



GEOSENTETİKLER DERNEĞİ

G1

**BİRİNCİ ULUSAL
GEOSENTETİKLER KONFERANSI**



**21-22 EKİM 2004
BOĞAZİÇİ UNIVERSİTESİ
REKTÖRLÜK KONFERANS SALONU
İSTANBUL**





GEOSENTETİKLER DERNEĞİ

G1

**BİRİNCİ ULUSAL
GEOSENTETİKLER KONFERANSI**



**21-22 EKİM 2004
BOĞAZİÇİ ÜNİVERSİTESİ
REKTÖRLÜK KONFERANS SALONU
İSTANBUL**

Boğaziçi University Library Cataloguing - In - Publication Data

Ulusal Geosentetikler Konferansı (2004, İstanbul)

Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı : 21 – 22 Ekim 2004 Boğaziçi
Üniversitesi, İstanbul / Geosentetikler Derneği ve Boğaziçi Üniversitesi tarafından
düzenlenmiştir.

Includes bibliographical references.

III, 184 p.: ill.; 30 cm.

1. Geosynthetics --Turkey -- Congresses. 2. Geotextiles--Congresses. I. Title. II.
Boğaziçi University. III. Geosentetikler Derneği.

TA455.G44 U58 2004

ISBN: 975 - 518 - 232 - 2

Yayın No: 837

1. Basım : Ekim 2004

Boğaziçi Üniversitesi Matbaasında Basılmıştır.

Boğaziçi Üniversitesi 34342 Bebek / İstanbul / TÜRKİYE

Publication No: 837

First Printing: October 2004

Boğaziçi University Printhouse

Boğaziçi University, 34342 Bebek / İstanbul TURKEY

ÖNSÖZ

Türkiye Chapter'ı olduğumuz International Geosynthetics Society (IGS), geosentetik ve geosentetiklerle ilgili teknolojilerin geliştirilmesi amacını taşıyan bir meslek örgütüdür. Dünya'nın 68 ülkesinden 2000 kadar kişisel üyesi ve 95 kurumsal üyesi olan IGS'in 23 ülkede yörensel örgütleri, yani chapter'ları bulunmaktadır. Bu ülkeler alfabetik sıralama ile şöyledir: Almanya (1993), Avustralya (2002), Batı Pasifik Bölgesi (1997), Belçika (2001), Brezilya (1997), Çek Cumhuriyeti (2003), Çin (1990), Fransa (1993), Güney Afrika (1995), Güney Doğu Asya (1988), Hindistan (1988), Hollanda (1992), İspanya (1999), İtalya (1992), İngiltere (1987), Japonya (1985), Kore (1993), Kuzey Amerika (1986), Peru (2001), Portekiz (2003), Romanya (1996), Tayland (2002). Her Chapter'ın adının yanında kuruluş yılı verilmiştir. Türkiye de 2001 yılında Geosentetikler Derneği olarak IGS Chapter'ını kurmuştur.

Dünyada tamamen Geosentetikler konusuna ayrılmış ilk konferans 1977 yılında Paris'te toplanmıştır. İkinci konferans 1982 yılında toplanmış, bundan sonra da düzenli olarak her dört yılda bir toplanmaya devam etmiştir. Son dünya konferansı 2002 yılında Fransa'nın Nice kentinde toplanmış olup, bir dahaki toplantı Japonya'nın Yokohama şehrinde 2006 yılında toplanacaktır. Dört yılda bir toplanan bu dünya konferansının yanısıra bölgesel konferanslar da düzenlenmektedir. Örneğin 1987 yılında ilk defa Kuzey Amerika Geosentetik Konferansı toplanmış ve ikişer yıllık periyotlarla toplanmaya devam etmiştir. 1988 yılında ise ilk Almanca dilindeki Geosentetik Konferansı toplanmış olup bu konferans da halen ikişer yıllık periyotlarla düzenli olarak toplanmaktadır. 1996 yılında Avrupa ve 1997 yılında Asya Geosentetik Bölgesel Konferansları toplanmaya başlamış ve her ikisi de dörder yıllık periyotlarla toplanmaya devam etmektedir. Doğaldır ki pek çok ülkede ulusal konferanslar da toplanmaktadır. Ülkemizdeki Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı Boğaziçi Üniversitesinde toplanmaktadır. Amacımız bu konferansın iki yılda bir düzenli olarak toplanarak devam etmesidir.

Kongreye katılan bilim adamlarına, uygulamadaki mühendislere ve disiplinlerarası çalışan diğer uygulamacılara gösterdikleri büyük ilgiden dolayı yürütme kurulu adına teşekkür eder, konferansın bilim adamları ile endüstrinin kaynaşacağı ve birbirlerinin sorun ve imkanlarını tanıyalacağı bir ortam oluşturmasını dilerim.

Konferansın gerçekleşmesinde büyük desteği olan başta Boğaziçi Üniversitesi olmak üzere çok sayıdaki kuruluşla Yürütme Kurulu adına sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Konferansın organizasyon çalışmalarında görev alan başta organizasyon komitesi olmak üzere tüm kurullara ve İnşaat Mühendisliği Bölümü araştırma görevlilerine teşekkür bir borç bilirim. Konferansla ilgili matbaa işlerinde büyük emekleri geçen Boğaziçi Üniversitesi Yayım İşleri müdürü ve tüm personeline yürütme kurulu adına çok teşekkür eder, konferansın bilim ve endüstri yaşamına yararlı olmasını dilerim.

Prof. Dr. Erol Güler
Yürütme Kurulu Başkanı

BİLİM KURULU

İsmail Hakkı AKSOY	(İ.T.Ü.)
Togan ALPER	(SAMS)
Kıvanç ARTUN	(VATEKS)
Cem AVCI	(B.Ü.)
Mete GERÇEK	
Telem GÖK SADIKOĞLU	(İ.T.Ü.)
Mete İNCECİK	(İ.T.Ü.)
Engin MISIRLI	(K.G.M.)
Kutay ÖZAYDIN	(Y.T.Ü.)
Ahmet SAĞLAMER	(İ.T.Ü.)
Temel YETİMOĞLU	(İller Bankası)
Yıldız WASTİ	(O.D.T.Ü.)

ORGANİZASYON KOMİTESİ

Orkun AKKOL	(Orient Research Müşavir Mühendisler)
İlknur BOZBEY	(İstanbul Üniversitesi)
Şerif KARAKULAKOĞLU	(ÜNSA)
Ayşe EDİNCLİLER	(Boğaziçi Üniversitesi)
Erol GÜLER	(Boğaziçi Üniversitesi)
Can KÜTÜRKOĞLU	(HASSAN)

Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı

Geosentetikler Derneği ve Boğaziçi Üniversitesi

tarafından düzenlenmiştir.

KATKIDA BULUNAN KURULUŞLAR

Hassan Tekstil Sanayi ve Ticaret A.Ş.

Marmara Plastik A.Ş.

Ünsa Ambalaj San. ve Tic. A.Ş.

Wille Geotechnik GmbH & Co. KG

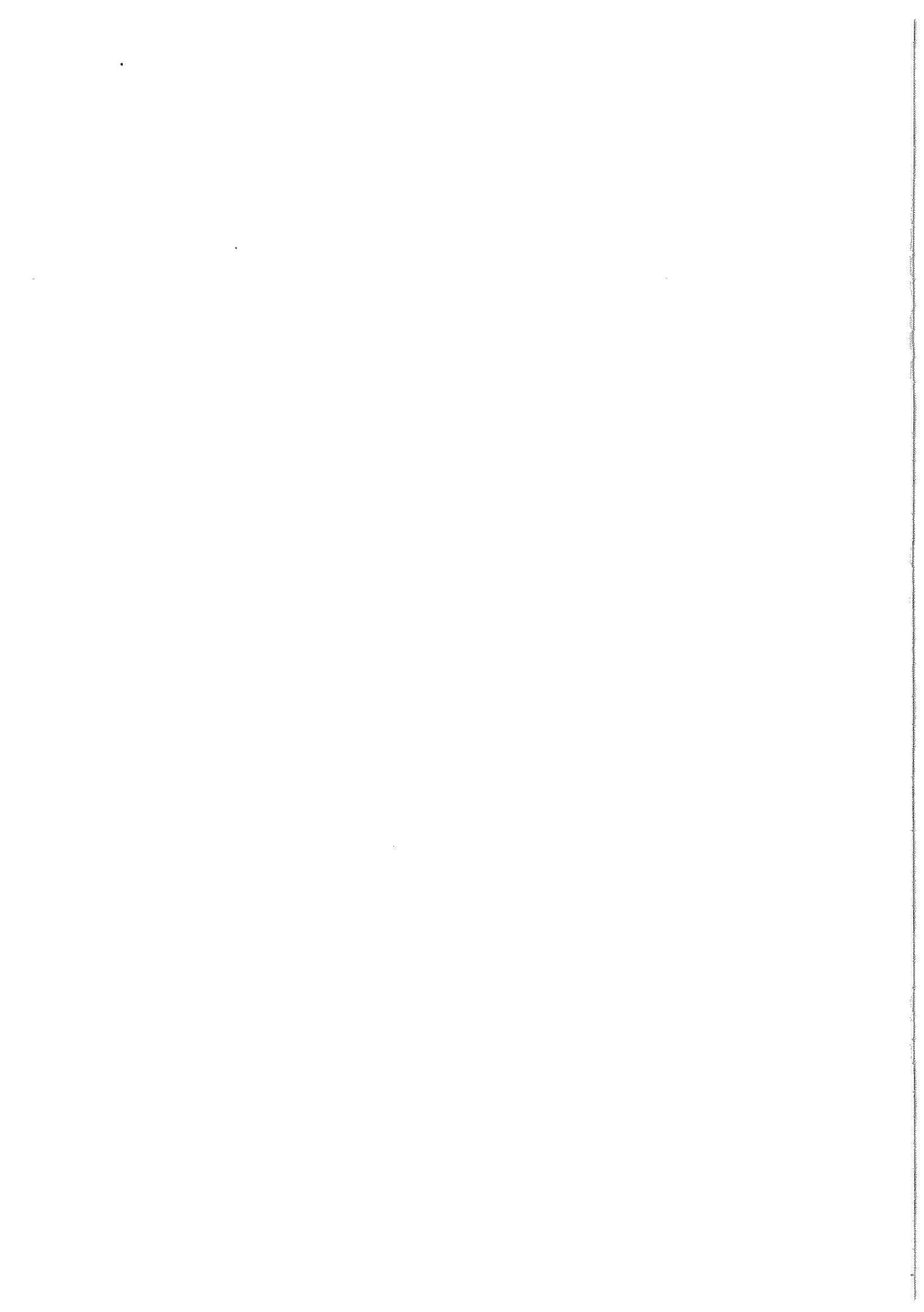


İÇİNDEKİLER

Zemin Lastik Kırıntıları Dolgusu ile İnşa Olunana Geotekstil Donatılı Bir İstinat Duvarının Davranışı <i>Mehmet BERİLEN, Tuncer B. EDİL</i>	1
Geosentetik Donatılı Yapılarda Şekil Değiştirme Ölçümleri ve Şekil Değiştirmelerin Önceden Tahmini <i>Andreas HEROLD, Taner AYDOĞMUŞ, Mete İNCECİK, Herbert KLAPPERICH</i>	11
Karadeniz Sahil Yolu Projesinde Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar ve Köprü Kenarayağı Uygulamaları <i>Hakan ÖZÇELİK</i>	21
Geosentetik Donatılı Toprak İstinat Duvarlarının Cephe Stabilitesi <i>Öznur SELEK, Erol GÜLER</i>	29
Geotüp Teknolojisi ve Tarama Yöntemi Kullanılarak Sedimentlerin İyileştirilmesi Üzerine Bir Ön Çalışma <i>Ulvi ARSLAN, Erol GÜLER, Gülgün YILMAZ, Hakan KOYUNCU</i>	37
Dolgu Barajlarda Geosentetik Uygulamaları <i>Serhat BATMAZ, Ayhan GÜRBÜZ, Fırat ÜSTÜNDAĞ</i>	45
Geosentetik Kullanımının Ekonomisi ve Avantajları ile Maliyet Unsurları Üzerine Bir İnceleme <i>H. Recep YILMAZ, Tuğba ESKİŞAR</i>	53
Riprap – Geotekstil Sistemlerinin Erozyon Kontrolü Amacıyla Projelendirme Esasları ve Bir Uygulama Örneği <i>H. Recep YILMAZ, Alper SEZER</i>	65
Örgüsüz Geotekstillerin Uzun Süreli Filtrasyon Performansı: Uçucu Kül ile Deneysel Bir Çalışma <i>Yıldız WASTI, İşın ERGENEMAN</i>	77
Araba Lastiği ve Sentetik Liflerle Güçlendirilmiş Kil Zeminlerin Geoteknik Özelliklerinin Araştırılması <i>Suat AKBULUT, Seracettin ARASAN</i>	89
Boşluklu Zemin Üzerinde İnşa Edilecek Yol Dolgusu İçin Geosentetiklerin Kullanımı <i>Mete İNCECİK, Recep OKAN, Müge BALKAYA</i>	99
Yüksek Su Muhtevasına Sahip Zeminler Üzerinde Dolgu Yapımında Geotekstil Örtü Katkısı <i>Perihan İPEKOĞLU, Saadet A. BERİLGEN, Havvanur KILIÇ, Kutay ÖZAYDIN</i>	107

Geçici ve Kaplamasız Yollarda Geotekstil Kullanımı ile Projelendirme Esasları ve Bir Örnek Uygulama <i>H.Recep YILMAZ, Pelin AKLIK</i>	117
Geogrid Donatılı Kumlu Zeminler Üzerinde Yeralan Şerit Temeller <i>Cavit ATALAR, Braja M. DAS, Chitta R. PATRA</i>	127
Donatılı Kum Zeminler Üzerine Oturan Dairesel Temellerin Analizi <i>Mustafa LAMAN, A. Azim YILDIZ</i>	137
Donatısız ve Donatılı Kuma Oturan Yüzey Şerit Temelinde Yük – Oturma İlişkileri <i>Berkan MOROĞLU, Bayram Ali UZUNER, Erol ŞADOĞLU</i>	147
Geogrid Donatılı Model Şerit Temellerde Donatı Derinlik Oranı ile Sınır Taşıma Gücü İlişkisi <i>Özcan TAN, Semet ÇELİK</i>	155
Ayrik Sentetik Lif Donatılarının Kum Zeminlerin Taşıma Kapasitesine Etkisi <i>Temel YETİMOĞLU, Yıldız WASTI</i>	161
Geosentetik Donatılı Dolguların Laboratuvar ve Sonlu Elemanlar Modeli ile Analizi <i>Ayşe EDİNÇLİLER, Erol GÜLER</i>	169
Geosentetiklerin Kirlenmiş Sahalarda İyileştirme Teknolojisi Olarak Kullanımları <i>Cem AVCI, Togan ALPER</i>	179
Alfabetic Index	187

BİLDİRİLER



ZEMİN-LASTİK KIRPINTISI DOLGUSU İLE İNSA OLUNAN GEOTEKSTİL DONATILI BİR İSTİNAT DUVARININ DAVRANIŞI

Mehmet BERİLGEN¹

Tuncer B. Edil²

ABSTRACT

A mechanically stabilized earth wall reinforced with geotextiles and geogrids and backfilled with a sand-tire chip mixture (25% tire chips by volume) was designed and constructed using conventional geotechnical methods. After construction, the wall was loaded with a surcharge and monitored to assess the mass behavior of soil-tire chip backfills. Successive surcharges were placed corresponding to 42, 95, 148, and 200 kPa. The wall was instrumented with earth pressure cells, position transducers to measure displacement of the wall face, and strain gages to monitor strains in the geosynthetic reinforcement. Data collected from the instruments indicates that the wall behaved in general accordance with geotechnical theory. A favorable comparison was also obtained between deformations predicted using a finite element model and those measured in the field. The small displacements that were observed and the general concurrence with geotechnical theory demonstrated that earth structures using soil-tire chip backfills can be reliably designed with conventional geotechnical methods.

ÖZET

Kum-lastik kırpıntısı karışımı arka dolgusu (hacimsel olarak %25 lastik kırpıntısı) ve geotekstil ve geogrid donatı ile mekanik olarak stabilize edilen bir istinat duvarı alışagelmiş geoteknik yöntemlerle tasarlanmış ve inşa edilmiştir. İnşaattan sonra, duvara sürşarj uygulanmış ve zemin-lastik kırpıntısı dolgusunun kütle davranışını değerlendirmek için gözlem yapılmıştır. Ardisık sürşarjlar 42, 95, 148 ve 200 kPa olarak yerleştirilmiştir. Duvarda oluşan toprak basınçlarını ölçmek için basınç hücreleri (pressure cell), duvar ön yüzeyinin yerdeğiştirmelerini ölçmek için pozisyon ölçerler (position transducer) ve geosentetik donatılarda oluşan şekil değiştirmeleri ölçmek için şekil değiştirme ölçerler (strain gage) yerleştirilmiştir. Yerleştirilen ölçüm aletlerinden toplanan veriler, duvarın genelde bilinen geoteknik kuram ile uyumlu davranışlığını göstermiştir. Ayrıca yapılan ölçümler ile sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan nümerik analizlerden elde olunan yerdeğiştirmeler arasında yapılan karşılaştırmanın uyumlu olduğu belirlenmiştir. Gözlemlerden elde olunan ufak yerdeğiştirmeler ve geoteknik teori ile genel uyum göstermiştir ki zemin-lastik kırpıntısı kullanılarak inşa olunan zemin yapıları alışagelmiş geoteknik yöntemler ile tasarlabilirliğini göstermektedir.

¹ Y.Doç .Dr., BERİLGEN, M., YTÜ, İnşaat Fakültesi, berilgen@yildiz.edu.tr

² Prof., EDİL, T. Dept. of Civil & Environ. Engineering, Univ. of Wisconsin-Madison, USA, edil@engr.wisc.edu

1. GİRİŞ

1990'ların başında ABD'de yılda 240 milyon adet otomobil lastiği atılmış ve bunların 2 milyar kadarı stoklanmıştır. Iskarta lastik envanterinin sadece küçük bir yüzdesi (%6) yeni kullanıma (re-used) veya yeni dönüşüme (recycle) uğramıştır. Kalanlar ihrac edilmiş, yakılmış, stoklanmış veya çöpe atılmıştır (US Environmental Protection Agency ,1991; Ahmed, 1993). O zamandan beri atık lastiklerin yeniden kullanımını büyük oranda artmış ve çöpe atılan veya yığılan lastik yüzdesi dramatik olarak azalmıştır. 2000'lere kadar sadece 300 milyon adet lastik stoklanmış ve inşaat mühendisliği uygulamalarında kullanılan çok sayıda lastik yılda 30 milyon adete yükselmiştir. Atık Lastik İdaresi Kurulu (Scrap Tire Management Council)'na göre halen atık lastiklerin %70'i yeniden kullanım için pazarlanmaktadır.

Atık lastiklerin (scrap tires) kullanımında dikkate değer bir inşaat mühendisliği uygulaması, dilimlenmiş lastik atıklarının "lastik kırıntıları" (tire chips veya shreds) olarak bilinen hafif inşaat dolgusu olarak kullanılmasıdır. Bu uygulama üzerine araştırma ve geliştirme, atık lastikler için büyük hacimli kullanımılara olan gereksinim tarafından motive edilmekte ve lastik kırıntılarının önemli fiziksel katkılarının yaratacağı fırsatlardan yararlanan kullanıcılar arzu edilmektedir.

Bu bildiride zemin-lastik kırıntıları duvar arka dolgusu ile inşa edilen mekanik olarak iyileştirilen istinat duvarlarının (MSİD) arazi performansını araştırmak için yürütülen çalışmalar anlatılmaktadır. Burada esas amaç mekanik olarak stabilize edilen istinat duvarlarında duvar arka dolgusu olarak lastik kırıntıları kullanıldığında alışagelmiş (konvansiyonel) geoteknik kuramın güvenle uygulanıp uygulanmayacağını belirlemek ve duvarın deformasyonlarının geoteknik modeller ile tahmin edilip edilmeyeceğini belirlemektir.

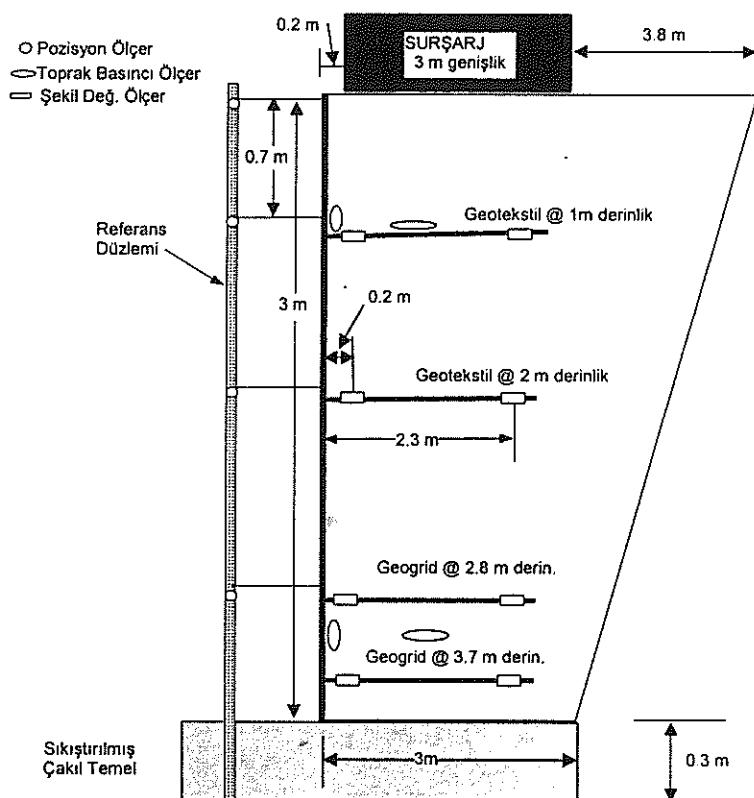
2. MALZEME VE YÖNTEMLER

2.1. Duvar Arka Dolgu Malzemeleri

Duvar arka dolgusu için taban malzemesi olarak Stoughton, Wisconsin'deki bir ocaktan alınan ince üniform olarak derecelenmiş bir kum ($D_{60}=0.30$ mm, $D_{10}=0.16$ mm, %1.8 ince dane) kullanılmıştır. Lastik kırıntıları yerel bir yeniden dönüşüm ve depolama kuruluşu tarafından sağlanmış olup çelik kuşaklı otomobil lastiklerinin mekanik olarak dilimlenmesi ile elde edilmiştir. Lastik kırıntılarının uzunlukları 50 mm ila 550 mm arasında değişmektedir. Kum ve lastik kırıntıları karışımı hacimsel olarak 1 oran lastik kırıntısına karşı 3 oran kum olacak şekilde karıştırıldığından karışım hacimsel olarak yaklaşık olarak %25 lastik kırıntıları içermektedir. Karıştırma işlemi bir ekskavatör yardımı ile gerçekleştirilmiş ve üniform bir karışım elde olununcaya kadar devam edilmiştir.

Duvarın tasarımda kullanılan mühendislik özellikleri Tatlisöz vd. (1997 ve 1998) ve Edil vd. (1994) tarafından yapılan çalışmalar ile belirlenmiştir. Duvarın tasarımda temiz kumlar ile inşa olunacak MSİD için kullanılan alışagelmiş tasarım yöntemi kullanılmıştır (Simac, 1996, Wu, 1994). 4 m yüksekliğinde inşa edilen duvar Şekil 1'de verilmiştir. İki tabaka

fırınlanmış geotekstil (Nicholon HS 1150) ve iki tabaka geogrid (Stratagrid 150) kullanılmıştır. Geotekstiller duvar tepesinden 1 ve 2 m derinlikte, geogridler ise duvar tepesinden 2.8 m ve 3.7 m derinliğe yerleştirilmiştir. Duvar önyüzünü oluşturmak için blok elemanları kullanılmıştır. İnşaat ayrıntıları Abichou vd (2003) tarafından verilmiştir.



Şekil 1. Mekanik Olarak İyileştirilmiş İstinat Duvarı Detayı

2.2 İnşaat ve Instrumentasyon.

Test duvarın instrumentasyonu, duvarda oluşan toprak basınçlarını ölçmek için basınç hücreleri (pressure cell), duvar ön yüzeyinin yerdeğiştirmelerini ölçmek için pozisyon ölçerler (position transducer) ve geosentetik donatılarda oluşan şekil değiştirmeleri ölçmek için şekil değiştirme ölçerler (strain gage) ‘den meydana gelmektedir (Şekil 1). Basınç transdüserlerinin hasar görmesini önlemek için üzerleri ince bir polietilen tabakası (0.1 mm) ile kaplanmıştır. Duvar yüzünden 0.2 ve 2.3 m mesafelerde yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler, dolgu yerleştirilmesi sırasında oluşabilecek etkilerden korumak için ince bir kum tabakası ile kaplanmıştır. Pozisyon ölçerler duvar önünde oluşturulan bir çerçeveye yerleştirilmiştir.

Duvar, Keystone İstinat Duvari Sistemleri Şirketi (Keystone Retaining Wall Systems, Inc.) tarafından önerildiği şekilde önyüze yerleştirilen geçme bloklar ile yığma yapı olarak inşa edilmiştir. Kum-lastik kırıntısı yığma duvar arkasına yerleştirilmiş ve bir plakalı vibratör ile sıkıştırılmıştır. Geosentetik tabakalar sıkıştırılmış dolgu üzerine yerleştirilmiş ve duvara fiberglass mafsallar ile bağlanmıştır. Lastik kırıntılarının göreceli olarak fazla olmasından

dolayı dolgunun yoğunluğunu belirlemek pratik olmamıştır. Dolgunun yoğunluğu 13 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır.

Duvarın inşası tamamlandıktan sonra yaklaşık üç ay beklenerek dengeye ulaşmasına müsade edilmiştir. Duvar arka yüzeyinde dolgu üzerine beton bloklar yerleştirilerek sursarj uygulanmıştır. Beton bloklar 42, 95, 148 ve 200 kPa'lık sursarj basıncına karşılık dört tabaka olarak yerleştirilmiştir.

3. SAHA VERİLERİ

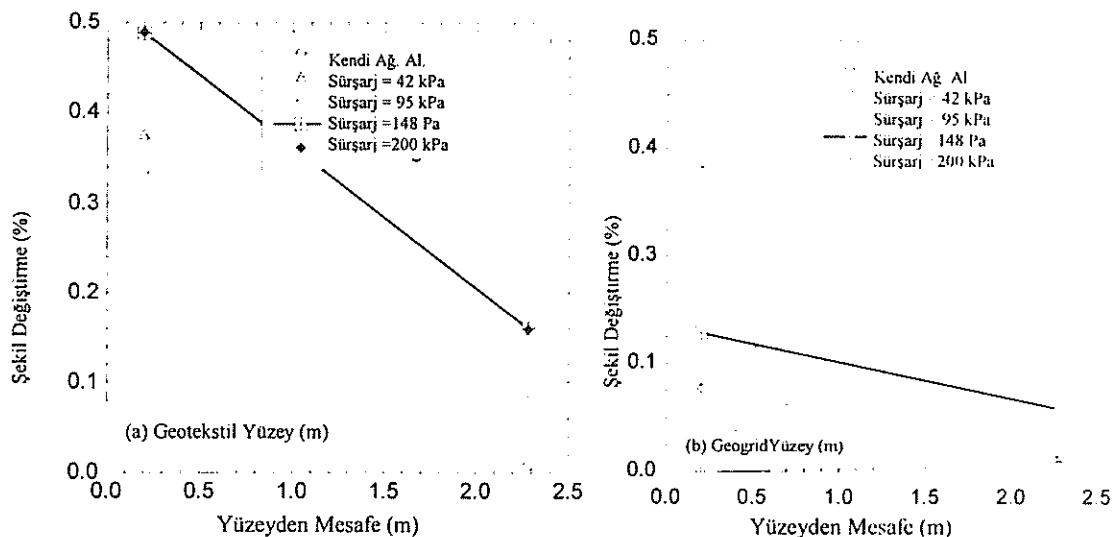
Yerleştirilen ölçüm aletlerinden toplanan veriler, duvarın genelde bilinen geoteknik kuram ile uyumlu davranışını göstermiştir. Sursarj yerleştirildiğinde duvar arkasında oluşan düşey ve yatay toprak basınçları artmıştır. Geotekstil ve geogrid tabakalardaki şekil değiştirmeler keza sursarjla birlikte artmış fakat derinliğe bağlı olarak farklı oranlarda gerçekleşmiştir.

Duvar ön yüzeyinde oluşan yerdeğiştirmeler tepe civarında en büyük olup sursarj şiddetine bağlı olarak artmıştır. Ancak deplasmanlar genellikle yüksek sursarj etkisinde bile küçük olmuştur. Gözlemlerin ayrıntıları Abichou vd (2003) tarafından verilmiştir.

3.1 Geosentetiklerdeki Şekil Değiştirmeler

Duvar tepesinden 2 m derinlikteki geotekstil tabakasındaki şekil değiştirmeler duvar arkasından uzaklığın bir fonksiyonu olarak Şekil 2'de gösterilmiştir. Sursarj olmaksızın duvar arkasından 0.2 m mesafede şekil değiştirme %0.34 ve 2.3 mesafede şekil değiştirme %0.005 olarak ölçülmüştür. Sursarj 0 kPa'dan 148 kPa'a yükseldiğinde, her iki ölçüm yerindeki şekil değiştirmeler hemen hemen eşit miktarlarda (0.2 m'de %0.34 ila %0.49 ve 2.8 m'de %0.2 ila %0.005) artmıştır. Ancak sursarj 148 kPa'dan 200 kPa'a çıktığında şekil değiştirmelerde hehangi bir artış gözlenmemiştir.

Duvar tepesinden 2.8 m derinliğe yerleştirilen geogriddeki şekil değiştirmenin duvar panelinin arkasından mesafe ile değişimi Şekil 2b'de verilmiştir. Sursarj yerleştirilmeden önce duvar paneli arkasından 0.2 m mesafede şekil değiştirme ölçülememiş ve 2.3 m meafede ise şekil değiştirme sadece %0.001 olarak ölçülmüştür. Sursarj yerleştirilirken her iki yerleşimdeki şekil değiştirmeler artarken panele yakın olanda daha fazla artış gözlenmiştir. 0.2 m'de kendi ağırlığı altında şekil değiştirme artışı %0 olurken 200 kPa sursarj altında %0.35 olmuştur. 2.3 m'de şekil değiştirme kendi ağırlığı altında %0.001 iken 200 kPa sursarj uygulandığında %0.09'a çıkmıştır. Geotekstilden farklı olarak geogriddeki şekil değiştirmeler tüm sursarj basınçları altında artmış olup en büyük şekil değiştirme artışı sursarjin 148 kPa'dan 200 kPa'a çıkışıyla elde olunmuştur.



Şekil 2 Duvar tepesinden 2 m derinlikteki Geotekstilde (a) ve Duvar Tepesinden 2.8 m Derinlikte Geogridde (b) Şekil Değiştirme

4. NÜMERİK MODEL

Kendi ağırlığı ve sürşarj yükleri altında duvarın deformasyonlarını modellemek için PLAXIS sonlu elemanlar yazılımından yararlanılmıştır. PLAXIS karmaşık yükleme ve sınır koşulları altında zemin malzemesinin nonlineer davranışını ileri düzeye bünye modelleri ile ve donatı elemanlarını da zemin yapı etkileşimiğini dikkate alarak modellenmesini sağlayan bir gerilme-şekil değiştirme yazılımıdır. PLAXIS'le yapılan analiz sonuçlarının güvenilirliğine etkiyen en önemli faktör uygun bir malzeme bünye modeli seçimi ve uygun malzeme parametreleri kullanılmasıdır. Literatürde rapor edilen verilere bakıldığından lastik kırpıncı karışımının, özellikle bir ilk yüklenmeden sonra elastik olarak davranışının anlaşılmaktadır (Edil ve Bosscher, 1994, Bosscher, vd. 1997). Bundan dolayı ilk analizlerde Mohr-Coulomb göçme kriterini dikkate alan bir model tercih olunmuş, ancak bu analiz sonuçlarının ölçüm sonuçları ile uygun olmadığı görülmüştür. Gerçek sonuçlara daha yakın analiz sonuçları elde etmek için hiperbolik model kullanılarak analizler yinelenmiştir. Hiperbolik model özellikle kumların nonlineer (elastik veya elasto-plastik) davranışını modellemek için yaygın olarak kullanılan bir malzeme bünye modelidir. Lastik kırpıncı-kum karışımının gerilme deformasyon davranışını için de hiperbolik model, baskın malzeme kum olduğundan gerçeğe yakın sonuçlar elde edilmesini sağlamıştır.

Nümerik modelin sonlu elemanlar ağı Şekil 3'de görüldüğü gibi 15 düğüm noktalı üçgen eleman ile kum zemin lastik kırpıncı dolgu, çakıl temel, mevcut zemin ve beton duvar blokları, 5 düğüm noktalı geogrid elemanlar ile geotekstil donatıları ve 5 düğüm noktalı kiriş elemanlar ile duvar blokları arasındaki bağlantı elemanlar modellenmiştir. Nümerik modelde düzlem şekil değiştirme durumu gözönüne alınmıştır. Sonlu eleman ağıda 553 eleman ve 5108 düğüm noktası bulunmaktadır. Duvar blokları ve geotekstil elemanlar ile temas eden zemin lastik kırpıncı karışımı dolgu arasında arayüzey elemanlar kullanılmıştır. Duvar bloklarının birbirleri ile temas yüzeyleri arasında da arayüzey elemanlar kullanılmıştır. Duvar blokları, çakıl temel dolgusu ve mevcut doğal zemin için Mohr-Coulomb göçme kriteri

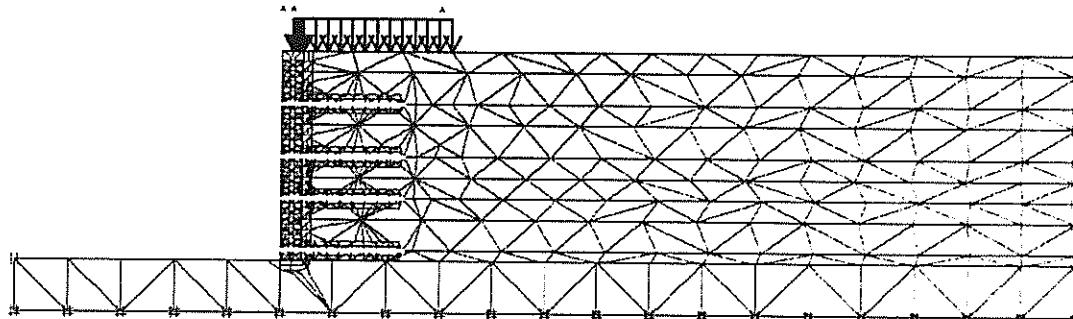
kullanılmıştır. Nümerik modelde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tablo 1. Sonlu Elemanlar Modelde Kullanılan Malzeme Parametreleri

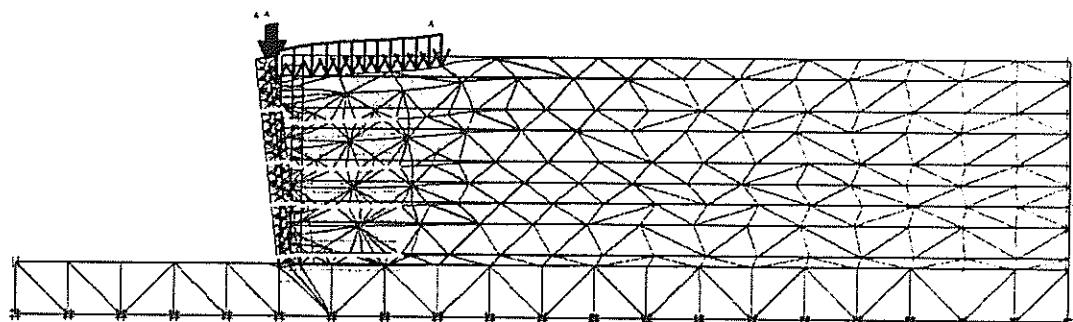
Malzeme	Özellik	Değer	Birim
Dolgu	Kuru birim hacim ağ.	13.3	kN/m ³
Dolgu	Elastisite modülü	80,000	kPa
Dolgu	Sıkışma modülü,	68,545	kPa
Dolgu	Boşalt. -Yük. elastik modülü	200,000	kPa
Dolgu	Kohezyon	5	kPa
Dolgu	İçsel sürtünme açısı	60	Derece
Dolgu	Genleşme açısı	35	Derece
Dolgu	Boşalt. -Yük. Poisson oranı	0.2	-
Dolgu	Referans basıncı	100	kPa
Dolgu	Hiperbolik model malzeme sabiti	0.5	-
Dolgu	SükUNETTEKİ toprak basıncı katsayısı	0.4	-
Dolgu	Göçme oranı	0.9	-
Dolgu	Etkileşim katsayısı	0.75	-
Çakıl temel	Kuru birim hacim ağ.	20	kN/m ³
Çakıl temel	Elastisite modülü	100,000	kPa
Çakıl temel	Kohezyon	0.1	kPa
Çakıl temel	İçsel sürtünme açısı	50	Derece
Çakıl temel	Poisson oranı	0.25	-
Doğal zemin	Kuru birim hacim ağ.	16.8	kN/m ³
Doğal zemin	Elastisite modülü	10,000	kPa
Doğal zemin	Kohezyon	0.1	kPa
Doğal zemin	İçsel sürtünme açısı	42	Derece
Doğal zemin	Poisson oranı	0.3	-
Duvar bloğu	Kuru birim hacim ağ.	23	kN/m ³
Duvar bloğu	Elastisite modülü	200,000,000	kPa
Duvar bloğu	Kohezyon	500	kPa
Duvar bloğu	İçsel sürtünme açısı	65	Derece
Duvar bloğu	Poisson oranı	0.2	-
Geotekstil	Çekme mukavemeti	10	kN/m
Geogrid	Çekme mukavemeti	10	kN/m
Geotekstil	Elastik eksenel rijitlik	308	KPa
Geogrid	Elastik eksenel rijitlik	60	KPa
Geotekstil	Poisson oranı	0	-
Geogrid	Poisson oranı	0	-

Analizlerde sürşarj yükü birim yayılı yük olarak verilmiş ve program tarafından kontrol edilen artımlarla analizler yapılarak uygulanan maksimum sürşarj yüküne (200 kPa) ulaşılmıştır. Maksimum sürşarj yükü altında ortaya çıkan deformasyon durumu Şekil 4'de verilmiştir.

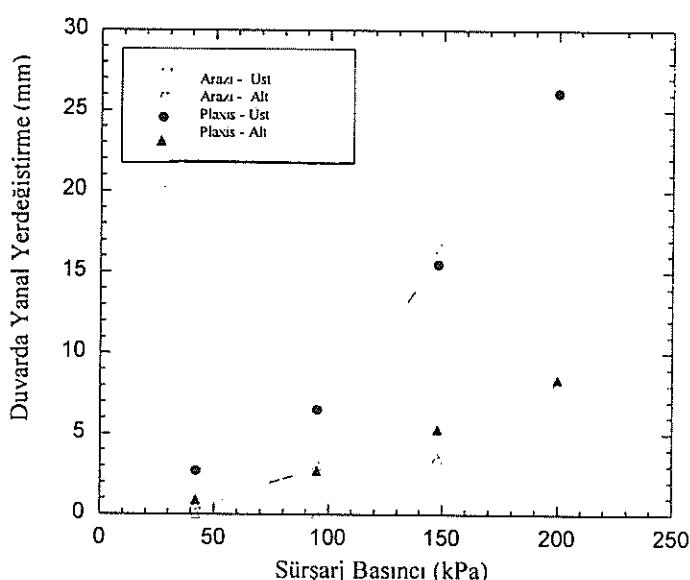
PLAXIS ile hesaplanan yanal yerdeğiştirmeler sahada ölçülenler ile Şekil 5'de karşılaştırılmıştır. Saha ölçümleri duvar tepesinden 0.1 m ve 2.8 m derinlikte (Şekil 5'de tepe ve taban olarak verilmiş) yapılmıştır. Ölçülen ve hesaplanan yerdeğiştirmeler aynı eğilimi izlemekte olup çoğunda 5 mm'ye kadar farklıdır. En yüksek defleksyon (26 mm) duvar tepesinde olup 200 kPa sürşarj basıncı altında ortaya çıkışmış ve nümerik model ile gerçek değerine eşit hesaplanmıştır.



Şekil 3. Sonlu Elemanlar Ağı



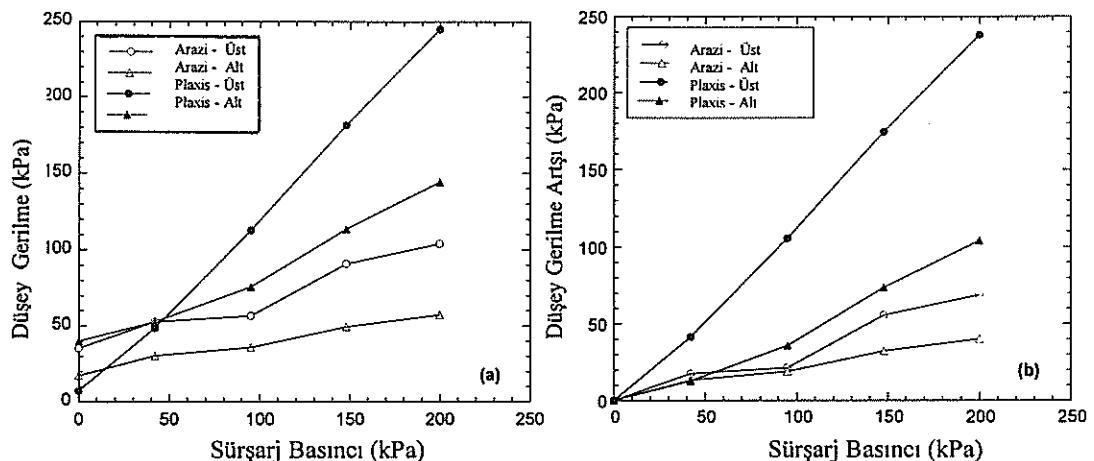
Şekil 4. Maksimum Sürşarj Altında Deforme Olmuş Model



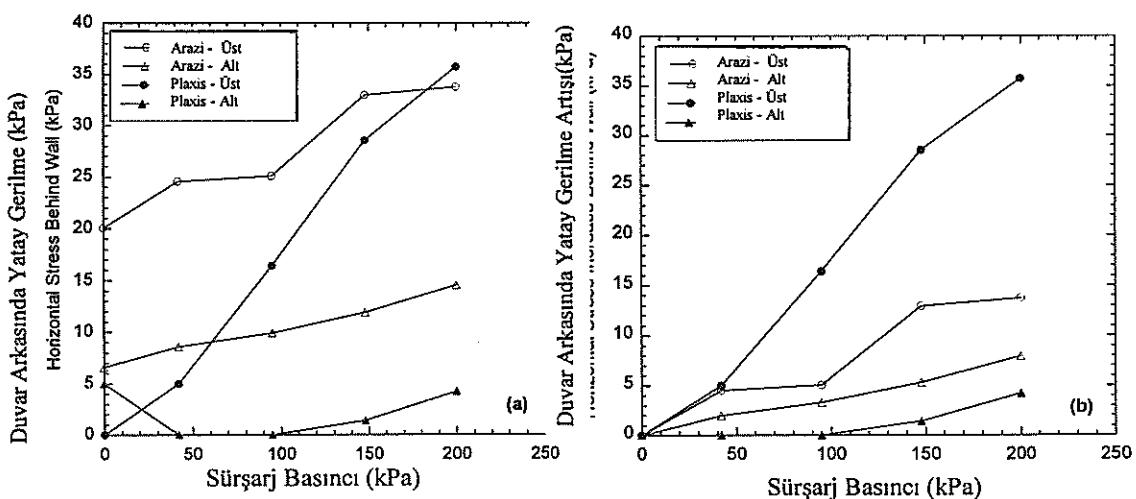
Şekil 5. Duvarın Tepesi ve Tabanında Ölçülen ve Hesaplanan Yanal Yerdeğitirmeler

Düsey ve yatay gerilmeler PLAXIS ile yapılan analizler ile tahmin edilmiştir. Toprak basınçlarının ölçülen ve hesaplanan değerleri Şekil 6-7'de gösterilmiştir. Karşılaştırmalar duvar tepesinden 0.7 m ve 3 m derinlikte, toprak basıncı ölçerlerin olduğu noktalarda (Şekil 6-7'de tepe ve taban olarak verilmiş) yapılmıştır. Ölçülen ve hesaplanan yerdeğitirmeler genelde aynı eğilimi izlemektedir. Ancak hesaplanan düsey gerilemeler kendi ağırlığı ve

sürşarj etkisi altında ölçülen değerlerden daha büyüktür. Bu durumun aksine hesaplanan yanal gerilmeler kendi ağırlığı altında ölçülen yanal gerilmelerden daha küçüktür. Sürşarj yükleme uygulandığında, yanal gerilmeye hesaplanan artış duvarın tepesi civarındaki yanal gerilmeye ölçülen artıştan daha fazla fakat duvarın tabanı civarında daha azdır.



