaki yaklaşık 32 km uzunluğundaki bölümü düz bir topografyada, genç alüvyon yatakları üzerinde yer almaktadır. Geomed Geoteknik Müşavirlik, Etüd, Denetim ve Ticaret A.Ş. tarafından yürütülen geoteknik çalışmalar kapsamında güzergâhta toplam 47 adet sondaj ve belirli aralıklarda gözlem çukurları açılmıştır. Yol güzergâhında yapılan bu arazi incelemelerine göre karşılaşılan ana zemin birimi düşük veya yüksek plastisiteli kil, yer yer de siltli-killi kum veya kumlu silt olarak belirlenmiştir (Aksoy vd. 2015). Yeraltı su seviyesi genellikle yüzeyden 0,8 m ile 2 m arasında bir derinlikte gözlenmiştir.

2.2. Problemin Tespiti

Proje güzergâhının belirli bölümlerinde, tabanda zayıf zemin olarak nitelendirilen zemin tabakaları tespit edilmiştir. Bu zayıf tabii zemin tabanı üzerine gelecek yol dolgu yüksekliklerinin 3 metrenin altında olduğu kesimlerde, dolgu yüksekliğinin alçak olması ve topografyanın düz olması nedeniyle taşıma kapasitesi, konsolidasyon ve şev stabilitesi açısından herhangi bir problem mevcut değildir.

Ancak dolgu malzemesi Karayolları Zemin Sınıflandırma Sistemine (AASHTO M 145) göre A1a ve A1b (Tablo 1) sınıflandırılan ince dane içeriği az olan granüler nitelikli dolgu malzemesi olmasına rağmen, silindir dolaştığı sırada dolgunun yüzeyinde dalgalanmalar oluştuğu gözlenmiştir. Zayıf taban zeminin düşük kayma dayanımından ötürü serilen ilk dolgu tabakaları sıkıştırılırken oluşan bu dalgalanma nedeniyle, sıkıştırma enerjisi silindirden dolguya tam olarak aktarılamamaktadır. Dolayısıyla dolgunun ilk birkaç tabakasında, sıkıştırma tekniği (silindirin hızı, geçiş sayısı, sıkıştırma çabası vb.) ve tabaka kalınlığı ne olursa olsun, proje teknik şartnamesine göre gerekli olan dolgu sıkışma seviyeleri (minimum % 93 Modifiye Proctor Sıkılığı) sağlanamamıştır.

Tablo 1. Karayolları Zemin Sınıflandırma Sistemi (AASHTO M 145)

Genel Sınıflandırma		Daneli Zeminler (No.200 Elekten Geçen ≤%35)							Silt-Kil Zeminler (No.200 Elekten Geçen > %35)			
		A-1			A-2				A-4	A-5	A-6	A-7*
Zemin Grupları		A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Dane Çapı dağılım Özellikleri	No. 10 Elekten Geçen (%)	≤50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	No. 40 Elekten Geçen (%)	≤30	≤50	>50	-	-	-	-	-	-	-	-
	No. 200 Elekten Geçen (%)	≤15	≤25	≤10	≤35	≤35	≤35	≤35	>35	>35	>35	>35
Plastisite Özellikleri	Likit Limit (%)	-	-	-	≤40	>40	≤40	>40	≤40	>40	≤40	>40
	Plastisite İndisi (%)	≤6	≤6	N.P	≤10	≤10	>10	>10	≤10	≤10	>10	>10
Grubu Oluşturan Başlıca Zeminler		Taş parçaları çakıl ve kum		İnce kum	Siltli veya Killi çakıllar ve kumlar				Siltli Zeminler		Killi Zeminler	
Yol Altyapısı olarak Değerlendirilmesi		Çok iyi- İyi							Orta-Kötü			

* **A-7-5** için $I_p \leq (w_L-30)$ ve **A-7-6** için $I_p > (w_L-30)$

2.3. Geokompozitle Sıkıştırma Desteği

Gerekli sıkışma seviyelerinin sağlanması yol dolgusunun uzun dönem performansında büyük önem taşımaktadır. Özellikle toplam dolgu kalınlığının 1 metre civarında olduğu alçak dolgularda, ilk birkaç dolgu tabakasında yeterli sıkışmaların sağlanması daha büyük

önem taşımaktadır. Bu nedenle dolgularda yeterli sıkışma seviyelerini sağlamak adına alternatif çözüm yöntemleri değerlendirilmiştir.

Bunlardan biri zayıf zemin tabakasının yaklaşık 1 metre kalınlığında kazılarak kaldırılması ve dolgu altında bir iyileştirme tabakası oluşturulmasıdır. Bu alternatif, yer altı su seviyesinin yüzeye çok yakın olması ve iyileştirme tabakasında kullanılacak filtrasyon ve drenaj kriterlerini sağlayacak nitelikte malzemenin proje sahasının yakınında bulunmaması nedeniyle tercih edilmemiştir. Yine kireç ile zemin stabilizasyonu veya zemin tabanındaki malzemenin havalandırılarak kurutulması ve kayma mukavemetinin arttırılması gibi alternatifler de değerlendirilmiş ancak bölgede uygun ekipmanların olmaması ve bölgedeki iklim şartları (yağış miktar ve sıklıkları) göz önüne alınarak bu yöntemler de proje için uygun görülmemiştir.

Bir başka alternatif olarak taban zemini üzerine maksimum çekme dayanımı 35 kN/m olan örgülü polyester geogrid ve örgüsüz geotekstilden mamul bir geokompozit serilerek, sıkıştırma sırasında dolgunun tabandan desteklenmesi önerilmiştir. Problemin esas sebebi zayıf taban zeminin düşük kayma dayanımından ötürü silindir dolaştığı sırada dolgunun yüzeyinde oluşan dalgalanmaların, sıkıştırma enerjisinin silindirden dolguya tam olarak aktarılmasını önlemesidir. Geokompozit ile dolgu tabanında bir destek platformu oluşturularak enerji transfer mekanizmasının iyileştirilmesi ve dolguda gerekli sıkışma seviyelerinin sağlanması hedeflenmiştir.

Geogrid kullanılarak sıkışma kapasitesinin arttırılması, daha önceki çalışşmalarda geogridin dolgunun sıkıştırılması sırasında yanal yayılımı azaltması ile ilişkilendirilmiştir. (Foster, 1999). Ancak bu sıkışma kapasitesi artışının daha iyi anlaşılabilmesi için, enerji transfer mekanizması daha detaylı olarak incelenmelidir.

3. DENEME DOLGUSU

Geokompozitin etkinliğini yerinde değerlendirmek için 100 metre tül uzunluğunda deneme dolgusu oluşturulmultur. Gövdenin sağ tarafı geokompozit serilmiş taban zemini üzerine, aynı kesimin sol tarafı donatısız taban zemini üzerine yapılmıştır (Şekil 2).

Şekil 2. Deneme Dolgusunda Geokompozitin Serilmesi

Deneme dolgusu için yol gövdesinin her iki tarafına da aynı dolgu malzemesi serilmiş ve dolgu aynı sıkıştırma ekipmanı ve tekniği ile sıkıştırılmıştır. Deneme dolgusunun imal edildiği kısımdaki taban malzemesi düşük plastisiteli Kil (CL) veya yüksek plastisiteli Kil (CH) olarak sınıflandırılmış malzemedir. Tablo 2'de deneme dolgusunun yapıldığı kısımdaki taban zemininden alınan numuneler üzerinde yapılmış laboratuvar testlerinin sonuçları sunulmuştur.

Tablo 2. Deneme Dolgusu Altındaki Taban Malzemesine Ait Laboratuvar Test Sonuçları

Numune		Su Muhtevası	Kuru Birim Hacim Ağırlığı	Kıvam Limitleri			Zemin Sınıfı
	Derinlik (m)	Wn (%)	γ_d (kN/m^3)	LL	PI	LI	
Sondaj # 1	1.0 -1.5	27	15.5	49	21	28	CL
	3.0 – 3.5	29	15.2	58	26	32	CH
Sondaj # 2	1.0 -1.5	-	-	36	21	15	CL
	3.0 – 3.5	34	13.6	50	26	24	CH
	5.0 -5.5	27	14.6	28	22	6	CL

Deneme dolgusu imalatı sırasında geokompozit ile desteklenmiş sağ dolgu gövdesi ile donatısız tabanın üzerine oturan sol dolgu gövdesi arasında önemli farklar gözlenmiştir. Dolgu sırasında dört dolgu tabakasında sıkışma seviyeleri ölçülmüş ve kalite kontrol amaçlı yükleme testi (proof roll test) yapılarak deformasyonlar ve tekerlek izi derinlikleri gözlenmiştir. Yapılan kalite kontrol testleri ve elde edilen sıkışma seviyeleri Tablo 3'te sunulmuştur. Yükleme testlerinde dolgu yüzeylerinde oluşan deformasyonlarda ve tekerlek izlerinde donatılı tabana oturan dolgularda ciddi miktarda azalmalar gözlenmiştir. Zayıf zemin üzerine geokompozit serilmesinin özellikle dolgunun ilk iki kademesinde sıkıştırma derecesini önemli ölçüde arttırarak gerekli sıkıştırma derecelerinin elde edilmesini sağladığı belirlenmiştir. Geokompozitin hemen üstündeki ilk tabakada sıkışma seviyeleri yüzde 88.2 Modifiye Proctor Sıkılığından (AASHTO T180) yüzde 99.0 Modifiye Proctor Sıkılığına, ikinci tabakada yüzde 91 sıkılıktan yüzde 96.6 Modifiye Proctor Sıkılığına ulaşmıştır. Bu sayede gerekli dolgu sıkışma seviyesi olan yüzde 93 Modifiye Proctor Sıkılığı bütün tabakalarda sağlanmıştır.

Tablo 3. Deneme Dolgusunda Yapılan Yükleme Testleri ve Arazi Sıkışma Deneyleri

	Sol Taraf (Geokompozitsiz)		Sağ Taraf (Geokompozitli)		Sol	Sağ
Deneme Dolgusu	Ortalama Deformasyon (cm)	Tekerlek İzi (cm)	Ortalama Deformasyon (cm)	Tekerlek İzi (cm)	Sıkışma Seviyesi (%)	Sıkışma Seviyesi (%)
Dolgu Tabakası #1	3.2	7.3	0.8	1.7	88.2	99.0
Dolgu Tabakası #2	4.6	1.0	1.2	0.9	91.0	96.6
Dolgu Tabakası #3	0.8	1.6	0.2	0.5	96.1	97.6
Dolgu Tabakası #4	0.0	0.3	0.2	0.3	94.4	98.5

4. SONUÇLAR

Zayıf zemine oturan dolgularda taşıma kapasitesinin arttırılması, farklı oturmaların azaltılması, yanal ötelenmelerin ve dönel kaymaların önlenmesi amacıyla geosentetik taban donatısı kullanılması sıkça karşılaşılan bir uygulamadır. Bu çalışmada yumuşak zemine oturan bir dolguda, geosentetiğin sıkıştırma yardımcı elemanı olarak kullanılarak dolgudaki sıkıştırma seviyelerinin arttırıldığı bir uygulama sunulmuştur. Geokompozitin katkısını gözlemlemek için 100 metre tül uzunluğundaki deneme dolgusunun sağ tarafı

geokompozit (örgülü geogrid ve örgüsüz geotekstilden mamul) serilmiş taban zemini üzerine, aynı kesimin sol tarafı donatısız taban zemini üzerine imal edilmiştir. Taban zemini üzerine geokompozit serilmesinin özellikle dolgunun ilk iki kademesinde sıkıştırma derecelerini önemli ölçüde arttırarak, gerekli sıkıştırma derecelerinin elde edilmesini sağladığı gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

Holtz, R. D., Christopher, B. R., and Berg, R. R. (1998) Geosynthetic design and construction guidelines. No. FHWA HI-95-038.

Aksoy, S., Yardım, C., Bahar, E., Onem, G. M., Dogru, A., Aydın, S., Uluca, B., and Cal, C. (2015) Alat-Astara highway Masalli to Jalilabad intersection additional site investigation and geotechnical report of Km: 134 +390 – 142+890 section highway embankment. Geotechnical Investigation Report, Rev 4, Geomed.

Foster, J. P. (1999) An examination of the use of geogrid as a compaction aid. Master of Science in Civil Engineering, Montana-State University-Bozeman.

DONATI İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ANKRAJLARIN DAVRANIŞININ DENEYSEL VE SAYISAL OLARAK BELİRLENMESİ

Selçuk BİLDİK[1] M. Salih KESKİN [2] Gizem MISIR [3]
Edward A. DICKIN [4] Mustafa LAMAN [5]

ABSTRACT

In this study, the uplift capacity of a strip anchor embedded in geogrid-reinforced sand was investigated numerically and experimentally. In the numerical analyses and experimental studies, the parameter of inclination angle of geogrid-reinforcement was investigated. Some practical design parameters were suggested for the relavent foundation engineering applications. Finally, it was concluded that the uplift capacity values of strip anchors embedded in sand, depending on the reinforcement geogrid arrangement, be significantly increased that of the unreinforced case.

Keywords: Centrifuge, uplift capacity, geogrid, Plaxis, breakout factor.

ÖZET

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş kum zemine gömülü şerit ankrajın çekme kapasitesi, sayısal ve deneysel olarak araştırılmıştır. Analizlerde ve deneylerde, geogrid donatısının yerleştirme açısının çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sayısal sonuçlar değerlendirilerek, temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir. Sonuç olarak kum zemine gömülü bir şerit ankrajın nihai çekme kapasitesinin, uygun donatı yerleşimine bağlı olarak, donatısız duruma göre, önemli mertebelerde arttığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Santrifüj, çekme kapasitesi, geogrid, Plaxis, kopma faktörü.

1. GİRİŞ

Günümüzde farklı amaçlar için kullanılan yapı türlerinin artmasıyla birlikte, temel sistemlerinin maruz kaldığı dış yüklerde de değişiklikler söz konusu olmaya başlamıştır. Televizyon ve iletişim kuleleri, asma köprüler, çadır tipi çatılar, yüzen platformlar ve kuleler gibi yapılar kendilerine etki eden yanal yüklerin etkisiyle temellerinde çekme gerilmelerine maruz kalırlar. Bu tür yapılarda temel sistemlerinin çekme gerilmelerine

[1] Yrd. Doç. Dr., BİLDİK, S., İstanbul Gelişim Üniversitesi, sbildik@gelisim.edu.tr
[2] Doç. Dr., KESKİN, M.S., Dicle Üniversitesi, mskeskin@dicle.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., MISIR, G., Karamanoğlu Mehmet Bey Üniversitesi, gmisir@kmu.edu.tr
[4] Prof. Dr., DICKIN, E.A., Liverpool Üniversitesi, dickin@lic.ac.uk
[5] Prof. Dr., LAMAN, M., Phd; Liverpool Üniversitesi, lamanmustafa@gmail.com

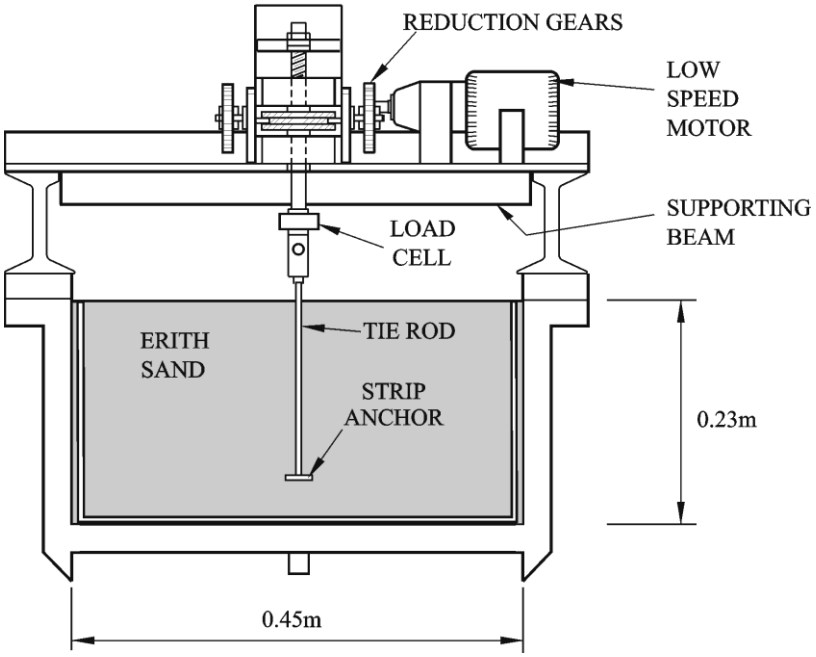
göre tasarlanması gerekmekte olup, bu tür yapılarda ankraj sistemleri kullanılmaktadır. Güçlendirilmemiş zemine gömülü ankrajların davranışı üzerinde birçok araştırmacı çalışmalar yapmıştır. Yayın hattı küllerinin inşaatı için Giffels ve ark. (1960), Ireland (1963) ve Adams ve Hayes (1967) tarafından büyük ölçekli arazi deneyleri yapılmıştır. Ayrıca laboratuvar ortamında Majer (1955), Balla (1961), Downs ve Chieurzzi (1966), Baker ve Kondner (1966), Meyerhof ve Adams (1968), Hanna ve Carr (1971), Hanna ve Sparks (1973), Das ve Seeley (1975 a,b), Clemence ve Veesaert (1977), Andreadis ve ark. (1981), Sutherland ve ark. (1982), Murray ve Geddes (1987) ve Ghaly ve ark. (1991a, b) gibi birçok araştırmacı küçük ölçek deneylerle ankrajların davranışını incelemiştir. Ayrıca Ovesen (1981), Tagaya ve ark. (1983, 1988), Dickin (1988) ve Dickin ve Leung (1990, 1992) gibi araştırmacılar santrifüj modelleme tekniğini geliştirerek tam ölçekli prototip modeller ankrajların davranışı üzerinde çalışmalar gerçekleştirmişlerdir.

Geoteknik uygulamalarında geosentetiklerin kullanılmaya başlamasıyla, ankraj kapasitesinin arttırılmasında da donatılı zeminlerin davranışı incelenmeye başlanmıştır. Donatılı zeminlerin ankraj sistemlerinde kullanılması üzerine ilk çalışma Subbarao ve ark. (1988) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada polipropilen şerit bağlar kullanılarak ankraj plakalarının kapasitesinde artış olduğu görülmüştür. Selvadurai (1993) geogrid ile güçlendirilmiş kum zemine gömülü boruların çekme kapasitesini incelemiştir. Güçlendirilmiş sistemde çekme kapasitesi %100 civarında artış göstermekte, çekme kapasitesinin artmasıyla oluşan deplasmanlar da artarak zemin daha esnek davranmaktadır. Ilamparuthi ve Dickin (2001a ve b) güçlendirilmiş kum zemine gömülü kazık ankrajların davranışı üzerinde çalışmışlardır ve kopma faktörünün bulunması için hiperbolik bir model önermişlerdir. Kinshri ve ark. (2005) donatı boyunun ve donatı rijitliğinin çekme kapasitesine etkisini dikdörtgen ankrajlar üzerinde araştırmışlardır.

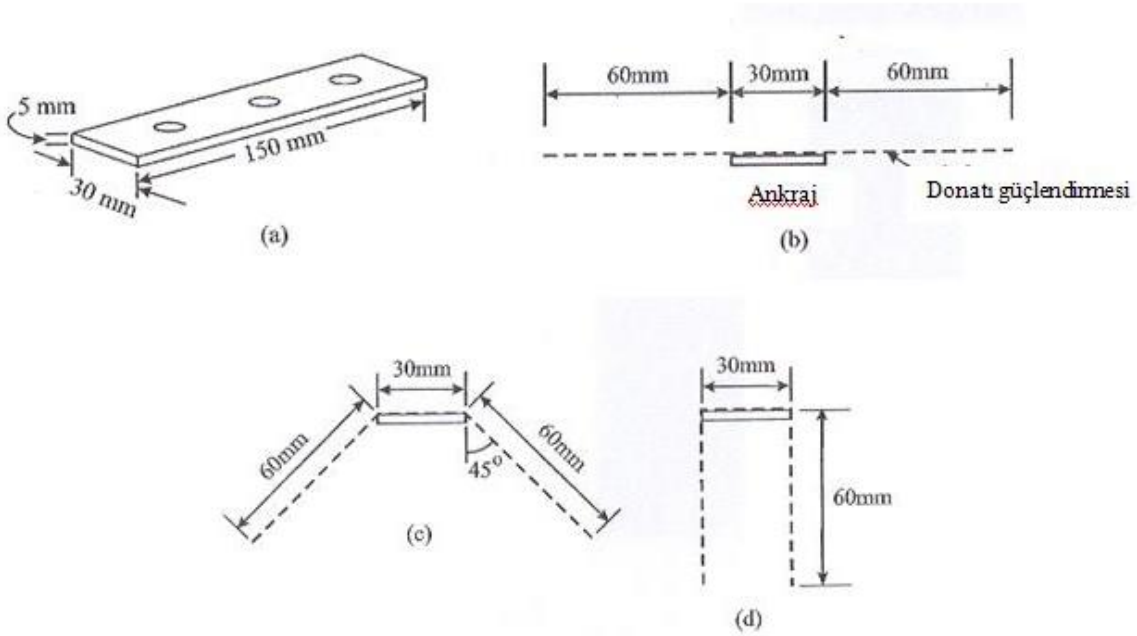
Bu çalışmada donatı ile güçlendirilmiş ankrajların davranışı santrifüj deneyleri ile araştırılmış olup, elde edilen sonuçlar sonlu elemanlar programı ile elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Yüzeysel gömülme derinliğinde gerçekleştirilen çalışmada donatının farklı açılarda yerleştirilmesi durumunda çekme kapasitesindeki değişim incelenmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

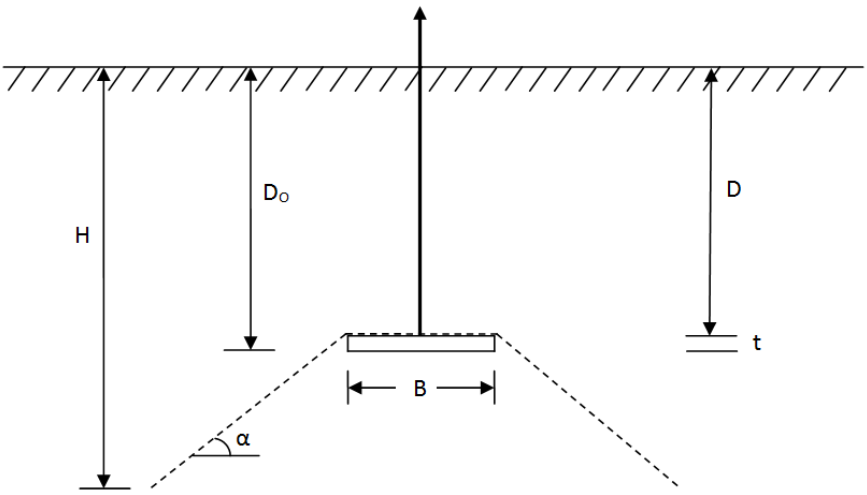
Deneysel çalışmalar Liverpool Üniversitesi'nde mevcut santrifüj düzeneğinde gerçekleştirilmiştir. Deney düzeneğinin şematik olarak gösterimi Şekil 1'de sunulmaktadır. Deneylerde düşey yüklemede ankrajlar 0.3 mm/dk hız ile çekilmekte olup, çekme kuvvetinin belirlenmesi amacıyla 4.45 kN kapasiteli yük hücresi kullanılmıştır. Deneyler N=33.3 yerçekimi ivmesi altında gerçekleştirilmiş olup, model ankrajların genişliği B_M=30mm, uzunluğu L_M=150mm ve kalınlığı t=5mm'dir. Deneysel çalışmalar, H/B=5 gömülme derinliğinde gerçekleştirilmiş olup, donatı ile güçlendirme durumunda donatının $\alpha=0^o$, 45° ve 90° açılarda bulunması durumu için gerçekleştirilmiştir. Donatının farklı açılarda yerleştirilmesi için yerleşim tipi Şekil 2'de, yapılan deneysel çalışmada donatının ankraj ile ilişkisi Şekil 3'de gösterilmektedir.



Şekil 1. Deney Düzeneği



Şekil 2. Geogrid Güçlendirme Konfigurasyonları



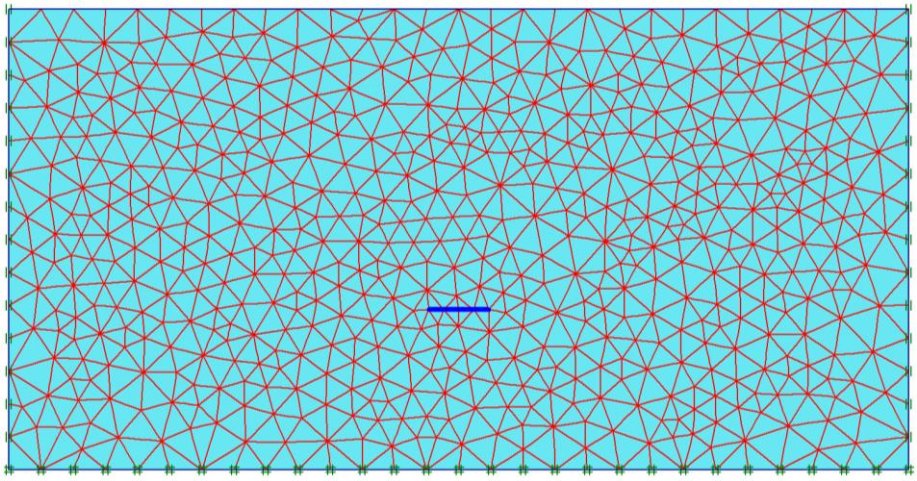
Şekil 3. Güçlendirme Elemanı ile Ankraj Plakasının Yerleşimi

3. SAYISAL ANALİZLER

Deneysel çalışmalara ait modeller sonlu elemanlar programı ile analiz edilmiştir. Analizler Plaxis V8.2 bilgisayar programı ile gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizler, santrifüj deneyinde kullanılan boyutlar kullanılarak, 2 boyutlu ve düzlem şekil değiştirme koşullarında gerçekleştirilmiştir. Zemin ortamı, 15 düğümlü üçgen elemanlarla modellenmiştir. Çalışmada kum, pekleşen zemin olarak adlandırılan (hardening soil) elastoplastik hiperbolik model kullanılarak modellenmiştir. Kum malzemesinin modellenmesinde kullanılan parametreler üç eksenli basınç deneyinden elde edilmiş olup Tablo 1'de sunulmaktadır. Analizlerde kullanılan model temel plakası, kiriş eleman ile modellenmiştir. Kiriş malzemesinin özellikleri, EI=163kNm^2/m ve EA=3.4x10^{5}kN/m'dir. Analizlerde, geogrid donatı tabakalarını modellemek için geotekstil elemanlar kullanılmıştır. Geogrid donatı tabakalarının EA değeri programa 1x10^{5}kN/m olarak girilmiştir. Sonlu elemanlar modeli Şekil 4'de gösterilmektedir.

Tablo 1. Kum için model parametreleri

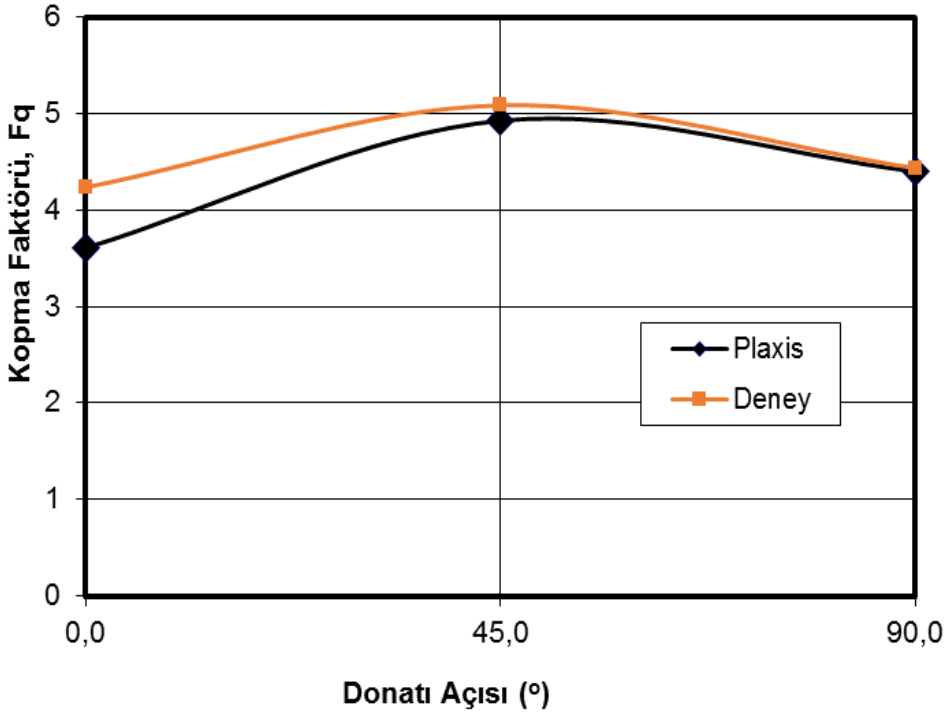
Parametre Adı	Simge	Birim	Kum
Birim hacim ağırlık	γ	kN/m^3	14.5
Üç eksenli yükleme rijitliği	E_{50}	kN/m^2	5000
Ödometre yükleme rijitliği	E_{OED}	kN/m^2	5000
Üç eksenli yükleme boşaltma rijitliği	E_{UR}	(kN/m^2)	15000
Kohezyon	c	(kN/m^2)	0
İçsel sürtünme açısı	ϕ	(^{o})	35
Dilatasyon açısı	ψ	(^{o})	0
Poisson oranı	ν	-	0.2
Gerilme seviyesine bağlı üs değeri	m	-	0.65
Yanal zemin basıncı katsayısı	K_0	-	0.43



Şekil 4. Sonlu Elemanlar Modeli (H/B=5)

4. DENEYSEL VE SAYISAL SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Donatı yerleştirilme açısının şerit ankrajın çekme kapasitesine etkisinin araştırılması amacıyla, 3 farklı donatı yerleştirilme açısında analizler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar kopma faktörü (F_q) cinsinden $F_q=Q_u/\gamma*A*D_f$ olarak ifade edilmektedir. Burada Q_u, çekme kapasitesi, γ, kumun birim hacim ağırlığı, A, şerit ankrajın alanı, D_f ise ankraj gömülme derinliği olarak ifade edilmektedir. H/B=5 gömülme derinliği için sonuçlar Şekil 5'de karşılaştırılmaktadır. Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde donatının 45° açı ile yerleştirilmesi durumunda çekme kapasitesinin arttığı, 90° açı durumda ise kapasitenin azaldığı görülmektedir. Elde edilen sonuçlara göre donatının 45 derece eğim açısı ile yerleştirilmesi durumunda çekme kapasitesindeki artışın daha fazla olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Donatı Açısının Kopma Faktörüne Etkisi (H/B=5)

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, şerit ankraj plakasının çekme kapasitesi, donatılı ve donatısız durumlar için deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir. Donatı elemanının yerleştirilme durumunun çekme kapasitesine etkisi ve donatısız duruma göre çekme dayanımına katkısı araştırılmıştır. Çalışma sonucunda;

(1) Kumlu zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesinin, zemin içerisine donatı konularak önemli mertebelerde arttıralabileceği görülmüştür.
(2) Donatı yerleştirilme açısının, şerit ankraj plakasının çekme dayanımını etkileyen önemli parametre olduğu anlaşılmıştır.
(3) Elde edilen sonuçlara göre, geogrid tabakasının 45 derece açı ile yerleştirilmesi durumunda, 0 ve 90 derece açı ile yerleştirilmesi durumlarına göre, maksimum çekme dayanımı elde edilmektedir.

KAYNAKLAR

Adams, J.I. and Hayes, D.C., 1967. The uplift capacity of shallow foundations. Ontario Hydro Research Quarterly 19 (1), 1-13.

Andreadis, A., Harvey, R.C. and Burley, E., 1981. Embedded anchor response to uplift loading. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 107 (1), 59-78.

Balla, A., 1961. The resistance to breaking out of mushroom foundations for pylons. Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, pp. 569-576.

Baker, W.H. and Kondner, R.L., 1966. Pullout load capacity of circular earth anchor buried in sand. National Academy of Sciences, Highway Research Board, Report No. 108, 1-10.

Clemence, S.P. and Veesaert, C.J., 1977. Dynamic pullout resistance of anchors in sand. Proceedings of the International Conference on Soil}Structure Interaction, Roorkee, India, pp. 389-397.

Das, B.M. and Seeley, G.R., 1975a. Pullout resistance of horizontal anchors. Proceedings of Civil Engineering In the Oceans III, ASCE, New York, pp. 434-449.

Das, B.M. and Seeley, G.R., 1975b. Breakout resistance of shallow horizontal anchors. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 101 (9), 999-1003.

Dickin, E.A., 1988. Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 114 (11), 1300-1317.

Dickin, E.A. and Leung, C.F., 1990. Performance of piles with enlarged bases subjected to uplift forces. Canadian Geotechnical Journal 27 (5), 546-556.

Dickin, E.A. and Leung, C.F., 1992. The in#uence of foundation geometry on the uplift behaviour of piles with enlarged bases in sand. Canadian Geotechnical Journal 29 (3), 498-505.

Downs, D.I. and Chieurzzi, R., 1966. Transmission tower foundations. Journal of the Power Division, ASCE 92 (21), 91-114.

Ghaly, A., Hanna, A.M. and Hanna, M.S., 1991a. Uplift behaviour of screw anchors in sand. I: dry sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 117 (5), 773-793.

Ghaly, A., Hanna, A.M. and Hanna, M.S., 1991b. Uplift behaviour of screw anchors in sand. II: hydrostatic and #ow conditions. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 117 (5), 794-808.

Giffels, W.C., Graham, R.E. and Mook, J.F., 1960. Concrete cylinder anchors proved for 345-KV tower line. Electrical World 154, 46-49.

Hanna, T.H. and Carr, R.W., 1971. The loading behaviour of plate anchors in normally and overconsolidatedsands. Proceedings of the Fourth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest, Hungary, pp. 589-600.

Hanna, T.H. and Sparks, R., 1973. The behaviour of preloaded anchors in normally consolidated sands. Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, USSR, pp. 137-142.

Ilamparuthi, K. and Dickin, E.A. (2001a). "Predictions of the uplift response of model belled piles in geogrid-cell-reinforced sand." Geotextiles and Geomembranes, 19: 89-109.

Ilamparuthi, K. and Dickin, E.A. (2001b). "The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand bed." Geotextiles and Geomembranes, 19: 1-22.

Ireland, H.O., 1963. Discussion on uplift resistance of transmission tower footings by E.A. Turner. Journal of Power Division, ASCE 89 (1), 115-118.

Kingshri, A., Ilamparuthi, K., and Ravichandran, P. T. (2005). "Enhancement of uplift capacity of anchors with Geocomposite." Proceeding of National Symposium on Geotechnical prediction methods, "Geopredict 2005", IIT Madras, Chennai. : 148-152.

Majer, P., 1955. Zur Berechnung von Zugfundamenten. Osterreichische Bauzeitgschrift 10 (5), 85-90 (in German).

Meyerhof, G.G. and Adams, J.I., 1968. The ultimate uplift capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal 5 (4), 225-244.

Murray, E.J. and Geddes, J.D., 1987. Uplift behaviour of plates in sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 113 (3), 202-215.

Ovesen, N.K., 1981. Centrifuge tests of the uplift capacity of anchors. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp. 717-722.

Selvadurai, A.P.S., 1993. Uplift behaviour of strata-grid anchored pipelines embedded in granular soils. Geotechnical Engineering 24 (1), 39-55.

Subbarao, C., Mukhopadhyay, S. and Sinha, J., 1988. Geotextile ties to improve uplift resistance of anchors. Proceedings of the First Indian Geotextile Conference on Reinforced Soil and Geotextiles, Bombay, India. Balkema, Rotterdam, pp. F3-F8.

Sutherland, H.B., Finlay, T.W. and Fadl, M.O., 1982. Uplift capacity of embedded anchors in sand. Proceedings of the Third International Conference on the Behaviour of Ofshore Structures, Cambridge, MA, pp. 451-463.

Tagaya, K., Tanaka, A. and Aboshi, H., 1983. Application of "nite element method to pullout resistance of buried anchor. Soils and Foundations 23 (3), 91-104.

Tagaya, K., Scott, R.F. and Aboshi, H., 1988. Pullout resistance of buried anchor in sand. Soils and Foundations 28 (3), 114-130.

FİBER KATKILI İNCE TANELİ ZEMİNLERİN MEKANİK DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

Tuğba ESKİŞAR[1]

ABSTRACT

Reinforcement of soils by natural and synthetic fibers is a viable technique for increasing the strength of soil in ground improvement applications. This study is deals with reinforcing soil with polypropylene fiber inclusions. Random distribution of synthetic monofilament fibers in the soil improves the bearing capacity of the soil and provides tensile strength to the soil composite. The mechanical changes due to fiber reinforcement in fine grained soils were investigated by considering the freeze-thaw effects. The mechanical properties of soil–fiber composite were evaluated by a series of unconfined compression tests. The inclusion of randomly distributed fibers increased the peak compressive strength and ductility of the specimens. The increase in strength was a function of water content and plasticity of the composite and length and the ratio of the fiber inclusions. Fiber lengths were 6 mm and 12 mm and fiber ratios were 0.1%, 0.5%, and 0.75%. Increment of fiber ratio and length increased the compressive strength, but it was seen that ratio is a more dominating factor among two variables. Closed system freezing was applied with a rapid type of freeze-thaw apparatus. Specimens were subjected to 1, 5, 10, and 20 cycles of freezing and thawing. Unconfined compression tests were performed after the preparation of specimens or after the completion of freeze-thaw tests. It was also found that the unconfined compressive strength of specimens subjected to freezing–thawing cycles generally decreased, but fiber inclusion partially prevented the loss of compressive strength.

ÖZET

Doğal ve sentetik donatılarla zeminin mukavemetini arttırılması zemin iyileştirme uygulamalarında tercih edilen bir yöntemdir. Bu çalışma polipropilen fiber katkısı ile ince daneli zeminlerin güçlendirilmesini incelemektedir. Sentetik ayrık fiberlerin zemine rastgele karıştırılması ile zeminlerde taşıma gücünü arttırmak ve çekme dayanımı sağlamak mümkün olmaktadır. İnce daneli zeminlere farklı oranlarda fiber katılmasıyla zeminde oluşan mekanik değişimler, donma - çözülme etkileri ile birlikte incelenmiştir. Rastgele yönelimli fiber katkısı zemin örneklerinin pik basınç mukavemetini ve sünekliğini arttırmıştır. Bu değişimdeki etkenler, zeminin su içeriği, plastisitesi, fiber malzemenin miktarı ve uzunluğu olarak ifade edilebilir. Çalışmada kullanılan fiber uzunlukları 6 mm ve 12 mm olup, katkı oranları %0.1, %0.5 ve %0.75'tir. Fiber oranının ve uzunluğunun artması serbest basınç mukavemetini arttırırken bu artışta fiber oranının daha etkin bir değişken olduğu görülmüştür. Donma – çözülme deneyleri için kapalı sistem

[1] Doçent Dr. ,ESKİŞAR, T., Ege Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugba.eskisar@ege.edu.tr

donma uygulayan hızlı deneyler uygulanmıştır. Çevrim sayıları 1, 5, 10 ve 20 olarak seçilmiştir. Zemin örnekleri, dayanım parametrelerinin bulunması için, hazırlandıkları gün veya donma–çözülme deneyi tamamlandıktan sonra serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Donma–çözülme deneyinde çevrim sayısı arttıkça dayanımın düştüğü tespit edilmiştir ancak fiber katkısı dayanım azalmasını azaltıcı bir etken olmuştur.

1. GİRİŞ

Zeminlerin doğal lifli malzemeler kullanılarak donatılı hale getirilmesi eski çağlardan beri uygulanan bir kavramdır. Rastgele yönelimli fiber malzemelerin zemin iyileştirme uygulamalarında kullanımı geoteknik mühendisliğinin son dönemlerinde ilgi çekici bir araştırma konusu olmuştur. İnce daneli zeminlerde uygulanabilecek alternatif iyileştirme metotları olmasına rağmen, birçok metodun efektifliğinin ölçülememesi veya pahalı uygulamalar olması gibi dezavantajları mevcuttur (Akbulut vd., 2007). Oysa doğal veya sentetik fiberlerin maliyetlerinin düşük olması ve sentetik türdeki fiberlerin plastik atıkların geri dönüşümü ile üretilmesi gibi önemli avantajları vardır. Bununla birlikte polipropilen (PP) fiber malzemenin kimyasal ve biyolojik bozulmalara dayanıklı olması da bir tercih sebebidir (Puppala ve Musenda, 2000; Vasudev, 2007).

Fiber katkılı zeminlere ait bir çok çalışma kompozit hale gelen zeminin davranışını açıklamaya çalışmaktadır. Ancak donma-çözülme çevrimlerine tabi tutulmuş fiber katkılı zeminlerin özelliklerine ait bilgiler nispeten daha sınırlıdır. Literatürde polipropilen fiber katkılı zeminlerdeki kütle kaybının katkısız zemine göre daha az olduğu gözlenmiştir. Donma-çözülmeye tabi tutulan zemin örneklerinin serbest basınç dayanımları fiber oranının artmasıyla birlikte arttığı, serbest basınç deneyine tabi tutulan zemin örneklerinden elde edilen gerilme-deformasyon grafiğindeki başlangıç rijitliğinin fiber kullanımından etkilenmediği saptanmıştır (Zaimoğlu, 2010).

Polipropilen fiber katkıları ve kaolin kilinden oluşan zemin kompozitleri en fazla 10 çevrimlik kapalı sistem donma-çözülme döngüsüne tabi tutlduğunda donma-çözülme çevrim sayısındaki artışın kil zeminin serbest basınç dayanımında %20-25 oranında azalmaya neden olduğu belirlenmiştir. Ayrıca kil zeminlerde fiber katkısının serbest basınç dayanımını arttırdığı ve donmadan kaynaklanan kabarmayı azalttığı belirlenmiştir. Bunun yanında %3 fiber kullanımının donma-çözülme öncesi ve sonrasında serbest basınç dayanımını sırasıyla %60 ve %160 kadar arttırabilmekte ve donma kabarmasını ise %70 azalabilmektedir (Ghazavi ve Roustaie, 2010).

Killi bir zemin %0.5, 1 ve 1.5 oranlarında PP fiber ile karıştırılıp 9 çevrim donma-çözülmeye maruz kaldığında, ardından da CU üçeksenli deneye tabi tutulduğunda Roustaie vd. (2015) tarafından tespit edilen mukavemet azalımları %32 iken fiber eklenmemiş zeminlerde bu kaybı %42 olarak bulmuştur . Donatılandırma zeminin kohezyonunu değiştirdiği için de donma-çözünmenin yıkıcı etkileri azalmaktadır.

2. ÇALIŞMADA KULLANILAN MALZEMELER

Çalışmada kullanılan kaolin türü kil malzeme Çanakkale'de bulunan özel bir mineral ocağı işletmesinden temin edilmiştir. Zemin sınıflama deneyleri sonucunda birleşik zemin sınıflandırması sembolü ML olarak tespit edilmiştir. Üretici firmanın yaptırmış olduğu kimyasal analizler neticesinde zeminin büyük bir bölümünün kaolinit minerallerinden oluştuğu belirlenmiştir. Çalışmada kullanılan zemine ait mühendislik özellikleri Tablo 1'de sunulmaktadır.

Tablo 1. Zeminin İndis Özellikleri.

Özellik	Değeri
Likit Limit (%)	46
Plastik Limit (%)	33
Plastisite İndisi (%)	13
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	13.4
Optimum Su İçeriği (%)	32

Çalışmada kullanılan fiber malzeme farklı boyut ve kalınlıkta üretim yapabilen İstanbul merkezli bir firmadan temin edilmiştir. Fiber malzemenin teknik özellikleri Tablo 2'de verilmektedir.

Tablo 2. Fiber Malzemenin Teknik Özellikleri.

Özellik	Açıklama	Özellik	Değeri
Tip	Fibrilize	Boy	6 mm ve 12 mm
Kesit	Dikdörtgen	Gerilme Dayanımı (TS)	300-400 MPa
İçerik	% 100 Saf Polipropilen	Young Modülü (TS/E)	1000-2500 MPa
Renk	Transparan	Uzama (E)	% 20-25
Standardı	ASTM C1116	Yoğunluk	0.91 g/cm^3

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Zeminin, Standart Proktor Deneyi ile optimum su muhtevası belirlendikten sonra serbest basınç ve donma-çözülme deneylerine ait bir deney programı aşağıdaki gibi planlanmıştır. (Tablo 3). Deney programına uygun olarak kaolin ve fiber malzeme belirtilen oranlarda karıştırılmıştır. Zemin karışımlarının optimum su muhtevaları Standart Proktor deneyleri

ile belirlenmiş olduğu için Modifiye Proktor deneyleri için enerji düzeltmesi uygulanmıştır. Tüm örnekler, Modifiye Proktor deney kalıbı ve tokmağı ile hazırlanmıştır. Kalıp değişikliği aynı özellikle 5 adet 50 mm çaplı 100 mm yüksekliğindeki örnekleri tek bir kalıptan elde etme gayesi ile yapılmıştır. Kontrol grubu oluşturması açısından polipropilen fiber kullanılmadan da optimum su içeriğinde örnekler hazırlanmıştır.

Fiber malzemenin homojen karışmasını sağlamak ve topaklanmayı önlemek için örnek hazırlanırken yeterli hassasiyetin gösterilmesi önem taşır. Fiberlerin öncelikle ayrık durumda oldukları kontrol edilmiş, uygun olmayan özelliktekiler ayıklanmıştır. Zemin ile fiber önceden bir miktar karıştırılmıştır. Yeterli karıştırma işleminden sonra su katılmış ve homojen şekilde karıştırılmıştır. Bu hazırlama metodu Tang vd. (2007) ve Fatahi vd. (2012) tarafından başarıyla uygulanmıştır. Ardından zemin kompoziti 24 saat kadar kür odasında dinlenmeye bırakılmıştır. Daha sonra kompaksiyon yapılmış ve örnek alıcı ile silindirik örnekler çıkarılmıştır.

Örnekleri birbirinden ayırt etmek için isimlendirme yapılmıştır. Örneklere 12L0.1R-FT0, 12L0.5R-FT5 gibi kısaltmalar kullanılarak isimler atanmıştır. Yapılan bu isimlendirmede, L örneklere ilave edilen polipropilen fiberin uzunluğunu, R örneklere katılan fiberin ağırlıkça yüzdesini (oranını), FT donma-çözülme çevrim sayısını temsil etmektedir.

Tablo 3. Deney Programı.

Fiber Uzunluğu	Polipropilen Fiber Oranı (%)	Donma-Çözülme Çevrim Sayısı
6 mm ve 12 mm*	0 - 0.1 - 0.5 - 0.75	0
	0 - 0.1 - 0.5 - 0.75	1
	0 - 0.1 - 0.5 - 0.75	5
	0 - 0.1 - 0.5 - 0.75	10
	0 - 0.1 - 0.5 - 0.75	20

*: Her fiber boyu için donma-çözülme çevrim sayıları ayrı ayrı uygulanır.

Fiber donatılı ve donatısız zemin örneklerinin serbest basınç mukavemeti değerleri ASTM D2166 şartnamesine uygun olarak yapılan serbest basınç deneyleri ile belirlenmiştir. Hızlı ve ekonomik bir şekilde mukavemet ölçümü sağlandığı için bu deney tercih edilmiştir. Yükleme oranı tüm zemin örneklerinde 1.42 mm/dk olarak belirlenmiş ve yüklemeler örnekte kırılma tam olarak gerçekleşinceye kadar sürdürülmüştür. Yük-deformasyon veri setleri dijital olarak kayıt altına alınmıştır.

Donma-çözülme deneyi, ASTM C666 standartlarına uygun şekilde programlanmış donma-çözülme cihazı ile yapılmıştır. Örnekler 1, 5, 10, 20 adet donma-çözülme evresine maruz bırakılmıştır. Deneyde donma sıcaklığı -14±2ºC aralığında ve çözülme sıcaklığı ise

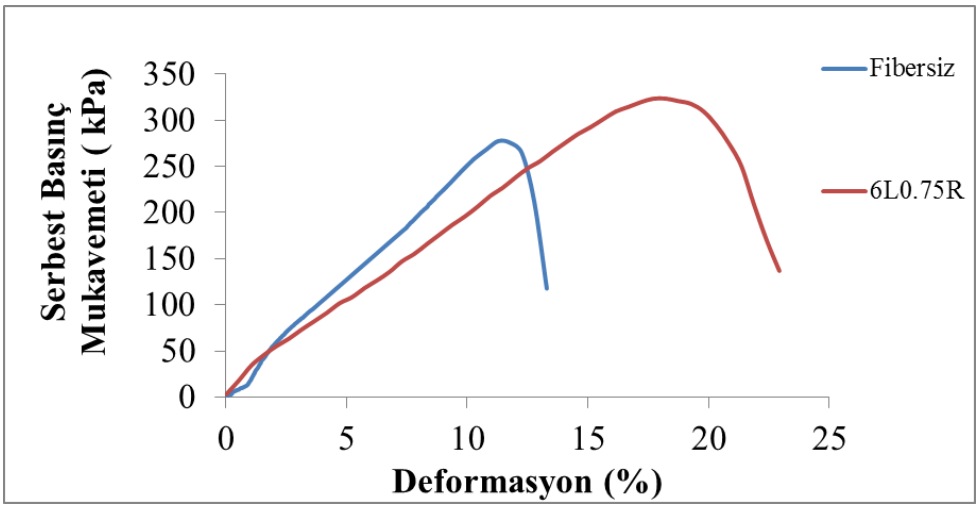
10±2ºC aralığındadır. Maksimum sıcaklıktan minimum sıcaklığa varma süresi 120 dakika, minimum sıcaklıktan maksimum sıcaklığa varma süresi 60 dakika olarak ayarlanmıştır.

Donma-çözülme çevrimlerini tamamlayan örnekler, cihazdan çıkarılarak kür odasına alınmış ve normal şartlar altındaki sıcaklığa gelmesi için 24 saat bekletilmiştir. Bunun yapılma sebebi ise örneğin donma-çözülmeden önceki haliyle aynı sıcaklık şartlarında değerlendirmesini sağlamaktır.

4.SONUÇLAR

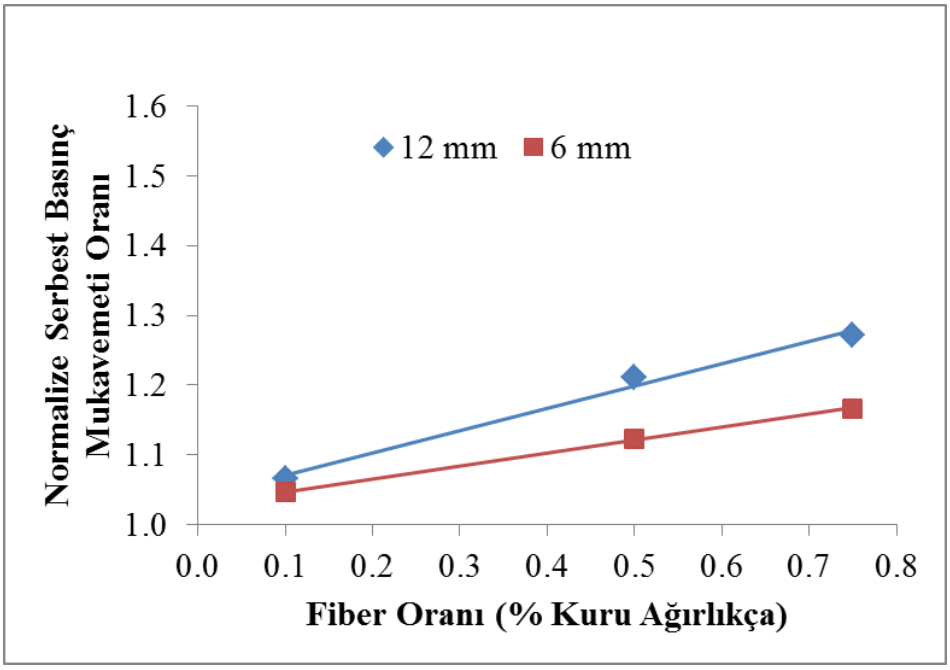
Çalışmada fibrilize özellikte 6 mm ve 12 mm uzunluklara sahip fiber katkılar kullanılmıştır. Zeminlere kuru ağırlıkları oranınca %0, %0.1, %0.5 ve %0.75 oranında fiber karıştırılmıştır. Donma-çözülme çevrim sayıları Ege Bölgesi'ni temsil eden 0, 1, 5 ve 10 çevrim ile Türkiye ortalamasını temsil eden 20 çevrim sayısını içerecek şekilde seçilmiştir (Binal vd., 1997). Deney sonuçları sırası ile fiber katkı etkisini, fiber donatı uzunluğu etkisini, ardından da donma-çözülme etkisini ele alacak şekilde sunulmuştur.

Kil zeminlere fiber katılması örneklerin sabit hızda yükleme altında sergiledikleri gerilme-deformasyon davranışlarını değiştirerek serbest basınç dayanımını arttırmış, en büyük basınç değeri aşıldıktan sonraki dayanımdaki azalma miktarını küçültmüş ve süneklik kapasitesini arttırmıştır (Şekil 1).



Şekil 1. Fiber Katkısız ve %0.75 Fiber Katkılı Zemin Örneklerinin Serbest Basınç Mukavemeti Eğrileri

Deneye tabii tutulan 4 farklı fiber içeriğindeki örnekler için geçerli olmak üzere fiber oranının artması fiber-kil kompozitinin serbest basınç mukavemetini arttırmıştır. Dayanımdaki gelişimi ifade etmek üzere "normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı" tercih edilmiştir. Bu değer, aynı koşullardaki fiber katkılı örneğin mukavemetinin fiber katkısız örneğin mukavemetine bölünmesi ile elde edilmiştir. Şekil 2'de sırası ile 6mm ve 12mm uzunluklarında fiber kullanılarak hazırlanmış örneklerin fiber oranına bağlı olarak normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı değişimleri gösterilmiştir.



Şekil 2. Fiber Malzemenin Artan Oranlarda Kil Zemine Eklenmesi ile Elde Edilen Normalize Serbest Basınç Dayanımları

Normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı ile fiber oranı arasında doğrusal bir artış olduğu saptanmıştır (Şekil 2). Benzer bir bulgu Maher ve Ho (1994) tarafından da gözlenmiştir. Örneklerde en büyük normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti 12 mm'lik fiber kullanıldığında elde edilmiş ve değeri 1.27 olarak hesaplanmıştır. Aynı durumda serbest basınç mukavemeti değeri artışı yaklaşık 80 kPa'dır.