Şekil 6. Duvarın Tepesinde ve Tabanında Hesaplanan ve Ölçülen Düşey Gerilmeler (a) ve Düşey Gerilme Artışları (b)



Şekil 7. Duvarın Tepesinde ve Tabanında Hesaplanan ve Ölçülen Yanal Gerilmeler (a) ve Yanal Gerilme Artışları (b)

5. SONUÇLAR

Arkası lastik kırpıntısı ve kum karışımı (%25 lastik kırpıntısı) ile doldurulmuş mekanik olarak iyileştirilmiş bir duvar alışagelmiş geoteknik yöntemler kullanılarak tasarlanmış ve sonra kütle davranışını belirlemek amacıyla ölçüm aletleri yerleştirilerek inşa edilmiştir. Duvar iki tabaka geotekstil ve iki tabaka geogrid ile donatılmıştır. Duvarın inşasından sonra, duvar arka yüzeyine sürşarj uygulanmış ve ölçüm alınmıştır.

Sonlu elemanlar yazılımı PLAXIS kullanılarak kendi ağırlığı ve sürşarj altındaki duvar nümerik olarak modellenmiştir. PLAXIS sürşarj altındaki duvar defleksyonunu doğru olarak hesaplamıştır. Ancak PLAXIS ile tahmin edilen gerilmeler ölçülen değerlerden oldukça farklıdır. Bu durum açık olarak anlaşılmasa da gerilme ölçerlerden hatalı ölçü alınması ile izah edilebilir.

Yapılan tüm deformasyon ölçümleri klasik geoteknik kuramlar kullanılarak elde olunan sonuçlar ile uyumludur. Bu durum, zemin yapılarında dolgu malzemesi olarak zemin-lastik kırıntıları karışımı kullandığında klasik yöntemler kullanılarak yapılan tasarımların güvenilacağını göstermektedir. Sahada gözlenen kütle davranışları genellikle laboratuar deneyleri verileri kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizi sonuçları ile uyumlu çıkmıştır. Bu uyum, klasik yöntemler kullanarak laboratuarda ölçülen zemin-lastik kırıntıları karışımı özellikleri ile istinat yapılarının ve diğer yapılardaki dolguların tasarımında kullanılabilceğini göstermektedir.

KATKI BELİRTME

Deneme duvarı için finansal destek Wisconsin Eyaleti Katı Atık Araştırma Programı (SWRP) tarafından sağlanmıştır ve duvar Wisconsin-Madison Üniversitesi tarafından inşa edilmistir. TC Mirafi and Strata Systems geosentetikleri sağlamıştır. Burada rapor edilen bulgular sadece yazarlara aittir. SWRP, TC Mirafi veya Strata Systems tarafından onaylanması söz konusu edilmemelidir.

KAYNAKLAR

- US Environmental Protection Agency (1991) "Market for Scrap Tires," Report No. EPA/530-SW-90-074B, Washington, DC, USA.
- Ahmed, I. (1993), "Laboratory Study on Properties of Rubber-Soils, Final Report," Indiana Department of Transportation, Report No. FHWA/IN/JHRP-93-94, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA.
- Tatlisoz, N., Benson, C. and Edil, T. (1997), "Effect of Fines on Mechanical Properties of Soil-Tire Chip Mixtures," *Testing Soil Mixed with Waste or Recycled Materials*, ASTM STP 1275, American Society for Testing and Materials, M Wasemiller and K. Hoddinott, Eds., pp. 93-108.
- Tatlisoz, N., Edil T., and Benson, C. (1998), "Interaction Between Reinforcing Geosynthetics and Soil-Tire Chip Mixtures," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, Vol. 124, No. 11, pp. 1109-1119.
- Edil, T. and Bosscher, P. (1994), "Engineering Properties of Waste Tire Chips and Soil Mixtures," *Geotech. Testing J.*, ASTM, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, Vol. 17, No. 4, pp. 453-464.
- Simac, M. (1996), "Design Methodology for Miragrid Reinforced Soil Retaining Walls," Mirafi Inc., Charlotte, North Carolina, USA.
- Wu, J. (1994), "Design and Construction of Low Cost Retaining Walls," Colorado Transportation Institute and Colorado Department of Transportation. Denver, Colorado, USA.

- Abichou, T., Edil, T. B., Benson, C. H. and Berilgen, M. "Mass Behavior of Soil-Tire Chip Backfill," *Beneficial Use of Recycled Materials in Transportation Applications*, Air and Waste Management Association, Sewickley, Pennsylvania, 2003, pp. 689-698.
- Bosscher, P., Edil, T., and Kuraoka, S. (1997) "Design of Highway Embankments Using Tire Chips," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA Vol. 123, No. 4, pp. 295-304.

GEOSENTETİK DONATILI YAPILARDA ŞEKİL DEĞİŞTİRME ÖLÇÜMLERİ VE ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİN ÖNCEDEN TAHMİNİ

Andreas HEROLD¹

Taner AYDOĞMUŞ²
Herbert KLAPPERICH⁴

Mete İNCECİK³

ÖZET

Geosentetik donatılı zeminden oluşturulan yapılarda son yıllarda büyük bir artış görülmektedir. Bu inşaat yöntemi hem büyük yapılarda, hem de deformasyona hassas projelerde geniş kullanım alanı bulmaktadır. Kompozit bir yapı olduğundan, şekil değiştirme davranışları ve bunun gerçeğe yakın tahmin zorluğundan dolayı, köprü ve istinat duvarı gibi klasik inşaatlarda donatılı zeminler şimdiden kadar nisbeten az kullanılmışlardır. Bu tebliğde geotekstil donatılı zemin olarak inşa edilmiş yapıların şekil değiştirme davranışlarının yeterli hassaslıkta tahmini ile ilgili önerilerde bulunulmaktadır. Burada inşaatı tamamlanmış yapılardan elde edilen tecrübeler ile ölçümlerin değerlendirilmesinden bulunan şekil değiştirme davranışlarından faydalılmaktadır. Çalışmanın birinci kısmında inşa yöntemlerinin uygulama alanları ve ele alınan örneklerde şekil değiştirme ile ilgili ölçüm sonuçları gösterilmiştir. Bildirinin ikinci kısmında şekil değiştirme tahminleri ve hesapla bulunan değerler ele alınmaktadır. Üçüncü kısmında büyük bir yapı için şekil değiştirme tahminleri ile halen izlenen şekil değiştirme kayıtları kıyaslanmaktadır. Yazının sonunda elde edilen sonuçların pratige dönüştürülmesi ile ilgili tavsiyelerde bulunulmaktadır.

1. COMPLETED CONSTRUCTIONS

1.1. Large constructions – supporting constructions/noise protection walls

Large constructions built using geo-synthetic reinforced earth have become ever more popular in the last ten years as an alternative to reinforced concrete constructions. The possibility of adding green facing to these constructions has particularly helped to open new areas of application. The first major construction in Germany with a front inclination of 80° and a total height of 19,7m was built in Iserlohn (supporting wall Iserlohn I). A complete report to this wall is found in (Herold, Magnus, 1998). Fig. 1 shows a complete plan view of the construction five years after completion.

¹ Dipl.-Ing., HEROLD, Andreas, IBH – Herold & Partner Ingenieure, Weimar, a.herold@ibh-herold.de

² Dipl.-Ing., AYDOĞMUŞ, Taner, TU Bergakademie Freiberg, Taner.Aydogmus@ifgt.tu-freiberg.de

³ Prof. Dr., İNCECİK, Mete, İstanbul Teknik Üniversitesi, Mincecik@srv.ins.itu.edu.tr

⁴ Prof. Dr., KLAPPERICH, Herbert, TU Bergakademie Freiberg, klapperi@ifgt.tu-freiberg.de



Fig. 1. Noise protection wall Iserlohn 1

The construction has a total length of 215m and was built in 1997. Deformation measurement points were installed on the front of the embankment after construction had been completed and the measurements have been recorded for five years now. These measurements include the deformation of the front of the construction in all three spacial directions. The deformation measurements are carried out in a 1 or 2 year rhythm. Because of the positive experiences made with this method of construction, an appreciably larger and more complex supporting structure (Iserlohn II) was built 2 years later. This can be seen in Fig. 2. In (Herold, Alexiew, 2001) a complete report can be found. The construction has a total height of 23m, an embankment inclination of between 80 and 90° and a length of 350m. The upper half of the construction was built as a noise protection wall similar to Iserlohn I. A description of the basics for successful addition of green-facing to this extremely unusual embankment can be found in (Herold et al., 2000). This construction was also equipped with deformation measurement points and is being monitored. Based on the experience gathered in Iserlohn I, the measurement rhythm in the case of this construction has been set to ≥ 2 years. The construction was completed in 2001.

The 2 examples of large constructions detailed above make the scope of design and dimensioning possibilities using this method clear. The possible construction heights and the vegetation allow good integration into the landscape in all cases. Both constructions completed at much reduced cost and in appreciably less time than conventional methods e.g. reinforced concrete. The cost reduction here is between 20 and 40% and the reduction in construction time at least 20 to 50% (Herold, Aydogmus, 2002). The most comprehensive deformation measurements are available for the older large GRE-construction, the supporting wall Iserlohn I. In section 2 deformation calculations and derivation of important conclusions can be found.

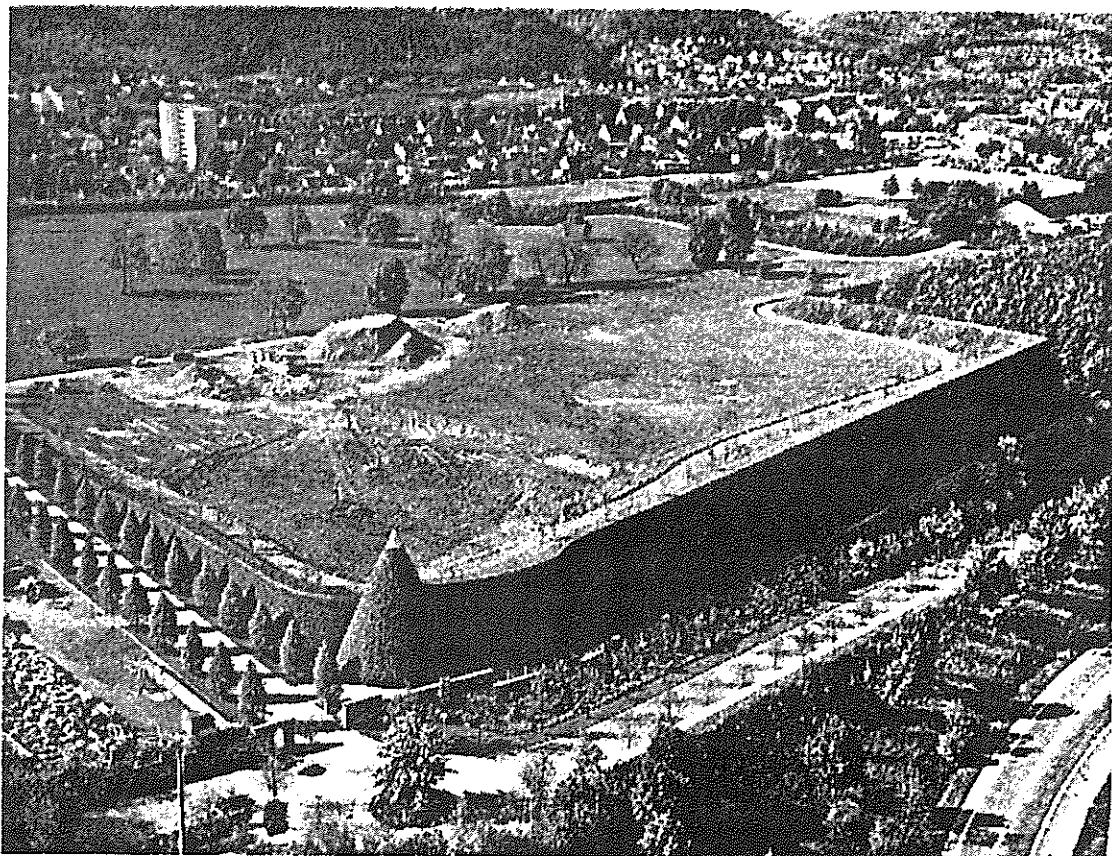


Fig. 2. Noise protection wall Iserlohn II

1.2. Large constructions – Bridge abutments

Bridge abutments represent a particularly demanding technical problem because of the low levels of deformation permitted and the difficult situation in the transitional area between the construction and the adjoining filling soil. In this publication, the first bridge abutment made using geosynthetic reinforced earth (GRE) in Germany (2000) in Ilsenburg is presented (Fig. 3). As a specific proposal, the planned bridge abutment construction was replaced by a GRE construction with gabion facing.

Fig. 4 shows the measurement cross-section. This bridge abutment was equipped with exhaustive instrumentation and probes to determine the actual deformation behaviour. In this case, the measurement program is intended to last five years. This will include not only earth pressure measurements but also rolling tests and inclination measurements to determine the horizontal deformation as well as settlement measurements. The construction is described in depth including the first measurement results in (Herold, 2001).

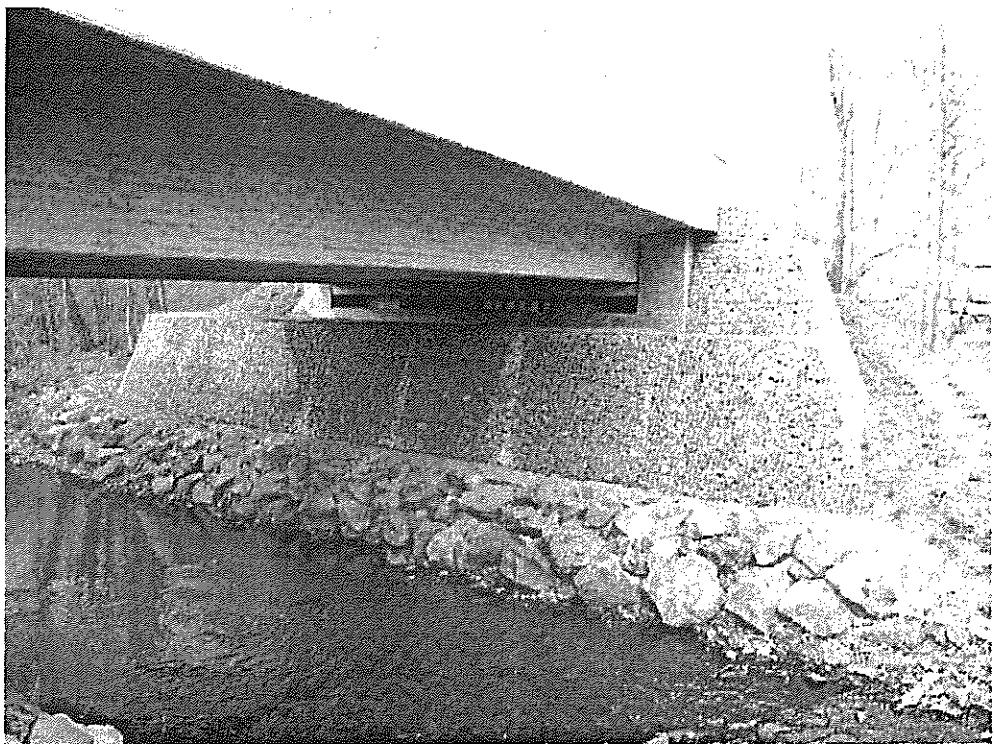


Fig. 3. View of GRE-bridge abutment in Ilsenburg

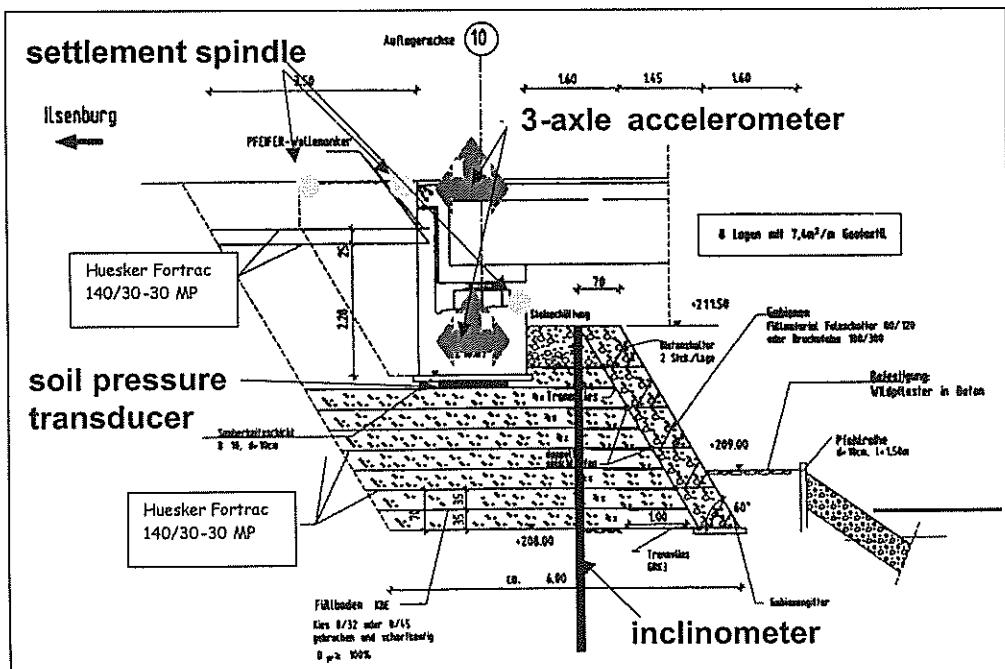


Fig. 4. Instrumentation in the bridge abutment

2. TEST RESULTS

In the following section, the measurement results for supporting structures monitored over long periods of time will be presented and discussed.

2.1. Test results – Iserlohn I

Fig. 5 shows the instrumentation in the supporting wall Iserlohn I in cross section at the point of maximum free standing height and the results of the deformation measurements taken between June 1998 and June 2002.

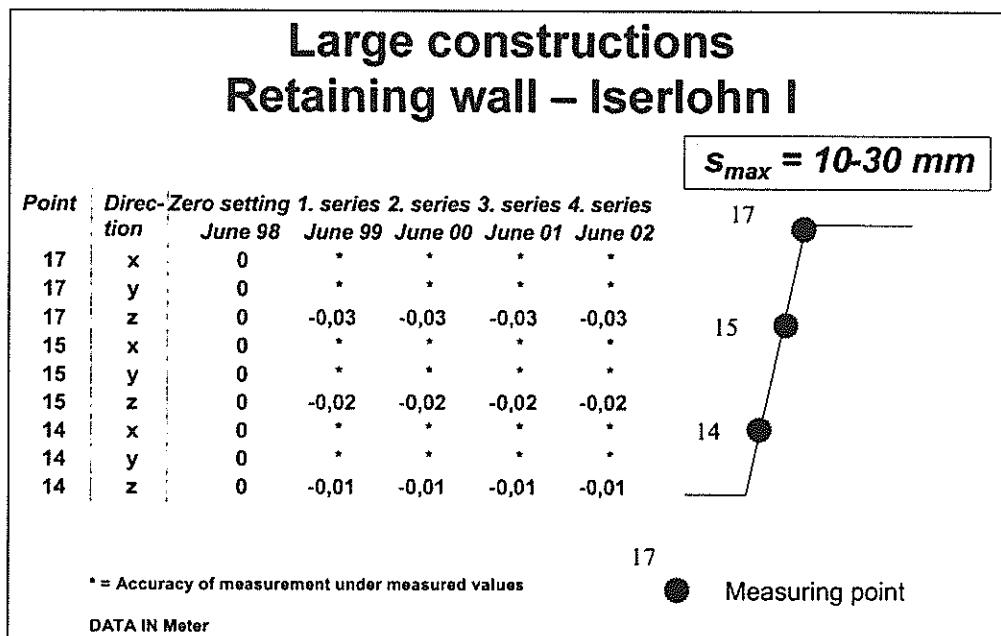


Fig 5. Cross section measurements Iserlohn I

The calibrating measurement in June 1998 was recorded immediately after building was completed. Deformation measurements during the construction period were not possible. To date there have been 4 follow-up measurements. As can be seen in the depiction of the measurement results in fig. 5, the deformation measurement points are distributed on the front of the construction at different elevations. The selected measurement points are located 7m, 14m and 19m above the base of the foundation of the construction. The settlement difference between the first follow-up measurement and the calibrating measurement has a maximum value of between 10 and 30mm, and this only in the case of vertical deformation. A horizontal deformation could not be determined. The 2nd through 4th follow-up measurements in the following test periods show the deformations to be so minimal as to be within the measuring precision. It could be concluded that the actual recorded deformations were well under the predicted values. These had been determined using static calculations to be between 5 and 10cm vertical deformation and between 6 and 8 cm horizontal deformation. The apparent contradiction between prediction and measured value will be explained in section 3 of this article. Of importance is the maximum vertical deformation at the top of the construction which appears to reach a certain level and then remain static. This will also be explained in section 3.

2.3. Analysis

All presented measurements and investigations show that the deformation behaviour of GRE-constructions has been clearly overestimated. In general one can conclude the following:

- The measurement results show that the predicted deformation in completed condition is in no way critical and reaches an acceptable size.
- The actual deformations which occurred appear to be clearly under the calculated values.
- The deformation which occurred during construction was largely not taken into account.
- The long-term deformation behaviour of the construction can be typified as favourable. The larger deformation occurs during the construction period. This conclusion is supported by the measurements.
- The deformation during the active life of the construction is low.
- The deformation can be determined to satisfactory accuracy using the procedures set in the EBGEO.
- The development of the horizontal and vertical deformation with time must be taken into account in order to be able to predict the actual deformation with maximum accuracy and so demonstrate the applicability.
- The acceptance given to the entire method of construction depends to a great degree upon realistic deformation predictions.

The current version of the EBGEO dating from 1997 contains no particular recommendations for demonstrating applicability which allow a practice-true consideration of the deformation. Possible approaches to determine deformation can be found in (Floss, 1997) and (Bauer, 1997). For this reason, the deformation prediction for the construction discussed in section 2 was achieved during the design period by applying practical experience. Firstly, a deformation prediction was carried out as described in section 3 of this paper. Secondly, the constructor was supplied with recommendations for methods of monitoring the construction. According to DIN 1054-100, the construction is always to be monitored in the case of the current design method not allowing adequate predictions of the deformation behaviour of the construction, or there being inadequate experience. The application of monitoring methods has the advantage that, using the information gathered, a detailed reverse projection and examination of the chosen approach can be carried out.

3. DEFORMATION BEHAVIOUR

3.1 General / Deformation portions

The examples found here have been designed according to the EBGEO (Recommendations for Reinforcement using Geosynthetics) from 1997 and the Partial Safety Concept from DIN 1054-100. The verification of external and internal stability does not present a particularly large problem while designing GRE-constructions. A point of discussion with the structural safety officers and the awarding authority however was in every case the determination and prediction of the deformation in the construction (verification of applicability). In general, the following questions turned up and had to be answered:

- How large will the final deformation of the construction be?
- Will there be an irregular deformation which could be dangerous for any supplementary or adjacent structure?

According to the information gathered and through evaluating the deformation measurements, in this paper a subdivision of the deformation areas as shown in fig. 6 is suggested.

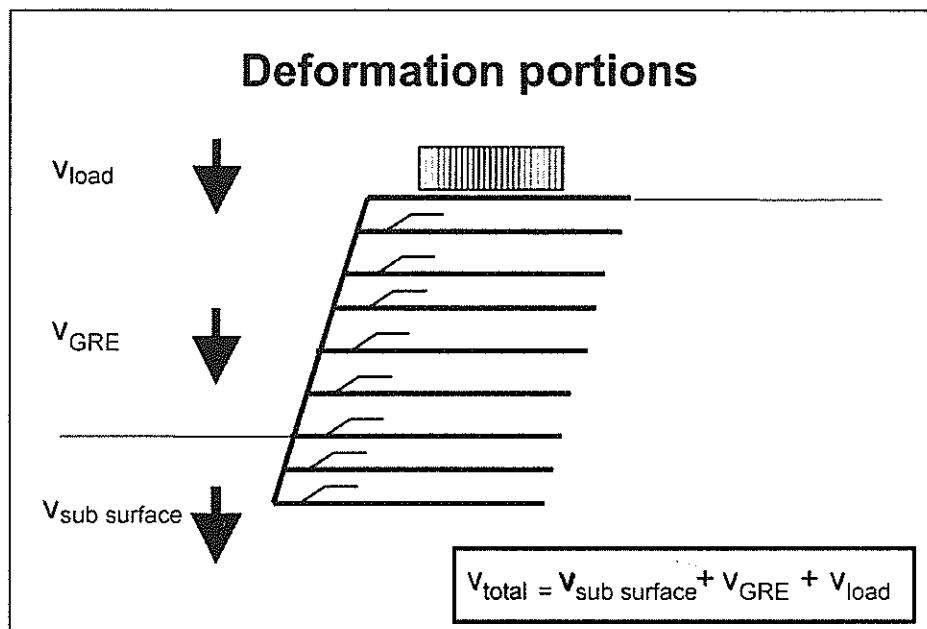


Fig. 6. Deformation areas

To use this method, one must differentiate between three areas of deformation and calculate each individually.

- Deformation from traffic load / supplementary load / load during construction on upper surface of the GRE-structure.
- Internal deformation in the GRE-structure due to own weight.
- Deformation in the foundation / sub-surface.

$$d_{total} = d_{subsurface} + d_{GRE} + d_{load} \quad (\text{In every spatial direction})$$

The individual deformation portion, as shown in the following, can be determined to a good approximation. It is important here to consider the development of deformation with time in order to attain realistic calculated results.

3.2. Possible methods of calculation

There exist different methods and procedures to determine and estimate an expected value for the deformation. The current rules allow the standard method as shown in Fig. 7.

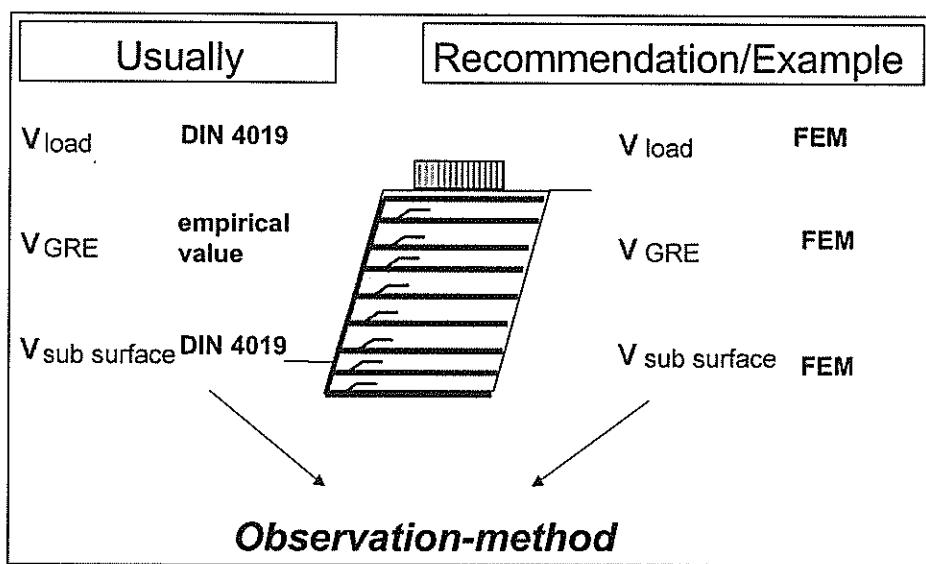


Fig. 7. Methods of calculation

The standard method is based on the deformation (d_{load}) being determined according to DIN 4019. The deformation portion of the GRE-construction (d_{GRE}) is to be approximated using values gathered from previous experience (Floss, 1997). The deformation in the sub-surface can be estimated using a deformation calculation according to DIN 4019. These values allow a rough estimate of the deformation of the whole structure. One must however add here that the development with time, the construction phases and the horizontal component of deformation are not dealt with adequately. Based on experience gathered from evaluating the measured results, the approach seen above and found in (Herold, 2003) is recommended. In this method, all 3 components of deformation, the development with time and the construction phases are considered using Finite Element Modelling. When using this method, it is important that the building conditions be reproduced as near to the real conditions as possible, and that the behaviour of the materials be chosen accordingly. In general this method for calculating deformation seems particularly applicable because the horizontal and vertical components of deformation for the individual construction phases and the consolidation in the complete system can be calculated using, for example, the PLAXIS 8.2 FEM-program. Be that as it may, monitoring is still to be employed as a control and compensation method.

4. CONCLUSION / SUMMARY

It is possible to consider the deformation behaviour of GRE-Structures using FEM-modelling and the suggestions made in this paper. Important for estimating deformation is the most exact estimation of the construction conditions possible. It is also imperative that the deformation which occurs during the construction process be considered. Since this deformation takes place during construction, the internal deformation to 70...90% and a portion of the deformation in the subsurface has already taken place by completion. This is in part due to the structure being built in layers and small corrections being carried out during construction. As a method of construction, GRE regulates itself through allowing deformation in the reinforced soil structure and the subsurface to be compensated for during construction. As a rule of thumb, based on measurements and reverse projection the following can be suggested and recommended:

- In GRE-structures a degree of compaction to Proctor density $\geq 100\%$ should be used in order to keep the internal deformation of the structure as low as possible. This is a departure from ZTVE-StB 97.
- The GRE-construction method regulates itself. The internal deformation which occurs during construction can be compensated for almost totally.
- The total deformation of the structure can be accurately estimated using conventional methods (FEM) taking the building conditions into account and the layered construction method. It can be assumed that, when properly installed, between 70 and 90% of the expected and predicted deformation has already taken place during construction.
- As a rule of thumb for the deformation, the following figures are recommended
- * Vertical deformation, $d_{vertical} = 0,01\dots0,02*H$
(H = total height of the construction)
- * Horizontal deformation, $d_{horizontal} = 0,005\dots0,01* H$
- These are estimates of the largest deformation whereby as said 70 to 90% will have already taken place during construction if installed properly. These estimates are however for frictional soils i.e. granular filling materials, and do not apply in the case of cohesive soils.
- Monitoring as in DIN 1054 is always to be used in constructions. The following table contains recommendations.

Table 1. Recommendations for estimation of deformation and monitoring.

Construction type	Geotechnical category 1	Geotechnical category 2	Geotechnical category 3
Supporting walls	$H < 3 \text{ m}$	$3 \text{ m} \leq H < 9 \text{ m}$	$H \geq 9 \text{ m}$
Bridge abutments	-	$H < 2 \text{ m}$	$H \geq 2 \text{ m}$
Damms	$H < 3 \text{ m}$	$3 \text{ m} \leq H < 9 \text{ m}$	$H \geq 9 \text{ m}$
Overbridging	-	-	Overbridging
Foundation cushioning	$s \geq 5\dots10 \text{ cm}$	$s \leq 2\dots5 \text{ cm}$	$s \leq 1\dots2 \text{ cm}$
Reinforcement	Road	Rail	-
Base layer			
Supporting elements with geo-synthetic jackets	-	-	Supporting elements with geosynthetic jackets
Verification of applicability and additional measures	Estimate of deformation using conventional procedures and rule of thumb	Estimate of deformation using FEM calculations. Construction stages and deformation behavior under load to be taken into account. Monitoring if necessary.	Estimate of deformation using FEM calculations. Construction stages and deformation behavior under load to be taken into account. Monitoring necessary.

REFERENCES

- Herold, A.; Aydogmus, T. (2002): Innovatives Bauen mit Geosynthetics. Geo2002, Fachkolloquium GEOTECHNIK im BAUWESEN - Grundbau - Felsbau - Spezialtiefbau. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Heft 2002-2, ISBN 3-86012-190-1, pp. 99-113, refs. 11, Freiberg. (*in German*)
- Herold, A.; Magnus, M. (1998): Planung und Ausführung einer 19m hohen, begrünten Steilwand in der Bauweise „kunststoffbewehrte Erde“. Geotechnik Heft 4. (*in German*)
- Herold, A.; Alexiew, D. (2001): Die Bauweise KBE (kunststoffbewehrte Erde) – eine wirtschaftliche Alternative?. 3. Österreichische Geotechniktagung, Wien. (*in German*)
- Herold, A. (1998): Der Einsatz von textilbewehrter Erde als „Erddruckfänger“ bei der Stützwandsanierung. Bauen mit Textilien, Heft 3. (*in German*)
- Herold, A. (2001): Das erste Straßenbrückenwiderlager in Deutschland als Permanentkonstruktion in der Bauweise KBE – Kunststoffbewehrte Erde. Geotechnik Sonderheft 2001, 7. FS KGeo. (*in German*)
- Herold, A.; Hoy, G.; Artmann, S. (2000): Ansätze zur Begrünung geokunststoff-bewehrter Stützwandkonstruktionen. Geotechnik, Heft 2. (*in German*)
- Herold, A. (2003): Geokunststoffbewehrte Großbauwerke – Verformungsmessungen und Rückrechnung- Wie kann das Verformungsverhalten von KBE-Konstruktionen optimal prognostiziert werden ?. 4. Österreichische Geotechniktagung, Wien. (*in German*)
- DGGT e.V. (1997): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO; Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Floss, R. (1997): Kommentare zur ZTVE-StB 95/97. Kirschbaum Verlag GmbH, Bonn. (*in German*)
- Bauer, A. (1997): Der Einfluss der Verbindung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten und bewehrte Steilböschungen. TU München, Heft 26. (*in German*)

KARADENİZ SAHİL YOLU PROJESİNDEN POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN DUVAR VE KÖPRÜ KENARAYAĞI UYGALAMALARI

Hakan ÖZÇELİK¹

ABSTRACT

The bridge abutments and the retaining walls at nine different junctions on the Araklı-İyidere section of the Black Sea Coastal Road Project have been designed with a polymer reinforced soil system. At sections acquired by filling the sea where pile foundations are required for classical reinforced concrete structures, proposed reinforced soil system especially on bridge abutment applications provided savings. The deformations of some of the panels on the A2 abutment of the K2A Araklı Junction have been monitored with a laser guided GPS system at different stages of the construction and the early result are summarised.

ÖZET

Karadeniz Sahil Yolu Projesinin Araklı-İyidere kesimindeki dokuz ayrı kavşaktaki köprülerinin kenarayakları ve dayanma yapıları polimer şeritli donatılı zemin duvarlar ile projelendirilmiştir. Klasik betonarme yapısında kazıklı temellerin gerekebileceği, denizin doldurulduğu kesimlerde bilhassa kenarayak uygulamalarında esnek yapısından dolayı önerilen donatılı zemin duvarlarının kullanılması büyük tasarruf sağlamıştır. K2A Araklı Kavşak Köprüsü A2 kenarayağındaki bazı panellerin deformasyonu lazerli küresel konumlama sistemi (GPS) kullanılarak değişik aşamalarda ölçülmüş ve ilk sonuçları özetlenmiştir.

1. GİRİŞ

Türkiye'deki ilk ticari donatılı zemin duvar uygulaması 1986 yılında Ankara-Samsun Devlet yolu üzerindeki Elmadağ Üst Geçit Köprüsünde donatı elemanı olarak polimer şeritler kullanılmış bir sistem ile yapılmıştır (Wasti ve Özçelik, 1987). Bu uygulama aynı zamanda sentetik orijinli malzemenin ülkemizdeki karayolu projelerindeki ilk örneğidir. Takip eden yıllar içinde bilhassa otoyol projeleri ile sentetik malzemelerin kullanılması yaygınlaşmış ve dayanma yapılarında kullanılması artmıştır.

Karadeniz Sahil Yolu Projesinin Araklı-İyidere Kesimindeki (Trabzon-Rize arası) dokuz adet kavşakta gerek köprü kenarayağı ve gerekse dayanma yapılarının projelendirilmesi polimer şeritlerin kullanıldığı donatılı zemin duvar sistemi ile yapılmıştır. Bu bildiride anılan

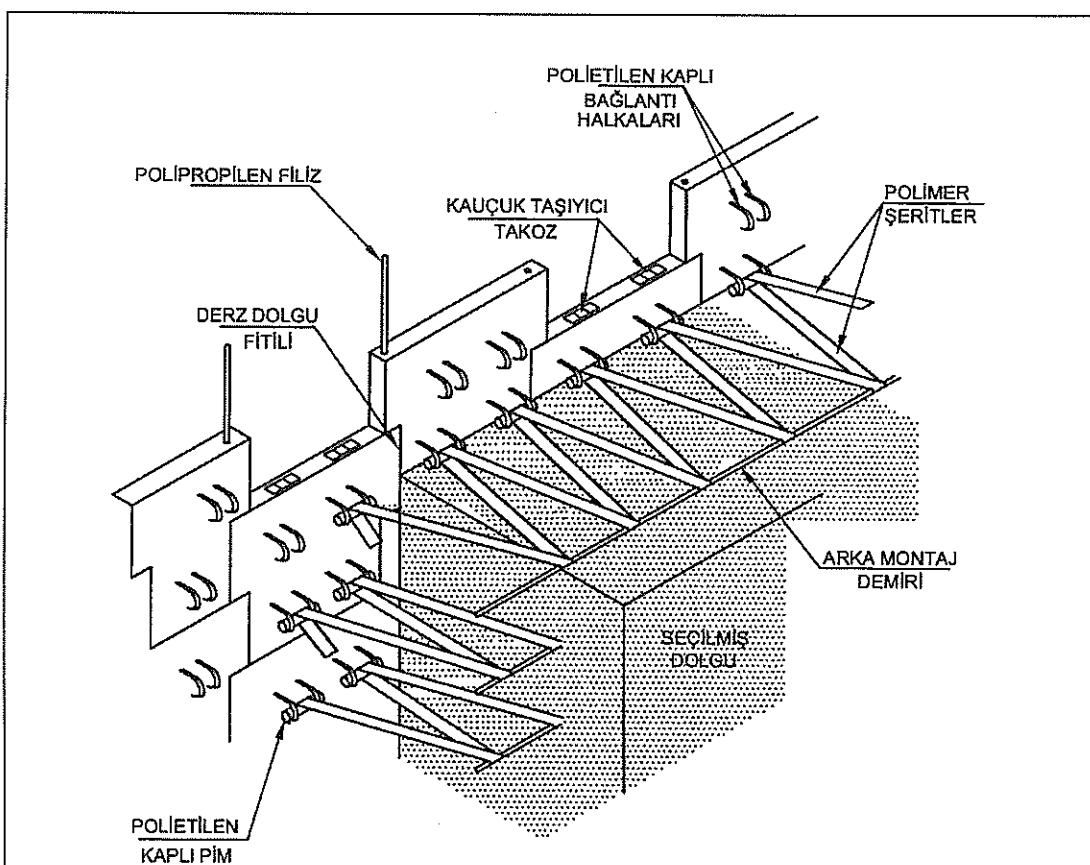
¹ İnş.Yük.Müh., ÖZÇELİK, H., EAST İnşaat ve Dış Ticaret A.Ş., hakan@east.com.tr

projedeki uygulamalar ile kenarayaklardan bir tanesinde yapılan ölçümlerin ilk sonuçları anlatılmıştır.

2. POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN SİSTEMİ

2.1. Duvar Sisteminin Elemanları

Polimer şeritli donatılı zemin sistemi dört ana ve diğer yardımcı elemanlardan oluşmaktadır (Şekil-1).



Şekil 1. Polimer Şeritli Donatılı Zemin Sistemi (Price ve Özçelik, 1994)

Bunlar;

- i. Yüzey panelleri : $3.2m^2$ yüzey alanına sahip 16cm kalınlığındaki prekast betonarme paneller hemen arkasındaki dolguya tutmak, donatı elemanlarını bağlamak ve estetik bir görünüş sağlamak amacıyla kullanılır.
- ii. Donatı elemanları : Dışı sağlam ve dayanıklı polimer bir malzeme (genellikle polietilen) ile kaplanmış ayrı kanallar içinde yer alan bir birine paralel şekilde yerleştirilmiş yüksek mukavemetli polyester fiberlerin oluşturduğu 9cm genişliğinde bir tür kolandır. 100 metrelük rulolar halinde bulunması gerek taşınmasında gerek montajında ve gerekse olabilecek ani dizayn değişikliklerinde büyük kolaylıklar sağlamamaktadır.
- iii. Bağlantı elemanları : Prekast panel ve polimer şerit bağlantısı, prekast panel içine yerleştirilen demirden mamul halkalar arasında geçirilen çelik pim ile sağlanır.

- Bağlantı elemanları paslanmaya karşı polimer bir malzeme (PVC, polietilen) ile kaplanmaktadır.
- iv. Dolgu : Kullanılacak olan dolgu yollar fenni şartnamesine uygun olmakla beraber tercihen granüler veya az kohezyonlu, 63 mikrondan geçen malzeme miktarı %15'ten az olan ve maksimum dane boyutu 25cm'yi geçmeyen türde olmalıdır.

Diğer yardımcı elemanlar ise montaj sırasında precast panellerin birbirine tutturulmasını sağlayan polipropilen filizler, yatay derzlerde kullanılan kauçuk taşıyıcı takozlar, düşey derzlerde dolgunun ince parçacıklarının akmasını önleyen derz dolgu fitilleri, tahta kelepçeler olarak sıralanabilir.

2.2. Tasarım Yöntemi

Tasarım yöntemi iç ve dış stabilité analizlerinden oluşmaktadır. Dış stabilité analizinde klasik dayanma yapılarında yapılan tahkikler (tabanda kayma, devrilme, taşıma gücü ve duraylılık) aynen uygulanmaktadır. İç stabilité analizinde ise donatı elemanın uzunluğu ve sayısını belirleyen donatının kopması ve donatının dolgu içinden sıyrılp çıkması tahkikleri yapılmaktadır. Bu konu ile ilgili detaylı bilgi Wasti ve Özçelik (1987) tarafından verilmiştir.

Köprü kenarayaklarında ise iç stabilité analizinde başlık kırışından gelen düşey ve yatay yüklerin şartnamelerde (NFP 94-220-0 1998, BS8006 1995) belirtilen dağılımlarla donatı elemanlarına aktarılmasıyla ilave yükler yaşanır. Deprem için iç ve dış stabilité analizleri FHWA-SA-96-071 (1996) raporundaki yöntemle yapılmaktadır.

3. KARADENİZ SAHİL YOLU PROJESİNE DEKİ UYGULAMALAR

3.1. Proje Kapsamı

Karadeniz Sahil Yolu Projesinin Araklı-İyidere Kesimi yaklaşık 28 km.lük bir güzergah olup dokuz adet köprülü kavşaktan oluşmaktadır. Karadeniz Bölgesinin coğrafi yapısı gereği proje, dar sahil şeridine yer yer denizin doldurulmasıyla oluşturulmaktadır. Bu kavşakların bazısında iki şeritli Trabzon – Rize Devlet Yolu köprülü kavşaklarda üstten bazısında ise alttan geçmektedir. Kavşaklarda gerek devlet yolunu ve gerekse bağlantı yolları için gerekli köprülerin kenarayakları ve yaklaşım imlaları polimer şeritli donatılı zemin sistemi ile projelendirilip inşa edilmektedir. Projedeki polimer şeritli donatılı zemin duvarlarının yüzey alanı yaklaşık 43.500m² dir.

3.2. Dayanma Yapısı Olarak Kullanımı

Söz konusu projenin yer aldığı kesim bölgenin tipik özelliği olan bir birine yakın irili ufaklı yerleşim merkezlerinden geçmektedir. Kavşak köprülerinin bağlantı kollarının imlaları için gerekli istimlakler, imla şevleri donatılı zemin duvarlarla tutulduğundan büyük ölçüde azalmıştır.

Desenli precast paneller estetik görünümü ön plana çıkarmıştır.

Köprülerin yaklaşım imlalarındaki bazı rampa duvarlarının inşası sırasında polimer şeritler iki taraftaki panellere birden tutturulmuştur. Bu şekilde metrekareye düşen şerit miktarı

azaltılarak ekonomi sağlanmıştır. Metal şeritli sistemlerde bu mümkün olmayıp gerekli ankrat uzunluğu kadar şeritler yerleştirilip bir birinin üstüne bindirilmektedir (Resim 1).

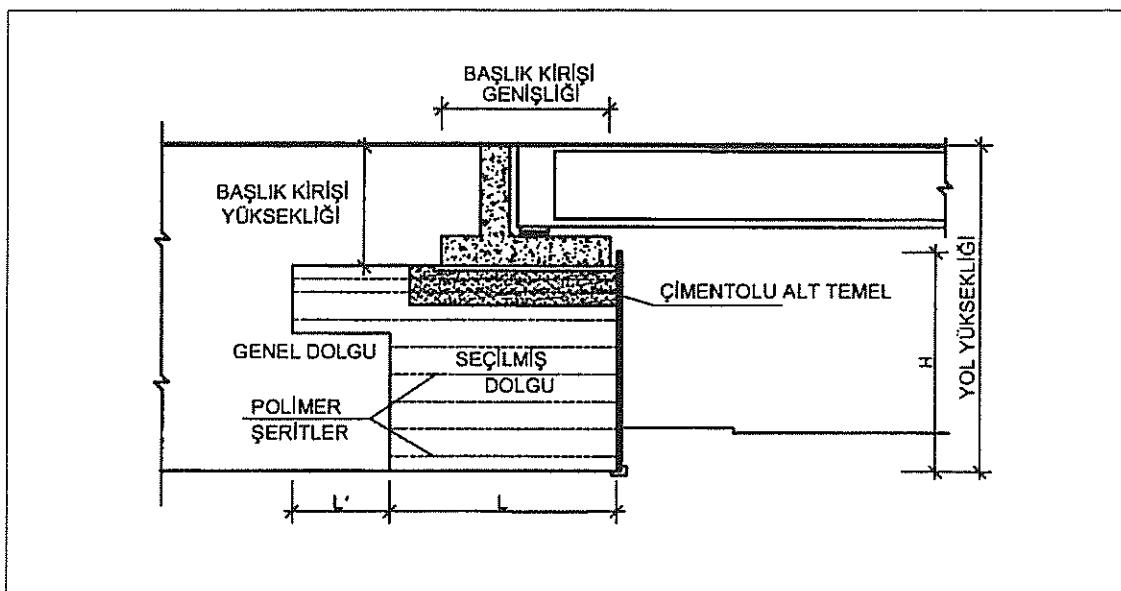


Resim 1. Rampa Duvarlarında Polimer Şeritlerin iki Taraftaki Panellere Birden Tutturulması

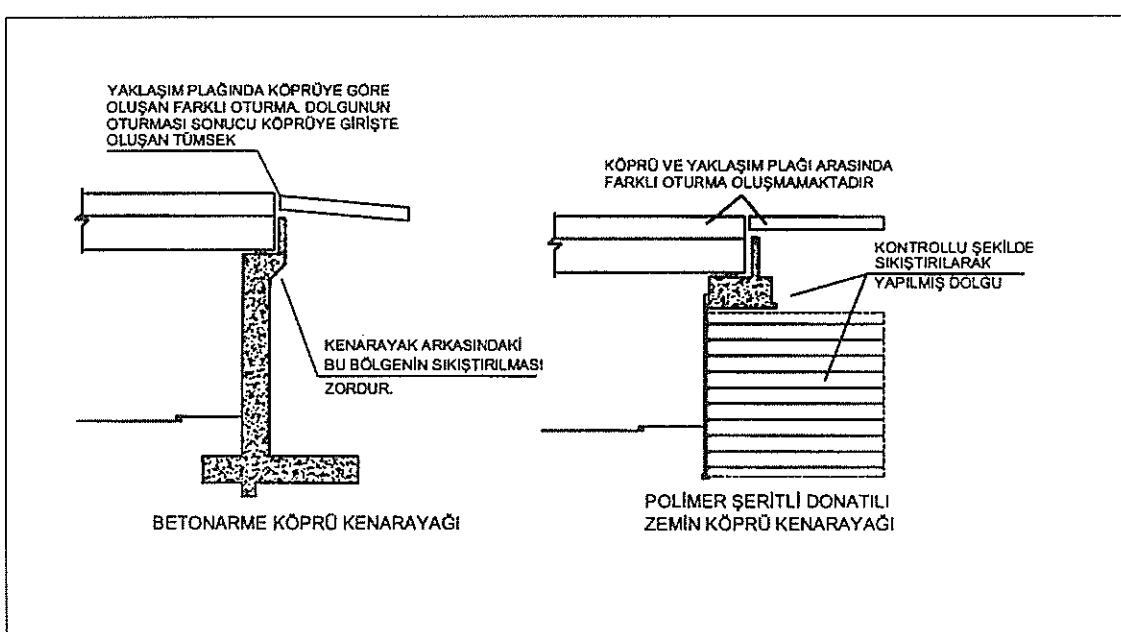
3.3. Köprü Kenarayağı Olarak Kullanımı

Kenarayak duvarlarını normal duvarlardan ayıran farklılık başlık kırışından gelen düşey ve yatay yüklerin yarattığı ilave çekme gerilmelerinin donatılı kütle tarafından taşınmasıdır. Başlık kırışı taban basıncı 200kPa 'ı geçmeyecek şekilde tasarlanmakta ve ilgili şartnamelerde tanımlanan dağılımlarla elde edilen çekme gerilmelerini karşılayacak donatı şeritleri hesaplanmaktadır. Başlık kırışından gelen yatay kuvvetten dolayı üst sıralardaki donatı şeritleri iç stabilité analizinde sıyrıılma kriterini sağlaması için alttaki şeritlere göre daha uzun olmaktadır (Şekil 2).

Karadeniz Sahil Yolu Projesindeki kavşak köprülerinin kenarayaklarında polimer şeritli donatılı zeminin kullanılması, klasik betonarme kenarayaklarda köprü girişlerinde köprü ile yaklaşım plağı arasındaki farklı oturma neticesinde karşılaşılan tümseklerin oluşmasını önlemiştir. Kontrollü ve sıkıştırılarak yapılan polimer şeritli donatılı zemin kenarayağı dolgusu, yaklaşım plağı yapıldıktan sonra kendi içinde oturmamaktadır (Şekil 3).



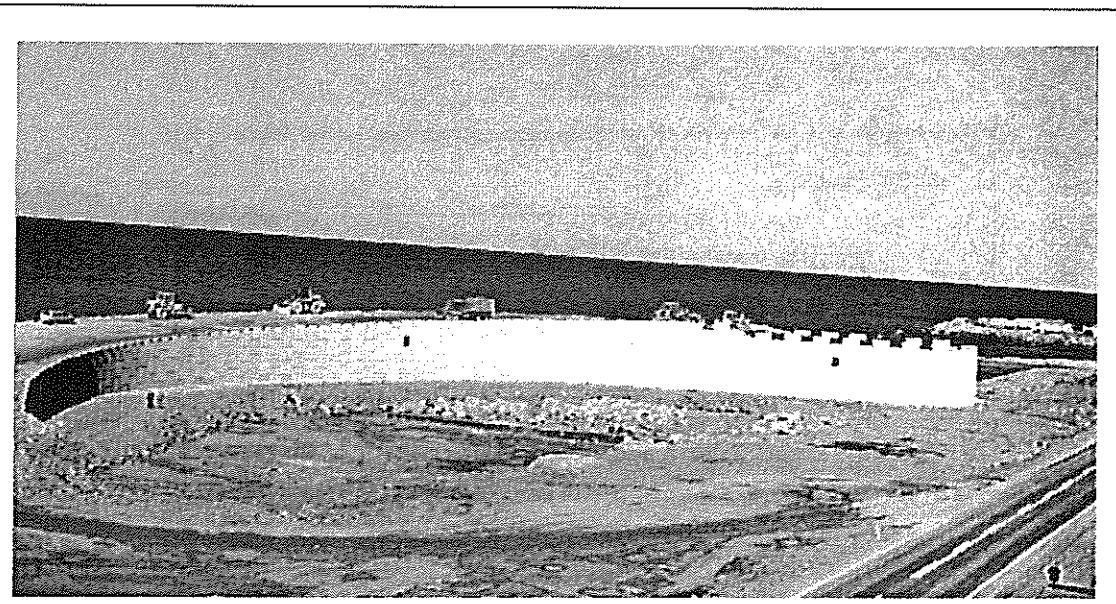
Şekil 2. Tipik Donatılı Zemin Kenarayak Kesiti



Şekil 3. Betonarme Kenarayak ile Donatılı Zemin Köprü Kenarayağı Karşılaştırması

Genelde iki açıklıklı olarak projelendirilen bağlantı yollarının köprülerinde orta ayaklar kazıklı temeller üzerine yapılmıştır. Denizin doldurulduğu kesimlerde yapılan kavşakların kenarayakları klasik betonarme kenarayak olarak yapılmış olsaydı kazıklı temeller üzerine inşa edilmesi gerekecekti. Kazıklı kenarayaklar yerine esnek yapısıyla polimer şeritli donatılı zemin kenarayakları tasarruf sağlamıştır (Resim 2).

Verevlik nedeniyle polimer şeritleri panellere dik yerleştirilmesinin mümkün olmadığı 40° civarında dar açılara sahip kenarayak köşelerinde şeritler, kenarayak kısmındaki panellerden kanat duvarı tarafındaki panellere tutturularak yerleştirilmiştir (Resim 3).



Resim 2. Kuzey Kenarayağı Denizin Doldurulduğu Kesimde Yapılan Of Kavşağı

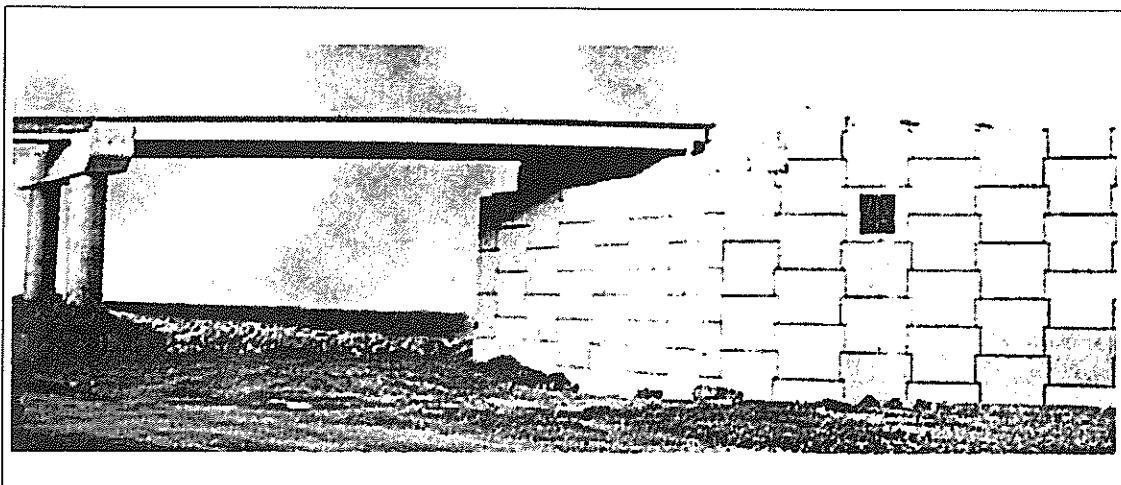


Resim 3. Dar Açılı Kenarayak Köşelerinde Şeritlerin Panellere Tutturulması

Kenarayak dolguları tamamlandıktan sonra başlık kırışı imalatı üç dört aylık bekleme süresini takiben yapılmış, bilhassa denizin doldurulduğu kesimlerde temel zemininde oluşan oturmaların yaratacağı kot farkı başlık kırışı imalatı sırasında giderilmiştir.

3.4. K2A Araklı Kavşağı Kenarayağında Yapılan Ölçümler

K2A Araklı kavşağıının doğusunda yer alan A2 kenarayağının (Resim 4), prekast panellerine yerleştirilen reflektörler vasıtasiyla ve lazerli küresel konumla sistemi (GPS), kullanılan bir sistemle prekast panellerin deformasyonları ölçülmüştür.



Resim 2. Ölçümlerin Yapıldığı K2A Araklı Kavşağı A2 Kenarayağı

Ölçümler dört aşama olarak planlanmış olup henüz son aşaması olan trafik altındaki ölçümler köprü trafiğe açılmadığından dolayı yapılmamıştır. Birinci aşama ölçümler dolgunun tamamlanmasından hemen sonra, ikinci aşama ölçümler başlık kırışının yapılmasından hemen sonra, üçüncü aşama ölçümler ise kırışların montajı ve tabliyenin yapılmasından hemen sonra alınmıştır.

Otuz değişik noktada yapılan ölçümlerin ilk sonuçlarından başlık kırışının yapılmasından sonra ölçülen deformasyonlar 4-8mm mertebesinde olduğu görülmüştür. Kırışların montajı ve tabliyenin yapılmasını takip eden ölçümler ise 12-16mm mertebesinde olup iki tane 19mm deformasyon yapan nokta olmuştur.

Yapılan ölçümler, aynı tip polimer şeritlerin kullanıldığı Camarthen (İskoçya) yakınlarındaki kenarayağın şakul hattı deformasyonundan (45mm) azdır (Brady, 1987). İlk sonuçlarının Price ve Özçelik (1994) tarafından verilen St.Remy Les Chevruse (Fransa) da yapılan deney duvarının ikinci kısmında yaklaşık 180kPa yüze karşılık gelen deformasyonlarla eşdeğerdir. Bilindiği üzere 200kPa başlık kırışı taban basıncı için sınırlayıcı değerdir.

Ölçülen deformasyonların, donatılı zemin sistemi için edilen tavsiye edilen toleransların içinde kaldığı görülmüştür.

4.SONUÇLAR

Karadeniz Sahil Yolu Projesi kapsamında Araklı-İyidere kesimindeki dokuz adet kavşak inşaatında kenarayak ve dayanma yapısı olarak kullanılan polimer şeritli donatılı zemin duvarlarının aşağıdaki avantajları sağladığı görülmüştür.

1. Dar kıyı şeridindeki yerleşim alanlarına denk gelen yaklaşım imla şevelerin tutulması sonucu istimlak alanlarının azalması,
2. Genişliği az olan yaklaşım imla rampalarının yapımı sırasında polimer şeritlerin her iki tarafta yer alan panellere tutturularak, metrekareye düşen şerit miktarının azalması,
3. Kenarayaklarda kontrollü ve sıkıştırılarak yapılan dolgu neticesinde köprü girişlerinde farklı oturma sonucu oluşan tümseklerin önlenmesi
4. Denizden doldurularak kazılan alanlardaki kenarayakların kazıklı temele gereksinim olmadan rahatlıkla yapılabilmesi,
5. Temel zemininde oluşan oturmala esnek yapısı sayesinde rahatlıkla tolere edebilmesi.

Ayrıca, K2A Araklı kavşağı A2 kenarayağı panellerinde ölçülen deformasyonların toleranslar içinde kaldığı ve benzer polimer şeritlerin kullanıldığı diğer iki duvarda yapılan ölçümlerin sonuçlarıyla uyumlu olduğu gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

- Brady K.C., (1987) "Performance of a Reinforced Earth Bridge Abutment at Camarthen", TRRL Department of Transport Report III
- 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
- Price D.I. ve Özçelik, H. (1994). "Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvarda Yapılan Ölçümler", Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 5. Ulusal Kongresi, II.Cilt pp.498-509
- Wasti Y. ve Özçelik H., (1987). "Donatılı Zemin Duvarlar ve Bir Uygulama", Yamaç ve Şevelin Stabilitesi, Dayanma Yapıları Semineri, Cilt-1, DSİ

GEOSENTETİK DONATILI TOPRAK İSTİNAT DUVARLARININ CEPHE STABİLİTESİ

Öznur SELEK¹

Erol GÜLER²

ABSTRACT

The use of dry-stacked concrete blocks in geosynthetic reinforced soil retaining wall construction has gained popularity throughout the world. The facing consisting of block layers with geosynthetic placed between the layers provides an aesthetically pleasing, cost-effective alternative that is easy to construct. Facing blocks used in Turkey are precast hollow rectangular concrete blocks, whose holes are filled with a chosen soil during construction. Generally, geotextiles are used as the geosynthetic reinforcement. This facing system is kept upright by the frictional forces between concrete blocks and geosynthetic reinforcement. This study aimed to investigate the strength parameters of the connection formed. A simple apparatus was developed to conduct a connection test. In this test, the tensile load applied on geotextile was increased until failure at different normal loads. The test was performed for four cases: with holes left empty and with holes filled with gravel, sand or road fill. Apparent minimum connection strength and the angle of friction were calculated for each case. The results were comparatively evaluated. The use of infills was justified for several reasons; they provided additional normal stress, automatically increasing friction, and all infills tested increased the overall angle of friction, with gravel achieving the highest result.

ÖZET

Geosentetik donatılı toprak istinat duvarı inşaatında harçsız istiflenen beton blokların kullanımı tüm dünyada popüler hale gelmiştir. Aralarına geosentetik konan blok sıralarından oluşan cephe, inşası kolay, güzel görünümlü ve ekonomik bir seçenekdir. Türkiye'de kullanılan cephe blokları, iki deliği olan kare prizma şeklinde precast beton bloklardır. Bu bloklarda bulunan delikler inşaat sırasında tercih edilen bir toprak cinsiyle doldurulmaktadır. Donatı olarak genellikle geotekstil kullanılmaktadır. Bu cephe sistemi, beton bloklar ve geosentetik donatı arasında oluşan sürtünme kuvvetleriyle ayakta tutulmaktadır. Bu çalışma, blok-donatı bağlantısının dayanım parametrelerini araştırmayı hedeflemiştir. Bağlantı deneyini yürütmek için basit bir düzenek geliştirilmiştir. Farklı düşey yükler altında yürütülen bu deneyde, geotekstile uygulanan çekme yükü göçmeye kadar artırılmıştır. Deney, blokların boş bırakıldığı ya da çakıl, kum veya stabilize malzemeye doldurulduğu dört durum için tekrarlanmıştır. Her bir durum için görünen minimum bağlantı dayanımı ve sürtünme açısı hesaplanmıştır. Sonuçlar karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Boşlukların çeşitli toprak cinsleriyle doldurulmasının faydalı olacağı sonucuna varılmıştır. Doldurulan malzeme ek düşey yük sağlayarak sürtünmeyi doğrudan artırmaktadır. İkinci olarak, test edilen tüm malzemeler sürtünme açısını artırmış, en yüksek sonuca ise çakıl kullanımıyla ulaşmıştır.

¹Yük. Müh., SELEK, Ö., Boğaziçi Üniversitesi

², Prof. Dr. , GÜLER, E., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

1. GİRİŞ

Cephesi beton bloklardan oluşan geosentetik donatılı toprak istinat duvarları 1980'lerde inşa edilmeye başlanmış ve performans, görünüm, düşük maliyet ve inşa kolaylığı nedenleriyle yaygınlaşmıştır. Cephesi beton bloklardan oluşan geosentetik donatılı istinat duvarları eğriler gibi özel biçimlerin inşasına izin vermektedir. Harçsız inşa yöntemi sayesinde cephe bloklarının yerleştirilmesi tek işçi tarafından yapılabilmekte ve kalıp ve ağır inşaat makinelerinin gerekmemesi sayesinde maliyet düşmektedir. Yüksekliği 1 metreden fazla olan duvarlarda, maliyet yerinde dökme betonarme istinat duvarlarına göre %20-60 daha düşüktür. Beton blokların yüksek basınç dayanımı ve su emiliminin az olması dayanıklılığı artırmaktır, duvarın esnek yapısı çatlak oluşumunu engellemekte ve duvarın harçsız olması drenajı kolaylaştırmaktadır. Tüm bu avantajlar bu tip istinat duvarlarının yaygınlaşmasını açıklamaktadır. Ancak göçmenin önlenmesi ve dayanıklılığın garanti altına alınması için cephe stabilitesinin araştırılması gereklidir.

Cephe stabilitesi beton bloklar ve geosentetik donatı arasındaki etkileşimle ilişkilidir. Bloklar ile geosentetik donatı arasındaki bağlantının dayanımı ve rıjtliği geosentetığın yırtılmasını ya da blokların arasından çekilmesini önlemek için yeterli olmalıdır. Bu çalışmanın amacı, Türkiye'de uygulaması yapılan beton blok cepheli geosentetik donatılı duvarlar için bağlantı dayanımını düşey yükle ilişkilendirmeyi sağlayacak cephe bağlantı dayanım parametrelerini araştırmaktır.

2. CEPHE TASARIM KRİTERLERİ

Modüler bloklu sistemin yapısı, cephe elemanlarının tasarım ve inşasına özel itina gösterilmesini gerektirmektedir. Tasarımda cephe blokları arasında olacak kesme kuvvetleri ve bağlantı kuvvetleri stabilité analiziyle hesaplanmalı; mevcut kesme direnci ve bağlantı kapasitesiyle karşılaştırılmalıdır.

NCMA (National Concrete Masonry Association) dizayn prosedürü limit denge analiz yöntemlerini esas almaktadır. Bu prosedürde dört genel göçme modu ele alınmaktadır: (1) dış stabilité, (2) iç stabilité, (3) ön cephe stabilitési, (4) global stabilité. Dış ve iç stabilité cephe elemanlarının ve bu elemanlarla geosentetik arasındaki bağlantının özelliklerinden bağımsız olarak ele alınır. Ön cephe stabilitésinin sağlanamaması sonucu oluşabilecek göçme modları bağlantının göçmesi, kesme göçmesi ve devrilmedir.

Bağlantı göçmesi, geosentetik donatının beton blokların arasından çekilmesi, geosentetik donatının yırtılması, beton blokların göçmesi ya da bunların kombinasyonu biçiminde olabilir. İstinat duvarının n 'inci sırasındaki uzun dönem bağlantı emniyet dayanımı şöyle hesaplanır:

$$T_{c_i(n)} = T_{ultconn(n)} / FS_{cs} \leq T_{a(n)}$$

$T_{c_i(n)}$ = uzun dönem bağlantı emniyet dayanımı

FS_{cs} = Bağlantı göçmesine karşı emniyet katsayı

$T_{ultconn(n)}$ = Geosentetik donatı ve beton blok arasındaki maksimum bağlantı dayanımı

$T_{a(n)}$ = Geosentetik donatının emniyet dayanımı

$T_{ultconn}$ laboratuar deneyleriyle saptanır. Uygulanan yük (W_w) ve bağlantı dayanımı arasındaki ilişki, a_{cs} (geosentetik donatı ve beton blok arasındaki görünen minimum bağlantı dayanımı) ve λ_{cs} 'nin (bağlantı için görünen sürtünme açısı) belirlenmesiyle saptanır. Böylece n 'inci sıradaki maksimum bağlantı dayanımı hesaplanabilir:

$$T_{ultconn(n)} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs}$$

Bağlantı, donatılı zeminden bağlantıya aktarılan gerilme yükünü taşıyabilmelidir. Taşınacak gerilme kuvveti donatı aralığı ve iç göçme yüzeyinin bağlantıya uzaklılığıyla ilişkilidir. Donatı yerleştirilen her sıra için bağlantı dayanımı, uygulanan gerilme yükü nedeniyle donatının yırtılmasını veya kaymasını önleyecek büyülüklükte olmalıdır.

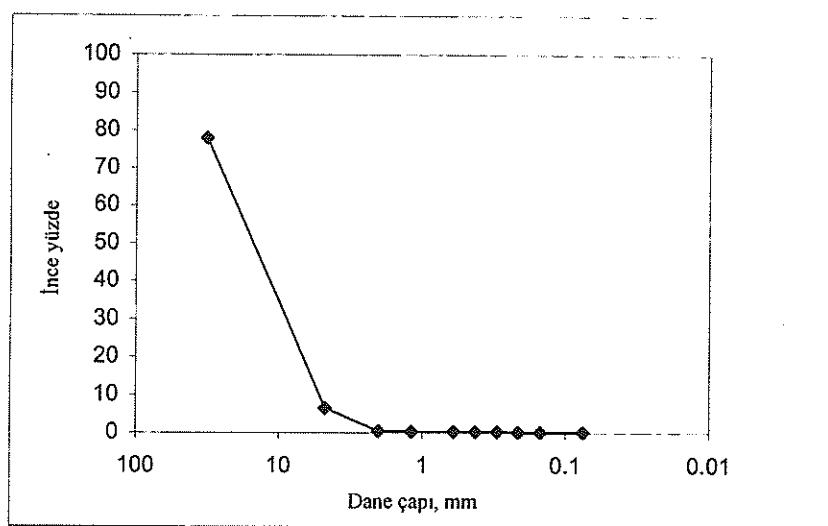
3.BAĞLANTI DENEYİ

Bu çalışmada Türkiye'de uygulanan beton blok cepheli geosentetik donatılı istinat duvarları için cephe bağlantı performansını değerlendirmeyi amaçlayan deneyler yürütülmüştür.

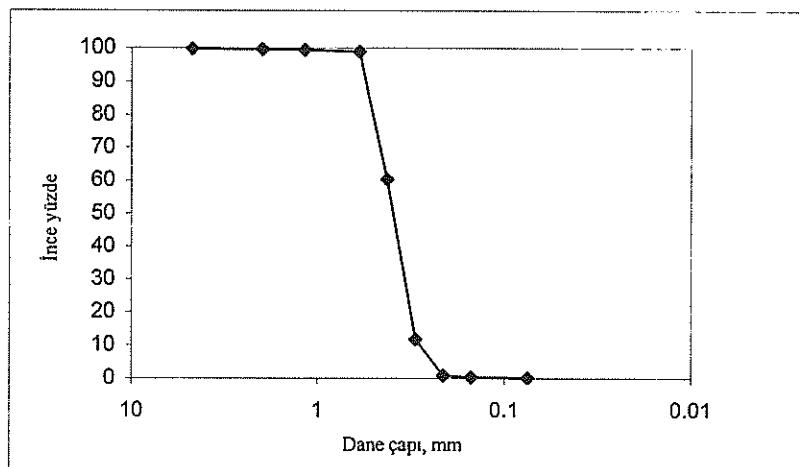
Cephe elemanları olarak Yapı Merkezi tarafından üretilen, 39x19x19 cm boyutlarında, iki delikli Yapıblok kullanılmıştır. Kullanılan geosentetik malzeme, 40 kN/m gerilme dayanımı olan bir dokunmuş geotekstildir. 40 cm eninde numuneler kullanılmıştır. Beton blokların delikleri boş bırakılmış veya üç farklı malzemeye doldurulmuştur. Bu malzemeler kum, çakıl ve stabilize malzemedir. Bu malzemelerin özellikleri Tablo 1'de, granülometre eğrileri Şekil 1, Şekil 2 ve Şekil 3'te verilmiştir. Kum ve çakıl kuru olarak, stabilize malzeme ise optimum su muhtevasında kullanılmıştır.

Tablo 1. Kullanılan dolgu malzemelerinin özelliklerı

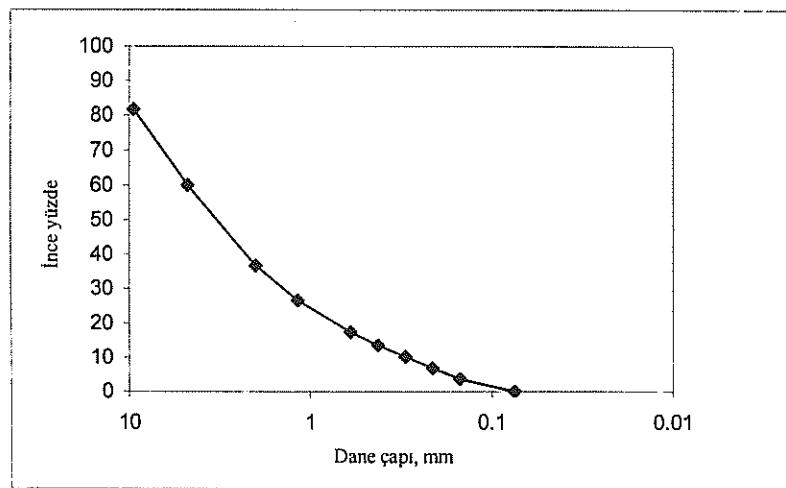
ÇAKIL	
Birim ağırlık, γ	16.1 kN/m ³
Kati içeriğin özgül ağırlığı, G	2.78
Uniformluk katsayısı, C_u	4.17
Eğrilik katsayısı, C_c	0.54
KUM	
Birim ağırlık, γ	17.8 kN/m ³
Kati içeriğin özgül ağırlığı, G	2.61
Uniformluk katsayısı, C_u	1.57
Eğrilik katsayısı, C_c	0.89
STABİLIZE MALZEME	
Birim ağırlık, γ	13.5 kN/m ³
Maksimum kuru birim ağırlık, γ_{max}	18.8 kN/m ³
Optimum su muhtevası	%15



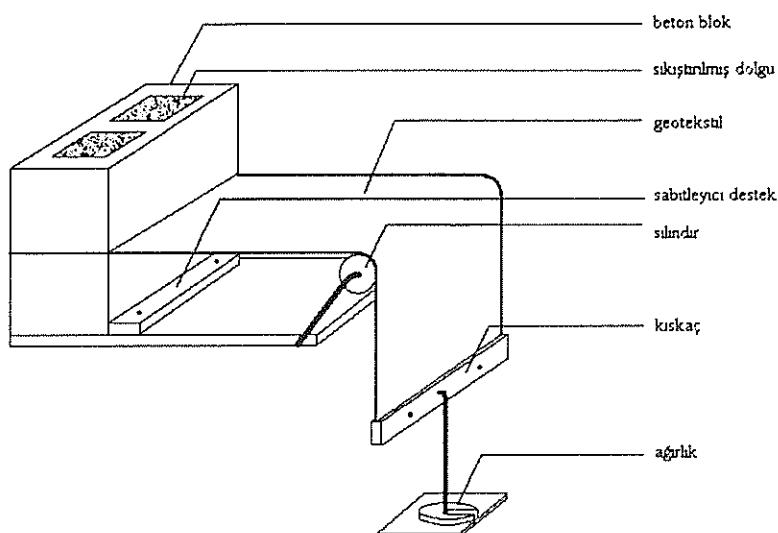
Şekil 1. Çakıl için granülometre eğrisi



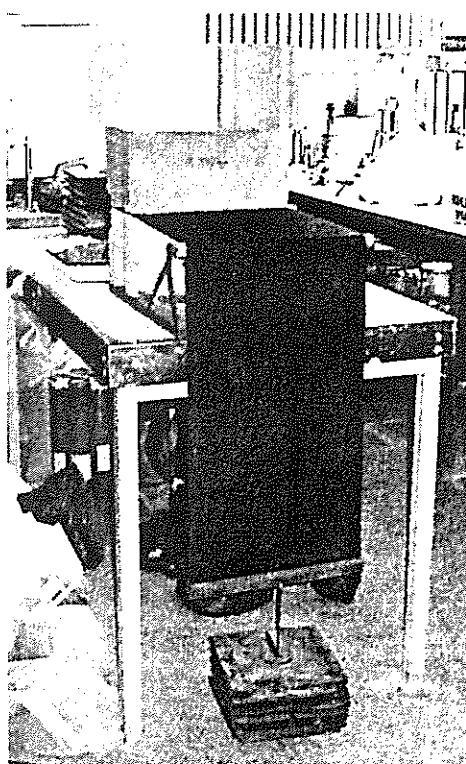
Şekil 2. Kum için granülometre eğrisi



Şekil 3. Stabilize malzeme için granülometre eğrisi



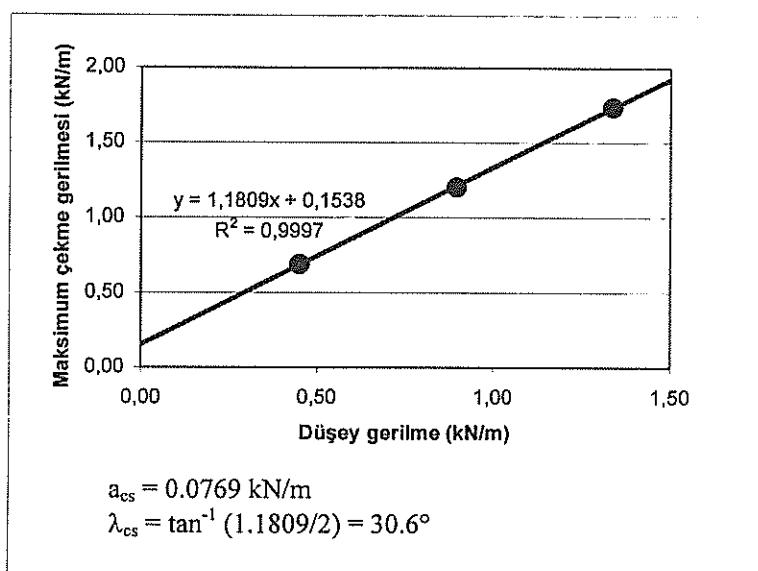
Şekil 4. Bağlantı deneyi düzeneği



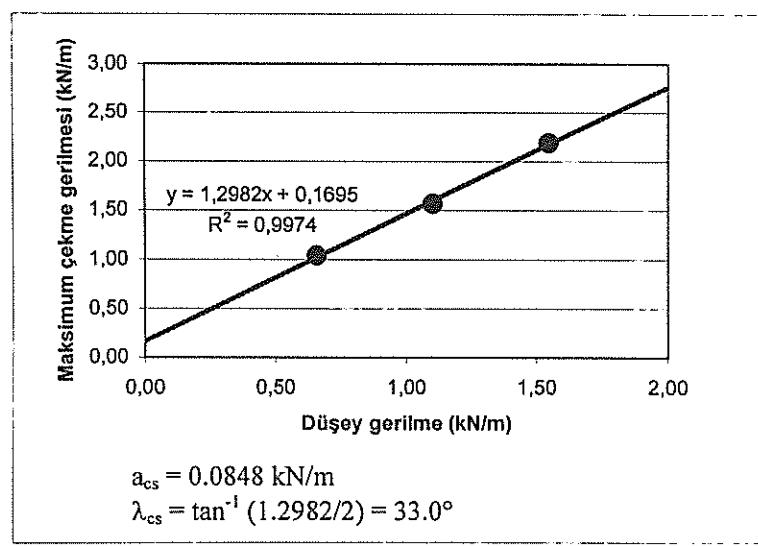
Şekil 5. Bağlantı deneyi

Bağlantı deneyi Şekil 4'te görülen basit düzenek kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Düzenek sabit bir masa üzerinde sabitlenmiş, alt blok deliklerin geniş olan tarafı üstte gelecek biçimde yerleştirildikten sonra gerekliyorsa dolgu malzemesi ile doldurulmuş ve bu malzeme sıkıştırılmıştır. Sonra geosentetik ve tellerle sabitlenen üst blok yerleştirilmiş, dolgu işlemi

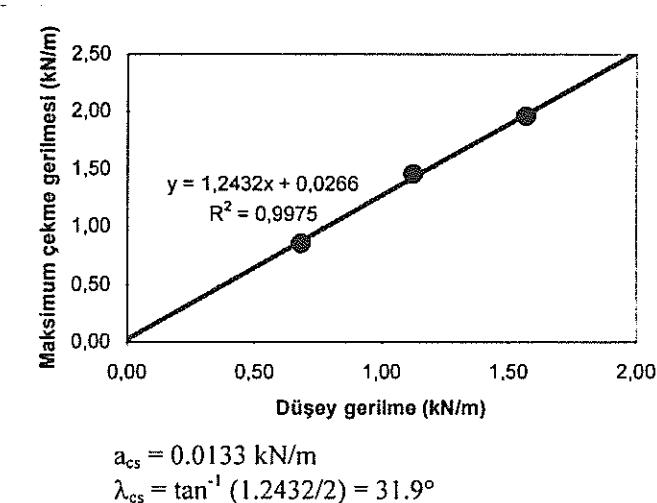
tekrarlanmıştır. Yüklemeye 10 kg ile başlanmış ve yük göçmeye kadar artırılmıştır (Şekil 5). Kısaç mekanizması yükün geosentetiğe eşit olarak dağılmasını sağlayacak biçimde yapılmıştır. Göçme yükü, göçme biçimini ve dikkate değer diğer hususlar kaydedilmiştir. Her bir dolgu malzemesi için deney üç farklı yükle ikişer kez olmak üzere tekrarlanmıştır. Deney sonuçları grafiğe dökülmüş, boş durum ve her bir malzeme için a_{cs} ve λ_{cs} değerleri bulunmuştur (Şekil 6 - Şekil 9). Sonuçlar Tablo 2'de özetlenmiştir.



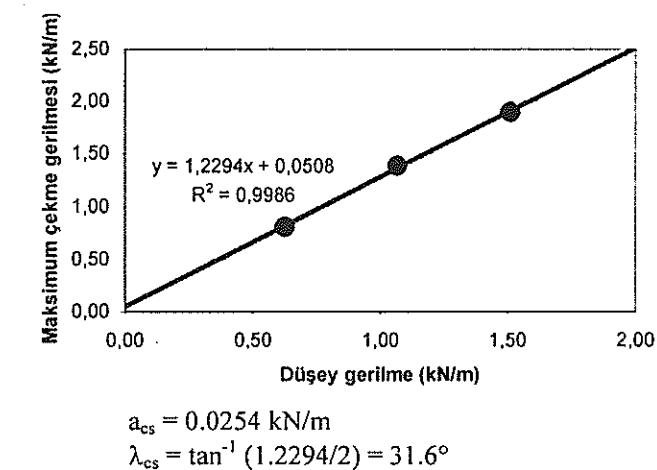
Şekil 6. Blok deliklerinin boş bırakıldığı durum için deney sonuçları



Şekil 7. Blok deliklerinin çakılla doldurulduğu durum için deney sonuçları



Şekil 8. Blok deliklerinin kumla doldurulduğu durum için deney sonuçları



Şekil 9. Blok deliklerinin stabilize malzemeye doldurulduğu durum için deney sonuçları

Tablo 2. Sonuçların özetİ

Dolgu Malzemesi	a_{cs} (kN/m)	λ_{cs} (°)
Boş	0.0769	30.6
Çakıl	0.0848	33.0
Kum	0.0133	31.9
Stabilize malzeme	0.0254	31.6

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada incelenen cephe bloklarının stabilitesi, sürtünme kuvvetleri ile sağlanmaktadır. Düşey yük arttıkça sürtünme kuvvetleri doğrusal olarak arttığından, içi doldurulmuş blokların

boş bloklardan daha iyi görev yapacağı açıklıdır. Ancak sürtünme kuvvetlerinde, kullanılan dolgu malzemesinin ağırlığına bağlı artış ek olarak bir artış olup olmadığıının anlaşılması gereklidir.

Deney sonuçlarından oluşturulan maksimum çekme gerilmesi - düşey gerilme grafikleri, sürtünme kuvvetlerinin küçük bir bölümünün düşey yükten bağımsız olduğunu göstermiştir. Bunun nedeni, beton yüzeyindeki bozuklukların düşey yükten bağımsız bir kilitlenme etkisi yaratmasıdır. Bu kilitlenme etkisini gösteren a_{cs} değerleri çakıl kullanımıyla en yüksek değere çıkmıştır. Blokların boş bırakılmasıyla karşılaştırıldığında stabilize malzeme ve özellikle kum kullanımı a_{cs} 'yi düşürmüştür. Bu durum, yuvarlak kum taneciklerinin beton yüzeyindeki çukurları doldurarak kilitlenme etkisini azaltmasıyla açıklanabilir. Çakıl kullanıldığından ise geotekstilin iki yanındaki çakıl tanecikleri arasında da kilitlenme etkisi oluşmuştur. Çakıl ile yapılan deneylerin sonunda geotekstilde delikler oluşması da bu etkiye göstergesidir. Bu çalışmadaki yükler düşük olduğundan, bağlantının göçmesi geotekstil donatının dışarı çıkması şeklinde olmuştur. Daha yüksek yüklerde, geotekstildeki delikler bağlantılıdaki göçmenin geotekstilin yırtılması biçiminde olmasına yol açabilir.

a_{cs} 'nin payı düşük düşey yüklerde, yani duvarın üst sıralardaki bloklar için önemli olabilir. Daha yüksek yüklerde a_{cs} yok sayılabilir. Tüm dolgu malzemeleri λ_{cs} 'yi boş bloklarla (30.6°) karşılaştırıldığında arttırmıştır. En yüksek sürtünme açısını çakıl (33.0°) sağlamış, çaklı kum (31.9°) ve stabilize malzeme (31.6°) takip etmiştir. Çakılın etkisi aynı zamanda düşey yükle bağımlı bir kısmı da olan kilitlenme etkisiyle açıklanabilir.

Tüm dolgu malzemeleri için göçme biçimleri farklı olmuştur. Çakıl dolgu kullanıldığında elde edilen göçme biçimini boş bloklarına benzemektedir; geotekstil iki yanındaki çakıl kilitlerden kurtulup aniden çıkana kadar hiç deformasyon olmamıştır. Kum ve stabilize malzemeyle, geosentetik göçme yükünde yavaş yavaş dışarıya çıkmaya başlamış ve sonra geotekstilin dışı çıasma hızı artmıştır. Bu olay stabilize malzemeyle çok daha yavaş olmuştur. Hareketin giderek hızlanmasıının nedeni hareket başlığında küçük taneciklerin beton yüzeyindeki çukurları doldurarak buralara yerleşmesidir.

Özet olarak, çakılın geosentetik donatılı istinat duvarlarında cephe bloğu dolgusu olarak en iyi seçenek olduğu ortaya çıkmıştır. Kum ve stabilize malzeme sürtünme açısını artırıyor olsa da, kullanımlarının asıl faydası düşey yükü artırmalarıdır.

KAYNAKLAR

- Bathurst, R. J. and M. R. Simac, (1994) "Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall Structures in North America", Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp.31-54.
- Bathurst, R. J. and M.R. Simac, (1993) Laboratory Testing of Modular Unit-Geogrid Facing Connections, STP 1190 Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures, American Society for Testing and Materials (Special Technical Publication), pp.32-48.
- Design Manual for Segmental Retaining Walls, National Concrete Masonry Association, 1997.
- Koerner, R.M., (1989). "Designing with Geosynthetics", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey..

GEOTÜP TEKNOLOJİSİ VE TARAMA YÖNTEMİ KULLANILARAK SEDİMENTLERİN İYİLEŞTİRİLMESİ ÜZERİNE BİR ÖN ÇALIŞMA

Ulvi ARSLAN¹ Erol GÜLER² Gülgün YILMAZ³ Hakan KOYUNCU⁴

ABSTRACT

Marine sediments, industrial, and water treatment sludges, and agricultural waste consist of high water content (or low solids content) materials. River sediments consist of clay minerals, soil organics, silt fraction, amorphous materials, municipal sludge and many industrial wastes that accumulate on the bottom of water body and contain toxic or hazardous materials. The purpose of this study is sediment management using geotubes in the dredging and dewatering of sediments. Geotubes are constructed by sewing together geotextile fabric sheets that are capable of encapsulating and retaining a relatively large amount of saturated material. Geotextile tubes are emerging as a new technology that can dewater high water content material. The Porsuk River sediments are investigated as a representative case study and its consequences will be valid to Turkey as well as to other basins elsewhere. Porsuk River has been greatly polluted with domestic and industries wastes for years. The sediment burden and the potential pollution of Porsuk River have started to be great problem and needed to be cleaned every three or four years. It is necessary to know the physical, geotechnical and chemical properties of the sediment in order to determine the system to purify the river. In addition, the geotechnical and chemical properties of the sediment are needed to be determine the identity during and post storage behaviours of the polluted sediment and to stabilize its pollution before it is moved to the storage region. Bed sediment samples were collected from of 0-40 cm at representative sites evenly distributed along the main course of the Porsuk River. Geotechnical properties such as Atterberg limits, void ratio, and grain size distribution of sediment were determined. Heavy metal, total organic carbon, amount organic matter was performed on sediment. As a conclusion it is stated that ecological and environmental regulations should be implemented in the various segments of the economic and the social life of the river and basin's habitants. Education seems to be the most important tool in the various stages of improving the ecology of soil and water resources of the Porsuk basin. It will include the environmental education of the young generation and school level, university students, farmers, directors and workers in industry as well as urban population. However existing pollution must be dealt with and the only viable solution is treatment of the sediments. As a first measure of treatment is reducing the sludge and thereby ensure sufficient shear strength properties.