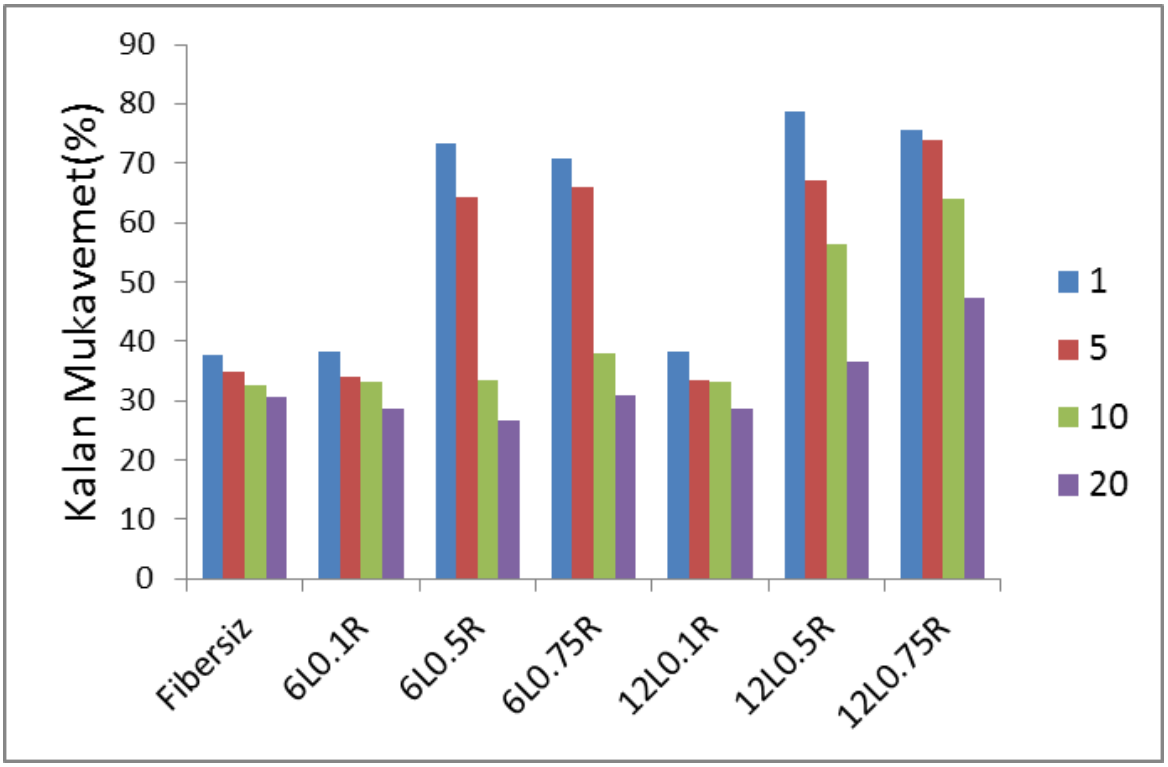
Şekil 3'te deformasyonların lokalize olması sonucu varilleşme olarak tabir edilen biçim veya örnek orta kesitinde kabarmalar görülmüştür. Daha sonra değinilecek olan donma-çözülme etkisi sonucu kırılmalar daha az sünek olmuştur. Deney sonunda kırılma şeklinin görsel olarak değişmesi donma-çözülme seviyesi hakkında da fikir vermektedir.

(a) (b) (c) (d) (e)

Şekil 3. (a) ve (b) Fiber Katkılı Örneklerin Serbest Basınç Deneyi Sonucundaki Varilleşerek Kırılmaları (c) 1 Çevrim (d) 5 Çevrim Sonucunda Belirgenleşen Kırılma Yüzeyleri ve (e) 20 Çevrim Sonucunda Yelpaze Şeklinde Parçalanma

PP fiber ile donatılandırılmış zemin örneklerindeki mukavemet azalımı donma-çözülmeye maruz kalmamış aynı türdeki örneklerin dayanımının ne kadarının korunabildiği üzerinden hesaplanmış ve % cinsinden "kalan mukavemet" olarak ifade edilmiştir (Şekil 4).

Fiber içermeyen ve %0.1 fiber katkılı örneklerde en fazla dayanım kaybı gözlenmiştir. Bu etki zemin örneğinin donma-çözülmesiz mukavemeti %100 olarak dikkate alındığında hemen 1 çevrimin sonunda oldukça belirgin bir azalma gözlenmiştir. Wong ve Haug (1991) kapalı sistem uyguladıkları donma-çözülme deneyleri sonucu kil numunler için benzer sonuçları paylaşmıştır. %0.5 ve %0.75 oranlarında fiber katkılı zemin örneklerinde donma-çözülme sonrası performanslarının daha iyi olduğu görülmektedir.



Şekil 4. Fiber Katkılı Zemin Örneklerinde 1, 5, 10 ve 20 Çevrim Donma-çözülme Sonucu Çevrimsiz Mukavemete Oranla Kalan Mukavemet Yüzdeleri

Fiber uzunluğu dikkate alınırsa 12 mm uzunluğundaki fiber kullanımının 6mm fiber kullanımına göre mukavemetin bir miktarının korunmasına yardımcı olduğu söylenebilir. Burada dikkat çeken bir diğer husus, 12 mm fiberlerin yapısı itibarı ile ayrıştırıldığı zaman "Y" şeklinde bir yapıya sahip olması 6 mm fiberlerin ise "I" şeklinde bir yapıya sahip olması da düşünülebilir. "Y" şeklideki uzun fiberlerin zemin daneleri ile olan sürtünmeyi arttırıcı bir ortam oluşturması, gerek daha sağlam bir yapı teşkil etmesi gerekse donma-çözülmenin negatif etkilerini azaltıcı yönde bir fayda sağlamıştır.

Bu çalışma, PP fiberlerin geoteknik uygulamalarda özellikle donma-çözülme etkilerinin hakim olacağı ortamlarda zeminin mukavemetini artırmak için başarı ile kullanılabileceğini göstermektedir. Polipropilenin atık malzemelerin dönüşümü ile de temin edilebilmesi yapılan bir iyileştirmenin maliyetlerini de azaltan, geri dönüşüme katkı sağlayan bir çözüm olmaktadır.

KAYNAKLAR

Akbulut, S., Arasan S., and Kalkan E., (2007). "Modification of Clayey Soils Using Scrap Tire Rubber and Synthetic Fibers", Applied Clay Science, Vol. 38, pp.23-32.

ASTM C666 (2015). "Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing", Annual Book of ASTM Standards.

ASTM D 2166 (2016). "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil", Annual Book of ASTM Standards.

Binal, A., Kasapoğlu, K.E., and Gökçeoğlu, C., (1997). "The Surficial Physical Deterioration Behaviour of Neogene Volcanosedimentary Rocks of Eskişehir-Yazılıkaya", Koukis Marinos, Stournaras Tsiambaos (Eds.), Proceedings of Engineering Geology and the Environment, A.A. Balkema Publishers, The Netherlands, pp. 3065–3069.

Fatahi, B., Khabbaz, H., Fatahi, B., (2012). "Mechanical Characteristics of Soft Clay Treated with Fiber and Cement", Geosyn. Int., Vol.19(3), pp.252–262

Ghazavi, M. and Roustaie, M., (2010). "The Influence of Freeze–Thaw Cycles on the Unconfined Compressive Strength of Fiber-Reinforced Clay", Cold Regions Science and Technology, Vol. 61, pp.125–131.

Maher, M.H., and Ho, Y.C., (1994). "Mechanical Properties of Kaolinite/Fibre Soil Composite", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 120 (8), pp.1381-1393.

Puppala, A.J. and Musenda, C., (2000). "Effect of Fiber Reinforcement on Strength and Volume Change Behavior of Two Expansive Soils", Transportation Research Record 1736, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Roustaei, M., Abolfazl E., and Ghazavi M., (2015). "Effects of Freeze–Thaw Cycles on a Fiber Reinforced Fine Grained Soil in Relation to Geotechnical Parameters." Cold Regions Science and Technology, Vol. 120, pp.127-137.

Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., (2007). "Strength and Mechanical Behavior of Short Polypropylene Fiber Reinforced and Cement Stabilized Clayey Soil", Geotext. Geomembr., Vol. 25 (3) pp. 194–202.

Vasudev D., (2007), "Performance Studies on Rigid Pavement Sections Built on Stabilized Sulfate Soils", MSc thesis, University of Texas at Arlington.

Wong, L.C. and Haug, M.D., (1991). "Cyclical Closed−System Freeze Thaw Permeability Testing of Soil Liner and Cover Materials", Can. Geotech. J., Vol. 28(6), pp.784−793.

Zaimoglu, A.S., (2010), "Freezing–Thawing Behavior of Fine-Grained Soils Reinforced with Polypropylene Fibers", Cold Regions Science and Technology, Vol. 60, pp.63–65.

BAZALT FİBER KATKISININ SİLT ZEMİNİN DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ

Cyrille Prosper NDEPETE[1] **Sedat SERT[2]**

ABSTRACT

In order to improve the mechanical properties of soils and concrete, an increasing number of different fibers are used. Today, with the environmental problems, the materials used to improve soil and concrete must be environmentally tolerated and ecological. Steels, synthetic fibers and natural fibers are usually used in the field of construction. Although basalt originated fibers have been used for concrete for many years, it is not easy to find a source in literature concerning the use of basalt fibers for soil improvement. In this experimental work, saturated sample of soil mixed with basalt fibers were prepared and shear strength of each sample were tested. The sample used in this study was taken between 2 to 3 m deep from Adapazarı city. The natural soil has been consolidated under a vertical stress of 100 kPa. After consolidation, 4 cylindrical samples were taken and the unconsolidated undrained triaxial (UU) tests were performed. Then the same procedure was carried out on the same soil mixed with basalt fibers of different lengths 6 mm - 12 mm and 24 mm at different percentages of 1%- 1.5% and 2% depending on the weight of the soil. The results of 40 UU tests show that the addition of the basalt fibers improved the shear strength of all of the samples. As the length of the fibers used increases, the improvement of the sample becomes better. The best shear strength is obtained for the fiber of 24 mm and 1.5% respectively. Compared to the results obtained, basalt fibers can be used as an alternative material to reinforce soil in addition to concrete.

ÖZET

Zemin ve betonun mekanik özelliklerini iyileştirmek için katkı malzemelerinin kullanımı artan bir şekilde devam etmektedir. Günümüzde büyüyen çevre problemleriyle birlikte, özellikle zemin iyileştirmesi için kullanılacak ek gerecin/malzemenin çevre dostu olma özelliği varsa değerinin de artacağı açıktır. Çelik ve sentetik fiberler beton ve zemin iyileştirmesi için, doğal lifler de çoğunlukla zemin iyileştirmesi için kullanılan katkı malzemelerine örnek olarak verilebilirler. Doğal kökenli fiberlere örnek olarak gösterilebilecek bazalt fiberlerin beton dayanımını 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 100 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmiş ve sonrasında elde edilen 4 adet silindirik numuneler üzerinde farklı çevre basınçlarında konsolidasyonsuz drenajsız

[1] Doktora Öğrencisi, NDEPETE, C.P., Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, ndepetecyrille@yahoo.fr
[2] Yrd. Doç. Dr., SERT, S., Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, sert@sakarya.edu.tr

üç eksenli 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 kelimeler: Bazalt fiber, zemin iyileştirme, drenajsız kayma direnci, doygun silt.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinin uygulama alanlarında taşıma gücü, oturma, geçirimlilik vs. gibi çeşitli zemin sorunlarıyla karşılaşılabilmekte, zeminlerin iyileştirilmeleri için teknik ve ekonomik değerlendirmeler yapılarak farklı yöntemler kullanılagelmektedir. İyileştirme genel bir terim iken zemin özelliklerinin amaca yönelik olarak değiştirilmesi stabilizasyon olarak isimlendirilmektedir (Önalp ve Sert, 2016). Hausmann (1990), iyileştirme ve stabilizasyon yöntemlerini mekanik, hidrolik, fiziksel-kimyasal, katkılı-yapısal destekli ve kitleyi kısıtlayarak özellikleri iyileştiren yöntemler olarak sınıflandırmıştır. Kompaksiyon işlemi yapılması, zemine doğal veya yapay fiberlerin belli oranda katılarak karıştırılması/sıkıştırılması ile edilen iyileştirme mekanik stabilizasyona örnek verilebilir. Kimyasal stabilizasyon ise zemine dışarıdan çimento, kireç, sodyum klorit vs. malzemelerin katılması veya enjekte edilmesi ile gerçekleştirilebilir.

Günümüzde zemin iyileştirilmesinde kullanılan geleneksel katkı maddelerine alternatif olarak doğal ve yapay fiberlerin kullanımı üzerine çalışmalar sürekli artmaktadır. İyileştirme için bambudan şeker kamışına, Hindistan cevizi lifinden çeşitli bitki liflerine değişen doğal lifler kullanılırken polipropilen, polyester, polietilen, cam, naylon, çelik lif gibi malzemeler de yapay lifler olarak kullanılmaktadır (Hejazi vd., 2012).

Kimyasal katkı malzemeleri veya fiber katılarak zemin stabilizasyonu ulaşım yapılarına yönelik olarak yüzeyden yapılabileceği gibi, son birkaç on yılda kullanımı artan derin karıştırma yöntemleri ile de bina temellerinden dolgulara, hızlı trenlerin titreşimlerinin azaltılmasından sıvılaşmanın önlenmesine kadar bir çok alanda uygulanmaktadır (Correia vd., 2015).

Bu çalışmada ise inşaat mühendisliğinde ses ve ısı yalıtımında, betonun mekanik özelliklerinin iyileştirilmesinde sıklıkla kullanıldığı bilinen, ancak zemin iyileştirmesinde kullanıldığına yönelik ulusal/uluslararası çok az sayıda çalışma bulunan bazalt fiberler üzerinde durulmaktadır.

2. FİBER KATKISI İLE İYİLEŞTİRME ÖRNEKLERİ

Yılmaz ve Sevencan (2010) çalışmalarında polipropilen fiber ve polipropilen fiber + uçucu kül katkısıyla Ankara kilinin mühendislik özelliklerinin değişimini incelemişlerdir. Çalışma sonrasında fiber + uçucu kül + kil karışımlarında %1 fiber katkısının %0.5 fiber katkısına oranla serbest basma dayanımını daha çok artırdığı bulunmuştur. Ancak, fiberin

uçucu kül katılmadan kullanıldığı durumlarda basma dayanımının artma yerine az da olsa düşme eğiliminde olduğu belirtilmiştir. Yazarlar, fiber + uçucu kül + kil karışımlarında elde edilen dayanım artışının genel bir eğilime sahip olmadığını belirtmişler, bunun nedeninin de kile rastgele karıştırılan fiberlerin numunelerin olası kayma düzlemlerinde bulunup bulunmaması olduğunu belirtmişlerdir.

Zaimoğlu (2010), çalışmasında ince daneli zeminlerin serbest basma dayanımına borjips, uçucu kül, katkısız çimento ve polipropilen fiber eklenmesinin etkisini araştırmıştır. 7 günlük numuneler üzerinde yapılan serbest basma deneyleri sonrasında %10 borjips, %10 katkısız çimento ve %0.25 polipropilen fiber eklenen numunelerin maksimum basma değerini verdiği, sağlanan artışta en etkin bileşenin polipropilen fiber olduğu, ayrıca uçucu külün 7 günlük basma dayanımını artırıcı etkisinin olmadığı ortaya konmuştur.

Sukontasukkul ve Jamsawang (2012), çimento katkısıyla stabilize edilmiş zeminlerin basma dayanımlarında istenen artışın elde edildiğini, ancak çekme ve eğilme davranışının yetersiz olabildiğini ve gevrek davranış görüldüğünü, deprem yükleri altında veya yanal deplasmanlar olması durumunda yenilmelerin ortaya çıktığını belirtmektedir. Yazarlar, derin karıştırma kolonları ile stabilizasyonda bu davranışı önlemek için H kesitli çelik profillerin kullanıldığını belirtmişler, eğilme ve çekme gerilmeleri etkisindeki davranışı geliştirmek için alternatif olarak kısa fiberlerin betonda kullanıma benzer şekilde diğer katkı malzemelerine eklenerek kullanılabileceğini ortaya koymuşlardır.

Ayraçma ve Teymür (2014) çalışmalarında ince kuma cam fiber katkısının kayma direnci ve geçirimlilik parametrelerini nasıl değiştirdiğini incelemişlerdir. Ağırlıkça %0.25 ve %0.5 oranında cam fiber katkısı kullanılan çalışmada, kumun bağıl birim hacim ağırlığına bağlı olarak artan fiber katkısıyla kayma direncinin ve geçirimliliğin arttığı ortaya konmuştur.

3. BAZALT FİBER VE ZEMİN İYİLEŞTİRMESİNDE KULLANIMI

Bazalt fiber, doğal bazaltın kırılıp 1450-1500 ^{o}C'da eritilmesi sonrasında lif şeklinde çekilmesiyle elde edilir. Doğal bir malzeme olması ve herhangi bir katkı içermemesi bazalt fiberlerin çevre dostu olarak anılmasını sağlamaktadır. Parnas vd. (2007), cam elyaf imalatı sırasında kullanılan borik asit gibi katkıların bazalt fiber imalatında kullanılmamasının teknik olarak imalatı zorlaştırdığını, ancak elde edilen mekanik özelliklerin çok daha iyi olduğunu belirtmektedir. Gao vd. (2015), bazalt fiberlerin fiyatının geleneksel fiberlere oranla onda bir mertebesinde olduğunu, ayrıca çekme dayanımı ve elastisite modülünün propilen fiberlere oranla çok daha yüksek olduğunu belirtmişlerdir.

Ndepete ve Sert (2015, 2016 a ve b) tarafından bu çalışmanın öncüsü olarak yürütülen çalışmalarda sıkıştırılarak elde edilmiş doygun olmayan siltli zeminlerin kayma direncine bazalt fiber eklenmesinin etkisi araştırılmıştır. Çalışmalarda, öncelikle katkısız Adapazarı silti, sonrasında özel bir firmadan temin edilen 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 sonuçlarına göre, siltli zeminlere bazalt fiber eklenmesiyle drenajsız kayma direncinin arttığı sonucuna varılmıştır. Maksimum direnç artışını sağlayan optimum fiber içeriği %1.5, fiber boyu ise 24 mm bulunmuştur.

Gao vd. (2015), çalışmalarında bazalt fiber eklenmiş CL kil zeminin serbest basma dayanımındaki değişimleri incelemişlerdir. Çalışmada 4 mm, 8 mm, 12 mm ve 15 mm uzunluğundaki bazalt fiberler kile sırasıyla %0.05, 0.1, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 ve 0.35 oranında eklenmiştir. Deneyler sonrasında 12 mm uzunluğundaki bazalt fiberin kile %0.25 oranında katıldığı durumlarda dayanımın en fazla arttığı bulunmuştur.

Özdemir vd. (2016), çalışmalarında kireç katkılı/katkısız kaolin tipi CH kil zeminin dayanımına 6 mm uzunluğundaki bazalt fiberin %0.5 ve %1 oranında eklenmesinin etkisini zamana bağlı olarak incelemişlerdir. Çalışma ile, bazalt fiberin kireçli ve kireçsiz numunelerin tamamında dayanımını artırdığı ortaya konmuştur. En yüksek dayanım artışlarının kür süresinin 28 güne çıkmasıyla elde edilmesinin nedeni; kil mineralleri ile kirecin reaksiyonları ile oluşan silikat jelinin boşlukları doldurarak daneleri birbirine bağlaması olarak açıklanmıştır. 28 gün sonrasında %9 kireç ve %1 bazalt fiber katkısının dayanımda 5.5 kat artış sağladığı ve bunun çalışmada elde edilen en büyük değer olduğu gözlemlenmiştir.

4. DENEYSEL ÇALIŞMA

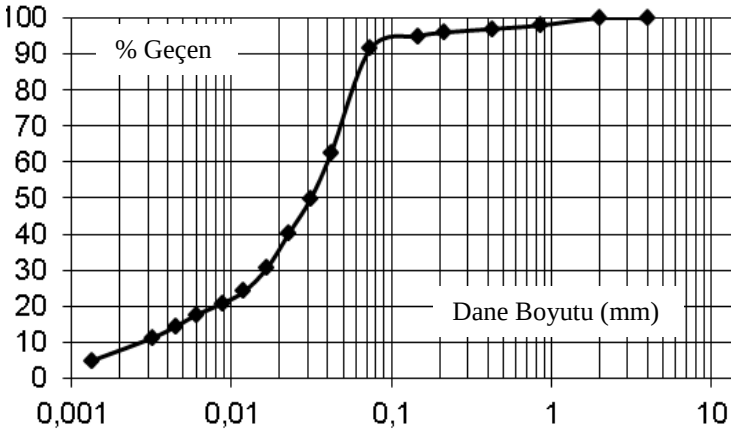
4.1. Malzeme ve Yöntem

Bu deneysel çalışmada, silt zemine çeşitli oranlarda ilave edilen farklı boylardaki bazalt fiberin drenajsız kayma direnci üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Yazarlar önceki çalışmalarından farklı olarak doygun zemin örnekleri üzerinde konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre deneyleri (UU) yürütmüşlerdir. Deneylerde kullanılan Adapazarı silti Şekil 1'de, fiziksel özellikleri Tablo 1'de, dane dağılım eğrisi Şekil 2'de gösterilmektedir. Siltin sınıfı TS1500 ve USCS standartlarına göre ML olarak belirlenmiştir.

Şekil 1. Deneylerde Kullanılan Silt Zemin

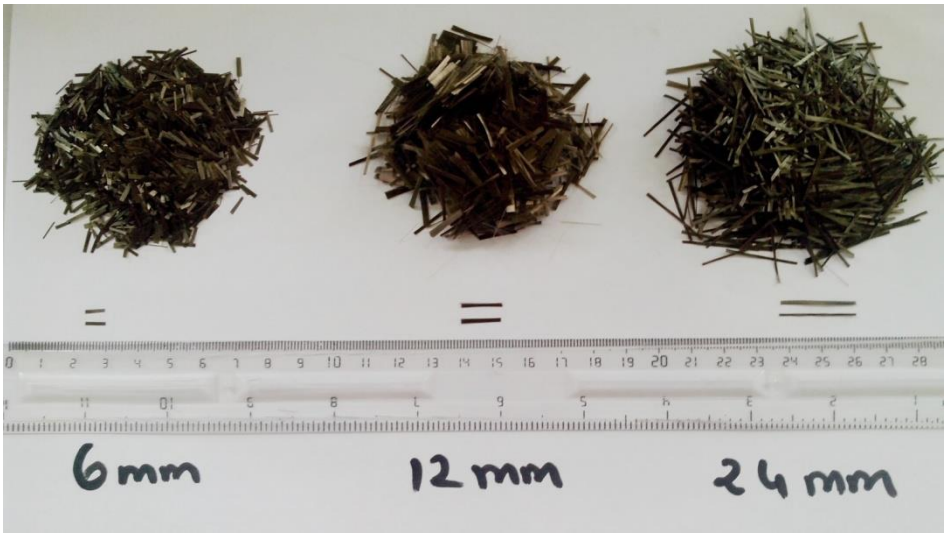
Tablo 1. Silt Zeminin Fiziksel Özellikleri

Özellik	Değer
Sınıf	ML
-No 200 (%)	92
Likit Limit (LL)	34
Plastik Limit (PL)	27
Plastisite İndisi (PI)	7
Kil (%)	8



Şekil 2. Silt Zeminin Dane Dağılım Eğrisi

Öncelikle doğal silt katkısız olarak 100 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmiş ve sonrasında elde edilen 4 adet silindirik numuneler üzerinde farklı çevre basınçlarında konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyleri (UU) yürütülmüştür. Daha sonrasında aynı işlemler Şekil 3'te gösterilen 6 mm, 12 mm ve 24 mm boylarındaki bazalt fiberlerin doğal zemine ağırlıkça %1, %1.5 ve %2 oranında karıştırılarak elde edilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3. Farklı Uzunluklardaki Bazalt Fiber Örnekleri

4.2. Numune Hazırlanması ve Deneyler

Bu çalışmada biri doğal silt, 9'u farklı içeriklerde bazalt fiber katkısı ile hazırlanan siltli zemin üzerinde olmak üzere toplam 10 adet tek yönlü yükleme ile konsolidasyon işlemi gerçekleştirilmiş ve sonrasında elde edilen 40 adet numune UU deneyine tabi tutulmuştur.

Numune hazırlama sürecinde öncelikle tüm numuneler, kuru numuneye su muhtevasını likit limitinin 1,5 katına çıkartacak kadar su eklenip karıştırılarak bulamaç haline getirilmiştir. Bunun için kuru olarak hazırlanmış olan her bir karışımdan 2 kg civarında alınarak 800 gr kadar su ilave edilmiş ve su muhtevasının numunenin her tarafında homojen hale gelmesi için bir müddet beklenmiştir (Şekil 4). Daha sonrasında 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 1 gün bekletilmiştir. Bir hafta süren yüklemede düşey yük kademeli olarak artırılarak numuneler 100 kPa gerilme altında tek yönlü konsolidasyona tabi tutulmuştur (Şekil 5).

Şekil 4. Deney Numunesinin Bulamaç Haline Getirilmesi

Şekil 5. Numune Hazırlama ve Yükleme

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 numuneler üzerinde TS1900-2'ye göre çevre basıncı 100 kPa'dan 400 kPa'a değişen UU deneyleri yürütülmüştür. Şekil 6'da numunelerin küçük tüplere alınması ve UU deneyleri sırasında çekilen fotoğraflar izlenebilir.

Şekil 6. UU Deneyleri

5. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

Yürütülen 40 adet UU deneyinde elde edilen sonuçlar Tablo 2 ve 3'de 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, en yüksek dayanım artışlarının 24 mm fiberin %1.5 oranında ilavesi ile gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Örnekle çevre basıncının 100 kPa olduğu durumda 6 mm boylu fiberin %1.5 oranında ilavesi ile dayanım %8.6 civarında artarken, artış 24 mm boylu fiberin %1.5 oranında ilavesi ile %74'lere çıkmıştır.

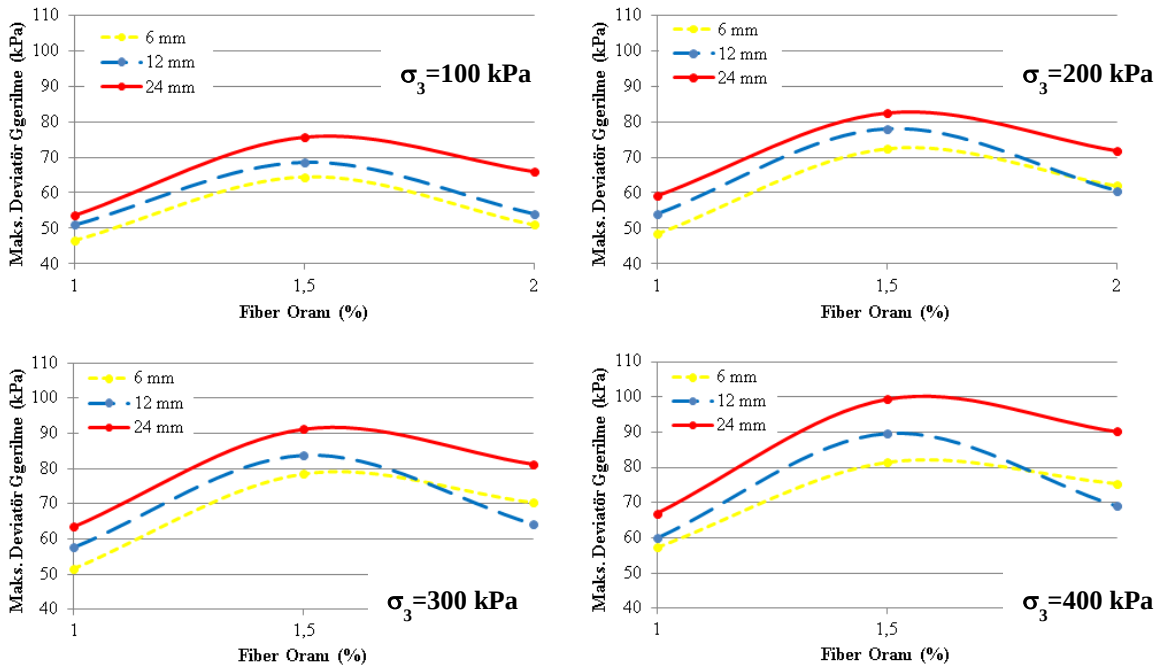
Şekil 7, değişen bazalt fiber boyu ve yüzdesi için farklı çevre basınçlarında elde edilen maksimum deviatör gerilmeleri göstermektedir. Tüm numunelerde çevre basıncının artmasıyla elde edilen maksimum gerilmeler artmıştır. Numuneler doygun olmasına rağmen çevre basıncına bağlı artışın silt zeminin kumsu özellik göstermesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Tablo 2. UU Deneylerinde Maks. Deviatör Gerilme (kPa) ve Kırılmada Boy Değişimi (%)

		σ_3 100 kPa		σ_3 200 kPa		σ_3 300 kPa		σ_3 400 kPa	
Fiber Boyu (mm)	Fiber Oranı (%)	$\varepsilon_{kırılma}$ (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	$\varepsilon_{kırılma}$ (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	$\varepsilon_{kırılma}$ (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	$\varepsilon_{kırılma}$ (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)
--	--	19,72	43,41	18,54	47,17	20,00	49,08	18,31	52,67
6	1,00	13,99	47,14	19,72	48,42	20,00	51,58	19,72	57,28
6	1,50	20,06	64,47	20,00	72,38	19,72	78,48	19,72	81,45
6	2,00	19,72	50,93	20,00	61,92	18,06	71,58	19,44	75,39
12	1,00	18,31	50,97	19,58	54,05	19,72	57,60	19,44	59,97
12	1,50	19,58	68,58	19,72	78,03	16,67	85,79	19,44	89,63
12	2,00	18,57	54,19	19,72	60,60	16,90	64,81	20,00	69,05
24	1,00	19,44	53,61	18,06	59,31	19,72	63,45	19,44	67,02
24	1,50	19,18	**75,64**	19,44	**82,46**	19,58	**91,16**	19,72	**99,35**
24	2,00	19,72	65,95	19,72	71,80	19,44	81,26	19,72	90,16

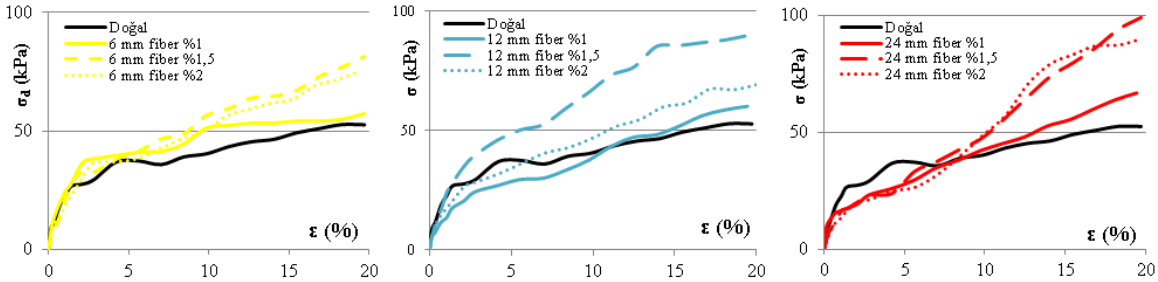
Tablo 3. Bazalt Fiber Katkısı ile Dayanımda Artış Oranları

		σ_3 100 kPa		σ_3 200 kPa		σ_3 300 kPa		σ_3 400 kPa	
Fiber Boyu (mm)	Fiber Oranı (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	Dayanım Artışı (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	Dayanım Artışı (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	Dayanım Artışı (%)	$\sigma_{d,maks.}$ (kPa)	Dayanım Artışı (%)
0	0,00	43,41	0,00	47,17	0,00	49,08	0,00	52,67	0,00
6	1,00	47,14	8,58	48,42	2,66	51,58	5,08	57,28	8,75
6	1,50	64,47	48,52	72,38	53,46	78,48	59,88	81,45	54,64
6	2,00	50,93	17,31	61,92	31,27	71,58	45,83	75,39	43,15
12	1,00	50,97	17,41	54,05	14,60	57,60	17,36	59,97	13,86
12	1,50	68,58	57,96	78,03	65,44	85,79	74,79	89,63	70,18
12	2,00	54,19	24,84	60,60	28,48	64,81	32,04	69,05	31,10
24	1,00	53,61	23,50	59,31	25,75	63,45	29,27	67,02	27,24
24	1,50	75,64	**74,24**	82,46	**74,83**	91,16	**85,71**	99,35	**88,63**
24	2,00	65,95	51,92	71,80	52,23	81,26	65,55	90,16	71,19



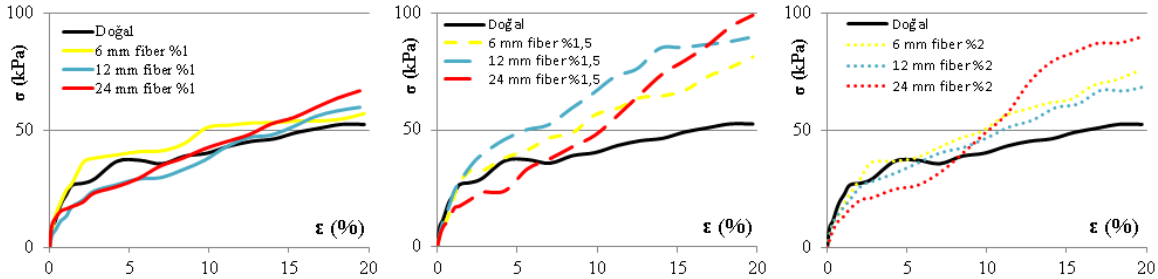
Şekil 7. UU Deneylerinde Maks. Deviatör Gerilmeler

Şekil 8'de 400 kPa çevre basıncında kesilen numunelere ait gerilme – eksenel şekil değiştirme grafikleri örnek olarak sunulmaktadır. Numunelerin tamamı doygun olduğu için hiçbir numunede gevrek kırılma görülmemiş, maksimum bir gerilme değerinden geçilmediği için tüm deneyler %20 deformasyona kadar devam ettirilmiştir. Burada dikkat çeken konu numunelerin birçoğunda %7 civarında bir deformasyona kadar fiber etkisinin açık bir şekilde görünmemesi, bunun ötesinde ise bazalt fiberlerin dayanıma katkısının belirgin bir şekilde ortaya çıkmasıdır. Tüm fiber boyları için %1.5 katkı oranının maksimum artışı sağladığı, ayrıca dayanımdaki maksimum artışın 24 mm boyundaki fiberlerde gerçekleştiği de Şekil 8'den görülmektedir.



Şekil 8. Bazalt Fiber Katkı Oranının Gerilme –Şekil Değiştirme İlişkisine Etkisi (σ_3=400 kPa)

Bazalt fiber katkı oranı sabit tutularak gerilme – eksenel şekil değiştirme grafiklerinin bazalt fiber boyuna göre düzenlenmiş hali Şekil 9'de görülmektedir. Şekil 8 ve Şekil 9 birlikte değerlendirildiğinde eğrilerin şeklinden dayanımdaki artışların sabit oranlarda olmadığı görülmekte olup, bunun nedeninin de bazalt fiberin siltli zemine rastgele karıştırılması olduğudur.



Şekil 9. Bazalt Fiber Boyunun Gerilme –Şekil Değiştirme İlişkisine Etkisi (σ_3=400 kPa)

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada Ndepete ve Sert (2015) tarafından yapılmış olan doygun olmayan siltli zeminin dayanımına bazalt fiber katkısının etkisi çalışmasına ek olarak doğal zeminin ve karışımların doygun olması durumu incelenmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibidir:

- Tüm numunelerin doygun durumda olduğu çalışmada katkısız numunelerde de gevrek kırılma görülmemiş, bununla birlikte katkılı numunelerde dayanım artışı deformasyonla birlikte devam ederken, doğal numunelerde yavaşlama eğilimi belirmiştir.
- %7 deformasyona kadar dayanım artışı açıkça belirmemekte, fark sonraki değerlerde artmaktadır.
- Doygun olmayan durumdakine benzer olarak denenen değerlerden %1.5 katkı oranı dayanımda maksimum artış sağlamaktadır.
- Fiber boyu arttıkça dayanım artışı artmakta, maksimum artış 24 mm fiber boyunda gerçekleşmektedir.
- Dayanım artışı 24 mm bazalt fiberin %1.5 oranında zemine katıldığı durumda çevre basıncına bağlı olarak %74-%89'a kadar yükselmiştir.

Bu sonuçlardan bazalt fiberin zemin iyileştirmede diğer fiber tiplerine alternatif olabileceği düşüncesine varılmıştır.

KAYNAKLAR

ASTM, (2006). "D2487–06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), PA, USA.

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.

Correia, A.A.S., Oliveira, P.J.V., 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, No. 2, pp. 97-106.

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.

Hausmann, M.R., (1990). "Engineering Principles of Ground Modification", McGraw-Hill College, NewYork, 632 pp.

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.

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.

Ndepete, C.P., Sert, S., (2016). "Use of Basalt Fibers for Soil Improvement", Acta Physica Polonica, Vol. 130, No. 1, pp. 355-356.

Ndepete, C.P., Sert, S., (2016). "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.

Önalp, A., Sert, S., (2016). "Geoteknik Bilgisi III Bina Temelleri, Güncelleştirilmiş 3. Baskı", Birsen Yayınevi, İstanbul.

Özdemir, T., Polat, G.E., Azdeniz, Ö., Boz, A., Sezer, A., "Bazalt Fiber ve Kireç ile Güçlendirilmiş Kil Zeminin Dayanım Özellikleri", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onaltıncı Ulusal Kongresi, Atatürk Üniversitesi, Erzurum, sf. 1025-1034.

Parnas, R., Shaw, M., Liu, Q., (2007). "Basalt Fiber Reinforced Polymer Composites", Report Prepared for The New England Transportation Consortium, NETCR63, Project No. 03-7.

Sukontasukkul, P., Jamsawang, P, (2012), "Use of Steel Polypropylene Fibers to Improve Flexural Performance of Deep Soil-Cement Column", Construction and Building Materials, Vol. 29, pp. 201-205.

TSE, (2000). "TSE1500 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Sınıflandırması", Ankara.

TSE, (2006). "TS1900-2 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri- Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini", Ankara.

Yılmaz, Y., Sevencan, Ü., (2010). "Polipropilen Fiber ve Uçucu Kül Katkılı Ankara Kilinin Bazı Geoteknik Özelliklerinin Araştırılması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul, sf. 133-142.

Zaimoglu, A.Ş., (2010). "The Optimization of Unconfined Compressive Strength on Fine Grained Soils Modified with Polypropylene Fibers and Additive Materials", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul, sf. 321-326.

GEOSENTETİK KİL ÖRTÜ (GKÖ) HİDRASYONUNUN ALT ZEMİN TABAKASI TİPİNE GÖRE İNCELENMESİ

Tuğçe ÖZDAMAR KUL[1] **Ali Hakan ÖREN**[2]

ABSTRACT

This study was conducted to investigate the hydration of geosynthetic clay liners (GCLs), that has been used as a cover material in landfill liners, depending on the subsoil types. For this purpose, GCLs which consist of different types of bentonites (GCL-A and polymer treated GCL-B) were hydrated over compacted silty sand and zeolite subsoils. At the end of the hydration durations, final bentonite water contents were compared within each other. The final bentonite water contents of GCL-A after 7 and 62 days of hydration were 61% and 69% when hydrated over silty sand; 64% and 147% when hydrated over zeolite subsoil. Use of zeolit subsoil remarkably increased the final bentonite water content of GCL-A whose plasticity was rather low. This situation was examined on another zeolite which had different particle size and compaction characteristic and similar results were achieved. The final bentonite water content of high plastic and polymer treated GCL-B which was hydrated over zeolite for 90 days was found greater than the same GCL hydrated over silty sand (120% versus 149%).

ÖZET

Burada sunulan çalışmada, katı atık depolama alanlarının üst örtü teşkilinde kullanılan geosentetik kil örtülerin (GKÖ) hidrasyonu alt zemin tabakası tipine bağlı olarak incelenmiştir. Bu amaçla farklı tipte bentonit içeren GKÖ'ler (GKÖ-A ve polimer katkılı GKÖ-B) sıkıştırılmış siltli kum ve zeolit alt zemin tabakaları üzerinde hidrate edilmiştir. Hidrasyon süreleri sonunda GKÖ'lere ait nihai bentonit su içeriği değerleri karşılaştırılmıştır. GKÖ-A'nın 7 ve 62 günlük hidrasyon süresi sonunda nihai bentonit su içerikleri siltli kum üzerinde hidrate edildiğinde sırasıyla %61 ve %69; zeolit üzerinde hidrate edildiğinde ise %64 ve %147'dir. Alt zemin tabakası olarak zeolitin kullanılması görece daha düşük plastisiteli olan GKÖ-A'nın nihai bentonit su içeriğini önemli ölçüde arttırmıştır. Bu durum dane boyu ve sıkıştırma davranışı daha farklı olan başka bir zeolitte de sınanmış ve benzer sonuç elde edilmiştir. Yine zeolit üzerinde 90 gün hidrate edilen daha yüksek plastisiteli ve polimer katkılı GKÖ-B'nin nihai bentonit su içeriği siltli kum üzerinde hidrate edilen aynı GKÖ'ye göre daha yüksek bulgulanmıştır (%120'ye karşılık %149).

[1] Araş.Gör., ÖZDAMAR KUL, T., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliğ Bölümü, tugce.ozdamar@deu.edu.tr
[2] Doç.Dr., ÖREN, A.H., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliğ Bölümü, ali.oren@deu.edu.tr

1. GİRİŞ

Geosentetik kil örtüler (GKÖ) iki geotekstil arasına bentonit serildikten sonra genellikle ısıl işlem veya iğneleme suretiyle birleştirilen düşük geçirimliliğe sahip halı şeklinde kompozit malzemelerdir. Günümüzde GKÖ'lerin geçirimsiz bariyer malzemesi olarak atık depolama alanlarının tabanında, eğimli kısımlarında ve üst örtü teşkilinde kullanımına yaygın olarak rastlanmaktadır.

GKÖ'lerin hidrolik performansı içindeki bentonitin minerolojik ve fizikokimyasal özelliklerinden önemli ölçüde etkilenmektedir. Bununla birlikte GKÖ'lerin etkin bir bariyer malzemesi olarak kullanılabilmeleri için kirletici ile karşılaşmadan önce yeterli miktarda hidrate olmaları gerekmektedir (Petrov ve Rowe 1997; Rowe 2005).

GKÖ'ler arazide serildikten sonra üzerine yerleştirildikleri alt zemin tabakalarından bünyelerine su çekmeye başlarlar. GKÖ içindeki bentonitin emme yoluyla alt zeminden su çekerek şişmesi işlemi "hidrasyon" olarak tanımlanmaktadır. Laboratuvarda bu işlem genellikle hidrolik iletkenlik deneylerine başlanmadan önce GKÖ'ye birkaç saat ile birkaç gün arasında değişen sürelerde ön ıslatma uygulanması ile temsil edilmektedir (Lee ve Shackelford 2005; Petrov ve Rowe 1997; Ruhl ve Daniel 1997). Ancak laboratuvardaki ön ıslatma işlemi arazideki durumu tam olarak yansıtmamaktadır. Bu sebeple son dönemde GKÖ'lerin sıkıştırılmış alt zemin tabakaları üzerinde hidrate edildiği çalışmalar önem kazanmıştır (Anderson, Rayhani, ve Rowe 2012; Barclay ve Rayhani 2013; Chevrier et al. 2012; Rayhani et al. 2011; Rowe ve Abdelatty 2012; Sarabian ve Rayhani 2013).

GKÖ hidrasyonunun sıkıştırılmış alt zemin tabakaları üzerinde gerçekleştirildiği çalışmalarda GKÖ özelliklerinin (örneğin, hidrasyon sonrası su içeriği ve hidrolik iletkenlik davranışı vs.) kullanılan zemin tabakası türüne ve su içeriğine bağlı olarak değişkenlik gösterdiği belirtilmiştir (Anderson et al. 2012; Chevrier et al. 2012; Sarabian ve Rayhani 2013). Ancak yapılan bu çalışmalarda genellikle SM, SP, SC, CL veya ML tipi zeminler kullanılmıştır. Alt zemin tabakası olarak zeolit (MH) kullanılmasının GKÖ hidrastonu üzerindeki etkisi ise bilinmemektedir.

Burada sunulan çalışmada siltli kum ve zeolitin alt zemin tabakası olarak kullanılması durumunda GKÖ hidrasyon davranışları incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar hidrasyon sonu bentonit su içerikleri cinsinden karşılaştırılarak irdelenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Malzeme

Çalışma kapsamında Aydın katı atık depolama alanına bitişik şevden alınan doğal zemin ile Rota Madencilik A.Ş.'den temin edilen benzer dane dağılımındaki zeolitler (Zeolit-1 ve Zeolit-2) alt zemin malzemesi olarak kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan doğal zemin ve zeolitler ASTM D 2487-11 (USCS)'ye göre sırasıyla, siltli kum (SM) ve yüksek plastisiteli silt (MH) olarak sınıflandırılmıştır.

Hidrasyon için kullanılacak GKÖ'ler (GKÖ-A ve GKÖ-B) rulolar halinde temin edilmiştir. İğnelenmek sureti ile imal edilen bu GKÖ'lerden biri (GKÖ-B) polimer katkılıdır. GKÖ'lerin içinden çıkarılan bentonitlerin likit limitleri Casagrande deneye aleti

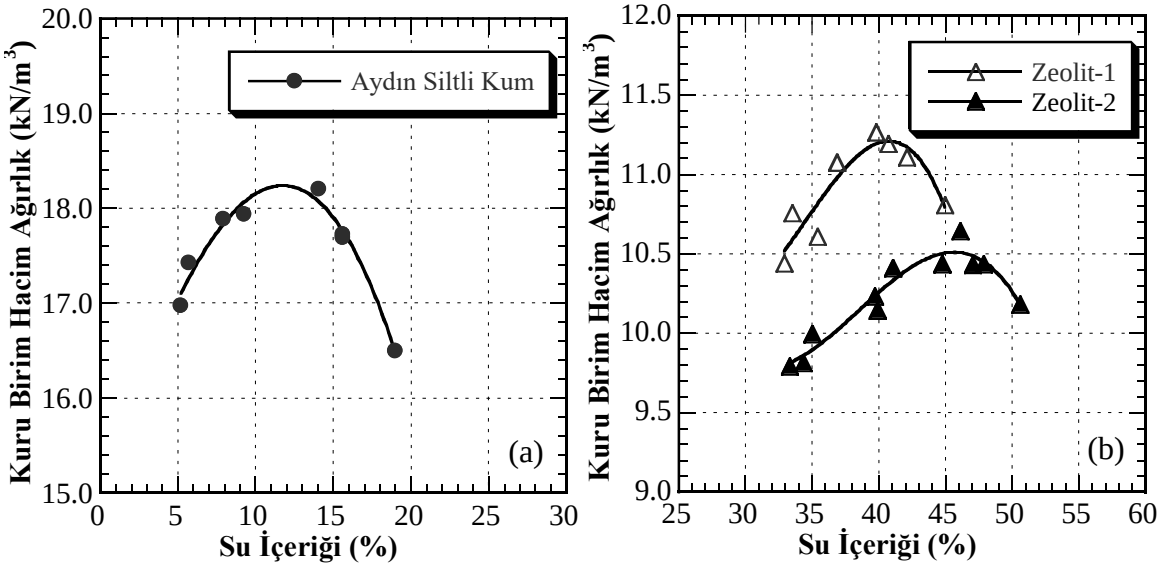
ile ASTM D 4318-10'a göre belirlenmiş olup; GKÖ-A ve polimer katkılı GKÖ-B için sırasıyla %108 ve %1163 bulgulanmıştır. Geosentetik kil örtülere ait bazı fiziko-kimyasal özellikler Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tablo 1. Geosentetik Kil Örtülerin Bazı Fiziko-kimyasal Özellikleri.

GKÖ özelliği	GKÖ-A	GKÖ-B
Bentonit ağırlığı/Alan (g/m^2)	3.5-3.6	2.9-3.0
Birleştirme yöntemi	İğneli	İğneli
Serbest şişme indeksi (mg/2g)	12	32
Likit limit (%)	108	1163
Katyon değişim kapasitesi (meq/100g)	75.7	78.9

2.2. Yöntemler

GKÖ hidrasyonlarında kullanılacak at zemin malzemeleri optimum su içeriklerinin %2 ıslak kısmına (siltli kum, Zeolit-1 ve Zeolit-2 için sırasıyla %14, %43 ve %48) denk gelecek şekilde püskürteç yardımı ile Buca şebeke suyu ile ıslatılmıştır. Zemin danelerinin suyu homojen bir şekilde alabilmeleri için hazırlanan örnekler 24 saat süreyle plastik poşetlerde bekletilmiştir. Bekleme süresi sonunda zemin örnekleri son bir kez daha karıştırılmış ve 15cm'lik kalıplarda ASTM D698-07'ye göre sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işlemi otomatik kompaktör yardımıyla standart Proctor enerjisi altında gerçekleştirilmiştir. Alt zemin tabakalarına ait kompaksiyon eğrileri Şekil 1a-b'de verilmiştir. Şekil 1a'dan da görüleceği gibi siltli kumun optimum su içeriği %12, maksimum kuru birim hacim ağırlığı 18.3 kN/m^3 olarak belirlenmiştir. Benzer şekilde, Zeolit-1 ve Zeolit-2'nin optimum su içerikleri sırasıyla %41, %46, maksimum kuru birim hacim ağırlıkları ise 11.2 kN/m^3, 10.5 kN/m^3'tür (Şekil 1b).



Şekil 1. Hidrasyon İşleminde Kullanılan Alt Zeminlerin Kompaksiyon Eğrileri: a)Siltli Kum; b) Zeolit-1 ve Zeolit-2

GKÖ rulolarından hidrasyon sırasında kullanılmak üzere örnek almak için öncelikle 30 cm×30 cm'lik kare numuneler kesilmiştir. Daha sonra bu numunelerin ortasına 15 cm çapında daireler çizilmiştir. Örnek alma işlemi sırasında çeperlerden bentonit kaybının önlenmesi için kesilme yüzeyi deiyonize su ile az miktarda ıslatılmıştır. Alınan örneklerin

ağırlıkları tartılmış ve kalınlıkları önceden belirlenmiş 4 farklı noktadan kumpas yardımıyla ölçülmüştür. Daha sonra GKÖ'ler hidrate edilmek üzere esnek duvarlı permametre hücrelerine yerleştirilmiştir.

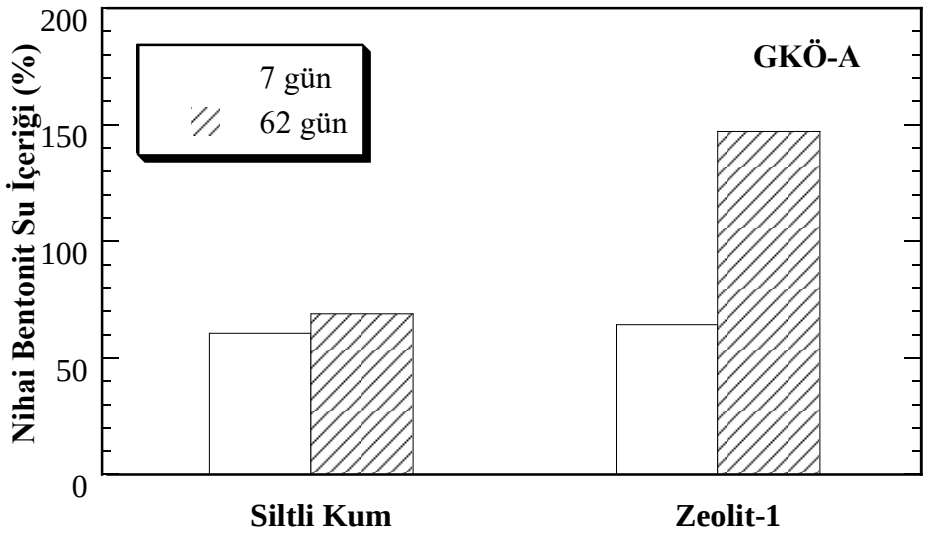
GKÖ hidrasyonlarında katı atık depolama sahasındaki üst örtü teşkili resmedilmiştir. Bu amaçla alt başlığın üzerine sırasıyla Drefon S-1000 örgüsüz geotekstil, sıkıştırılmış alt zemin (siltli kum veya zeolit), GKÖ, HDPE geomembran, Drefon S-1000 geotekstil ve üst başlık yerleştirilmiş ve tüm bu sistemin üzerine lateks membran geçirildikten sonra alt ve üst başlığa üçer adet O-halka takılmıştır. Üst başlık hortum bağlantıları yapıldıktan sonra permametre hücresi su ile doldurulmuş ve sistem üzerine 10 kPa'lık hücre basıncı etkitilmiştir. Program dahilinde GKÖ hidrasyonlarında 7, 62 ve 90 günlük kür süreleri uygulanmıştır. Hidrasyon süresi boyunca permametre hücresinin giriş ve çıkış vanaları kapalı tutularak GKÖ hidrasyonunun sadece alt zeminden su çekme ile gerçekleşmesi sağlanmıştır.

Hidrasyon süreleri sonunda permametre hücrelerindeki su boşaltılmış; lateks membran ve üst başlık kurulanarak GKÖ ve alt zemine dışarıdan su girişi engellenmiştir. Daha sonra GKÖ ve sıkıştırılmış alt zemin tabakası permametre hücresinden çıkarılmış ve su içeriklerinin belirlenmesi için GKÖ'den örnekler alınmıştır. Alınan örnekler 105°C'deki etüvde 24 saat boyunca kurutul su içerikleri hesaplanmıştır.

3.BULGULAR VE TARTIŞMA

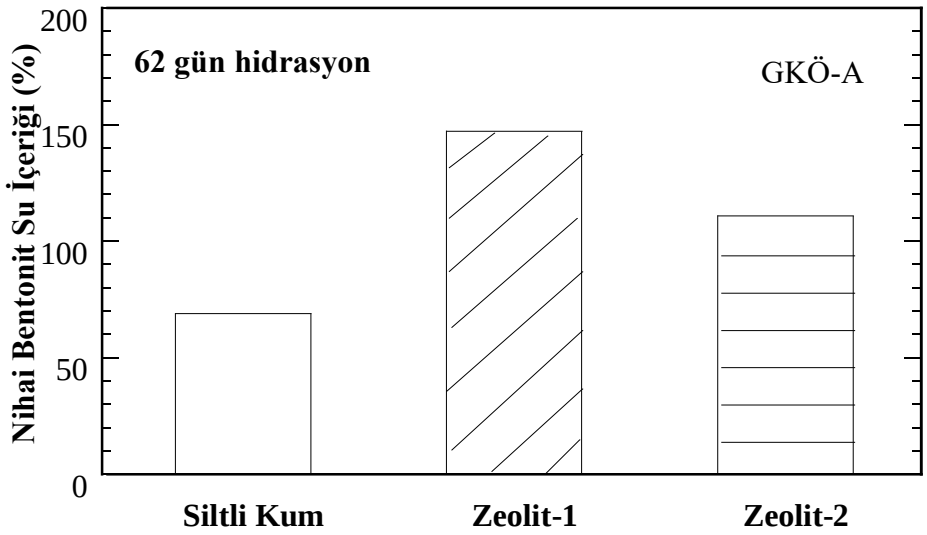
Alt zemin tabakası tipinin GKÖ hidrasyonu üzerindeki etkisi öncelikle düşük plastisiteli GKÖ-A için incelenmiştir. Bu amaçla GKÖ-A örnekleri sıkıştırılmış siltli kum ve Zeolit-1 üzerinde 7 ve 62 gün boyunca hidrate edilmiştir. Hidrasyon süreleri sonunda elde edilen nihai bentonit su içerikleri alt zemin tabakası tipine bağlı olarak Şekil 2'de gösterilmiştir. Sıkıştırılmış siltli kum ve zeolit üzerinde hidrate edilen örneklerin 7 günlük kür süresi sonunda nihai bentonit su içerikleri sırasıyla %61 ve %64; 62 günlük kür süresi sonunda ise %69 ve %147 olarak belirlenmiştir.