¹ Prof. Dr.-Ing. ARSLAN, U., Technische Universität Darmstadt, arslan@iwmb.tu-darmstadt.de

² Prof. Dr. GÜLER, E., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr. YILMAZ, G., Anadolu Üniversitesi, guunal@anadolu.edu.tr

⁴ Yrd. Doç. Dr. KOYUNCU, H., Anadolu Üniversitesi, hkoyuncu@anadolu.edu.tr

ÖZET

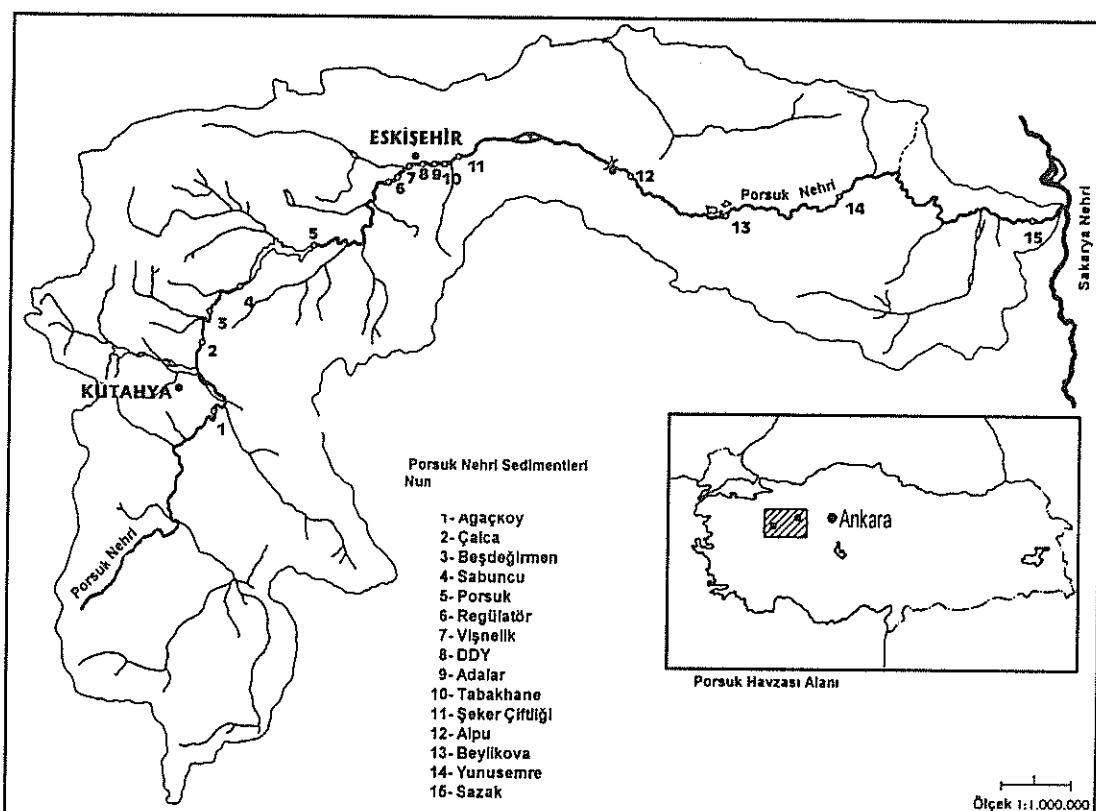
Deniz dip sedimentleri, endüstriyel ve evsel atıksu arıtma tesisi çamurları ve tarımsal atıklar yüksek su içeriğine sahiptirler ve düşük miktarda katı tanecik içerirler. Yüksek su içeriğine sahip malzemelerden suyun uzaklaştırılmasında Geotekstil tüplerin kullanımı yeni bir yöntem olarak ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmanın amacı sedimentin tarama yöntemi ile toplanması ve suyunun uzaklaştırılması sırasında geotüp teknolojisini kullanarak sedimenti iyileştirmektir. Porsuk nehri sedimentleri bir ön çalışma olarak araştırılacak ve çalışmanın sonuçları Türkiye ve benzer nehir havzaları için geçerli olacaktır.

1. GİRİŞ

Nehir sedimentleri, kil mineralleri, organik zeminler, silt parçacıkları, amorf malzemeler, evsel atıklar ve su kütlesinin altında bulunan zehir ve tehlikeli malzemeler içeren endüstriyel atıklardan oluşmaktadır. Kirletilmiş sedimentler canlıların yaşayamadığı alanlar oluşturarak su hayatı üzerinde de etkili olmaktadır. Çoğu kirleticiler özellikle nehir yatağı sedimentleri içerisinde yoğunlaşmaktadır. Dolayısı ile sedimentlerdeki kirliliğin belirlenmesi ile ortaya çıkan negatif etkileri tahmin etmek mümkün olabilecektir. Porsuk nehri Kütahya, Eskişehir ve Ankara illeri sınırları içerisinde 436 km uzunluğunda, 30-22 boyamları ile 39-40 enlemleri arasında bulunmaktadır ve 11326 km^2 lik havza alanına sahiptir (Şekil 1). Porsuk nehrinden kullanma suyu ve sulama suyu temininde faydalananmaktadır. Nehir büyük miktarda sediment yüküne sahip olup bu sediment kirletilmiş durumdadır. Porsuk nehrinin sediment yükünün her yıl 5 milyon ton olduğu tahmin edilmektedir. Kirliliğin asıl kökeni evsel ve endüstriyel pissü atıkları ve katı atıklardır. Sedimentin kirlilik seviyesi ve kompozisyonun belirlenmesi sediment kirliliği ile ortaya çıkan problemlerin çözülmesindeki ilk adımdır.

2. GEOTÜP NASIL ÇALIŞIR

Geotüple susuzlaştırma üç aşamalı bir yöntemdir. İlk aşamada belirli çaptan büyük daneleri tutma özelliğine sahip geotekstilden imal edilmiş yüksek mukavemetli Geotüpler atık çamur, kirletilmiş zemin veya tarama ile elde edilmiş atık malzeme ile doldurulur. Geotüpün imal edildiği geotekstilin yapısı, içine doldurulan malzemenin tane yapısına uygun olmalı ve sedimenti büyük oranda Geotüp içinde tutmalıdır. Susuzlaştırma aşamasında, fazla su Geotüpten deşarj edilir. Deşarj edilen su genellikle tekrar kullanılacak veya ilave iyileştirme yapılmadan doğal ortama geri bırakılabilecek kalitededir. Geotüp içerisinde tutulan katı malzeme miktarı arttıkça, deşarj edilen suyun kalitesi daha da artar. Son aşama olan konsolidasyon aşamasında atık durumdaki su Geotüpün dokusu arasından buharlaşarak çıkarken içerisindeki malzemenin yoğunluğu artar ve konsolidasyona uğrar. Malzemede yüzde 65'e varan hacim küçülmesi oluşur. Geotüp daha sonra istenirse açılabilir ve içindeki katı malzeme istenilen kullanım veya depolama noktasına taşınır. Tek bir Geotüp ile günde 1,500 metre küp malzeme elde edilebilir.



Şekil 1.Porsuk nehrinden numune alınan yerler.

3.GEOTÜP UYGULAMALARI

Geotüpler, geotekstil rulolarının bir araya getirilip dikilmesi ile oluşturulan kapsül şeklindeki elemanlardır ve nispeten büyük miktarlardaki suya doygun malzemeyi tutmaya uygun dayanıma sahiptirler. Geotekstil tüpler gözenekli bir yapıya sahiptir ve suya doygun bir malzeme veya sulu çamurla doldurulduğu zaman içerisinde katı kısım tutulur ve su, geotüpü oluşturan geotekstilin gözeneklerinden dışarı süzülür (Leshchinsky vd., 1996). Geotüpler 1980 yıllarının başlarında Avrupa'da erozyon kontrolü ve depolama amaçları için geliştirilmiştir. İlk kullanım örnekleri Brezilya ve Fransa'da dip taramasından elde edilen malzeme ile doldurulmuş tüplerin suyu tutmak amacı ile sedde teşkilinde (Bogossian vd., 1982) ve Hollanda'da dere yataklarında meydana gelen oyulmaların kapatılması çalışmalarında (Jagt, 1988) olarak özetlenebilir. Geotüpler üzerine yapılan ilk çalışmalarda çoğu araştırmacılar tasarım ve imalat sırasında göz önünde tutulması gereken hususlar üzerinde yoğunlaştılar (Fowler vd., 1998; Pilarczyk vd. 1998). Son yıllarda araştırmalar, yüksek su içeriğine sahip malzemelerin susuzlaştırılması amacıyla yönelik olarak kullanılan geotüplerin imal edildiği geotekstil malzemesinin filtrasyon özelliklerinin belirlenmesi üzerinde yoğunlaşmıştır (Gaffney ve Moo-Young, 2000).

1980'lerden bugüne kadar boyutları 1 m^3 ten 3000 m^3 kadar değişen binlerce geotekstil torba, tüp ve taşıyıcı, çok çeşitli dolgu malzemeleri ile Hollanda, Almanya, Fransa, Japonya, Brezilya, Avustralya ve Amerika Birleşik Devletleri gibi ülkelerde dolduruldu. Doldurulan bu elemanlar veya geotüpler, su altında teşkil edilen stabilite seddelerinin imalatında, kıyı yapılarının dalgalara karşı tahkiminde, talvez erozyonunun seddelerle kontrol altına

alınmasında, köprü kenar ayaklarının oyulmaya karşı korunmasında, dip taramasından çıkan malzemenin depolanmasında ve temiz veya kirlenmiş malzemelerin depolanmasında başarı ile kullanılmaktadır. Örneğin iyi derecelenmiş kumla hidrolik dolgu yöntemi ile doldurulmuş geotüpler Hollanda'nın kuzey kıyılarda koruma yapısı yada bariyer olarak veya mevcut koruma yapılarının arkasında sıkılıkla kullanılmıştır (Krystian, 1994). Geotüp'lerle ilgili ilk vaka analizi, Kansas şehrine ait evsel atık su arıtma tesisinden çıkan çamurların geotüpler içeresine yerleştirilmesi ve bu sistemle konsolidasyonun sağlanıp sağlanmadığının tespiti ve elde edilen suyun kalitesinin incelenmesini anlatmaktadır. Kentucky Çevre Koruma Kurumu (Kentucky Department of Environmental Protection) çöp sahalarının kapatılmadan önce süzüntü suyu lagünlerinin dibinde biriken sedimentlerin toplanmasını öngörmektedir. Nisan 1999'da, bu şekilde yaklaşık 3800 m^3 sedimentin birikmiş olduğu tahmin edildi. Sediment, tehlikeli atık deponi sahasından toplandığı için malzeme tehlikeli bir atık olarak tasnif edildi. Analitik deneyler, etkili olan ana kimyasalların yarı uçucu bileşenler (örneğin; phenanthrene, chrysene, ve naftalin) olduğunu gösterdi. Kentucky Çevre Koruma Kurumu, Nisan ayı içerisinde bu sedimentin bölgesel bir atık sahasının kapatılması sırasında üst kaplama teşkil edilmeden önce depolanarak berterafının uygun olacağına işaret etmiştir. Bu alternatif atığın başka bir sahaya nakline göre daha az masraflı bir çözümüdür. KYDEP atığın deponi sahasına yerleştirilebilmesi için sadece atığın boyaya filtre deneyinden geçmesini ve serbest sıvı içermemesini şart koştu. KYDEP havzadan getirilen sedimentin lokal bir atık sahasında yerleşimini onayladıktan sonra, sedimentin alınması alternatiflerini araştırmayı gerekli görüdü. Uzaklaştırılma tekniklerinin değerlendirilmesinde üzerinde durulan en önemli hususlar, kirletilmiş yüzey sularının yönetimi ve sedimentin taşınması sırasında 16,2 hektarlık alandaki suyun deşarjı olmuştur. Bu önemlidir çünkü, yüzey akışı taşıma sırasında havza etrafında yönlendirilemez ve havza kapalı bir alan olarak göz önüne alındığından havzaya giriş sınırlıdır. Bu değerlendirme çalışmalarının bir sonucu olarak proje ekibi DryDREdge™ teknolojisi ile birlikte yerinde Geotüp kullanılarak ıslak sedimentten suyun uzaklaştırılmasını da içeren kombin bir yöntemi tercih etti (Fowler vd. 2003).

Geotekstil tüpler yüksek su içeriğine sahip malzemeden suyun uzaklaştırılması için çok hızlı ve kolay inşa edilebilen, uygulama maliyetini düşüren ve zamandan kazandıran, ekonomik, alternatif bir yöntem olmuştur. Genel bir değerlendirme yapıldığında, geotekstil tüplerin daha ucuz ve kolay bir susuzlaştırma sağladığı ve alternatif sınırlandırılmış depolama alanlarına göre daha az alan ve tesis gerektirdiği söylenebilir. Tablo 1 geotekstil tüplerin uygulama alanlarının ve kategorilerinin kapsamlı bir özeti göstermektedir (Moo-Young ve Tucker, 2002).

Tablo 1. Geotekstil tüpler için potansiyel uygulama alanları.

<u>Uygulama</u>	<u>Kategori</u>
Suyun uzaklaştırılması	Taranmış malzeme, evsel ve endüstriyel atık su arıtma çamuru, temiz su arıtma çamuru, hayvansal atık, kağıt fabrikası atık çamuru, uçucu kül, maden atıkları
Yüzey Drenajı	Hava alanları, otoyollar, petrol dökülmeleri, tarımsal operasyonlar
Yapısal Erozyon Önleme	Seddeler, sahiller, nehirler, bataklıklar, silt tutucular
Depolama	Köprü orta ve kenar ayakları, tüneller, duvarlar, rüzgar erozyonu İnce taneli taranmış malzeme, kirletilmiş taranmış malzeme, kirletilmiş malzemenin üstünün kapatılması.

4.GEOTEKSTİLLERİN TIKANMA VE FILTRASYON DAVRANIŞLARI

Geotekstil filtrelerin filtrasyon özellikleri ile ilgili çok sayıda araştırma yapılmış ve kayda değer bilgi birikimi elde edilmiştir. Mevcut kriterinin kapsamlı bir özet Fischer vd. (1990) ve Fischer (1994) tarafından sunulmuştur. Geotekstil filtrelerin tasarımda üç önemli özellik; tutma, geçirimlilik ve tikanma göz önüne alınmalıdır. Pek çok araştırmacı dokunmuş ve dokunmamış geotekstillerin tutma kriteri üzerine çalıştılar (Calhoun, 1972; Ogink, 1975; Millar vd., 1980; Carroll, 1983). Genelde, tutma kriteri geotekstillerin karakteristik büyük boşluk çapı (D_{50} - D_{95}) ile zeminin tane çapı (D_{50} - D_{95}) değerlerini karşılaştırır. Geçirgenlik kriterleri, geotekstil filtre ve zeminin hidrolik geçirgenliğinin tasarım ömrü boyunca drenajı imkan verecek şekilde oluşmasını sağlayacak boşluk çapı ve dağılımının belirlenmesini amaçlar. Pek çok araştırmacı geotekstilin geçirimliliği ile ilgili kriterler geliştirdi (Calhoun, 1972; Giroud, 1982; Carroll, 1983; Christopher ve Holtz, 1985). Tikanma özelliği ise geçirimliliğin sağlanması bakımından önemlidir, çünkü geotekstilin gözeneklerindeki tikanıklık drenaj bakımından sistemin yeterliliğini belirlemektedir. Bazı uygulamalar doğası gereği kritik olup bu durumlarda hidrolik yük eğimi (ASTM D 5101), hidrolik geçirgenlik oranı (ASTM D 5567) veya uzun süreli geçirimlilik deneyleri yapılarak geotekstil filtrenin davranışını direk olarak tespit etmek yöntemlerinden birisi kullanılabilir. İlaveten, biyolojik tikanma deneyleri (ASTM D 1987) atık sahalarındaki geotekstilin biyolojik tikanma potansiyelini belirlemek için kullanılabilir. Atık iyileştirme uygulamalarında bitki büyümesi veya jel tabakasının oluşması gibi faktörler aynen zemin tanelerinin yaptığı gibi tikanmaya neden olabilir (Smith vd., 1999).

5.PORSUK NEHİRİ SEDİMENTLERİİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

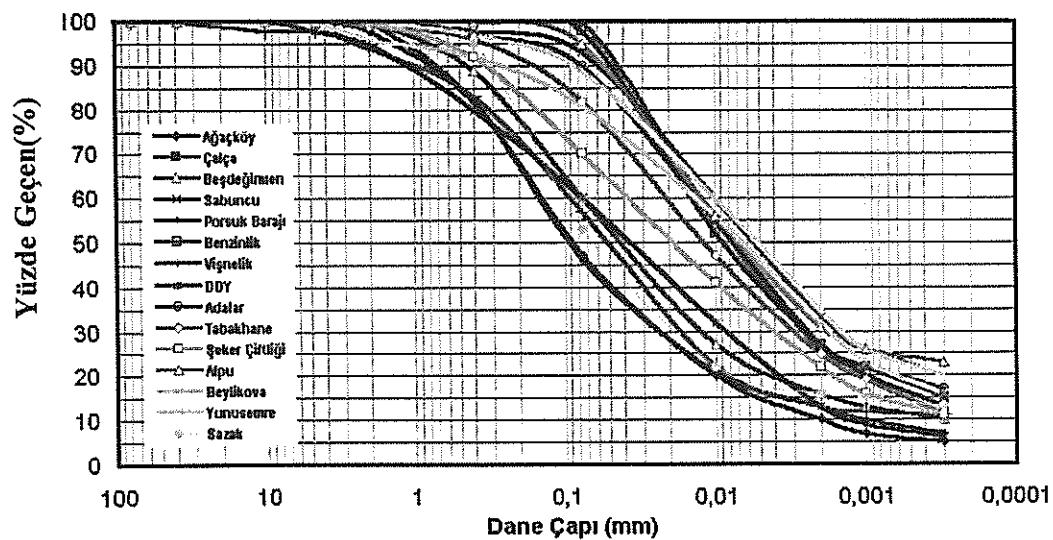
Porsuk nehri yillardır evsel ve endüstriyel atıklarla büyük oranda kirletilmiştir. Porsuk nehrinin potansiyel kirliliği ve sediment yükü son yıllarda önemli bir problem olmaya başlamış ve her üç –dört yılda bir temizlenme ihtiyacı oluşmuştur. Nehrin temizlenme sistemine karar vermek için sedimentin kimyasal, fiziksel ve geoteknik özelliklerinin bilinmesine gerek duyulmuştur. İlaveten, kirlenmiş sedimentin depolanma bölgesine taşınmasından önce kirliliğin iyileştirilmesi için ve kirlenmiş zeminin depolanma sırasında ve sonundaki davranışını isimlendirmek için sedimentin geoteknik ve kimyasal özelliklerinin belirlenmesine ihtiyaç olmuştur. Yatak sediment numuneleri Porsuk nehri boyunca Şekil 1 de gösterilmiş olan bölgelerde 0 - 40 cm derinlikten toplanmıştır. Sedimentin tane çapı dağılımı, boşluk oranı, Atterberg limitleri gibi geoteknik özellikleri belirlenmiş ve sedimentin ağır metal, toplam organik karbon, organik madde miktarı tayini yapılmıştır.

Tablo 2. Porsuk nehri sedimentlerinin fiziksel özelliklerini.

	ω_n	γ_n	Gs	S	n	γ_{kuru}	γ_{doygun}	γ_s	γ_{sub}
	%	gr/cm ³		%	-	gr/cm ³	gr/cm ³	gr/cm ³	gr/cm ³
1-Ağaçköy	120	1,264	2,51	89,27	0,771	0,575	1,346	2,510	0,346
2-Çalça	351	1,163	2,33	101,80	0,889	0,258	1,147	2,332	0,147
3-Beşdeğirmen	193	1,169	2,50	91,66	0,840	0,398	1,239	2,501	0,239
4-Sabuncu	141	1,113	2,41	80,46	0,808	0,462	1,270	2,407	0,270
5-Porsuk Barajı	115	1,212	2,43	84,53	0,768	0,563	1,331	2,425	0,331
6-Benzinlik	114	1,282	2,50	89,94	0,760	0,598	1,358	2,504	0,358
7-Vişnelik	473	1,193	2,50	107,43	0,917	0,208	1,125	2,501	0,125
8-DDY	740	1,042	2,55	96,44	0,951	0,124	1,075	2,549	0,075
9-Adalar	503	1,148	2,45	103,79	0,922	0,190	1,113	2,445	0,113
10-Tabakhane	386	1,185	2,47	104,41	0,901	0,244	1,145	2,471	0,145
11-Şeker Çiftliği	320	1,134	2,59	96,41	0,895	0,270	1,166	2,594	0,166
12-Alpu	225	1,080	2,45	86,53	0,865	0,332	1,196	2,446	0,196
13-Beylikova	153	1,030	2,67	73,41	0,847	0,408	1,255	2,671	0,255
14-Yunusemre	171	1,269	2,54	98,19	0,816	0,468	1,284	2,540	0,284
15-Sazak	82	1,273	2,68	77,50	0,738	0,700	1,439	2,682	0,439

ω_n =tabii su muhtevası γ_n =birim hacim ağırlık Gs=özgül yoğunluk S=doygunluk derecesi n=porozite

γ_{kuru} =kuru birim hacim ağırlık γ_{doygun} =doygun birim hacim ağırlık γ_s =katının b.h.a. γ_{sub} =su altında b.h.a.



Şekil 2.Porsuk nehri sedimentlerinin dane çapı dağılımı.

Deney sonuçlarına göre, sediment numuneleri yüksek oranda nitrojen ve fosfor ihtiiva etmektedir. Sedimentlerin boşluk oranı ve sıkışabilirliği çok yüksektir. Sedimentin iyileştirme prosesi düşük birim hacim ağırlık ve yüksek akıcılığa sahip olduğundan dolayı çok zor olacaktır. Sedimentin depolama bölgesinde kendi ağırlığı altında konsolidere olması çok uzun süre alacaktır. Yüksek seviyede kirlilik içeriği için mutlaka stabilize edilmesi gerekecektir.

6.SONUÇ

Çevresel ve ekolojik yönetmelikler havza ve nehrin farklı sosyal yaşam ve ekonomik katmanlarında uygulanmalıdır. Porsuk havzasının toprak ve su kaynakları ekolojisinin değişik safhalarının geliştirilmesinde en önemli araçlardan birisinin eğitim olduğu anlaşılmaktadır. Bu eğitim, genç nesiller, okul öğrencileri, üniversite öğrencileri, çiftçiler, yöneticiler, endüstri işçileri ve şehir halkını kapsamalıdır. Ancak, mevcut kirlilik her halde bertaraf edilmelidir. Mevcut kirliliğin bertarafındaki en etkin yöntem sedimentlerin iyileştirilmesidir. Kirlenmiş sedimentin iyileştirilmesinin ilk adımı çamur miktarının azaltılması ve böylece yeterli mukavemetin sağlanması olacaktır. Burada geotüpler çok başarılı olarak kullanılabilecektir.

KAYNAKLAR

- Bogossian, T., Smith, R.T., Vertematti, J.C., Yazbek, O., (1982). Continuous retaining dikes by means of geotextiles. Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles. Las Vegas, NV, pp.211-216.
- Calhoun, C.C., (1972). Development of design criteria and acceptance of specifications for plastic filter cloth. Technical Report S-72-7, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, p.83.
- Carroll, R.G., (1983). Geotextile filter criteria. Transportation Research Record 916, Engineering Fabrics in Transportation Construction, Washington, DC, pp.46-53.
- Christopher, B.R., Holtz, R.D., (1985). Geotextile Engineering Manual, FHWA-TS-86-203. Highways Administration, Washington, DC, p.1044.
- Fischer, G.R., (1994). The influence of fabric pore structure on the behaviour of geotextile filters. Ph.D.Thesis University of Washington, Seattle, WA.
- Fischer, G.R., Christopher, B.R., Holtz, R.D., (1990). Filter criteria based on pore size distribution. Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles. Vol.I. The Hague, Netherlands, pp.289-294.
- Fowler, J., Bagby, R.M., Trainer E., (1997). Dewatering sewage sludge with geotextile tubes and geotechnical fabrics report, September 1997, pp.26-30.
- Fowler, J., et.al, (2003). Geotec Associates, jfowler@vicksburg.com, Vicksburg, MS, USA.
- Gaffniy, D. A., Moo-Young, H.K., (2000). Dewatering highly organic, fine-grained dredge material using geotextiles tubes. Proceedings of the Western Dredging Association 20th technical conference. Texas A&M University, College Station, TX, pp.179-189.
- Giroud, J.P., (1982). Filter criteria for geotextiles. Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles. Vol.I, NV, pp.103-108.
- Jagt, H.J., (1988). Bed protection, Old Reuse, By Means of Geocontainers . Rijkwaterstaat, Public Works Department of the Netherlands, April.
- Krystian, W. P. (1994). Novel System in coastal engineering, Geotextile System and Other Methods, an Overview. Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Division, Delft, Netherlands.
- Leshchinsky ,J., Leshchinsky, O., Ling, H.I., Gilbert, P.A., (1996). Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: some design aspects. Journal Of Geotechnical Engineering, 122(8), pp.682-690.
- Millar, P.J., Ho, K.W., Turnbull, H.R., (1980). A study of filter fabrics for geotechnical applications in New Zealand. Ministry of Works and Development, Central Laboratories Report No.2-80/5, New Zealand.

- Moo-Young,H.K., Tucker, W.R., (2002). Evaluation of vacuum filtration testing for geotextile tubes. *Geotextile and Geomembrans*.20,p.191-212.
- Ogink, H.J.M.,(1975). Investigations on the hydraulic characteristics of synthetic fabrics. Delf Hydraulics Laboratory.
- Parchure,T.M., Sturdivant,C.N.,(1997). Development of a Portable Innovative Contaminated Sediment Dredge.U.S. ArmyCorps of Engineers.Waterways Experiment Station. Final Report CHAR-CHL-97-2
- Pilarczyk, K.W., Breteler, M.K., Stoutjesdijk, T.,(1998). Stability criteria for geosystems-an overview. Proceedings of the Sixth International Conference on Geotextiles.Atlanta, GA,pp.1165-1172.
- Smith, J.L., Bhatia, S.K., Ridgway, J.,Hawkins, W., (1999). Are porosity and O₉₅ important in the retentionand particulate clogging behaviour of geotextiles. *Geosynthetics '99*. Boston, MA,pp.813-832.

DOLGU BARAJLARDA GEOSENTETİK UYGULAMALARI

Serhat BATMAZ¹

Ayhan GÜRBÜZ²

Fırat ÜSTÜNDAĞ³

ÖZET

Barajlarda geosentetik malzemelerin kullanımı ile temel olarak 4 ana faktör amaçlanmaktadır. Bunlar; a) Filtre kriterlerinin bu malzemeler vasıtasyyla gerçekleştirilmesi b) Geçirimsizliğin sağlanması c) Drenaj d) Dolgu malzemesinin temel mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi

Bu makalede, ülkemizde son yıllarda uygulama şansı bulan silindirle sıkıştırılmış beton barajlarda geçirimsizliğin sağlanması için kullanılan PVC uygulamaları ile ön yüzde geçirimsizliğin HDPE tipi geomembranlarla sağlandığı İTÜ Göleti ve atık suların rezervuar sahasından uzaklaştırılması ve sızmanın önlenmesi konusunda Gökpınar Barajı pratığinden bahsedilecektir.

1. GİRİŞ

1970'li yıllarda barajlarda ilk kez uygulanmaya başlanan geosentetikler bugün artan çeşitleri ve fonksiyonları ile birçok farklı projede uygulama alanı bulmuşlardır.

Barajlarda kullanılan geosentetikler, temelde 4 ana fonksiyonu yerine getirmek amacıyla kullanılmaktadır. Bunlar; filtrasyon, drenaj, güçlendirme ve geçirimsizliktir. Bu amaçlara hizmet eden geosentetikler de sırasıyla, filtrasyon ve ayırma amaçlı geotekstiller, güçlendirme amaçlı geogridler, yüzey koruma amaçlı geoseller ve son olarak geçirimsizlik amaçlı geomembranlardır.

Suya karşı bir bariyer olarak düşünülen geomembranlar geçirimsizlik fonksiyonları ile birçok dolgu ve beton barajlarda geniş bir uygulama alanı bulmuşlardır. Özellikle geçirimsizlik açısından sorun görülen barajların tamiri bu malzeme türü ile kolaylıkla yapılabilmektedir.

Filtrasyon amaçlı olarak kullanılan malzemede, zemin (kil) ile dreneja açık olan çakıl, kaya ufağı, kaya gibi malzeme grupları arasında zemin daneciklerinin yılanmasının veya borulanmasının kontrol altına alınması amaçlanmaktadır.

Kalın ve geçirimli geosentetikler olan geonet, geomat ve geokompozitlerle kendi düzlemi içinde suyun taşınması (drenajı) amacıyla kullanılmaktadır.

Ayrıca geomembran gibi diğer geosentetikler arasında kullanılan geotekstiller bir yastık tabakası oluşturarak iki malzeme arasındaki gerilme ve birim şekil değiştirme transferini

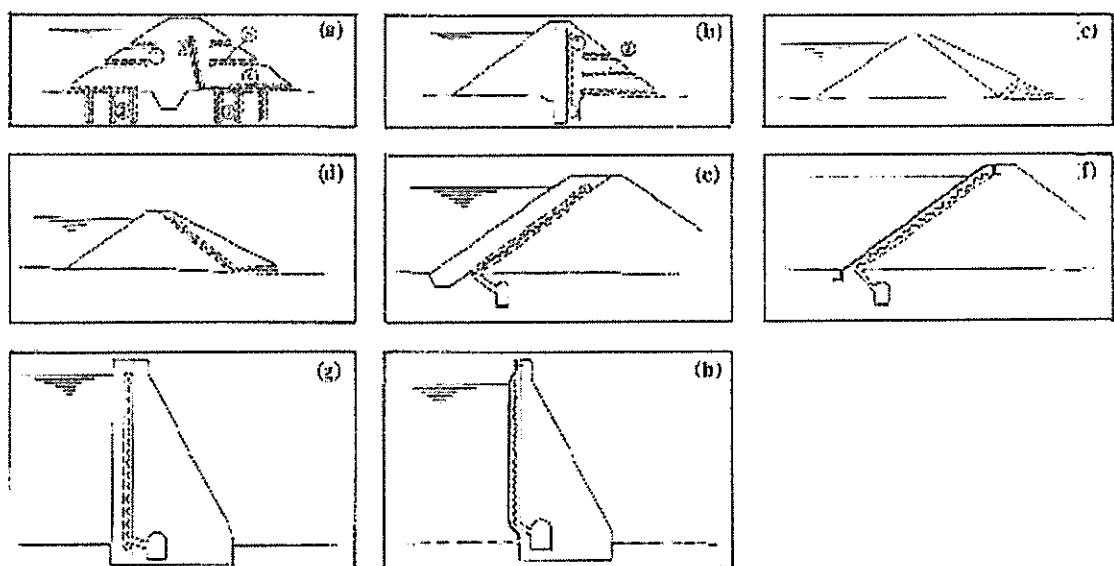
¹ İnşaat Yük Müh, BATMAZ, S., DSİ Genel Müdürlüğü, zeminhes@dsi.gov.tr

² İnşaat Yük Müh, GÜRBÜZ, A., DSİ Genel Müdürlüğü, zeminhes@dsi.gov.tr

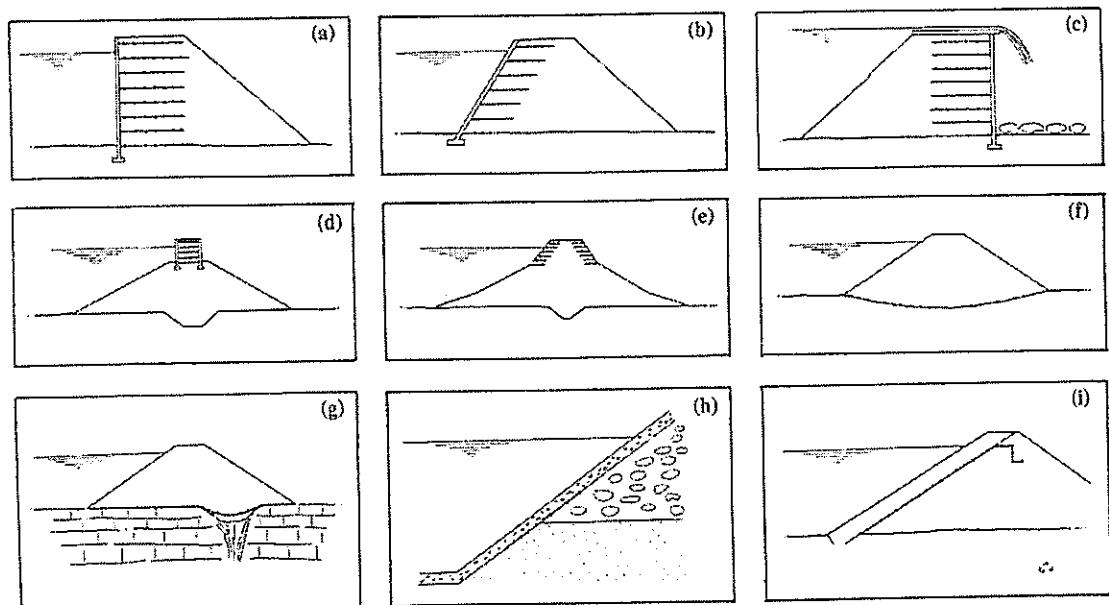
³ İnşaat Müh, ÜSTÜNDAĞ, F., DSİ Genel Müdürlüğü, zeminhes@dsi.gov.tr

sağlamakta ve zarar görmeyi güvence altına almakta, yüksek sürtünme açısı ile kaymaya karşı güvenliği artırmakta ve destek olmaktadır.

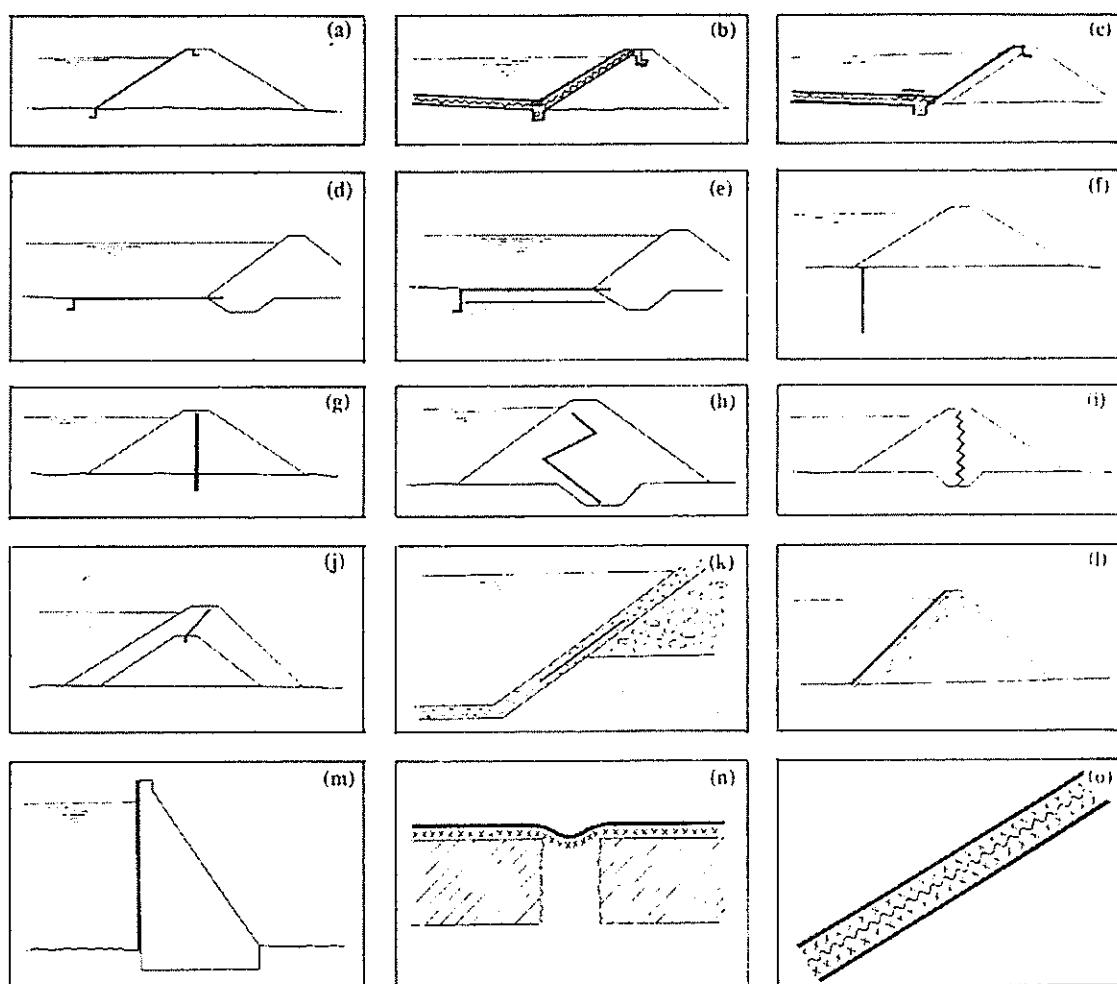
Barajlarda bu temel amaçları gösterir enkesitler sırasıyla Şekil 1,2 ve 3 te verilmektedir.



Şekil 1. Barajlarda geosentetiklerin drenaj amaçlı olarak uygulamaları



Şekil 2. Barajlarda geosentetiklerin zemin iyileştirme amacıyla uygulamaları



Şekil 3. Barajlarda geosentetiklerin geçirimsizlik amacıyla uygulamaları

2. CİNDERE BARAJI ÖN YÜZ PANEL KAPLAMASI

Cindere Barajı ve HES, Büyük Menderes nehri üzerinde az bağlayıcılı silindirle sıkıştırılmış beton (Hardfill) tipinde talveghten 72 m, temelden 107 m yüksekliğinde ve 28.50 MW kurulu güçte inşa edilmektedir. Toplam rezervuar hacmi 84.27 milyon metreküp olan barajda, dolusavak karşından alışlı kontrollü ve gövde üzerinde, derivasyon tüneli sağ sahilde 5 m çapındadır.

2.1 Geçirimsiz Memba Yüzü

Az bağlayıcılı SSB barajların tasarım felsefesi ön yüzü beton kaplı kaya dolgu barajlara benzemektedir. Bu barajlarda gövde zonunu geçirimsiz kabul edilen malzemeler oluştururken memba yüzünde geçirimsiz bir elemana ihtiyaç duyulmaktadır. Ön yüzü beton kaplı dolgu barajlarda geçirimsizlik, ön yüzde hidrolik yükseklige bağlı olarak, bu yükseklikteki bir barajda tipik olarak 0.30 m ile 0.60 m arasında lineer olarak değişen bir plak vasıtasiyla sağlanmaktadır. Tip değişikliğinin düşünüldüğü ilk aşamalarda, prensip projede, geçirimsizlik 2 m kalınlığında normal betonla bir ön yüz plağı kullanılarak çözülmeye çalışılmıştır. Daha sonra yapılan değerlendirmelerde bunun betonun bükülmeye davranışı açısından sakıncaları

ortaya çıkmıştır. Şöyle ki, ön yüzü beton kaplı dolgu barajlarda ön yüzdeki beton plâğın arkasında betonun büzülme davranışına izin veren geçirimsiz yastık zonu bulunmaktadır. Oysa az bağlayıcı SSB betonu ile yüz betonunun birbirine temas halinde olması beton-beton kontağında büzülmeyi sınırlayıcı etki yaparken su tarafında serbest kalmakta bu da yüz içinde çekme gerilmelerinin oluşmasına neden olarak geçirimsiz ön yüz felsefesini bozmaktadır.

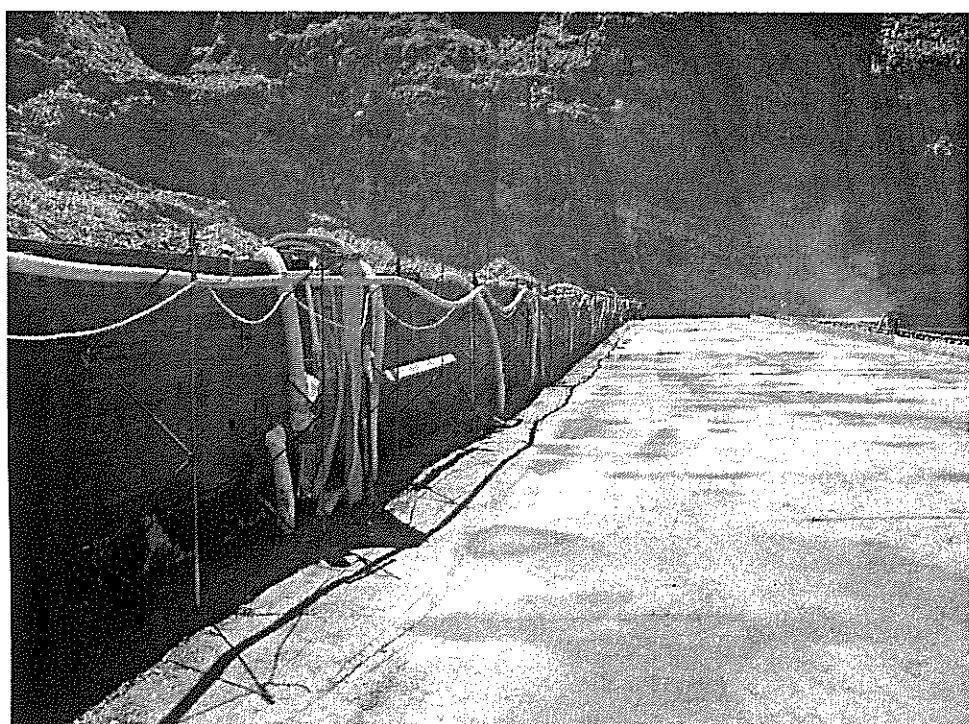
Bu gerçekten hareketle memba yüzünde 12 farklı yüz alternatifleri birbiri ile ekonomik, teknik yapılabılırlik ve geçirimsizlik performansı anlamında kıyaslanmış ve Cindere Barajında PVC membran kaplı prekast paneller yardımıyla ön yüz oluşturulmuştur.

Bu sistemin seçiminde, Cindere Barajının 107 m yüksekliğinde büyük hidrostatik yüze sahip bir baraj olması ve ülkemizde yapılan ilk uygulama olması göz önünde tutulmuştur.

Bu sistemde az bağlayıcı baraj gövde betonundan memba yüzüne doğru 1 m genişliğinde geleneksel beton ile 10 cm kalınlığında olan ve kaburgalı PVC membran ile kaplı 2x4 m boyutlarında prekast panel bulunmaktadır.

Bu su tutucu elemanın diğer bir avantajı da fleksibil bir yapı ortaya koyarak temel kayasında oluşabilecek farklı oturmadan kaynaklanan deformasyonları tolere edebilmesidir.

20 m aralıklarla oluşturulan düşey büzülme derzlerinin arasında çift PVC su tutucu geçirimsizlik sisteminin diğer bir parçasını oluşturmakta, bu su tutucularının arkasında da pakerli çelik boru ile gerektiğinde derz enjeksiyonu yapılması amaçlanmaktadır. Sistemin son elemanı geçirimsizlik sisteminden sızan suları galerilere aktaran drenaj şebekesidir. Tipik ön yüz detayı gösteren resim Şekil 4'te verilmektedir.



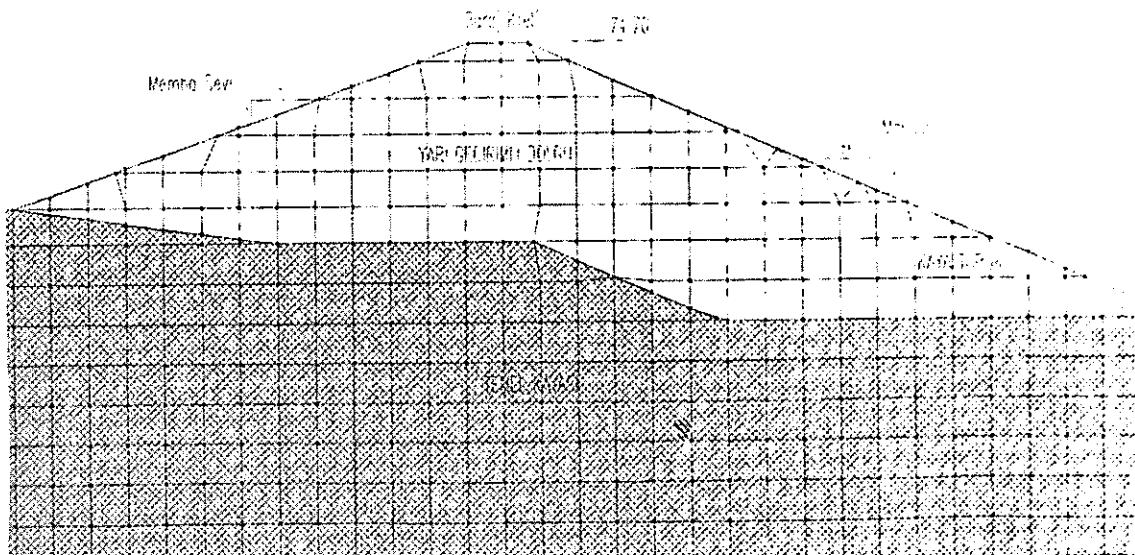
Şekil 4. Tipik Ön Yüz Detayı

3. İTÜ GÖLETİ

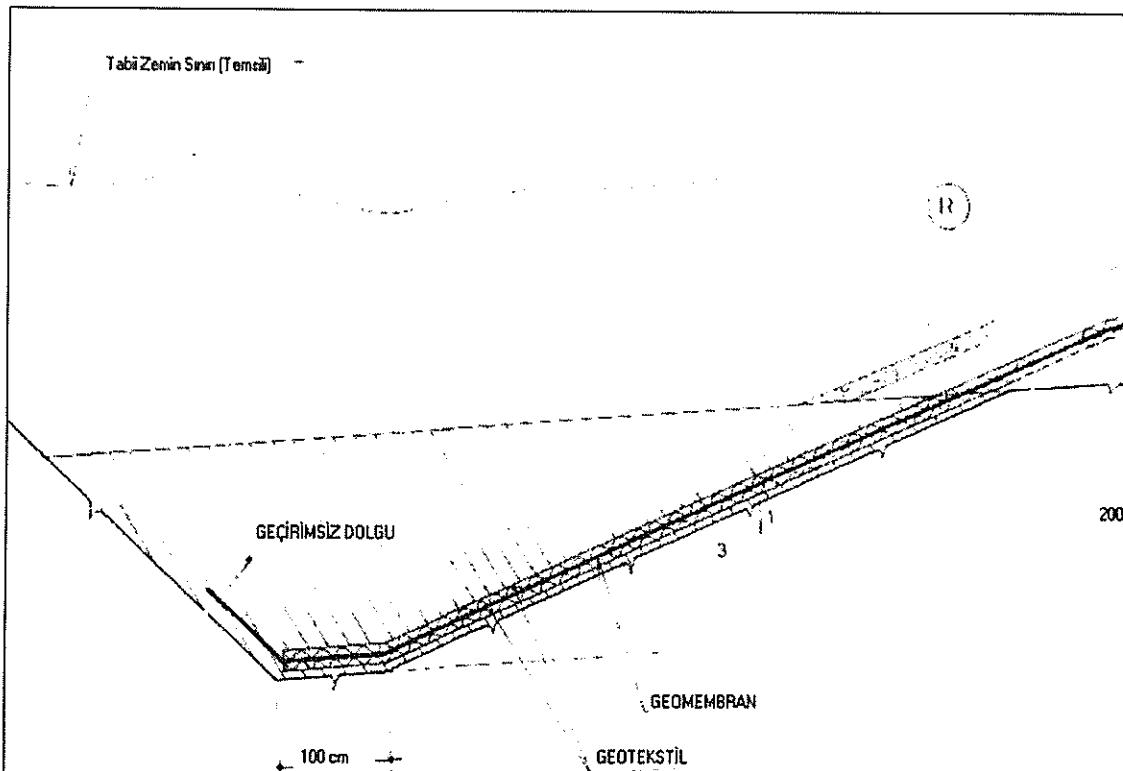
Ülkemizde ilk ön yüzü geomembran kaplı baraj uygulaması 1994 yılında İTÜ Göletinde yapılmıştır.

İTÜ Göleti yaklaşık 30 m yüksekliğinde homojen dolgu bir barajdır. Gölet dolgu malzemesi İstanbul'un derin kazalarından gelen grovaklardan oluşmaktadır ve yarı geçirimsiz bir özellik arzetmektedir. Göletin gövde memba şeş eğimi 3 yatay 1 düşey, mansap şeş eğimi ise 2.5 yatay 1 düşey olarak seçilmiştir. Göletin toplam dolgu hacmi 121 070 m³ olup kret genişliği 8 m, maksimum kotta toplam rezervuar hacmi de 130 000 m³ dolayındadır. Tipik gövde en kesiti Şekil 5'de verilmektedir.

Gövdenin yarı geçirimsiz olması nedeniyle geçirimsizlik memba yüzünün geomembranla kaplanması ile sağlanacaktır. Buna göre geomembranın memba topوغunda teşkil edilecek çekirdek hendeğine bağlanması gerekecektir. Zemin özelliği dikkate alındığında hendeğin 2 m derinliğinde olması ve dolgunun da geçirimsiz nitelikteki bir malzeme ile yapılması uygun çözüm olarak düşünülmektedir. İşletme sırasında beklenmedik kaçakların olması halinde öngörülecek enjeksiyon perdesinin bu platform üzerinden yapılacaktır. İTÜ Göleti geomembran uygulama detayları Şekil 6'te verilmektedir.



Şekil 5. İTÜ Göleti Enkesiti



Şekil 6. İTÜ GÖLETİ Geomembran Uygulama Detayları

3. GÖKPINAR BARAJI BY-PASS KANALI GEOMEMBRAN UYGULAMASI

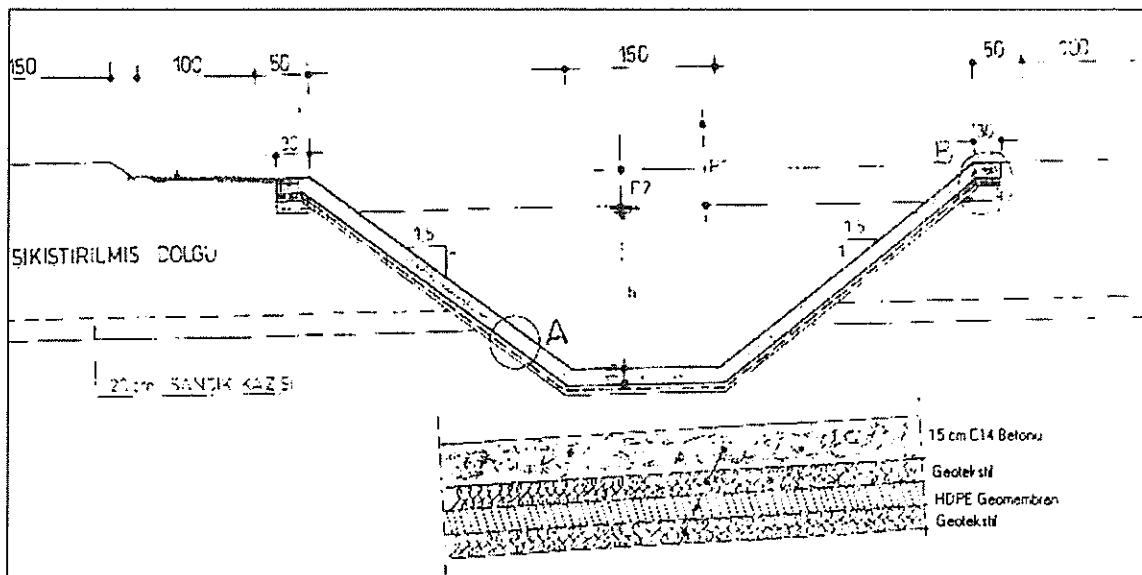
Gökpınar Barajı sulama ve içme suyu amacıyla Gökpınar Deresi üzerinde inşa edilmiştir. Baraj gövde tipi kıl çekirdekli kum-çakıl dolgu olup, gövde hacmi yaklaşık 1.5 milyon m³ talveğten yüksekliği ise 43.00 m'dir. Barajın normal su kotundaki göl hacmi 28.2 milyon m³'tür. Barajla 5824 ha. arazinin sulanması ve Denizli iline içme suyu sağlanması amaçlanmaktadır.

Gökpınar Barajı içme suyu amacından dolayı baraj rezervuarını kalıcı kirlilikten koruyan atık su iletim kanalı (by-pass) projesi hazırlanmıştır. Bu projenin amacı su tutma döneminden önce devreye alınamayan baraj gölü yakınındaki fabrika atık su arıtma tesislerinden gelecek atık suların baraj gölüne girmeden mansaba aktarılmasıdır.

Söz konusu kanal rezervuarın sol sahilinden itibaren 0,0005 eğimle membaya doğru 4130 m. uzunluğunda inşa edilmiştir. Kanalın maksimum deşaj debisi 6.30 m³/s, kanal taban kotu maksimum su seviyesi üzerinde 337.00 m. kotundan başlatılmıştır. Baraj rezervuarı dolduktan sonra etrafındaki arazinin rutubetten dolayı doygun hale gelip, oturmala sebebiyet vermemesi için yüksek eğimli arazilerde kanal teçhizatlı olarak düşünülmüştür.

İlk aşamada kanaldan rezervuara suyun sızmasını engellemek amacıyla duvarlı kanalın anoları arasında PVC conta trapez kanalda ise iki kat beton arasında BTMC 1100 malzemesinin kullanılması düşünülmüştür. Daha sonra yapılan değerlendirmede bu sistemin içme suyu taşıyan böyle bir barajda çok emniyetli olmayacağı, bu sistem yerine kanalın

HDPE tipi geomembran kaplanarak yapılmasına karar verilmiştir. Gökpınar Barajı By-pass Kanalı geçirimsizlik detayları Şekil 7.'de verilmektedir.



Şekil 7.Gökpınar Barajı By-pass Kanalı Geçirimsizlik Detayları

KAYNAKLAR

Giroud, J.P" Functions and Applications of Geosynthetics in Dams"Water Power and Dam Constructions , June 1990



GEOSENTETİK KULLANIMININ EKONOMİSİ VE AVANTAJLARI İLE MALİYET UNSURLARI ÜZERİNE BİR İNCELEME

H. Recep YILMAZ¹

Tuğba ESKİŞAR²

ABSTRACT

It is true that in solving of the civil engineering problems, the geosynthetics are being increasingly used in the last 2 to 3 decades, which have the reinforcement, separation, filtration, and drainage functions (mechanical and hydraulic functions). These materials are used instead of the traditional methods, which give the soil new abilities and improve its properties some of which are directly and some of which are indirectly gained benefits. In this study, the advantages with using the geotextiles and the cost considerations upon traditional and the new methods are considered using the paved and unpaved roads in erosion control systems in reinforced embankments, in reinforced slopes and in earth reinforcement applications, and in sealing problems with geomembranes are being examined with comparing the costs with the old methods.

ÖZET

Mekanik ve hidrolik olarak iki ana grupta incelenen; donatı, güçlendirme, ayırma, yalıtım, filtrasyon ve drenaj fonksiyonlarına sahip olabilen geosentetiklerin son 20 – 30 yılda kullanımlarının giderek artmakta ve inşaat mühendisliği ile ilgili problemlerin çözümlerinde etkin oldukları bir gerçektir. Geleneksel yöntemlerin yerine çok çeşitli işlerde kullanılabilen bu malzemeler zemine doğal olarak sahip olmadığı yeni özellikler kazandırıp mühendislik parametrelerini geliştirmekte ve bu nedenle kapsamları aşağıda incelenen direkt ve indirekt avantajları sağlamakta ve muhtelif geri kazanımlara neden olmaktadır. Bu çalışmada geosentetik kullanımı ile sağlanabilen avantajlar ile geleneksel ve geosentetik çözümlerin maliyet unsurları etrafında incelenmiştir. Sırası ile kaplamalı ve kaplamasız yollarda, filtrasyon işlevinin ön plana çıktığı erozyon kontrolü sistemlerinde, drenaj sistemlerinde, toprak dolgu barajlarda, donatılı seddeler, donatılı şevler, donatılı zemin istinad duvarlarında ve geçirimsizliği temin amacıyla kullanılma durumlarında (geomembran ve geosentetik kıl kaplamalar) sağlanabilen ekonomi ve avantajlar ile ekonomik mukayeseyi sağlayan maliyet unsurları ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

¹ Doç. Dr., YILMAZ, H. R., Ege Univ., İnşaat Mühendisliği Bölümü, yilmazrecep@yahoo.com

² Ar. Gör., ESKİŞAR, T., Ege Univ., İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugba_eskisar@mail.ege.edu.tr

1. GİRİŞ

Fonksiyonlarının çeşitliliği ve inşaat işlerine getirdiği kolaylık, beklenen mühendislik parametrelerinin kontrol edilebilirliği önemli miktarda direkt ve indirekt kazanımlar, zaman tasarrufu, ekonomi ve daha uzun ömür sağlama nedenleriyle geosentetik kullanımının giderek artması doğal karşılaşmalıdır. Geosentetik ailesi içinde en çok kullanılan ürün daha çok fonksiyona sahip olan geotekstil grubu olup geotekstil terimi neredeyse geosentetik terimi ile eş anlamlı olarak kullanılmaktadır. Çalışmada, yazarların bu kapsamda önceki yıllarda yapılmış çalışmalarına da zaman zaman atıfda bulunulacak olup örneğin geotekstil kullanımının ekonomisi ve maliyet analizleri üzerine yapılmış çalışmalar kaynaklarda ayrıntılı olarak belirtilmiştir. Bu çalışma kapsamında daha ziyade ekonomik avantaj ve maliyet unsurları üzerinde durulmuş olup tasarım ve analiz yöntemleri konu dışında bırakılmaya çalışılmıştır.

2. YOL MÜHENDİSLİĞİ UYGULAMALARI

Geosentetiklerin yollarda ve yol kaplamalarında kullanılması durumunda maliyet mukayesesine direkt olarak etki eden önemli faktörler geosentetik maliyeti, geleneksel projenin maliyeti (stabilizasyon için agrega ihtiyacı, hafriyat ve yerleştirme maliyeti, fizibilite etütleri maliyeti, zaman, gerekli süre ve yapım ekipmanı), geleneksel bakım maliyeti – geosentetikli durumdaki bakım maliyeti, bölgesel deneyim olarak sıralanabilir (Holtz et al, 1998).

Genel olarak mevcut olan herhangi bir temel zemini koşulunda daha pahalı ve uzun ömürlü bir geosentetik kullanımı daha uygun olmaktadır. Kaplama kesiti toplam maliyeti 25\$/m² iken geosentetik malyetinin 1.25\$ / m² civarında olduğu rapor edilmektedir.

Yüzeysel kaplamalarda geotekstil kullanımının daha ekonomik oluşu kaplama ömründe sağlanan artış, kaplama bakımı maliyetlerinde azalış ve yansıtma çatlaklarındaki azalış nedeniyle kaplama hizmet seviyesinde sağlanan artış ve daha kuru temel ve alt temel koşulları nedenleriyle taşıma kapasitesinde sağlanan artış nedenlerinden kaynaklanmaktadır:

Yansıtma çatlaklarının oluşumu geotekstil kullanılması durumda 2 – 5 yıl daha geciktirilebilmektedir. Beklenen yeni kullanım süresi genelde %100- 200 daha fazla olmaktadır (Holtz et al, 1980; Aklık, 2003).

Geotekstil kullanımı ile elde edilen ekonomi daha çok yerel şartlara bağlıdır. "Gerekli mahalle yakın uygun agrega mevcut mudur, işçilik maliyeti yüksek veya düşük müdür, hangi cins ekipman/lar mevcuttur?" gibi sorular öncelikle cevaplandırılmalıdır.

Geotekstil kullanımı ile sağlanabilecek DİREKT KAZANIMLAR agreganın kalitesindeki, miktarındaki, kazı ve dolgu yerleştirme maliyetlerindeki ve diğer bazı inşaat maliyetlerindeki toplam azalıdır (Şekil 1 a ve b).

İNDİREKT KAZANIMLARA örnek olarak ise azalan bakım ve artan yol ömrü, inşaat hızının ve çalışılabilir sürenin artması, kötü hava koşullarında bile çalışılabilmesi, azalan ekipman bakımı ve daha kaliteli yol ekipman ömrünün de dolaylı olarak uzatılmış olması, konstrüksiyon malzemelerinin ve tekniklerinin artan kaliteleri, toplam inşaat süresinin

azalması, maliyet azalması ve hızlandırılan imalatla ilgili olarak kazanılan zamanın parasal değeri verilebilir (Bush, 1981).

Yerel şartlara bağlı olarak direkt veya indirekt kazanımlar daha az veya daha çok önemli olabilir. Örneğin işçilik ücretlerinin düşük olduğu bir yerde işçilikten yapılacak geri kazanımlar önemli olmayabilir (Wijk, 1984; Yılmaz v.d. 2003).

Yazarların konuya ilgili olarak yapmış olduğu bir çalışmanın sonuçlarının kısaca aktarılması uygun görülmüş olup “tipik iki şeritli” kaplamasız bir yolun yumuşak bir temel zemini üzerine ($c_u = 20 \text{ kPa}$) inşa edilmesi durumunda ve 10000 eşdeğer geçiş trafik yüküne göre, 10 yıl yol ömrü düşünülerek maksimum tekerlek izi de 300 mm alınarak projelendirilmesi durumunda 25100 DM/km direkt, 64000 DM/km ise indirekt geri kazanım elde edilebileceği belirtilmektedir. Bu rakamlar ayrıntılı bir mali değerlendirmeyi içermemektedir ve yolun ekonomik ömrü boyunca bir kar - maliyet analizi yapılması gereklidir. Tüm maliyetler bugüne indirgenerek mukayeseleri yapılmalıdır. Bu durumda faiz oranının çok önemli bir faktör olduğu dikkati çeken bir olgudur (Yılmaz, 1995).

3. HİDROLİK İMALAT UYGULAMALARI

Akarsu şevleri, statik su etkisindeki muhtelif sedde şevleri, deniz, göl nehir veya kanal dipleri, dalga hareketi nedeniyle bu tür yapırlarda stabilité problemleri ile sonuçlanan erozyon etkileri yaratmaktadır. Bu zemin şevlerinin korunması zorunlu olup bilindiği üzere geotekstil ürünleri henüz yok iken iri blok taşlarla (riprap uygulamaları) veya özel dökme beton bloklarla şev koruması yapımı veya direkt olarak şevlerin betonla kaplanması uygulamaları yaygın idi. Bu çözümlerin zorluğu ve ekonomik olmayışı nedenleriyle günümüzde erozyon etkisinde kalabilecek zeminlerin ıslah edilmeleri ve bu amaçla suyu geçiren ancak zemin danelerini tutabilecek uygun geotekstil ürünleri kullanımı yaygınlaşmıştır. Bu bölümde geotekstil + riprap kaplamalar gibi kalıcı erozyon kontrol sistemlerinin ekonomisi, avantajları ve maliyet unsurlarından bahsedilecektir.

Özellikle eğimi fazla olan, doğal veya insan eliyle yapılan şevlerde yüzeysel akışa geçen yağmur suları zemin erozyona uğratmakta ve suyla taşınan zemin daneleri yol hendeklerinde birikerek drenaj yapısının tıkanmasına neden olabilmektedir. Geotekstiller ile oluşturulan silt kapanları (çitleri) sayesinde yüzeysel akışa geçen yağmur suları tarafından şevlerden kaçan zemin daneleri tutulur. Bu durumlarda şevlerin doğal bitki örtüsünün de olmaması nedeniyle su ve/veya rüzgar ile erozyona uğrayabilir olması belli aralıklarda silt kapanları yapılarak erozyona uğrayan zeminin tutulmasını gerektirir. Silt kapanları geçici bir baraj görevi görüp yağmur sularını yeterli bir süre tutarak su içinde askıda bulunan ince kum ve kaba silt danelerinin çökelmesini sağlar. Burada, geotekstil filtre görevi yapmaktadır. Silt kapanları 20 ile 25 dk kadar suyu tutabilmekte bu esnada ise askıdaki zemin danelerinin geotekstile ulaşmadan önce büyük bir kısmı çökmektedir (Tunç, 2002).

Geleneksel sistemler yerine uygulanan ripraplı (veya beton blok, v.b.), geotekstil sistemleri yağmur sularının akışının toplanması ve yüksek hızlı kafa hendeklerinin korunmasında başarı ile uygulanmaktadır. Geotekstiller yağmur suyu, yüzey akışı, içsel sizıntı ve borulanma sebebiyle oluşan erozyonu azaltmak veya önlemek için böylece kullanılır. Bu sistem yol seddelerinin kaymalarını önlemek için sedde boyunca uygulanır. Riprap - geoteksil kaplama sisteminin toplam maliyeti seçilen geoteksil kaplamanın türüne ve tipine göre değişir. Maliyet analizinde mevcut zeminin granülometrisi ve arazinin hazırlanması, geotekstil maliyeti (dikiş maliyetleri, bindirme maliyetleri v.b.), geotekstilin yerleştirme maliyeti, yatak malzemesi,

kum torbaları, beton bloklar ve kaplama taşları, koruyucu üst blok taşların yerleşimi dikkate alınmalıdır (Şekil 1 c ve d) (Yılmaz v.d. 2003).

Su seviyesinin üzerinde yerleştirilmiş olan geotekstili koruma sistemlerinin ortalama maliyeti yamacın hazırlanması dahil geotekstilin dikilmesi, güvenlik iğnelerinin maliyeti ve yerleştirme bedeli yaklaşık olarak 3 – 6 \$ / m² dir (kaplama taşı bedeli hariç) (Holtz et al, 1998).

Gördüğü üzere uygun bir geotekstil, geleneksel agrega filtrelerinin yerine kullanılabilmede ve aynı görevi görebilmektedir. Geotekstil kullanımının en önemli avantajları agrega filtersinin fazla olan kalınlığının çok azaltılabilmesi, geotekstilin kolayca yerleştirilmesi, filtre kalitesinin daha kolay kontrolü, ucuz nakliye maliyeti ve daha az doğal agrega ihtiyacı yaratması olarak sıralanabilir.

Doğal olarak her iki sistemin aynı miktarda suyun geçmesini rahatça sağlaması gerektiğinden projelendirme dikkatle yapılarak geotekstilin permeabilitesi, geotekstilin kalınlığı ve zeminin permeabilite katsayısına bağlı olarak seçilir. Her durumda mekanik filtre stabilitesi ile hidrolik stabilitesinin sağlanması gereklidir. Uygun geotekstil seçimi bu konuya ilgili özel çalışma ve bilgi gerektirmekte olup burada bu konunun ayrıntılarına girilmemiştir (Chemie Linz, 1986).

4. DRENAJ UYGULAMALARI

Pek çok mühendislik projesinde zeminlerin drenajı ve yağmur sularının zemine hasar vermeden uzaklaştırılması en önemli görevlerden biridir. Bu amaçla yüksek geçirimliliğe sahip malzeme (delikli boru ile kırma taş) kullanılıp projelendirilir (Şekil 1 e ve f). Yüksek permeabilite yüksek boşluk oranı demektir ancak boşluklar ince daneli zeminler tarafından tikanabilir ve böylece permeabilite azalarak yetersiz drenaja sebep olunur. Bu nedenle, drenaj malzemesi ile zemin arasında geçiş sağlayan filtre tabakaları oluşturulur. Bu filtre tabakalarının özellikleri öyle olmalıdır ki hem zemin danelerini tutmalı hem de suyu geçirebilmelidir.

Granüler filtreler için Terzaghi tarafından önerilen formüller günümüze kadar kullanılmıştır. Terzaghi zeminin tutulması ve permeabilite için iki kriter önermiştir. Bu iki kriter gerçekte birbiri ile çeliştiği için ideal bir çözüm mümkün değildir. Terzaghi yöntemi ile tasarlanmış pek çok filtrede zaman içerisinde birçok problem yaşanmıştır (Güler v.d. 1996). Oysa günümüzde geotekstillerle oluşturulan filtre ve drenaj projeleri çok daha başarılı olmaktadır (Şekil 1 g). Drenaj uygulama alanları kapsamında yüzeysel drenaj, drenaj hendekleri, perfore borular, şev drenajı, istinad duvarı arkası drenajı ve önyükleme amacıyla kullanılan düşey drenler sayılabilir. Geotekstillerin drenaj amaçlı kullanımları sırasında filtrasyon, drenaj ve ayırma fonksiyonlarının birlikte etkinliği söz konusudur (Chemie Linz, 1986).

Geotekstillerin drenaj sistemlerinde kullanılması şu avantajları sağlar: geotekstil kullanımı ile toplayıcı boruya olan ihtiyaç azalır, kötü derecelenmiş agrega kullanımını mümkün hale gelir (Şekil 1 h), geotekstilin yerleştirme maliyeti geleneksel filtreler ve iyi derecelenmiş zeminlerde sıkılıkla gerekli olan çift tabakalı granüler doğal filtrelerin yapım maliyetinden düşüktür, yeni yöntemle proje boyutlarında önemli değişimler elde edilebilir. Örneğin, akış kapasitesinde bir düşüş olmaksızın toplayıcı drenlerin boyutları oldukça azaltılabilir. Bu nedenle hafriyat hacmi, gerekli filtre malzemesi hacmi ve yapım süresi azaltılabilir.

Genel olarak drenaj uygulamalarındaki geotekstil malzeme maliyeti 1,0-1,5 \$ / m² dir. Yerleştirme maliyetleri ise 0,50 – 1,5 \$ / m² arasında değişmektedir. Su altında yerleştirme söz konusu ise daha yüksek maliyet beklenmelidir (Holtz et al, 1988).

5. YUMUŞAK ZEMİNLER ÜZERİNDE YAPILAN DONATILI SEDDE UYGULAMALARI

Zayıf temel zeminleri üzerine yapılan seddeler, seddenin içinde oluşan yatay toprak basıncından dolayı yanal yayılma eğilimindedir. Bu basınçlar, sedde tabanında temel zemininin dayanmak zorunda kaldığı yatay kayma gerilmelerine neden olur. Böylece kayma oluşabilir. Bu durumda uygun olarak projelendirilip kullanılan yüksek dayanımlı geotekstil donatı/lar stabiliteyi artırarak kaymaya engel olur. Kullanılan donatılar derinlik boyunca mevcut olan zemin tabaklarındaki yatay ve düşey deformasyonları azaltır. Ancak donatıların seddenin birincil veya ikincil konsolidasyon oturması miktarını azaltamayacağı unutulmamalıdır (Yılmaz v.d., 2003).

Sedde yapımında donatı kullanımının avantajları şunlardır: projelendirme güven sayısında artış, sedde yüksekliğinde artış, yapım sırasında oluşan düşey deformasyonların ve buna bağlı olarak dolgu ihtiyacının azalması ve daha üniform bir oturma sağlayarak sedde performansının artırılması (Holtz et al, 1988; Koerner 1994).

Geosentetik donatılı seddelerin maliyet analizleri yapılrken şu hususlar analizlere dahil edilmelidir: geosentetik maliyeti, arazinin hazırlanma maliyeti, geosentetiğin yerleştirilme maliyeti, dolgu malzemesi maliyeti. Burada sıralanan dört madde kendi içlerindeki muhtelif ayrıntıları da içermektedir.

6. DONATILI ŞEVLERDEKİ UYGULAMALAR

Şevlerin geosentetik malzemelerle donatılmasını yolu ile daha dik şevler oluşturulabilmekte olup bu durum pek çok avantaj sağlar. Aynı uygulama ile çok daha dar bir alanda dik bir şev yapılabildiği gibi şev yüksekliği de artırılabilir. Göz önüne alınması gereken faktörler kapsamında yarma veya dolgu toprak işleri miktarı, şev alanının boyutları, şev alanının ortalama yüksekliği, vasıfsız arka dolgu ile vasıflı arka dolgunun maliyeti, erozyondan koruma gereksinimleri, gereken malzemelerin kısa sürede temin edilebilmelerinin maliyeti, güvenlik ekipmanı, koruma çitleri v.b. maliyeti, geçici hafriyat destek sistemlerine olabilecek ihtiyaç, yapım esnasında trafik akışının sağlanması ve estetik hususlar sıralanabilir (Holtz (1988).

Şekil 2 daha yatkın donatısız bir şev ile daha dik donatılı bir şevi kıyaslamak üzere birinci derece maliyet değerlendirmesini ifade etmektedir (V3:1=V (maks.) V3:1=L; V2:1=2/3V; V2:1=2/3L; V1:1=1/3V; V1:1=1/3L şeklindedir).

Maliyet şu şekilde hesaplanabilir:

$$3H:1V = V \text{ zemin} + L \text{ arazi} + \text{Koruma Çiti (?)} + \text{Bitkilendirme (?)}$$

$$2H:1V = 2/3 V \text{ zemin} + 2/3 L \text{ arazi} + \text{Koruma Çiti} + \text{Erozyon Kontrolü} + \text{Yüksek Bakım}$$

$$1H:1V = 1/3 V \text{ zemin} + 1/3 L \text{ arazi} + \text{Donatı} + \text{Koruma Çiti} + \text{Erozyon Kontrolü}$$

Yatay donatıların şev içinde bir veya birkaç sıra kullanımı ve yeterli ankraj boyu bırakılması koşuluyla oluşması beklenen kayma hareketine karşı koyan kuvvetlerle şev kaymasına karşı güvenlik sayısı teorik olarak arttırılabilirmektedir. En basit olarak suya doygun bir kıl ortamda şev kaymasına karşı güvenlik sayısı kayma dairesi üzerinde oluşan önleyici momentlere ilave olarak gelen yeni momentlerle aşağıdaki formüllerle (*) açıklanmaktadır (Şekil 1 i ve j) (Koerner, 1994):

$$FS = \frac{cL_{ark}R + (\sum_{i=1}^m T_i y_i)^*}{WX} \quad (1)$$

Şev stabilitesi ıslahında geosentetik donatı malzemelerinin kullanımının ekonomikliği üzerine yapılmış bir araştırmmanın sonuçları yazar tarafından belirtiliği üzere aşağıda yeniden söz konusu edilmektedir. Yapılan bir araştırmada önceden oluşmuş bir kayma sonrasında stabilitesi yeniden sağlanması gereken bir dolgu şevinde 5 ayrı yöntem uygulanması durumunda işin tamamlanması için kaç gün gerektiği ve Pound (£) olarak elde edilen maliyetler aşağıdaki çizelgede verilmektedir. Bu çizelgede diğer yöntemlerin yanında polimer geonet kullanımı ile en küçük maliyet ve en kısa süre gerekliliği görülmektedir (Jones, 1985).

Tablo 1. Uygulanan yönteme göre maliyetin ve işin süresinin değişimi (Jones, 1985)

UYGULANAN YÖNTEM	TOPLAM MALİYET (£)	İŞİN SÜRESİ (GÜN)
Gabion duvar	8360	18
Granüler malzeme ile zeminin değişimi	5020	5
Ankraklı duvar	4760	8
Kireç stabilizasyonu	4730	7
Geonet kullanımı	3430	6

Yapılan bir diğer araştırmada da Londra Kili ortamında oluşan bir şev kaymasının ıslahında polimerik geogrid donatı kullanımı ile sağlanan ekonominin granüler zeminle tamamen değişime nazaran 2/3 oranında geri kazanım sağlayabileceği rapor edilmektedir (Jones, 1985).

7. DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARINDAKİ UYGULAMALAR

Geleneksel betonarme istinat duvarları yerine bu duvarlardaki demir donatının yerini geosentetik ürünlerin veya muhtelif şerit donatıların almasıyla oluşturulan donatılı zemin veya toprakarme uygulamaları son yıllarda getirdiği avantajlar nedeniyle geniş uygulama alanı bulmaktadır (Chemie Linz, 1986). Donatılı zemin istinat duvari uygulamalarında kullanılan tüm donatıların birincil işlevleri donatı olma, ikincil işlevleri ise drenajdır. Donatılı zemin uygulamaları bazen bu çalışmada da söz konusu edilecek olan ekonomik nedenlere bazen de zorunlu nedenlere dayanmaktadır. Geoduvar olarak da isimlendirilen bu tür dayanma yapılarının bilinen klasik uygulamalara göre çok daha yüksek yapılabildiği, estetik üstünlüğü ve genellikle daha ekonomik oldukları bilinmektedir (Jones, 1985).

Geosentetik donatılı duvarların üstünlükleri ve maliyet mukayeseleriyle ilgili olarak aşağıdaki hususların vurgulanması uygun olacaktır.

1. Donatılı zemin duvarlar daha çok dolgu oluşumu ile yapılmaktadır.

2. Metal donatıların en önemli dezavantajı olan korozyon sorunu polimer donatılar ile çözülmüştür.
3. Klasik betonarme istinat duvarlarına göre daha ekonomiktir. Sağlanan ekonomi artan duvar yüksekliği ile daha belirginleşir.
4. Klasik yolla yapımı imkansız olan çok yüksek duvarlar bu yolla rahatça yapılabilmektedir.
5. Bu tip duvarlar son derece estetiktir. Ön cephe elemanlarına verilen muhtelif şekil, doku ve renkler bu hususta etkili olmaktadır.
6. Bu tür duvarlar, iç ve dış kurpları kolayca donebilmekte, arazi sınırlarına uyabilmekte, tam düşey veya istenilen bir eğimde yapılabilmekte ve istenildiği gibi kademeleendirilebilmektedir.
7. En önemli bir başka avantaj geosentetik donatılı yapıların son derece emniyetli olmasıdır. Bu duvarlar statik ve dinamik yükler altında daha sağlıklı davranışabilmelektedir.
8. Zayıf temel koşullarında uygulanan yaklaşık ($0,7 - 0,8$) H (H : duvar yüksekliği) değerindeki nispeten daha geniş temel tabanı nedeniyle zemine aktarılan yükler önemli mertebede azaltılabilir.
9. En önemli avantajlar arasında gelecekte oluşacak oturmaların sisteme zarar vermemesinin sağlanmış olması söylenebilir.
10. Donatılı zemin uygulamalarında kohezyonlu veya kohezyonsuz geniş bir aralıktaki yerel malzemeler kullanılabilirliğinden nakliye ve dolgu malzemesi maliyetinden önemli miktarda tasarruf sağlanabilmektedir (Yılmaz v.d., 2002).

5.5 m yüksekliğinde bir betonarme konsol klasik istinat duvarı ile aynı yükseklikteki duvar donatılı zemin şeklinde önce geotekstil daha sonra geogrid kullanılarak projelendirilmiştir (Yılmaz v.d., 2002). Bildirinin sonuçlar bölümünde 1 m duvar maliyeti için; klasik betonarme konsol istinat duvarı maliyeti 1232\$; geotekstil donatılı duvar maliyeti 722\$; geogrid donatılı duvar maliyeti 990\$ olarak elde edilmiş olup donatılı zemin uygulamalarının daha ekonomik olduğu bu örnektenden de görülmektedir. Geoteknik literatürde konuya ilgili olan bir araştırmacıının sonuçlarına göre betonarme istinat duvarlarının maliyetinin diğer duvar tiplerine göre genelde fazla olduğu özellikle en ucuz duvarın geosentetik donatılı duvarlar olduğu duvar yüksekliği arttıkça maliyet farkının da arttığı belirtilmektedir. 5 m lik bir duvarda % (15 – 25), 20 m lik bir duvarda ise % (40 – 85) oranında tasarruf sağlanabileceği rapor edilmektedir (Jones, 1985).

H yüksekliğindeki bir istinat duvarı yapımı sırasında donatı uzunluğu olarak ($0,7 - 0,8$) H yerine H kabul edilse de betonarme istinat duvarlarına göre yapılan maliyet mukayesesi içinde gerekli olan zemin dolgusunun hacmi açısından bile önemli bir fark mevcut olacağı donatılı zemin istinat duvarı yapımında gerekli olacak sıkıştırılmış dolgu hacminin m başına H^2 (m^3) betonarme konsol istinat duvarı durumunda ise ortalama H^2+3H (m^3) olacağı ifade edilmektedir (Jones, 1985).

8. TOPRAK DOLGU BARAJLARDAKİ UYGULAMALAR

Bu bölümde toprak dolgu barajların yapımı sırasında geleneksel yöntemler yerine geosentetik kullanımı durumunda sağlanan avantajlara değinilmektedir. Toprak dolgu barajların muhtelif kesimlerinde (mansap şevi koruması, mansap şevi yüzey drenajı, memba şevi koruması, baraj dahilindeki yatay ve düşey drenaj, baraj dolgusu ile geçirimsiz orta çekirdek arasında veya dolgu tabanı ile temel zemini arasında oluşturulan filtre tabakası yapımı (Şekil 1 k), mansapta

ayırıcı tabaka ve baca drenajı için filtre tabakası, ile baca drenajı yerine yüzey drenajı yapımları amaçlarıyla geotekstillerin kullanılması mümkün ve zorunlu olup ayrıca muhtelif amaçlarla toprak dolgu barajın işlevlerine yardımcı olabilecek geomembran kaplamaların; memba yüzeyinde, memba örtüsü olarak su seviyesi altında, çekirdek içi panel olarak temelde sızdırmazlık perdesi (cut-off) yapımında ve beton barajlarda yüzey kaplaması olarak kullanım olanakları mevcut olup (Şekil 1 l) belirtilen konumlarda uygun ve dikkatli bir projelendirme yapılarak yukarıdaki ilgili bölümlerde sayılan avantajların sağlanması mümkün olmaktadır. Toprak dolgu barajlar zayıf zeminler üzerinde yapılmak durumunda iseler bu kez temel altı zemininin taşıma gücünün artırılması genel bir kayma kırılmasının önlenmesi ve olacak oturmaların azaltılmasını sağlamak amacıyla geogrid veya geocell (geohücre) türü farklı malzemeler kullanılıp rakamlarla tarifi mümkün olmayacak geri kazanımlar sağlanabilmektedir (Şekil 1 m). Temel altı zeminin geosentetik v.b. donatılarla güçlendirilmesi veya muhtelif diğer donatılarla güçlendirilme projesi donatı ve zemin cinsine bağlı olarak yapılan önemli bir çalışmayı gerektirmekte olup bu konunun da ayrıntılarına burada girmeden olur. Böylece temel zeminin kullanılabilir hale gelmesiyle yeni bir baraj yeri aranmasına duyulabilecek gereksinme bile ortadan kaldırılabilecektir. Böyle bir geri kazanımın maddi ölçüsünü açıklamak ise mümkün değildir (Yılmaz, 1993; Yılmaz v.d., 2004).

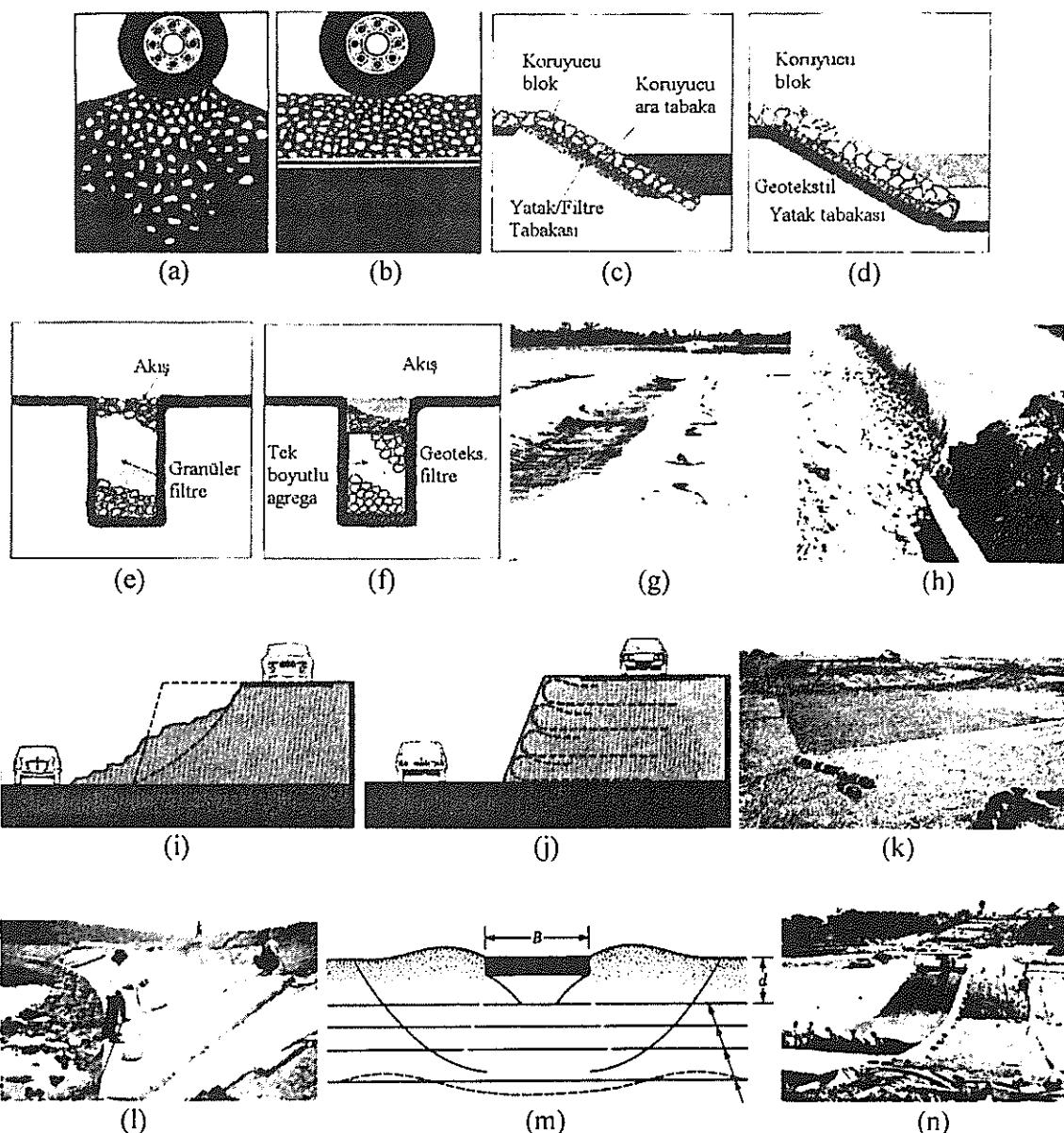
9. GEOSENTETİK KİL KAPLAMA UYGULAMALARI

Sıvı hareketini engellemek ve yönlendirmek amacıyla inşaat endüstrisinde uzun yıllar boyunca kullanılan geosentetik kıl kaplamalar (GKK)其实 sadece geosentetik kullanımına bir örnek oluşturmayıip geostekstil veya geomembran arasına bentonit kili yerleştirilerek üretilen özel bir ürünüdür. GKK'in kullanımı sıkıştırılmış kıl kaplamaların (SKK) yerini almış olup sağlanan avantajlar aynen doğal granüler filtreler yerine geotekstil kullanımını durumunda yaratılan farka benzemektedir. Sağlanan en önemli avantajlar: hızlı imalat, daha az vasıflı işçi gerekliliği, düşük maliyet; uygun yerleşim durumunda hidrolik iletkenliğin düşük olması; büyük farklı oturmala dayanabilme gücü; özel zemin şartlarının sağlanmasına gereksinim duyulmaması; tamirinin kolaylığı; donma – çözünme etkilerine direnç; incelik nedeniyle az yer tutması; hidrate olmuş GKK'nın etkin bir gaz bariyeri oluşturması; sıkışabilen tabaka üzerindeki efektif düşey gerilmelerin azalmasıdır (Şekil 1 n) (Yılmaz v.d., 2002; Wasti v.d., 1992).