Uygulanan hidrasyon süresinden bağımsız olarak zeolit zemin üzerinde kür edilen GKÖ-A örneklerinin nihai bentonit su içerikleri siltli kum üzerinde hidrate edilenlerden yüksek bulgulanmıştır. Bununla birlikte siltli kum ve Zeolit-1 ile 7 gün hidrate edilen GKÖ-A'nın nihai bentonit su içeriği %3 artarken; 62 günlük hidrasyon sonunda bu artış %78 olmuştur. Diğer bir deyişle 62 gün sonunda Zeolit-1 ile elde edilen nihai bentonit su içeriği siltli kum ile elde edilen nihai bentonit su içeriğinden yaklaşık 2.1 kat daha fazladır (%69'dan %147'ye yükselmiştir).



Şekil 2. Alt Zemin Tabakası Tipinin GKÖ-A'nın Nihai Bentonit Su İçeriğine Etkisi

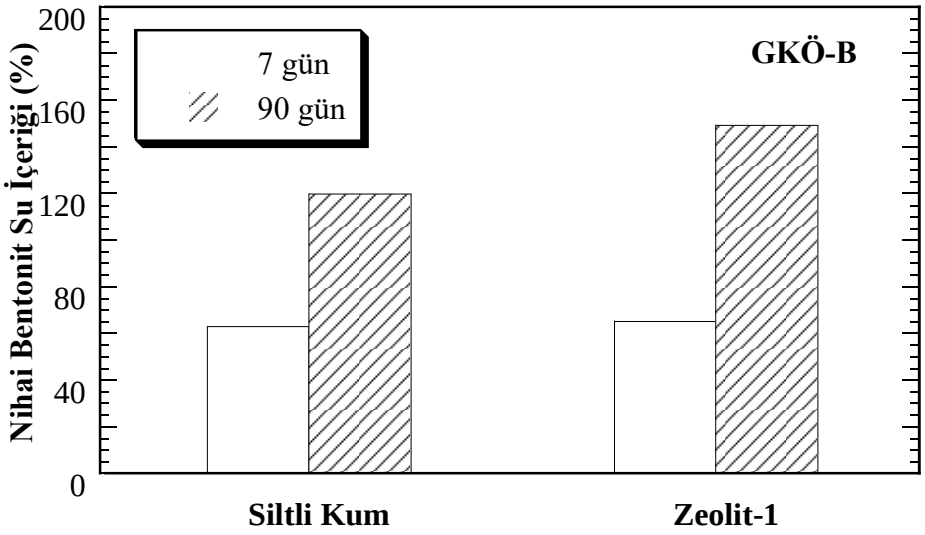
Zeolit alt zemin tabakasının hidrasyon sonu GKÖ nihai bentonit su içeriği üzerindeki etkisi 62 günlük kür süresi için aynı firmadan temin edilen Zeolit-1'e kıyasla farklı dane boyu ve sıkışma özelliği gösteren Zeolit-2 için ayrıca irdelenmiştir. Hidrasyon sonu nihai bentonit su içeriği değerleri Şekil 3'te alt zemin tabakası tipine bağlı olarak karşılaştırılmıştır. GKÖ-A'nın hidrasyonunda Zeolit-1 ve Zeolit-2'nin alt zemin tabakası olarak kullanılması durumunda elde edilen nihai bentonit su içeriği değerleri sırasıyla %147 ve %111 olup; siltli kum ile hidrasyon sonunda elde edilen değerden 2.1 ve 1.6 kat fazladır. Elde edilen sonuçlar, dane çapı dağılımları ve kompaksiyon özellikleri bir miktar farklı olsa bile zeolit zemin ile hidrasyonun GKÖ-A'nın su içeriğini önemli ölçüde arttırdığını göstermiştir. Bu durumun GKÖ hidrolik performansına olumlu katkı sağlaması beklenmektedir.



Şekil 3. Alt Zemin TabakasıTipinin 62 Gün Hidrate edilen GKÖ-A'nın Nihai Bentonit Su İçeriğine Etkisi

Hidrasyon sırasında GKÖ-A'ya kıyasla daha yüksek plastisiteye sahip polimer katkılı GKÖ-B'nin kullanılması durumunda alt zemin tabakası tipinin GKÖ hidrasyonu

üzerindeki etkisi siltli kum ve Zeolit-1 zeminler için de incelenmiştir. Bu amaçla GKÖ-B örnekleri program dahilinde 7 ve 90 gün süreyle sıkıştırılmış siltli kum ve Zeolit-1 alt zemin tabakaları üzerinde hidrate edilmiştir. Elde edilen hidrasyon sonu nihai bentonit su içerikleri Şekil 4'te karşılaştırılmıştır. Şekil 4'ten de görüleceği gibi siltli kum ve Zeolit-1 ile 7 günlük hidrasyon süresi sonunda elde edilen GKÖ su içeri değerleri arasındaki fark yaklaşık %2'dir (sırasıyla %63 ve %65). Ancak hidrasyon süresinin 90 güne çıkarılması durumunda bu fark %29'a çıkmıştır (sırasıyla %120 ve %149). Hidrasyon süresinin arttırılmasının siltli kum üzerinde hidrate edilen polimer katkılı GKÖ-B'nin nihai bentonit su içeriğini arttırıcı etkisi mevcuttur. Bu etki GKÖ A'da sınırlı olarak gözlenmiştir (Şekil 2). Ancak bu etkinin alt zemin tabakası olarak Zeolit-1'in kullanılması durumunda daha belirgin olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 4. Alt Zemin Tabakası Tipinin GKÖ-B'nin Su İçeriğine Etkisi

4.SONUÇLAR

Burada sunulan çalışmada farklı tipteki alt zemin tabakaları (siltli kum ve zeolit) üzerinde kür edilen GKÖ'lerin (GKÖ-A ve GKÖ-B) hidrasyon davranışları incelenmiştir. Kullanılan alt zemin tabakası tipinin GKÖ hidrasyonu üzerindeki etkisi bentonit su içerikleri cinsinden karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlarla ilgili detaylar aşağıda özetlenmiştir:

- Hidrasyon sonu GKÖ'lere ait nihai bentonit su içeriği değerleri kullanılan alt zemin tabakası tipinden önemli ölçüde etkilenmektedir. Siltli kum yerine zeolitin alt zemin tabakası olarak kullanılmasının GKÖ-A ve GKÖ-B'nin nihai bentonit su içeriğini arttırıcı etkisi olduğu bulunmuştur.
- Hidrasyon süresinin arttırılması ile sıkıştırılmış siltli kum ve zeolit alt zemin tabakaları üzerinde hidrate edilen GKÖ'lerin nihai bentonit su içerikleri artmıştır.
- Siltli kum üzerinde 7 ve 62 gün süreyle hidrate edilen görece daha düşük plastisiteli GKÖ-A örneklerinin nihai bentonit su içerikleri arasındaki fark %8 iken (%61-%69); Zeolit-1'in alt zemin tabakası olarak kullanılması durumunda bu fark %83'e çıkmıştır (%64-%147).

- Zeolit dane boyunun ve kompaksiyon özelliklerinin değişmesi ile GKÖ-A'nın nihai bentonit su içeriğinde bir miktar farklılık olduğu görülmüştür. Diğer bir deyişle, Zeolit-1 ve Zeolit-2 ile 62 gün boyunca hidrate edilen GKÖ-A'nın nihai bentonit su içeriği değerleri sırasıyla, %147 ve %111 olarak elde edilmiştir.
- Siltli kum ve zeolit ile hidrate edilen yüksek plastisiteli GKÖ-B'de GKÖ-A'ya kıyasla her zaman daha yüksek nihai bentonit su içeriklerine ulaşılmıştır.

KAYNAKLAR

Anderson, R., M. T. Rayhani, and R. K. Rowe, (2012). "Laboratory Investigation of GCL Hydration from Clayey Sand Subsoil", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 31, pp.31–38.

ASTM D 2487-11 (2011). "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", The American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, United States.

ASTM D 4318-10 (2010). "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", The American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, United States.

ASTM D 698-07 (2007). "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft3(600 kN-m/m3))", The American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, United States.

Barclay, a. and M. T. Rayhani, (2013). "Effect of Temperature on Hydration of Geosynthetic Clay Liners in Landfills", Waste Management & Research, Vol.31, No.3, pp.265–72.

Chevrier, B., D. Cazaux, G. Didier, M. Gamet, and D. Guyonnet (2012). "Influence of Subgrade, Temperature and Confining Pressure on GCL Hydration", Geotextiles and Geomembranes, Vol.33, pp.1–6.

Lee, Jae-Myung and Charles D. Shackelford (2005). "Impact of Bentonite Quality on Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No.1, pp.64–77.

Petrov, Robert J. and R.Kerry Rowe (1997). "Geosynthetic Clay Liner (GCL) - Chemical Compatibility by Hydraulic Conductivity Testing and Factors Impacting Its Performance", Canadian Geotechnical Journal, Vol.34, No.6, pp.863–85.

Rayhani, M. T., R. K. Rowe, R. W. I. Brachman, W. A. Take, and G. Siemens (2011). "Factors Affecting GCL Hydration under Isothermal Conditions", Geotextiles and Geomembranes, Vol.29, No.6, pp.525–33.

Rowe, R. K. (2005). "Long-Term Performance of Contaminant Barrier Systems", Géotechnique, Vol.5, No9,pp.631–78.

Rowe, R. K. and K. Abdelatty (2012). "Effect of a Calcium-Rich Soil on the Performance of an Overlying GCL", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.138, No.4, pp.423–31.

Ruhl, Janice L. and David E. Daniel (1997). "Geosynthetic Clay Liners Permeated with Chemical Solutions and Leachates", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.123, No.4, pp.369–81.

Sarabian, Tahmineh and Mohammad T. Rayhani (2013). "Hydration of Geosynthetic Clay Liners from Clay Subsoil under Simulated Field Conditions." Waste Management, Vol.33, No.1, pp.67–73.

FARKLI SICAKLIKLARDAKİ KİMYASAL ÇÖZELTİDE KULLANILAN GEOSENTETİK KİL KAPLAMANIN HİDROLİK PERFORMANSI

Hakkı O. ÖZHAN1

ABSTRACT

It is essential to cover the waste containment areas with materials that have very low hydraulic conductivity. Geosynthetic clay liner (GCL) is one of these barrier materials. The temperature of the organic wastes that are decomposed during biodegradation might increase up to 60°C. The effect of temperature of the chemical wastes on the hydraulic performance of the lining material is significant. In this study, triaxial permeability and free swell tests were performed on the GCLs that were permeated with 0.5 M KCl chemical solution at 20°C, 40°C and 60°C respectively. These tests were also conducted on the GCLs that were permeated with deionized water. The results indicated that an increase in the temperature caused a significant increase, higher than an order of magnitude, in the permeability of the GCLs that were permeated with 0.5 M KCl solution. However, this increase was very low for the GCLs permeated with deionized water. According to the results, although temperature increase deteriorated the hydraulic performance of the GCLs in terms of permability, it improved swelling capacity of the GCLs. Swell index of the GCLs increased with an increase in temperature.

ÖZET

Atık toplama alanlarının, hidrolik geçirimliliği çok düşük malzemeler ile kaplanması esas alınır. Bu malzemelerden biri de geosentetik kil kaplamadır (GCL). Atık toplama alanlarında biriken organik malzemelerin ayrışması sonucunda atıkların sıcaklık değeri 60°C'lere kadar çıkabilmektedir. Yüksek sıcaklık değerlerine ulaşan kimyasal atıkların kaplama malzemesinin hidrolik performansına etkileri, kaplama malzemesinin kullanılabilirliği bakımından çok önemlidir. Bu çalışmada, 20°C, 40°C ve 60°C'de bulunan 0.5 M KCl kimyasal çözeltisi ile GCL'ler üzerinde üç eksenli permeabilite ile serbest şişme deneyleri yapılmıştır. Aynı sıcaklık değerlerinde deiyonize su ile de deneyler tekrarlanmıştır. Sonuçlara göre sıcaklık artışı, yüksek molaritedeki kimyasal çözelti ile temasta olan GCL'nün permeabilitesini önemli miktarda artırmıştır. Bu artış, 60°C'de test edilen GCL'yü 20°C'de test edilen ile kıyasladığımızda bir mertebeden bile fazla olarak ölçülmüştür. Deiyonize su ile test edilen GCL'lerin permeabilitesi ise sıcaklığın etkisinde çok az miktarda artmıştır. Sıcaklık artışı, hidrolik geçirimliliği artırıp GCL'nün hidrolik performansını bozsa da şişme kapasitesini ters yönde etkilemiştir. Hem 0.5 M KCl çözeltisi hem de deiyonize su ile test edilen GCL'lerin şişme indeksi, sıcaklık artışıyla beraber yükselmiştir.

[1] Yrd. Doç. Dr. , ÖZHAN, Hakkı. O., İstanbul Kemerburgaz Üniversitesi, hakki.ozhan@kemerburgaz.edu.tr

1. GİRİŞ

GCL, serildiği zemin tabakasını kendi üzerinde biriken kimyasal ve organik atıklardan, bariyer özelliği sayesinde koruyan ve yer altı suyunun da bu korumanın sonucunda kirlenmesini önleyen bir kaplama malzemesidir (Rowe, 2007; Koerner, 2005). GCL, bu bariyer özelliğini düşük hidrolik geçirimlilik ve yüksek şişme kapasitesi sayesinde sürdürür ve üstünde biriken sıvıların kendi içinden geçmesini çok düşük seviyelere indirger (Özhan ve Güler, 2016). GCL'nün en önemli kullanım alanlarından biri atık toplama alanlarıdır. Bu alanlara örnek olarak maden atıklarının biriktirildiği barajları sayabiliriz. (Kashir ve Yanful, 2001). Asitlik veya tuz oranlı yüksek olan agresif atıklar, toplanılan sahaya serilen GCL gibi bariyer malzemeleri ile temas halindedir. Bu temas sonucunda, zamana bağlı olarak GCL'nün hidrolik performansında kayıplar gözlemlenmiştir (Bouazza ve Gates, 2014).

Ayrıca yüksek miktarda kimyasal ve organik madde içeren atıklar, zamana bağlı olarak ayrışırlar ve bu ayrışma sonucunda ısı açığa çıkar (Yesiller vd., 2005). Atık toplama alanlarında biriktirilen atıkların sıcaklığı 60 °C'ye kadar çıkabilmektedir. (Rowe ve Hoor, 2009). Yüksek sıcaklık değerleri, geomembran gibi bariyer malzemelerinin mekanik özelliklerini bozmakta ve GCL'nün içerisinde yer alan bentonit kilinin de kurumasına neden olarak hidrolik geçirimliliğini artırmaktadır (Rowe, 2005). Ishimori ve Katsumi (2011), 20°C ve 60°C'de 0.4 M NaCl çözeltileri ile temasta tutulan GCL'ler üzerinde permeabilite ile serbest şişme deneyleri yapmışlardır. Test edilen GCL'ler, granitten oluşan bir zemin üzerine serilmiştir. Deney sonuçlarına göre sıcaklık artışı, yüksek molariteye sahip kimyasal çözeltiye maruz bırakılan GCL'nün hem hidrolik geçirimliliğini hem de şişme kapasitesini artırmıştır.

Tuz çözeltilerle bentonit arasındaki etkileşim sonucunda gerçekleşen katyon alışverişi, bentonitin içerisindeki boşlukları artırarak permeabiliteyi yükseltmektedir (Bouazza ve Gates, 2014). Çözeltinin yoğunluğu ve çözeltideki katyonların değerlik sayısı, GCL içerisindeki bentonitin hidrolik performansını belirlemektedir. Çözeltinin yoğunluğunun ve katyonların değerliğinin artması, permeabilitenin de artmasına neden olmaktadır. (Shan ve Lai, 2002). Farklı tuz yoğunlukları ile farklı sayıda değerlik içeren katyonların oluşturduğu çözeltiler üzerinde permeabilite ve serbest şişme deneyleri yapılmıştır (Jo vd., 2001). Sonuçlara göre üç ve iki değerlikli katyon içeren çözeltilerle test edilen GCL'lerin permeabilitesi, tek değerlikli katyon içeren çözeltilerle test edilen GCL'lerinkine nazaran daha yüksek, şişme indeksi ise daha düşük ölçülmüştür. Lee vd. (2005) ise 0.01 M $CaCl_2$ ve 0.5 M $CaCl_2$ çözeltileri ile temasta tutulan GCL'ler üzerinde permeabilite ve serbest şişme deneyleri yapmışlardır. 0.01 M $CaCl_2$ çözeltisi ile test edilen GCL'nün permeabilitesi 10^{-8} cm/s ve şişme indeksi 26 ml/2g olarak ölçülmüştür. Çözelti yoğunluğunu artırıp 0.5 M $CaCl_2$ çözeltisi ile yapılan testlerde ise GCL'nün permeabilitesi üç mertebe yükselerek 10^{-5} cm/s olarak ölçülmüştür. Şişme indeksi ise 8 ml/2g'a kadar azalmıştır.

Bu çalışmanın amacı, atık toplama alanlarında biriktirilen organik ve kimyasal atıkların ayrışması sonucunda açığa çıkan ısının, zeminde kullanılan bariyer malzemesi olan

GCL'nün hidrolik performansına etkilerinin laboratuvar deneyleri ile irdelenmesidir. Bu amaçla, farklı sıcaklıklardaki agresif atıkları temsilen 20ºC, 40ºC ve 60ºC'de 0.5 M KCl çözeltisi ile temasta tutulan GCL üzerinde üç eksenli permabilite ve serbest şişme deneyleri yapılmıştır. Karşılaştırma yapabilmek için ilgili sıcaklıkta bulunan deiyonize su ile de aynı deneyler tekrarlanmıştır. Böylelikle sıcaklığın GCL'nün hidrolik özelliklerini nasıl değiştirebileceği araştırılmıştır.

2. MALZEMELER VE YÖNTEM

Bu çalışmada kullanılan GCL, örgülü ve örgüsüz geotekstiller arasına granüler sodyum bentonitin serbest şekilde, hiçbir güçlendirme yapılmadan yerleştirilmesi ile oluşturulmuştur. GCL içerisinde kullanılan bentonitin birim alana düşen kütlesi 4800 gr/m^2, özgül ağırlığı 2.69'dur. Likit limit ve plastik limit değerleri ise 640% ve 28%'dir. GCL'nün örgülü geotekstil bileşeninin birim alana düşen kütlesi 100 gr/m^2 ve açıklık boyutu 0.4 mm'dir. GCL'nün örgüsüz geotekstil bileşeninin ise birim alana düşen kütlesi ve açıklık boyutu sırasıyla 250 gr/m^2 ve 0.2 mm'dir.

GCL numuneleri hazırlanırken ilk önce 100 mm çapında kesilen örgüsüz geotekstilin üzerine bentonitin birim alana düşen kütlesini 4800 gr/m^2 olmasını sağlayan miktarda bentonit eklenmiştir. Bentonitin geotekstillere bağlanabilmesi için deiyonize su ile homojen şekilde ıslatılması sağlanmıştır (Özhan, 2011). Sonrasında ise 100 mm çapında kesilen örgülü geotekstil, bentonitin üzerine eklenerek bentonitin geotekstillere yapışması sağlanmıştır (Özhan, 2011).

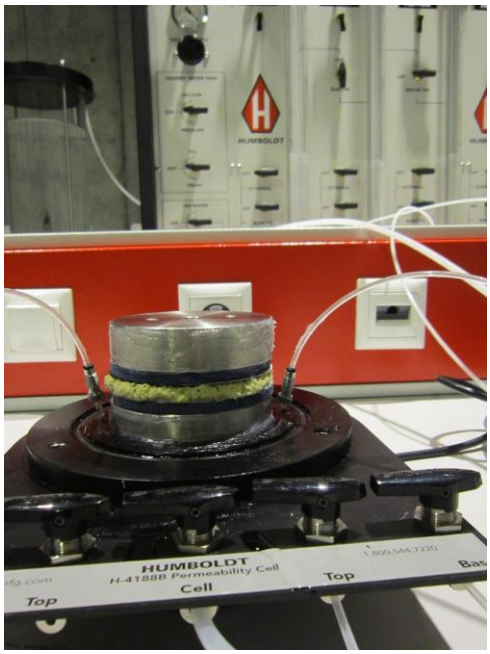
Hazırlanan GCL'ler, esnek duvarlı permeametreler içerisine yerleştirilmiş ve sabit seviyeli, üç eksenli permeabilite deneyine tabi tutulmuşlardır (ASTM D6766, 2012). Bu deney esnasında GCL'lerin permitivitesi (Ψ) ölçülmüştür. Permitivite, GCL'nün hidrolik özelliklerine ilişkin önemli bir parametredir ve aşağıdaki denklem ile ifade edilmektedir (Koerner, 2005):

$$\Psi = \frac{\Delta Q}{A \times \Delta h \times \Delta t} \tag{1}$$

Bu denklemde Ψ (1/s) permitiviteye, ΔQ (cm^3) GCL'nün içerisinden geçen su ya da kimyasal çözelti miktarına, A (cm^2) GCL'nün yüzey alanına, Δh (cm) GCL üzerine etkiyen hidrolik yüke ve Δt (s) ise ΔQ'nin elde edildiği zaman dilimine karşılık gelmektedir.

Şekil 1'de gösterildiği gibi permeametre içerisindeki malzemeler, yukarıdan aşağıya doğru üst başlık, poroz taş, filtre kağıdı, GCL numunesi, filtre kağıdı, poroz taş ve alt başlık olarak sıralanmaktadır. Bu malzemelerin çevresi hiç hava almayacak şekilde lateks membran ile sarılıp permeametre hücresi, deneyde kullanılacak sıvı (deiyonize su ile 0.5 M KCl çözeltisi) ile doldurulmuştur. GCL'nün saturasyonu ile konsolidasyonu tamamlandıktan sonra GCL'ye, aşağıdan yukarı doğru sıvı akışı uygulanmıştır. (ASTM D6766, 2012). Hücre basıncı 550 kPa, GCL giriş basıncı 530 kPa ve GCL çıkış basıncı 527 kPa olarak seçilmiştir. Böylelikle GCL üzerine etkiyen hidrolik yük, 30 cm'ye karşılık gelmiştir (ASTM D6766, 2012). Bu değer, arazi uygulamalarını dikkate alarak 30 cm olarak kararlaştırılmıştır. Bir çok yönetmeliğe göre atık barajlarına serilen kaplama malzemelerinin üzerinde birikebilecek sıvı seviyesi maksimum 30 cm'dir (Weber ve Zornberg, 2005).

0.5 M KCl çözeltisi ile yapılan üç eksenli permeabilite deneyleri, permitivite değerlerinin sabitlenmesinin yaklaşık 35-36 gün sürmesi nedeniyle 40-41 günde tamamlanmıştır. Yüksek molariteye sahip tek değerlikli 0.5 M KCl çözeltisindeki K^+ katyonu ile GCL'nün içerisindeki bentonitin Na^+ katyonu arasındaki etkileşim ve katyon değişimi sonucu oluşan kimyasal denge, 35-36 günde tamamlanmış olup bu süre zarfında GCL'nün permitivitesinde artış gözlemlenmiştir. Deiyonize su ile yapılan deneyler ise sıvının nötr yapıda olmasından dolayı kısa sürmüştür. GCL'ye akış verildikten sonra permitivitede önemli bir değişiklik olmamıştır. Bu nedenle sadece 6-7 gün boyunca okumalar alınmıştır.



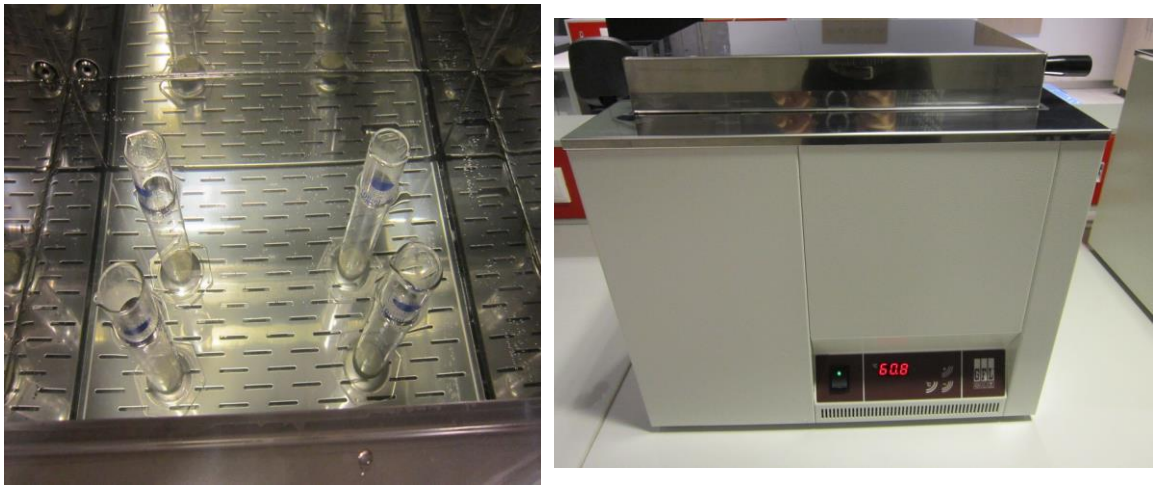
Şekil 1. Üç Eksenli Permeabilite Deneyi için GCL Numunesi Dizilişi

Şekil 2a'da görüldüğü üzere permeametre hücresinin içerisindeki ve GCL'den geçirilen sıvının sıcaklığını istenilen değere ayarlayıp sabitlemek için üç eksenli permeabilite deneylerinde ısıtıcılı paslanmaz çelik su banyoları kullanılmıştır. Su banyolarının içerisi, Şekil 2a'daki gibi permeametre hücrelerinin üst seviyelerine kadar deiyonize su ya da 0.5 M KCl çözeltisi ile doldurulmuştur. Permeametre hücrelerindeki ve hücrelerin içerlerine yerleştirilen GCL'lerdeki sıvı akışını sağlayan plastik hortumlar da ısıtıcılı su banyolarının içerisinde bırakılmıştır. Hem hücre içerisindeki hem de GCL'den geçirilen sıvıyı aktaran hortumların içerisindeki deiyonize suyun sıcaklığının 20^0C'de olması, ısıtıcının 21.1^0C'ye ayarlanması ile mümkün olmaktadır. 1.1^0C'lik fark, hücre ve hortum çıkışlarından alınan suyun sıcaklığının dijital termometre ile ölçülmesiyle elde edilmiştir. Böylelikle ısı alışverişinin tamamlanması ve tüm sistemin sıcaklığının hedeflenen dereceye ulaşması gerçekleşmiştir. Benzer şekilde sıvı sıcaklığının 40^0C'de ve 60^0C'de sabitlenmesi için ısıtıcıların sıcaklığının sırasıyla 41.3^0C'ye ve 61.4^0C'ye ayarlanması gerekmektedir. Bu şekilde, permeametre hücreleri ile temasta bulunan sıvı ve plastik hortumlar ile GCL'nün içerisinden geçirilen sıvının sıcaklığı istenilen sıcaklıkta sabitlenmektedir. Figür 2b'de ise aynı anda devam eden üç eksenli permeabilite deney düzeneğinde GCL'lerden geçirilen 0.5 M KCl çözeltisinin sıcaklığının 60^0C'de olmasını sağlamak için ısıtıcıların sıcaklığının 61.4^0C'ye ayarlanması görülmektedir.

Şekil 2. (a): Deney Sıvısına Batırılmış Permeametre Hücreleri; (b): 61.4 °C'ye Ayarlanmış Isıtıcılı Su Banyoları

Serbest şişme deneylerinde ise tamamı 0.150 mm açıklıktaki ve 65%'i 0.074 mm açıklıktaki eleklerden elenmiş, 105^{0}C'de etüvde kurutulmuş 2'şer gr bentonit kullanılmıştır (ASTM D5890, 2011). Cam büretlere ilk önce deiyonize su ve 0.5 M KCl çözeltisi dökülmüş sonrasında ise ASTM D 5890 (2011)'e uygun olarak bentonit eklenmiştir. Son olarak ise 40^{0}C ve 60^{0}C'de test edilen cam büretlerin içerisine sıvı parafin damlatılmış ve böylelikle yüksek sıcaklıklardan dolayı oluşabilecek sıvı buharlaşması engellenmiştir. Deiyonize su ile test edilen bentonitin şişme indeksi, bentonitin tamamının tüpe eklenmesinden 24 saat sonra; 0.5 M KCl çözeltisi ile test edilen bentonitin şişme indeksi ise 72 saat sonra ölçülmüştür. Bunun sebebi, kimyasal çözelti ile temasta olan bentonitin şişmesinin bir süre daha devam etme olasılığıdır (ASTM D5890, 2011).

Serbest şişme deneylerinde de sıvı sıcaklığını istenilen dereceye sabitlemek için Şekil 3a'da görüldüğü üzere ısıtıcılı su banyoları kullanılmıştır. İçerlerine bentonit eklenmiş cam büretlerdeki sıvının sıcaklığı esas alınmıştır. Dijital termometre ile yapılan ölçümlerde sıcaklıkların 20^{0}C, 40^{0}C ve 60^{0}C olabilmesi için su banyosu içerisindeki sıvının sıcaklığının cam büret içerisindeki sıvı sıcaklığından 0.8 ^{0}C fazla olması gerektiği belirlenmiştir. Şekil 3b'de görüldüğü gibi bentonit ile etkileşimde olan 0.5 M KCl çözeltisinin sıcaklığının 60^{0}C olabilmesi için ısıtıcının 60.8^{0}C'ye ayarlanması gerekmektedir.

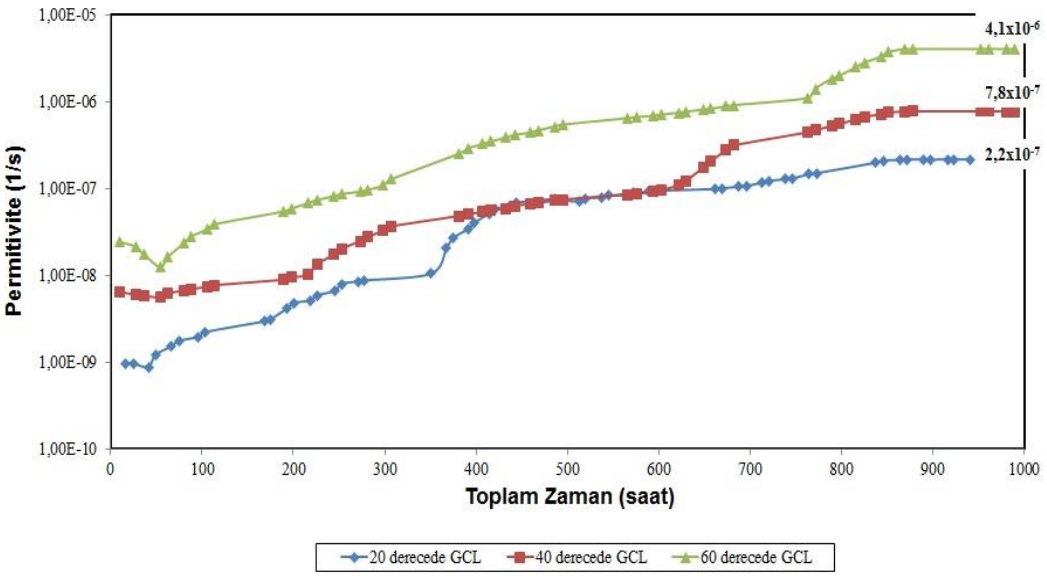


Şekil 3. (a): Serbest Şişme Deneyi için Deney Sıvısına Batırılmış Cam Büretler; (b): 60.8°C'ye Ayarlanmış Isıtıcılı Su Banyosu

3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

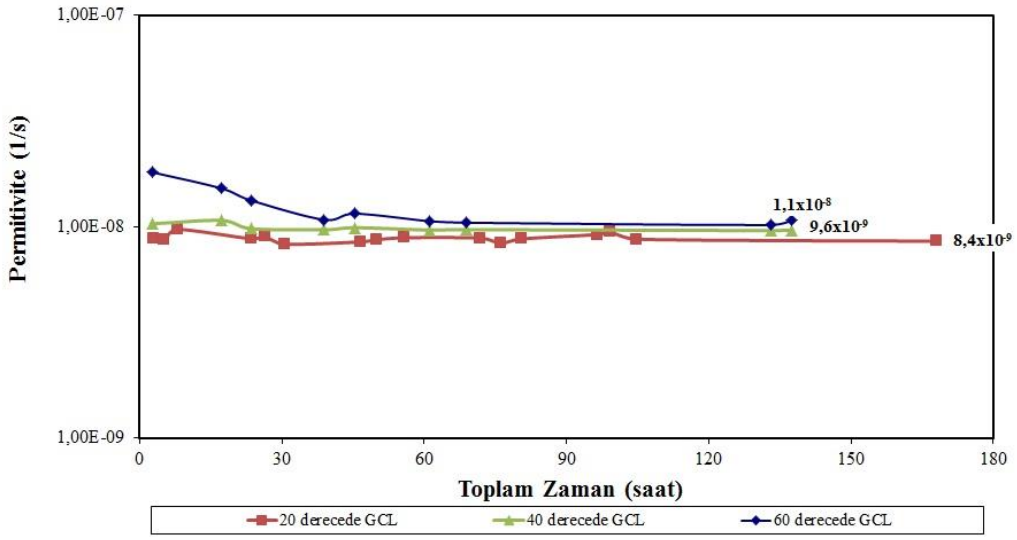
Üç eksenli permeabilite deney sonuçlarına göre, 0.5 M KCl çözeltisi ile etkileşimde olan GCL'lerin permitivitesi, sıcaklığın artması sonucunda önemli oranda artmıştır. 20°C'de test edilen GCL'nün, deney başladıktan yaklaşık 40-41 gün sonra ölçülen permitivitesi, şekil 4'de gösterildiği gibi $2.2x10^{-7}$ 1/s iken 40°C'de $7.8x10^{-7}$ 1/s ve 60°C'de $4.1x10^{-6}$ 1/s olmuştur. Yani permitivite, 20°C'dekine kıyasla 40°C'de 0.5 mertebeden biraz fazla, 60°C'de ise yaklaşık 1.2 mertebe gibi önemli miktarlarda artmıştır. Test edilen GCL'lerin hepsinde deney başladıktan sonraki 40-50 saat içerisinde GCL permitivitesinde çok az oranda azalma olmuş, sonrasında ise çözeltideki katyon ile bentonit arasındaki iyon değişimi tamamlanana kadar artış gözlemlenmiştir. Bu artış, deney başlangıcından yaklaşık 38 gün sonra sona ermiş ve sabit değerler elde edilmiştir.

Deney başlangıcında gözlemlenen çok az miktarda permitivite azalması, hidrolik yükün istenilen seviyeye artırılması sonucunda bentonit parçacıklarının aniden kenetlenmeye çalışması ve bentonitteki mevcut boşlukların kapanma eğilimi göstermesine bağlanabilir. Fakat sonrasında, yüksek konsantrasyona sahip 0.5 M KCl çözeltisindeki katyonların GCL ile teması sonucu GCL içerisindeki bentonitin katyonları ile etkileşime geçmesi, bentonitin boşluk oranını önemli miktarda artırmış ve kimyasal denge sağlanana kadar bu artış devam etmiştir. Sonuçta permeabilite ve permitivite gibi hidrolik geçirimliliği tanımlayan parametrelerde yükselme gözlemlenmiştir.



Şekil 4. 0.5 M KCl ile Test Edilen GCL'lerin Farklı Sıcaklıklardaki Permitivite-Zaman Değişimleri

Şekil 5'de ise deiyonize su ile test edilen GCL'lerin sıcaklığa bağlı permitivite dağılımları verilmiştir. Sıcaklık, permitiviteyi önemli sayılamayacak miktarda artırmıştır. 20°C, 40°C ve 60°C deiyonize suda test edilen GCL'lerin permitivitesi 6-7 gün sonunda, sırasıyla $8.4x10^{-9}$ 1/s, $9.6x10^{-9}$ 1/s ve $1.1x10^{-8}$ 1/s olarak ölçülmüştür. 60°C'de test edilen GCL'nün permitivitesi, 20°C'de test edilene kıyasla sadece 0.17 mertebe artmıştır. Yani sıcaklık artışının GCL'nün hidrolik geçirimliliğini bozması, 0.5 M KCl çözeltisi ile temastayken çok daha fazla olmuştur. Ayrıca deiyonize su ile test edilen GCL'lerin permitivitesi, deney başlangıcından sonuna kadar neredeyse aynı değerlerde kalmıştır. Bunun sebebi, bentonit ile su etkileşiminde katyon değişiminin olmamasıdır. Bu sebepten dolayı, GCL içerisinden deiyonize su geçirildikten yaklaşık 6-7 gün sonra deneyler sonlandırılmıştır.



Şekil 5. Deiyonize Su ile Test Edilen GCL'lerin Farklı Sıcaklıklardaki Permitivite-Zaman Değişimleri

Sıcaklık artışının GCL'nün permitivitesini artırıp hidrolik performansını bozması ise, yüksek sıcaklıklarda test edilen sıvının viskozitesinde meydana gelebilecek azalmaya bağlanabilir (Ishimori ve Katsumi, 2011). Yüksek sıcaklıktaki sıvı, GCL içerisinde bulunan bentonit ile temas ettiğinde, bentonitin boşluk oranını artırmıştır. Bentonitin sıcaklığa bağlı olarak daha geçirgen bir yapı oluşturması, yüksek konsantrasyona sahip KCl çözeltisi ile temastayken deiyonize suya kıyasla daha fazla olmuştur.

GCL'nün permitivite değerlerinin, 0.5 M KCl çözeltisi ve deiyonize su ile temastayken karşılaştırıldığında, çözeltideki katyonların bentonitteki katyonlarla değişimi sonucunda oluşan hidrolik geçirimlilik artışına bağlı olarak farklılık gösterdiği aşikardır. Bu sonuca göre, GCL'nün permitivitesi 0.5 M KCl çözeltisi ile temastayken, test edilen her sıcaklık değerinde, deiyonize su ile test edilen GCL'nün permitivitesine kıyasla yaklaşık 1.3-2.3 mertebe daha yüksek ölçülmüştür. Bu fark, 20°C'de yaklaşık 1.3 mertebe iken 40°C'de 1.8 mertebe, 60°C'de ise yaklaşık 2.3 mertebe olmuştur. Yani 60°C'de, yine sıcaklığın etkisindeki çözeltideki olası viskozite azalmasına bağlı olarak hidrolik geçirimlilik parametreleri, daha düşük sıcaklıkta test edilen değerlere nazaran daha yüksek ölçülmüştür. Yani, hem sıcaklık artışı hem de çözeltinin yüksek konsantrasyonlu ve tek değerlikli katyon içeren tuz çözeltisi olması, GCL'nün hidrolik geçirimliliğini önemli miktarda artırmıştır.

Tablo 1. Üç Eksenli Permeabilite ve Serbest Şişme Deney Sonuçları

	0.5 M KCl ile Test Edilen GCL			**Deiyonize Su ile Test Edilen GCL**		
	20°C	40°C	60°C	20°C	40°C	60°C
Permitivite (1/s)	$2{,}19 \times 10^{-7}$	$7{,}81 \times 10^{-7}$	$4{,}08 \times 10^{-6}$	$8{,}42 \times 10^{-9}$	$9{,}64 \times 10^{-9}$	$1{,}07 \times 10^{-8}$
Şişme İndeksi (ml/2g)	6	9	12,5	24	26	28

Tablo 1'de, GCL ile temasta tutulan iki farklı sıvı ve üç farklı sıcaklık değeri için yapılan deney sonuçlarından elde edilen permitivite ve şişme indeksi değerleri verilmiştir. GCL'nün şişme indeksi ise, sıvının sıcaklık artışına bağlı olarak yükselmiştir. 0.5 M KCl ile test edilen GCL'lerde şişme indeksi, 20°C'de 6, 40°C'de 9 ve 60°C'de 12.5 ml/2g iken deiyonize su ile test edilen GCL'lerde ise, 20°C'de, 40°C'de ve 60°C'de sırasıyla 24, 26 ve 28 ml/2g olarak ölçülmüştür. Tablo 2'de de görüldüğü üzere şişme indeksi, sıcaklıkla doğru orantılı olarak yükselmektedir. 0.5 M KCl çözeltisinin kimyasal içeriği ve bentonit ile etkileşimi sonucu oluşan katyon değişimi, GCL'nün şişme kapasitesini önemli ölçüde azaltmıştır. Yüksek konsantrasyonlu KCl çözeltisi, deiyonize suya kıyasla GCL'nün hem permitivitesini önemli oranda artırmış hem de şişme indeksini yine önemli oranda azaltmıştır. Yani GCL'nün hidrolik performansı, 0.5 M KCl çözeltisi ile oldukça fazla bozulmuştur. Sıcaklık artışı sonucunda GCL'nün şişme indeksi yükselse de 0.5 M KCl çözeltisi ile test edilen GCL'de 60°C'de ancak 12.5 ml/2g değerine ulaşmıştır. Bu değer,

GCL'nün bariyer özelliği bakımından kullanımı için sakınca oluşturmaktadır. Deiyonize su ile test edilen GCL'lerde ise bu değer, 60°C'de 28 ml/2g gibi oldukça yüksek bir düzeydedir. Sonuç olarak serbest şişme deney sonuçları incelendiğinde, GCL içerisinden geçirilen sıvının kimyasal yapısından bağımsız olarak GCL'nün şişme kapasitesi, bu sıvıdaki sıcaklık artışında yükselmektedir. Sıcaklık artışında oluşan sıvıdaki muhtemel viskozite azalması, GCL'nün permitivitesini düşürmesine rağmen şişme indeksine buna benzer bir etkide bulunamamıştır. Yani GCL'nün hidrolik özellikleri bakımından iki farklı parametresine sıcaklık artışının ters yönde etkisi olmuştur. Hidrolik geçirimlilik parametresi olan permitivite yükselip daha geçirgen bir yapı oluştururken; yani GCL'nün bariyer özelliğini bozarken şişme kapasitesi parametresi olan şişme indeksi yükselmiş ve hacimsel olarak daha dolgun bir yapı oluşturarak GCL'nün bariyer özelliğine katkıda bulunmuştur.

4. SONUÇLAR

Yapılan üç eksenli permeabilite deney sonuçlarına göre GCL'nün maruz kaldığı sıvı ile etkileşimi sonucunda permitivitesi, sıvının sıcaklık artışıyla beraber artmıştır. Bu artış, sıcaklık 20°C'den 60°C'ye yükseldiğinde, 0.5 M KCl çözeltisi ile temasta olan GCL için bir mertebeden fazla iken deiyonize su ile temasta olan GCL için 0.2 mertebeden bile az ölçülmüştür. Sonuç olarak sıcaklık artışı, GCL'nün hidrolik geçirimliliğini 0.5 M KCl çözeltisi etkisinde deiyonize suya kıyasla çok daha fazla artırmıştır.

Yapılan serbest şişme deney sonuçlarına göre hem 0.5 M KCl çözeltisi hem de deiyonize su ile test edilen GCL'lerin şişme indeksi, sıcaklıkla birlikte artmıştır. Bu artış, sıcaklık 20°C'den 60°C'ye yükseldiğinde, 0.5 M KCl çözeltisi ile temasta olan GCL için 6.5 ml/2g iken deiyonize su ile temasta olan GCL için 4 ml/2g olarak ölçülmüştür.

GCL ile temasta bulunan sıvıdaki sıcaklık artışı, GCL'nün hidrolik performansını iki farklı bakımdan etkilemiştir. Hem hidrolik geçirimliliği gösteren permitivite parametresi, hem de şişme kapasitesini gösteren şişme indeksi parametresi sıcaklıkla beraber yükselmiştir. Yani permitivite, GCL'nün hidrolik performansını azaltırken şişme indeksi, artırmıştır. Fakat permitivitedeki artış, şişme indeksine kıyasla daha fazla olmuş ve GCL'nün hidrolik özellikleri, genel anlamda sıcaklık artışıyla kötüleşmiştir.

Uygulamada yüksek miktarda kimyasal içeren atık suyununun atık toplama alanlarında biriktirilmesini temsil etmek için 0.5 M KCl çözeltisi ile GCL temas ettirilmiştir. Atık suyundaki organik maddelerin ayrışması sonucunda, atık suyunun sıcaklığı artmaktadır. Tatlı su göletlerinde biriktirilen suyu temsilen ise deiyonize su ile GCL temas ettirilmiştir. Bu çalışmada yapılan üç eksenli permeabilite ve serbest şişme deney sonuçlarına göre, GCL'den geçirilen sıvıdaki sıcaklık artışı, sıvının 0.5 M KCl çözeltisi olarak seçildiği durumda GCL'nün hidrolik performansını, GCL'nün permitivitesini önemli oranda artırarak bozmuş; sıvının deiyonize su seçildiği durumda ise GCL'nün hidrolik performansını neredeyse değiştirmemiştir. Sonuç olarak, agresif atıkların biriktirildiği atık toplama alanlarında GCL kullanımı, atık suyunda meydana gelebilecek sıcaklık artışına

bağlı olarak belirli bir zaman sonra GCL'nün hidrolik özelliklerini kaybetmesine sebep olup sorun yaratabilmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, TÜBİTAK (Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu) tarafından, "3501-Ulusal Genç Araştırmacı Kariyer Geliştirme Programı" kapsamında desteklenmiştir. Desteklenen proje, "114M282" No'lu ve "Atık Su Sıcaklığının Polimer Katkılı ve Katkısız Geosentetik Kil Örtülerin Hidrolik Performansına Etkileri" başlıklı projedir.

KAYNAKLAR

ASTM D5890, (2011). "Standard Test Method for Swell Index of Clay Mineral Component of Geosynthetic Clay Liners", West Conshohocken, PA.

ASTM D6766, (2012). "Standard Test Method for Evaluation of Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay Liners Permeated with Potentially Incompatible Aqueous Solutions", West Conshohocken, PA.

Bouazza, A. ve Gates, W.P., (2014). "Overview of Performance Compatibility Issues of GCLs with Respect to Leachates of Extreme Chemistry", Geosynthetics International, Vol.21, No.2, pp. 151-167.

Ishimori, H. ve Katsumi, T., (2012). "Temperature Effects on the Swelling Capacity and Barrier Performance of Geosynthetic Clay Liners Permeated with Sodium Chloride Solutions", Geotextiles and Geomembranes, Vol.33, pp.25-33.

Jo H.Y., Katsumi T., Benson C.H., ve Edil T.B., (2001). "Hydraulic Conductivity and Swelling of Nonprehydrated GCLs Permeated with Single-species Salt Solutions", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.127, No.7, pp.557-567.

Kashir, M. ve Yanful, E.K., (2001). "Hydraulic Conductivity of Bentonite Permeated with Acid Mine Drainage", Canadian Geotechnical Journal, Vol.38, No.5, pp.1034-1048.

Koerner, R.M., (2005). "Designing with Geosynthetics", (5th ed), Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, United States of America.

Lee, J.M., Shackelford, C.D., Benson, C.H., Jo, H.Y. ve Edil, T.B., (2005). "Correlating Index Properties and Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, pp.1319-1329.

Özhan, H.O. ve Güler, E., (2016). "Factors Affecting Failure by Internal Erosion of Geosynthetic Clay Liners Used in Fresh Water Reservoirs", Environmental & Engineering Geoscience,Vol.22, No.2, pp. 157-169.

Özhan, H.O., (2011). "Internal Erosion of Geosynthetic Clay Liners under High Hydraulic Heads", Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.

Rowe, R.K., ve Hoor, A., (2009). "Predicted Temperatures and Service Lives of Secondary Geomembrane Landfill Liners", Geosynthetics International, Vol.16, No.2, pp.71-82.

Rowe, R.K., (2007). "Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications", Soils and Rocks, Vol.30, No.10, pp.3-30.

Rowe, R.K., (2005). "Long-term Performance of Contaminant Barrier Systems", 45th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.55, No.9, pp.631-678.

Shan, H.Y. ve Lai, Y.J., (2002). "Effect of Hydrating Liquid on the Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay Liners", Geotextiles and Geomembranes, Vol.20, No.1, pp.19-38.

Weber, C.T. ve Zornberg, J.G., (2005). "Leakage Through Liners under High Hydraulic Heads", Proceedings GRI-18 at Geofrontiers, ASCE, Austin, TX., pp.1-7.

Yesiller, N., Hanson, J.L. ve Liu, W.L., (2005). "Heat Generation in Municipal Solid Waste Landfills", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No.11, pp.1330-1344.

ATAPULJİT-BENTONİT KARIŞIMLI GEOSENTETİK KİL ÖRTÜLERİN HİDROLİK İLETKENLİKLERİ

Meriç ÖZTÜRK[1] Ali Hakan ÖREN[2]

ABSTRACT

Under the content of a research study, hydraulic conductivity of polymer geosynthetic clay liner (PB GCL) and mixture of bentonite-attapulgite GCLs [%70PB+%30Atapuljit (A) and %50PB+%50A] were evaluated herein. These GCLs were permeated with distilled deionized water (DDW) and some salt solutions using flexible wall permeameters. The hydraulic conductivity of PB GCL were 2.0×10^{-11} m/s to DDW, whereas that of %70PB+%30A and %50PB+%50A GCLs were 3.7×10^{-11} m/s and 3.2×10^{-11} m/s, respectively. In the case of 50 mM $CaCl_2$ and 50 mM $MgCl_2$ solutions, all GCLs reached final hydraulic conductivities of more or less 2.0×10^{-7} m/s, although their hydraulic conductivity behavior and initial hydraulic conductivities were rather different within each other. These results showed that adding attapulgite in GCL had minor effect on the hydraulic conductivity. In addition, influence of concentration on the hydraulic conductivity was evaluated for PB GCL. Increase in the $CaCl_2$ concentration from 50 mM to 500 mM did not change the hydraulic conductivity. However, the hydraulic conductivity behaviors changed depending on the concentration of the solution.

ÖZET

Burada bir araştırma çalışması kapsamında polimer geosentetik kil örtü ve bentonite-atapuljit karışımı GKÖ'lerin hidrolik iletkenlikleri değerlendirilmiştir. Bu GKÖ'ler deiyonize su ve bazı tuz çözeltileri esnek duvarlı permametre kullanılarak süzdürülmüştür. PB GKÖ'nün deiyonize su ile hidrolik iletkenliği 2.0×10^{-11} m/s iken %70PB+%30A ve %50PB+%50A GKÖ'lerinki sırasıyla 3.7×10^{-11} m/s ve 3.2×10^{-11} m/s elde edilmiştir. 50 mM $CaCl_2$ ve 50 mM $MgCl_2$ çözeltilerinin kullanıldığı durumda, hidrolik iletkenlik davranışları ve başlangıç hidrolik iletkenlikler kendi aralarında farklı olsa da tüm GKÖ'lerin nihai hidrolik iletkenlikleri aşağı yukarı 2.0×10^{-7} m/s'ye ulaşmıştır. Bu sonuçlar GKÖ'ye atapuljit ilave etmenin hidrolik iletkenliğe az etkisi olduğunu göstermiştir. Buna ilave olarak, konsantrasyonun hidrolik iletkenlik üzerine etkisi PB GKÖ için değerlendirilmiştir. $CaCl_2$ konsantrasyonunun 50 mM'dan 500mM'a artması hidrolik iletkenliği değiştirmemiştir. Fakat çözelti konsantrasyonuna bağlı olarak hidrolik iletkenlik davranışları değişmiştir.

[1] ÖZTÜRK. M., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Buca, İzmir, mericztrk@gmail.com; Geomas Geokompozit Sanayi Mühendislik Ticaret A.Ş., mericozturk@geomas.com.tr.
[2] ÖREN, A.H., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Buca, İzmir, ali.oren@deu.edu.tr

1. GİRİŞ

Geosentetik Kil Örtüler (GKÖ), kolay uygulanabilir, darbelere karşı dayanıklı ve suya karşı geçirimliliği (hidrolik iletkenliği) düşük olan malzemelerdir (Jo vd., 2001). Bu avantajlarından dolayı GKÖ'ler günümüzde hem dünyada hem de ülkemizde pek çok alanda yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu alanların başında daha çok geçirimsizliğin gerekli olduğu maden işletmelerinin atık havuzları, gölet tabanları, atık depolama sahaları ve kanal yatakları gelmektedir.

GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik değerlerinin düşük olması, iki geoteksil arasına serilen yüksek su emme özelliğine sahip ince bentonit tabakası tarafından sağlanmaktadır. Geçirimlilik üzerinde bentonitin minerolojik ve fiziko-kimyasal özellikleri önemli rol oynamaktadır (Jo vd., 2005; Lee ve Shackelford, 2005). Yüksek smektit içeriğine sahip ve sodyumla doyurulmuş bentonitlerle üretilen GKÖ'lerin hidrolik iletkenlikleri ≤ 2×10-11 m/s mertebesinde olmaktadır. Fakat bu değer kullanılan süzdürme sıvısına bağlı olarak değişmektedir. Özellikle yüksek konsantrasyona sahip tuz çözeltilerinde (≥50 mM), organik sıvılarda, çok düşük ve çok yüksek ortam pH'lerinde hidrolik iletkenlik önemli ölçüde artmaktadır (Ashmawy vd., 2002; Benson vd., 2010; Bouazza ve Gates, 2014; Guyonnet vd., 2009, 2005; Jo vd., 2004, 2001; Katsumi vd., 2008, 2007; Kolstad vd., 2004; Liu vd., 2015; Petrov vd., 1997; Petrov ve Rowe, 1997; Shackelford vd., 2000).

Bununla birlikte farklı türde katkılarla işlenen bentonitlerin GKÖ içinde kullanılmasıyla bu malzemelerin hidrolik iletkenlik performansı artırılabilmektedir. Fakat bu çalışmalar oldukça yenidir ve bunun üzerine yapılan araştırmalar tüm dünyada halen devam etmektedir. Özellikle bentonitin polimer katkılarla işlendiği GKÖ'lerin kullanıldığı çalışmalara son yıllarda daha sık rastlanmaktadır (Emidio vd., 2015; Katsumi vd., 2008; Razakamanantsoa vd., 2012; Özhan, 2016). Ancak bentonitlerin alternatif diğer kil mineralleri ile karıştırılarak kullanıldığı çalışmalar ise oldukça azdır.

Burada sunulan çalışma polimer katkılı bentonit ve özel bir kil minerali olan atapuljitle karıştırılarak imal edilmiş GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik davranışlarını incelemektedir. Bu amaçla ağırlıkça %0, %30 ve %50 atapuljit içeren GKÖ'ler kalsiyum klorür ($CaCl_2$) ve magnezyum klorür ($MgCl_2$) çözeltileri kullanılarak laboratuvarda hidrolik iletkenlik deneyine tabi tutulmuştur.