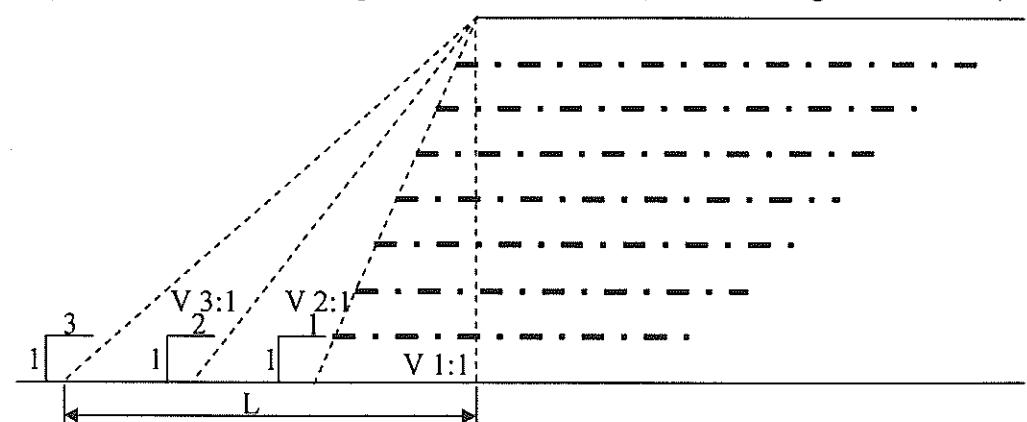
10. SONUÇLAR

Bu çalışma ile ulaşılan ve vurgulanması gereken en önemli husus, ekonomik, teknik zorunluluk, önemli ölçüde zaman kazanımı ve uygulama ömrünün arttırılabilmesi gibi nedenlerle geoteknik mühendisliğinde yeni bir çığır açan ve geleneksel yöntemlerle çözülemeyen sorunların geosentetiklerin kullanımını ile çözümlenebileceğidir.

Üretiminin ve kullanımının desteklenmesi gerekli olup bu konuda eksik olan bilgi birikimini sağlayabilmek ve projelendirmeyi öğrenmek veya öğretmek üzere gerekenler yapılmalıdır. Lisans ve Yüksek Lisans ders programlarında geosentetiklerle projelendirme konularına ağırlık verilebilir ve kısa eğitici kurslar düzenlenlenebilirse çok uygun olacaktır.



Şekil 1. Geosentetiklerin genel kullanım alanları (Ticari Katologlar; Das, 1995)



Şekil 2. Şev eğimlerine bağlı olarak donatılı veya donatsız olma durumunda maliyetin değişiminin incelenmesi (Holtz et al, 1988)

KAYNAKLAR

- Aklik, P., (2003). "Donatılı Zemin Uygulamaları ve Ekonomikliği Üzerine Bir İnceleme", Y. Lisans Tezi, Ege Üniversitesi FBE Ens. (Yönetici: Doç. Dr. H. Recep Yılmaz), 153 sayfa.
- Bush, D.I., (1981). "Recent Advances in Landslide Stabilization Using Polymer Reinforcement", ISSMFE Cong., p. 877-880.
- Chemie Linz (1986), "Design and Practice", Geosentetik Projelendirme Katoloğu, Avusturya.
- Das B. M., (1995). "Principles of Foundation Engineering", PWS Pub. Co., Third Edition, USA.
- Geoduvar Tanıtım Dosyası, Geoduvar İnşaat San. ve Tic. Ltd. Şti., İstanbul.
- Güler, E. ve Sargin, İ., (1996). "Mühendislik Tasarımlarında Geosentetiklerin Kullanımı", Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.
- Holtz, R.D., Christopher, B.R., and Berg, R.R., (1998). "Geosynthetic Design and Construction Guidelines", National Highway Ins. Federal Highway Administration, Mc Lean Virginia.
- Jones, C.JFP., (1985). "Earth Reinforcement and Soil Structures", Butterworths Adv. Series in Geotechnical Eng., UK.
- Koerner, R. M., (1994). "Designing with Geosynthetics" Prentice Hall, New Jersey.
- Ticari Katologlar
- Tunç, A., (2002), "Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları", Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul.
- Wasti, Y., Erol O., (1992). "İnşaat Mühendisliğinde Geotekstil ve Geomembran Uygulamaları Eğitim Semineri", 1. Kısım Geotekstiller, ODTÜ Sürekli Eğitim Merkezi
- Wijk, W., (1984). "Economic Justifications for Use of Geotextiles in Road Constructions", Geotextilien in der Geotechnik, 23. Internationalen Chemiefasertagung, p. 535 - 550.
- Yılmaz, H.R., (1990). "Geogridlerin ve Geotekstillerin Şev Stabilizasyonunda Kullanılmaları Üzerine Son Gelişmeler ve Bu Yöntemin Ekonomikliği Üzerine Bir İnceleme", Ulusal Kaya Mekanığı Semp., Ankara, s. 349 – 362.
- Yılmaz, H.R., (1993). "Geotekstillerin Toprak Dolgu Barajlarda Kullanım İmkan ve Avantajları Üzerine Bir Araştırma", Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekanığı Problemleri Sempozyumu, İzmir, s. 163-175.
- Yılmaz, H.R., (1995). "Uygun Bir Geotekstil Kullanımı ile Yol İnşaatında Maliyetlerin Düşürülmesi Üzerine Bir Uygulama", TMMOB İMO İstanbul Şubesi, 3. Ulaştırma Kongresi.
- Yılmaz, H.R. ve Aklik P., (2002). "Geotekstil veya Geogrid Kullanılarak Oluşturulan Dayanma Yapılarında Sağlanabilecek Ekonomi Hakkında Bir İnceleme", Zemin Mek. Ve temel Müh. 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir, s. 312-321.
- Yılmaz, H. R. ve Eskişar T., (2002). "(Kilin Önemli Bir Kullanım Alanı) Geosentetik Kil Kaplamalar (Şilteler)", 11. Ulusal Kil Kongresi, İzmir, s. 625 – 632.
- Yılmaz, H.R. ve Eskişar T. (2003). "Cost Considerations on the Economy of Using Geotextiles and an Improvement Application from İzmir – Melez Delta", Nonwoven Technical Textiles Technology, pp.28-33.
- Yılmaz, H. R., Aklik P. ve Eskişar T, (2003). "Geosentetiklerin Karayollarında Kullanımı ve Sağladığı Avantajlar Üzerine Bir Araştırma", Trafik ve Yol Güvenliği II. Ulusal Kongresi, Trods, Ankara.
- Yılmaz, H.R. ve Eskişar T. (2004). "Toprak Dolgu Barajlarda Geosentetik Desteği Üzerine Bir İnceleme", 1. Ulusal Baraj ve Hidroelektrik Santraller Sempozyumu, Ankara, s. 139 – 150.

Yılmaz, H. R. ve Eskişar T., (2004). "Recent Advances in Bearing Capacity of Strip Foundations on Reinforced Sandy or Saturated Clay Soils by Various Reinforcements", ACE 2004, İnceleme aşamasında.



RİPRAP - GEOTEKSTİL SİSTEMLERİNİN EROZYON KONTROLÜ AMACIYLA PROJELENDİRME ESASLARI VE BİR UYGULAMA ÖRNEĞİ

H. Recep YILMAZ¹

Alper SEZER²

ABSTRACT

In addition to the possibilities of using in drainage applications, geotextiles can effectively replace graded granular filters used beneath riprap or other hard armor materials in erosion control systems to keep the soil in place.

Riprap-geotextile systems have found successful application in protecting precipitation surface runoff collection and reducing the erosion, internal seepage or piping replacing here, one or more layers of granular filter materials on the slope. Such a system is also effective in reducing the erosion caused by wave attack or tidal variations or in a scour protection application.

The design criteria for erosion control systems using geotextiles is the same as geotextile design for filters in subsurface drainage systems and will be discussed here reminding the soil retention and other criteria (such as permeability, permittivity, clogging and survivability) with a solved design example.

ÖZET

Geotekstiller, drenaj uygulamalarında kullanılabilme imkânlarına ilâve olarak erozyon kontrolü sistemlerinde geleneksel granüler filtrelerin yerini almak üzere koruyucu riprap veya benzeri beton blokların altında, zemini yerinde tutmak suretiyle etkin olarak kullanılabilmektedir.

Riprap-geotekstil sistemleri şev üzerine yerleştirilecek bir veya birkaç granüler filtre tabakalarının yerini alarak yağışlar ve yüzeysel akış sonunda oluşabilecek içsel erozyon veya borulanma olaylarını önleme amaçlarıyla başarılı ve etkin bir uygulama alanı bulmuşlardır. Bu tür bir sistem dalgalar ve/veya gelgit hareketleri sonucunda oluşabilecek erozyonu önlemede veya bir köprü ayağının oyulmasını önlemek amacıyla kullanımında da etkin olmaktadır.

Erozyon kontrolü sistemlerinin geotekstil kullanılarak projelendirilmesi yöntem ve kriterleri yüzeysel drenaj amacıyla kullanımındaki gibi olup bu çalışmada projelendirme kriterlerinden olan zeminin tutulması ile diğer bazı kriterler (örneğin permeabilite, permitivite, tıkanma ve uzun süre içinde kullanılabilmesi) hatırlatılarak bu amaçla yapılmış bir projelendirme örneği takdim edilmektedir.

¹ Doç. Dr., YILMAZ, H.R., Ege Üniversitesi Müh. Fak., İnşaat Mühendisliği Bölümü, yilmazrecep@yahoo.com

² Araş. Gör., SEZER, A., Ege Üniversitesi Müh. Fak., İnşaat Mühendisliği Bölümü, asezer@bornova.ege.edu.tr

1. GİRİŞ

Bu çalışmada şev / kıyı (erozyon) koruma uygulamaları kapsamında;

- Şevlerin yüzey suları ve yeraltı suyu akımının sebep olduğu erozyondan korunması
- Kuşaklama kanallarının erozyondan korunması
- Nehir kenarlarının erozyondan korunması
- Kıyı (göl-deniz) kenarlarının dalga ve gel-git (med-cezir) etkilerinden korunması ile oyalma koruması gibi uygulamalar bir bütün halinde değerlendirilecektir.

Bu amaçla kullanımda, uygun bir geotekstil, taş, kaya bloklar, beton bloklar veya kum torbaları altına şev üzerine yerleştirilirse, zemin danelerinin taşınmasını önerler ve böylece aynı amaçla kullanılan pahalı ve yapımı uzun zaman alan bir veya birkaç tabaka granüler filtrenin görevini yapmaktadır (Koerner, 1994).

Bu tür bir uygulamada geotekstilin bilinen pek çok işlevinden ikisi ön plana çıkmaktadır.

- a. Filtrasyon (Birincil işlev)
- b. Ayırma (İkincil işlev) (Chemiulinz, 1996)

Böylece şu avantajlar sağlanmış olur:

1. Zemin üzerindeki kaplama malzemenin kalınlığı azalır.
2. Geotekstilin yerleştirilmesi daha kolay ve ucuzdur.
3. Filtrasyon işlevinin kontrolü ve kalitesini sağlamak daha kolaylaşır.
4. Nakliye masrafları azalır.
5. Daha az doğal mineral filtre malzemesine ihtiyaç vardır (Güler, 1996; Yılmaz, Eskişar, 2003).

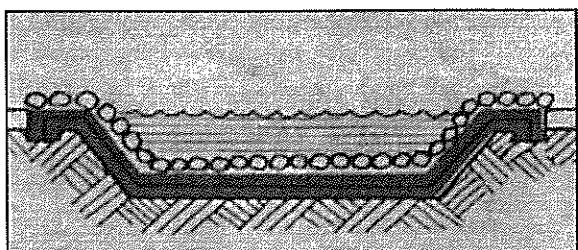
Uygun olacak geotekstilin seçiminde aşağıdaki hususlara dikkat edilmelidir.

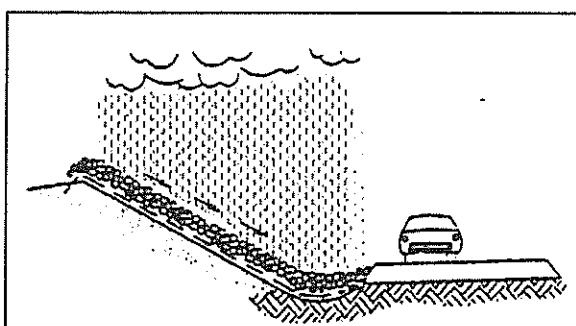
1. Geotekstil yerleştirilme sırasında ve bloklar yerleştirilirken zedelenmemelidir.
2. Yerleştirilmeden sonraki safhada etki eden fiziksel, biyolojik ve kimyasal etkilerin neden olacağı kuvvetler geotekstilin özelliklerini değiştirmemelidir.
3. Seçilen geotekstilin filtre etkisi zemin şartlarına uyumlu olmalı, doğal zemin erozyonuna engel olmalı ve geotekstil arkasında (altında) hidrolik bir basınç (itki) oluşturmaması için yeterince geçirimli olmalıdır.
4. Geotekstil, suni bir kayma yüzeyi oluşturmamalıdır. Gerek doğal zeminde gerekse üzerine yerleştirilen koruyucu tabakalarla uygun şekilde kilitlenmeyi sağlamalı ve yüksek derecede fleksibl olabilmelidir (Holtz, 1998).

Erozyon kontrolü uygulamaları için kullanılan tasarımların ana hatları birbirine benzer olup bu çalışmada ABD’deki uygulama ve yöntem ve kriterlerinden bir örnek şartname kriterleri verilmiştir. Aşağıda geotekstili bir erozyon kontrolü projelendirme örneği için beton ağırlık blokların kullanıldığı durumlarda projelendirme ve geotekstil seçim kriterleri özetlenmektedir.

2. HİDROLİK YAPILARDA GEOTEKSTİLLERİN UYGULAMALARI

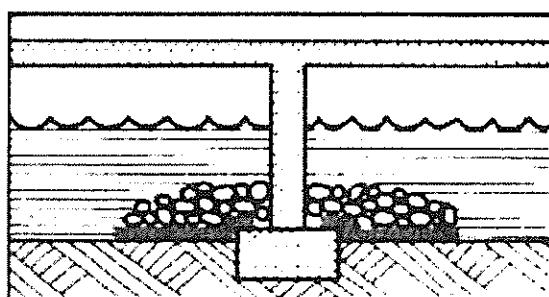
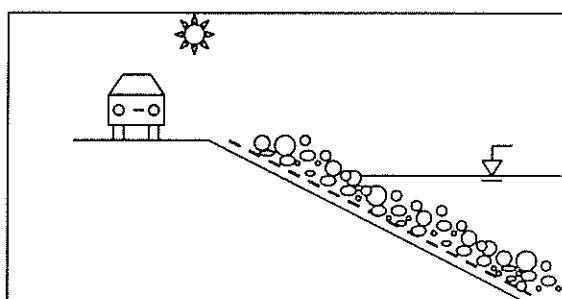
Şekil 1. Akım hızının yüksek olduğu kuşaklama kanallarının erozyondan korunmasında kullanılabilir.





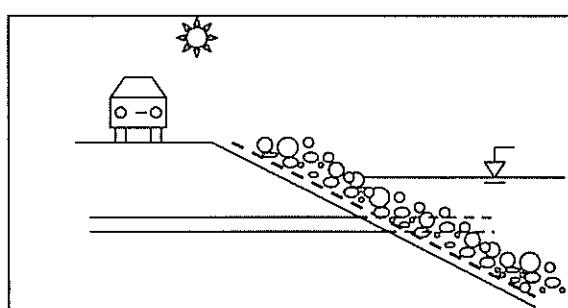
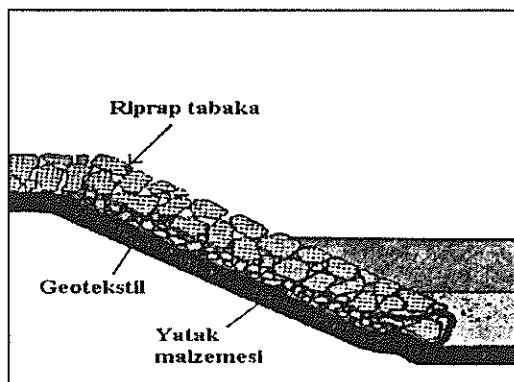
Şekil 2. Geotekstiller, şevleri yağış sonucu akışın sebep olduğu erozyondan, taşkınlardan, sızma ve borulanma etkilerinden korur.

Şekil 3. Yollardan gelecek etkilerle oluşan nehir şevlerinde oluşacak erozyonu engellemek için geotekstil kullanılabilir.



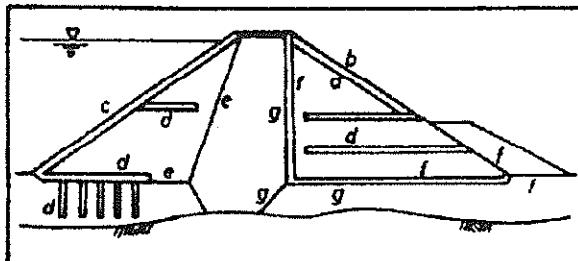
Şekil 4. Geotekstiller, su yapılarının etrafındaki oyulmayı engellemek için kullanılabilirler.

Şekil 5. Göl-deniz kıyılarının dalga ve gelgit etkilerinden korunmasında kullanılabilir.



Şekil 6. Mecralar, yapay kanallar gibi hidrolik yapıların erozyondan korunmasında kullanılır.

Sekil 7. Toprak dolgu barajlarda muhtelif amaçlarla kullanımı mevcuttur. a, b, c, d, e, f, g olarak belirtilen işlev ve tanımlar Tablo 1'de açıklanmaktadır.



Tablo 1. Toprak dolgu barajlarda geotekstillerin çeşitli uygulama alanları (Yılmaz, Eskişar, 2004)

UYGULAMA	GEOTEKSTİL FONKSİYONU	AKIM KARAKTERİ ve FİLTRE TÜRÜ
a) Mansap şevi korunması	Yağmurun sebep olacağı erozyonun kontrolü	Yüzeysel suların geçici drenajı
b) Mansap şevi yüzey drenajı	Sızıntı suyunun drenajı	Sürekli sabit ve lokal sızıntı ile suyun drenajı
c) Membə şevi koruması	Su seviyesinin düşmesi ve dalgı hareketlerine karşı erozyon kontrolü	Haznedeki suyun alçalması esnasında oluşacak düşük hızlı drenaj
d) Baraj dahilinde yatay ve düşey drenaj	Yüksek su içerikli malzemenin imalat sırasında kullanımı ile oluşan boşluk suyu basınçlarının azaltılması, artan baraj stabilitesi	Mevcut suyun drenajı
e) Membə ayırcı ve filtre tabakası (Baraj dolgusu ile geçirimsiz çekirdek arasında veya dolgu tabanı ile temel zemini arasında)	Erozyona karşı koruma iki dahili bölgenin ayrılması	Su seviyesinin düşürülmesi sırasında
f) Mansapta ayırcı tabaka ve baca drenajı için filtre tabakası	Yağmur ve sızıntı suyunun neden olduğu erozyona karşı koruma ve iki iç bölgeyi ayırma	Geçici yağmur suyu birikimi, sızıntı suyunun sürekli ve sabit olarak birikmesi
g) Baca drenajı yerine yüzey drenajı	Sızıntı suyunun drenajı, içsel erozyondan korunma	Sürekli olarak sızıntı suyunun toplanması

3. UYGULAMA SÜRECİNDE DİKKAT EDİLMESİ GEREKEN NOKTALAR

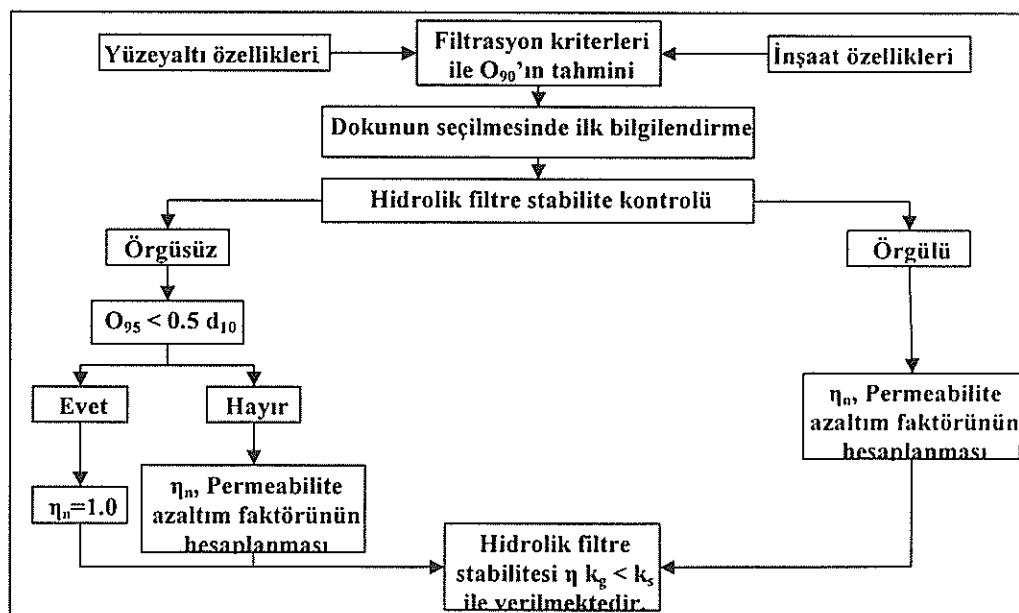
Erozyon koruma uygulamaları için, aşağıdaki adımları izlemek gereklidir:

- ✓ Geotekstilin yerleştirileceği yüzey, üzerinde çamur veya büyük delikler kalmayıncaya kadar kazılmalıdır.
- ✓ Şevdeki delikler üzerine koruyucu malzeme serildiğinde yırtılmaması için doldurulmalıdır.

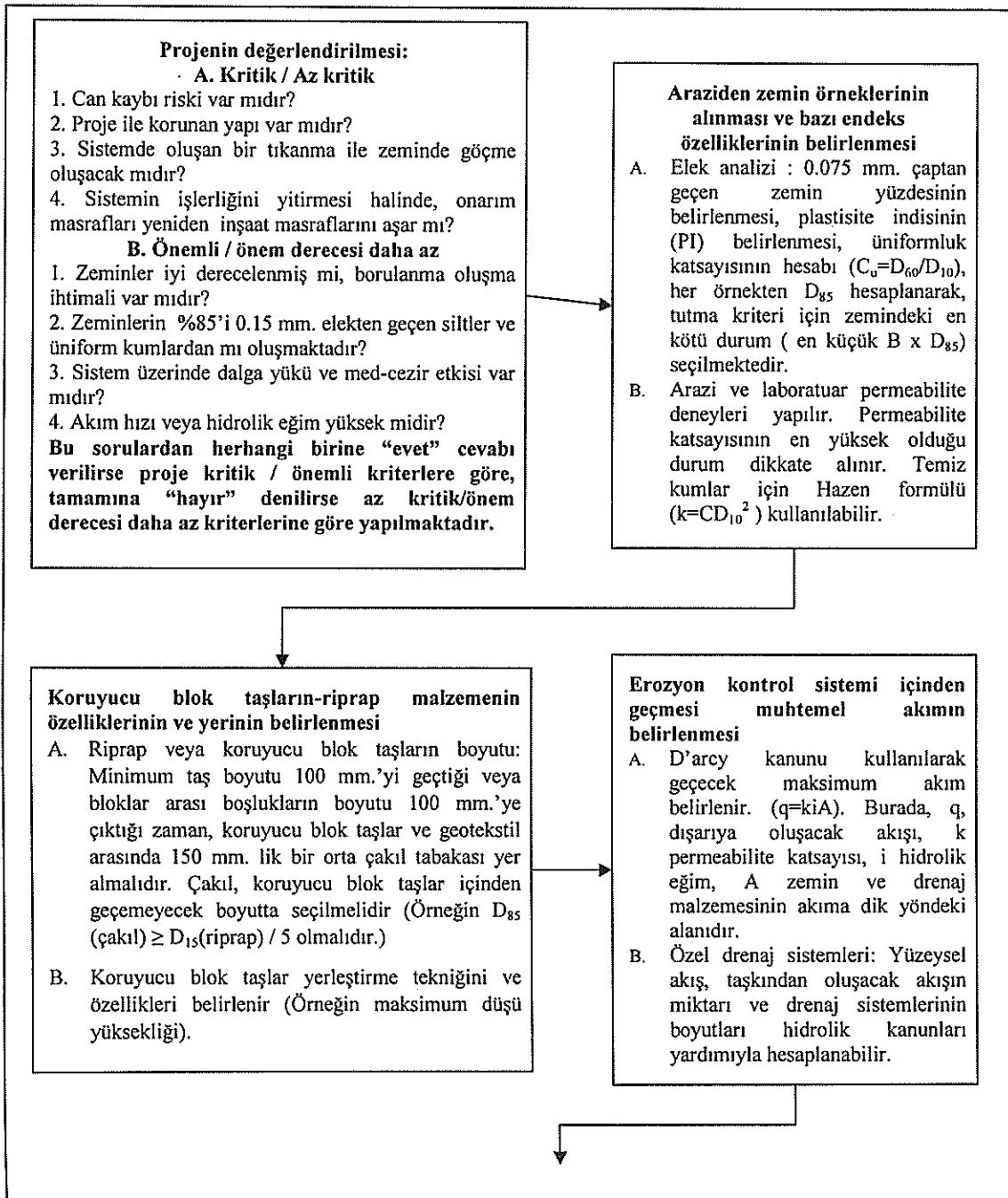
- ✓ Büyük taşlar, geniş ağaç dalları ve çamur gibi malzemeler taşların yerleştirilmesi sırasında olası yırtılma veya delinmeye önlem olarak uzaklaştırılmalıdır.
- ✓ Geotekstil gevşek olarak, akımın mansabına doğru ilerleyerek yerleştirilir.
- ✓ Geotekstilin bindirilmesi veya dikilmesi gerekmektedir.
- ✓ Bindirmelerde minimum boy 0.3 m.'dir. Bindirmeler suyun akım yönünde olmalı ve taşların yerleştirilmesi sırasında oynamaması için civilenmelidir. Çelik civiler 5 mm. çapında ve 0.5 m. uzunluğundadır. Civiler bindirme bölgelerinde 1 m. ara ile çakılmalıdır.
- ✓ Geotekstil gevşek olarak civilenmelidir.
- ✓ Bir riprap-geotekstil sisteminin yerleştirilebileceği izin verilebilir en büyük eğim doğal zeminin veya koruyucu blok taşlar (örtü) malzemesinin içsel sürtünme açısı kadardır.
- ✓ Nehir veya dalgaya maruz şevardeki uygulamalarda, geotekstil şevin tabanına sabitlenmelidir.
- ✓ Riprap tabaka, geotekstili delmeden veya yırtmadan yerleştirilmelidir.
- ✓ Örtü tabaka, geotekstilin yerleştirilmesinden sonra 14 gün içinde yerleştirilmelidir.
- ✓ Eğimli yüzeylerde inşaat her zaman tabandan başlamalı, yukarıya doğru devam etmelidir.
- ✓ 400 N dan büyük taşların geotekstilin üzerine serbestçe düşmesine veya yuvarlanmasına izin verilmemelidir.
- ✓ Geotekstilin üzerine düşürülecek taşların geotekstile zarar verip vermediği arazi deneyleri ile belirlenmelidir.
- ✓ Riprap tabakanın inşası sırasında şeş eğimi korunmalıdır (Holtz, 1988).

4 .TASARIM AŞAMALARI

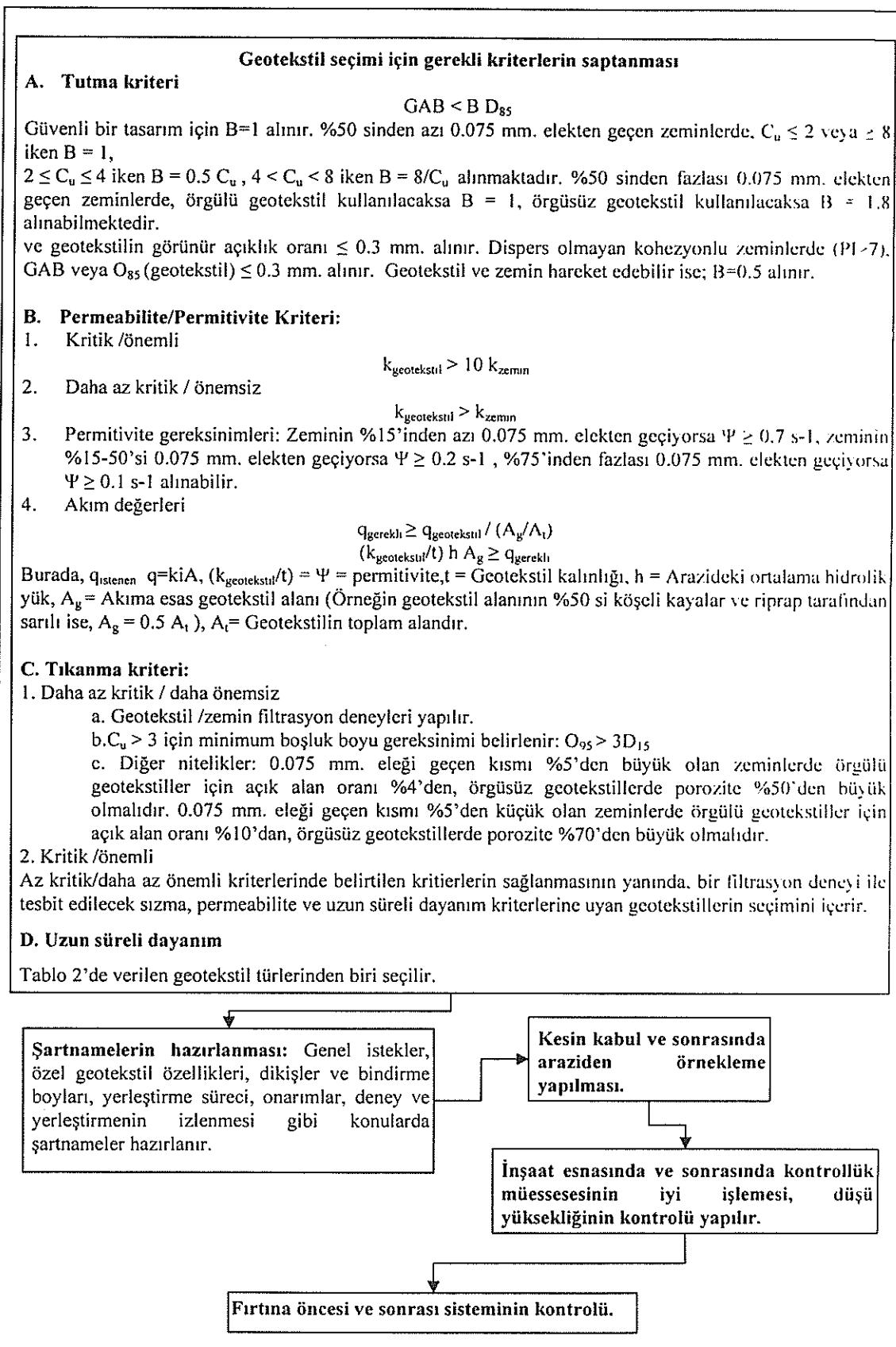
Aşağıda Şekil 8'de hidrolik filtre kriteri, Şekil 9'da ise hidrolik projeleri için uygun geotekstil seçimi için faydalanailecek iki adet akış diyagramı sunulmaktadır (Holtz, 1988; Wasti, 1992).



Şekil 8. Geotekstillerin filtrasyon özelliklerinin belirlenmesinde kullanılacak akış diyagramı
(Don & Low design guide)



Şekil 9. Geotekstillerin hidrolik yapılarda uygulama prosedürü anlatan çizelge

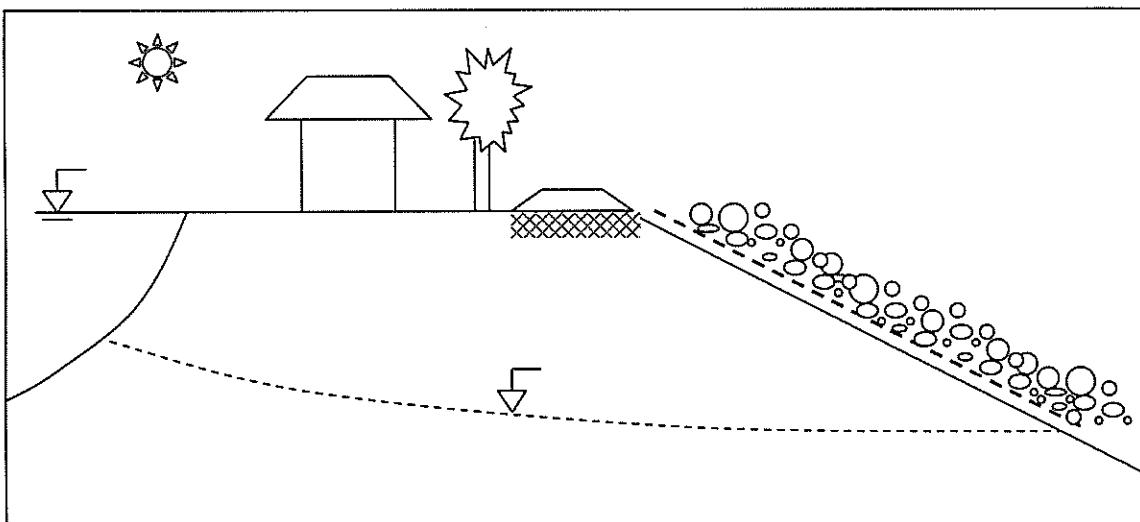


Şekil 9. Geotekstillerin hidrolik yapılarında uygulama prosedürü anlatan çizelge (devam)

Tablo 2. Erozyon kontrolü için kullanılacak geotekstillerde mukavemet gereksinimleri (Holtz, 1988).

Özellik	ASTM Deney Yöntemi	Geotekstil Sınıf 1		Geotekstil Sınıf 2	
		Uzama <%50	Uzama >%50	Uzama <%50	Uzama >%50
Tutma dayanımı	D4632	1400	900	1100	700
Dikiş dayanımı	D4632	1260	810	990	630
Yırtılma dayanımı	D4533	500	350	400	250
Delinme dayanımı	D4833	500	350	400	250
Patlama Dayanımı	D3786	3500	1700	2700	1300
Ultraviyole stabilité	D4355	500 saat ışına maruz kaldıkten sonra %50 dayanım kaybı			

5. BİR PROJELENDİRME ÖRNEĞİ



Şekil 10. Proje kesiti

PROBLEM:

- Proje: Şev üzerindeki riprap tabakasından yer altı suyunun şevde erozyon olmadan sızmasının sağlanması istenmektedir.
- Yapı tipi: Küçük taş riprap şev koruması
- Uygulama tipi: Riprap altında geotekstil filtre
- Alternatifler: i) İyi derecelenmiş zemin filtre tabakası, ii) Sedde ve riprap arasına geotekstil

VERİLER:

- Proje kesiti Şekil 10'da verilmiştir.
- Riprap tabakası yoldan gelen suyun şevden sızmasına izin verecektir.
- Riprap tabakası 50 ilâ 300 mm. boyutlarında küçük taşlardan oluşacaktır.
- Taşlar bir bekhodan düşürülerek döşenecektir.

- Varolan şevden sızmalar gözlenmektedir.
- Öngörülen riprap tabakası altındaki zemin ince siltli kumdur.
- İki adet zemin örneğinin gradasyonu aşağıdaki gibidir:

Tablo 3. Uygulama örneğinde araziden alınan örneklerin dane boyu dağılım eğrileri

ELEK ÇAPı (mm)	AĞIRLIKÇA ELEKTEN GEÇEN YÜZDE	
	A Örneği	B Örneği
4.76	100	100
1.68	96	100
0.84	92	98
0.42	85	76
0.15	43	32
0.074	25	15
0.037	3	0

TANIMLANACAK:

- A. Geotekstil fonksiyon(lar)ı,
 B. Gereken geotekstilin tanımı ve parametreleri,
 C. Geotekstil şartnameleri tanımlanmalıdır.

ÇÖZÜM:

- A. Geotekstil fonksiyon(lar)ı bu tür bir uygulamada,
 Birincil-filtrasyon

İkincil: Ayırma , şeklindedir.

- b. İstenen geotekstil özelliklerı:

Görünür açıklık boyutu (GAB)

Permitivite, ve

Kalıcılık parametreleri hesaplanmalıdır.

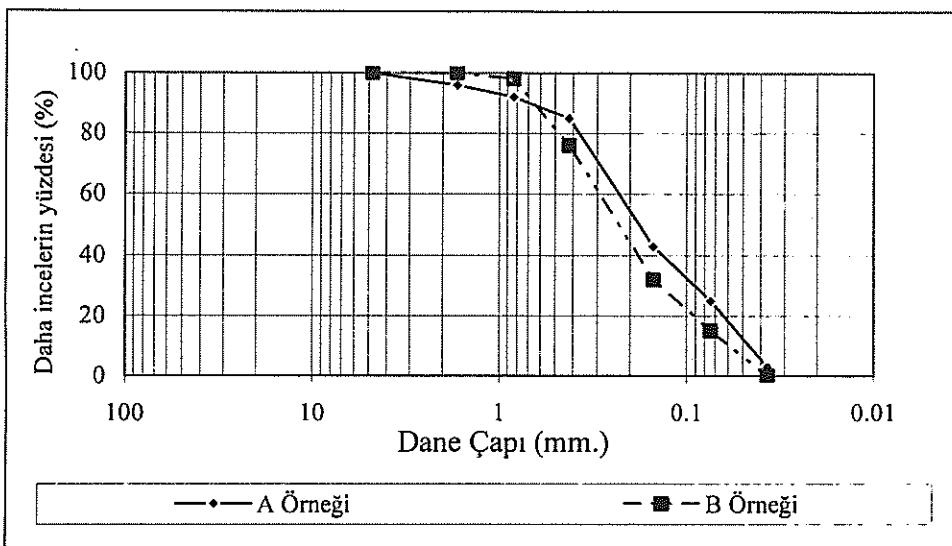
TASARIM:**▪ Kritik doğa ve arazi koşullarının değerlendirilmesi**

Verilerden, projenin can kaybı riski ve önemli yapısal hasarlar oluşabilecek kritik bir uygulama olduğu kanısına varılmıştır. Zeminler iyi derecelenmiş olup, bu tip bir uygulama için hidrolik eğim düşük ve akımın bu tip bir uygulama için kararlı bir rejimde olduğu kabul edilmektedir.

▪ Zemin örneklerinin alınması**• Dane boyu analizleri**

Zeminden alınan örnekler elektanalizi uygulanıp dane boyu dağılım eğrileri çizilmektedir. D_{60} , D_{10} ve D_{30} değerleri üç zemin örneği için de grafikten okunur. Üniformluk katsayısı, C_u , B katsayısı ve maksimum görünür açıklık boyutu (GAB) belirlenir.

Zeminin tutulamayacağı en kötü durum (en küçük $B \times D_{85}$) aşağıdaki Tablo 4'den de görüleceği üzere A zeminidir.



Şekil 11. Uygulama örneğinde araziden alınan örneklerin dane boyu dağılım eğrileri

Tablo 4. En küçük GAB'ın hesabı

Zemin Örneği	$C_u = D_{60} \div D_{10}$	B	GAB (mm) $\leq B \times D_{85}$
A	$0.20 \div 0.045 = 4.4$	$8 \div C_u = 8 \div 4.4 = 1.82$	$1.82 \times 0.44 = 1.6$
B	$0.25 \div 0.06 = 4.2$	$8 \div C_u = 8 \div 4.2 = 1.6$	$1.6 \times 0.54 = 0.86$

- **Permeabilite deneyleri:** Kritik olan bu uygulamada, zemin geçirimliliği, deneylerle belirlenecektir.
- **Riprap malzeme ve yerleştirme şeklinin değerlendirilmesi:** 50 ilâ 300 mm. boyutlarında küçük taşlar, 1 m.'den daha alçaktan düşürülerek yerleştirilecektir.
- **Sistem içerisinde geçen akım miktarının belirlenmesi:** Hidrolik hesaplarla sistemden geçen akım elde edilecektir.
- **Geotekstil isteklerinin belirlenmesi**
- **Tutma kriteri:** Tablo 4'de görüleceği üzere, A örneği kritiktir, $GAB \leq 0.86$ mm. dir.
- **Permeabilite/permitivite kriterleri**

Verilerden, bu uygulamanın daha kritik olduğuna karar verilmiş olduğundan,

$k_{geotekstil} \geq 10 \times k_{zemin}$. olmalıdır.

Permeabilite katsayıları laboratuar deneylerinden A zemini için 2×10^{-3} cm/sn, B zemini için 3.6×10^{-3} cm/sn olarak elde edilmiştir..

Bu nedenle, $k_{geotekstil} \geq 4 \times 10^{-2}$ cm/sn. olmalıdır.

Korunup yerinde tutulacak zeminin % 15 ilâ % 25 i 0.075 mm.den daha ince olduğundan, $\psi_{geotekstil} \geq 0.2 \text{ sn}^{-1}$ olur.

■ **Tıkanma kriteri**

Verilerden, bu uygulamanın kritik olduğuna karar verilmiştir. A ve B zemininin uniformluk katsayıısı 3'den büyüktür. Bundan dolayı, A ve B zeminleri için, $O_{95} \geq 3 D_{15}$ kriterini uygularsak,

$$O_{95} \geq 3 \times 0.057 = 0.17 \text{ mm. (A örneği için)}$$

$$O_{95} \geq 3 \times 0.079 = 0.24 \text{ mm. (B örneği için) elde edilir.}$$

B zemini ile karşılaşılırsa, A zemini tıkanmaya yol açabilir, bundan dolayı $O_{95} \geq 0.17$ mm.

Ayrıca, korunacak zeminin % 5'i 0.075 mm'den daha incedir.

Örgüsüz geotekstillerde, porozite \geq % 50; örgülü geotekstillerde ise örgülü açık alan yüzdesi \geq % 4 olmalıdır.

▪ **Uzun süreli dayanım**

Uzun süreli dayanım açısından kritik olan bu uygulama için birinci sınıf bir geotekstil seçilmekte, bu geotekstil de Tablo 5'deki minimum değerleri sağlamalıdır.

Tablo 5. Uygulama örneğindeki geotekstilin sağlanması gereken minimum değerler

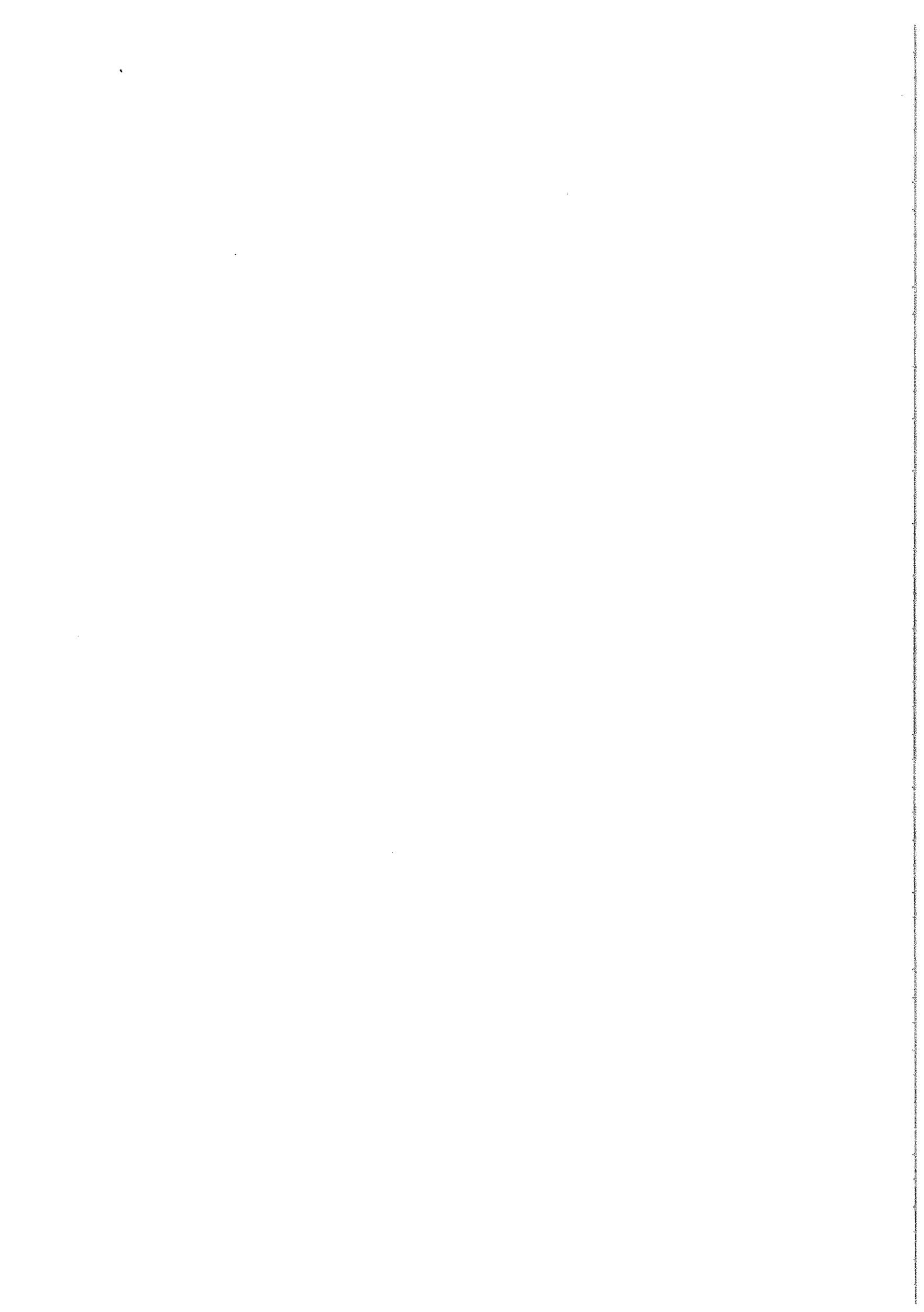
Özellik	< % 50 Uzama	> % 50 Uzama
Tutma dayanımı (N)	1400	900
Dikiş dayanımı (N)	1260	810
Yırtılma dayanımı (N)	500	350
Delinme dayanımı (N)	500	350
Patlama Dayanımı (N)	3500	1700
Ultraviyole kaybı	500 saatte mukavemetin % 50'si kalmalı.	

Yapılan bu çalışmalara ilâve olarak,

- Maliyet analizi yapılır
- Şartnameler hazırlanır.
- Kesin kabulden önce agrega ve geotekstil örnekleri alınır.
- İnşaat esnasında ve sonrasında kontrol mekanizmasının işleyip işlediği denetlenir.
- Fırtına öncesi ve sonrası drenaj sisteminin kontrolü yapılır.

KAYNAKLAR

- Chmielinz (1986), "Design and Practice", Geosentetik Projelendirme Kataloğu, Avusturya.
- Don & Low plc. (1984) , "A Geotextiles Design Guide", Dundee, Scotland.
- Güler, E. ve Sargin, İ. (1996), "Mühendislik Tasarımlarında Geosentetiklerin Kullanımı", Boğaziçi Üniversitesi Kurs Notları
- Holtz, R.D., Christopher, B.R., and Berg, R.R., (1998). "Geosynthetic Design and Construction Guidelines", National Highway Ins. Federal Highway Administration, Mc Lean Virginia.
- Koerner, R. M., (1994). "Designing with Geosynthetics" Prentice Hall, New Jersey.
- Polyfelt Design Guidelines
- Wasti, Y. vd. (1992), "İnşaat Mühendisliğinde Geotekstil ve Geomembran Uygulamaları", Eğitim SEMİNERİ 1. Kısım: Geotekstiller, ODTÜ.
- Yılmaz, H.R., (1993). "Geotekstillerin Toprak Dolgu Barajlarda Kullanım İmkan ve Avantajları Üzerine Bir Araştırma", Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekanığı Problemleri Sempozyumu, İzmir, s. 163-175.
- Yılmaz, H.R. ve Eskişar T. (2003). "Cost Considerations on the Economy of Using Geotextiles and an Improvement-Application from İzmir – Melez Delta", Nonwoven Technical Textiles Technology, pp.28-33.
- Yılmaz, H.R. ve Eskişar, T. (2004), "Toprak Dolgu Barajlarda Geosentetik Desteği Üzerine Bir İnceleme", 1. Ulusal Baraj ve Hidroelektrik Santraller Sempozyumu, Ankara, s. 139-150.



ÖRGÜSÜZ GEOTEKSTİLLERİN UZUN SÜRELİ FİLTRASYON PERFORMANSI: UÇUCU KÜL İLE DENEYSEL BİR ÇALIŞMA

Yıldız WASTİ¹

İşin ERGENEMAN²

ABSTRACT

The need to use geotextile filters for filtration of fly ash may arise in geotechnical projects which utilize fly ash or in disposal of fly ash in the form of ash slurry where the water in the slurry has to be subsequently drained out. In the present experimental study, filtration performance of nonwoven geotextiles with F type electrofilter fly ash from Çatalağzı Thermal Power Plant was investigated in the laboratory. "Long term filtration" and "fine fraction filtration" tests were conducted on two grades of a needle punched and a heat bonded geotextile. It has been found that the geotextiles used which meet most of the filter criteria envisaged in a number of design methods perform satisfactorily in long term filtration tests: Continuous passage of particles signifying upstream soil piping was not observed and the flow rates stabilized in time to relatively constant and acceptable values. Excessive clogging was observed with all the geotextiles in fine fraction filtration tests which is considered to represent special and extreme cases. The observations during the tests and the test results have been examined to check the validity of the predictions of a number of selected filter design methods, and for comparison of these methods.

ÖZET

Uçucu külün filtrasyonu için geotekstil filtrelerin kullanımı, bu atık maddeden istifade etmek amacıyla tasarlanan geoteknik projelerde veya uçucu külün sulu bertaraf edilmesi durumunda, suyun daha sonra drene edilmesi amacıyla gerekebilir. Yapılan deneysel çalışmada, örgüsüz geotekstillerin Çatalağzı Termik Santrali'ndan temin edilen F-Tipi elektrofiltre uçucu külünün filtrasyonunda etkinliği araştırılmıştır. İğneleme ile bağlanmış bir örgüsüz geotekstil ve ısıl bağlı örgüsüz bir geotekstilin iki farklı kalınlıktaki örnekleri üzerinde "uzun zamanlı filtrasyon" ve "ince kısım filtrasyon" deneyleri yapılmıştır. Birçok tasarım metodu tarafından kullanılan filtre kriterlerinin öngörülerini karşılayan bu geotekstillerin yeterli performansa sahip olduğu saptanmıştır. Uzun zamanlı filtrasyon deneylerinde zeminin borulanması anlamına gelen zemin danelerinin sürekli taşınması gözlemlenmemiş; akım, nispeten sabit ve kabul edilebilir bir seviyede dengeye gelmiştir. Özel ve zor şartları temsil ettiği kabul edilen ince kısım filtrasyon deneylerinde, bütün geotekstillerin aşırı derecede tıkandığı görülmüştür. Gözlemler ve deney sonuçları, seçilen filtre tasarım metodlarının öngörülerinin doğruluğunu araştırmak ve bu metoları karşılaştırmak amacıyla kullanılmıştır.

¹ Prof. Dr. WASTİ, Y., ODTÜ (emekli), ywasti@metu.edu.tr

² Yük. Müh. ERGENEMAN, I., Hidro Dizayn Müh., Ltd., iergeneman@hidrodizayn.com

1. GİRİŞ

Geotekstiller en yaygın olarak, drenaj sistemleri ile yamaç / kıyı erozyonuna ve su hareketleri altında temel / köprü ayağı / topuk oyulmasına karşı geliştirilen sistemlerde “filtre” olarak kullanılmaktadır. Bu uygulamalarda geotekstilin işlevi, dane taşıınmasını sınırlı tutarak (dane tutma/borulanma şartı), geotekstilin bir tarafından öbür tarafına yeterli su geçişini sağlaması (permeabilite şartı) ve bunun uzun süreli olmasıdır (tikanma şartı).

Geliştirilen çok sayıdaki geotekstil filtre kriterinde (John, 1987; Christopher ve Fischer, 1992; Luettich ve diğerleri, 1992) borulanma şartı olarak, zemin özellikleri (dane boyutları, gradasyon, plastiçite), akım şartları (hidrolik eğim mertebesi, tek yönlü / yön değiştiren) ve geotekstil türüne (örgülü / örgüsüz) bağlı olarak geotekstilin haiz olması gereken D_{95} , D_{90} veya D_{50} gibi bir gözenek açılığı belirtilir. Burada D_X (Zemin dane çapı dağılımında D_X tanımına benzer şekilde), geotekstilin içeriği gözenek boyutlarının $\%X$ 'i bu boyuttan küçük anlamına gelir. Ölçüm metoduna bağlı olarak D_{95} veya D_{90} değerinin geotekstildeki en büyük sürekli gözenek veya boşluk çapını temsil ettiği düşünülür ve AOS (apparent opening size) / EOS (effective opening size) – görünen gözenek / açıklık boyutu olarak anılır. Geotekstil zemin danelerini tutma (soil retention) veya borulanmayı (piping) önleme kriterinde çok sıkılıkla AOS değeri esas alınır ye “filtre kriteri” denildiğinde genellikle bu husus anlaşılır.

Permeabilite şartı, genelde geotekstilin geçirgenliğinin, koruduğu zeminin geçirgenliğinden fazla olması şeklärindedir. Geotekstilin tikanması, ince danelerin geotekstil içindeki boşluklarda takılarak veya yüzeyindeki gözenekler önünde yiğilerek permeabilitisenin kabul edilemez derecede azalmasıdır.

Filtre tasarımında borulanma ve permeabilite şartının sağlanmasına rağmen geotekstilin tikanabileceğine dair bulgular da vardır (Caroll, 1983; Christopher ve Fischer, 1992'den), Nitekim tikanma şartı için ilave kriterler verilmesine rağmen, önemli uygulamalarda saha zemini ve aday geotekstillerin uzun süreli performansını ve tikanma olasılığını tahlime yönelik hidrolik eğim oranı deneyi (gradient ratio test), uzun süreli akım deneyleri (long-term flow tests), bulamaç deneyi (slurry testing) ve hidrolik geçirgenlik oranı (tikanma) deneyi (hydraulic conductivity oranı – clogging – test) gibi özel deneylerin yapılması önerilmektedir (Christopher ve Fisher, 1992; Luettich ve diğerleri, 1992; Koerner, 1994). Bunlara ilaveten, “ince kısım filtrasyon deneyinin” (fine fraction filtration test) çok miktarda asılı (suspended) dane içeren ve/veya akımın yüksek hidrolik eğim altında veya dinamik şartlarda olduğu ekstrem durumları modellediği düşünülmektedir (Sansone ve Koerner, 1992). “Dinamik filtrasyon deneyi” (dynamic filtration test) ise çok ağır hidrodinamik şartlarda, hızlandırılmış bir deneydir (Najero ve Koerner, 1992).

Bildiride, örgüsüz geotekstil filtre ve uçucu kül kullanılarak yapılan uzun süreli filtrasyon ve ince kısım filtrasyon deney sonuçlarını ve çeşitli filtre kriterlerini irdeleyen bir çalışma sunulmaktadır.

2. UÇUCU KÜL – ÖZELLİKLERİ VE FILTRASYONU

Termik santrallarda ortaya çıkan çok miktardaki atık malzemenin yaklaşık %20'si kum-çakıl boyutlarındaki cırıf (bottom ash), kalanın ise hakim boyutu silt olan uçucu küldür (fly ash). A.B.D. ve Kanada'dan çok sayıda istatistiksel bulgulara göre uçucu külün ortalama D_{50}

değeri 0.02 mm ve ortalama uniformluk katsayısı C_u , 6-7 civarındadır (McLaren & Digioia, 1987). 200 No.'lu elekten geçen dane miktarı, %80'lere kadar çıkışmasına rağmen, uçucu küller killi zeminlerin aksine plastik davranış sergilemezler. Bu özellikleri nedeniyle de, geotekstille filtrasyon (borulanma) açısından sorun yaratabilecek türde bir malzemedir. Nitekim, Alman geotekstil kriterlerine göre aşağıdakilerden herhangi birine giren zeminler “problemlü zeminler” olarak sınıflandırılmaktadır (Kossendey, 1999):

- Uniformluk katsayısı $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$ olup, kil ve silt boyutu içeren zeminler;
- 0.02 – 0.1 mm (kaba silt – ince kum boyutları) aralığındaki dane yüzdesi %50'den fazla olan zeminler;
- Plastisite indisi I_p , %15'ten küçük ince daneli zeminler (plastisite indisi verilmemişse kil boyutu yüzdesinin silt boyutu yüzdesine oranı %50'den az olan zeminler).

Buna göre uçucu küller yukarıdaki üç gruba da girebilecek türde ve filtrasyon açısından zorlayıcı zeminlerdir. Uçucu kül için geotekstil filtre kullanımında uzun süreli performansın ve tikanma / borulanma olasılığının araştırılması önem kazanmaktadır.

Uçucu külün dolgu malzemesi veya duvar arkası dolgusu olarak kullanıldığı geoteknik uygulamalardaki drenaj sistemlerinde, geotekstil filtre kullanımı söz konusu olabilir. Ayrıca, termik santrallerde ortaya çıkan çok miktardaki uçucu külün, su ile karıştırılarak baraj ve seddeler gerisinde sulu depolanarak bertaraf edilmesinde, kül çokeldikçe üzerindeki durgun suyun sızcılı ve stabilite problemleri yaratmaması ve tekrar kullanımı amacıyla boşaltma bacaları (decanting wells) vs. ile alınması sırasında geotekstil filtrelerden yararlanılabilir.

Sansone ve Koerner (1992), çok sayıda geotekstil ve uçucu kül de içeren farklı zeminler kullanarak ince kısım filtrasyon deneyleri yapmışlardır. Bir örgüsüz geotekstilin, F-tipi uçucu külle, uzun süre filtrasyon davranışını, Gabr ve diğerleri (1998) tarafından laboratuvara yapılan hidrolik eğim oranı deneyi ve arazi deneyleri ile incelenmiştir. Bulgular, bu bildiriye konu olan deneyel çalışma şartlarına benzer şartlarda örgüsüz geotekstil filtrelerin başarı ile kullanılabileceği yönündedir. Reddy ve Sastri (1998), uçucu külün sulu depolama ile bertaraf yönteminde, geotekstil filtrelerin potansiyel etkinliğini, geotekstil kaplı model boşaltma bacaları ve uçucu kül bulamacı kullanarak göstermiştir.

Türkiye'de, yarattığı çevre kirliliği nedeniyle Çatalağzı – B Termik Santrali cüruf uçucu kül atıklarının denize dökülkerek bertaraf edilmesinin durdurularak, inşa edilecek bir atık barajı gerisinde sulu depolanması gündeme gelmiştir (Wasti ve Özkan, 1997; Özkan ve Wasti, 1999). Atık malzeme miktarı arttıkça, yükselen seviyelerden suyun bir drenaj sistemi vasıtıyla alınıp, geri kazanılması düşünülmüştür. Geotekstillerin, uçucu küllerin filtrasyondaki etkinliğinin araştırılması bu bakımdan önem kazanmaktadır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

3.1. Genel

Mekanik / iğneleme ile bağlanmış (needle punched, NP) ve ısıl bağlamalı (heat bonded, HB) iki tip geotekstilin iki farklı kalınlıktaki örnekleri ve filtrasyon açısından zor bir zemin olarak düşünülen Çatalağzı Termik Santrali F-tipi elektrofiltre uçucu külü kullanılarak, hidrolik eğim $i \geq 5$ ve $i \geq 40$ değerlerinde uzun süreli filtrasyon deneyleri yapılmıştır. Karşımıza

çikan çoğu uygulamada $i = 1.0 - 1.5$ geçerlidir. Ayrıca, "geotekstil filtre, performans deneyi gibi düşünülebilcek uzun süreli filtrasyon deneylerinde kabul edilemez bir tıkanma veya borulanma sergilemezse, bütün filtre kriterlerini sağlıyor olması gereklidir veya aksine, belli bir filtre şartını sağlıyor ama tıkanma veya borulanma varsa o filtre kriteri, o zemin için filtrenin uzun süreli performansını doğru öngöremiyor" noktasından hareketle, $i \leq 5$ hidrolik eğiminde yapılan deneylerin sonuçları çok sayıda filtre kriterini karşılaştırmak için kullanılmıştır. Aynı geotekstillerle yapılan ince kısım filtrasyon ve yüksek hidrolik eğimde ($i \leq 40$) yapılan uzun süreli filtrasyon deneylerinin bulguları ise, özel şartlarda geotekstil filtre performansı göstergesi olarak kabul edilmiştir. Örneğin, ince kısım filtrasyon deneyinin çatlak rıjıt kaplamaya yakın karayolu alt drenlerindeki geotekstil filtreye, bulanık suyun tekrarlı itilmesi gibi zorlayıcı durumları simule ettiği öngörülmektedir (Sansone ve Koerner, 1992). Uçucu küllerin bulamaç halinde depolanmasının bazı drenaj sistemleri için de anlamlı olabileceği düşünülmektedir.

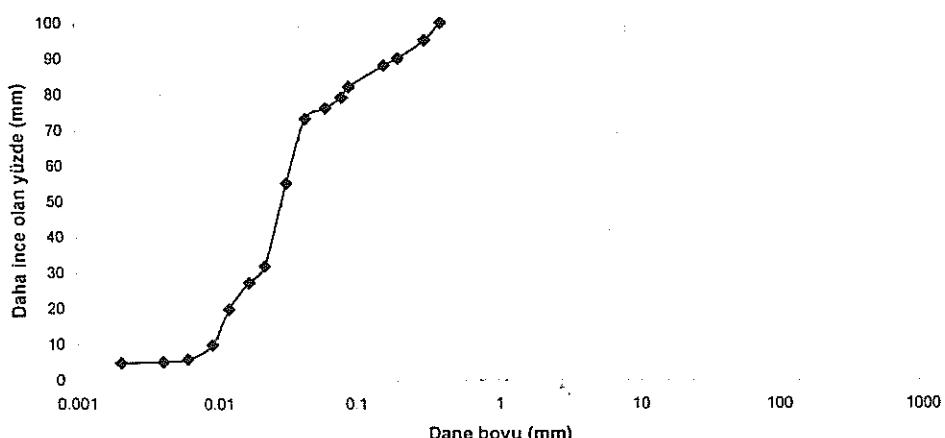
3.2. Kullanılan Uçucu Külün Özellikleri

Uçucu külün özellikleri Tablo 1'de, gradasyon eğrisi Şekil 1'de verilmiştir. Yaklaşık %70 silt boyutu dane içeren bu malzeme, 1. Bölümde verildiği gibi Alman filtre kriterlerinin her üç kategorisine göre problemli zemindir. Kenney ve Lau (1985) tarafından önerilen yöntemle yapılan değerlendirmeye göre ise bu uçucu kül, filtre edilen zemin olarak, "doğrusal olarak dengeli" (linearly stable) bir malzeme olarak tasrib edilmektedir (Lafleur ve diğerleri, 1989; Bhatia ve diğerleri, 1998; Lafleur, 1999; Ergeneman, 2001). Filtre edilen zeminin "îçsel dengesinin" (internal stability)滤re tasarımına yansitıldığı metoddadır (Lafleur ve diğerleri, 1993) böyle bir değerlendirme gerekmektedir.

Tablo 1. Çatalağzı Uçucu Külünün Genel Özellikleri (Günbulut, 2000)

Cinsi	Renk	Şekil	Plastisite	Gs	Permeabilite (m/s)*	Uniformluk KatsayıSİ Cu	Derecelenme KatsayıSİ Ce
Elektro Filtre F Tipi	Gri	Yuvarlak	NP	1.96	1.786×10^{-7}	4	1.27

*Optimum su içeriğinde sıkıştırılmış



Şekil 1. Elektrofiltre kül için dane boyutu dağılım eğrisi (Günbulut, 2000)

3.3. Kullanılan Geotekstillerin Özellikleri

Deneylerde kullanmak üzere, iğneleme ile bağlanmış (needle punched - NP) ve ısıl bağlı (heat bonded – HB) olarak iki tipte ve her tipten biri ince biri kalın olmak üzere toplam dört örgüsüz geotekstil seçilmiştir. Bu geotekstillerin özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Kullanılan Örgüsüz Geotekstillerin Özellikleri (Ergeneman, 2001)

Türü	Terram 700 ısıl bağlı	Terram 2000 ısıl bağlı	Vateks TB25 iğneleme bağlı	Vateks TB40 iğneleme bağlı
Görünen Gözenek Açıklığı (mm) Standart	0,18 BS 6906 - O90	0,06 BS 6906 - O90	0,08 Franzius Ins.-Of	0,07 Franzius Ins.-Of
Birim Ağırlık (g/m^2) Birim Ağırlık için Standart	100 BS 2471	230 BS 2472	250 ASTM D 3776	400 ASTM D 3777
Geçirgenlik-10 cm head ($\text{l}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ - m/s) Geçirgenlik standartı	$80 - 4 \cdot 10^{-4}$ ICI PTL D 527A	$33 - 3.3 \cdot 10^{-4}$ ICI PTL D 527A	$220 - 5.28 \cdot 10^{-3}$ Franzius Ins.	$120 - 4.44 \cdot 10^{-3}$ Franzius Ins.
Kalınlık (mm) Kalınlık için standart	0,5 ICI PTL D 710	1,0 ICI PTL D 711	2,4 ASTM D 1777	3,7 ASTM D 1778

Farklı yöntemlerle bulunan görünen gözenek açıklığı (AOS) boyutları aynı olmamaktadır. Çok kaba da olsa bu değerler arasında John (1987)'de verilen aşağıdaki bağıntılar kullanılarak, deneylerde kullanılan geotekstillerin İngiltere (UK O_{95}), Fransa (O_f), Amerika Birleşik Devletleri (USA O_{95}), Hollanda (Dutch, O_{90}) ve Almanya'da (German d_w) benimsenen deney metodları ile elde edilmesi beklenen AOS değerleri Tablo 3'te verilmektedir:

$$\begin{aligned} \text{UK } O_{90} &\cong \text{USA } O_{95} \text{ (ASTM)} \\ \text{Dutch } O_{90} &\cong 0.85 \text{ USA } O_{95} \text{ (ASTM)} \\ \text{German } d_w &\cong 0.75 \text{ USA } O_{95} \text{ (ASTM)} \\ \text{French } O_f &\cong 0.70 \text{ USA } O_{95} \text{ (ASTM)} \end{aligned}$$

Tablo 3. Farklı Yöntemlere Göre Olası AOS Değerleri (mm) (Ergeneman, 2001)

	Terram 700	Terram 2000	Vateks TB25	Vateks TB40
İngiltere O_{95}	0,18*	0,06*	0,107	0,093
Fransa O_f	0,126	0,042	0,075	0,065
ABD O_{95}	0,180	0,060	0,107	0,093
Hollanda O_{90}	0,153	0,051	0,091	0,079
Almanya D_w	0,135	0,045	0,08*	0,07*

* İmalatçı kataloglarından alınan değerlerdir.

3.4. Deney Yöntemi ve Deney Programı

Bu çalışmada deney yöntemi olarak, düzenli (steady state), aşağı doğru ve sabit hidrolik eğimli akım şartlarında uzun süreli filtrasyon deneyleri ve özel bir deney olan ince kışım filtrasyon deneyleri (Sansone ve Koerner, 1992) yapılmıştır.

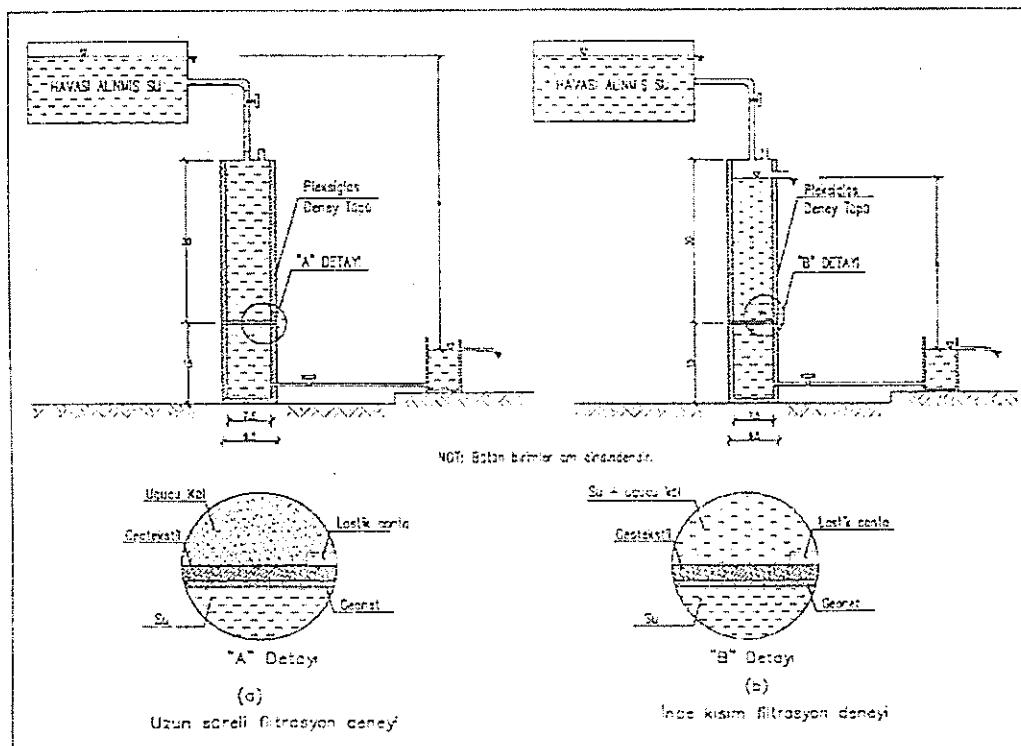
Uzun süreli filtrasyon deneylerinde; uçucu kül, akıcı hale gelecek kadar damitik su ile karıştırılarak tüpe boşaltılmış ve geotekstil filtre üzerine yaklaşık 3 cm kalınlıkta gevşek bir tabaka teşkil edilmiştir.

İnce kısım filtrasyon deneyleri, akım kolonuna belirli aralıklarla, zeminin D_{15} 'ten küçük kısmı veya geotekstil filtrenin AOS'una karşılık gelen boyutundan küçük kısmı veya zemin silt veya dağılan (dispersive) kıl ise, tümü ile hazırlanan solüsyonların eklenmesi yoluyla yapılmaktadır. Bu çalışmada uçucu kül solüsyonları, uçucu kül aynen kullanılarak hazırlanmıştır. Sisteme uçucu kül ilave edilmeden geotekstilin permeabilitesi ölçülmüş, daha sonra aralıklarla belirli konsantrasyonda uçucu kül solüsyonları konmuştur.

Her iki deneyde de Şekil 2'de şeması gösterilen, plexiglastan imal edilmiş permeametre düzeneği kullanılmıştır. Akım miktarı, suyun dereceli ölçü kabında toplanması yoluyla ölçülmüştür. Geotekstil, deney tüpü içerisinde geçmeli bağlantı noktasında yerleştirilen bir geonetin üzerine yerleştirilmiş ve tüpün iç duvarı boyunca sızıntıının önlenmesi amacıyla geotekstilin üzerine halka şeklinde ince bir lastik conta oturtulmuştur. Deney düzeneği ve yöntemiyle ilgili detaylar Ergeneman (2001)'da bulunmaktadır.

Bu deneysel çalışmada esas olarak 3 seri olmak üzere toplam 21 deney gerçekleştirilmiştir:

- Uzun süreli filtrasyon deneyleri ($i \geq 5$)
- Uzun süreli filtrasyon deneyleri ($i \geq 40$)
- İnce kısım filtrasyon deneyleri



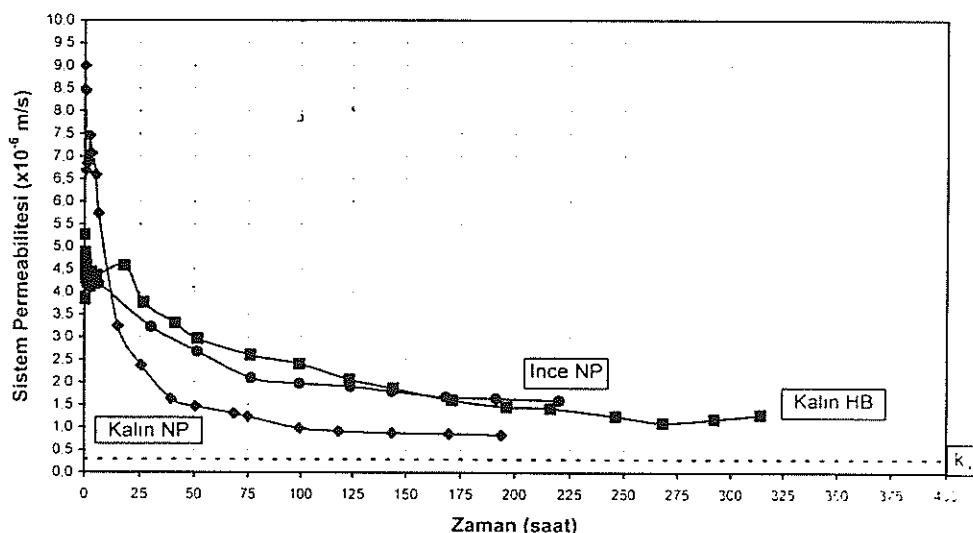
Şekil 2. Deney Düzeneği (Ergeneman, 2001)

3.5. Deney Sonuçları ve Gözlemler

3.5.1. Uzun Süreli Filtrasyon Deneyleri ($i \geq 5$)

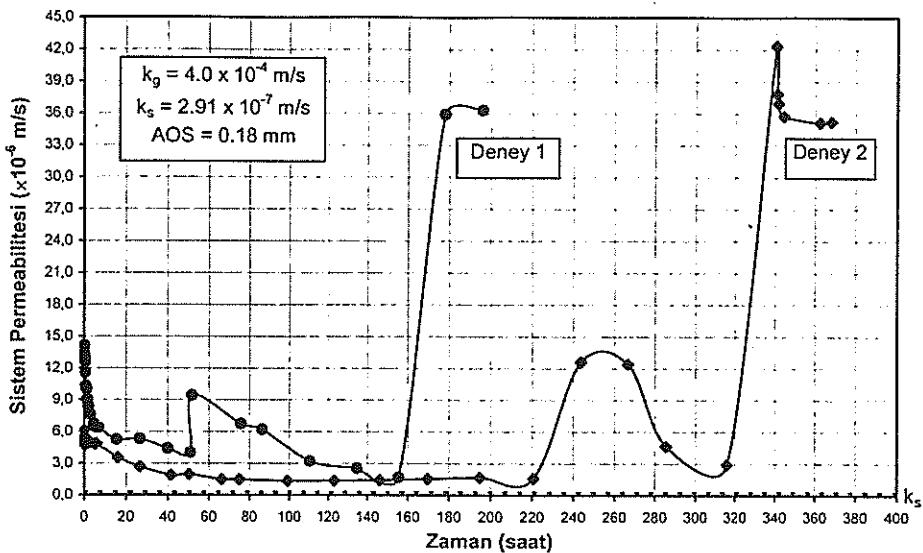
Uzun süreli performans deneyi olarak düşünülen bu deneylerde, geotekstil zemin sisteminden birim zamanda geçen su miktarı (m^3/sn) ölçülerek, sistem permeabilitesinin zamanla değişimi gözlenmiştir. İnce ve kalın iğneleme ile bağlanmış (NP) geotekstiller ile kalın, ıslı bağlanmış (HB) geotekstil filtreler, bu deneylerde benzer davranış sergilemişlerdir. Şekil 3'te görüldüğü üzere sistem permeabilitesinde ilk dakikalardaki oynamalar ve düşüşlerden sonra, değerler zemin permeabilite katsayısı K_s 'nın üstünde bir değerde stabilize olmaktadır.

Deney başlangıcında permeametrenin alt kısmındaki suda bulanıklık gözlenmiştir; bu durum beklendiği gibi zeminin çok ince kısmının akımla taşındığını göstermiştir. Ayrıca, deney bitiminde geotekstil üzerinde ve içinde bir miktar ince dane tutulduğu görülmüştür.



Şekil 3. Uzun Süreli Filtrasyon Deney Sonuçları, $i \geq 5$ (Ergeneman, 2001)

İnce HB geotekstil ise akım miktarının değişimi açısından kararsız bir davranış sergilemiştir. Tekrar deneyinde de ilk üç geotekstilden farklı eğilim gözlenmiş, başlangıçtaki düşüşten epey sonra akım miktarı aniden artmış (Şekil 4) ve su tankının kapasitesi yetmediği için deneylere son verilmiştir. Son ölçülen ve dengeye gelmiş gibi görünen permeabilite değerleri, diğer geotekstiller için bulunanlardan oldukça yüksektir. İlk dakikalarda ve akım miktarında ani artışların olduğu zamanlarda mansap suyunda bulanıklık gözlenmiş ve diğer geotekstillerin aksine permeametrein tabanında, çok az da olsa taşınmış madde çökeldiği tespit edilmiştir. Deney bitiminde yapılan gözlemlerde bu geotekstil filtre üzerindeki uçucu kül tabakası içinde yukarıdan aşağıya doğru inceden daha iriye doğru bir tabakalaşmanın görülmESİ de bu deneyde diğer deneylere nazaran daha fazla dane hareketinin olduğunu göstergesidir. Görünüşe göre dane hareketi aniden tetiklenebilmektedir.



Şekil 4. İnce HB Geotekstil için Uzun Süreli Filtrasyon Deney Sonuçları, $i \geq 5$
(Ergeneman, 2001)

Sistem permeabilite katsayıları ince iğneleme bağlamalı (NP) ve kalın ıslı bağlı (HB) geotekstiller için deney başlangıcındaki değerlere nazaran %65-70, ince HB geotekstilde %25, tıkanmaya en yatkın kalın NP geotekstilde ise %90 azalmaktadır.

İnce ve kalın, iğleneme bağlamalı (NP) ve kalın ıslı bağlı (HB) örgüsüz geotekstillerle yapılan deneylerde borulanma gözlemlenmediği ve denge permeabilitesinin kabul edilebilir değerde olduğu düşünülerek, bu geotekstillerin uçucu kül için uzun vadeli tatlınkar filtrasyon sağladığı sonucuna ulaşılmıştır.

Lawson (1982)'de de belirtildiği gibi ideal filtre performansı için, sistem permeabilitesinin daima zeminin permeabilitesinden büyük olması gerekmektedir ve denenen bütün geotekstiller bu şartı sağlamıştır. Ancak farklı tip ve kalınlıktaki geotekstillerin tıkanma mertebesi/mekanizması, denge permeabilite değerleri ve denge değerlere ulaşma süresi farklıdır. Geotekstil filtrelerde uzun vadede gözeneklerin kısmen tıkanması beklenigidenden permeabilite kriterleri yaklaşık 10 kat daha artırılarak verilmektedir.

Akımdaki düşüş, en çok ve en hızlı olarak kalın NP geotekstilde gerçekleşmiş; dane taşınaması ise en fazla ince HB geotekstilde meydana gelmiştir. İnce HB geotekstil ile yapılan tekrarlı deneylerde ani akım artışları gözlemlenmesine ve bu nedenle deneyin istenildiği kadar uzun süre devam ettirilememesine rağmen akım miktarındaki ani oynamalar daha sonra düzelmış ve gittikçe artan borulanma da meydana gelmemiştir. Bu nedenle, bu geotekstilin performansı "sınır durum" olarak kabul edilebilir.

3.5.2. Uzun Süreli Filtrasyon Deneyleri ($i \geq 40$)

İnce HB geotekstil ile gerçekleştirilen deney hariç bütün deneylerde deney başlangıcında akım miktarındaki ani düşüşten sonra sistem permeabilitesi, ilk seri deneylerde ulaşılan son değerlere çok yakın değerlerde sabitlenmektedir. Yüksek "i" değerinden kaynaklanan yüksek akım miktarı nedeniyle deneyler zorunlu olarak durdurulup, tekrar başlatılarak yapılmış,

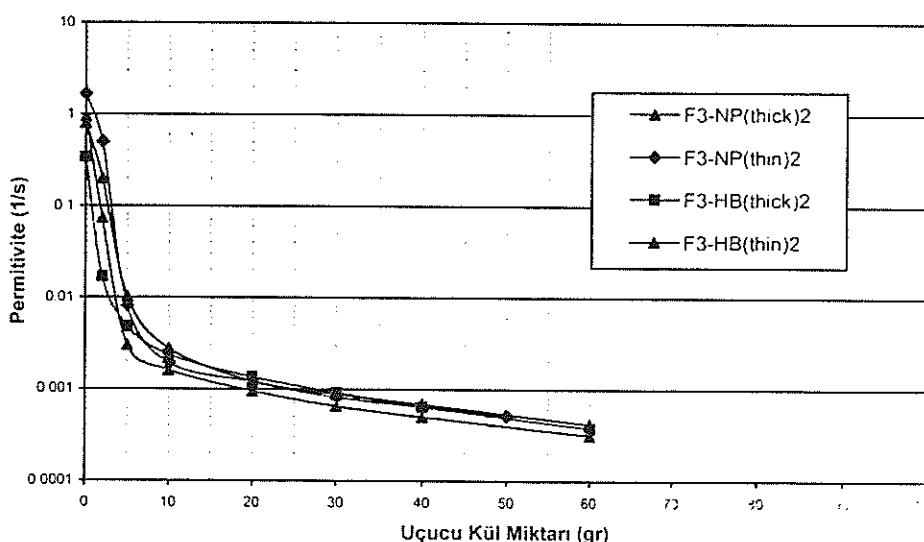
ancak bu durum deney gidişatını fazla etkilememiştir. İlk seri deneylerde olduğu gibi yalnız ince HB geotekstil kullanıldığında kararsız bir performans görülmüş, deney üç defa tekrarlanmış, ancak hiçbirinde borulanma artarak sonuna kadar devam etmemiştir.

3.5.3. İnce Kısım Filtrasyon Deneyleri

Bu deney serisinin sonuçları permittivitenin, (aralıklarla solüsyon halinde permeometreye konan) uçucu kül miktarına karşı çizildiği grafikler olarak verilmiştir (Şekil 5). Göründüğü gibi geotekstillerin tipi ve kalınlığından bağımsız olarak ortak bir davranış söz konusudur. Bütün geotekstillerin üstünde uçucu külün kaba daneli kısmı zamanla uniform bir tabaka oluşturmuştur. NP geotekstillerde uzun süreli deneylere kıyasla daha fazla ince uçucu kül parçacıklarının gözeneklerde tutulduğu gözlenmiştir.

Sansone ve Koerner (1992) ince kısım deneylerinde aşırı tikanmayı, permittivitenin ölçülebilir sınır değerinin (0.005 sn^{-1}) altına düşmesi olarak tanımlamıştır. Ekstrem şartları modelleyen bu deney koşullarında bütün geotekstillerin aşırı miktarda tikanarak beklenilen işlevi getirmediği yargısına varılmıştır.

Deneylerle ilgili kapsamlı bilgiler Ergeneman, 2001'de mevcuttur.



Şekil 5. Permittivitenin İlave Edilen Uçucu Kül Miktarı ile Değişimi (Ergeneman, 2001)

3.5.4. Deney Sonuçları Yardımıyla Filtre Kriterlerinin Değerlendirmesi

Deneylerde kullanılan geotekstillerde, deneydeki akım şartları ve zemin (uçucu kül) özelliklerini göz önüne alarak, yedi farklı geotekstil filtre kriteri uygulanmıştır (Tablo 4).

Luettich ve diğerlerinin (1992) önerdiği kriterlere göre geotekstillerin hiçbir, Fransız şartnamesine göre üçü, Watson ve John'a (1999) göre ikisi borulanma şartını sağlamamaktadır. Dolayısıyla, AOS seçimi gibi bazı varsayımların getirdiği kısıtlamalara rağmen, anılan kriterler diğerlerine nazaran daha konservatif olarak yorumlanabilir. İlgi çeken husus, Lafleur (1999) metoduna göre sadece ince HB geotekstil borulanma şartını

sağlamamaktadır ve daha önce verildiği gibi sadece bu geotekstilin filtre olarak kullanıldığı deneylerde daha kararsız bir performans izlenmiş, deney tekrarına gerek duyulmuş ve daha fazla dane taşınması meydana gelmiştir. Nitekim metodun uygulanması sırasında hesaplanan dane tutma oranı (retention ratio, $R_R = 1.15$), sınır değeri olan $R_R = 1.0$ 'a çok yakındır (Ergeneman, 2001). Kısacası, kullanılan filtre tasarım metodları arasında sadece Lafleur (1999) yaklaşımı uzun süreli filtrasyon performans deneyleri ile bire bir uyum sağlamıştır.

4. SONUÇ

Örgüsüz geotekstillerin, filtrasyon açısından zor bir malzeme olan uçucu küllerin filtrasyonunda etkinliğini araştırmaya yönelik çalışmanın kapsamını ve kısıtlı sayıdaki deneyleri gözardı etmeksizin aşağıdaki sonuçların geçerli olduğu düşünülmektedir:

- Seçilen filtre kriterlerinin çoğunu sağlayan örgüsüz geotekstillerin, ağır şartlarda ($i \geq 5$ ve 40) uzun süreli performansı taminkardır: Gittikçe artan, kontrollsüz borulanma gözlenmemiştir ve sistem permeabilitesi zemin permeabilitesinin üstünde bir değerde pratik olarak sabitlenmiştir.
- Sonuçlar plastik olmayan benzer gradasyona sahip siltli zeminler için de geçerlidir.
- AOS değerinin farklılığı, değişik yöntemler arasında güvenilir korelasyonlarının olmayışı ve çok sayıdaki ve bazen çelişkili sonuçlar veren çeşitli filtre kriterlerinin oluşu, özellikle problemlı zeminlerde geotekstil seçiminin güçlendirilmektedir. Tasarımcıların kritik uygulamalarda birden fazla filtre kriteri kullanmasında fayda görülmektedir.
- Lafleur (1999) tarafından önerilen ve korunan zeminin dane çapı dağılımına bağlı olan içsel stabilitesini göz önüne alan geotekstil filtre seçim metodu, uçucu küllerle yapılan bu çalışmada en başarılı yöntem olarak bulunmuştur. Tasarımcıların seçikleri yöntemler arasına bu metodu da dahil etmeleri önerilmektedir.
- Geotekstil filtre performansında, "dane tutulması ve kabul edilebilir tıkanmaya rağmen mansaba olabildiğince az dane geçsin" veya "fazlaca dane taşınması pahasına permeabilite azalmasın ve aşırı boşluk suyu basınçları oluşmasın" şeklindeki ihtiyaçlardan hangisinin ilgili uygulamada öncelikli olduğu tespit edilmelidir. İlk kategori için iğneleme bağlı (NP), kalın; ikinci kategori için ıslı bağlı (HB), ince geotekstiller daha uygun olabilir.
- Çok özel ve zorlayıcı şartları modelleyen ince kısım filtrasyon deneylerinde örgüsüz geotekstillerin tıkanmaya meyilli olduğu belirlenmiştir. Ancak, bu çalışmada Çatalağzı Termik Santral atıklarının en ince kısmı olan elektrofiltre uçucu külünün kullanıldığı göz önüne alınarak; santral atığının tümü söz konusu olduğunda daha kaba daneli olduğu için, bu deney şartlarında daha iyi performans beklenmektedir.