2. MALZEMELER VE YÖNTEMLER

2.1. Malzemeler

Bu çalışmada iğnelenmiş 3 adet GKÖ kullanılmıştır. Bu GKÖ'ler araştırma amaçlı olarak polimer bentonit (PB) ve %70PB+%30Atapuljit (A) ve %50PB+%50A olacak şekilde Türkiye'de bir firma tarafından üretilmiştir. GKÖ'ler rulolar halinde Dokuz Eylül Üniversitesi, Zemin Mekaniği Laboratuvarı'na gönderilmiştir. İndeks özelliklerini belirlemek için GKÖ'nün iğnelenmiş lifleri maket bıçağı ile kesilerek geotekstiller arasındaki bentonit bir kap içerisine dökülmüştür.

Hidrolik iletkenlik deneylerinde süzdürme sıvısını olarak deiyonize (damıtık) suya ilave olarak farklı konsantrasyonlarda $CaCl_2$ ve $MgCl_2$ çözeltileri kullanılmıştır. Deiyonize su, Çevre Mühendisliği Laboratuvarı'ndaki Milli-Q Gradient Su Saflaştırma Sistemi'nden

temin edilmiştir. Tuzlar ise Merck markalı ürünler olup; çözeltiler saf su ile 50 mM, 100 mM ve 500mM olarak hazırlanmıştır.

2.2. Yöntemler

Bentonit indeks özellikleri

Bentonitlerin özgül ağırlıkları, kıvam limitleri ve elek analizleri sırasıyla ilgili ASTM standartlarına göre yapılmıştır (ASTM:D4318-05 2005, ASTM:D422-63 2007, ASTM:D854-14 2014). Buna göre PB'nin özgül ağırlığı 2.77 elde edilmiş, GKÖ içerisinde atapuljit miktarı arttıkça bu değer 2.63'e düşmüştür. Benzer şekilde likit limit değeri de %385'ten (PB) %253'e düşmüştür (%50PB+%50A). Plastik limit değeri ise PB, %70PB+%30A ve %50PB+%50A'te sırasıyla %58, %69 ve %78 bulgulanmıştır. Yıkamalı elek analizi neticesinde No 200 elek altına geçen miktar PB'de %94 iken %70PB+%30A ve %50PB+%50A'te %71 elde edilmiştir. Bentonitlerin indeks özellikleri Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tablo 1. GKÖ'lerin Bazı Fiziksel Özellikleri

GKÖ	G_s	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	-No.200 (%)
PB	2.77	385	58	94
%70PB+%30A	2.68	295	69	71
%50PB+%50A	2.63	253	78	71

Hidrolik İletkenlik Deneyi

Hidrolik iletkenlik deneyleri için 10 cm çapında halka yardımıyla GKÖ üzerinde daire çizilmiş ve bu daire sınırı deiyonize su ile bir miktar ıslatılmıştır. Bu ıslatma ile GKÖ kesilme yüzeyindeki bentonitlerin şişerek dökülmesi önlenmiştir. Daha sonra keskin uçlu maket bıçağı yardımıyla GKÖ dikkatlice kesilmiştir. Hidrolik iletkenliğin hesaplanabilmesi için GKÖ'nün çap ve kalınlığı örnek üzerinde farklı noktalardan kumpasla ölçülmüştür.

Hidrolik iletkenlik deneylerinde poröz taş yerine örgüsüz geotekstiller kullanılmıştır. GKÖ örneği iki örgüsüz geotekstil arasına konduktan sonra örnek çevresi yan çeperden sızmanın önlenmesi için GKÖ içerisinden çıkarılan bentonit ile sıvanmıştır. Sıvama işleminden sonra örnek çevresine lateks membran geçirilmiştir. Alt ve üst başlığa sızmanın engellenmesi için üçer adet o-halka yerleştirilmiştir. Permametre hücresi su ile doldurulup hidrolik iletkenlik deneylerine hazır hale getirilmiştir.

Hidrolik iletkenlik deneyinin tatbikinde ASTM:D6766-12 (2014) takip edilmiştir. Deneyler, 35 kPa hücre basıncı altında akış yönü yukarıdan aşağıya doğru olacak şekilde başlatılmıştır. Hücre basıncı uygulandıktan sonra bağlantı boruları ve GKÖ üzerine yerleştirilen örgüsüz geotekstilin dokuları arasındaki hava boşlukları borulardan süzdürme sıvısı geçirilerek dışarı atılmıştır (flush). GKÖ'ler giriş vanası açık olacak şekilde aynı süzdürme sıvısı ile 24 saat bekletilerek ön ıslatmaya bırakılmış ve daha sonra da hidrolik iletkenlik deneylerine başlanmıştır. Deneylerde arazi şartlarını temsil etmek için geri basınç uygulanmamıştır. Deney süresince ortalama efektif gerilme 26 kPa, hidrolik eğim de 110 olarak hesaplanmıştır.

Hidrolik iletkenlik deneyleri deiyonize su ile 8 ay sürdürülmüş, tuz çözeltileri ile süreler geçirgenliğe bağlı olarak oldukça kısalmıştır. Deney boyunca fiziksel stabilite kontrolü çıkış ve giriş sıvılarının hacimleri oranlanarak belirlenmiştir ($Q_{çıkış}/Q_{giriş}$). Bu oranın 1.0±0.25 arasında olması beklenmektedir. Kimyasal stabilite kontrolü ise pH ve elektriksel iletkenlik (Eİ) ölçümleri yapılarak belirlenmiştir. Ölçüm için ACCUMET XL50 cihazının ilgili uçları (prob) kullanılmıştır. Nihai aşamada $pH_{çıkış}/pH_{giriş}$ ve $Eİ_{çıkış}/Eİ_{giriş}$ oranları belirlenmiştir. Hidrolik iletkenlik deneylerinin sonlandırılabilmesi için gerekli kimyasal denge koşulu ASTM D 6766'da 1.0±0.1 olarak tanımlanmıştır. Deney yöntemi ile ilgili daha detaylı bilgi Ören ve Demirkiran (2015) ve Ören ve Özdamar'dan (2014) temin edilebilir.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. Deiyonize Su ile Hidrolik İletkenlikler

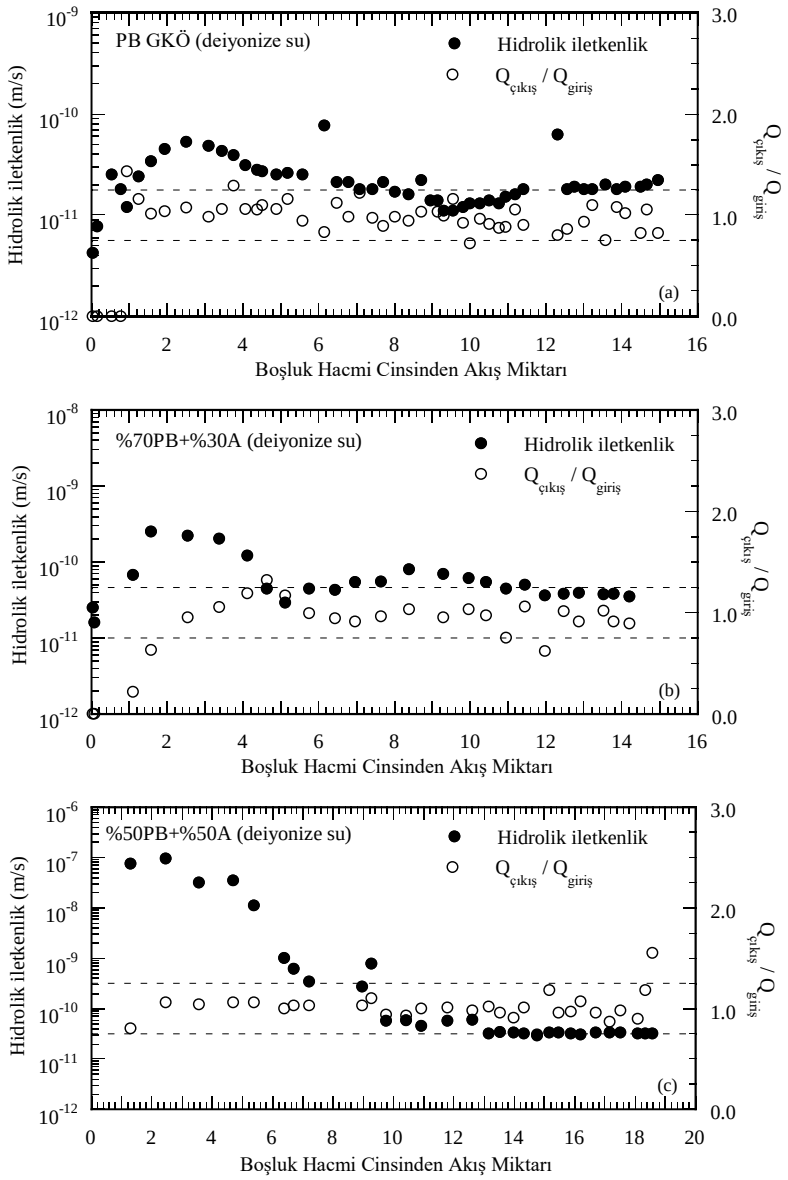
GKÖ'lerin deiyonize su ile yapılan deneyler sonunda elde edilen hidrolik iletkenlik davranışları sırayla Şekil 1a-c' de verilmiştir. Hidrolik iletkenlikler boşluk hacmi cinsinden akış miktarları (BHCAM) ile temsil edilmiştir (Ören ve Demirkiran, 2015). Deneylerdeki fiziksel denge durumunu gösteren $Q_{çıkış}/Q_{giriş}$ grafiklerde ikincil y-eksenine 1.0 ± 0.25 sınır şartlarını gösterecek şekilde yerleştirilmiştir.

Deiyonize suyun süzdürme sıvısı olarak kullanıldığı örneklerden, PB GKÖ'nün hidrolik iletkenliği deney başında 4.2×10^{-12} m/s elde edilmiştir. Deney boyunca hidrolik iletkenliklerde bir miktar artma ve azalmalar olsa da bu değişimler önemsizdir. Nihai durumdaki hidrolik iletkenlik değerini belirlemek için son 4 okumanın ortalaması alınmıştır. Buna göre PB GKÖ'nün nihai hidrolik iletkenliği 2.0×10^{-11} m/s olarak belirlenmiştir (Şekil 1a).

Atapuljitli karışımlardan %70PB+%30A GKÖ'nün hidrolik iletkenlik davranışı Şekil 1b'de gösterilmiştir. Deney başında 2.0×10^{-11} m/s hidrolik iletkenliğe sahip olan %70PB+%30A GKÖ, 1.5 BHCAM'de 2.0×10^{-10} m/s'ye yükselmiş, daha sonra deney sonuna kadar azalarak nihai durumda 3.7×10^{-11} m/s değerine ulaşmıştır.

Diğer atapuljitli karışım olan %50PB+%50A GKÖ ile yapılan deneylerde ise deney başında hidrolik iletkenlik değeri diğer GKÖ'lere göre daha yüksek ölçülmüştür (1.0×10^{-7} m/s). Daha sonra GKÖ hidrolik iletkenlik değerleri hızlı bir şekilde azalmaya başlamıştır (Şekil 1c). Bu aşamadan deneyin tamamlandığı noktaya kadar hidrolik iletkenlik değişmemiş (3.2×10^{-11} m/s).

Karışımdaki atapuljit oranına bağlı olarak polimer bentonite atapuljit ilave edilmesiyle GKÖ'nün hidrolik iletkenliği 1.5 ile 2.0 kat arasında artmıştır. Atapuljit minerali plaka şeklindeki kil mineraline kıyasla silika tetrahedranın uzun çift zincirlerinden oluşan genişlemeyen (şişmeyen), negatif yüzey yükü düşük ve iğnemsi bir mineraldir (Broderick ve Daniel, 1990). Literatürde yapılan az sayıdaki çalışmada sıkıştırılmış kum-atapuljit karışımlarının su ile süzdürüldüğü durumdaki hidrolik iletkenliklerinin 1.0×10^{-7} m/s ile 1.0×10^{-10} m/s arasında olduğu raporlanmıştır (Al-Rawas vd., 2006; Broderick ve Daniel, 1990; Stern vd., 1998). Bu durum bentonite kıyasla atapuljit tipi killerin hidrolik iletkenliklerinin birkaç mertebe daha yüksek olduğunu göstermektedir. Bu çalışmada da atapuljitin GKÖ'ye ilave edilmesiyle hidrolik iletkenlikte meydana gelen artış literatürle uyumludur.



Şekil 1. Geosentetik Kil Örtülerin Deiyonize Su ile Hidrolik İletkenlikleri:
a) PB, b) %70PB+%30A ve c) %50PB+%50A.

3.2 $CaCl_2$ ve $MgCl_2$ ile Hidrolik İletkenlikler

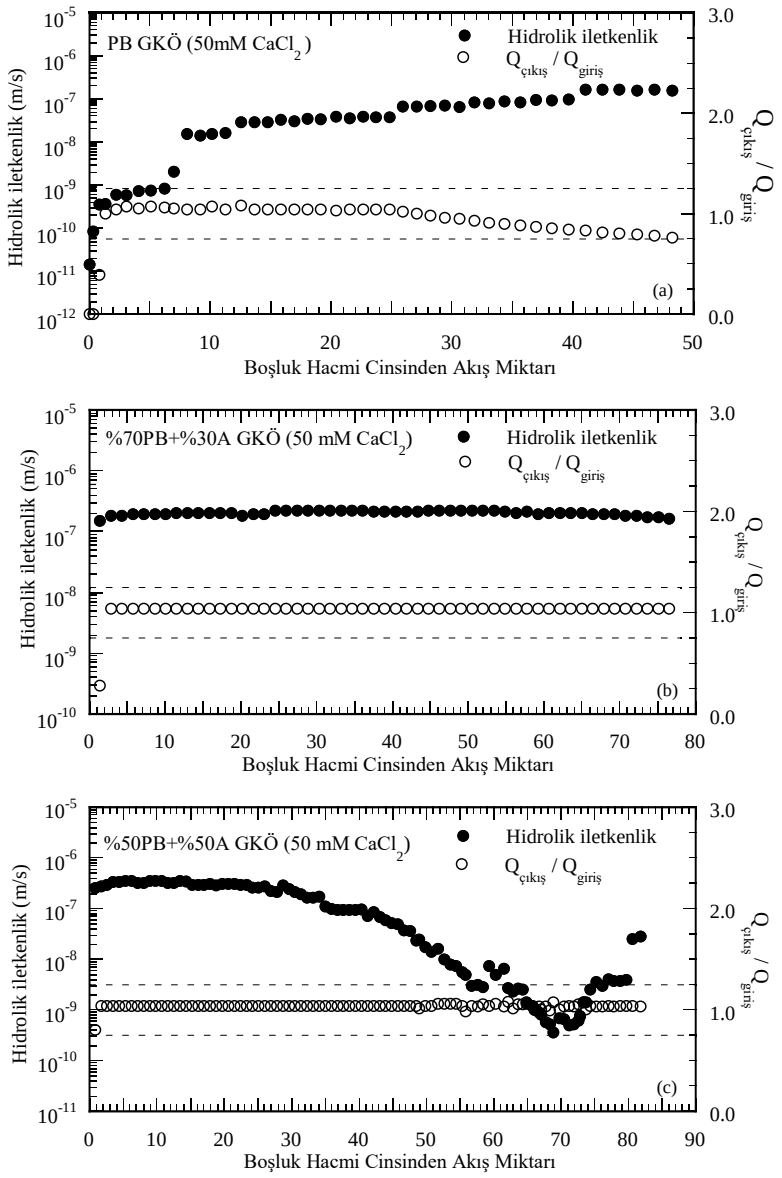
Çift değerlikli tuz çözeltilerinden bazılarının polimer ve atapuljit/polimer karışımlı GKÖ'lerin hidrolik iletkenlikleri üzerine etkisi bu bölümde incelenmiştir. Bu amaçla PB, %70PB+%30A ve %50PB+%50A GKÖ'ler 50 mM $CaCl_2$ ve 50 mM $MgCl_2$ çözeltileri ile hidrolik iletkenlik deneylerine tabi tutulmuştur. Deneylerde kullanılan $CaCl_2$ ve $MgCl_2$ çözeltileri bu tip çalışmalarda sıklıkla tercih edilmektedir. Atık depolama alanlarından alınan sızıntı suları ve maden havuzlarından alınan sularda çift değerlikli katyonlar baskındır (Benson vd., 2010; Bradshaw ve Benson, 2013; Shan ve Lai, 2002). Diğer yanda bu sıvıların kötü kokulara sahip olması ve saklama koşullarındaki zorluktan dolayı pek çok zemin mekaniği laboratuvarında tuz çözeltileriyle deney yapılması tercih edilir. İki değerliğe sahip olan bu tuzlar bentonitin bünyesinde bulunan tek değerlikli katyonlarla kolayca yer değiştirerek GKÖ'nün hidrolik iletkenliğini arttırmaktadır (Benson vd., 2010; Jo vd., 2001; Katsumi vd., 2008; Kolstad vd., 2004; Petrov vd., 1997; Ruhl ve Daniel,

1997; Shan ve Lai, 2002). Deneylerde kullanılan 50 mM çözelti konsantrasyonu orta sertlikte kabul edilebilecek bir konsantrasyondur ve hidrolik iletkenlikte kısa sürede değişimlere sebep olabilir. Bununla birlikte hidrolik iletkenlik davranışında konsantrasyon etkisini görebilmek için PB GKÖ üzerinde 50mM çözeltiye ilave olarak, 100 mM ve 500 mM $CaCl_2$ çözeltileriyle de hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır.

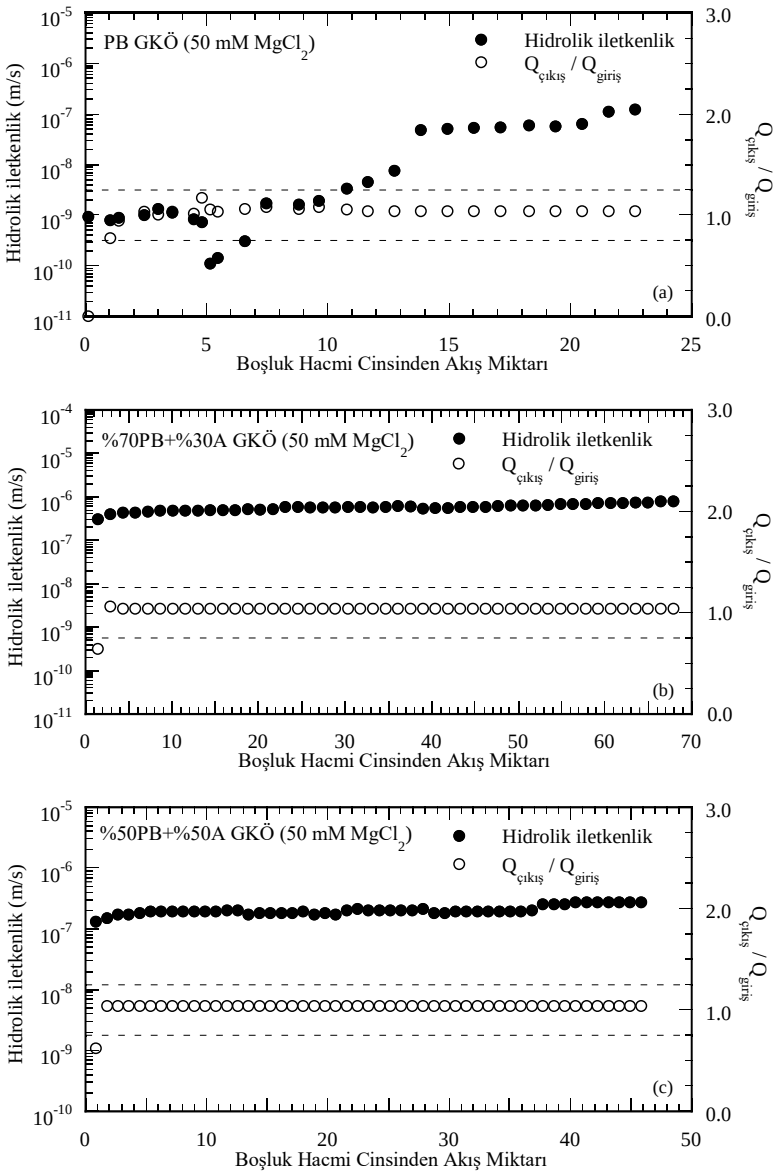
Süzdürme sıvısı olarak 50 mM $CaCl_2$ kullanıldığı deneyde PB GKÖ'nün başlangıç hidrolik iletkenlik değeri düşük olsa da bu değer zamanla artma eğilimine girmiştir. Şekil 2a'da görülebileceği gibi deney başındaki hidrolik iletkenlik değeri 1.1×10^{-11} m/s, deney sonundaki değeri ise 5.0×10^{-7} m/s'dir. Atapuljitli karışımlardan %70PB+%30A GKÖ'nün 50 mM $CaCl_2$ çözeltisi kullanılarak yapılan hidrolik iletkenlik deneyinde de yüksek geçirgenlik değerleri elde edilmiştir. Bu GKÖ'nün hidrolik iletkenlik değeri başlangıçtan deneyin tamamlandığı 77 BHCAM'ye kadar sabit bir davranış sergilemiş ve deney sonunda 1.7×10^{-7} m/s nihai değerine ulaşmıştır (Şekil 2b). Şekil 2c'de gösterilen %50PB+%50A GKÖ'nün hidrolik iletkenlik davranışı ise diğer GKÖ'lerden bir miktar farklıdır. Deney başında 2.5×10^{-7} m/s değerinde olan hidrolik iletkenlik 70 BHCAM'ye kadar kademeli azalarak 5.0×10^{-10} m/s'ye ulaşmış; sonrasında 82 BHCAM'ye kadar hızlı bir biçimde artarak 1.5×10^{-8} m/s ölçülmüştür.

Benzer durum 50 mM $MgCl_2$ çözeltisi ile yapılan deneylerde de gözlenmiştir. PB GKÖ'nün hidrolik iletkenlik değeri deney başında 9.3×10^{-10} m/s iken 5 BHCAM'den sonra yükselmeye başlamış ve nihai durumda 1.2×10^{-7} m/s değerine ulaşmıştır (Şekil 3a). Diğer yanda %70PB+%30A ve %50PB+%50A GKÖ'nün hidrolik iletkenlikleri deney başından sonuna kadar sabit değerlerde seyretmiş ve nihai hidrolik iletkenlikler sırasıyla 7.7×10^{-7} m/s ve 2.7×10^{-7} m/s olarak ölçülmüştür (Şekil 3b-c).

Tuz çözeltileriyle yapılan deneylerde her üç GKÖ'nün hidrolik iletkenlikleri deiyonize su ile süzdürülen durum için elde edilen değerlerden yüksek bulgulanmıştır. Hidrolik iletkenlikteki bu farklılık GKÖ tipinden bağımsız olarak değişmektedir. Su ile yapılan deneylerde GKÖ'ler rahatça şişerek akış için gerekli olan boşlukları kapatmaktadır. Diğer bir deyişle, bentonit partikülleri kristal şişmeye bağlı olarak ozmotik şişme davranışı da sergilediğinden partiküller arasındaki boşlukları kapatır. Partiküllerin çevresindeki elektriksel kuvvetler etkisindeki su tabakası hareketsizdir ve akışa katılmaz. Hareketli su yalnızca çok sınırlı olan boşluklardan akabildiğinden geçirgenlik de oldukça düşüktür (~2.0×10^{-11} m/s). Fakat tuz çözeltileriyle yapılan deneylerde geçirgenlik 3-4 mertebe artmıştır. Hidrolik iletkenlikte bu artışın sebebi, bentonitin bünyesindeki sodyumla çift değerlikli kalsiyum iyonlarının yer değiştirmesinden kaynaklanmaktadır. Bu gerçekleştiğinde bentonit çevresindeki elektriksel kuvvetler etkisindeki su tabakası baskılanır. Tabaka kalınlığı daralmaya başlar ve bentonit gözenekli hale gelir. Bentonitler arasında boşlukların artması, hidrolik iletkenliğin de yükselmesine neden olur (Benson vd., 2010; Benson ve Meer, 2009; Jo vd., 2004, 2001; Katsumi vd., 2008; Kolstad vd., 2004).



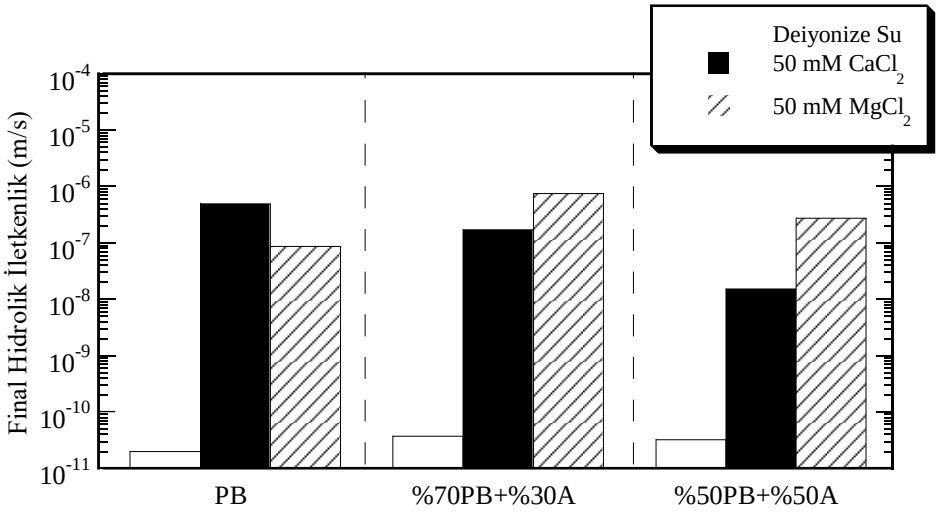
Şekil 2. Geosentetik Kil Örtülerin 50 mM $CaCl_2$ Çözeltisi ile Hidrolik İletkenlikleri: a) PB, b) %70PB+%30A ve c) %50PB+%50A.



Şekil 3. Geosentetik Kil Örtülerin 50 mM $MgCl_2$ Çözeltisi ile Hidrolik İletkenlikleri: a) PB, b) %70PB+%30A ve c) %50PB+%50A.

Deneylerde atapuljitli karışım kullanılmasının etkisi oldukça sınırlı olarak gözlenmiştir. Düşük katyon değişim kapasitesine sahip olan atapuljit, tuzlu su ve organik çözeltiler karşısında stabildir. Literatürde yapılan sınırlı sayıdaki çalışmada sıkıştırılmış kum-atapuljit karışımlarının su ile süzdürüldüğü durumdaki hidrolik iletkenlikleriyle tuz çözeltileri ve organik sıvıların kullanıldığı deneylerden elde edilen hidrolik iletkenliklerin benzer olduğu raporlanmıştır (Broderick ve Daniel, 1990). Bu değerler Na-bentonitin sahip olduğu hidrolik iletkenliklerden oldukça yüksektir (~2.0×10^{-11} m/s'ye karşılık 10^{-7}-10^{-10} m/s). Dolayısıyla atapuljitin karışıma ilave edilmesinin hidrolik iletkenliği arttırıcı etkisi olduğunu söylemek mümkündür. Diğer yanda PB GKÖ'nün hidrolik iletkenliğinin tuz çözeltileriyle artmış olması doğal olarak %70PB+%30A GKÖ ve %50PB+%50A GKÖ'de de artacağı anlamına gelmektedir. Gerçekten de Şekil 4'ten de görülebileceği gibi tuz çözeltileriyle elde edilen nihai hidrolik iletkenlikler PB GKÖ'ye oldukça yakındır (2.0×10^{-7} m/s). Buna tek istisna olarak %50PB+%50A GKÖ'nün 50 mM $CaCl_2$ ile hidrolik iletkenliği gösterilebilir (1.5×10^{-8} m/s). Fakat bu GKÖ'nün Şekil 2c'de gösterilen hidrolik

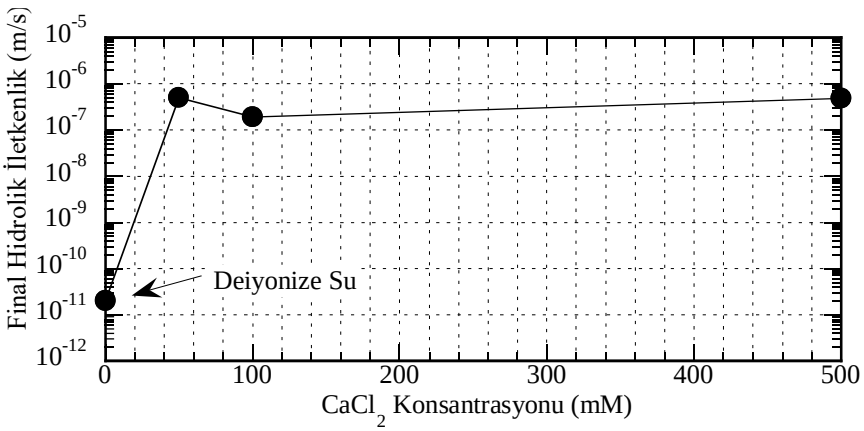
iletkenlik davranışı incelendiğinde geçirgenliğin artış eğiliminde olduğu görülebilir. Deney bir süre daha devam ettirilseydi, bu GKÖ'nün hidrolik iletkenliği de 2.0×10^{-7} m/s mertebelerine ulaşabilirdi.



Şekil 4. Geosentetik Kil Örtülerin 50 mM'lık $CaCl_2$ ve $MgCl_2$ Çözeltileriyle Elde Edilen Nihai Hidrolik İletkenliklerinin Deiyonize Su ile Karşılaştırılması.

Çalışma kapsamında konsantrasyon etkisi 50 mM, 100 mM ve 500 mM $CaCl_2$ çözeltileriyle yalnızca PB GKÖ üzerinde sınanmıştır. Şekil 2a'da 50 mM $CaCl_2$ ile ilgili gerekli gösterim ve açıklama yapılmıştır. Süzdürme sıvısı olarak 100 mM $CaCl_2$ kullanılan deneyde de hidrolik iletkenlik başlangıçta 1.7×10^{-11} m/s değerinde iken deney boyunca hızlı biçimde artarak yaklaşık olarak 1.9×10^{-7} m/s değerine ulaşmıştır. Agresif tabir edilen 500 mM konsantrasyonda ise hidrolik iletkenlik deney başından sonuna kadar 4.8×10^{-7} m/s değerinde seyretmiştir. Bu değer, 50 mM ve 100 mM $CaCl_2$ çözeltileriyle yapılan deneylerin başlangıç hidrolik iletkenliklerinden 4 mertebe (10000 kat), nihai hidrolik iletkenliklerinden ise 2.5 kat daha yüksektir. Şekil 5'te konsantrasyon etkisi nihai durumdaki hidrolik iletkenlikler dikkate alınarak gösterilmiştir.

Konsantrasyon etkisi ile hidrolik iletkenliğin artması beklenen bir durumdur. Bentonit partikülü çevresinde tutulu bulunan adsorbe su tabakası kalınlığı konsantrasyonla ters orantılı olarak değişmektedir. Diğer bir deyişle konsantrasyon arttıkça tabaka kalınlığı azalmaktadır. Bu durum, bentonit partikülleri arasındaki boşlukların artmasına ve hareketli su için daha fazla akım kanalları oluşmasına sebep olmaktadır. Böylece hidrolik iletkenlik de artmaktadır (Jo vd., 2004, 2001; Katsumi vd., 2008).



Şekil 5. $CaCl_2$ Konsantrasyonunun Polimer Katkılı Geosentetik Kil Örtünün (PB GKÖ) Hidrolik İletkenliği Üzerine Etkisi.

4. SONUÇLAR

Burada sunulan çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenmiştir:

GKÖ'lerin deiyonize su ile süzdürülen hidrolik iletkenlikleri PB GKÖ'de 2.0×10^{-11} m/s olarak bulgulanmıştır. Atapuljitli karışıma sahip GKÖ'lerin (%70PB+%30A ve %50PB+%50A) hidrolik iletkenlikleri bu değerden 1.5-2.0 kat daha yüksektir.

Hidrolik iletkenlik davranışları farklı olsa da 50 mM $CaCl_2$ ve 50 mM $MgCl_2$ çözeltileri ile yapılan deneylerde nihai durumdaki hidrolik iletkenlikler yaklaşık 2.0×10^{-7} m/s elde edilmiştir. Bu değer deiyonize suyla elde edilen hidrolik iletkenliklerden 3-4 mertebe yüksektir.

GKÖ içinde atapuljit kullanılması hidrolik iletkenlik açısından herhangi bir avantaj veya dezavantaj sağlamamıştır.

Farklı konsantrasyonlarda hazırlanan $CaCl_2$ çözeltileriyle süzdürülen PB GKÖ'de hidrolik iletkenlik davranışları farklı elde edilmiştir. Çözelti konsantrasyonu 50 mM ve 100 mM olduğunda başlangıç hidrolik iletkenlikleri yaklaşık 2.0×10^{-11} m/s mertebesinde elde edilmiş sonra hidrolik iletkenlikler kademeli olarak artarak 2.0×10^{-7} m/s'ye ulaşmıştır. Bu artış 100 mM'da daha hızlı ve daha erken BHCAM'de olmuştur. Fakat 500 mM konsatrasyonla yapılan deneylerde hidrolik iletkenlik deney başından sonuna kadar yüksek seviyede seyretmiştir (4.8×10^{-7} m/s). Her üç konsantrasyonda nihai hidrolik iletkenlikler birbirine çok yakın ve 2.0×10^{-7} m/s mertebelerindedir.

KAYNAKLAR

Al-Rawas, A.A., Mohamedzein, Y.E.A., Al-Shabibi, A.S., and Al-Katheiri, S. 2006. Sand-attapulgite clay mixtures as a landfill liner. Geotechnical and Geological Engineering, 24(5): 1365–1383.

Ashmawy, A.K., El-Hajji, D., Sotelo, N., and Muhammad, N. 2002. Hydraulic performance of untreated and polymer-treated bentonite in inorganic landfill leachates. Clays and Clay Minerals, 50(5): 546–552.

ASTM:D422-63. 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. *In* ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–8.

ASTM:D4318-05. 2005. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *In* ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–14.

ASTM:D6766-12. 2014. Standard Test Method for Evaluation of Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay. *In* ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–9.

ASTM:D854-14. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. *In* ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–8.

Benson, C.H., and Meer, S.R. 2009. Relative Abundance of Monovalent and Divalent Cations and the Impact of Desiccation on Geosynthetic Clay Liners. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(3): 349–358.

Benson, C.H., Ören, A.H., and Gates, W.P. 2010. Hydraulic conductivity of two geosynthetic clay liners permeated with a hyperalkaline solution. Geotextiles and Geomembranes, 28(2): 206–218.

Bouazza, A., and Gates, W.P. 2014. Overview of performance compatibility issues of GCLs with respect to leachates of extreme chemistry. Geosynthetics International, 21(2): 151-167.

Bradshaw, S.L., and Benson, C.H. 2013. Effect of municipal solid waste leachate on hydraulic conductivity and exchange complex of geosynthetic clay liners. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(4): 1-17.

Broderick, G.P., and Daniel, D.E. 1990. Stabilizing compacted clay against chemical attack. Journal of Geotechnical Engineering, 116(10): 1549–1567.

Du, Y.J., Fan, R.D., Liu, S.Y., Reddy, K.R., and Jin, F. 2015. Workability, compressibility and hydraulic conductivity of zeolite-amended clayey soil/calcium-bentonite backfills for slurry-trench cutoff walls. Engineering Geology, 195: 258–268.

Emidio, G. Di, Mazzieri, F., Impe, W. Van, and Bezuijen, A. 2015. Polymer-treated bentonite clay for chemical-resistant geosynthetic clay liners. (1): 125–137.

Guyonnet, D., Gaucher, E., Gaboriau, H., Pons, C.-H., Clinard, C., Norotte, V., and Didier, G. 2005. Geosynthetic Clay Liner Interaction with Leachate: Correlation between Permeability, Microstructure, and Surface Chemistry. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(6): 740–749.

Guyonnet, D., Touze-Foltz, N., Norotte, V., Pothier, C., Didier, G., Gailhanou, H., Blanc, P., and Warmont, F. 2009. Performance-based indicators for controlling geosynthetic clay liners in landfill applications. Geotextiles and Geomembranes, 27(5): 321–331.

Jo, H.Y., Benson, C.H., and Edil, T.B. 2004. Hydraulic conductivity and cation exchange in non-prehydrated and prehydrated bentonite permeated with weak inorganic salt solutions. Clays and Clay Minerals, 52(6): 661–679.

Jo, H.Y., Benson, C.H., Shackelford, C.D., Lee, J.-M., and Edil, T.B. 2005. Long-term hydraulic conductivity of a geosynthetic clay liner permeated with inorganic salt solutions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(4): 405–417.

Jo, H.Y., Katsumi, T., Benson, C.H., and Edil, T.B. 2001. Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(7): 557–567.

Katsumi, T., Ishimori, H., Ogawa, A., Yoshikawa, K., Hanamoto, K., and Fukagawa, R. 2007. Hydraulic Conductivity of Nonprehydrated Geosynthetic Clay Liners Permeated With Inorganic Solutions and Waste Leachates. Soils and Foundations, 47(1): 79–96.

Katsumi, T., Ishimori, H., Onikata, M., and Fukagawa, R. 2008. Long-term barrier

performance of modified bentonite materials against sodium and calcium permeant solutions. Geotextiles and Geomembranes, 26(1): 14–30.

Kolstad, D., Benson, C., and Edil, T. 2004. Hydraulic conductivity and swell of nonprehydrated geosynthetic clay liners permeated with multispecies inorganic solutions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(12): 1236–1249.

Lee, J.-M., and Shackelford, C.D. 2005. Impact of Bentonite Quality on Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(1): 64–77.

Liu, Y., Bouazza, A., Gates, W.P., and Rowe, R.K. 2015. Hydraulic performance of geosynthetic clay liners to sulfuric acid solutions. Geotextiles and Geomembranes, 43(1): 14–23.

Ören, A.H., and Demirkiran, H. 2015. A study for determining the hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners in the laboratory | Geosentetik kil örtulerin hidrolik iletkenliklerinin laboratuvarda belirlenmesi üzerine bir çalişma. Teknik Dergi/Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers, 26(4).

Özdamar Kul, T., Ören, A.H., Yükselen Aksoy, Y., Önal, O., 2014. “Geosentetik kil örtülerin sızıntı suları ile hidrolik iletkenlik davranışlarının belirlenmesi.” 6. Ulusal Geosentetikler Konferansı, 29-30 Mayıs, İstanbul, 15-26.

Özhan, H.O. 2016. "Katyonik polimer katkılı geosentetik kil örtülerin hidrolik iletkenlikleri." 14. Ulusal Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Kongresi, 13-14 Ekim, Erzurum, 139-148.

Petrov, R., Rowe, R., and Quigley, R. 1997. Selected factors influencing GCL hydraulic conductivity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(8): 683–695.

Petrov, R.J., and Rowe, R.K. 1997. Geosynthetic clay liner (GCL) - chemical compatibility by hydraulic conductivity testing and factors impacting its performance. doi:10.1139/t97-055.

Razakamanantsoa, A.R., Barast, G., and Djeran-maigre, I. 2012. Hydraulic performance of activated calcium bentonite treated by polyionic charged polymer. Applied Clay Science, 59: 103–114.

Ruhl, J.L., and Daniel, D.E. 1997. Geosynthetic clay liners permeated with chemical solutions and leachates. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4): 369–381.

Shackelford, C.D., Benson, C.H., Katsumi, T., Edil, T.B., and Lin, L. 2000. Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids. Geotextiles and Geomembranes, 18(2–4): 133–161. doi:10.1016/S0266-1144(99)00024-2.

Shan, H.Y., and Lai, Y.J. 2002. Effect of hydrating liquid on the hydraulic properties of geosynthetic clay liners. Geotextiles and Geomembranes, 20(1): 19–38.

Stern, B.R.T., Member, A., and Shackelford, C.D. 1998. Permeation of sand-processed clay mixtures with calcium chloride solutions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(3): 231–241.

DÖKÜM KUMLARININ KATI ATIK DEPOLAMA SAHASI ÖRTÜ TABAKASI OLARAK KULLANILMASI

Erdal ÇOKÇA[1] **Utku AKKAYA[2]**

ABSTRACT

ABSTRACT: In this study, use of foundry sand with some additives as a landfill cap layer material is examined. For this purpose, laboratory tests were performed with these samples: Foundry sand (For two different type of foundry sand: Green sand and Resin Bonded Sand), Foundry sand+ Bentonite (various proportions), Foundry Sand+Bentonite+Waste Rubber (Pulverized Rubber and Strip Rubber). Samples were compacted to their 95 % of o.m.c and dry density. The index properties, permeability k, split tensile strength, direct shear tests were carried out. It was found that increasing bentonite content (9 %) decreased the hydraulic conductivity below the requirements ($1x10^{-9}$ m/s) for all foundry sand. Adding rubber (3%) to foundry sand bentonite mixture, increases the split tensile strength for all types of samples, but it also increased permeabilities. The results showed that green foundry sand with bentonite and waste rubber can be used as a landfill cap layer material.
Keywords: Waste rubber, cap layer, split tensile strength, foundry sand, permeability

ÖZET

Bu çalışmada çeşitli katkılar ile döküm kumlarının katı atık depolama sahası örtü tabakası olarak kullanılabilirliği incelenmiştir. Bunun için, belirtilen numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Deney yapılan numuneler sırasıyla; Dökümhane Kumu (İki tip dökümhane kumu için), Dökümhane Kumu+Bentonit Kili (çeşitli oranlarda), Dökümhane Kumu+Bentonit Kili+Atık Lastik Tozu (çeşitli ebatlarda) olarak sıralanmaktadır. Her bir numune optimum su içerikleri ve maksimum kuru birim hacim ağırlıklarının %95'ine kadar sıkıştırılmıştır. Her bir numune üzerinde sınıflandırma deneyleri, permeabilite k, kopma dayanımı, ödometre, direk kesme testleri yapılmıştır. Laboratuvar sonuçlarına göre her tip dökümhane kumu için bentonit oranı %9'u geçtiğinde numunelerin permeabilite katsayısı geçirimsiz kaplama yapımı için istenilen değerin altında (10^{-9} m/s) kalmaktadır. Atık lastik tozu kullanılması ise her bir numune için kopma dayanımını arttırmakta ancak permeabilite katsayısını da arttırdığından sadece bir numunenin permeabilite katsayısı geçirimsiz kaplama yapımı için istenilen değerin altında kalmaktadır. Sonuçların genel değerlendirmesi, belirli oranlarda karıştırılmış bentonit ve atık lastik tozu içeren dökümhane kumunun katı atık depolama sahası örtü tabakası olarak kullanılabileceğini göstermektedir.
Anahtar Kelimeler: Dökümhane Kumu, Örtü Tabakası, bentonit, permeabilite, kopma dayanımı, esneklik

[1] Prof. Dr., ÇOKÇA,E., ODTÜ,ecokca@metu.edu.tr
[2]AKKAYA,U., ODTÜ,utku.akkaya@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

Günümüz toplumunda, sanayi üretimine bağlı olarak çok fazla miktarda endüstriyel atık üretilmekte ve üretilen miktar günden güne artmaktadır. Bu artış sonucu katı atık sahalarında depolanması ve imha edilmesi gereken endüstriyel atıkların katı atık sahalarında ancak belli bir miktarı depolanabilmektedir. Bununla birlikte artan depolama maliyetleri de önemli bir sorun teşkil etmektedir. Bu durumlardan dolayı endüstriyel atıkların geri kazanımı ve dönüşümü için günden güne yeni stratejiler geliştirilmektedir. (Yazogli , 2014).

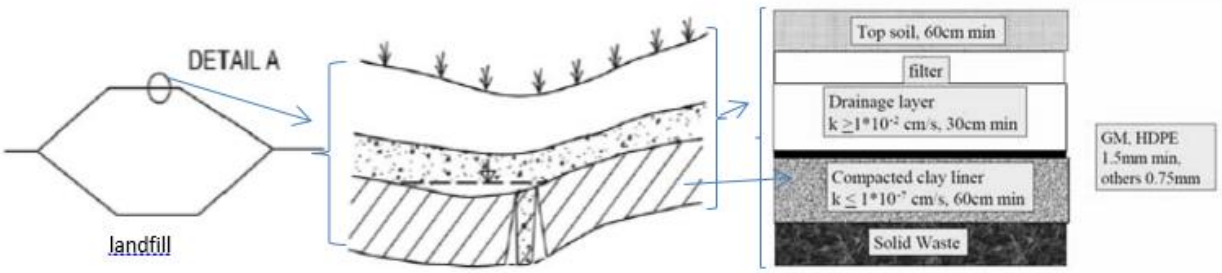
Dökümhaneler erimiş metallerin kalıplar içinde şekillendirilerek sert bir biçim aldıkları yerlerdir.Dökümhaneler kullandıkları kalıpların dış yüzeyindeki boşlukları biçimlendirmek için yüksek kaliteli özel boyutlarda silika içeren kumlar tedarik etmektedirler. Bu kumların içine bağlayıcı madde olarak bentonit kili katılmaktadır.

Kum-sodyum bentonit veya kum-reçine karışımı olarak tanımlanan dökümhane kumu, katı atık depolama sahası örtü tabakası olarak kullanılabilmektedir.. (Abichou et al., 1998a, b, 2000). Fabrikalar tarafından her yıl büyük miktarda yan ürün olarak üretilen dökümhane kumunun bu amaçla kullanılması birçok çevresel problemin önüne geçilmesine yardımcı olabilecektir.

Bentonit ihtiva etmekte olan Dökümhane kumları (yaş kum) ,döküm işleri için kullanım ömrünü tamamlayana kadar defalarca kullanılabilmektedir. Bilindiği üzere, kullanım ömrünü tamamlamış dökümhane kumları çevreye zararsız katı atık sahalarına sevkedilmektedir.

Atık lastikler fazla miktarda olduklarından dolayı, en büyük ve problemli çevresel atık kaynağı olarak değerlendirilmektedirler. Atık lastiklerin geri dönüşümünden çıkan malzeme ucuz olmasına rağmen, bu geri dönüşüm malzemesi fazla miktarda nadiren kullanılmaktadır. Günümüzde, atık lastikler (şerit lastik veya toz lastik olarak) katı atık sahalarında diğer inşaat malzemelerinin yerine katı atık sahalarında kullanılabilmektedirler.

Katı atık depolama sahası örtü tabakası, atıkların yüzey ile temasını sınırlandırmaya yarayan bir teknolojidir. (Şekil-1). Bu örtü tabakasının performansı çeşitli faktörlere göre değişim göstermektedir. Örneğin sıkıştırılmış kil tabakaları nemliliklerini koruduklarında kaplama olarak efektif olarak kullanılabilmekte, ancak kuruduklarında çatlamaya meyilli olduklarından efektif olarak kullanılamamaktadır. Bu yüzden kurak bölgeler için çeşitli kaplama teknikleri göz önünde bulundurulmalıdır.



Şekil 1: Katı Atık Depolama sahası örtü tabakası detayı ve deformasyonu

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmanın temel amacı Dökümhane Kumu+Bentonit Kili (çeşitli oranlarda), Dökümhane Kumu+Bentonit Kili+Atık Lastik Tozu (çeşitli şekillerde) karışımlarının indeks, sıkıştırma, permeabilite, kopma dayanımı özelliklerinin belirlenmesi ve bu özelliklerin katı atık depolama sahası örtü tabakası gereksinimleriyle karşılaştırılması olarak özetlenebilir.

(EPA, 2000) e göre katı atık depolama sahası örtü tabakası için önerilen özellikler aşağıda verilmiştir.

Tablo 1. Katı Atık Depolama Sahası Örtü Tabakası Genel Özellikleri (EPA, 2000)

Özellik	Aralık
İnce yüzdesi (0.075mm'den küçük daneler)	≥ 20%
Plastisite İndeksi	10 - 30 %
Permeabilite	$k \leq 1x10^{-7}$cm/s

2.1. Kullanılan Malzemeler

Bu çalışmada kullanılan malzemeler Şekil 2'de verilmiştir.

Şekil 2: Çalışmada Kullanılan Malzemeler

2.1.1. Dökümhane Kumu (Yaş Kum-Reçine Bağlı Kum)

Yaş Kum (Yeşil Kum) bentonit ve silika kumunun birbiriyle bağlanmasından oluşmaktadır. Yaş kum (Yeşil Kum) tanımı, döküm işleminin sonucunda dökümhane kumunun aldığı yeşil renkten gelmektedir. (Javed et al., 1994).

Kalıpların iç kısmının istenilen şekli alması için, bazı dökümhanelerde reçine bağlı kum kullanılmakta ve kalıplar reçine bağlı kum kullanarak hazırlanmaktadır.

Tablo 2. Malzeme Özellikleri/ Yaş (Yeşil) Dökümhane Kumu-Reçine Bağlı Dökümhane Kumu

Yaş Kum	%
Silika Kumu	80.0
Bentonit	14.0
Su	4.0
Kömür Tozu	2.0

Reçine Bağlı Kum	%
Silika Kumu	92.0
Su	3.0
Reçine	4.0
Diğer Katkı Maddeleri	1.0

Tablo 3. İndeks Özellikleri/ Yaş (Yeşil) Dökümhane Kumu-Reçine Bağlı Dökümhane Kumu

Yaş Kum İndeks Özellikleri		Reçine Bağlı Kum İndeks özellikleri	
Özgül Ağırlık	2.69	Özgül Ağırlık	2.70
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (Mg/m3)	1.947	Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (Mg/m3)	1.726
Optimum Su İçeriği (%)	12.40	Optimum Su İçeriği (%)	12.10
>2mm (Çakıl Boyutu) %	0	>2mm (Çakıl Boyutu) %	0
0.074-2.00 mm (Kum Boyutu) %	75.80	0.074-2.00 mm (Kum Boyutu) %	98.64
0.002-0.074 mm (Silt Boyutu) %	23.42	Plastisite	N.P
<0.002 mm (Kil Boyutu) %	1.20		
Plastisite	N.P		

2.1.2. Lastik tozu

Lastikler, diğer malzemelerden oldukça düşük (örneğin Çelik) Young Modülleri (1-10 MPa) sayesinde, ortalama yükler altında herhangi bir kopma olmadan deforme olabilmektedirler. Bu çalışmada kullanılan lastik tozu kullanılmış otomobil lastiklerinden elde edilmiştir.

Tablo 4. İndeks Özellikleri/Lastik Tozu

Özgül Ağırlık	0.64
>2mm (Çakıl Boyutu) %	0
0.074-2.00 mm (Kum Boyutu) %	96.00
<0.075 mm % (Silt ve Kum Boyutu)	4.00
Plastisite	N.P

2.1.3. Bentonit

Yüksek şişme potansiyeli ve su tutma kapasitesi bentonite sadece düşük hidrolik geçirgenlik kazandırmamakta, ayrıca düşük hidratlı kayma dayanımı kazandırmaktadır. (Sharma ve Lewis, 1994).

Bu çalışmada Ankara'da bulunan Karakaya Bentonit Fabrikasından alınan bentonit kullanılmıştır. Bentonitin özgül ağırlığı 2.36 olarak hesaplanmış, 200 numaralı elekten geçen ağırlıkça yüzde ise %97,50 olarak hesaplanmıştır.

Kullanılan karışımların sınıflandırma, indeks ve sıkıştırma özellikleri Tablo 5'de sunulmuştur.

Tablo 5. Karışımların Sınıflandırma, İndeks ve Sıkıştırma Özellikleri

Numune No	Karışım	Zemin Sınıfı	Gs	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Maks K.B.H.A (Mg/m3)	Opt. Su İçeriği (%)
1	100 %Yaş Kum	SC	2.695	NP	NP	NP	1,947	12,4
2	97 %Yaş Kum +3 %Bentonit	SC	2.631	26	14	12	1,905	12,83
3	94 % Yaş Kum +6 %Bentonit	SC	2.629	35	15	20	1,85	13,18
4	91 %Yaş Kum +9%Bentonit	SC	2.628	47	14	33	1,831	13,38
5	88% Yaş Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu	SC	2.542	48	13	35	1,806	13,05
6	88% Yaş Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu (Şerit)	SC		51	15	36	1,812	12,87
7	100 %Reçine Bağlı Kum	SP-SM	2.701	NP	NP	NP	1,726	12,10
8	97 %Reçine Bağlı Kum+3 %Bentonit	SP-SM	2.692	NP	NP	NP	1,747	12,13
9	94 %Reçine Bağlı Kum +6 %Bentonit	SP-SM	2.663	NP	NP	NP	1,757	13,26
10	91 % Reçine Bağlı Kum +9%Bentonit	SP-SC	2.657	26	16	10	1,778	13,41
11	88%Reçine Bağlı Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu	SP-SC	2.556	28	17	11	1,807	12,46
12	88% Reçine Bağlı Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu (Şerit)	SP-SC		31	18	13	1,809	12,38

2.2. Kullanılan Karışımların Mühendislik Özellikleri

2.2.1. Direkt Kesme Deneyi

Direkt kesme Deneyi her bir numune için 100, 200, 400 kPa eksenel gerilme altında uygulanmıştır. Her bir numune için kalıcı ve azami dayanım parametlerini içeren sonuçlar Tablo 6'da sunulmuştur.

Tablo 6. Numuneler için Kalıcı ve Azami Dayanım Parametreleri

		İçsel Sürtünme Açısı-Φ' (Derece)		Kohezyon-c' (kPa)	
Numune No	Karışım	Azami	Kalıcı	Azami	Kalıcı
1	100 %Yaş Kum	33	31	0.2	0.9
2	97 %Yaş Kum +3 %Bentonit	32	30.5	0.2	1.3
3	94 % Yaş Kum +6 %Bentonit	30.5	30.3	0.3	2.0
4	91 %Yaş Kum +9%Bentonit	30.4	30.2	0.4	2.7
5	88% Yaş Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu	31.5	31	0.5	3.5
6	88% Yaş Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu (Şerit)	31.4	31	0.4	3.2
7	100 %Reçine Bağlı Kum	35.5	33.5	0.2	0.1
8	97 %Reçine Bağlı Kum+3 %Bentonit	34	32.5	0	0.2
9	94 %Reçine Bağlı Kum +6 %Bentonit	33	32	0.2	0.4
10	91 % Reçine Bağlı Kum +9%Bentonit	32.5	30	0.2	0.5
11	88%Reçine Bağlı Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu	35	33	0.4	0.9
12	88% Reçine Bağlı Kum +9% Bentonit+ 3% Atık Lastik Tozu (Şerit)	34.6	32.6	0.3	0.8

Tablo 6'dan görüleceği üzere, içsel sürtünme açısı, bentonitin içsel sürtünme açısının düşük olması sebebiyle, bentonit arttıkça azalmaktadır. Buna ek olarak, kohezyonda ise bentonitin yüksek kohezyonlu yapısı sayesinde, bentonit miktarı arttıkça hafif bir artış gözlemlenmektedir.

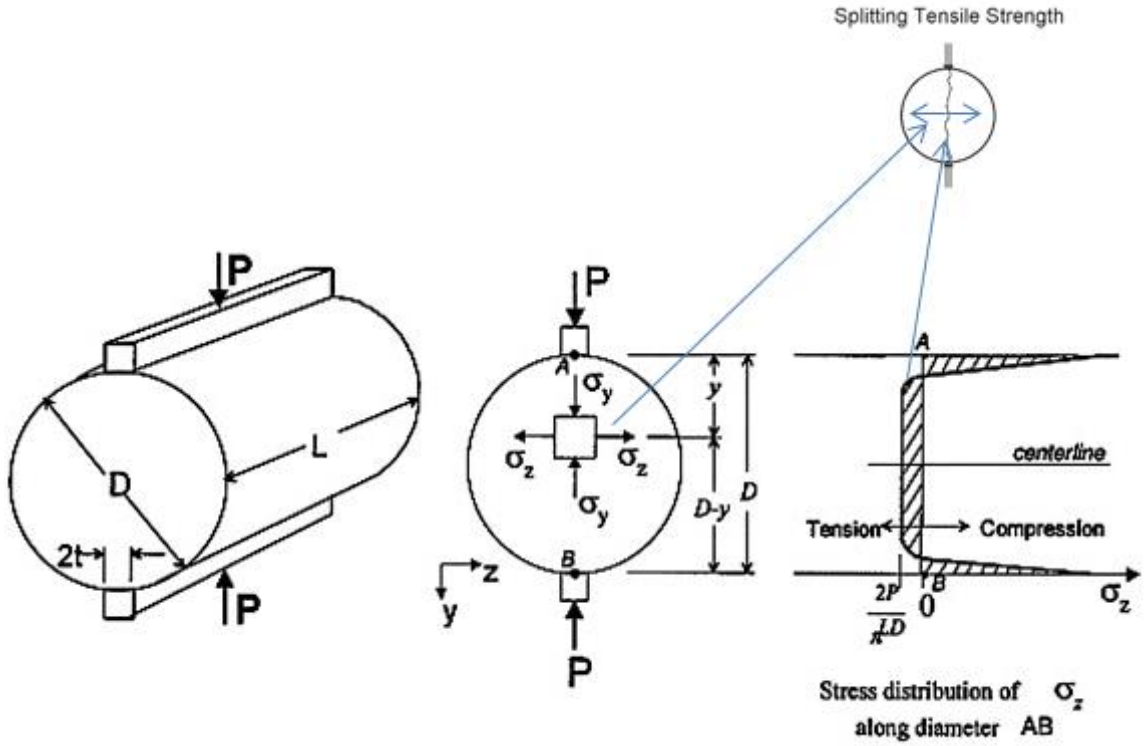
Numunelerin içindeki Atık lastik tozu ise içsel sürtünme açısını belirgin bir şekilde arttırırken aynı zamanda dayanımı da arttırmaktadır. Ayrıca, kullanılan lastik tozu türü, dayanımı gözle görünür miktarda etkilemektedir.

2.2.2. Kopma Dayanımı

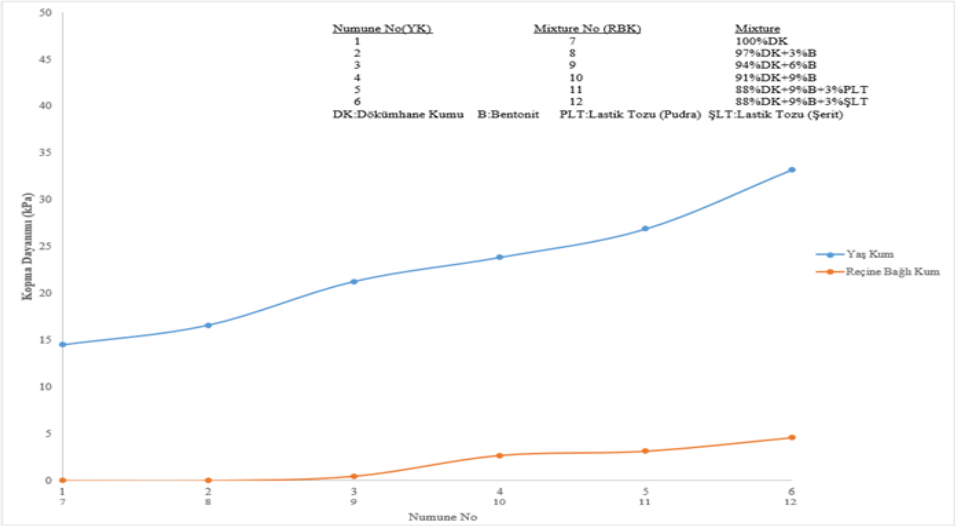
Dolaylı bir test olan bu test aynı zamanda Brazilian test olarak da adlandırılmaktadır (Neville 1981, cited in Yılmaz 2000). Kopma dayanımı testinde hazırlanan silindirik numune yatay bir şekilde test makinasına yerleştirilip, dikey çaptaki kopma gözlemlenmektedir.

Brezilian Test'e göre kopma dayanımı $\sigma = 2P/\pi DL$ formülü ile hesaplanmaktadır.
Bu formülde:
D:Silindirik Numunenin Çapı
L:Silindirik Numunenin Uzunluğu
P:Silindire uygulanan sıkışma yüküdür.

Bentonit ve lastik tozunun numuneler içerisindeki etkisini olarak belirlemek için, kopma dayanımı testi sıkıştırılmış ve 7 gün kürlenmiş numuneler üzerinde, deformasyon kontrolü olan eksenel yük altında yapılmıştır Bu iş için deformasyon değişimi 0.5 mm/dakika olan serbest basınç test makinası kullanılmıştır. Test sonuçları Şekil 4'te sunulmuştur.



Şekil 3: Kopma Dayanımı Testi

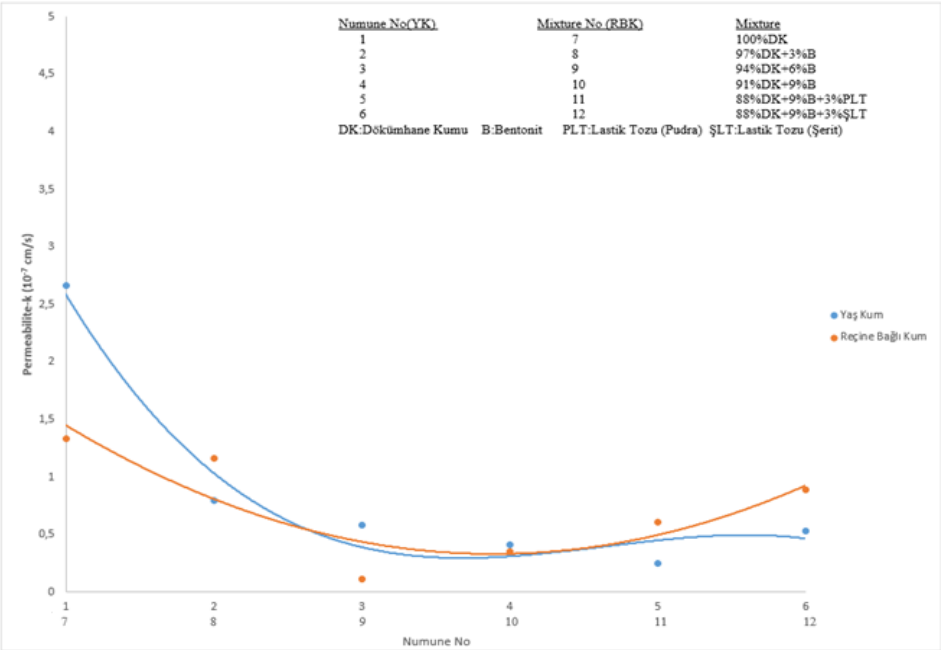


Şekil 4: Numunelerin kopma dayanımı değerleri

Şekil 4'te de açıkça görüleceği üzere kopma dayanımı, numunelerde bentonit içeriğinin artmasıyla artmaktadır. Atık lastik tozu ve bentonit ise kum türüne göre değişmekle beraber kopma dayanımında artışa neden olmaktadırlar.

2.2.3. Permeabilite

Bu çalışmada permeabilite katsayıları 1 hafta kürlenmiş numuneler üzerinde, ödometre test sonuçları kullanılarak hesaplanmıştır. Hesaplamalarda ödometre testinden t_{90} (Konsolidasyonun %90'ının tamamlanma zamanı) değerleri belirlenmiş, t_{90} değerleri ile birlikte zaman-sıkışma grafiğinden kök-zaman yöntemi (Taylor Metodu) kullanılarak konsolidasyon katsayıları belirlenmiştir. Konsolidasyon katsayılarından ise permeabilite değerleri belirlenmiştir. Her bir numune için bulunan permeabilite katsayı değerleri grafiği Şekil 5'te gösterilmiştir.



Şekil 5:Numunelerin permeabilite kaysayıları

3. SONUÇLAR

Yapılan deneysel çalışmalardan aşağıda belirtilen sonuçlar elde edilmiştir:
Numune 5 ve 6 (88% Yaş Kum+9% Bentonit+3% Lastik Tozu) içerdiği ince malzeme oranı, (<0.075mm) ≥ 20%, Plastisite İndeksi Aralığı = 10 - 30 % (çok az fazla, PI=35-36%), permeabilite ($k \leq 1x10^{-7}$ cm/s), kopma dayanımları (27kPa ve 33kPa) ve direk kesme deneyi sonuçları (Ø≥31) değerlendirildiğinde, katı atık depolama sahası örtü tabakası olarak seçilebilir.

Yapılan deneyler sonucunda Yaş Kum-Bentonit karışımının, uygun nem ortamında düzgün bir şekilde sıkıştırıldığında, düşük permeabiliteli bariyer ürünü olarak kullanılabileceği bulunmuştur. Bu ürünün katı atık depolama sahası örtü tabakası olarak kullanılmasıyla belediyeler depolama sahası örtü inşaatı için kil taşıma maliyetlerini minimize edeceklerdir. Ayrıca kil taşınımından dolayı oluşan çevresel sorunların da önüne geçilebilecektir.

KAYNAKLAR

Abichou, T: Benson,c.. and Edil. T. (1998b). Benefical reuse of foundry sands in construction and hydraulic barrier layers. Enviromental Geotechnics Rep 98-2, Department of Civil and Env. Engineering, Univ of Wisconsin-Madison.

Abichou, T: Benson,c.. and Edil. T. (1998c). Using waste foundry sand for hydraulic barriers. Recycled Materials in Geotech. Applications, GSP 79, ASCE, Reston, pp 86-89

Abichou, T: Benson,c.. and Edil. T. (2000). Foundry green sands as hydraulic barriers: Laboratory Study. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, December 2000, pp. 1174-1183.

EPA (Environmental Protection Agency) Landfill Manuals, Landfill Site Design, 2000, Published by the Environmental Protection Agency, Ireland.

Javed S. And Lovell C. (1994). Use of waste foundry sand in highway construction. Rep. JHRP/INTDOT/FHWA-94/2J, Final Rep., Purdue School of Engineering., West Lateyette Ind.

Karakaya Bentonite (n.d). Retrieved 26 Dec. 2014, from www.karakaya.com.tr.

Sharma H.D and Lewis, S.P (1994). Waste Containment Systems, Waste Stabilization, and Landfills: Design and Evaluation, John Wiley and Sons, Inc.

Yazogli Marzoug, N. Vulcano-greullet, L. Cantegrit, L. Friteyre and A. Jullien (2014) Recycling foundry sand in road construction–field assessment. Construction and Building Materials. pp 69-77.

GEOSENTETİKLE GÜÇLENDİRİLMİŞ GERİ DÖNÜŞÜMLÜ BETON AGREGASININ HİDROLİK VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ

A. SOLEIMANBEIGI[1] W. LIKOS [2] B. TANYU [3] A. AYDİLEK [4] A.Y. DAYIOĞLU [5]

ÖZET

Bu çalışmada, Mekanik Olarak Stabilize Edilmiş Zemin Duvarlarının (MSE) yapımında kullanılması durumunda geri dönüşümlü beton agregasının mekanik ve hidrolik özellikleri incelenmiştir. Mekanik özelliklerin belirlenmesi ve beton agregasının örgülü geotekstil ve tek eksenli geogrid ile olan etkileşiminin incelenmesi amacıyla, kesme kutusu ve sıyrılma (pull-out) deneyleri yapılmıştır. Buna ilaveten, örgülü geotekstil malzemesinin sızma (filtrasyon) performansını ölçebilmek için bir dizi uzun süreli Hidrolik Eğim Oranı (ASTM D-5101) deneyleri gerçekleştirilmiştir. Mekanik deneyler sonucunda numunelerde herhangi bir kayma gözlenmemiş olup göçme geotekstil veya geogrid numunesindeki yırtılmaya bağlı olarak meydana gelmiştir. RCA-Örgülü geotekstil arayüz sürtünme açısı (δ) 26 ^{o}, RCA-Tek eksenli geogrid arayüz sürtünme açısı ise 36 ^{o} olarak belirlenmiştir. Ayrıca ortalama RCA-Örgülü geotekstil etkileşim katsayısı (C_i) 0.22, RCA-Tek eksenli geogrid geotekstil etkileşim katsayısı ise 0.33 olarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, geri dönüşümlü beton agregasının (RCA) hem geotekstil hem de geogrid arayüz sürtünme değerleri birbirine oldukça yakın olup geotekstil numunenin filtreleme özellikleri de tatmin edici düzeydedir. Sonuçlar incelendiğinde teste tabi tutulmuş geotekstil numunenin genel olarak tıkanma davranışı göstermediği görülmüştür. Tüm testler sonucunda RCA-geotekstil bir sistem olarak değerlendirildiğinde 1 ila 5 arasında değişen hirdolik eğimler altında sistem geçirimliliğinin 10^{-2} ila 10^{-5} cm/s arasında değişmekte olduğu ve bu değerlerin Mekanik Olarak Stabilize Edilmiş Zemin Duvarlarının geri dolgusunda kullanılan geleneksel malzemelerin geçirimlilik değerlerine benzer olduğu görülmüştür.

[1] Araş. Gör. Dr., SOLEIMANBEIGI, A., İnşaat ve Çevre Mühendisliği Bölümü, University of Wisconsin-Madison, soleimanbeig@wisc.edu
[2] Prof. Dr., LIKOS, W., Jeoloji Mühendisliği Bölümü, University of Wisconsin-Madison, likos@wisc.edu
[3] Yrd. Doç. Dr., TANYU, B., İnşaat. Çevre ve Altyapı Mühendisliği Bölümü, George Mason University, btanyu@gmu.edu
[4] Prof.Dr, AYDİLEK, A., İnşaat ve Çevre Mühendisliği Bölümü, University of Maryland, aydilek@umd.edu
[5] Araş. Gör. Dr., DAYIOĞLU, A.Y., İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul Teknik Üniversitesi, yalcinas@itu.edu.tr

KAYA ORTAMLARDA GEOSENTETİKLERİN KULLANIMINA DAİR VAKA ANALİZİ

Ezgi GÜLBAR[1] **Doğan GÜNDOĞDU[2]**

ABSTRACT

It is seen that large and medium-sized block falls due to superficial alteration in the cut slopes composed of altered limestone-claystone-marl intercalations at Karabük-Eskipazar 4.Hd. Highway between Km: 6 + 470-6 + 720 (right) and Km: 7 + 510-7 + 660 (right) approximately 20,000 m2 of area which is under the responsibility of 15th Regional Directorate of Highways Authority. By the reason of sensitivity of the clayey and marl levels to water, material losses are caused by surface waters. This situation caused the carving of solid limestone layers to hang up and eventually to fall off these blocks, negatively affecting road safety. According to the calculations made in order to ensure the consolidation of the rock blocks in the small-medium scale with the potential of failure and the flow of thin-gauge materials, steel composite wire netting systems (MacMat HS) with a tensile strength of 73 kN / m and equipped with steel ropes at 100 cm intervals are used together with a 4 m long rock bolt with 3 x 3 m spacing and these bolts must be connected to each other with 8 mm thick diagonal ropes. In this paper, the method of protecting the risk factors with geosynthetic material MacMat HS that occur in rock slopes is explained.

ÖZET

Karayolları 15. Bölge Müdürlüğü sorumluluğu altında bulunan Karabük - Eskipazar 4 Hd. Yolu Km: 6+470-6+720 (sağ) ve Km: 7+510-7+660 (sağ) arasında yaklaşık 20.000 m2 alanda yer alan ayrışmış kireçtaşı-kiltaşı-marn ardalanmasından oluşan yarma şevlerinde yüzeysel alterasyona bağlı iri ve orta ölçekli blok düşmelerinin olduğu görülmüştür. Kiltaşı ve marn seviyelerinin suya karşı duyarlılığı nedeniyle şev yüzeylerinde yüzey sularının etkisiyle akmaya bağlı malzeme kayıpları oluşmuştur. Bu durum, sağlam kireçtaşı tabakalarının altının oyulması sonucu askıda kalmalarına ve zamanla bu blokların koparak düşmelerine neden olup yol güvenliğini olumsuz etkilemiştir. Kopma potansiyeli olan küçük-orta ölçekte kaya bloklarının yerinde konsolidasyonlarının sağlanması ve ayrışmadan dolayı zemin özelliği kazanmış ince daneli malzemelerinin akmasını önlemek için yapılan hesaplara göre, 73 kN/m çekme dayanımına sahip, 100cm aralıklarla çelik halatlarla donatılanmış ve polimerik liflerle kompoze edilmiş çelik halatlı kompozit tel ağ sistemlerinin (MacMat HS) 3x3m aralıklarla 4m uzunluğundaki kaya bulonu ile birlikte kullanılması ve bu bulonların 8mm kalınlığındaki diyagonal halatlarla birbirlerine bağlanarak imalat yapılması gerektiği görülmüştür. Bu bildiri kapsamında kaya şevlerde meydana gelen risk faktörlerinin geosentetik bir malzeme olan MacMat HS ile koruma altına alınma yöntemi anlatılmıştır.

[1] Jeo Yük. Müh ,GÜLBAR, E., Tekno Maccaferri, ezgi.gulbar@teknomaccaferri.com.tr
[2] İnş. Yük. Müh. GÜNDOĞDU, D., Tekno Maccaferri, dogan.gundogdu@teknomaccaferri.com.tr

1. GİRİŞ

Bu çalışma; Karayolları 15. Bölge Müdürlüğü sorumluluğu altında bulunan Karabük – Eskipazar 4 Hd. Yolu Km: 33+290 Kavşağında ve Muhtelif Yarma Şevlerinde Düzenleme İşi kapsamında yer alan Km:6+470-6+720(sağ) ve Km:7+510-7+660(sağ) yarma şevlerinde kaya ve taş düşmesi niteliğinde yüzeysel döküntü malzemelerine karşı yapılan koruma çalışmalarını içermektedir.

2. TASARIM YÖNTEMİ VE KRİTERİ

2.1. Tasarım Yöntemi

Kaya taş düşmesi niteliğindeki stabilite sorunlarında öncelikli iş taş düşmesine neden olan kaynak alanın ve korunacak yerin tayin edilmesidir. Daha sonra tasarım için gerekli olan aşağıdaki maddelerin probleme göre belirtilmesi gerekmektedir.

- Şevin morfolojik yapısı (düzenli şev, dik şevler, kimi yerde dik kimi yerde eğimli şev, karmaşık şevler)
- Olası stabilite sorunu (küçük blok düşmesi, büyük blok düşmesi, çok büyük blok düşmesi, global stabilite problemleri)
- Kayanın düşme sıklığı (10 yılda 1 defa çok seyrek, 1-10 yıl arasında seyrek, 1-5 yıl arasında ara sıra, 1-2 yıl arasında sık, yılda min. 1 defa çok sık)
- Çevresel faktörler (deniz neminin etkisi, asidik ortam varlığı, endüstriyel bölgelerden gelebilecek etkiler, yangın tehlikesi, çığ düşme olasılığı)
- Uygulama alanının durumu (ağaçların olması, yerleşim yeri yakınlarında yapılacak uygulama)
- Uygulama sırasında dikkat edilecek faktörler (mevsimsel koşullar, işçilerin güvenliği, sahaya giden yolun olup olmadığı)
- Koruma önceliği (sık düşmeler, genel düşmeler)
- Korumanın servis süresi (geçici koruma, kalıcı koruma)
- Koruma tipinin seçilmesi (aktif koruma sistemleri, pasif koruma sistemleri)

2.2. Tasarım Kriterleri

Kaya taş düşmelerine karşı yapılan koruma uygulamalarında kullanılan tel malzemeler, TS EN 10223-3:2014 standartında belirtilen özelliklere uygun olarak üretilen tel ürünler olmalıdır. Uygulamanın yapılacağı ortam koşullarına göre malzeme ömürleri belirlenmektedir. Tel ürünlerin kaplama miktarları TS EN 10244-2 (çinko ve çinko alaşım kaplı teller için) ve TS EN 10245-2 (polimer kaplı teller için) standartlarında belirtilen miktarlarda olmalıdır.

Çizelge A.1 – Kurulum yerinin çevre tanımı, tel kaplama gerekleri

Çevresel düzey [a] (EN ISO 9223:2012, Çizelge 1'e uygun olarak)	Plastik kaplama malzemesi	Kaplama	Sınıfı [b] (EN 10244-2)	Mamulün kabul edilen çalışma ömrü (yıl)
Düşük saldırgan: (C2) Kuru koşullar Ilıman bölge, düşük kirlilikte atmosferik çevre, örneğin kırsal alanlar, küçük kasabalar (deniz seviyesinden 100 m rakımda). Kuru veya soğuk bölge, kısa süreli nemli atmosferik çevre, örneğin çöller, kutuplara yakın bölgeler.	-	Çinko	A	25
	-	Zn%95/Al%5 alaşımı	A	> 50
	-	Zn%90/Al%10 alaşımı	A	> 120
Orta saldırgan: (C3) Kuru koşullar Ilıman bölge, orta kirlilikte veya biraz klorürlü atmosferik çevre , örneğin kentsel alanlar, düşük klorür tortulu kıyı bölgeleri, örneğin subtropikal ve tropikal bölge, düşük kirli atmosfer.	-	Çinko	A	10
	-	Zn%95/Al%5 alaşımı	A	25
	-	Zn%90/Al%10 alaşımı	A	> 50
	Polivinil klorür (PVC)	Zn%95/Al%5 alaşımı	A	> 120
	Poliamid (PA6)		E	
	Polivinil klorür (PVC)	Zn%90/Al%10 alaşımı	A	> 120
	Poliamid (PA6)		E	

Şekil 1. TS EN 10223-3:2014 Standartında Belirtilen Malzeme Ömürleri

3.TASARIM ANALİZİ VE UYGULAMA YÖNTEMİ

Sahada yerinde incelemeler yapılmıştır. Bu incelemeler sonucuda sahada kalın tabakalı kiltaşı-kireçtaşı ardalanması olduğu, kiltaşı seviyelerinin yağmur sularının etkisi ve atmosferik koşullar altında ayrıştığı, ayrışma sonucu kiltaşının kile dönüşerek yüzey sularının etkisiye yıkanarak uzaklaştığı, bunun sonucunda büyük kireçtaşı malzemelerinin altının boşalması sonucu askıda kaldığı görülmüştür.

Kireçtaşı seviyelerinin kalın tabakalı olmasından dolayı bu boyuttaki kayaların yerli yerinde kontrol altına alınması gerektiği gözlemlenmiştir. Bölüm 2'de belirtilen ve tasarım için gerekli olan veriler toplanmıştır. Bu incelemeler sonucuda;

- Şevin morfolojik yapısının kimi yerde dik kimi yerde eğimli olduğu,
- Olası stabilite sorunu küçük-büyük blok düşmesinin olduğu,
- Kayanın düşme sıklığı 1-2 yıl arasında sık olduğu,
- Çevresel etkilerin olmadığı (deniz neminin etkisi, asidik ortam varlığı, endüstriyel bölgelerden gelebilecek etkiler, yangın tehlikesi, çığ düşme olasılığı)
- Uygulama alanında kimi yerlerde ağaçların olduğu,
- Yol kenarında şevlerde uygulama yapılacağından ve yolun aktif büyük bir olmasından dolayı uygulama sırasında mevcut yolun bir kısmının güvenlik nedeniyle kapatılarak çalışılması gerektiğine

- Koruma önceliği sık ve genel düşmelere yönelik olması gerektiğine
- Korumanın servis süresi kalıcı olması gerektiğine
- Koruma tipinin aktif koruma yöntemi (kayaların ankrajlanarak yerli yerinde tutulması gerektiği) olmasına karar verilmiştir.

Şekil 2. Saha Görünümü

Kiltaşı malzemesinin atmosferik koşullardan etkilenmesini önlemek amacıyla polimerik bir malzemenin kullanımı, düşme potansiyeli içeren kireçtaşı seviyelerinin yerinde sabitlenmesi amacıyla kullanılacak ankrajlarla birlikte yük dağılımını sağlamak amacıyla boyuna halatlar içeren çift bükümlü tel ağ sistemlerin kullanımına gerek duyulmuştur.
Sahadan elde edilen verilerle yapılan hesaplamalar sonucu, Macmat HS denilen donatılı geomat malzemesi ile koruma altına alınması güvenli bulunmuştur. Macmat HS malzemesi iki farklı malzemenin fabrika aşamasında birlikte imal edilmesiyle oluşan kompozit bir malzemedir. Bunlardan biri her 100cm'de 1 adet boyuna 8mm kalınlığındaki çelik halatlarla birlikte örülen çift bükümlü tel ağlardır. Diğeri de ekstrüde üç boyutlu polimer liflerdir.

MacMat HS sistemler, erozyon koruma ve yüzey stabilitazyonu gerekli olan uygulamalar için şev yüzey stabilitazyonu amacıyla kullanılır. Altıgen çelik tel ağ TS EN 10223-3'de belirtilen mekanik özellikleri sağlamaktadır. Çelik tel, %95Zn-%5Al alaşım üzeri PVC kaplamalıdır. MacMat HS HR100 8127 G0, 100 cm halatlar donatılandırılmış, 8x10 gözenek tipinde 2.7/3.7mm tel kalınlığında, 73 kN/m çekme dayanımına ve 74 kN/m zımbalama dayanımına sahip polimerik liflerle kompoze edilmiş çelik halatlı kompozit tel ağ sistemleridir.

Tekno Maccaferri'nin kendi yazılımı olan Macro 2 programında sahadan elde edilen verilerle hesaplar yapılmış ve aşağıdaki güvenlik sayılarına ulaşılmıştır (Bertolo P., Giacchetti G., 2008 ve Flumm D., Ruegger R., 2001).

Tablo 1. Koruma Uygulaması ile Elde Edilecek Güvenlik Sayıları

Ankraj Güvenlik Sayısı	**Çelik tel ağ güvenlik sayısı**	**Servis Süresi Güvenlik Sayısı**
1.20	**4.83**	**1.54**

Elde edilen güvenlik faktörlerinin şev güvenliği için yeterli olduğu görülmüştür. MacMat HS HR100 8127 G0 malzemesi ile birlikte 3x3m karelajla 4m uzunluğundaki kaya bulonları yapılmış ve malzemenin şev yüzeyine yapışmasını sağlanması için 8mm çapında diyagonal halatlarla ankrajlar bağlanmıştır.

Şekil 1'de verilen TS EN 10223-3:2014 standartına göre orta saldırgan bir ortamda %95Zn-%5 Al alaşım üzeri PVC kaplı ürünlerin 120 yıl ve üzeri malzeme ömürleri olduğu görülmektedir.

Şekil 2. Uygulama Aşamasından Görünüm

4. SONUÇLAR

İnceleme alanının hakim litolojisi kiltaşı-kireçtaşı ardalanmasından oluşmaktadır. Kiltaşı ve kireçtaşı seviyelerinin suya karşı duyarlılığı nedeniyle şev yüzeylerinde yüzey sularının etkisiyle akmaya bağlı malzeme kayıpları oluşmuştur. Bu durum, sağlam kayaların altının oyulması sonucu askıda kalmalarına neden olmuş, zamanla yüzey sularının etkisiyle killi malzemelerin akmasıyla altı iyice boşalmış ve blokların koparak düşmelerine neden olmuştur. Kopan malzemeler, taş duvarda deformasyon meydana getirmiştir ve mevcut duvarı da aşarak yola düşmüş, yol güvenliğini olumsuz yönde etkilemiştir.

Şev morfolojisi ve kayanın ayrışma derecesi-çatlak durumu birlikte göz önünde bulundurularak saha gözlemleri yapılmıştır. Yapılan gözlemler sonucu şev yüzeyinin kimi yerde dik kimi yerde eğimli olduğu, ayrışma duruma göre orta-tamamen ayrışmış kaya olduğu gözlenmiştir.

İnceleme alanında kopma potansiyeli olan küçük ve orta ölçekte kaya bloklarının yerinde konsolidasyonlarının sağlanması ve ayrışmadan dolayı zemin özelliği kazanmış ince daneli malzemelerinin akmasını önlemek için yapılan hesaplara göre, 73 kN/m çekme dayanımına sahip (Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009) , 100cm aralıklarla çelik halatlarla donatılanmış ve polimerik liflerle kompoze edilmiş çelik halatlı kompozit tel ağ sistemlerinin uygun nitelikte kaya bulonu paterni ile birlikte kullanımı önerilmektedir. Yapılan hesaplara göre 3x3m aralıklarla 4m boyundaki bulonların yüzey stabilizasyonu için yeterli olduğu hesaplanmıştır . Yüzey ankrajların 8mm kalınlığındaki diyagonal halatlarla birbirlerine bağlanarak imalat yapılması gerekmektedir. İmalata başlamadan önce yüzey temizliği yapılmış ve güvensizlik teşkil eden bloklar düşürülmüştür.

KAYNAKLAR

Bertolo P. , Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.

Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – Full scale testing of draped nets for rock fall protection - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.

Flumm D., Ruegger R. (2001): Slope stabilization with high performance steel wire meshes with nails and anchors – International Symposium Earth reinforcement, Fukuoka, Japan.

Ruegger R., e Flumm D., (2000): High performance steel wire mesh for surface protection in combination with nails and anchors – Contribution to the 2nd colloquium “Contruction in soil and rock” – Accademy of Esslingen (Germany).

GEOFOAM BLOKLARIN GÖMÜLÜ BORU HATLARI ÜZERİNE İNŞA EDİLECEK YOL DOLGULARININ İNŞASINDA KULLANILMASI: BİR VAKA ANALİZİ

A. Tolga ÖZER[1] Egemen DANYILDIZ[2] Emre AKINAY[3] Levent LAÇİN[4] Özgür K. ALİOĞLU[5] Doğal İNALLI[6] Selçuk VANLI[7] Çiğdem DÖNMEZ[8] İ. Kutay ÖZAYDIN[9] Abdülkadir ÇELİK[10] Uğur İREÇ[11] M. Alper TUĞRAL[12] Dağcan MARANGOZ[13] Kerem MARANGOZ[14]

ABSTRACT

Expanded polystyrene (EPS) block (geofoam block) is used to prevent total and differential settlement of the highway embankment and bridge approach ramps constructed on soft soil sites. In addition, they are also used in embankments constructed over the buried utility pipe lines to prevent structural failures of these utilities. In this case study, the details of a geofoam embankment is being constructed over the main water lines is discussed. Instead of constructing embankment using conventional compacted earth fill that possibly result a structural failure over the main water lines, which have a diameter of 2.2 meters and located approximately 3.8 - 5.6 meters below the base of embankment, geofoam blocks were chosen to prevent possible structural damage. The utility services provided by these water mains did not interrupt when constructing the geofoam block embankment. In addition, considering the densely located urban utility corridors around the projects site, relocation of the water mains which is both labor intensive and significant additional cost to the project was eliminated. Constructing embankments over buried utilities by using geofoam blocks offers an innovative solution to design engineers. The project that is being built is the first geofoam roadway embankment project in our country. Both short and long term performance of the embankment will be recorded after the roadway will open to service by using magnet plates which was installed both at the foundation and within the geofoam embankment.

[1] Doç. Dr., ÖZER, A.T., Okan Üniversitesi, tolga.ozer@okan.edu.tr
[2] İnşaat Yüksek Mühendisi, DANYILDIZ, E., Movea-Geosentetiklerle Mühendislik, egemen@movea.com.tr
[3] Jeoloji Mühendisi, İnşaat Yüksek Mühendisi, AKINAY, E., Austrotherm Türkiye, emre.akinay@austrotherm.com.tr
[4] LAÇİN, L., HDS Mühendislik, levent@hucreseldolgu.com
[5] Makina Mühendisi, ALİOĞLU, Ö. K., Austrotherm Türkiye, ozgur.alioglu@austrotherm.com.tr
[6] İNALLI, D., Austrotherm Türkiye, doğal.inallı@austrotherm.com.tr
[7] Makina Mühendisi, VANLI, S., Austrotherm Türkiye, selcuk.vanli@austrotherm.com.tr
[8] DÖNMEZ, Ç., Austrotherm Türkiye, cigdem.donmez@austrotherm.com.tr
[9] Prof. Dr. ÖZAYDIN, K. İ., Emekli Öğretim Üyesi, Yıldız Teknik Üniversitesi, ozaydin@yildiz.edu.tr
[10] İnşaat Mühendisi, ÇELİK, A., Akiş GYO A.Ş., abdulkadir.cevik@akisgyo.com
[11] İnşaat Mühendisi, İREÇ, U., Sinpaş Yapı End. Tic. A.Ş., ugur.irec@sinpas.com.tr
[12] İnşaat Mühendisi, TUĞRAL, M.A, Sinpaş Yapı End. Tic. A.Ş., alper.tugral@sinpas.com.tr
[13] İnşaat Mühendisi, MARANGOZ, D., Aderanza Grup Yapı., dagcan.marangoz@aderanzagrup.com.tr
[14] MARANGOZ, K., Aderanza Grup Yapı., kerem.marangoz@aderanzagrup.com.tr

ÖZET

Genleştirilmiş polistiren (EPS) bloklar (geofoam bloklar) toplam ve farklı oturmaları önlemek amacıyla yumuşak killi zeminler üzerine inşa edilecek olan otoyol ve köprü yaklaşım rampalarının imalatında kullanılırlar. Bununla birlikte, gömülü borular üzerine inşa edilen dolguların geofoam bloklar ile imalatı sayesinde bu tip altyapılara gelebilecek yapısal hasarların önüne geçilir. Bu çalışmada ana isale hatları üzerinde inşası devam eden bir geofoam yol dolgusu vaka analizi olarak işlenmiştir. Dolgu temel kotunun yaklaşık 3.8 - 5.6 m altından geçen ve 2.2 m çapında olan ana isale hatlarında geleneksel sıkıştırılmış toprak dolgu yapısının zemine aktaracağı ilave gerilmeler nedeni ile oluşabilecek yapısal hasarların önüne geçmek amacıyla yol dolgusunun geofoam bloklar ile inşası tercih edilmiştir. Geofoam blokların dolgu inşasında kullanılmasıyla imalat sırasında isale hattında bir servis kaybı meydana gelmemiştir. Ayrıca, dolgunun inşa edileceği alandaki yoğun kentsel altyapı sistemleri de düşünüldüğünde isale hatının hem zahmetli hem de projeye ilave mali yük getirecek olan deplasmanının önüne geçilmiştir. Gömülü altyapı tesislerinin bulunduğu güzergahlarda inşa edilecek olan yol dolgularında geofoam bloklar tasarım mühendislerine yenilikçi bir çözüm alternatifi sunmaktadır. İmalatı devam eden proje ülkemizde geofoam bloklar kullanılarak inşa edilen ilk yol dolgusu olma özelliğini taşımaktadır Hem temel zeminine hemde dolgu içersine yerleştirilen oturma plakaları yolun servise açılmasını takiben geofoam bloklar ile inşa edilen yol dolgusunun kısa ve uzun vadedeki performansını gözlemleme olanağı sunacaktır.

1. GİRİŞ

Genleştirilmiş polistiren (EPS) blok (geofoam blok) polistiren granüllerin ön şişirme işlemi sonrasında dinlendirilerek kalıplanmaları neticesinde blok formunda üretilen bir geosentetik malzemedir. Geofoam bloklar ASTM D4254 (2016) tarafından ise, geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılan hafif ve kapalı gözenekli bir polimer malzeme olarak tanımlanmıştır. Geofoam blokların ürün sınıfları ve mekanik özellikleri ASTM D6817 (2015) tarafından ortaya konmuştur. Buna göre geofoam bloklar 11.2 kg/m^3 (EPS12) ve 45.7 kg/m^3 (EPS46) arasında değişen yoğunluklarda üretilmektedirler.

Geoteknik mühendisliğinde toplam konsolidasyon oturması potansiyeli yüksek zeminler üzerine inşa edilecek olan otoyol dolguları ve köprü yaklaşım rampalarının inşası özel çözümler gerektirmektedir. Bu tür yumuşak zemin geçişleri üzerine sıkıştırılmış toprak dolgu inşa edebilmesi için geleneksel zemin iyileştirme metotlarının yerine zemin iyileştirilmesine gerek duyulmadan dolgunun geofoam bloklarla inşası mümkündür (Özer, 2011; Özer vd., 2012).

Geofoam bloklarla yumuşak killi zeminler üzerine otoyol dolgusu inşası günümüzde olgunlaşmış bir teknolojidir. İlk olarak Norveç Karayolları İdaresi (NPRA) tarafından 1972 yılında kullanılmasından (Aabøe, 2011) günümüze geçen sürede pek çok ülkede geofoam bloklarla otoyol dolgularının inşası alternatif bir teknoloji olarak uygulanmıştır (Thompsett vd., 1995; Beinbrech ve Hillmann, 1997; Perrier, 1997; Bartlett vd., 2000; Bartlett vd., 2001; Saarelainen ve Kangas, 2001; Lin vd., 2001; Stark vd., 2004a; 2004b; Farnsworth vd., 2008; Damtew vd., 2011; Duškov ve Nijhuis, 2011; Herle, 2011; Kubota, 2011; Lied vd., 2011; Stuedlein ve Negussey, 2011; Spasojević vd., 2011; Papacharalampous ve Sotiropoulos, 2011; Youwai vd., 2011). Bununla birlikte, mevcut

güzergahlara şerit ilavesi projelerinde de farklı oturmaları önlemek amacıyla geofoam bloklar kullanılmaktadırlar (Damtew vd., 2011; Özer, 2016).

Islah edilecek olan zemin tabakalarının derinliğine bağlı olarak değişmekle birlikte, geofoam bloklar ile otoyol inşasının ilk yatırım maliyeti geleneksel metotlar ile zemin ıslahı sonrası otoyol inşasının ilk yatırım maliyetinden düşüktür (Duškov ve Waarts, 2011; Özer vd., 2012).

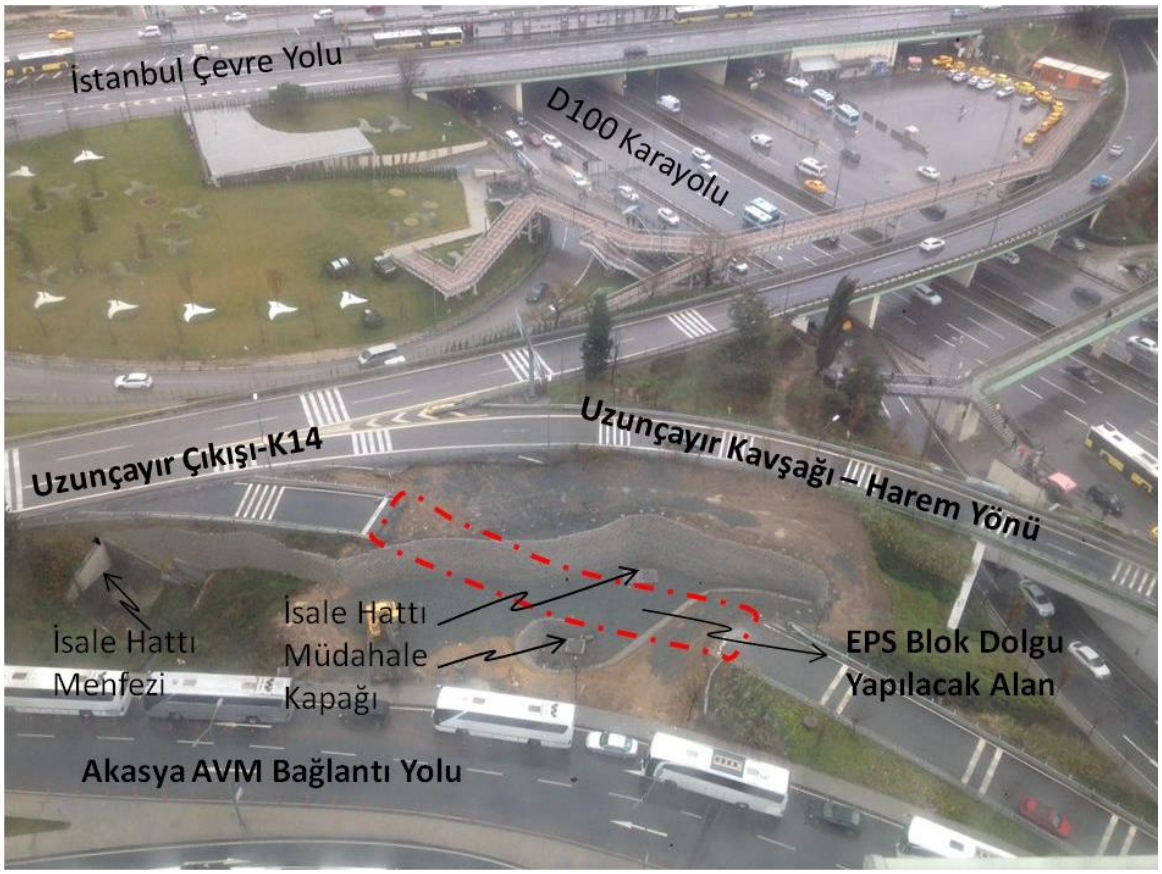
Oturma potansiyeli yüksek zeminlerin yanı sıra gömülü boru hatları üzerine inşa edilecek olan yol dolguları da özel çözümler gerektirmektedirler. Zira bu yapılar şehir içi akışkan iletimini sağlayan hayati öneme sahip alt yapı elemanlarıdır. Moser ve Folkman (2008) insan dolaşım sistemi ile analoji kurarak temiz su ve atık su hatlarının bir şehrin atardamarları ve toplardamarları olduğunu belirtmiştir. Nasıl ki dolaşım sisteminde meydana gelecek bir hasar sistemin işleyişini sekteye uğratabilir ise şehir içi alt yapı sistemlerinde meydana gelecek bir hasar da şehir yaşamı için büyük sıkıntılar doğurabilir. Bu yapılar üzerine sıkıştırılmış topraktan inşa edilecek yol dolguları zemine aktardıkları ilave gerilmelerden dolayı işlev yitimine varacak yapısal hasarlara sebep olabilirler. Alt yapı tesislerini deplase etmek hem altyapıdan faydalanan kamunun servis kaybına hem de projeye ilave maliyetlere neden olurlar.

Bu tür altyapılar üzerine otoyol dolgularının geofoam bloklar ile inşa edilmesi sayesinde hem yapısal hasarlardan korunmuş hem de ilave deplase maliyetlerinden kurtulmuş olunur. A.B.D./Utah Eyaleti'nde 1997 – 2001 yılları arasında 27 kilometrelik kısmının yeniden inşası gerçekleşen I-15 otoyolunun genişletmesi çalışmaları sırasında geofoam bloklar sadece inşa edilecek olan dolguların yumuşak killi zeminlere oturması değil aynı zamanda da gömülü alt yapı koridorlarının yapısal hasardan korunması amacıyla da tercih edilmiştir (Bartlett vd., 2000; Bartlett vd., 2001; Farnsworth vd., 2008).

Bu çalışmada İstanbul ili Üsküdar ilçesinde yer alan, İstanbul Çevre Yolu'nun Uzunçayır K14 kolu çıkışının Uzunçayır Kavşağı-Harem yönünden gelen trafiğin bir kısmının Acıbadem Mahallesi ve Akasya AVM istikametine yönlendirilebilmesi amacıyla AKİŞGYO A.Ş. tarafından inşası devam eden (Şekil 1) EPS blok bağlantı yolu dolgusunun imalatı bir vaka analizi olarak işlenmiştir. Yol izdüşümünün yaklaşık 3.8-5.6 m altından geçen iki adet 2.2 m çapındaki ana su isale hatlarına gelebilecek ilave gerilme artışlarını önlemek amacıyla yapılacak yol dolgusu geofoam bloklar kullanılarak inşa edilmektedir.

Ülkemizde üzerinde hareketli trafik yükü taşıyan ilk geofoam blok uygulaması 2012 yılında Medipol Mega Hastaneler Kompleksi (Bağcılar/İstanbul) inşaatında hayata geçirilmiştir (Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2015 ve 2016). Bu uygulamada geofoam bloklar bir otopark yapısı üzerinde, mevcut yapının taşıyıcı sistemine ilave yükler getirmeden, hem araç yolu hem de düz/yeşil çatı oluşturmada kullanılmıştır (Aliyazıcıoğlu ve Özer, 2015 ve 2016).

Bu çalışmada incelenen vaka analizinde ele alınan geofoam dolgu ise ülkemizde geofoam bloklarla inşa edilen ilk yol dolgusudur. Çalışmada kullanılan geofoam blokların mekanik özellikleri ortaya konarak devam eden imalatlar hakkında bilgi verilmiştir. Ayrıca sistemin yakın ve uzun vade performansının belirlenmesinde kullanılacak olan enstrümantasyon detayları çalışmada ele alınmıştır.



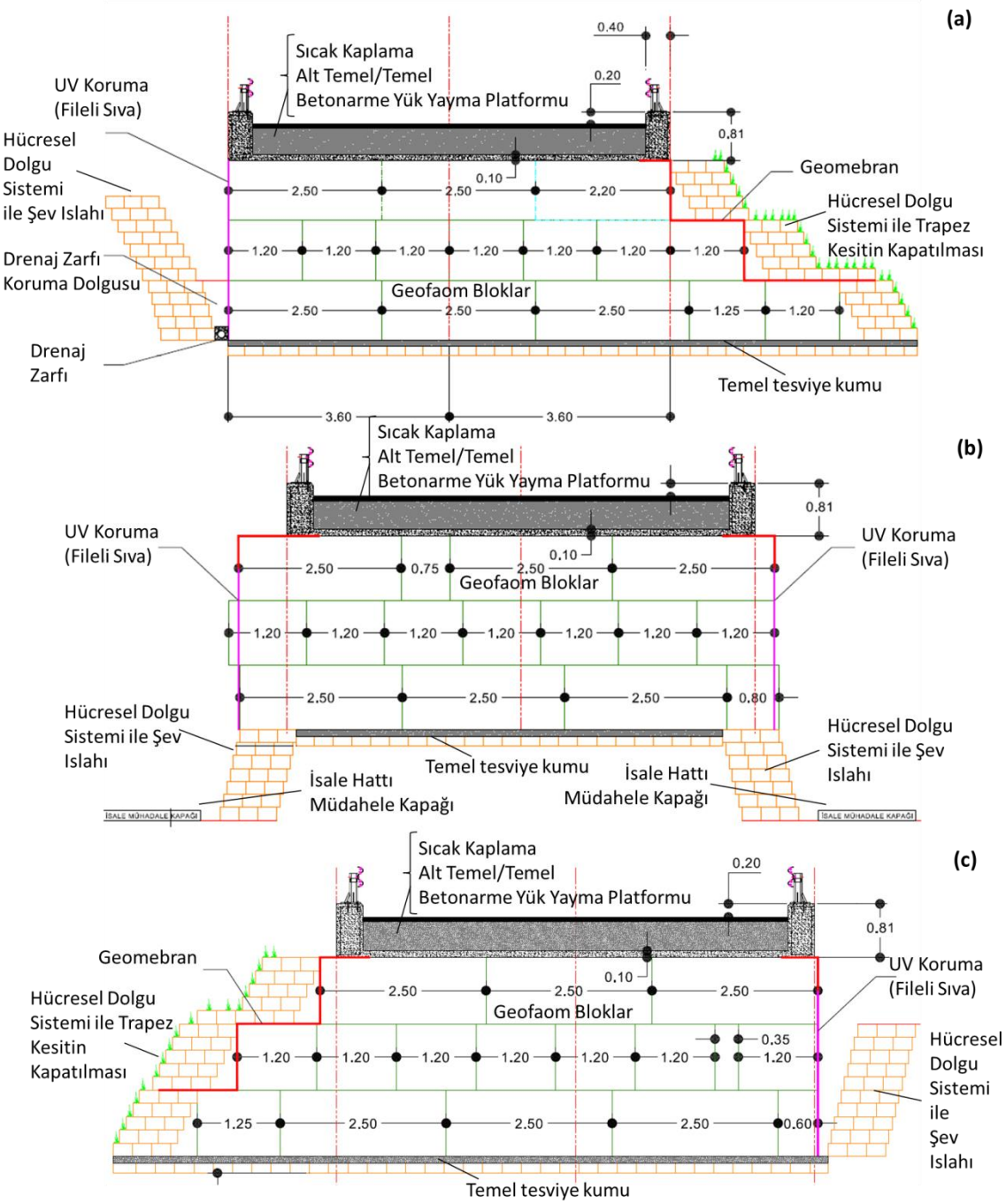
Şekil 1. Geofoam blok dolgu sahası

2. PROJE TASARIMI VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

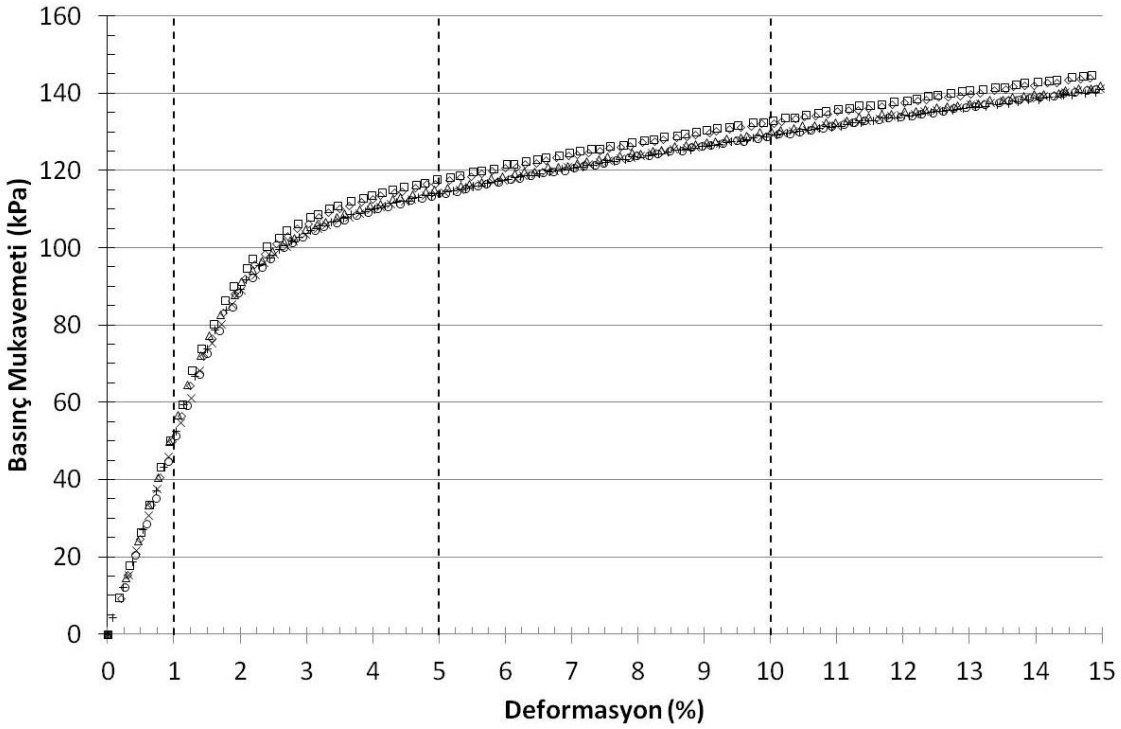
Geofoam blokların otoyol uygulamalarında kullanılmasına yönelik Norveç Yol Araştırma Laboratuvarı (NRLL, 1992), Amerika Birleşik Devletleri Ulusal Otoyol Araştırma Programı Birliği (NCHRP) (Stark vd., 2004a ve 2004b) ve Avrupa EPS üreticileri birliği (EUMEPS) (EUMEPS, 2014) tarafından yayınlanmış tasarım şartnameleri mevcuttur. Bu vaka analizinde NCHRP (Stark vd., 2004a ve 2004b) şartnamesine göre tasarım yapılarak Şekil 2'de verilen üç farklı tip en kesit ortaya konmuştur.

NCHRP (Stark vd., 2004a ve 2004b) tasarım şartnamesine göre yapılan analizler neticesinde trafik yükleri ve ölü yükler altında sistemde kullanılacak olan geofoam blok yoğunluğu 22 kg/m^3 (ASTM D6817, 2015'e göre EPS22 olarak sınıflandırılmaktadır) olarak tasarlanmıştır.

Bloklardan alınan numunelerin eksenel gerilme-şekil değiştirme davranışını belirlemek üzere, ASTM D1621 (2010) uyarınca 50 mm x 50 mm x 50 mm boyutlarındaki altı farklı numuneden basınç dayanım testleri yapılmıştır. Basınç dayanımı testlerinde elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinden (Şekil 3) %1, %5 ve %10 birim boy kısalmalara karşılık gelen basınç mukavemetleri ile Elastisite Modülleri Tablo 1'de özetlenmiştir. Ayrıca, bu tabloda ASTM D6817 (2015) tarafından EPS22 için ortaya konan sınır değerler de karşılaştırma amacıyla yer almaktadır.



Şekil 2. Geofoam blok dolgusu en kesitleri (a) başlangıç en kesiti (b) isale hattı müdahele kapakları bölgesindeki en kesit (c) yol sonu en kesiti



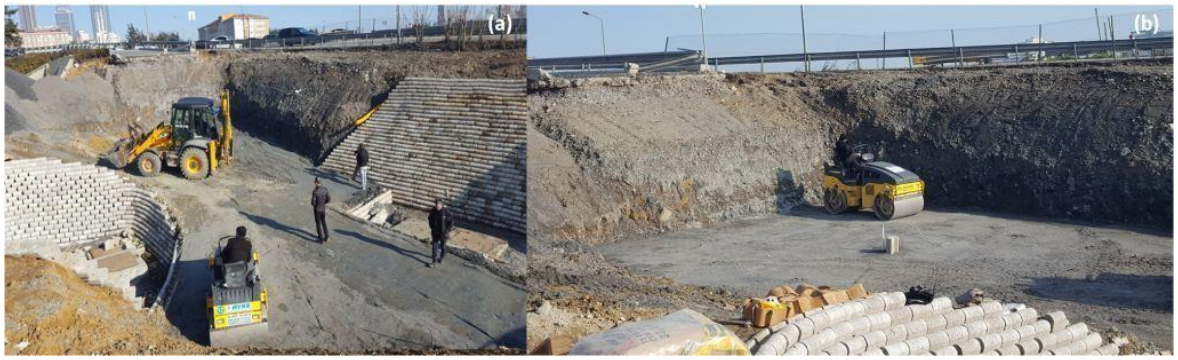
Şekil 3. 50 mm x 50 mm x 50 mm boyutlarındaki altı farklı numuneden ASTM D1621'e göre yapılan EPS22'nin gerilme-şekil değiştirme eğrileri

Tablo 1. Projede kullanılan EPS22 geofoam bloğun mekanik özellikleri

Özellik	Tanım ve birim	Laboratuvar test değerleri minimum-maksimum (ortalama, standart sapma)	ASTM D6817 (2015) tanımı	ASTM D6817 (2015) alt sınır değerler
Yoğunluk	γ (kg/m³)	20.9-22.1 (21.6, 0.39)	EPS22	21.6
%1 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_1 (kPa)	50.0-54.3 (52.1, 1.74)		50
%5 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_5 (kPa)	113.3-118.1 (115.4, 1.94)		115
%10 Birim boy kısalmaya karşılık gelen basınç mukavemeti	σ_{10} (kPa)	128.8-132.5 (130.2, 1.56)		135
Elastisite Modülü	E_i (MPa)	4.9-5.5 (5.2, 0.2)		---

3. İMALAT ADIMLARI

Geofoam blok yol dolgusu inşası sahada yapılan temel zemini sıkıştırması (Şekil 4a) ve ardından 10-15 cm kalınlığında temel tesviye kum (iyi derecelendirilmiş kum) tabakasının serilmesi ile başlamıştır (Şekil 4b).



Şekil 4. Sahanın imalata hazırlanması (a) temizleme işleri ve temel zeminini sıkıştırma (b) kum tesviye tabakasının serilerek sıkıştırılması

Sahanın imalata hazırlanması sırasında blokların sahaya nakilleri başlamıştır (Şekil 5a). Bloklar yerlerine yerleştirilmeden önce geçici depo sahasına alınmıştır (Şekil 5b). Geçici depo sahasında bloklar bekletilirken aseton, tiner ve benzeri organik çözücülerden ve benzin gibi petrol bazlı çözücülerden korunmuşlardır.

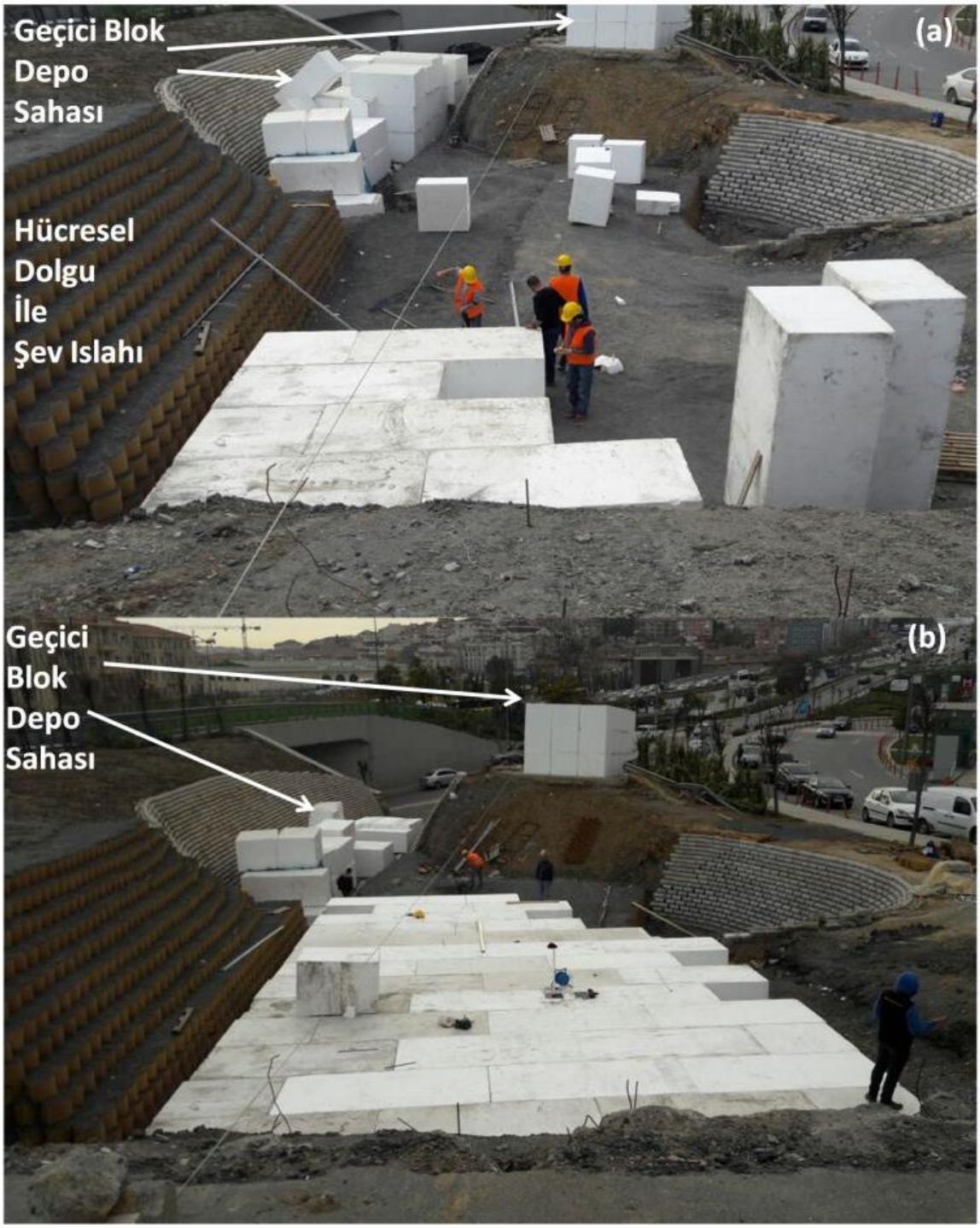
Şekil 5. Blokların sahaya teslimi (a) blokların sahaya nakli (b) blokların geçici depo sahasına alınması

Uzunçayır Kavşağı – Harem Yönü yol dolgusunun batı yarısında kilitli beton taşlar ile yapılmış yüzeysel şev kaplaması bulunmaktadır (Şekil 5b). Toprak yol dolgusunun kaplamasız bırakıldığı doğu yarısında ise geofoam blok yerleşimine başlamadan önce hücresel dolgu sistemi ile şev güçlendirilmesi yapılmıştır (Şekil 6, Şekil 7).

Şekil 6. Hücresel dolgu sistemi ile şev güçlendirilmesi (a) imalat başlangıcı (b) tamamlanmış imalat

Şev ıslahını takiben birinci sıra geofoam bloklar yerleştirilmeye başlanmıştır (Şekil 7). Şekil 2'de de görüldüğü üzere bu uygulamada yol dolgusunun inşası 100 cm yükseklinde, 120 cm genişliğinde ve 250 cm uzunluğundaki geofoam bloklar üç sıra şeklinde yerleştirilmiştir. Birinci sıranın tamamlanmasını takiben ikinci sıra geofoam bloklar yerleştirilmeye başlanmıştır (Şekil 8). Blok yerleşim sırasında herhangi bir katmanda yer

alan blokların uzunlamasına olan aksları komşu sıralarda yer alan blokların uzunlamasına olan akslarına dik olacak şekilde şaşırtılarak yerleştirilmiştir. Ayrıca herhangi bir sıradaki blokların düşey birleşim yerleri komşu sıradaki blokların düşey birleşim yerleri ile sürekli olmayacak şekilde şaşırtılmıştır (Şekil 8).



Şekil 7. Birinci sıra geofaom blokların yerleştirilmesi (a) imalat başlangıcı (b) blok yerleşim planına göre devam eden imalat

Şekil 8. İkinci sıra geofaom blokların yerleştirilmesi (a) imalat başlangıcı (b) blok yerleşim planına göre devam eden imalat

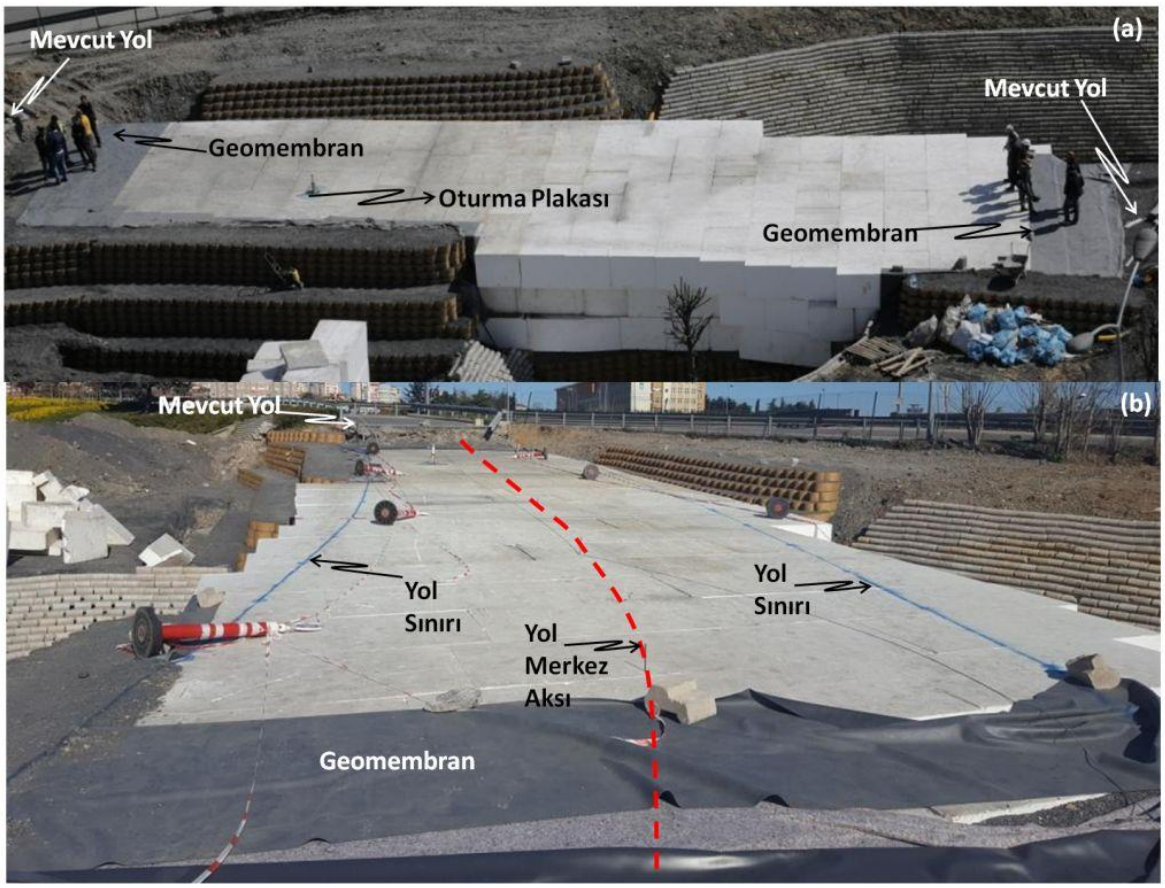
İkinci sıra geofoam blok yerleşimleri tamamlandıktan sonra üçüncü sıra blok yerleşimlerine geçilmiştir (Şekil 9). Kesitin trapez kısmında (Şekil 2a, 2c ve Şekil 9a) blokları olası petrol ve türevlerinden korumak amacıyla esnek geomembran kullanılmıştır. Sahada imalat kolaylığı açısından geomembran üzerine hücresel dolgu uygulaması tercih edilmiştir. Geomebran, geofoamların üçüncü sırasının üzerine inşa edilecek betonarme yük yayma platformunun altına ankre edilmek için, üçüncü sıra blokların en az 50 cm üzerine gelecek şekilde serilmişlerdir (Şekil 9a).

Geofoam blok dolgu şevinin doksan derece dik eğimli teşkil edildiği durumlarda geleneksel olarak blokları dış etkenlerden korumak adına prekast betonarme paneller kullanılmaktadır (Bartlett vd., 2000; Stark vd., 2004a; 2004b). Bu paneller bir betonarme temel üzerine yerleştirilerek yük yayma platformuna ankre edilirler. Proje sahasındaki imalat koşulları göz önüne alındığında doksan derece dik eğimli kısımların dış etkenlerden korunması için fileli sıva uygulaması tercih edilmiştir (Şekil 2).

Son (üçüncü) sıra geofoam blok imalatı tamamlandıktan sonra mevcut yol ile geofoam bloklar kullanılarak inşa edilen yolun ara yüzeyinde blokları olası petrol ve türevleri ile temastan korumak amacıyla da esnek geomembran kullanılmıştır (Şekil 10a ve 10b). Daha

sonra yol merkez aksı ve yol sınırı geofoam blok üzerine aplike edilerek imalat betonarme yük yayma platformu imalatı için hazır hale getirilmiştir (Şekil 10b).

Şekil 9. Üçüncü sıra geofaom blokların yerleştirilmesi (a) trapez kesitte hücresel dolgu uygulaması (b) blok yerleşim planına göre devam eden imalat



Şekil 10. Üçüncü sıra geofaom blok yerleşimlerinin tamamlanması (a) mevcut yol ile geofoam blok arayüzünde geomembran uygulaması (b) yol sınırları ve merkez aksının sahaya aplikasyonun yapılması

İmalatı tamamlanmış son sıra geofoam bloklar üzerine, yol alt temel tabakası altında yer alacak, 10 cm kalınlığında betonarme yük yayma platformu inşa edilmiştir (Şekil 11). Yük yayma platformu geofoam blokları sadece olası petrol ve türevlerinin sızıntılarına karşı korumakla kalmayıp aynı zamanda hareketli trafik yükleri altındaki yol üst yapısı için bir temel teşkil edecektir. Buna ek olarak yol bariyerleri (Şekil 2) ve benzeri donanımların montaj edileceği kiriş detayı da (Şekil 11a) betonarme yük yayma platformunda yer almaktadır.

Projede verilen donatı detaylarına uygun şekilde donatı yerleşimini (Şekil 11a) takiben C25 beton yerleştirilmiş (Şekil 11b) ve tesviyesi yapılarak (Şekil 11c) betonarme yük yayma platformunun inşası tamamlanmıştır.

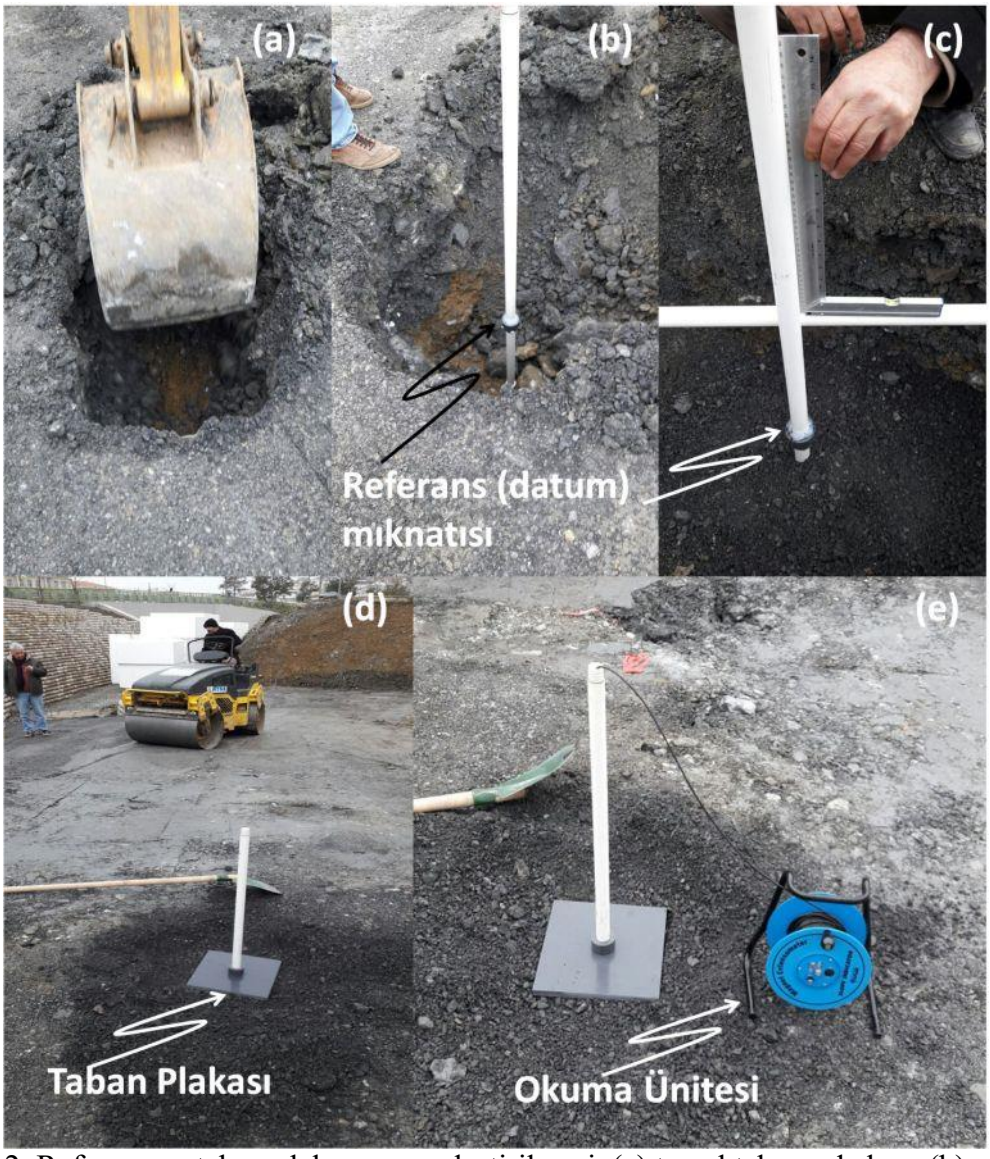
Bu çalışmanın hazırlandığı sırada imalat süreci hala devam ettiği için betonarme yük yayma platformu üzerine inşa edilecek olan yol alt temel/temel ve sıcak kaplama uygulamasının imalat adımları ile ilgili detaylar ve fotoğraflar çalışmada yer almamıştır.

Şekil 11. Betonarme yük yayma platformu imalatı (a) donatıların montajı (b) beton dökümü (c) beton tesviyesi

4. DOLGUNUN UZUN SÜRELİ PERFORMASI İÇİN ALETSEL GÖZLEMLERİN YERLEŞTİRİLMESİ

I-15 otoyolu (Utah/A.B.D.) geofoam dolgularının oturma performanslarının gözlemlenmesinde başarı ile kullanılan mıknatıslı oturma plakaları (Bartlett vd., 2000; Farnsworth vd., 2008) ülkemizde inşa edilen ilk geofoam blok yol dolgusunun inşaat sonrası ve uzun vadede deformasyonlarını ölçmek amacıyla da kullanılmışlarıdır.

Geofoam blokların inşa edileceği temel seviyesinden yaklaşık 1 metre kazı yapılarak (Şekil 12a) temel seviyesinin 50 cm altına referans mıknatısı (Şekil 12b ve 12c) yerleştirilmiştir. Temel kotunda ise taban oturma plakası yerleştirilmiştir (Şekil 12d). Manyetik oturma plakalarının yerleri okuma probu ile ölçülerek bir önceki okumalara göre relatif deformasyonlar belirlenmektedir (Şekil 12e). Okuma probu sayesinde her bir manyetik oturma plakasının yeri 3 mm hassasiyetinde belirlenebilmektedir.



Şekil 12. Referans ve taban plakasının yerleştirilmesi (a) temel tabanında kazı (b) referans (datum) mıknatısının yerleştirilmesi (c) temel tabanına göre gönye ile oturma plakalarının yerleştirileceği borunun gönyeye getirilerek geri dolgu yapılması (d) taban plakasının yerleştirilmesi (e) ilk okumaların alınması

Temelde yerleştirilen plakalardan sonra her bir geofoam sırası üzerine birer adet olmak üzere oturma plakaları yerleştirilmiştir (Şekil 13). Bu oturma plakaları tarafından yapının ekonomik ömrü boyunca toplanacak olan veriler sayesinde saha uygulamasının tasarım şartnamesinde ortaya konan kabuller neticesinde tahmin edilen performansının kontrolü sağlanmış olacaktır.

Şekil 13. Geofoam bloklar üzerine yerleştirilen oturma plakası detayı ve ölçümlerin alınması

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Geofoam blokların düşük yoğunlukları sayesinde ana isale hatları üzerine inşa edilen yol dolgusunun imalatı sırasında isale hattında bir servis kaybına sebebiyet vermemiştir. Ayrıca geofoam bloklar kullanılarak hatta olabilecek yapısal hasarların ve hattın deplasman maliyetinin önüne geçilmiştir. Sahaya yerleştirilen enstrümantasyondan elde edilecek bilgiler tasarım şartnamelerinin ışığı altında projelendirilen sistemin prototip performansını ortaya koyacaktır. Bu sayede, tasarım şartnamelerinde ortaya konan analizlerin saha performansı ile kıyasının sağlanması hedeflenmektedir. Ülkemizdeki bu ilk geofoam blok yol uygulamasından öğrenilen temel bilgi birikimi ve tecrübe ülkemizin altyapı ihtiyaçlarında kullanılacak diğer geofoam blok yol dolgusu projelerine aktarılacaktır.

KAYNAKLAR

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, Lillestrøm, Norway.

Aliyazıcıoğlu, H. & 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.

Aliyazıcıoğlu, H. & 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.

ASTM Standard D1621, 2010. 10 Standard Test Method for Compressive Properties Of Rigid Cellular Plastics. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

ASTM Standard D4254, 2016. Standard Terminology for Geosynthetics. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA

ASTM Standard D6817, 2015. Standard specification for rigid cellular polystyrene geofoam. American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.

Bartlett, S.F., Farnsworth, C., Negussey, D. & Stuedlein, A.W., 2001. Instrumentation and long-term monitoring of geofoam embankments, I-15 reconstruction project, Salt Lake City, Utah. In: Proceedings of the 3rd International EPS Geofoam Conference, Salt Lake City, Utah, USA.

Bartlett, S., Negussey, D., Kimble, M. & Sheeley, M., 2000. Use of geofoam as super-lightweight fill for I-15 reconstruction, Transportation Research Record 1736, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Beinbrech, G. & Hillmann, R., 1997. EPS in road construction—Current situation in Germany. Geotextiles and Geomembranes, 15 (1–3), 39–57.

Damtew, T., Vaslestad, J. & 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.

Duškov, M. & 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.

Duškov, M. & Waarts, P., 2011. Cost comparison of construction methods for highway widening on compressible subgrade. Proceedings of the 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, Lillestrøm, Norway.

European Manufacturers of Expanded Polystyrene (EUMEPS), 2014. EPS white book, EUMEPS background information on standardisation of EPS, Version: 15/10/2014.

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, Lillestrøm, Norway.

Farnsworth, C. B., Bartlett, S. F., Negussey, D., & Stuedlein, A. W., 2008. Rapid construction and settlement behavior of embankment systems on soft foundation soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.134, No.3, 289-301.

Kubota, T., 2011. Case history of EDO-EPS method in Japan. Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, Lillestrøm, Norway.

Lied, O. K., Johansen, T., Røed, S., 2011. Use of EPS in Bjørvika project in Oslo, Norway. Proceedings of the 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2011, Lillestrøm, Norway.

Lin, L., Chen F., Ho, T. & Wie, J., 2001. The development and application of EPS construction method in Taiwan. Proceedings of the 3rd International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2001, Salt Lake City, Utah, USA.

Norwegian Road Research Laboratory (NRRL)., 1992. Use of expanded polystyrene in road embankments-Design, construction and quality assurance. Public Roads Administration, Oslo, Norway.

Moser, A. M. & Folkman, S, 2008, Buried pipe design, Third Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc.

Özer, A. T., 2016. Laboratory study on the use of EPS-block geofoam for embankment widening. Geosynthetics International, Volume: 23, No.2, 71-85.

Özer, A. T., Kiziroğlu, S., Akyol, Y. & Ateş, E., 2012. Yumuşak killi zeminler üzerine inşa edilecek köprü yaklaşım dolguları için zemin iyileştirme metotlarının ekonomik analizi, Beşinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, G5 2012, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Mayıs 24-25, 2012, 165-176.

Özer, A. T., 2011. Yol inşaatlarında EPS blok kullanımı. EPS Haber, EPSDER Yayın Organı, Yıl: 1, Sayı: 2, 12-13.

Papacharalampous, G., & Sotiropoulos, E., 2011. First time application of expanded polystyrene in highway projects in Greece. In: Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, Lillestrøm, Norway.

Perrier, H., 1997. Ultra light cellular structure-French approach. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15 (1-3): 59–76.

Saarelainen & Kangas., 2001. Behavior of an old EPS light-weight fill at Vammala, Finland. Proceedings of the 3rd International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, EPS 2001, Salt Lake City, Utah, USA.

Spasojević, S., Mitrović, P., Vujanić, V., Jotić, M., & 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, Lillestrøm, Norway.

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), (http://trb.org/publications/nchrp/nchrp_w65.pdf), Transportation Research Board, Washington, D.C.

Stark, T.D., Arellano, D., Horvath, J.S. & Leshchinsky, D., 2004b. Guideline and recommended standard for geofoam applications in highway embankments. NCHRP Report 529, (http://trb.org/publications/nchrp/nchrp_rpt_529.pdf), Transportation Research Board, Washington, D.C.

Stuedlein, A. & Negussey, D., 2011. Use of geofoam for support of a bridge. Proceedings of 4th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, Lillestrøm, Norway.

Youwai, S., Kongkitkul, W., Sripobink, T. & 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, Lillestrøm, Norway.

GEOSENTETİK KULLANILARAK AZ KATLI YAPILARIN SİSMİK PERFORMANSININ İYİLEŞTİRİLMESİ: DENEYSEL ÇALIŞMA

Ayşe EDİNÇLİLER[1] **Murat ÇALIKOĞLU[2]**

ABSTRACT

The main aim of the study is to investigate the effectiveness of geosynthetic liners as Geotechnical Seismic Isolation (GSI) system on earthquake hazard mitigation of low rise buildings under the 1999 Kocaeli earthquake motion by using shaking table facility at Bogazici University. In this study, a geosynthetic couple was used as a foundation isolation material under the foundation of the building model to mitigate earthquake hazards by absorbing the seismic energy through sliding. In shaking table experiments, a 1/10 scaled three story building model was used. Effect of geosynthetic liner on the seismic performance of low-rise building model was evaluated. This study is the first experimental study in literature in terms of foundation-soil-structure interaction considering foundation isolation with geosynthetics.

ÖZET

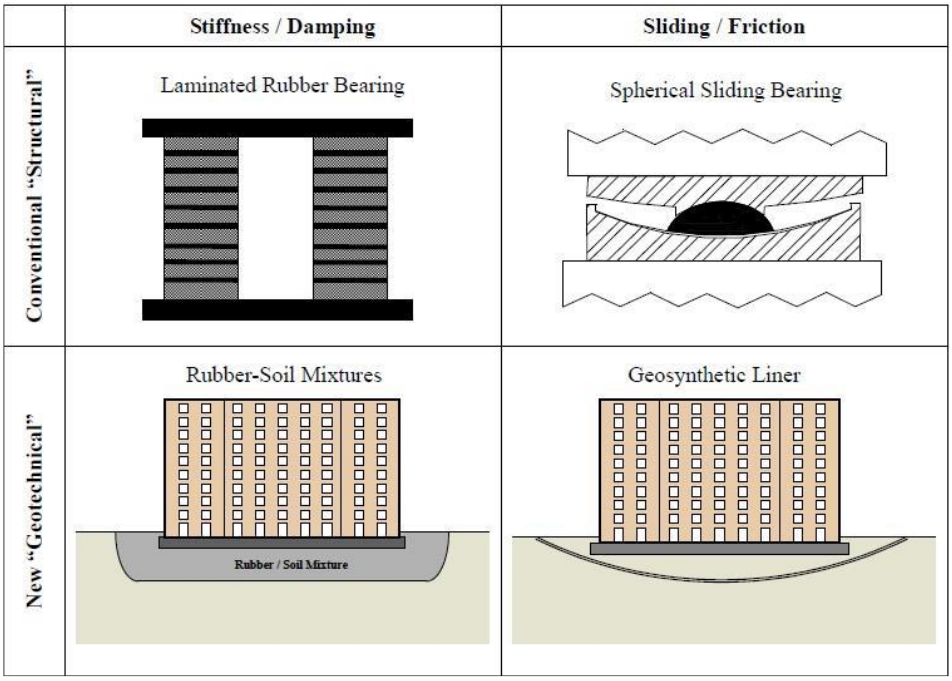
Bu çalışmanın amacı, geosentetik kaplamanın az katlı binanın temel altına yerleştirilerek 1999 Kocaeli depremi altında davranışının Boğaziçi Üniversitesi bünyesinde bulunan sarsma masası deneyleri ile incelenmesidir. Bu çalışmada, temel izolasyonunu sağlamak amacıyla bina temelinin altına yerleştirilen geosentetik çiftin deprem hareketleri karşısında kayma düzlemi oluşturarak sismik enerjiyi absorbe etmesi ve deprem etkilerini azaltması beklenmektedir. Sarsma masası deneylerinde, 1/10 ölçekli üç katlı bina modeli kullanılmıştır. Geotekstil-geomembran çifti temel altına yerleştirilerek sismik performansı incelenmiştir. Bu çalışma, geosentetiklerin temel izolasyonu olarak kullanıldığı ve zemin-temel-yapı ilişkisinin sarsma masası testleri ile incelendiği ilk literatür çalışmasıdır.

1. GİRİŞ

Sismik izolasyonun ana amacı üstyapılara daha az deprem ivmesi etkitmek, deprem sonucu ortaya çıkan enerjinin absorbe edilmesini sağlamaktır. Günümüzde sismik izolasyon, daha çok geleneksel izolatörlerin kullanımı ile sağlanmaktadır. Elastik mesnet ve kayıcı mesnetler çoğunlukla kullanılan tiplerdir. Ancak, bu sistemlerin ekonomik açıdan pahalı olması ve uygulanabilirliğinin zor olması, gelişmekte olan ülkeler için sorun oluşturmaktadır. Bu sebeple günümüz çalışmalarında alternatif yöntem olarak mevcut

[1] Doç.Dr. ,EDİNÇLİLER, A., Boğaziçi Üniversitesi, aedinc@boun.edu.tr
[2] Yük.Lis.Öğr. ,ÇALIKOĞLU, M., Boğaziçi Üniversitesi, m.calikoglu.ce@gmail.com

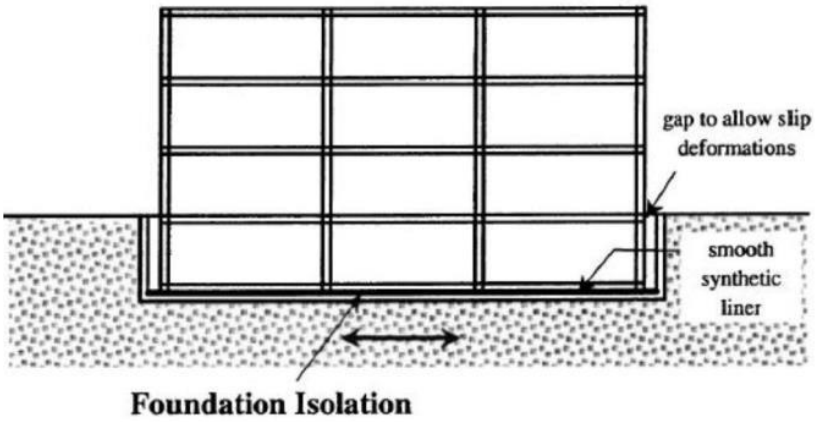
malzemelerle düşük bütçeli mekanizmaların sismik izolatör olarak kullanılması konu edilmektedir. Bu sisteme Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI) sistemi adı verilmektedir. Şuana kadar GSI sisteminde geosentetikler ve lastik atıkları-kum karışımları kullanılmaktadır. Geosentetik malzemeler yıllardır filtreleme, ayrıştırma, drenaj, güçlendirme gibi farklı amaçlarla kullanılmıştır. Son yıllarda, geosentetik malzemeler deprem etkilerini azaltmada alternatif bir yöntem olarak kullanılmaya başlanmıştır. Çalışma prensibi Sürtünmeli Sarkaç Sistemi (SSS) ile benzerlik göstermektedir. Geoteknik Sismik İzolasyonu (GSI) konsepti detaylı bir şekilde literatürde bahsedilmiştir (Tsang, 2008; Tsang et al., 2009; Tsang et al., 2012). Sismik izolasyon sistemlerinin tipik gösterim şeması Şekil 1'de verilmiştir (Tsang et al., 2012).



Şekil 1. Sismik İzolasyon Sistemlerinin Tipik Gösterim Şeması. (Tsang et al., 2012).

Kavazanjian vd. (1991), Yegian ve Lahlaf (1992), Yegian vd. (1995), Yegian ve Catan (2004), Yegian ve Kadakal (2004), ve Georgarakos vd. (2005) geosentetiklerin sismik izolasyon malzemesi olarak kullanımı ile ilgili farklı çalışmalar yürütmüşlerdir. Geosentetikler kullanılarak oluşturulan GSI sistemi, zemin ve temel izolasyonu olarak ikiye ayrılmaktadır. Geosentetiklerin temel izolasyon malzemesi olarak kullanılmasına ise Yegian vd. (1999) çalışmasında değinilmiştir. 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 testle tek katlı yapıda bu konsepti incelemiştir.

Yegian ve Kadakal (2004) çalışmasında ise bu konsept geliştirilmiş ve yapının temelinin altına örgüsüz sentetik malzemeler kullanarak Şekil 2'deki modeli oluşturmuşlardır. Ancak, GSI konseptinde izolatörler temelin altına yerleştirilere tüm temeli çevrelemektedir. Bu sebepten ötürü bu sistem "Yayılı Sismik İzolasyon Sistemi" olarak tanımlanmıştır.



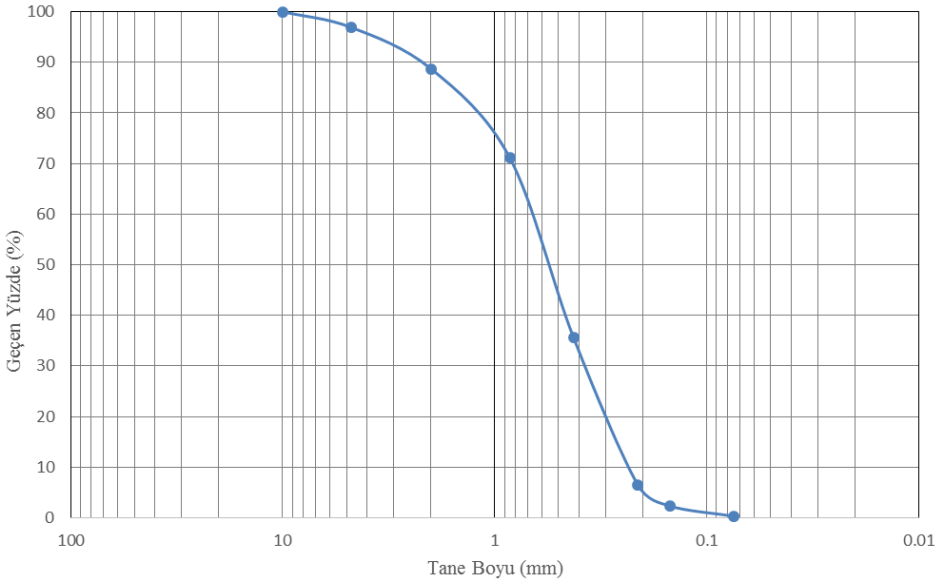
Şekil 2. Temel İzolasyonu Modeli (Yegian ve Kadakal, 2004).

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

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 laminer kutu olarak dizayn edilmektedir. Sismik performans testlerinden doğru yanıt alabilmek için bu tür kutuların dizaynı ve imalatı çok önemlidir. Dizayn edilen laminer kutunun imalatı tamamlandıktan, sarsma masası performans testlerinden önce laminer kutu için bir seri performans testinin gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Performans testleri, eylemsizlik, sürtünme, membran ve sınır şartları testlerinden oluşmaktadır. Bu çalışmada, daha önce benzer çalışmalarda başarılı bir şekilde kullanılan laminer kutu kullanılmıştır. (Sekman, 2016; Göztepe, 2016). Sismik performans testleri başlamadan önce bu çalışma kapsamında, laminer kutunun performans testleri tekrarlanmıştır. Testlerden başarılı sonuç alınmasından sonra, laminer kutu sarsma masasının üzerine sabitlenmiştir. Kutu hazırlandıktan sonra içine kademeli olarak kum doldurularak sıkıştırılmış, daha sonra üzerine incelenecek yapının yerleştirilmesi ile sarsma masası deneyleri yapılmıştır. Kum olarak 16.5 kN/m^3 birim hacim ağırlığına sahip Silivri kumu kullanılmıştır. Kumun tane boyu dağılımı Şekil 3 te gösterilmiştir. Geosentetik malzemelerin seçiminde ise bir seri blok test sonuçlarından faydalanılmıştır.

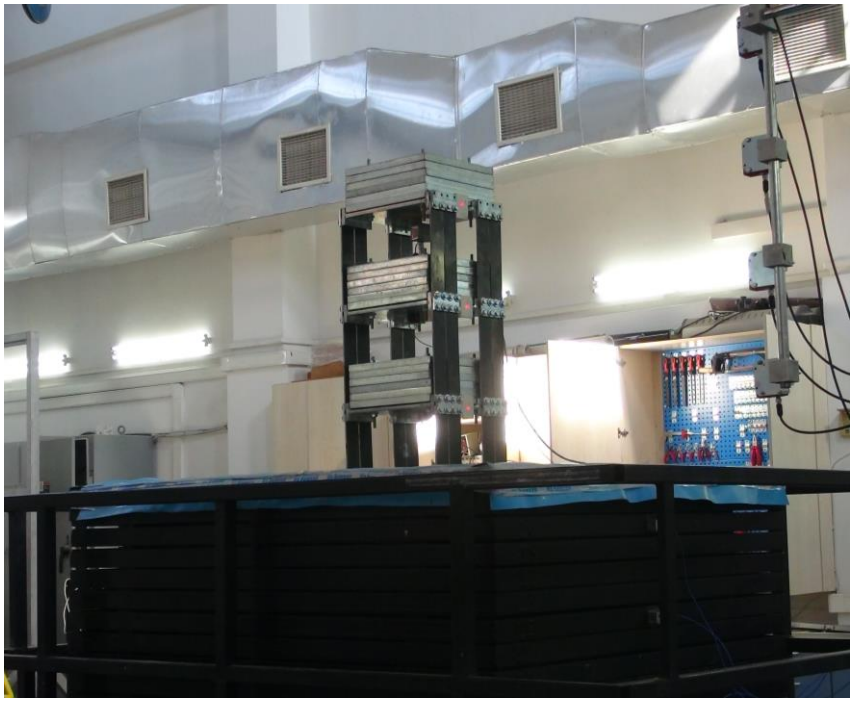
En önemli konulardan biri de yapı-zemin-deprem ilişkisinin ölçeklenerek bina davranışına etkisini incelemek olmuştur. Bu sebeple, binanın yapısal özellikleri ölçeklenerek modellenmiştir. 1/10 ölçekli üç katlı bina modeli Harris ve Sabnis (1999)'daki ölçeklendirme kuralları öngörülerek oluşturulmuştur. Ölçekleme parametreleri Tablo 1'de verilmiştir. 1/10 ölçekli üç katlı bina modeli Şekil 4 te gösterilmiştir.



Şekil 3. Tane Boyu Dağılım Grafiği.

Tablo 1. Çalışmada Kullanılan Ölçekleme Parametreleri.

Parameter	1/10 Ölçekli Model / Prototip	
Uzunluk	L	1/10
Zaman	√L	1/√10
Kütle	L^2	1/100
Deplasman	L	1/10
İvme	1	1/1
Gerilme	1	1/1
Uzama	1	1/1
Kuvvet	L^2	1/100

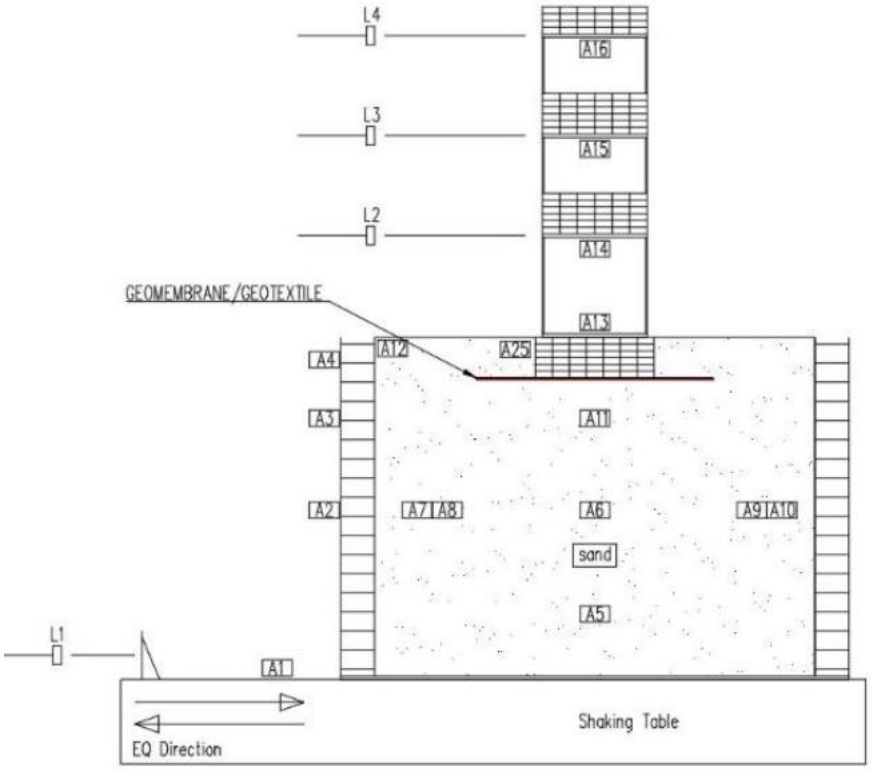


Şekil 4. 1/10 Ölçekli 3 Katlı Bina Modeli.

2.2. Enstrümantasyon Planı

Öngörülen GSI sisteminin temel prensibi, deprem hareketlerini temel altına ilave bir geosentetik tabaka yardımıyla kayma deplasmanlarına dönüştürerek yapıya etkiyen sismik etkileri en aza indirgemektir. Geosentetik tabaka iki kısımdan meydana gelmektedir. Üstte 190 gr/m^3 örgüsüz geotekstil ile altta 1 mm kalınlığında PTFE geomembrandan oluşmaktadır. İvmeleri değişimlerini ölçmek için, ±20 g kapasiteli üç adet ivmeölçer üç katlı bina modelinin her bir katına sabitlenmiştir. Kat deplasmanlarını ölçmek için de 1.2m menzilli üç adet deplasman sensörü monte edilmiştir. Sensörler her katın ön tarafının orta noktasına gelecek şekilde hizalanmıştır. Deneysel kurulumun tipik gösterim şeması Şekil 5'te verilmiştir.

A1 ivmeölçeri ve L1 optik mesafe ölçeri masa ivmesini ve deplasmanını ölçmek için sarsma masasının üzerine yerleştirilmiştir. A13, A14, A15 ve A16 iletilen ivmeleri ölçmek için bina üzerindeki her kata yerleştirilmiştir. 3 adet optik mesafe ölçer (L2, L3, L4) her katın orta noktalarına denk gelecek şekilde binanın ön yüzüne sabitlenmiştir.

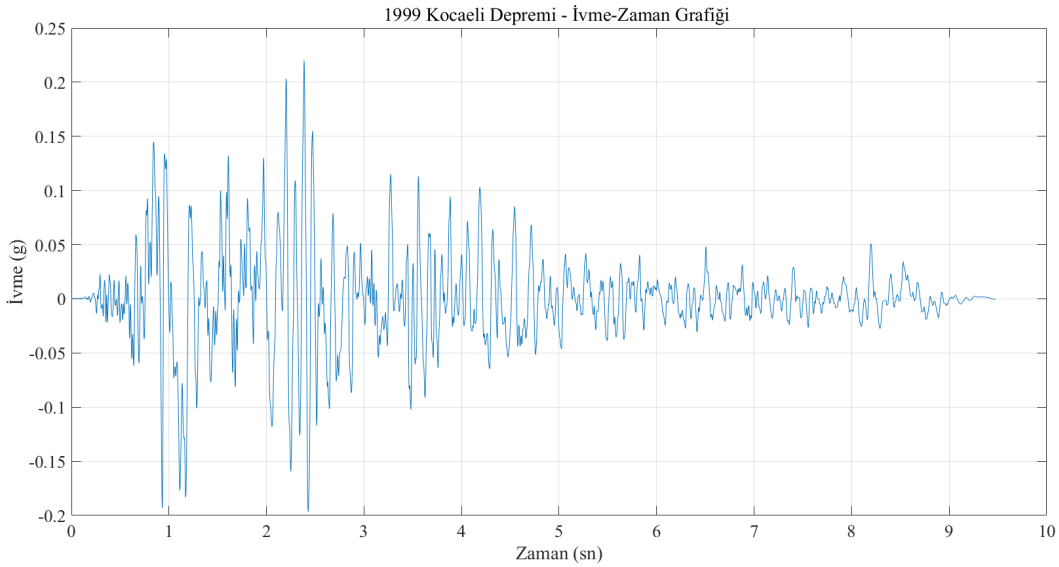


Şekil 5. Deneysel Kurulum Şeması.

Bu çalışmada, bina temelinin altına geosentetik tabaka (Geotekstil-Geomembran çifti (G-G)) yerleştirilmesinin etkisi incelenmiştir. Bu çalışmanın amacı, öngörülen GSI sisteminin az katlı yapıların sismik performansına etkisinin incelenmesidir. Sarsma masası deneyleri sonucu izole edilmemiş model ile izole edilmiş modelden elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır.

2.3. Sismik "Input" Hazırlanması

Sarsma masası deneyleri, 1/10 ölçekli 3 katlı bina modelinin hem izolasyonsuz hem de geosentetiklerle izole edilmiş hali ile yapılmıştır. Girdi datası "Input" olarak ölçekli 1999 Kocaeli depremi kullanılmıştır. Deprem hareketi Şekil 3'te verilmiştir. Deprem datası ise Tablo 2'de belirtilmiştir.



Şekil 6. 1999 Kocaeli Depreminin İvme-Zaman Grafiği.

Tablo 2. Kocaeli Depremi İle İlgili Temel Veriler.

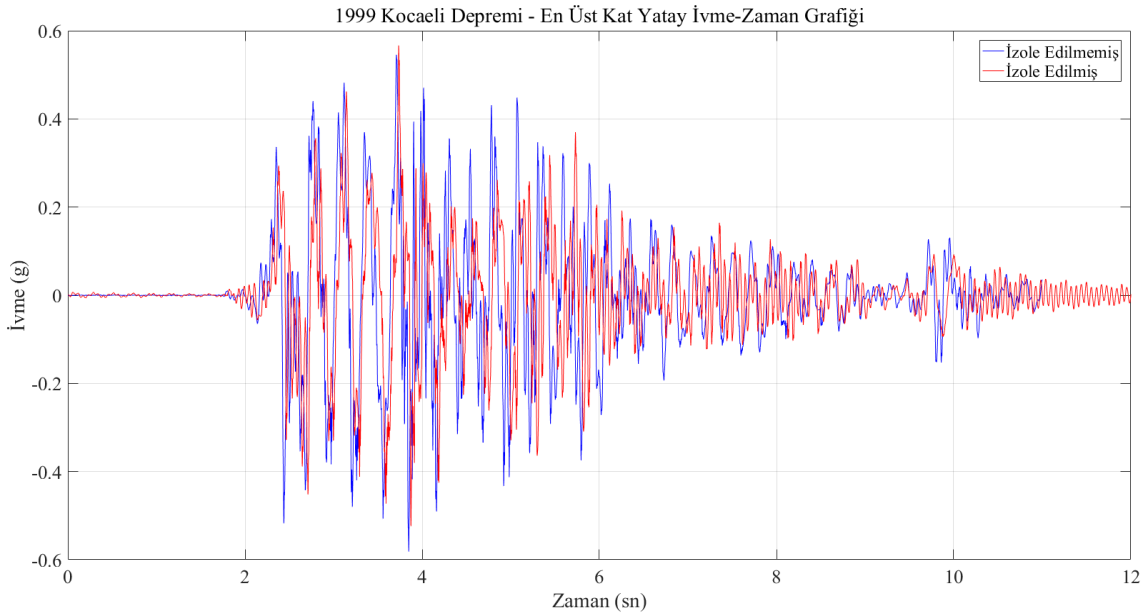
	1999 Kocaeli Depremi
Tarih	17.08.1999
İstasyon Adı	İzmit
Deprem Magnitüdü	7.51
En Yüksek Deprem İvmesi (PGA)(g)	0.22
En Yüksek Deprem Hızı (PGV)(cm/sn)	27.02
En Yüksek Deprem Yerdeğiştirmesi (PGD)(cm)	14.61

3. SARSMA MASASI DENEYLERİ

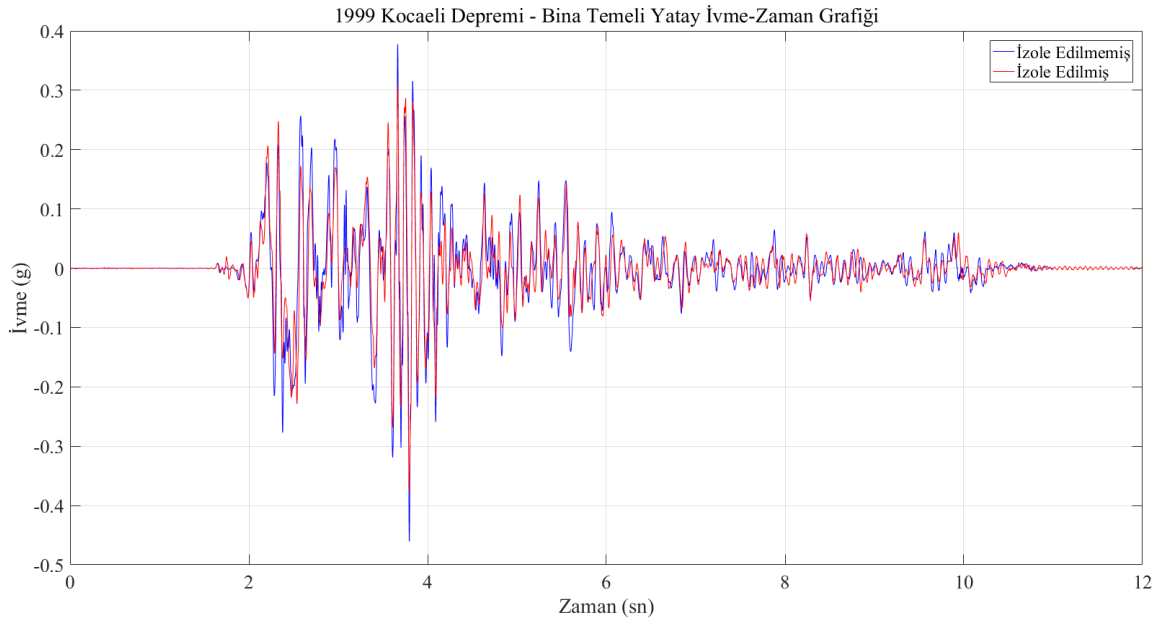
İzole edilmemiş bina modeli ile izole edilmiş bina modelinin kıyaslanması için yatay ivme, kat ötelemeleri, Arias şiddeti ve en yüksek spektral ivme değerleri sismik performans değerlendirmesi açısından incelenmiştir. İvme ve öteleme değerleri RMS (karekök ortalama) ve maksimum değer olarak değerlendirilmiştir. Şekil 7'de en üst kat yatay ivme-zaman grafiği, Şekil 8'de bina temeli yatay ivme-zaman grafiği, Şekil 9'da birinci kat öteleme grafiği verilmektedir. Tablo 3'de ise izole edilmiş ve izole edilmemiş bina modellerinin karşılaştırılması verilmektedir.

Elde edilen sonuçlara göre, maksimum ivme azalımı 2. Katta gözlemlenmiştir. Azalım değerleri RMS için %49, maksimum değer için %27 olarak saptanmıştır. Kat ötelemesindeki maksimum azalma birinci katta ortalama %90 oranında gözlemlenmiştir.

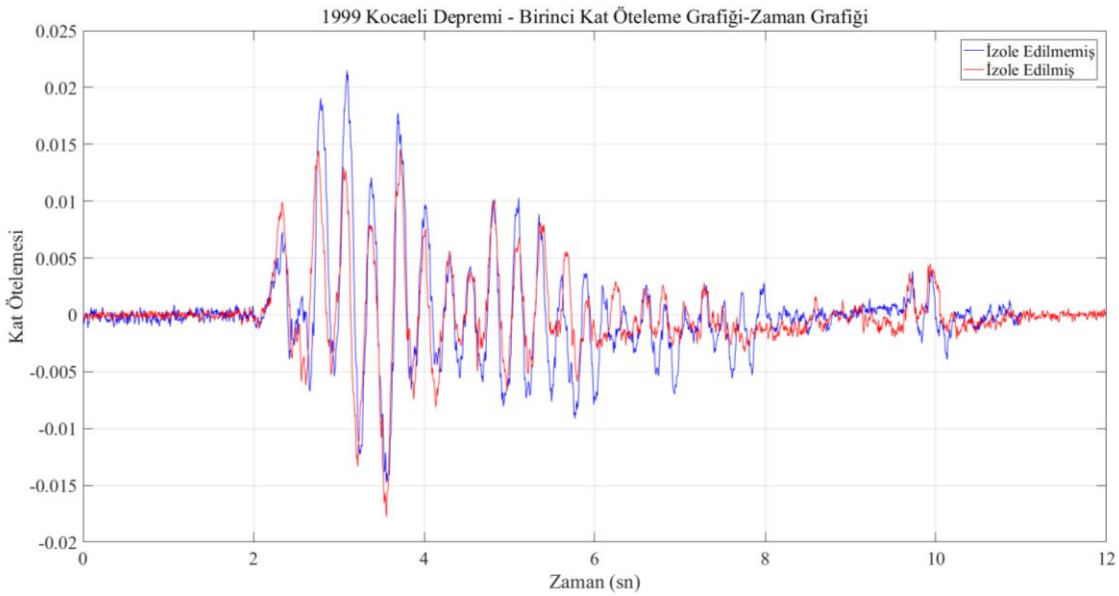
Bu da birinci kat etkisinin önemli ölçüde azalması demektir. Bunun yanında, Arias şiddetindeki azalmanın 2. Katta daha fazla olduğu belirlenmiştir. Azalma değeri %38 olarak bulunmuştur. En yüksek spektral ivme değerlerinde ise maksimum azalma 1. Katta %32 olarak gözlemlenmiştir. Kısacası, öngörülen GSI sistemi bütün performans kriterlerinde önemli ölçüde azalma meydana getirmiştir. 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 Grafiği

Tablo 3. Kocaeli Depremi Altındaki İzole Edilmiş ve İzole Edilmemiş Model Binalarda Ölçülen Değerlerin Karşılaştırılması.

1999 Kocaeli Depremi								
	Temel		1. Kat		2. Kat		3. Kat	
	RMS	Maks.	RMS	Maks.	RMS	Maks.	RMS	Maks.
Yatay İvme (g)								
İzole Edilmemiş	0.065	0.461	0.100	0.477	0.115	0.595	0.137	0.582
İzole Edilmiş	0.037	0.377	0.056	0.379	0.059	0.437	0.073	0.567
% Azalım (%)	43	18	44	21	49	27	47	3
Yatay Kat Ötelemesi								
İzole Edilmemiş	-	-	0.0012	0.0162	0.0013	0.0056	0.1373	0.0122
İzole Edilmiş	-	-	0.0001	0.0031	0.0011	0.0109	0.0014	0.0067
% Azalım (%)	-	-	92	81	15	-95	99	45
Arias Yoğunluğu (g-sn)								
İzole Edilmemiş	0.0075		0.0176		0.0232		0.0332	
İzole Edilmiş	0.0057		0.0130		0.0143		0.0225	
% Azalım (%)	24		26		38		32	
En Yüksek Spektral İvme (g)								
İzole Edilmemiş	1.71		2.46		3.45		2.45	
İzole Edilmiş	1.65		1.67		2.50		2.00	
% Azalım (%)	4		32		28		18	

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, temel altına geosentetik çifit yerleştirmenin ölçekli bina modeli üzerindeki sismik performansa etkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir.

- Öngörülen GSI sistemi önemli ölçüde yapıya etkiyen deprem etkilerini azaltmaktadır.

- Spektral ivmelerde %32 oranına kadar azalma görülmüştür. Yani, sistemin sönüm oranı artmıştır.
- Yapıya etkiyen deprem ivmeleri %49 oranına kadar azalım eğilimi göstermiştir.
- Kat ötelemeleri ise maksimum azalımın görüldüğü parametredir. RMS için %99'a kadar, maksimum değer için ise %81'e kadar azalım gözlemlenmiştir. Bu demektir ki, birinci kat problemi de önemli ölçüde azalmıştır.
- Arias şideti %38 e kadar azalma göstermiştir.

Sarsma masası testleri sonucunda, geosentetik malzemenin deprem etkilerini azaltmada kullanılmasının faydalı olabileceği açıkça görülmektedir. Ayrıca, bu sistem gelişmekte olan ülkeler için de deprem etkilerini azaltmada iyi bir alternatif olacaktır. Bu çalışmada verilen sonuçlar, seçilen deprem hareketi ve blok testleri sonucunda uygunluğu belirlenen geotekstil-geomembran (G-G) çiftinin sarsma masası testlerinde GSI malzemesi olarak 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

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.

Georgarakos, P., Yegian, M. K., & Gazetas, G. 2005. In-Ground Isolation Using Geosynthetic Liners. 9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures. Kobe.

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.

Tsang, H. H. 2008. Seismic Isolation by Rubber–Soil Mixtures for Developing Countries. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 283-303.

Tsang H.H. 2009. Geotechnical seismic isolation. Earthquake Engineering: New Research. Nova Science Publishers, Inc.: New York, U.S., pp. 55–87.

Tsang, H., Lo, S. H., Xu, X. & Sheikh, M. Neaz. 2012. Seismic isolation for low-to-medium-rise buildings using granulated rubber-soil mixtures: Numerical study. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 41 (14), 2009-2024.

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.

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.

Yegian, M. K., & Lahlaf, A. M. 1992. Dynamic Interface Shear Strength Properties of Geomembranes and Geotextiles. Journal of Geotechnical Engineering, 760-779.

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.

Yegian, M., Yee, Z. Y., & Harb, J. N. 1995. Response of Geosynthetics Under Earthquake Excitations. Geosynthetics ‘95 Conference, (pp. 677-689). Nashville.

DONATILI DUVARLARDA GEOGRİD VE PREKAST PANELİN BİRLİKTE KULLANILMASI

Taylan ENGİN[1] **Ali ALATAŞ[2]** **Tarkan ENGİN[3]**

ABSTRACT

In our country, various concrete block elements, wire mesh and gabion baskets are used as front surface coating in geogrid reinforced wall project. The use of geogrids and precast panels, together with different methods, finds use in abroad. Our system, which provides the use of precast panels used in reinforcedearth wall manufacture together with geogrids, has gained a different approach to the production of reinforced wall by its properties. In this study, the system which enables precast panel to be used with geogrids in reinforced wall fabrication has been introduced and its advantages and disadvantages compared to existing systems have been investigated. The method of connecting geogrid to precast panels, precast panel preparation, application of different geogrid types has been shown. Application steps are explained on a project where this system is applied.

ÖZET

Ülkemizde geogrid donatılı duvar imalatlarında, ön yüzey kaplaması olarak, çeşitli beton blok elemanlar, hasır çelikler, gabion sepetler kullanılmaktadır. Geogridler ile prekast panellerin kullanılması, farklı metodlarla birlikte, yurtdışında kullanım alanı bulmaktadır. Toprakarme duvar imalatlarında kullanılan prekast panellerin, geogridler ile birlikte kullanılmasını sağlayan sistemimiz, özellikleriyle, donatılı duvar imalatlarına farklı bir yaklaşım kazandırmıştır. Bu çalışmada, donatılı duvar imalatlarında, prekast panelin geogridler ile birlikte kullanılmasını sağlayan sistem tanıtılmış ve mevcut sistemlere göre avantajları ve dezavantajları incelenmiştir. Geogridin prekast panellere bağanma yöntemi, prekast panel hazırlığı, farklı geogrid tiplerinin uygulanması gösterilmişti. Sitemin uygulandığı bir proje üzerinde uygulama aşamaları anlatılmıştır.

1. GİRİŞ

Donatılı duvar imalatları, ülkemizde 1980'li yılların ortalarından itibaren kullanılmaya başlanmıştır. Hem donatı olarak, hemde yüzey kaplama sistemi olarak, bugüne kadar farklı uygulamaların yapıldığına şahit olduk. Galvanizlenmiş çelik şerit ve polimer şerit donatıları, yaygın olarak prekast panel yüzey kaplamalarıyla, geogridler ve örgülü geotekstiller ise modüler bloklar ve bohçalama yöntemli duvar yüzey sistemleriyle uygulanmaktadır. Her iki sisteminde kendi içinde barındırdığı avantajlar göz önüne

[1] İnş Y. Müh ,ENGİN, T., YmnGrup Müh Ltd Şti, taylan@YmnGrup.com
[2] Jeo. Müh ,ALATAŞ, A., YmnGrup Müh Ltd Şti, ali@YmnGrup.com
[3] Uygulama Sorumlusu ,ENGİN, T., YmnGrup Müh Ltd Şti, tarkan@YmnGrup.com

alındığında, bu iki donatı grubunun farklı duvar yüzeyleriyle kullanılması avantaj sağlayacaktır. Yurt dışında, galvaniz çelik şeritler ile hasır çelik önyüzey ve geogrid donatılar da prekast paneller ile birlikte kullanılmakta ve donatılı duvar sistemleri için yeni çözümler sağlanmaktadır.

Ülkemizde de ön yüzey sistemi ve donatı çeşitliği, sektörün büyümesi ve yeni ihtiyaçların oluşmasıyla gelişmiş ve çeşitlenmiştir. Farklı modüler blok sistemleri, farklı prekast panel şekil ve boyutları, farklı geogrid tipleri artık donatılı duvar imalatlarında kullanılmaktadır.

Donatılı duvar yüzeyinin dik olarak uygulanacağı, geogrid ve geotekstillerin donatı olarak kullanıldığı projelerde, yüzey kaplama elemanı olarak modüler beton bloklar, gabion sepetler, özel üretilmiş hasırçelik kafesler kullanılmaktadır.

Bu çalışmada geogridin donatı olarak kullanıldığı uygulamalarda, ön yüzey elemanı olarak prekast panelin kullanılması alternatifi anlatılmış, avantajları tespit edilmiş ve uygulama safhaları gösterilmiştir.

2. GEOGRİDİN VE PREKAST PANELİN BİRLİKTE KULLANILMASI

Donatılı duvar imalatlarında, donatı ile ön yüzeyin bir bütün olarak çalışması ve yüzey stabilitesinin sağlanmış olması beklenir. Prekast panelin galvaniz çelik şerit ve polimer şerit ile birlikte kullanılmasında, donatı ile panelin bağlantısı için özel çözümler geliştirilmiştir. Böylece donatı ve ön yüzey kaplaması olan prekast panel birlikte çalışmaktadır.

Geogridlerle modüler beton blokların birlikte kullanılmasında ise bloklar ile geogridlerin yeterli sürtünme yüzeyine sahip olması, yoksa ilave önlemler alınması ve hatta ikincil geogridlerin kullanılması gerekmektedir. Ön yüzey elemanı ile donatının birlikte çalışması, donatılı duvar performans beklentilerinden ve analizlerinden birisidir. Bu sebeple geogridlerin prekast panel ile birlikte kullanılmasında geogrid – prekast panel bağlantısının yeterli dayanımı sağlayacak şekilde çözülmesi gerekmektedir.

Kullanılacak geogridin türüne göre bir kaç farklı yöntem uygulanmaktadır. Bu sunumda prekast panellere imalat esnasında ilave edilen galvaniz bağlantı elemanları ile geogridin birlikte kullanılması açıklanmıştır.

2.1. Sistem Gereksinimleri

2.1.a. Prekast Panel Kalıplar:

Kullanılacak prekast panel kalıpları genellikle çelikten imaledilen çoklu döküm yapmaya uygun kalıplardır. Panel boyutları 150-200 cm yüksekliğinde 150-200 cm genişliğinde ve 15-17 cm kalınlığındadır. Geometrik şekilleri farklı tip ve dokuda olabilir.

2.1.b. Geogridi Prekast Panele Bağlayacak Galvaniz Bağlantı Elemanları

Geogrid ve prekast paneli birbirine bağlamak için Omega kanca ve çelik boru kullanılmaktadır. Bu ürünler galvaniz işlemine tabi tutulmaktadır. Omega kancalar 10-14 mm çapında inşaat demirinden uygun boylarda kesilip bükülerek elde edilmektedir.

Çelik borular ise panelin genişliğine göre 150-200 cm eninde ve 20-30 mm dış çapındadır. Çelik boru et kalınlığı minimum 2 mm olmalıdır.

2.1.c. Geogrid

Günümüzde imalatı yapılan her çeşit geogrid bu yöntemde kullanılabilir. Prekast panele bağlarken boru etrafında döndüğü için bu dönüşü sağlayacak ve zarar görmeyecek kalınlıkta ve malzeme özelliğinde olması yeterlidir.

2.1.1. Prekast Panel Kalıbı ve Beton Dökülmesi

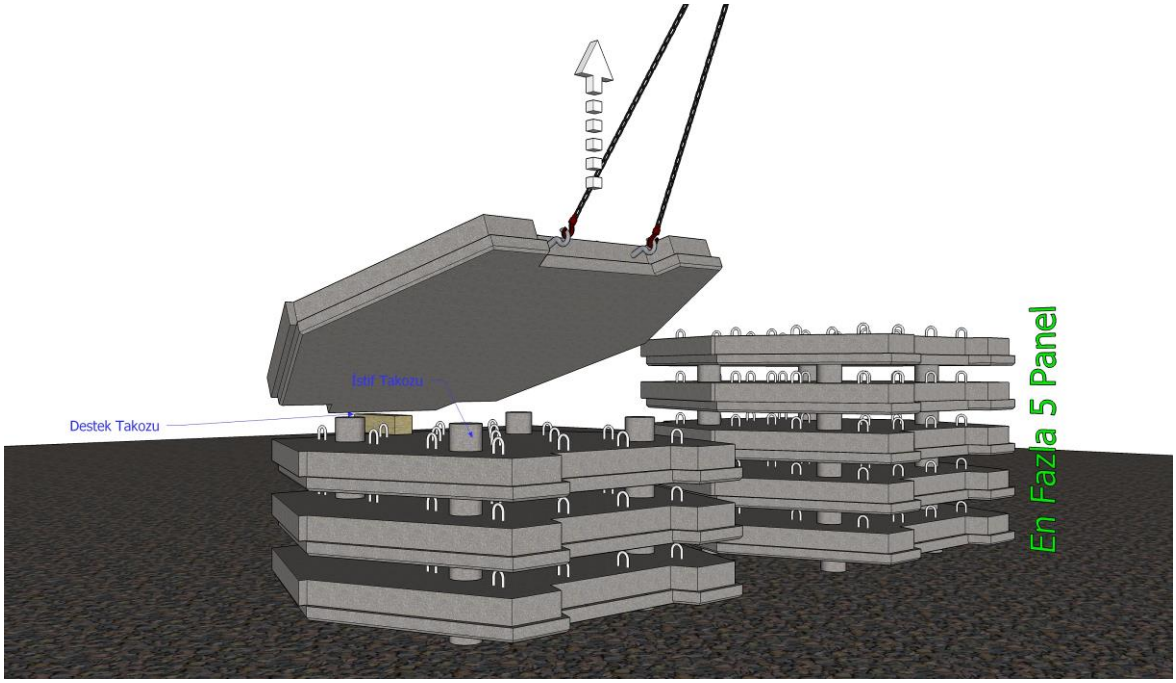
Ön yüzeyin teşkil edililmesinde kullanılacak prekast panelin imal edilmesi için, yaygın bir şekilde çelik kalıplar kullanılmaktadır. Sektör firmalarının kendilerine özgü şekiller verdikleri, farklı boyut ve kalınlıklarda prekast panel modelleri bulunmaktadır. Burada kullanılacak prekast panelin şekli ve deseni önem arzetmemektedir.

Prekast panel imalatı, yöntem olarak, mevcutta kullanılan galvaniz çelik şeritli ve polimer şeritli imalatlarda kullanılan yöntemle aynıdır. Tek farklılık, geogridi prekast panele bağlayabilmek için kullanılacak omega kancanın montajıdır.

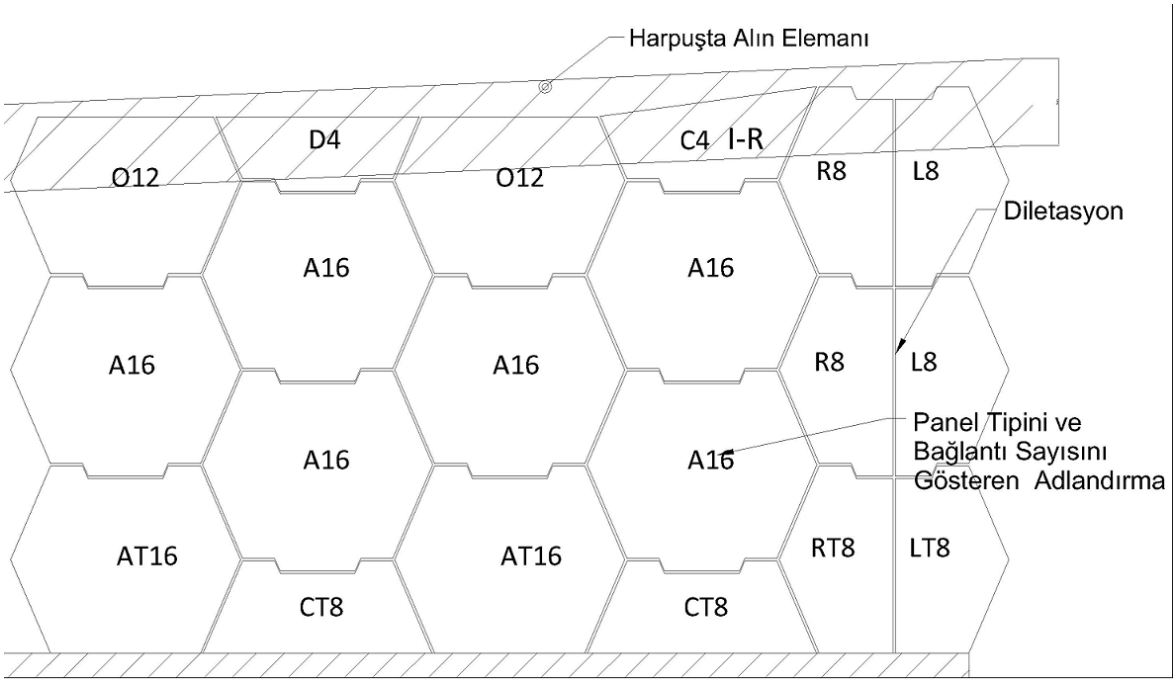
Prekast panellerin imal edileceği çelik kalıplar düzgün bir satıha sıralanır, gerekli su, enerji sağlanır ve prekast panel imalatına geçilir (Resim-1).

Resim – 1: Prekast Panel Kalıbı ve Bağlantı Kancası Montajı

Prekast panel kalıplarına, geogrid bağlantısını sağlayacak galvanizlenmiş omega kanca demirleri, projesindeki sayıda monte edilerek beton dökülür (Resim-1). Böylece galvaniz kancalar betonun içerisinde sabitlenerek ankraj sağlanmış olur. Bu yöntemle elde edilen prekast paneller, uygulama başlayana kadar kürünü alması için depo alanında istiflenir (Resim-2)



Resim-2: Prekast Panellerin Depolanması



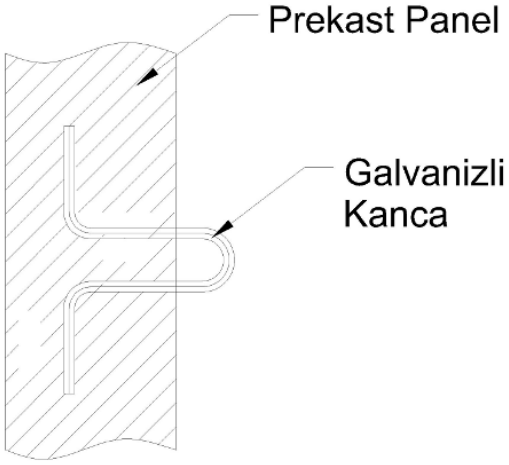
Şekil-1: Prekast Panellerin Farklı Boyutları

Donatılı duvarın geometrisine göre, farklı yüksekliklerde genişliklerde paneller gerekmesi durumunda mevcut çelik kalıplar kullanılarak aynı yöntemle hazırlanır (Şekil -1). Prekast panellerin, yeterli mukavemete ulaşması için gerekli kürleme depo alanında sağlanır.

2.1.2. Galvaniz Bağlatı Elemanları

Prekast panel ile geogridin bağlantısını sağlayacak iki temel bağlantı elemanı kullanılmaktadır. Bunlardan biri prekast panel imal edilirken betona ankre edilen galvanizlenmiş omega kanca demir (Şekil-2), diğeri ise galvanizlenmiş demir borudur (Resim-3).

Resim -3 : Galvaniz Boru İmalatı ve Montajı



Şekil – 2: Galvaniz Omega Kanca Bağlantısı

Her iki bağlantı elemanıda, donatılı duvarın yüksekliğine ve panelde kullanılacak geogrid sayısına bağlı olarak hazırlanır, gerekli boyutta kesilir, şekil verilir ve galvanizlenme işlemi için galvaniz firmasına gönderilir. Galvanizleme işlemi TS EN ISO 1461 standardına göre minimum 85 mikron kalınlık olacak şekilde yapılmaktadır. Bu kalınlık donatılı duvarın yapılacağı bölgenin ve galvaniz bağlantı elemanlarının maruz kalacağı çevresel etkilere bağlı olarak artırılabilir. BS ISO 9223 standardı, çevresel iklim ve korozyon şartlarına göre galvanizin nekadar sürede özelliğini kaybedeceğini tariflemektedir.

Her tam panelde en az iki sıra geogrid uygulaması yapılmalıdır. Bu donatılı duvarın yüksekliğine ve gelen yüklere bağlı olarak artırılabilir. Herbir sırada 4 adet omega kanca kullanılmaktadır (Resim – 4).

Resim – 4: Omega Kanca Sıralanışı

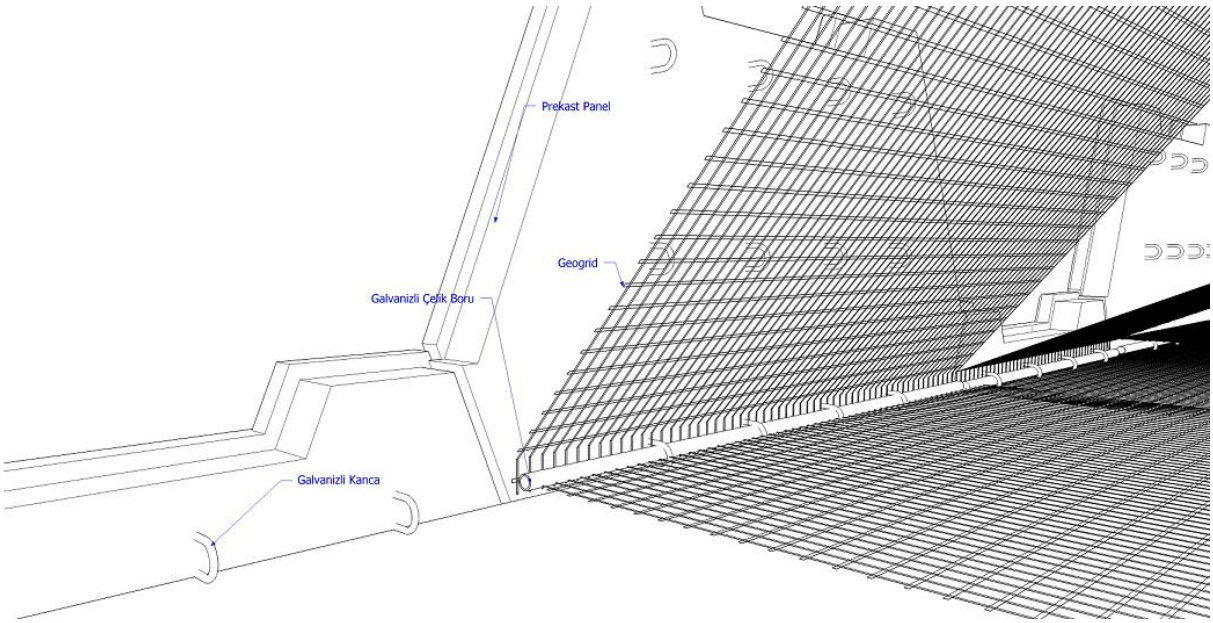
2.1.3. Geogrid – Prekast Panel Bağlantısı

Prekast paneller ve bağlantı elemanları hazırlanıp, projesine göre uygulaması yapılacak geogridler de temin edildiğinde, uygulamaya başlanabilir. Prekast panellerin uygulaması için tesviye betonu uygulaması yapılır. Yüzeyde kullanılacak prekast paneller modüler elemanlar oldukları için ilk sıra uygulamanın kotunda ve istikametinde olması çok önemlidir.

İlk sıra prekast panel kotuna ve istikametine alındıktan sonra, drenaj malzemesi ve geri dolgu geogrid uygulama kotuna kadar yapılır. Sonra proje gömme derinliği ve bohçalama miktarı kadar kesilmiş hazırlanmış geogrid serilir.

Resim – 5: İlk Sıra Prekast Panel Montajı

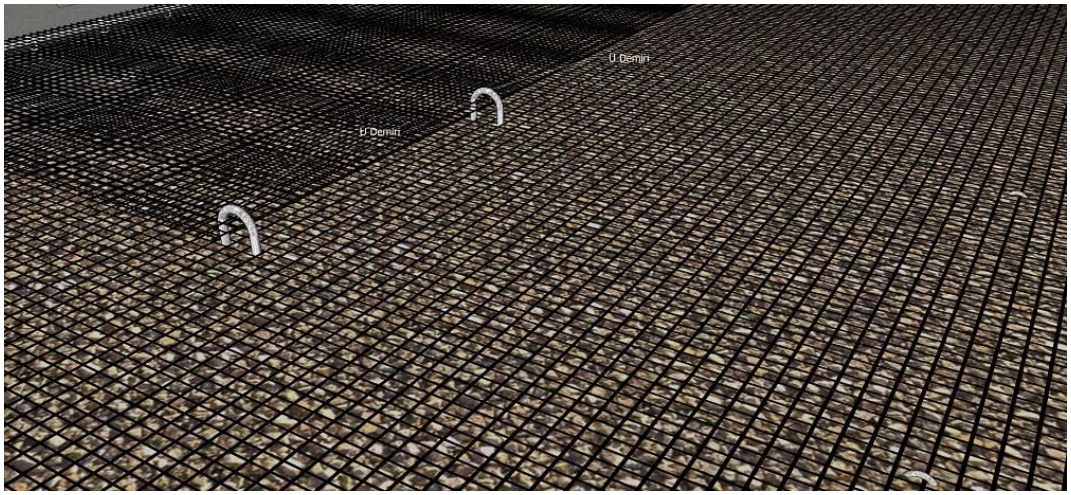
Geogridler prekast panelde bulunan omega kanca içerisinden geçirilir ve ardından galvaniz boru bağlantısı sağlanır. Geogridin bohça boyu geriye katlanır ve sabitlenir. Böylece Geogrid prekast panele bağlanmış olur (Şekil – 3) (Resim – 6).



Şekil – 3: Panel Geogrid Bağlantısı

Resim – 6: Panel Geogrid Bağlantısı

Geogrid dolgu işlemi tamamlanana kadar potlanması ve yerinden oynamasın diye zemine 'U' kancalar ile sabitlenir (Şekil-4).



Şekil – 4: ‘U’ Kanca ile Geogridin Sabitlenmesi

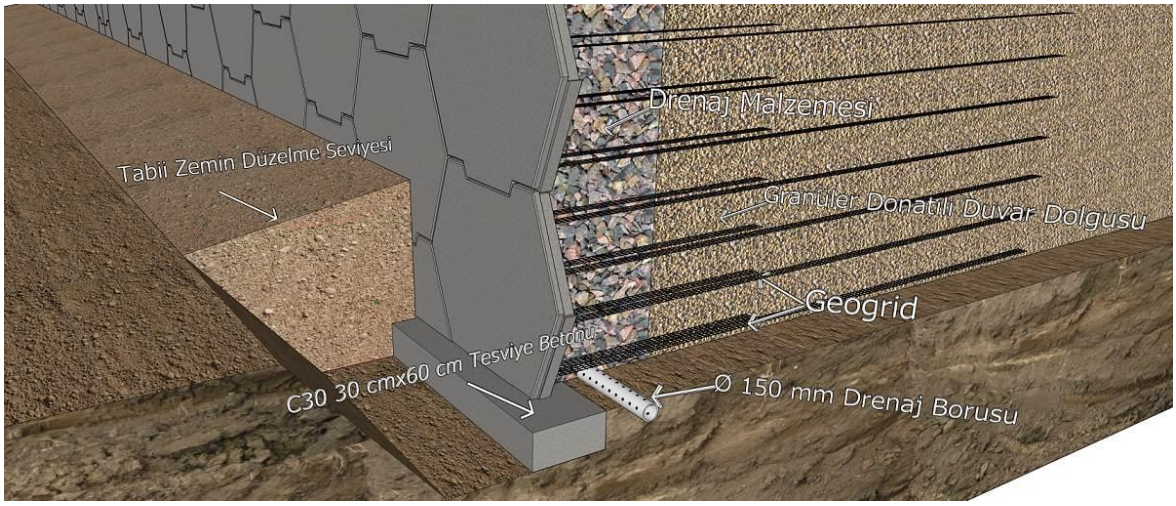
Geri kıvrılan ve oluşturacağı kenetlenme ve sürtünme mekanizmasıyla geogridin prekast panele bağlanmasını sağlayacak bohça kesimi, ana geogride plastik klipsler ile bağlanır (Resim – 7).

Resim – 7: Bohça Kısmının Sabitlenmesi

Geogrid prekast panele boşluksuz ve gergin şekilde bağlandıktan sonra, dolgu işlemi bir üst geogrid kotuna göre uygun şartlarda yapılır. Dolgu yapılırken geogride zarar verilmemeli ve panellerin hareket etmemesi sağlanmalıdır.

Bu yöntem kullanılarak piyasada mevcut üretilen geogridlerin birçoğu kullanılabilir. Geogridin boru etrafından dönebilecek özellikte olması ve bu bükme işleminden zarar görmemesi beklenir.

Dolgu işlemi mükerer devam ettirildiğinde ön yüzü prekast panel kaplı geogrid donatılı duvar imalatı tamamlanmış olur (Şekil-5).



Şekil – 5: Tip Kesit Detayı

2.2. Hesap Esasları

Bu yöntem kullanılacak projelerin analizleri, modüler blok yüzeyli veya şeritli uygulamalarda yapılan analizlerden ve hesap yöntemlerinden farklı değildir. Donatılı duvar analizleri FHWA, 1997, Eurocod 7, BS 8006 vb hesap metodlarıyla yapılabilir. Dikkat edilmesi gereken hususlar:

- Her panele en az iki sıra geogrid uygulanmalı
- Bohçalamanın en az 125 cm olmalı (FHWA 1997).
  Uygulamada bohçalama 150-200 cm olarak yapılmaktadır.
- Geogrid Panel bağlantısında yük aktarım performansı %100 olarak alınabilir.
- Kullanılacak dolgu malzemesi, donatılı duvar uygulamalarında kullanılan mekanik ve fiziki özelliklere sahip olmalı, malzemenin yoğunluğu ve içsel sürtünme açısı tespit edilerek hesaplarda kullanılmalıdır.

3. SONUÇ OLARAK SİSTEMİN GETİRDİĞİ AVANTAJLAR

Bu yöntem ile donatılı duvar imalatlarında, geogrid ve prekast panel birlikte kullanılarak dik yüzeyler elde etmek mümkün olmaktadır.

Sistemin avantajlarını aşağıdaki gibi sıralayabiliriz:

- Paneller şantiyede imal edildiği için, nakliye gerekmeyeceğinden, uygulama yerinin modüler blok fabrikalarına mesafesi dikkate alındığında, modüler blok sistemine göre daha ekonomiktir.
- Yapım hızı modüler bloğa göre daha hızlıdır.
- Diğer dik yüzey alternatifleri olan gabion ve çelik hasır uygulamalarına göre üst bitişte yer kaybı oluşturmamaktadır.

- Ülkemizde kullanılan modüler bloklar 20 cm yüksekliğinde olmasından ve mekanik bağlantısı olmamasından ötürü her 20 cm'de donatı (ikincil yada ana donatı) kullanmak gerekmektedir. Prekast panellerde panelin yüksekliğine göre donatı aralığı 75-80 cm'ye çıkmakta, bu da daha az donatı kullanımına olanak sağlamaktadır.
- Geogridlerin ön yüzeye bağlantısında yüksek performans elde edilmektedir.
- Dolgu malzemesi olarak, geogridler, daha geniş aralıklara sahip dolgu malzemesi kullanımına olanak sağlamaktadır. Şerit tipi donatılarda, dolgu malzemesi KTŞ-Kısım 252 de tarif edilen özelliklerde olması gerekmektedir. Bu da dolgu malzemesi maliyetlerini artırmaktadır. Bazı durumlarda projenin yerine göre, KTŞ de istenilen özelliklerde dolgu malzemesi bulmak mümkün olamamaktadır.

KAYNAKLAR

BS8006, (1995). "Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills", British Standard

FHWA-SA-96-071, (1997). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines", Federal Highway Administration

NF P 94-220-0, (1998). "Soil Reinforcement- Backfilled Structures Reinforced with Quasi-inextensible and Flexible Reinforcing Strips or Sheets-Part 0 : Design", Norme Française

KTŞ (2013). "Karayolları Teknik Şartnamesi'' Karayolları Genel Müdürlüğü, Ar-Ge Dairesi Başkanlığı – Ankara

www.YmnGrup.com internet sitesi görselleri

TS EN ISO 1436, ''Demir ve çelikten imal edilmiş malzemeler üzerine sıcak daldırmayla yapılan galvaniz kaplamalar - Özellikler ve deney metotları''

ISO BS 9223:2012(en)Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation

RIHTIM DUVARLARININ SİSMİK PERFORMANSININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE GEOFOAM ÖZELLİKLERİNİN ETKİSİ

Ayşe EDİNÇLİLER[1] **Yasin Sait TOKSOY[2]**

ABSTRACT

Quay walls have sustained severe damage in a number of earthquakes including the 1995 Kobe earthquake, the 1999 Kocaeli earthquake and the 2011 Tohoku earthquake during the past few decades. Considering the importance of port facilities to the national economy, engineers should pay great attention to the seismic performance of such structures. Several improvement methods are available to increase the seismic performance of quay walls. One method is to use EPS geofoam compressible inclusions to reduce the magnitude of earthquake-induced dynamic forces against rigid earth retaining wall structures. The scope of this comparative numerical study is to investigate the effects of using EPS geofoam cushion with different properties for increasing the seismic performance of quay walls. Dynamic non-linear analyses were performed using the PLAXIS software. Results reveal that quay wall models with EPS geofoam cushion are subjected to approximately 5% less axial and shear forces and 7% less bending moments. More importantly transmitted peak accelerations within the quay wall model are reduced up to 76.5% with a smoothened acceleration distribution along the model in comparison of the same model with no cushion. One limitation of using lightweight-compressible materials behind rigid walls is the possibility of increased excessive displacements and rotations.

ÖZET

Son yıllarda, Rıhtım duvarları 1995 Kobe Depremi, 1999 Kocaeli Depremi ve 2011 Tohoku depremlerinde olduğu gibi pek çok depremde ağır hasar görmüşlerdir. Liman faaliyetlerinin ulusal ekonomi üzerindeki etkisi göz önüne alındığında, mühendislerin bu yapıların sismik performansına gereken ilgiyi göstermeleri gerekmektedir. Rıhtım duvarlarının sismik performanslarının iyileştirilebilmesi için pek çok yöntem bulunmaktadır. Bunlardan birisi de sıkışabilir EPS geofoam malzemesi kullanılarak rijit istinat yapılarına etkiyen deprem kuvvetlerin azaltılabilmesidir. Bu karşılaştırmalı sayısal çalışmanın amacı farklı özelliklerde EPS geofoam malzeme kullanılmasının rıhtım duvarlarının sismik performansının iyileştirilmesine olan etkisinin belirlenmesidir. Doğrusal olmayan dinamik analizler PLAXIS yazılımıyla gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, EPS geofoam yastık uygulamasıyla duvar modeline etkiyen normal ve kayma kuvvetlerinin yaklaşık %5, eğilme momentlerinin ise %7 azaldığını göstermektedir. Daha da önemlisi yastık tabakasıyla duvar üzerinde ölçülen maksimum ivme değerlerinin %76.5 azaldığı ve ivme dağılımının iyileştiği görülmüştür. Sıkışabilir hafif malzemelerin rijit

[1] Doç.Dr. ,EDİNÇLİLER, A., Boğaziçi Üniversitesi, aedinc@boun.edu.tr
[2] Arş Gör. ,TOKSOY, Y.S., Boğaziçi Üniversitesi, yasin.toksoy@boun.edu.tr

duvarların arkasında kullanılmasının bir dezavantajı toplam yerdeğiştirme ve dönmelerin bir miktar artabilme ihtimalidir.

1. GİRİŞ

Rıhtım duvarları ve benzeri kıyı liman yapılarının deprem etkisi altındaki dinamik performansları daima endişe konusu olmuştur (Madabhushi vd. 2008). Yakın geçmişte Şili, Japonya ve Türkiye'de gerçekleşmiş depremler, kıyı ve liman yapılarının ve buralarda gerçekleşen ticari faaliyetlerin deprem etkisi altında oldukça büyük ölçekte etkilenebileceğini göstermiştir. Liman yapılarının ulusal ve uluslar arası ticaretteki önemi göz önüne alındığında bu yapıların depreme karşı olan hassaslıkları dikkatle ele alınmalıdır (Azeloglu vd., 2014). 1995 Hyogo-ken Nanbu depreminin Kobe limanına verdiği ağır hasar, sismik aktivitelerin söz konusu yapılar için ne kadar tehlikeli olabileceği konusunda bir farkındalık yaratmıştır. Benzer bir hasar da, 1999 Kocaeli depreminden sonra Kocaeli'nin Derince limanında gözlenmiştir. Pek çok yapısal elemanında ağır hasar oluşan Derince Limanı'nda kren yapıları devrilmiş, rıhtım duvarları metrelerce yer değiştirmiştir (Boulanger vb., 2000). 2010 yılında Haiti'de gerçekleşen şiddetli deprem sonrasında liman yapılarının ağır hasar görmesi, bir ada ülkesi olan Haiti'de deprem sonrası ülkenin ihtiyaç duyduğu acil yardım ve ihtiyaç malzemelerinin bölgeye ulaştırılabilmesinde ciddi sorunlara neden olmuştur (Jacobs et al., 2010).

Rıhtım duvarları gemilerin yanaşabilecekleri istinat yapılarıdır. Bu yapılar sayesinde limana yanaşabilen gemiler yüklerini kren ve benzeri yapılarla aktarabilirler. Rıhtım duvarlarının tasarımında temel mühendislik kriterleri olan güvenlik ve ekonominin yanısıra kayma, dönme ve kabul edilebilir taşıma kapasitesi de tasarım aşamasından itibaren dikkate alınmaktadır.

Rıhtım duvarları depremlerin yıkıcı etkisine maruz kalan ve aldıkları hasar neticesinde etkileri ekonomik ve sosyal açılardan hissedilen başlıca yapılardandır. Rıhtım duvarlarında gözlenen deprem hasarlarını kategorize etmek oldukça zor olsa da, üç temel tasarım kriterlerini göz önüne alarak sınıflandırma yapabilmek mümkündür (Li vd., 2010) . Rıhtım duvarlarının sismik performansını etkileyen faktörler arasında duvarın boyutları, duvarın arkasındaki zemin dolgunun kalınlığı, dolgu zeminin ve yeraltı tabakalarının sıvılaşma potansiyeli ve depremin şiddeti sayılabilir (Ichii et al. 2000).

Literatürde rıhtım duvarlarının deprem etkisi altındaki performansını araştıran bir seri deneysel ve sayısal çalışma yer almaktadır. Sarsma masası ve santrifüj testleri yardımıyla yapılan çalışmalar rıhtım duvarlarının deprem etkisi altında uğradıkları kalıcı yer değiştirmelerin sebeplerine odaklanmışlardır (Kohama vb., 1998; 2000; Kim vb., 2005). Rıhtım duvarlarının sismik performansı doğrusal olmayan zemin davranışından da oldukça etkilenmektedir. Boşluk suyu basıncında gözlenen değişimler, stres dağılımının değişmesi ve hacimsel deformasyonlar, rıhtım duvarlarının kayma dayanımlarını azaltmaktadır (Iai et al., 1996; Gerolymos et al., 2015).

Rıhtım duvarlarının arkasında sıkışabilir geosentetik malzemelerin düşey olarak kullanılmasıyla yanal statik zemin basıncının azaltılabildiği, literatürde farklı araştırmacılar tarafından belirtilmektedir. Bu konuda tercih edilen malzeme "geofoam" olarak da bilinen "expanded polystyrene" (EPS)'dir (Bathurst et al. 2007). "Geofoam", köpükten elde edilen bir geosentetik üründür. Malzemenin sahip olduğu eşsiz statik ve

dinamik özellikler, bu malzemeye olan ilgiyi gün geçtikçe arttırmaktadır. EPS Geofoam malzemenin rıhtım duvarları ve istinat yapıları gibi geoteknik yapılarda deprem etkisiyle oluşan yanal basınçların azaltabilmesi hem deneysel hem de nümerik çalışmalarca kanıtlanmıştır. Gerçekleştirilmiş çalışmalar geofoam etkisinin geoteknik yapılar üzerindeki etkisini karşılaştırmalı olarak geofoam kalınlığı ve yoğunluğu, duvar yüksekliği ve dinamik yük cinsinden vermektedir (Pelekis vd., 2000; Hazarika 2001; Hazarika ve Okuzono, 2002, 2004; Zarnani ve Bathurst 2005, 2006; Athanasopoulos vd., 2007; Zarnani ve Bathurst, 2009). Gerçekleştirilen güncel bir çalışmada (Edinçliler ve Toksoy; 2016) yüksek dayanımlı geofoam malzemenin rıhtım duvarlarının arkasında düşey olarak kullanılmasının yapıya etkiyen deprem yükünü önemli derecede azalttığı görülmüştür.

Literatürde geofoam malzemenin statik ve dinamik özelliklerinin yanısıra deformasyon mekanizmaları ve enerji emme özellikleri de yer almaktadır. Gerçekleştirilen laboratuvar çalışmalarında EPS geofoam malzemenin gerilme-şekil değiştirme eğrisinde doğrusal elastik, yarı plastik ve sıkılaşma olmak üzere üç farklı bölge ve davranış biçimi gözlenmiştir. Bu bilgiden hareketle yüksek yoğunluklu EPS geofoam malzemenin daha çok enerji emebileceği fakat daha çok kuvveti de iletebileceğini söylemek mümkündür (Landro et al., 2002; Krundaeva et al., 2016).

Detaylı bir literatür taramasıyla rıhtım duvarları gibi önemli bir yapının sismik performanısının sıkışabilir hafif geofoam malzemelerle iyileştirilmesi üzerine yeterli sayıda çalışma yapılmadığı görülmektedir. Bu çalışma, gerçekleştirilen önceki çalışmalar ışığında parametreleri belirlenmiş geofoam malzeme kullanılarak bir rıhtım duvarı modelinin sismik performansının iyileştirilmesini, yapının dinamik performansına etkisini kıyaslamalı olarak vermektedir.

Atık lastikler sahip oldukları ısı yalıtımı, sıvı geçirgenliği, sıkıştırılabilirlik ve sönümleme gibi aranılan mühendislik özelliklerinden ötürü istinat yapıları gibi geoteknik yapılarda duvar yan yüzeyi ve dolgu zemin arasına yastık tabakası olarak "Cushion" yerleştirilebilir. Atık lastikler farklı ebatlarda kolayca ve istenildiği şekilde hazırlanabildiği için farklı mühendislik kullanımlarına uygundurlar (Edinçliler 2007, Edinçliler et al., 2010). Son zamanlarda kum ile atık lastik karışımlarının, sadece kuma kıyasla dinamik enerjiyi sönümleme kabiliyetini önemli derecede arttırdığı kanıtlanmıştır. Edinçliler ve Toksoy (2014) tarafından gerçekleştirilen çalışmada PLAXIS yazılımı kullanılarak modellenen bir istinat yapısının dinamik performansı, geri dolgu malzemesi sadece kum ve atık lastik-kum karışımı durumları için bir seri deprem hareketi etkisi altında analiz edilmiştir. Alınan sonuçlar incelendiğinde, duvar üzerinde gözlenen maksimum kayma gerilmeleri ve eğilme momentlerinin ciddi bir oranda azaldığı gözlenmiştir. Edinçliler ve Toksoy (2016) tarafından gerçekleştirilen bir diğer karşılaştırmalı çalışmada ise modellenen bir rıhtım duvarı yapısı geofoam malzeme ve atık lastik-kum karışımı ile iki farklı yastik tabakasının "Cushion" aynı deprem hareketleri altında sismik performansları incelenmiştir. Bu çalışmada, rıhtım duvarının sismik performansının arttırılması amacıyla kullanılan sıkışabilen "geofoam" yastık tabakasının özelliklerinin sismik performansa etkisi incelenmiştir.

2. NÜMERİK ÇALIŞMA

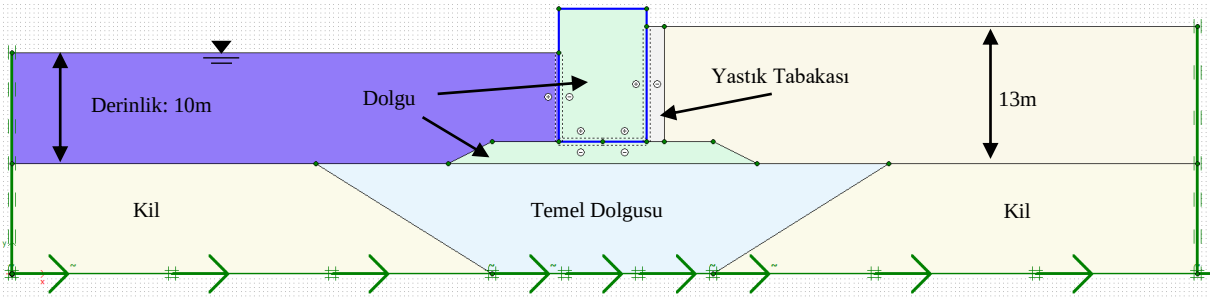
Bu nümerik çalışmada sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak modellenen rıhtım duvarının arka yüzeyine yastık tabakası "Cushion" malzemesi olarak üç farklı yoğunlukta EPS geofoam kullanılmıştır. Geofoam malzemenin süper hafif olması ve yüksek enerji emme

kapasiteleri sebebiyle rıhtım duvarı modelinin dinamik yükler altında "Cushion" kullanılmadığı duruma göre sismik performansının iyileşmesi beklenmektedir. Ayrıca iki farklı yoğunlukta geofoam malzeme ve 1999 Kocaeli deprem kaydı kullanılarak deprem etkisi ve geofoam yoğunluğu ilişkisi sismik performans cinsinden belirlenebilmesi amaçlanmıştır. Elde edilen sonuçlar karşılaştırılmalı olarak verilmiştir.

2.1. Nümerik Modelleme

Nümerik analizler sonlu elemanlar metodu kullanılarak PLAXIS 2D yazılımı aracılığıyla gerçekleştirilmiştir. PLAXIS özellikle geoteknik yapıların tasarlanması ve farklı koşullar altında analizlerinin gerçekleştirilebilmesi için oldukça tercih edilen bir yazılımdır. Modelleme safhasında "plain strain" modelleme seçilmiş ve sonuçların güvenilirliği için "15-node triangle elements" tercih edilmiştir. Gerçekleştirilen dinamik analizler esnasında gerçekçi olmayan yansıma ve kırılmaların engellenmesi için model alanı büyük tutulmuş ve "absorbent boundaries" sınırları tanımlanmıştır.

Modellenen keson tip rıhtım duvarının boyutları 15m yükseklik ve 10m genişliktedir. Duvar önü su derinliği 10m olup rıhtım duvarı arkasında 13m derinliğinde kum dolgu bulunmaktadır. Rıhtım duvarı "plate element" olarak modellenmiştir. Rıhtım duvarı tasarımı Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1: Sonlu Elemanlar Modeli.

2.2. Malzeme Özellikleri

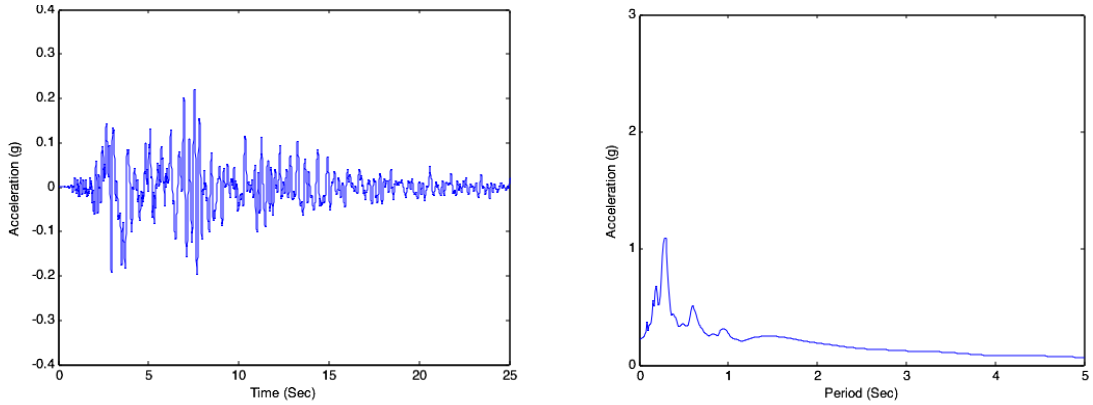
Şekil 1'de belirtilen tüm malzemeler sonlu elemanlar metodunda en gelişmiş zemin modellerinden birisi olan "Hardening Soil" zemin modeli kullanılarak modellenmiştir. Çalışmada üç farklı tip geofoam kullanılmıştır. Bu malzemeden en düşük yoğunluklu olan EPS15, daha yüksek yoğunluklu olan EPS20 ve en yükseği de EPS30 olarak adlandırılmıştır. Geofoam parametreleri benzer çalışmalar ve ilgili Standart olan ASTM 6817'den alınmıştır. Malzeme parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Malzeme Parametreleri.

	Kum	Kil	Temel Dolgusu	Dolgu	EPS15	EPS20	EPS30
γ_{unsat}	16.5kN/m^3	16kN/m^3	17 kN/m^3	19 kN/m^3	0.15 kN/m^3	0.20 kN/m^3	0.30 kN/m^3
c'_{ref}	0kN/m^2	14kN/m^2	0 kN/m^2	5 kN/m^2	30 kN/m^2	35 kN/m^2	60 kN/m^2
Ø	33°	24°	35°	35°	25°	30°	42°
ψ	8°	0°	5°	10°	0°	0°	0°
E	13560kN/m^2	9000kN/m^2	42000 kN/m^2	200000 kN/m^2	3750 kN/m^2	6000 kN/m^2	9000 kN/m^2

2.3. Kullanılan Deprem Kaydı

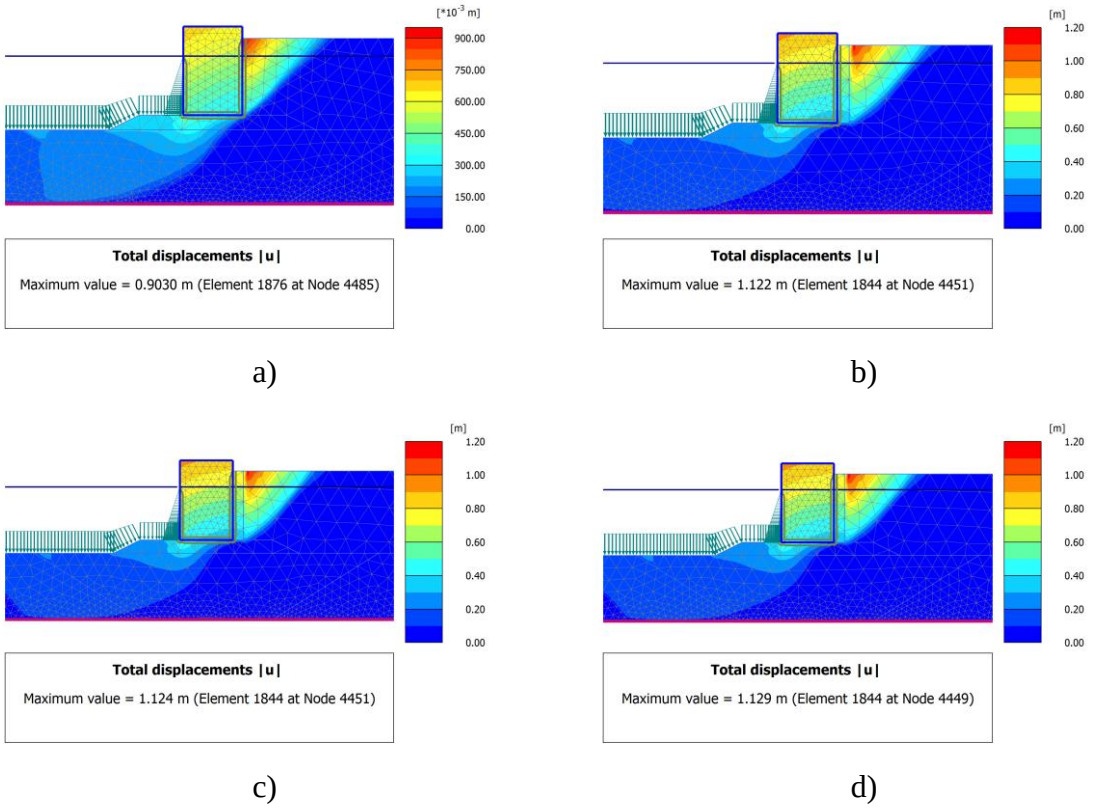
Dinamik performans analizleri 1999 Kocaeli (PGA=0.23g) depreminin gerçek kaydı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Deprem kaydı BÜ-KRDAE-BDTİM'den elde edilmiştir. Kullanılan kayıt ana kayadan elde edilmiş olup muhtemel gürültü kirliliği için filtrelenmişdir. Kaydın hakim frekansı, 3.5Hz'dir. İvme-zaman grafiği ile davranış spektrumu Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil. 2. Kocaeli Depreminin İvme-Zaman Grafiği ve Davranış Spektrumu.

3. SONUÇLAR

Nümerik analizlerden elde edilen sonuçlar rıhtım duvarının hemen arkasında EPS geofoam yastığın olmaması ve farklı yoğunluklarda EPS geofoam yastığın bulunması durumlarının her biri için toplam yerdeğiştirme, dönme, normal ve kayma gerilmeleri ile eğilme momenti parametreleri karşılaştırılmıştır. Model 1 yastık tabakası kullanılmayan rıhtım duvarı modelini, Model 2; EPS15'in yastık tabakası olarak kullanıldığı rıhtım duvarı modelini, Model 3 ve Model 4 ise sırasıyla EPS20 ve EPS30'un rıhtım duvarında yastık tabakası olarak kullanıldığı modelleri temsil etmektedir. Kocaeli Depremi etkisi altında gerçekleşen toplam yerdeğiştirmelerin her bir model için dağılımı Şekil 3'te verilmiştir.

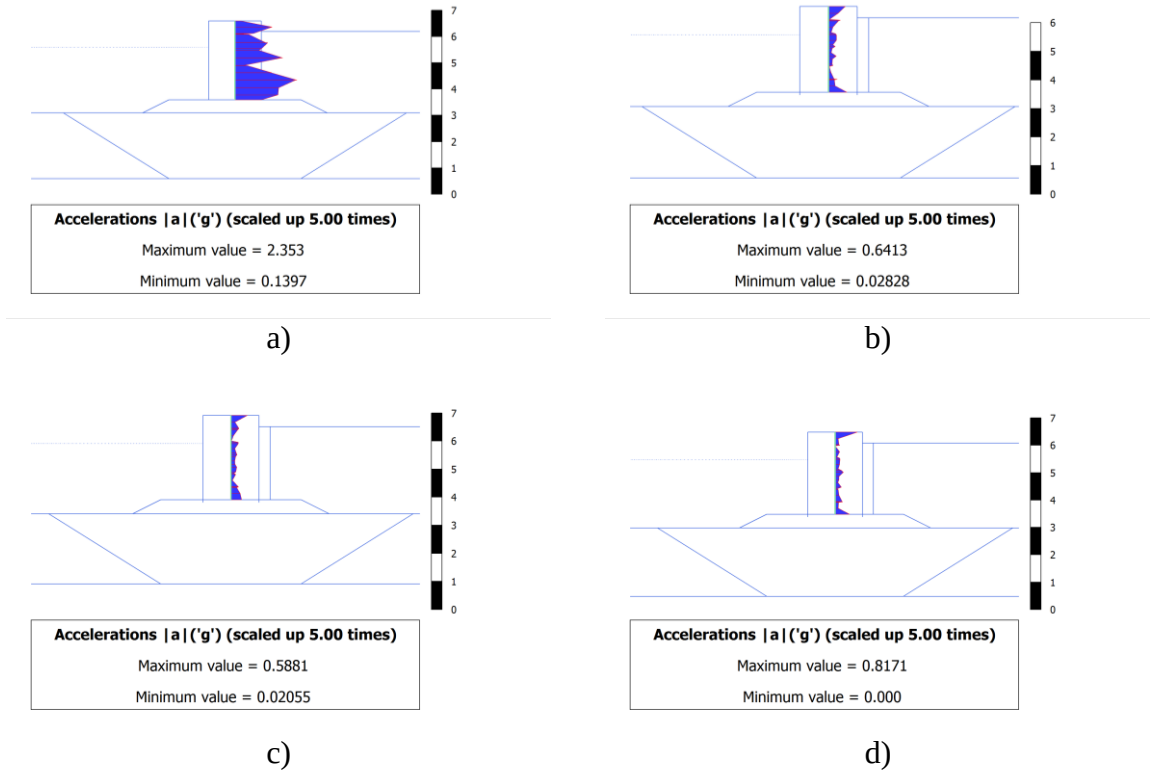


Şekil 3. Toplam Yerdeğiştirmeler a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3 ve d) Model 4.

Yerdeğiştirme sonuçları incelendiğinde sıkışabilen EPS geofoam malzemenin rıhtım duvarının hemen arkasında düşey bir yastık olarak kullanılmasının toplam yerdeğiştirmeleri bir miktar arttırdığından söz edilebilir. Model 1'de 90cm olarak belirlenen toplam yerdeğiştirme miktarı Model 2'de 112cm ve Model 4'te 113cm olarak belirlenmiştir. Buna bağlı olarak rıhtım duvarı modelinin düşey eksene göre dönme miktarı incelendiğinde Model 1'de 1.34° olan bu değer diğer modellerde 2.14° olarak ölçülmüştür.

Normal ve kayma gerilmeleriyle eğilme momentleri cinsinden elde edilen sonuçlar geofoam yastık uygulamasıyla ciddi bir şekilde etkilenmektedir. Model 1'de 470.8kN/m olarak ölçülen normal gerilme, Model 3'te 457.1kN/m'e inmiştir. Benzer şekilde Model 1'de 433.9kN/m olarak ölçülen kayma gerilmesi miktarı, Model 4'te 422.3kN/m olarak bulunmuştur. Aynı şekilde eğilme momentleri cinsinden sonuçlar düşey yastık uygulamasıyla Model 1'de 1232kNm/m'den Model 4'te 1203kNm/m'e düşmüştür.

EPS geofoam'un rıhtım duvarı boyunca yastık tabakası olarak kullanılmasının deprem etkisiyle duvar boyunca oluşan en yüksek ivme değerlerini önemli bir şekilde sönümlediğini ve aynı zamanda ivme dağılımını azalttığı görülmüştür. Şekil 4'te modeller üzerinde ölçülen en yüksek ivme değerleriyle duvar boyunca ivme dağılımları verilmektedir.



Şekil 4. En yüksek ivme değerleri ve ivme dağılımları a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3 ve Model 4.

Şekil 4'te açıkça görülebileceği üzere, yastık uygulaması olmadan Kocaeli Depremi etkisi altında rıhtım duvarı modeli üzerinde ölçülen en yüksek ivme değeri 2.35g olarak gerçekleşmiştir. Aynı ivme değeri Model 2, Model 3 ve Model 4'te 0.64g, 0.59g ve 0.82g olarak gerçekleşmiştir. Ayrıca Model 1'de gözlenen ivme dağılımının diğer modellerde çok büyük bir oranda azaldığı görülmüştür.

4. TARTIŞMA VE DEĞERLENDİRME

Sonlu elemanları analizlerinden 1999 Kocaeli Depremi (PGA=0.23g) uygulanmasında elde edilen sonuçlar Tablo 2'de özetlenmiştir.

Tablo 2. Analiz Sonuçları.

	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
Toplam Yerdeğiştirme (m)	0.90	1.12	1.12	1.13
Dönme (°)	1.34	2.14	2.14	2.14
Normal Gerilme (kN/m)	470.8	459.1	457.1	461.0
Kayma Gerilmesi (kN/m)	433.9	425.2	423.3	422.3
Eğilme Momenti (kNm/m)	1232	1207	1204	1203
En Yüksek İvme (g)	2.35	0.64	0.82	0.59
Büyütme Faktörü	10.2	2.8	3.6	2.6

Uygulanan deprem yükü altında EPS geofoam yoğunluğunun toplam yerdeğiştirme miktarları üzerinde ufak bir artışa sebep olduğu görülmektedir. Bu durum sıkışabilen malzeme kullanmanın beklenen bir sonucu olup artış miktarı bu çalışma için göz ardı edilebilir boyutlardadır ve geofoam yoğunluğuyla direk bir ilişkisi gözlenmemiştir.

Geofoam yastık uygulaması, elde edilen normal ve kayma gerilmesi değerleri üzerinde büyük bir etkiye sahiptir ve söz konusu parametreler yastık uygulamasıyla yaklaşık olarak %5 azalmaktadır. Artan geofoam yoğunluğuyla normal ve kayma gerilmeleri de azalma eğilimine sahiptirler. Eğilme momenti değerleri ise yastık uygulamasıyla %7'ye varan oranlarda azalmaktadır ve artan geofoam yoğunluğuyla değerler azalmaya meyillidir.

Bu çalışmadan elde edilen en çarpıcı sonuçlar büyütme faktörlerinin ve ivme dağılımlarının değerlendirilmesiyle elde edilmiştir. Büyütme faktörü rıhıtm yapısı üzerinde ölçülen en yüksek ivme değerinin, girdi deprem hareketinin maksimum ivme değerine bölünmesiyle elde edilen birimsiz bir parametredir. Kocaeli Depremi etkisi altında rıhtım duvarı üzerinde belirlenen büyütme faktörü Model 1 için 10.2'den Model 4'te 2.6'ya düşmüştür. Bir diğer deyişle yapı üzerinde ölçülen pik ivme değeri yastık uygulamasıyla %76.5 oranında azaltılmıştır. Aynı zamanda duvar boyunca gözlenen yüksek ivme dağılımının yastık uygulamasıyla büyük ölçüde azaltıldığıda belirtilmelidir.

Büyütme faktörü parametresi, sunulan EPS geofoam yastık uygulamasının etkisini gösteren başlıca faktörlerden birisidir. Şekil 5'te verilen deprem hareketi altında rıhtım duvarı modellerinin büyütme faktörü ile en yüksek ivme değerinin değişim grafiği verilmektedir.

Şekil 5. Büyütme Faktörleri ve En Yüksek İvme Değerleri.

Şekil 5 incelendiğinde, verilen deprem hareketi için büyütme faktörü değişiminin doğrusal olarak gerçekleştiği görülmektedir. Artan geofoam yoğunluğu ile büyütme faktörlerinin önemli ölçüde azaldığı gözlenmiştir.

Bu çalışmada, rıhtım duvarlarının deprem sırasındaki performanslarının artırılabilmesi için "geoefoam" yastık kullanılmasının önemi ortaya konmuştur. Kullanılan geofoam malzemenin özellikleri sonuçları önemli ölçüde etkilemektedir. Bu çalışmada elde edilen sonuçlar, kullanılan deprem kaydı ve kullanılan Geofoam malzemeler için geçerlidir. Farklı malzeme ve deprem hareketleri için sonuçların değişmesi muhtemeldir. Farklı deprem karakterisliklerine sahip deprem kayıtları, farklı duvar yükseklikleri ve geofoam tabaka kalınlıkları gibi parametrelerin etkilerinin gelecekte incelenmesi planlanmaktadır.

KAYNAKLAR

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.

Azeloglu, C. O., Sagirli, A., and Edincliler, A. (2014). "Investigation of Seismic Behavior of Container Crane Structures by Shake Table Tests and Mathematical Modeling", Shock and Vibration, Vol.2014, Article ID 682647, 2014.

Bathurst, R.J., Zarnani, S., Gaskin, A. (2007). "Shaking table testing of geofoam seismic buffers", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27: 324–332.

Boulanger, R.W., Iai, S., Ansal, A., Cetin, K.O., Idriss, I.M., Sunman, B., Sunman, K. (2000). "Performance of waterfront structures", Earthquake Spectra 16**:** 295-310.

Edinçliler, A. and Toksoy, Y.S. (2014). "Investigation on Effects of Tire Crumb Cushion on Seismic Performance of Retaining Wall", Soil Structure Interaction and Retaining Walls, TC207, St. Petersburgh, Russia.

Edinçliler, A. and Toksoy, Y.S. (2016). "Effects of Two Different Seismic Cushions on Seismic Performance of Quay Walls: Numerical Study", 6th European Geosynthetics Congress, EuroGeo6, Ljubljana, Slovenia.

Edinçliler, A. and Toksoy, Y.S. (2016). "Numerical Study of Improving Seismic Performance of Quay Walls", 12th International Congress on Advances in Civil Engineering, ACE 2016, Boğaziçi University, Istanbul, Turkey.

Edincliler, A., (2007). "Using waste tire–soil mixtures for embankment construction" International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials ''Opportunities and Challenges", Kanto Branch of Japanese Geotechnical Society, pp. 319–328.

Edinçliler, A., Baykal, G., and Saygılı, A., (2010). "Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction", Waste Management, 30:1073–1080.

Gerolymos, N., Tasiopoulou, P., and Gazetas G. (2015). "Seismic performance of block-type gravity quay-wall: Numerical modelling versus centrifuge experiment", SECED 2015, Cambridge, UK.

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.

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.

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.

Iai, S., Ichii, K., and Morita, T. (1996). “Analysis of damage to quay walls during 1995 great Hanshin Earthquake, Japan”, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.

Ichii, K., Iai, S. & Morita, T. (2000)."Performance of the quay wall with high seismic resistance", Journal of Computing in Civil Engineering, 17(2), 163-174.

Jacobs, L.D., DesRoches, R., Leon, R.T. (2010). “Large scale shake table test of a port container crane under strong motion excitation”, Structures Congress, pp. 2692-2701.

Kim, S. R., Jang, I. S., Chung C. K., and Kim M. M. (2005). “Evaluation of seismic displacements of quay walls”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25: 451-459.

Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N., and Kurita, S. (1998). “Instability of gravity quay wall induced by liquefaction of backfill during earthquake”, Soils and Foundations, 38(4): 71-83.

Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N., and Kurita, S. (2000). “Behavior of gravity type quay wall during earthquake regarding dynamic interaction between caisson and backfill during liquefaction”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ.

Krundaeva, A., Bruyne, G.D., Gagliardi, F., and Paepegem, W.V. (2016). “Dynamic Compressive Strength and Crushing Properties of Expanded Polystyrene Foam for Different Strain Rates and Different Temperatures”, Polymer Testing, 55: 61-68.

Landro, L.D., Sala, G., and Olivieri, D. (2002). “Deformation Mechanisms and Energy Absorption of Polystyrene Foams for Protective Helmets”, Polymer Testing 21(2):217-228.

Li, X., Wu, Y., He, S., (2010). “Seismic Stability Analysis of Gravity Retaining Walls”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3 0(2010) 875–878.

Madabhushi, G.S.P., Cilingir, U., Haigh, S.K, Hazarika, H. (2008). “Finite element modelling of the seismic behaviour of water front structures”, The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 1-6 October, Goa, India.

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.

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.

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.

Zarnani, S. and Bathurst, R.J. (2009). “Numerical Parametric Study of Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam Seismic Buffers”, Canadian Geotechnical Journal 46:318-338.

PÜRÜZLÜ VE PÜRÜZSÜZ GEOMEMBRANIN, DÜŞÜK NORMAL GERİLME ALTINDA, BÜYÜK DEPLASMANLARDAKİ DAVRANIŞI

Gökhan BAYKAL[1] **Barış ELMAS [2]** **Ahmet KEKLİK [3]**

ABSTRACT

The interface behavior of crushed stone with smooth and textured geomembrane is investigated under low normal stress to simulate the drainage material placed over geomembrane at the sloping cover layer of a waste landfill. A specially developed new interface testing equipment with 300mm by 300mm upper box travelling over 900 mm long lower box is used. The shear behavior of crushed stone, and the interface shear behavior of crushed stone over smooth and textured geomembranes are tested under 7 kPa normal stress. Horizontal displacements up to 150 mm are applied. Each test is duplicated. Internal friction angle of crushed stone peaked at low horizontal displacements due to interlocking. Limited to the test setup and testing conditions, the interface shear strength of the smooth geomembrane gradually approached to that of textured geomembrane at large horizontal displacements.

ÖZET

Atık depolama sahalarının eğimli üst kaplamasını oluşturan kırmataş drenaj malzemesi ile altındaki geçirimsiz tabakayı oluşturan geomembranın arayüz kesme dayanım özellikleri düşük normal gerilme altında incelenmiştir. Bu amaçla yeni geliştirilmiş olan, 300mmx300mm boyutundaki üst kutunun 900 mm uzunluktaki alt kutu üzerinde hareket ettirilmesi ile çalışan arayüz kesme deney düzeneği kullanılmıştır. Kırmataşın içsel sürtünme açısı ile kırmataş-pürüzlü ve pürüzsüz geomembranın arayüz sürtünme açıları, 7 kPa normal gerilme altında, 150 mm'ye varan büyük yatay deplasmanlara ulaşıncaya kadar saptanmıştır. Kırmataş deneylerinde düşük yatay deplasmanlarda kilitlenme dolayısıyla yüksek kesme değerleri elde edilmiş ancak büyük deplasmanlarda kesme dayanımı azalmıştır. Pürüzsüz geomembran kırmataş arayüz kesme dayanımı büyük deplasmanlarda artış göstermiştir.

1. GİRİŞ

Arayüz kesme dayanım davranış özellikleri geosentetiklerin performanslarını belirleyen önemli bir parametredir. Zemin dane boyutunun küçük olduğu durumlarda genelde klasik

[1] Prof. Dr.,BAYKAL, G., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, baykal@boun.edu.tr
[2] İnş. Müh. ,ELMAS, B., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, baris.elmas@boun.edu.tr
[3] İnş. Müh. ,KEKLİK, A., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, ahmet.keklik@boun.edu.tr

direk kesme deney aletleri kullanılarak arayüz kesme dayanım özellikleri belirlenebilmektedir. Kırmataş boyutunda malzemelerle geosentetikler arasındaki arayüz kesme dayanımı parametrelerinin belirlenmesi için büyük boyutlu kutuların kullanılması gerekmektedir. Kırmataşın gerçek boyutlarında kullanımı geosentetikle olan kontakt gerilmelerinin arazideki ile aynı olmasını sağlayacaktır. Dane boyutu dağılımı kaydırılarak küçük boyutlu zeminle benzer dağılımda deneyler yapıldığı zaman kontakt gerilmeleri daha büyük boyutlara erişeceği için zemin-geosentetik arasındaki etkileşim gerçekçi olarak saptanamayacaktır. Atık depolama sahalarının üst kaplamalarındaki eğimli yüzeylerdeki drenaj malzemelerinin duraylığı performans açısından önemlidir. Bu amaçla kırmataş gibi yüksek içsel sürtünme açısına sahip drenaj malzemeleri avantajlı olmaktadır. Drenaj malzemesinin içinden akan suyun uyguladığı sızma kuvvetleri de bu tabakayı oluşturan malzemenin yüksek duraylığa sahip olmasını gerektirmektedir. Pratikte köşeli kenarlara sahip kırmataşın doğrudan geomembran üzerine konulması tercih edilmemekle birlikte, üst kaplama uygulamalarında düşük normal gerilme altında bu sorunun daha az gözleneceği düşünülmektedir. Bu çalışmanın amacı, kesme gerilmesi altında köşeli kenarlara sahip kırmataşın geomembran yüzeyini nasıl etkileyeceğinin araştırılmasıdır. Çalışma kapsamında kırmataş geomembran kontakt noktalarındaki gerilme konsantrasyonları da özel filmler yardımıyla ölçülmektedir.

Deney kutusu boyutu kadar önemli bir diğer konu da arayüz kontakt alanının deney sırasında değişimidir. Klasik direk kesme deneyinde alan değişimi büyük boyutlu yatay deplasmanlara ulaşımı imkansız hale getirmektedir. Ayrıca numune üzerinde oluşan moment çifti de deney sonuçlarını olumsuz etkilemektedir Bu sorun, alt kutunun üst kutunun üç katı boyutunda imal edilmesiyle çözülmüştür. Böylece numuneler yüksek yatay deplasman altında deneye tabi tutulabilmektedirler. Numune boyutunun iki misline kadar yatay deplasman uygulanarak rezidüel arayüz kesme dayanım parametreleri belirlenebilmektedir.

Çalışma düşük normal gerilmeler altındaki arayüz davranışının incelenmesini hedeflediğinden sadece 7 kPa bir normal gerilme uygulanmıştır. Deney aleti 400 kPa'a kadar normal gerilme uygulayabilecek şekilde tasarlanmıştır. Sürdürülen araştırma kapsamında arayüz özellikleri tekrarlı yükler altında da incelenmektedir. Bu yayında çalışmanın ilk evrelerine ait deney sonuçları sunulmaktadır.

2. METODOLOJİ

2.1. Büyük deplasmanlı, sabit kontakt alanlı kesme kutusu düzeneği

Tasarlanan (Baykal, 2015) ve imal edilen (Baykal, 2016) yeni arayüz direk kesme düzeneği numune boyutlarının iki katı büyüklüğünde deplasmanın, temas yüzey alanında değişim olmadan uygulanmasına imkan sağlamaktadır. Bu büyük boyutlu kesme aleti, 300mmx300mm'lik bir üst kutu ve üzerinde hareket ettiği 300mmx900mm'lik bir alt kutudan oluşmaktadır. Üst kutu üzerinde pnömatik kaslar aracılığıyla normal kuvvet uygulanabilmektedir. Bu pnömatik kaslar, alt kutunun kenarları boyunca yerleştirilen raylar üzerinde hareket eden arabalara bağlanarak, üst kutunun deplasmanı ile eş zamanlı hareket edebilecek şekilde tasarlanmışlardır. Böylelikle yatay deplasman boyunca normal kuvvetin boyutu ve yönünün sabit kalması amaçlanmıştır. Kullanılan pnömatik kaslar sayesinde üst kutu üzerinde 400 kPa'a varan normal gerilmeler elde etmek mümkündür. Deney aleti üç modülden oluşmaktadır (Şekil 1). Orta modül kutu sistemini, soldaki modül

gerilme kontrollü tekrarlı kesme uygulayan pnomatik kaslı antagonistik yükleme sistemini, ve sağda bulunan lineer aktüatör modülü de deplasman kontrollu kesme düzeneğini içermektedir. Deplasman kontrollü ünite de tekrarlı gerinim uygulayacak şekilde proglanmıştır. Bu şekilde sistem hem gerilme kontrollü hem de gerinim kontrollü arayüz kesme kuvvetleri uygulayabilmektedir. Normal kuvvet uygulaması ise üst kutu alanına pnomatik aktüatörler yardımıyla yapılmaktadır. Deney aleti ile ilgili detaylar diğer yayınlarda verilmektedir.

Şekil 1. Arayüz direk kesme deney düzeneği

2.2. Malzemeler

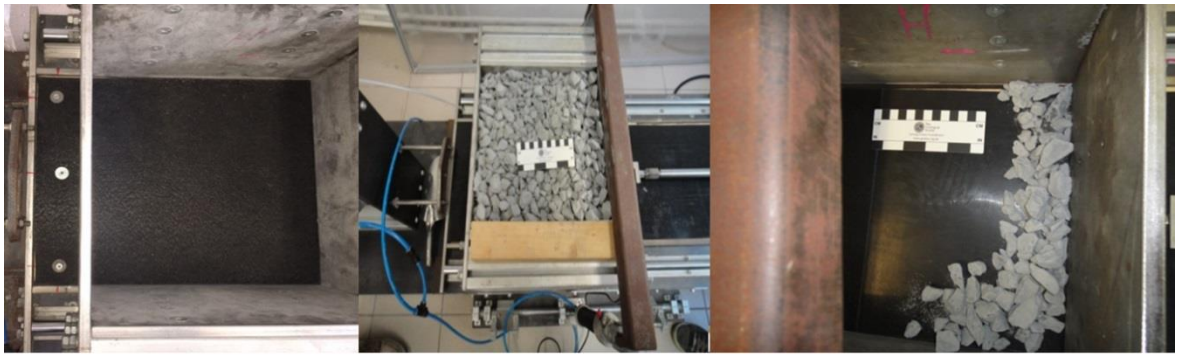
Geomembran kırmataş arayüz etkileşim deneylerinde kullanılan pürüzsüz ve pürüzlü geomembran malzemelerin özellikleri Tablo 1 ’de verilmektedir.

Tablo 1. Deneyde kullanılan geomembranların özellikleri.

Geomembran yüzeyi	Pürüzsüz	Pürüzlü
Malzeme türü	HDPE	HDPE
Yoğunluk, g/cm^3	0.540	0.540
Kalınlık, mm	2	2
Pürüz yüksekliği, mm	0	0.25
Akma dayanımı, kN/m	35	33
Kopma dayanımı, kN/m	54	50
Akma uzaması, %	12	12
Kopma uzaması, %	750	750

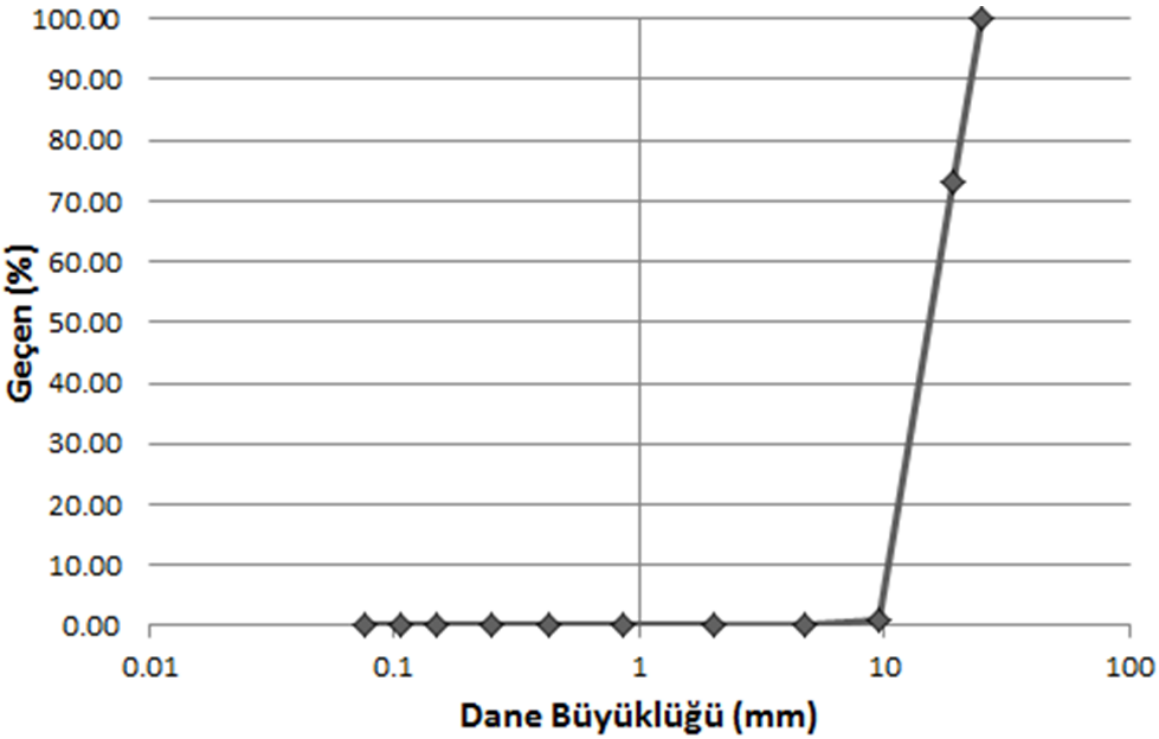
Pürüzlü ve pürüzsüz geomembran aynı firma tarafından üretilmiştir. Her ikisi de 2 mm kalınlığa sahiptir. Pürüzlü geomembranın pürüz yüksekliği 0.25 mm’dir.

Deneylerde kullanılan geomembran malzemeler alt kutuya uyacak şekilde (290mmx890mm) kesilmiş, alt kutu üst yüzeyinde yerleştirilmiş olan kare (58mm) tahta latalar üzerine bir ucundan vidalanarak sabitlenmiştir. Geomembran malzemenin ve kırmataşın yerleşimi Şekil 2.’de gösterilmektedir.



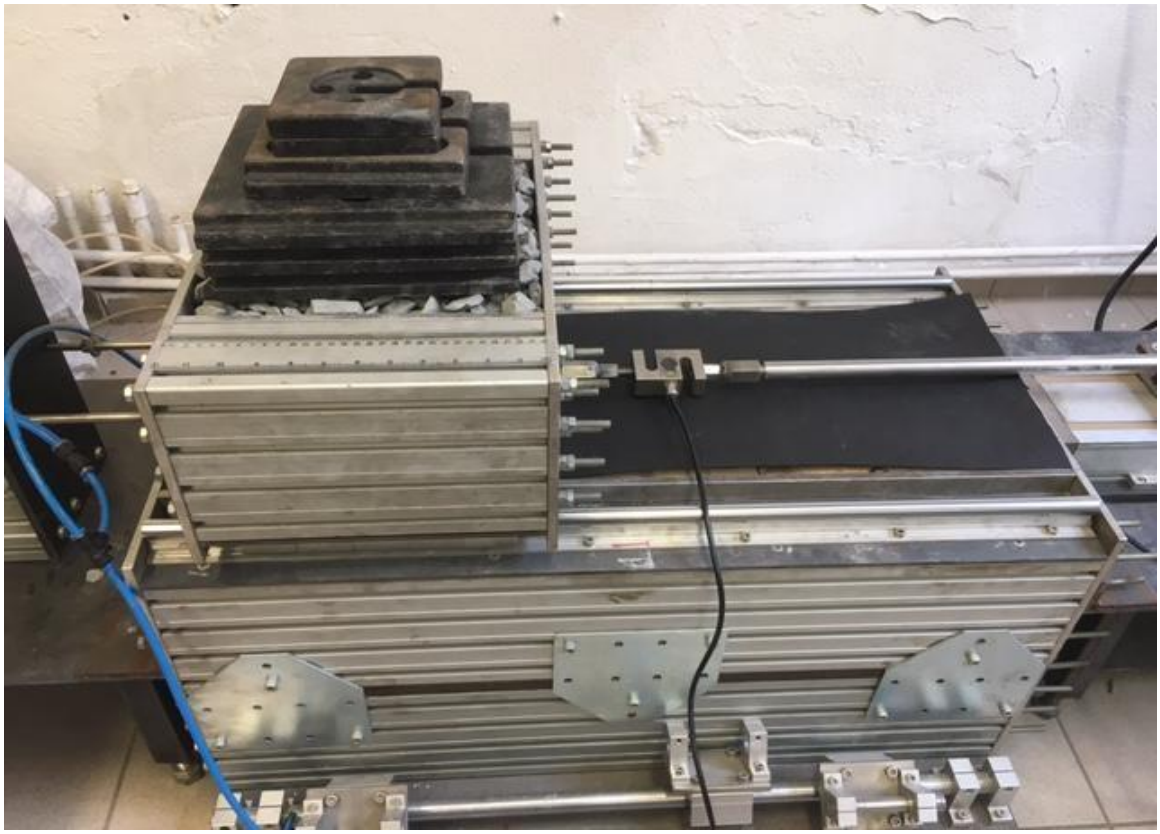
Şekil 2. Geomembran Malzemenin ve Kırmataşın Yerleştirilmesi

Daha sonra üst kutu kırmataş malzeme ile doldurulmuştur. Bu malzemenin özgül ağırlığı 2.97 olarak ölçülmüştür. Deneyin hazırlanmasında kullanılan kırmataş malzemenin dane boyu dağılım eğrisi Şekil 3'teki gibidir.



Şekil 3. Kırmataş Malzemenin Dane Boyu Dağılım Eğrisi

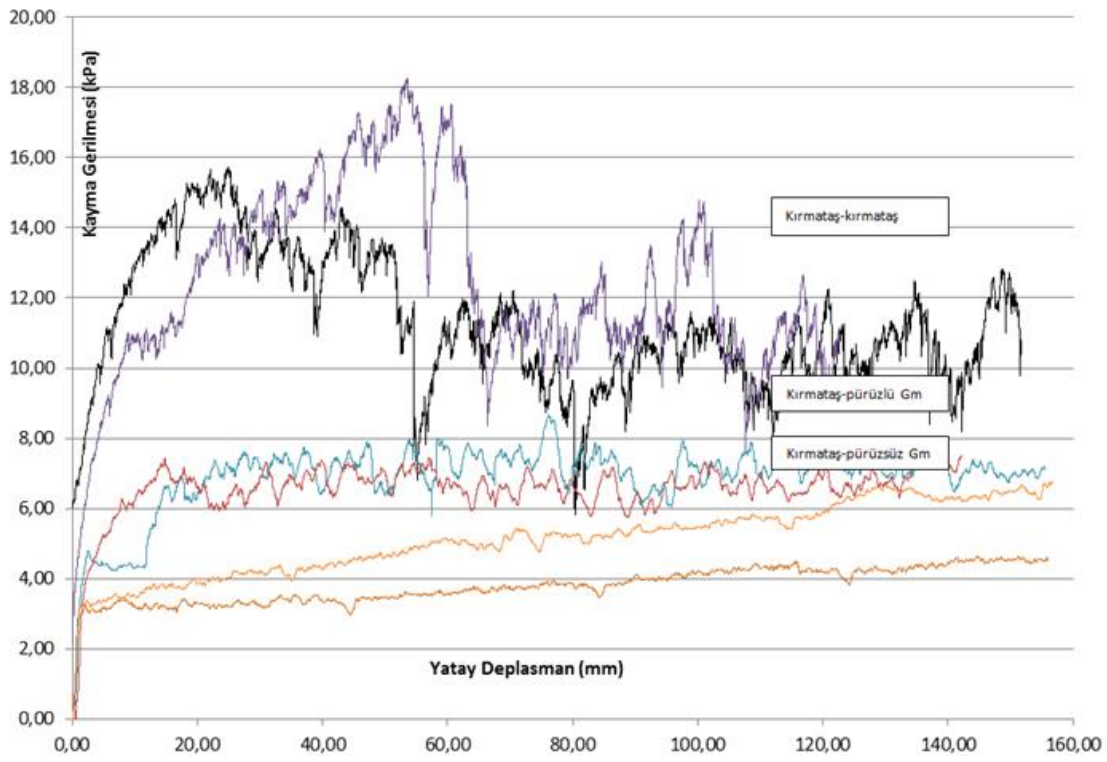
Kırmataş yüzde elli rölatif sıkılıkta üst kutuya yerleştirilmiştir. Çalışmada düşük normal gerilme altındaki davranış özelliklerinin saptanması hedeflendiği için pnomatik kaslar kullanılmamış, yerine 7 kPa normal gerilme, kırmataş malzemenin kendi ağırlığı ve demir ağırlıklar aracılığıyla uygulanmıştır. Deney düzeneğinin genel görünümü Şekil 4'de verilmektedir. Yatay deplasman hızı 1 mm/dakika olarak uygulanmıştır.



Şekil 4. Deney Düzeneğinin Genel Görünümü

3.DENEY SONUÇLARI

Kırmataşın kesme dayanımı ve kırmataş-pürüzsüz geomembran ve kırmataş–pürüzlü geomembranın arayüz kesme dayanım özelliklerini gösteren deney sonuçları Şekil 5'de özetlenmektedir. Kırmataşın büyük deplasmanlardaki kayma dayanımının incelenmesi adına deney aletinin alt ve üst kutuları kırmataş malzeme ile doldurulmuş ve iki adet kesme deneyi yapılmıştır. Yatay deplasman 60 mm'ye ulaşana kadar kesme dayanımı maksimum değerine ulaşmış ve ilerleyen yatay deplasman değerleriyle rezidüel değerler elde edilmiştir. İçsel sürtünme açısı 66 dereceden 58 dereceye düşmektedir. Deney sırasında deney sınır şartlarından dolayı farklı gözlemler yapılmıştır. Kesme kutusunun önündeki bölgede kabarma oluşmaktadır. Kırmataşlar arasında kilitlenme oluşması dolayısıyla yüksek içsel sürtünme açıları elde edilmiştir. Gerilme konsantrasyon ölçümleri devam etmektedir. Pürüzlü geomembran arayüz kesme deney sonuçları da ardışık olarak kilitlenme ve boşalma gözlenmekle birlikte ortalama olarak 45 derecelik bir arayüz sürtünme açısı elde edilmektedir. Yüksek yatay deplasmanlarda da bu değer korunmaktadır.



Şekil 5. Kırmataş kesme dayanımı ve kırmataş-pürüzsüz, kırmataş-pürüzlü geomembran arayüz kesme dayanım deney sonuçları

Kırmataş-pürüzsüz geomembran arayüz kesme deney sonuçları düşük deplasmanlarda (60 mm den küçük) 33 derecelik bir arayüz sürtünme açısı verirken, 150 mm'lik yatay deplasmada bu değer 38 dereceye yükselmektedir. Bu değer pürüzlü geomembranla elde edilen değere yaklaşmaktadır. Literatürde iri malzeme kullanılarak, yüksek yatay deplasman uygulanabilen deney sonucu olmadığı için elde edilen deney sonuçlarını kıyaslamak mümkün olmamaktadır. Çalışmalar her iki tip geomembran için kontakt gerilme haritalarının çıkarılması ve geomembran yüzeylerinin farklı yöntemlerle incelenmesi şeklinde devam etmektedir.

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Geliştirilmiş olan deney düzeneği bir reaksiyon çerçevesine ihtiyaç duymadan, büyük yatay deplasmanlara ulaşabilme kabiliyeti dolayısıyla geosentetik zemin arayüz deneylerinde pratik olarak kullanılabilmektedir.

Büyük yatay deplasmanlara, kontakt arayüzey alanı sabit olarak ulaşabildiği için rezidüel arayüzey sürtünme açısı kolaylıkla saptanabilmektedir.

Kırmataş, çakıl gibi iri daneli zeminlerin arayüz sürtünme açılarının saptanması için 300 mm'lik kesme kutusu boyutu yeterli gelmektedir. Arazide kullanılacak zeminin gerçek boyutlarında kullanılması, geosentetik zemin arasındaki kontakt gerilmelerinin arazi ile aynı olmasını garanti etmektedir. Böylece elde edilen arayüz sürtünme açısı arazideki değerlere daha yakın olacaktır.

Kontakt gerilme haritalama çalışmaları devam etmekle birlikte, deneylerde geomembranlar üzerinde, bu düşük normal gerilmelerde beklenmeyecek deformasyonlar gözlenmiştir. Geomembran yüzeylerinin çeşitli yöntemlerle incelenmesi devam etmektedir.

Uygulanan deney sınır şartlarına bağlı olmak üzere, pürüzsüz geomembranın arayüz kesme dayanımının, yüksek yatay deplasmanlarda, pürüzlü geomembranın arayüz kesme dayanımına yakınlaştığı gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

Baykal, G. (2016). Implementation of pneumatic muscles in geotechnical laboratory equipment development. 4th International conference on new developments in soil mechanics and geotechnical engineering, 2-4 June 2016, Near East University, Nicosia North.

Baykal, G. (2016). Contact stress mapping in geotechnical 4th International conference on new developments in soil mechanics and geotechnical engineering, 2-4 June 2016, Near East University, Nicosia North Baykal, G. (2014). Pressure mapping system for geosynthetic interfaces. IGS World conference,.

Baykal, G. (2013). Development of Soil-structure interface testing system using pneumatic muscles. BAP 5580 project. Bogazici University, Istanbul.

FİBER DONATILI KUMLARIN SIVILAŞMA DİRENCİ

Ayfer ERKEN[1] **Mojtaba TORABİ [2]**

ABSTRACT

If saturated loose sand layer lies under the structure the soil properties need to be improved agains to liquefaction to carry the structural loads. One of the soil improvement methods is the addition of substances such as polypropylene fibers within sands. In scope of this research, the dynamic properties and behavior of fiber reinforced sand is determined by performing laboratory tests. To study the effect of fiber on the maximum Elasticity Modulus, the stress-strain and pore water pressure behavior cyclic triaxial test has been conducted to unreinforced and reinforced sand specimens reconstituted by moist tamping at optimum water content and dry raining. Sand samples have been consolidated to 100kPa pressure. To study the stress strain and pore water pressure of soils cyclic axial stress has been applied to sands. While the type of fiber and sand is kept constant, effect of different parameters like fiber ratio, relative density are tested in each test.

ÖZET

Deprem bölgelerinde yer alan suya doygun gevşek yerleşimli kumlu zemin tabakalarının sıvılaşmaya karşı iyileştirilerek yapı yüklerinin taşıtılması gerekmektedir. Zemin iyileştirme metodlarından birisi de kumlu içerisine polypropylen fiberler karıştırılmasıdır. Bu çalışmanın amacı fiber donatılı zeminlerin dinamik özelliklerini ve dinamik yükler altındaki davranış biçimlerini dinamik deneyler ile belirlemektir. Fiber donatının maksimum elastisite modülü, gerilme-şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı davranışı üzerindeki etkisini incelemek için ıslak tokmaklama ile optimum su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlıkta hazırlanmış zemin numuneleri üzerinde dinamik üç eksenli deney sisteminde dinamik deneyler yapılmıştır. Zemin numuneleri 100kPa basınca konsolide edilmişlerdir. Suya doygun kum zemin numunelerine değişik gerilme oranlarında dinamik yükler uygulanmış gerile şekil değiştirme ve boşluk suyu basınçları incelenmiştir. Bu çalışmada fiber ve kum tipi sabit tutulurken farklı fiber oranı ve relatif sıkılıklarda deneyler yapılmıştır.

1. GİRİŞ

Zeminlerin iyileştirilmesinde değişik yöntemler uygulanmaktadır. Genel olarak uçucu küller, çimento enjeksiyonu, kireç karışımları çok uygulanmaktadır. Bu katkı maddelerine karşı ilk olarak Waldron (1977) tarafından zemin iyileştirilmesinde ağaç köklerinin uygulanması önerilmiştir. Gray et al. (1983) ve Maher et al.(1990) tabii ve sentetik fiber

[1] Prof.Dr., ERKEN, A., Istanbul Teknik Üniversitesi,erken@itu.edu.tr
[2]Yük.Müh., TORABİ, M., Boğaziçi Universitesi

karışımları kullanarak zemin iyileştirmesini deneyler ile araştırmışlardır. Michalowski and Cermak (2003) tarafından drenajlı üç eksenli basınç deneyleri ile fiber donatılı ince ve orta kumların davranışlarını incelemişlerdir. Chen and Loehr (2008), üç eksenli deney sisteminde drenajlı ve drenajsız deney koşullarında fiber donatılı ve fiber donatısız zeminlerin davranışlarını incelemiş ve küçük deformasyon seviyelerinde drenajlı deneylerde fiberli zeminlerin mukavemetin drenajsız deneylere göre daha stabilize olduğunu belirlemişlerdir. Sadek, Najjar and Freiha (2010) %0.5 ile %1.5 fiber ilavesinin kayma mukavemetini arttırdığını deneylerinde göstermişlerdir. Erken ve diğerleri (2015) tarafından yapılan çalışmalarda suya doygun kumların dinamik mukavemetin fiber oranının artması ile arttığı belirlenmiştir. Bu çalışmada fiber donatılı kumların dinamik deney sistemindeki davranışları incelenmiştir. Fiberler kum içerisine rastgele yerleştirilerek daha ünifor yapı sağlanmıştır (Yetimoglu and Salbas, 2002).

2. MALZEME VE DENEY YÖNTEMİ

2.1. Kum

Deneylerde kullanılan kum Akpınar kumu olup kuma ait özellikler Tablo 1 de verilmektedir. Kum kötü derecelenmiş bir kum olup Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına göre SP grubuna girmektedir.

Tablo 1. Akpınar Kumuna Ait Parametreler.

Parametreler	Değer	Birim
Dane Birim hacim Ağırlık	26.9	kN/m^3
Maksimum Boşluk Oranı	0.85	
Minimum Boşluk Oranı	0.54	
Permabilite	$4X10^{-4}$	m/sn
Ortalama Dane Çapı	0.32	mm
Uniformluk Katsayısı	1.60	
Derecelenme Katsayısı	0.95	

2.2. Fiber

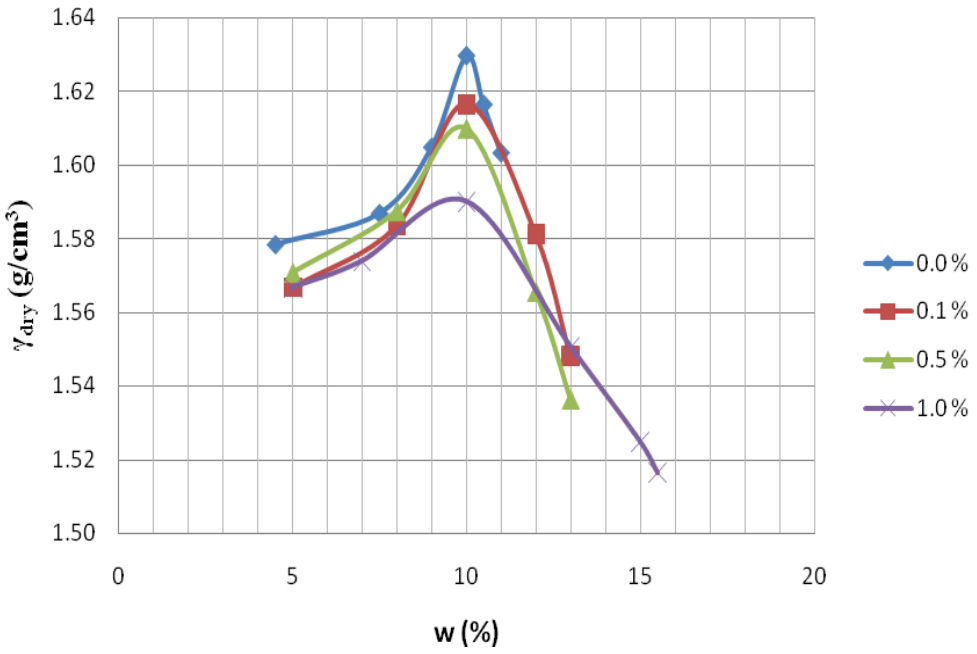
Deneylerde homopolymer polipropilenden üretilmiş Forta Mighty-Mono Fiber kullanılmıştır. Fibere ait özellikler Tablo 2 de verilmektedir. Fiber ASTM C116 ye göre üretilmiştir.

Tablo 2. Fibere Ait Parametreler.

Parametre	Değer	Birim
Renk	Beyaz	
Yapı	Tek Lif	
Yoğunluk	0.91	g/cm^3
Uzunluk	19	mm
Su Emmesi	0	
Çekme Mukavemeti	570-660	MPa

2.3. Kompaksiyon Deneyleri

Relatif sıkılığı yüksek olan zemin numunelerini hazırlayabilmek için ilk aşamada Modifiye Proktor deneyleri yapılmıştır. Deneylerden sonra tekrar elek analizi yapılarak zemin numune dağılımının etkilenip ettkilenmediği kontrol edilmiş ve uygulanan enerji altında zemin danelerinin parçalanmadığı belirlenmiştir. Şekil 1 de kompaksiyon deneyine ait kuru birim hacim ağırlık ile su muhtevası arasındaki ilişki görülmektedir. Bir grup numuneye fiber donatı karıştırılmadan kompaksiyon deneyi yapılmıştır. Diğer kum numuneler %0.1, %0.5 ve %0.1 oranında fiber donatı karıştırılarak kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Numune içinde fiber oranı arttıkça makrimum kuru birim hacim ağırlık azalırken optimum su muhtevası sabit kalmıştır.



Şekil 1. Kompaksiyon Deneyi

2.4. Numune Hazırlama

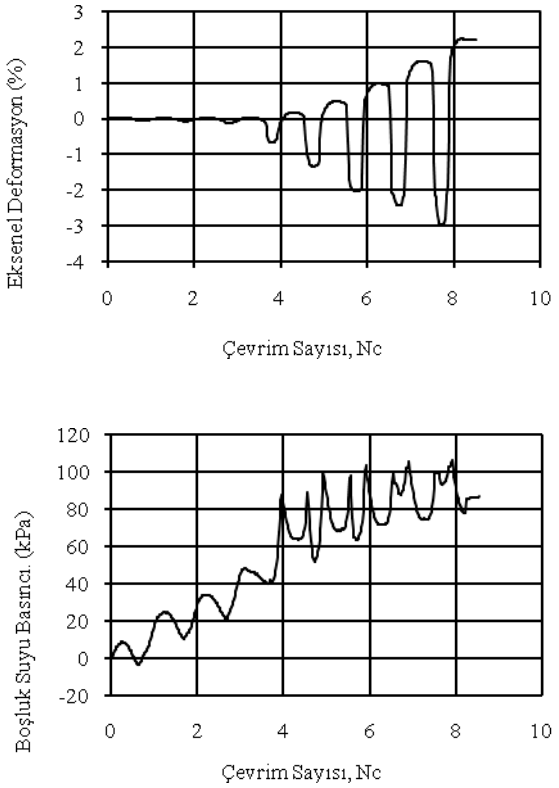
Dinamik üç eksenli deney sisteminde kompaksiyon ile hazırlanmış kum ve fiber donatı içeren kum zemin numuneler üzerinde dinamik deneyler yapılmıştır. Numuneleri çapı 5cm boyu 10 cm dir. Zemin numuneleri 5 tabaka olarak ıslak tokmaklama yöntemi ile kalıp içerisinde hazırlanmış ve her tabakada 30 vuruş yapılarak sıkıştırılmıştır. Suya doygunluğu sağlamak için zemin numunesine Karbondiaksit gazı uygulanmış ve arkasından numune

içerisinden damıtık su geçirilmiştir. Numunelere 300 kPa ters basınç uygulanmıştır. Bütün numuneler 100 kPa izotropik basınç altında konsolide edilmiştir. Numunelerin B değeri 0.96 dan büyük elde edilmiştir. Numunelere değişik genliklerde dinamik tekrarlı yükler uygulanmıştır.

3.DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEY SONUÇLARI

Fiber donatının boşluk suyu basıncı ve eksenel deformasyon oluşumu üzerindeki etkilerini görmek için ilk aşamada fiber içermeyen kum numuneler üzerinde dinamik deney yapılmıştır. Şekil 2 de %60 relatif sıkılıkta hazırlanmış zemin numunesine ait deney sonucu görülmektedir. Suya doygun zemin numunesine $\sigma_d/2\sigma_c=\pm0.27$ dinamik eksenel gerilme seviyesi uygulanmıştır. N=8 inci çevrim sayısında dinamik deneyler için belirlen göçme deformasyon seviyesi olan $\varepsilon=\%\pm2.50$ değerine ulaşmıştır. Oluşmuş boşluk suyu basıncı 100kPa olmuş ve zemin numunesi düşük çevrim sayılarında sıvılaşmıştır.

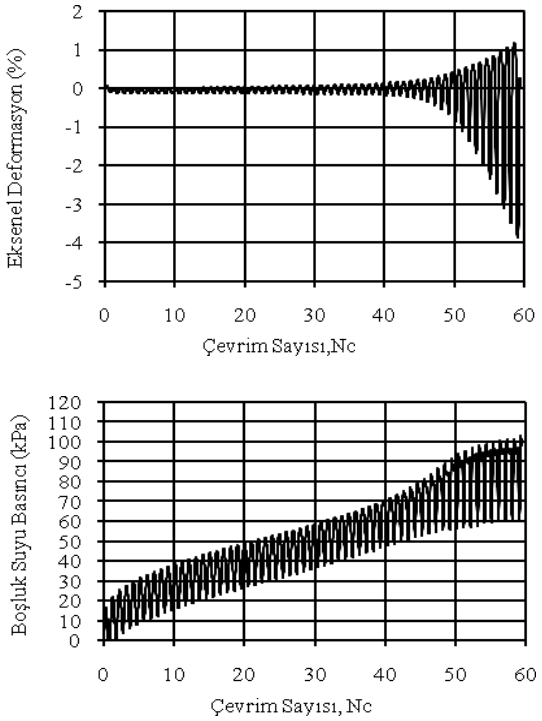
Şekil 3 de %62 relatif sıkılıkta hazırlanmış %1 fiber donatılı zemin numunesine ait deney sonucu görülmektedir. Suya doygun zemin numunesine $\sigma_d/2\sigma_c=\pm0.30$ dinamik eksenel gerilme seviyesi uygulanmıştır. N=60 ıncı çevrim sayısında dinamik deneyler için belirlen göçme deformasyon seviyesi olan $\varepsilon=\%\pm2.50$ oluşmuştur. Boşluk suyu basıncı 20 çevrimde 50 kPa, 40 cevrimde 70 kPa ve 60 çevrimde 100 kPa değerine ulaşmıştır. 7.5 büyüklüğündeki bir depremi göz önüne alındığında eşdeğer çevrim sayısı 20-25 olacağına göre fiber donatılı zeminin fiber donatısız zemine göre sıvılaşmaya karşı direncinin yüksek olduğu görülmektedir.



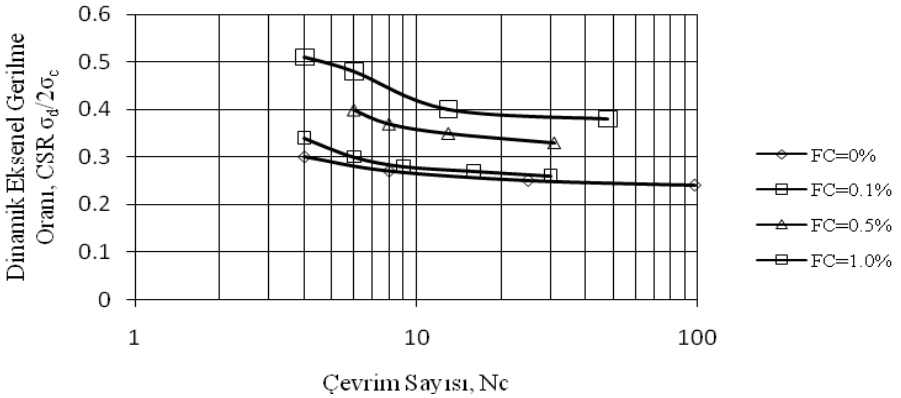
Şekil 2. Fiber Donatısız Kuma Ait Boşluk suyu Basıncı ve Eksenel Deformasyon Davranışı
(Deney No=3.19, Dr=60%, FC=0, $\sigma_d/2\sigma_c=\pm0.27$)

4.FİBER DONATININ SIVILAŞABİLİRLİK ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Kum içerisinde bulunan fiber donatının zeminin sıvılaşabilirliği üzerindeki etkisini görebilmek için %59-62 relatif sıkılıkta hazırlanmış kuru birim hacim ağırlıkları γ_d=16.0kN/m^2 to γ_d=16.35kN/m^2 arasında değişen zemin numunelerine ait dinamik eksenel gerilme oranı ile çevrim sayısı arasındaki ilişki Şekil 3 de görülmektedir. Numune içerisinde fiber oranı arttıkça sıvılaşmaya karşı direnç artmaktadır. Fiber donatı içermeyen kumlar $\sigma_d/2\sigma_c$=±0.27 dinamik eksenel gerilme seviyesinde (20 Çevrim Sayısı) sıvılaşırken %0.1 oranında fiber donatılı küçük çevrim sayılarında sıvılaşabilmekte oysa %0.5 ile %1.0 oranında fiber donatılı kumlar sıvılaşmaya karşı direnç göstermektedir.



Şekil 3. Fiber Donatılı Kuma Ait Boşluk suyu Basıncı ve Eksenel Deformasyon Davranışı (Deney No=35.08, Dr=62%, FC=1%, $\sigma_d/2\sigma_c$=±0.30)



Şekil 4. Dinamik Eksenel Gerilme Oranı $\sigma_d/2\sigma_c$ İle Çevrim Sayısı İlişkisi Üzerinde Fiber Donatı Oranının Etkisi

5.SONUÇLAR

Bu araştırmada kumlu zeminlerin sıvılaşabilirliği üzerinde fiber donatının etkisi incelenmiştir. Üç eksenli dinamik deney sisteminde, kompaksiyon ile değişik oranlarda fiber donatı içeren kumlu zeminlerin dinamik davranışı fiber donatı içermeyen kumların dinamik davranışı ile karşılaştırılmıştır. . Suya doygun fiber donatılı kumlarda fiber donatı oranı arttıkça kumun sıvılaşmaya karşı direnci artmakta olduğu belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

Erken A., Torabi M., S.Sargın, Darvishi A. (2015) Liquefaction Resistance of Reinforced Sands, 6IGS, Chennai, India, Jan 21-23, 2015

Chen, C. W., Loehr, J. E. (2008). Undrained and drained triaxial tests of fiber-reinforced sand. Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shangai: 114-120.

Gray, D. H. and Ohashi, H. (1983). Mechanics of fiber reinforced in sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE , 109 (3): 335-353.

Maher, M. H. and Gray, D. H. (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fiber. Journal of Geotechnical Engineering, 116 (11): 1661-1677.

Michalowski, R. L. and Cermak, J. (2003). Triaxial Compression of sand reinforced with fibers. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129 (2): 125-136.

Sadek, S., Najjar, S.S., and Freiha, F. (2010) Shear Strength of fiber reinforced sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136 (3): 490-499.

Waldron, L. J. (1977) Shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil, Soil Science Society of America Proceedings, 41: 843-849.

Yetimoglu, T., and Salbas, O. (2003) A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fiber. Geotextiles and Geomembranes, 21 (2): 103-110.

ALFABETİK DİZİN

Adı, SOYADI	Sayfa No
Emre AKA	31
Onur AKAY	45
Serhan AKIN	31
Emre AKINAY	137
Utku AKKAYA	121
Ali ALATAŞ	161
Özgür K. ALİOĞLU	137
A. AYDİLEK	129
Gökhan BAYKAL	183
Selçuk BİLDİK	63
Cihan CENGİZ	13
Murat ÇALIKOĞLU	151
Abdülkadir ÇELİK	137
Elif ÇİÇEK	39
Erdal ÇOKÇA	121
Egemen DANYILDIZ	137
A.Y. DAYIOĞLU	129
Tolga Tonguç DEĞER	57
Ahmet DEMİR	21
Edward A. DICKIN	63
Çiğdem DÖNMEZ	137
Ayşe EDİNÇLİLER	151, 173
Barış ELMAS	183
Taylan ENGİN	161
Tarkan ENGİN	161
Sefer Ercan EPSİLELİ	21
Ayfer ERKEN	191
Tuğba ESKİŞAR	71
Ezgi GÜLBAR	131
Erol GÜLER	13, 39
Doğan GÜNDOĞDU	1, 131
Doğal İNALLI	137
Uğur İREÇ	137
Serap KAYMAKCI	1
Ahmet KEKLİK	183
M. Salih KESKİN	63
Tuğçe ÖZDAMAR KUL	89
Levent LAÇİN	137
Mustafa LAMAN	63
W. LIKOS	129

ALFABETİK DİZİN (devam)

Adı, SOYADI	Sayfa No
Dağcan MARANGOZ	137
Kerem MARANGOZ	137
Gizem MISIR	63
Torabi MOJTABA	191
Alain NANCEY	31
Cyrille Prosper NDEPETE	79
Bahadır OK	21
Ali Hakan ÖREN	89, 109
İ. Kutay ÖZAYDIN	137
Hakan ÖZÇELİK	1
A. Tolga ÖZER	45, 137
Hakkı O. ÖZHAN	97
Meriç ÖZTÜRK	109
Sedat SERT	79
A. SOLEIMANBEIGI	129
B. TANYU	129
Yasin Sait TOKSOY	173
M. Alper TUĞRAL	137
Erdal USTURBELLİ	45
Selçuk VANLI	137
Abdulazim YILDIZ	21