KAYNAKLAR

- Bhatia, S. K., Moraille, J. and Smith, J. L., (1988). "Performance of Granular vs. Geotextile Filters in Protecting Cohesionless Soils", ASCE Geotechnical Special Publication No 78, Filtration and Drainage in Geotechnical / Geoenvironmental Engineering, Editors, Reddi, L.N. and Bonala, M.V., pp.1-29.
- Christopher, B. R. and Fischer, G. R., (1992). "Geotextile Filtration Principles, Practices and Problems", Geotextiles and Geomembranes, (11), pp.337 – 353.
- Ergeneman, I., (2001), "Use of Nonwoven Geotextiles for Filtration of Fly Ash", M.S. Thesis, METU, Ankara.
- Ergeneman, I. ve Wasti, Y.(2000). "Örgüsüz Geotekstillerin Uçucu Külün Filtrasyonunda Etkinliği", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İTÜ, İstanbul.
- Gabr, M. A., Akram, M. H. and Zayed, A. M.,(1998). "Field Versus Laboratory Filtration Performance of a nonwoven Geotextile with Fly Ash", Geotextiles and Geomembranes,(16), pp.247 - 255.
- Günbülüt, D., August, (2000). "A Study on the Use of Çatalağzı Thermal Power Plant Wastes as Fill Material in a Proposed Wet Disposal Scheme", M.S. Thesis, METU, Ankara.
- John, N. W. M., (1987). Geotextiles, Glasgow: Blackie Publ.Co.Ltd., London.
- Kenney, T. C. and Lau, D., (1985). "Internal Stability of Granular Filters", Canadian Geotechnical Journal, (22), pp.215 – 225.
- Kossendey, Th., (1999). "Long-term Performance Assessed from Compatibility Tests", Geotextiles and Geomembranes, Vol.17,pp.281 – 298.
- Koerner, R. M., (1994) "Designing with Geosynthetics", Prentice – Hall Inc., New Jersey, Third Edition.
- Lafleur, J., (1999). "Selection of Geotextiles to Filter Broadly Graded Cohesionless Soils", Geotextiles and Geomembranes, (17), pp. 299-312.
- Lafleur, J., Mlynarek, J. and Rollin, A. L., (1989), "Filtration of Broadly Graded Cohesionless Soils", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, No.12, pp. 1747 – 1767.
- Lafleur, J., Mlynarek, J., and Rollin, A. L. (1993). "Filter Criteria for Well-Graded Cohesionless Soils", Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering Brauns, J., Heibaum, M., and Schuler, U., Editors, Balkema, Rotterdam, Netherlands, Proceedings of Geofilters'92, Karlsruhe, Germany, pp.97-106.
- Lawson, C. R., (1982). "Filter Criteria for Geotextiles: Relevance and Use", Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, GT10, pp. 1300 – 1317.
- Luettich, S. M., Giroud, J. P., Bachus, R. C., (1992). "Geotextile Filter Design Guide", Geotextiles and Geomembranes, (11), pp. 335 – 370.
- Narejo, D. B and Koerner, R. M., (1992). "A Dynamic Filtration Test for Geotextile Filters", Geotextiles and Geomembranes, (11), pp. 395 – 400.
- Özkan, M. Y. ve Wasti, Y., Nisan (1999). "Çatalağzı-B Termik Santrali Kül Barajı Değerlendirme Raporu", ODTÜ Döner Sermaye Proje (Kod No: 98-03-03-03-26) Raporu.
- Reddy, E. S. and Sastri K. R., (1998). "Use of Geotextiles as Filters in Decanting Wells of Ash Ponds", Geotextiles and Geomembranes, (16), pp. 303 – 310.
- Sansone, L. J. and Koerner, R. M., 1992, "Fine Fraction Filtration Test to Assess Geotextile Filter Performance", Geotextiles and Geomembranes, (11), pp. 371 - 393.
- Wasti,Y. ve Özkan, M. Y., Kasım (1997). "Çatalağzı-B Termik Santrali Kül ve Curutun Geoteknik Özelliklerinin Belirlenmesi ve Tavsiyeler", ODTÜ Döner Sermaye Proje (Kod No: 97-03-03-03-29) Raporu.

Watson, P. D. J. and John, N. W. M., (1999). "Geotextile Filter Design and Simulated Bridge Formation at the Soil-Geotextile Interface", *Geotextiles and Geomembranes*, (17), pp. 265 – 280.

ARABA LASTİĞİ VE SENTETİK LİFLERLE GÜÇLENDİRİLMİŞ KİL ZEMİNLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİİN ARAŞTIRILMASI

Suat AKBULUT¹

Seracettin ARASAN²

ABSTRACT

An experimental study was carried out to investigate the influence of randomly oriented fiber inclusions on the geotechnical behavior of clay liners. This paper presents the results of unconfined compression tests and direct shear tests carried out on the raw and fiber-reinforced clay samples. Three different fiber (polypropylene, polyethylene, tire) were used with variable length and percent (by total dry weight) in the study. Four primary conclusions were obtained from this investigation. First, the inclusion of randomly oriented discrete fibers significantly improved the unconfined compressive and shear strength of clay. Second, the maximum performances were achieved at a fiber dosage rate of 1,5 %, 0,2 % and 0,1 % total dry weight for tire, polyethylene and polypropylene respectively. Third, the maximum performances were achieved at a fiber length of 1,18 mm, 15 mm, 5 mm for tire, polyethylene and polypropylene respectively. Finally, it is understood that the dimension of specimens partly effect the performance of clay reinforced with fiber and the maximum unconfined compressive strength of specimens were obtained at 50 mm diameter specimens.

ÖZET

Bu çalışmada rasgele yönlendirilmiş lifler içeren kil zeminlerin geoteknik özellikleri araştırılmıştır. Çalışmada, katkısız kil ve liflerle güçlendirilmiş kil örnekler üzerinde yapılan serbest basınç ve kesme kutusu deneylerine ait sonuçlar verilmiştir. Değişik uzunluk ve toplam kuru ağırlık oranında yüzdelerde üç farklı tür lif (polipropilen, polietilen, araba lastiği) kullanılmıştır. Araştırmadan dört temel sonuç elde edilmiştir. Birincisi, rastgele yönlendirilmiş lif katkısı kılın serbest basınç ve kayma mukavemeti değerleri önemli bir şekilde yükselmiştir. İkincisi, araba lastiği, polietilen ve polipropilende lif yüzdesi için en iyi sonuçlar sırasıyla kuru ağırlığın %1,5, % 0,2, ve % 0,1 oranlarında elde edilmiştir. Üçüncüsü, araba lastiği, polietilen ve polipropilende lif uzunluğu için en iyi sonuçlar sırasıyla 1,18 mm, 15mm ve 5mm uzunluklarında elde edilmiştir. Son olarak, numune boyutunun liflerle güçlendirilmiş kılın performansına kısmen etkili olduğu ve en yüksek serbest basınç mukavemetlerinin 50 mm çapındaki numunelerde elde edildiği görülmüştür.

1. GİRİŞ

Son zamanlarda yapay ve doğal liflerle güçlendirilmiş zeminler üzerinde pek çok deneyelik çalışma yapılmıştır. Belirli doğrultularda yönlendirilmiş lif içeren zeminler [Gray ve Ohashi

¹ Yrd. Doç.Dr.,AKBULUT,S.,Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümü, sakkbulut@atauni.edu.tr

² Arş. Gör.,ARASAN,S.,Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümü, arasan@atauni.edu.tr

(1983), Shewbridge ve Sitor (1989) ve Bauer ve Fatani (1991)] ve rasgele yönlendirilmiş lif katkılı zeminler pek çok araştırmacı tarafından incelemiştir [Hoare (1979), Hoover ve dig.(1982), Setty ve Rao (1987), Maher (1988), Gray ve Maher (1989), Maher ve Gray (1990) ,Maher ve Ho (1994), Charan (1995), Nataraj ve McManis (1997), Ranjan ve dig.(1996), Michalowski ve Zhao (1996), Consile ve dig.(1998) ve Santoni ve dig.(2001)]. Bunlara ek olarak, depreme karşı oluşturulan zemin yapıları için liflerle güçlendirilmiş zeminlerin dayanım ve düktilitesi iyi sonuçlar vermiştir (Makiuchi ve Minegishi, 2001). Bu çalışmada, liflerin sıkıştırılmış kil yapısına etkileri araştırılmıştır. Değişik oranlarda lif katkılı kil örnekler optimum su muhtevalarında sıkıştırılarak serbest basınç ve kesme kutusu testlerine tabi tutulmuştur.

Hazırlanan numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneylerinde, (0,6-1,18 ; 1,18-2,36 ; 2,36-4,75 mm) uzunluğunda ve kuru ağırlığının % 1, 1,5, 2,5, 3,5 ve 5 oranlarında araba lastiği ile (5,10,15,20 mm) uzunluğunda ve kuru ağırlığının % 0,1 , 0,2 , 0,3 , 0,4 ve 0,5 oranlarında iki farklı tür sentetik lif kullanılmıştır. Numune boyutunun liflerle güçlendirilmiş kılın performansına etkisini araştırmak için Oltu kiline % 1,5 oranında araba lastiği ve % 0,2 oranlarında sentetik lif katılarak örnekler hazırlanmıştır. Bu örnekler, numune yüksekliğinin çapına oranı; 2 ve yükseklikleri 7 cm, 10 cm, 16 cm olan kaliplar kullanılarak serbest basınç deneyi için hazırlanmışlardır. Bu deneylere ek olarak, Oltu kiline % 1,5 oranında araba lastiği ve % 0,2 oranlarında sentetik lif katılarak kesme kutusu deneyleri yapılmıştır.

2. KULLANILAN MALZEMELER

2.1. Kil

Deneylerde kullanılan doğal killerin fiziksel özellikleri; tane çapı dağılımı, kıvam limitleri, maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevaları TS 1900'e göre belirlenmiştir. Kullanılan doğal killer Erzurum'un Oltu ilçesi depozitlerinden alınmıştır. Killer yüksek plastisiteli; % 6 su muhtevasına sahip ve doğal ortamda kıl-kaya özelliği gösterdiği belirlenmiştir. Likit limit değerleri % 60 civarındadır ve bu özelliği ile zemin iyileştirmede kullanılabilcek bir zemin olduğu anlaşılmıştır (Akbulut, 1999).

Deneylerde kullanılan kil zeminlerinin; likit limitleri % 62-65, plastik limitleri % 35-42 ve plastisite indisleri $I_p=23-30$ değerleri arasında değişmektedir(Kalkan, 2004). Doğal killerin indeks özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Killerin kimyasal özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

2.2. Araba Lastiği

Deneylerde kullanılan lastik, parçalanmış otomobil lastigidir. Lastığın içeriğindeki malzemeler Tablo 3'te ve lastiğe ait indeks özellikleri Tablo 4'te verilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Kılın İndeks Özellikleri (Kalkan, 2004)

Özellik	Ünlükaya Kili	Oltu Kili	Yolboyu Kili
Tane Birim Hacim Ağırlık(gr/cm^3)	2,6	2,63	2,68
Likit Limit (%)	65	65	62
Plastik Limit (%)	42	35	35
Plastisite İndisi (%)	23	30	27
Kıl İçeriği (%)	20	24	22
Aktivite,A	1,15	1,25	1,22

Tablo 2. Deneylerde Kullanılan Kilin Kimyasal Bileşimi (Kalkan, 2004)

Bileşik (%)	Ünlükaya Kili	Oltu Kili	Yolboyu Kili
Al ₂ O ₃	17,82	13,94	13,24
CaO ₃ a	26,09	27,5	23,09
CaO ₃ b	24,95	29,79	21,26
CaO	9,55	11,02	8,26
Fe ₂ O ₃	8,03	6,21	7,56
MgO	2,38	3,48	6,15
SO ₃	0,15	0,12	0,44
SiO ₂	44,27	41,59	44,69

Tablo 3. Araba Lastiği İçerisindeki Maddeler (Çelik,O.N.,1996)

Birleşimdedeki Madde	SBR(Sryrene-Butadiene-Copolymer)	Karbon Blok	Dolgu Yağı	Zine Okside	Stearic Acid	Sülfür	Hızlandırıcı
Ağırlık(%)	62,0	31,0	1,9	1,9	1,2	1,1	0,7

Tablo 4. Araba Lastığine Ait İndeks Özellikleri (Çelik, O. N.,1996 ve Hernandez, F. ve diğerleri,2002)

Özellik	Birim Hacim Ağırlık(gr/cm ³)	Young Modülü (kg/cm ²)	Çekme Dayanımı (kg/cm ²)	Kopma Uzaması (%)	Kopma Anındaki Uzama Miktarı (%)	Yumuşama Sıcaklığı (°C)
Lastik	1,198-1,153	20-234	287	590	44-55	175

Katkı malzemesi olarak kullanılan araba lastiği 0,06-1,18 , 1,18-2,36 , ve 2,36-4,75 mm arasında değişen üniform bir dağılıma sahiptir. Kil örnekleri, 0,06-1,18 , 1,18-2,36 ve 2,36-4,75 mm arasında değişen boyutlarda araba lastik ilave edilerek hazırlanmıştır.

Tablo 5. Sentetik Liflere Ait İndeks Özellikleri (Saçak,2002)

Özellik	PP	PE
Birim Hacim Ağırlık (gr/cm ³)	0,90	0,92-0,96
Young Modülü (kg/cm ²)-islak,23°C	3000-4500	-
Çekme Dayanımı (kg/cm ²)-islak,23°C	500-900	200-400
Kopma Anındaki Uzama Miktarı (%) -23°C	15-30	20-40
Erime Sıcaklığı (°C)	167	115-138

2.3. Sentetik Lifler

Sentetik lif olarak polipropilen (PP) ve polietilen (PE) lifler kil ile karıştırılarak testlerde kullanılmıştır. Bu malzemelere ait indeks özellikleri Tablo 5'te verilmiştir.

3. DENEY PROGRAMI

3.1. Katkı Kil Örneklerin Hazırlanması

Kil malzeme kullanılmadan önce 105 °C'de etüvde kurutulmuş ve farklı yüzdelerdeki liflerle karıştırılarak hazırlanmıştır. Kil, toplam kuru ağırlığın yüzdesi olarak tartılan liflerle kuru durumda karıştırılmıştır. Tüm karışımalar elle yapılmış ve homojen bir karışım elde etmek için özen gösterilmiştir.

Maksimum kuru birim hacim ağırlıkta ve optimum su muhtevasında hazırlanan karışımlar standart Proctor aletiyle üniform bir sıkılık elde edebilmek amacıyla üç tabaka halinde sıkıştırılarak hazır hale getirilmiştir. Hazırlanan bu karışımlardan, serbest basınç deneyi için; 35, 50, 80 mm çaplarında, 70, 100, 160 mm yüksekliğinde ve kesme kutusu deneyi için; 63 mm iç çapında, 35 mm yüksekliğinde numune kalıpları kullanılarak üçer adet örnek hazırlanmıştır.

3.2. Serbest Basınç Deneyi

Liflerle güçlendirilmiş killerin kayma mukavemetleri serbest basınç deneyi ile bulunmuştur (TS 1900). Serbest basınç deneyi hızlı ve ekonomik olması sebebiyle kohezyonlu zeminlerin kayma mukavemetini belirlemeye yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çalışmada boyunun çapına oranı 2 olan ($h=70, 100, 160$ mm, $d=35, 50, 80$ mm) üç numune kalıbı kullanılmıştır. Optimum su muhtevasında sıkıştırılan karışımlardan çıkarılan örnekler bekletilmeden deneye tabi tutulmuşlardır. Testler için en az üç örnek 0,0064 mm/dak 'lık bir deformasyon oranında kırılmıştır.

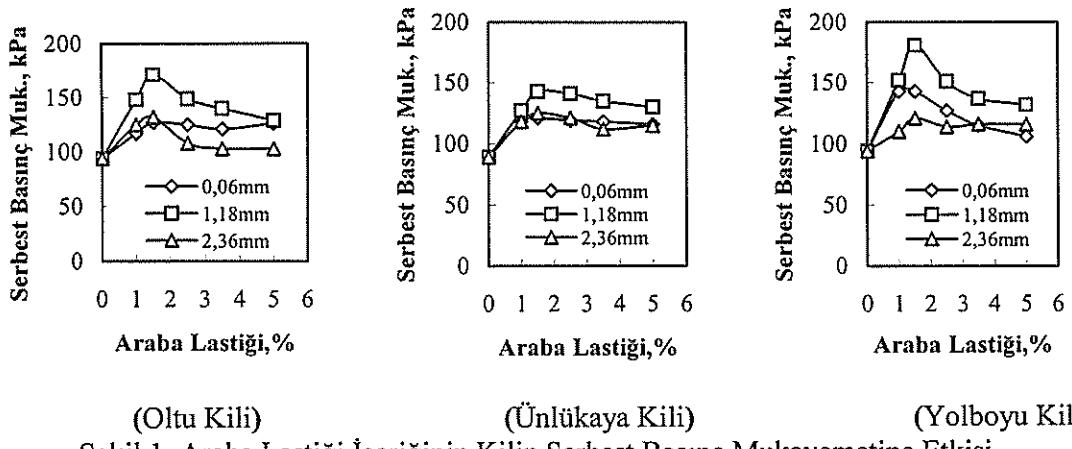
3.3. Kesme Kutusu Deneyi

Standart boyutlarda ($h=35$ mm, $d=63$ mm) kesme kutusu deneyi araba lastiği ve lif kataklı Oltu kili örnekleri üzerinde yapılmıştır. Kesme hızı tüm deneylerde 0,5 mm/sn olarak kullanılmıştır. Tüm örnekler üzerinde normal gerilmenin 2, 4 ve 8 kg/cm² olduğu seviyelerde deneyler tekrarlanmış ve bu deneyler sonucunda elde edilen veriler kullanılarak örneklerin kayma gerilmesi parametreleri bulunmuştur.

4. BULGULAR ve TARTIŞMA

4.1. Araba Lastiği Kataklı Örneklerde Serbest Basınç Mukavemeti

Şekil 1'de araba lastiği içeren örneklerde ($h=7$ cm, $d=3,5$ cm) ait serbest basınç mukavemetleri görülmektedir. Lastik içeriği kılın serbest basınç mukavemetinde belirgin bir artışa sebep olmuştur. Maksimum mukavemet değerleri 1,18 mm lif uzunluğuna ve % 1,5 lastik içeriğine sahip karışımlarda elde edilmiştir. Tüm lastik karışımı örneklerinde bir artış gözlenmiş olduğundan lastik içeriğinin serbest basınç mukavemeti için etkili olduğu söylenebilir.



Şekil 1. Araba Lastiği İçeriğinin Kılın Serbest Basınç Mukavemetine Etkisi

Deney sonuçlarına göre; tüm killerde maksimum mukavemet değerleri 1,18 mm lastik boyutunda ve % 1,5 lastik içeriğinde elde edilmiştir. Katkısız Oltu, Ünlükaya ve Yolboyu killerinde sırasıyla; 94 kPa, 89 kPa ve 94 kPa serbest basınç mukavemet değerleri elde edilmiştir. 1,18 mm boyutunda ve % 1,5'luk lastik katkısında serbest basınç mukavemetleri; Oltu kilinde % 82'lik artışla 171 kPa'a, Ünlükaya kilinde % 61'lik artışla 143 kPa'a ve Yolboyu kilinde ise % 93'lik artışla 181 kPa'a yükselmiştir.

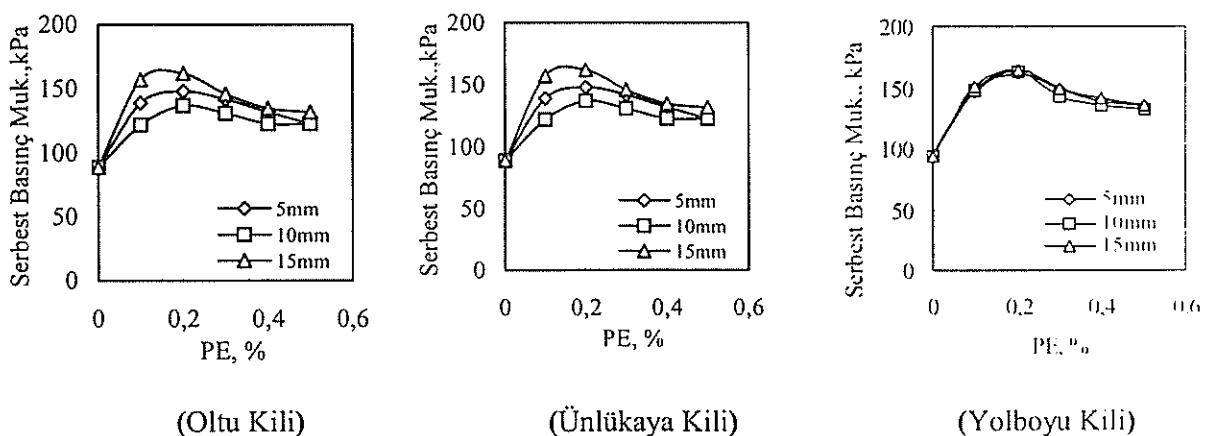
4.2. Polietilen (PE) Lif Kataklı Örneklerde Serbest Basınç Mukavemeti

Şekil 2'de Polietilen lif içeren örneklerde ($h=7$ cm, $d=3,5$ cm) ait serbest basınç mukavemetleri görülmektedir. Lif içeriği kılın serbest basınç mukavemetinde belirgin bir artışa sebep olmuştur. Maksimum mukavemet değerleri 15 mm lif uzunluğuna ve % 0,2 lif içeriğine sahip karışımında elde edilmiştir. Tüm lif kataklı örneklerde bir artış gözlenmiş olduğundan polietilen lif içeriğinin serbest basınç mukavemeti için etkili olduğu söylenebilir.

Deney sonuçlarına göre; tüm killerde maksimum mukavemet değerleri 15 mm polietilen lif boyutunda ve % 0,2 lif içeriğinde elde edilmiştir. Katkısız Oltu, Ünlükaya ve Yolboyu killerinde sırasıyla; 94 kPa, 89 kPa ve 94 kPa serbest basınç mukavemet değerleri elde edilmiştir. 15 mm boyutunda ve % 0,2'luk lif katkısında serbest basınç mukavemetleri; Oltu kilinde % 62'lik artışla 152 kPa'a, Ünlükaya kilinde % 82'lik artışla 162 kPa'a ve Yolboyu kilinde ise % 76'lik artışla 165 kPa'a yükselmiştir.

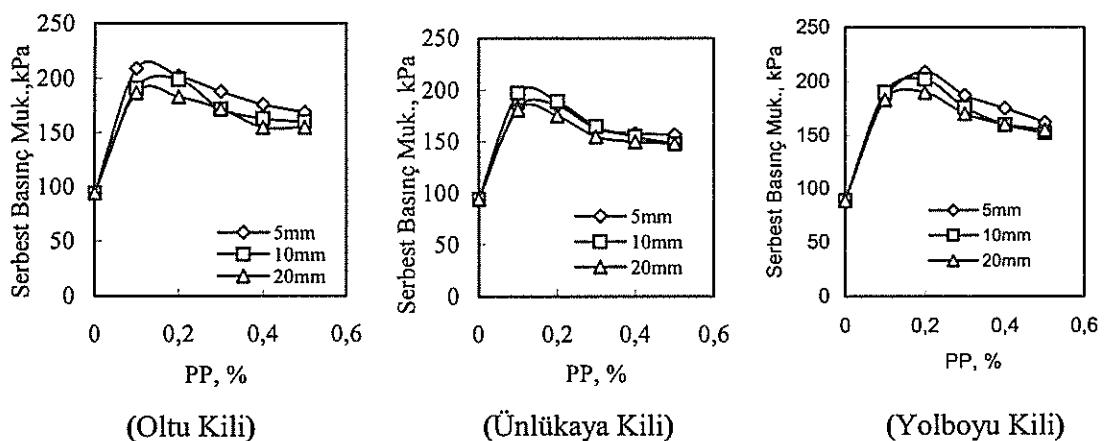
4.3. Polipropilen (PP) Lif Kataklı Örneklerde Serbest Basınç Mukavemeti

Şekil 3'te Polipropilen lif içeren örneklerde ($h=7$ cm, $d=3,5$ cm) ait serbest basınç mukavemetleri görülmektedir. Lif içeriği kılın serbest basınç mukavemetinde belirgin bir artışa sebep olmuştur. Maksimum mukavemet değerleri, Oltu ve Yolboyu kili için 5 mm. Ünlükaya kili için ise 10 mm lif uzunluklarında ve Oltu ile Ünlükaya kili için % 0,1, Yolboyu kili için ise % 0,2 lif içeriğine sahip karışımında elde edilmiştir. Tüm lif karışımı örneklerinde bir artış gözlenmiş olduğundan polipropilen lif içeriğinin serbest basınç mukavemeti için etkili olduğu söylenebilir.



Şekil 2. Polietilen (PE) Lif İçerigini Kilon Serbest Basınç Mukavemetine Etkisi

Deney sonuçlarına göre; polipropilen katkısı killerin mukavemetlerine olumlu yönde etkilemiş ve % 100'ün üzerinde artışlar sağlamıştır. Polipropilen katkısı ile kullanılan killerin her üçünde de farklı lif uzunluğu ve yüzdelerinde maksimum mukavemet değeri elde edilmiştir. Oltu kiliin serbest basınç mukavemeti, % 0,1 oranında 5 mm uzunlığında ki lif katkısında % 122'lik artışla 94 kPa'dan 209 kPa'a yükselmiştir. Ünlükaya kiliin serbest basınç mukavemeti, % 0,1 oranında 10 mm uzunlığında ki lif katkısında % 121'lik artışla 89 kPa'dan 197 kPa'a yükselmiştir. Yolboyu kiliin serbest basınç mukavemeti, % 0,2 oranında 5 mm uzunlığında ki lif katkısında % 122'lik artışla 94 kPa'dan 209 kPa'a yükselmiştir.

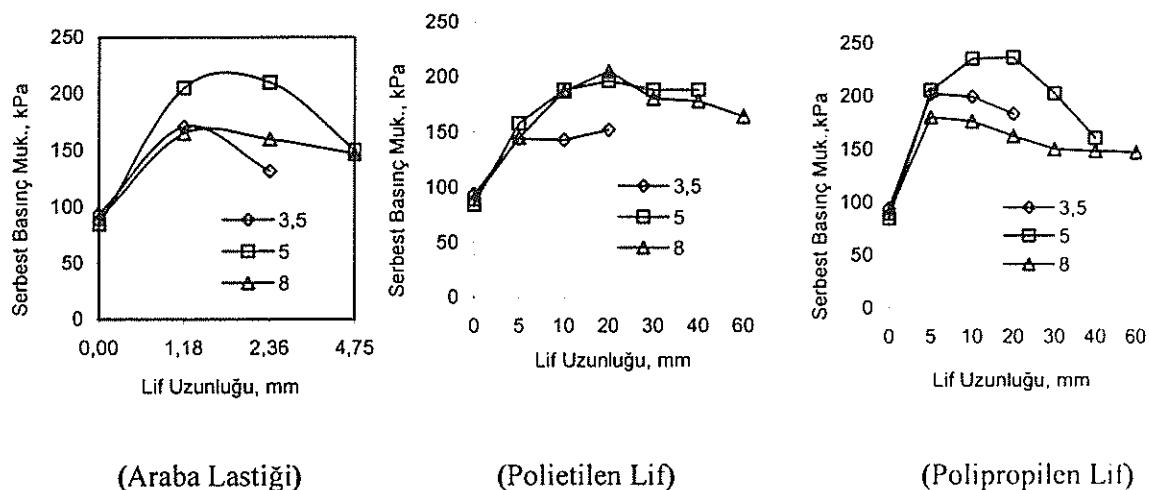


Şekil 3. Polipropilen (PP) Lif İçeriğinin Kilin Serbest Basınç Mukavemetine Etkisi

4.4 Lif Uzunluğu ve Numune Boyutunun Serbest Basınç Mukavemetine Etkisi

Numune boyutunun liflerle güçlendirilmiş killin performansına etkisini incelemek amacıyla üç farklı numune boyutu kullanılarak serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Yüksekliğin, çapın iki katı olduğu 35 mm, 50 mm ve 80 mm çaplarında üç numune kullanılmıştır. Kullanılan liflerin uzunlukları numune boyutlarına göre artırılmıştır. Numune çapının 80 mm olduğu deneylerde; 4,75-6,3 mm arasında kalan araba lastiği ve 60 mm uzunlığında lifler kullanılmıştır. Şekil 4'e bakıldığından, 50 mm çapında ve 100 mm yüksekliğindeki numunelerin serbest basınç mukavemetleri diğer numune boyutlarından elde edilen sonuçlara göre daha yüksek olduğu görülmektedir.

Deney sonuçlarına göre; araba lastiği katkılı örneklerde en iyi sonuçlar 50 mm çapındaki numunelerden elde edilmiştir. Ayrıca; 4,75-6,3 mm boyutundaki araba lastiği ile yapılan deneylerde 50 mm ve 80 mm çaplarındaki numunelerde birbirine çok yakın değerler elde edilmiştir. PE lif katkılı deneylerde, 50 mm ve 80 mm çaplarındaki numunelerden yaklaşık aynı değerler elde edilmesine karşın, 35 mm çapındaki numunelerde daha düşük sonuçlar elde edilmiştir. PP lif katkılı deneylerde de araba lastiği katkılı deneylere benzer sonuçlar elde edilmiş ve 50 mm çapındaki numunelerde en yüksek mukavemet değerleri görülmüştür. Diğer katkılardan farklı olarak PP lif katkılı deneylerde en düşük serbest basınç mukavemetleri 80 mm çapındaki numunelerde elde edilmiştir.



Şekil 4. Lif Uzunluğu ve Numune Boyutunun Serbest Basınç Mukavemetine Etkisi

4.5 Katkılı Örneklerin Kesme Mukavemeti

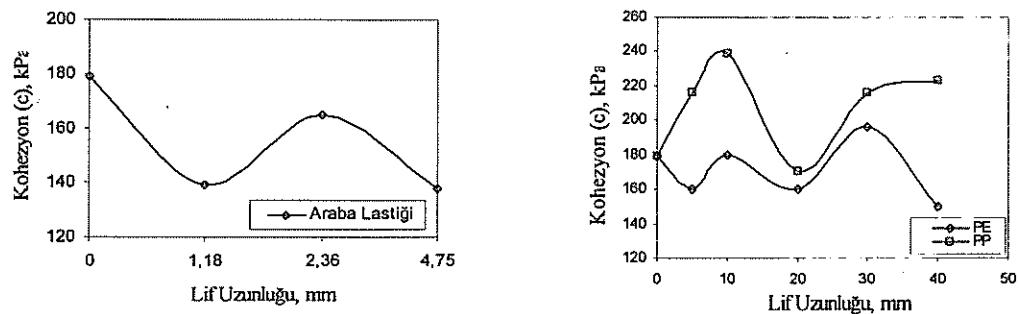
Lif katkılı Oltu kili karışımı üzerinde 2, 4 ve 8 kg/cm²'lik normal gerilme seviyelerinde kesme kutusu deneyi uygulanmıştır. Yapılan deneylerde, daha önce yapılan serbest basınç deneylerinin sonuçları göz önünde bulundurularak; araba lastığının % 1,5 ve sentetik liflerden % 0,2 oranlarında katkılar kullanılmıştır. Deneyler sonucunda, araba lastiği ve sentetik lif katkısının kilin kayma direnci parametreleri üzerinde düzenli bir davranış şekli göstermediği tespit edilmiştir. Yapılan deneylerin bir kısmında liflerin numunenin kesme yüzeyinde düşey, bir kısmında ise yatay olarak bulunabilecek olması bu davranışın temel sebebi olarak düşünülmüştür. Kesme kutusu deneyi sonucunda elde edilen kohezyon (*c*) ve içsel sürtünme açısı (Φ) değerleri Tablo 6'da ve bu değerlere ait grafikler Şekil 5 ve 6'da verilmiştir.

Tablo 6. Araba Lastiği ve Sentetik Lif Katkılı Oltu Kilinin Kayma Direnci Parametreleri

Araba Lastiği		
Uzunluk (mm)	<i>c</i> (kPa)	Φ (°)
Katkısız	179	16
1,18	139	44
2,36	165	33
4,75	138	29

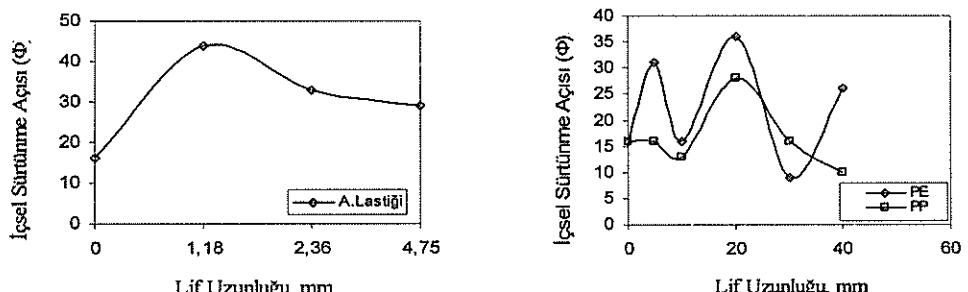
PE Lif		
Uzunluk (mm)	<i>c</i> (kPa)	Φ (°)
Katkısız	179	16
5 mm	160	31
10 mm	180	16
20 mm	160	36
30 mm	196	9
40 mm	150	26

PP Lif		
Uzunluk (mm)	<i>c</i> (kPa)	Φ (°)
Katkısız	179	16
5 mm	216	16
10 mm	239	13
20 mm	170	28
30 mm	216	16
40 mm	223	10



Şekil 5. Lif Uzunluğunun Kohezyona (c) Etkisi

Deney sonuçlarına göre; araba lastiği, PE ve PP katkılarında sırasıyla 2,36 mm, 30 mm, 10 mm lif uzunluklarında en yüksek kohezyon değerleri ve 1,18 mm, 20 mm ve 20 mm lif uzunluklarında en yüksek içsel sürtünme açısı değerleri elde edilmiştir. İçsel sürtünme açısı değerleri yapılan serbest basınç deneyleri sonuçlarıyla uyum içinde olmasına karşın, maksimum kohezyon değerlerinin elde edildiği lif uzunlukları farklılık göstermektedir.



Şekil 6. Lif Uzunluğunun İçsel Sürtünme Açısına (φ) Etkisi

5. SONUÇLAR

Yapılan çalışmada araba lastiği, Polietilen (PE) ve Polipropilen (PP) sentetik lifleri kullanılarak güçlendirilmiş kılın serbest basınç mukavemetleri, kayma direnci parametreleri araştırılmıştır. Buna ek olarak, numune boyutunun serbest basınç mukavemeti üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

- Rasgele yönlendirilmiş lif katkısı kılın serbest basınç ve kayma mukavemeti değerlerini önemli bir şekilde yükseltmiştir.
- Araba lastiği, PE ve PP'de lif yüzdesi için en iyi sonuçlar sırasıyla kuru ağırlığın %1,5, % 0,2 ve % 0,1 oranlarında elde edilmiştir.
- Araba lastiği, PE ve PP'de lif uzunluğu için en iyi sonuçlar sırasıyla 1,18 mm, 15 mm ve 5 mm uzunluklarında elde edilmiştir.
- Numune boyutunun liflerle güçlendirilmiş kılın performansına kısmen etkili olduğu ve en yüksek serbest basınç mukavemetlerinin 50 mm çapındaki numunelerde elde edildiği görülmüştür.

Deneysel veriler, rasgele yönlendirilmiş araba lastiği, polietilen ve polipropilen katkılarının kılın serbest basınç ve kayma mukavemetine olumlu etki yaptığı gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

- Akulut, S., (1999), "Enjeksiyon ile Granüller Zeminlerin Geoteknik Özelliklerinin İyileştirilmesi", Doktora Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Bauer, G.E., Fatani, M.N., (1991), "Strength characteristics of sand reinforced with rigid and flexible elements", Proceedings of Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Bangkok, pp. 471-474
- Charan, H.D., (1995), "Probabilistic analysis of randomly distributed fiber reinforced soil", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India.
- Consile, H.D., Prietto, P.D., Ulbrich, L.A., (1998), "Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil.", Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, ASCE 124 (12), 1211-1214.
- Çelik, O.N.,(1996), "The Engineering Properties and Fatigue Behavior of Asphaltic Concrete Made with Waste Thread Tyre Rubber Modified Binders", Ph.D. Dissertation, The University of Leeds, London
- Gray, D.H., Maher, M.H., (1989), "Admixture Stabilization of sand with discrete randomly distributed fibers.", Proceedings of XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, Vol.2, pp. 1363-1366.
- Gray, D.H., Ohashi, H., (1983), "Mechanics of fiber reinforcing in sand.", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 109 (3), 335-353.
- Hoare, D.J., (1979), "Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibers.", Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement, Paris, France, Vol. 1 pp .47-52
- Hoover, J.M., Moeller, D.T., Pitt, J.M., Smith, S.G., Wainaina, N.W., (1982), "Performance of randomly oriented fiber reinforced roadway soils", Iowa DOT Project-HR-211, Department of Transportation.
- Kalkan, E. ve Akbulut, S., (2004), "The positive effects of silica fume on the permeability, swelling pressure and compressive strength of natural clay liners", Engineering Geology 73 (2004) 145-156
- Maher, M.H.,(1988), "Static and dynamic response of sands reinforced with discrete randomly distributed fibers", Ph. D. Thesis, University of Michigan, Arbor, USA
- Maher, M.H., GRAY, D.H., (1990), "Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers.", Journals of Geotechnical Engineering Division, ASCE 116(11), 1661-1667
- Maher, M.H., HO, Y.C.,(1994), "Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composito.", Journals of Geotechnical Engineering Division, ASCE 120(8), 1381-1393
- Michałowski, R.L., Zhao, A., (1996), "Failure of fiber reinforced granular soils", Journals of Geotechnical Engineering Division, ASCE 122(3), 226-234
- Makiuchi, K., Minegishi, K., (2001), "Strain-Induced toughness and shearing characteristics of short-fiber reinforced soils. Landmarks in Earth reinforcement", In: Ochiai, H., et al. (Eds.), Proceedings of The International Symposium on Earth Reinforcement, Balkema Publishers, Fukuoka, Japon, Vol.1, pp. 83-88
- Nataraj, M.S., McManis, K.L., (1997), "Strength and deformation properties of soils reinforced with fibrillated fibers", Geosynthetics International 4(1), 65-79

- Ranjan, G., Vasan, R.M., Charan, H.D., (1996), "Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil.", Journals of Geotechnical Engineering Division, ASCE 122(6), 419-426
- Santoni, R.L., Tingle, J.S., Webster, S.L., (2001), "Engineering Properties of sand-fiber mixtures for road construction.", Journals of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 127 (3), 258-268
- Saçak, M., (2002), "Lif ve Elyaf Kimyası", Gazi Kitabevi Ankara, Türkiye
- Setty, K.R.N.S., Rao, S.V.G., (1987), "Characteristics of fiber reinforced lateritic soils.", Indian Geotechnical Conference, Vol. 1, Bangalore, India pp. 329-333
- Shewbridge, S.E., Sitar, N., (1989), "Deformation characteristics of reinforced soil indirect shear.", Journals of Geotechnical Engineering Division, ASCE 115 (8), 1134-1147
- TS 1900. (1987) İnşaat Mühendisliğinde Zemin Labaratuvar Deneyleri. Türk Standartları Enstitüsü

BOŞLUKLU ZEMİN ÜZERİNDE İNŞA EDİLECEK YOL DOLGUSU İÇİN GEOSENTETİKLERİN KULLANIMI

Mete İNCECİK¹ Recep OKAN² Müge BALKAYA³

ABSTRACT

Because of mining works in some places some hollows occur in the soil. And in some cases, it is inevitable for railways and highways to cross over these problematic regions. In that case, preventing the damages that occur due to mining works is a great concern of civil engineering. Thus, some techniques are developed to prevent the sudden impact for life and money losses. In this study, a highway crossing over such a problematic region is investigated by using a two dimensional finite element program and it is seen that using geosynthetics would be a practical solution for such a problem.

ÖZET

Yer altı kaynaklarının bulunduğu yerden çıkarılıp kullanılması ile çıkarıldığı yerlerde boşluklar oluşmaktadır. Örneğin yüzeye yakın bulunan kömür madenlerinin işlenmesi neticesinde büyük alanlar boyunca zemin içerisinde boşluklar olduğu bilinmektedir. Bu alanların üzerinde kimi zaman karayolu, demiryolu vb. ulaşım hatlarının geçmesi kaçınılmaz olmaktadır. Bu durumda dikkat edilmesi gereken en önemli konu ise zemin içindeki bilinmeyen boşluklardan dolayı yolda beklenmedik ani hasarların önüne geçilmesi ve mal ve can kaybının önlenmesidir. Bu amaçla kimi zaman zemin içindeki boşlukların posa malzeme yada nispeten pahalı olmakla birlikte enjeksiyon malzemesi ile doldurulması yoluna gidilmektedir. Ancak yine de pratikte boşluk yerleri tam olarak bilinemediğinden doldurulamayan boşluklar da bulunmaktadır. Son yıllarda geosentetiklerin geoteknik mühendisliğinde geniş uygulama alanı bulması neticesinde ani deformasyonların önlenmesi işlerinde geosentetikler kullanılabilmektedir.

Bu yazı kapsamında zeminde oluşan boşluk üzerinden geçen bir karayolu nedeniyle oluşan oturmalar ve sistemin stabilitesi sonlu elemanlar yöntemi ile iki aşamada incelenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. İlk aşamada, 0.50m'lik kademeler halinde inşa edilen 1.50m yüksekliğindeki dolguda ve zeminde herhangi bir iyileştirme yapılmamış, ikinci aşamada ise dolgunun stabilitesinin sağlanabilmesi amacıyla dolgu içerisinde geogridler kullanılmış ve elde edilen sonuçlardan, bu tip bir problemde geogridler kullanılması halinde oluşabilecek stabilité problemlerinin büyük ölçüde ortadan kaldırılabileceği sonucuna varılmıştır.

¹ Prof. Dr. , İNCECİK, M., İstanbul Teknik Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı, mincecik@srv.ins.edu.tr

² İnşaat Yük. Müh., OKAN, R., Temeltaş İnş. San. ve Tic. A.Ş., rokan@temeltas.com.tr

³ İnşaat Yük. Müh., BALKAYA, M., İstanbul Teknik Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı, mbalkaya@srv.ins.edu.tr

1. GİRİŞ

Bu çalışmada, zemin içerisinde işletilen bir maden ocağı nedeniyle zemin yüzünden 1.80m aşağıda oluşan yaklaşık 3.55m yarıçapındaki bir boşluk ele alınmıştır. Yapılan hesaplarda, bir karayolu güzergahının bu boşluğun üzerinden geçtiği ve trafik yükü nedeniyle zemine 15 kPa değerinde bir yük etkidiği kabul edilmiştir. Maden bölgelerinde sıkça karşılaşılan bu gibi durumlarda zemin içerisindeki boşluk nedeniyle zemin yüzeyinde oluşabilecek ani bir göçmenin önlenecek mal ve can kaybının önüne geçilmesi gerektiği aşikardır. Eski maden yataklarının pasa malzeme ile doldurulması mecburiyeti bilinmekte beraber, bazı durumlarda bunların zamanla boşaldığı veya zamanında iyi yapılmadığı anlaşılmıştır. Maden bölgelerinden geçen karayolu veya demiryolu gibi uzun hatlarda böyle tehlikeli noktaları önceden tespit etmek çok kolay olmadığından ihtiyatı tedbir alınmalıdır. Zemin içinde meydana gelen boşluğun yeri tam olarak bilindiği takdirde enjeksiyon yöntemi ile meydana gelebilecek hasarlar önlenebilir. Ancak, kilometrelerce ilerleyen karayolu ve demiryolu hatlarında olduğu gibi, boşluğun kesin olarak belirlenememesi halinde kullanılan geosentetik malzemeler yardımıyla meydana gelebilecek ani hasarların önüne geçilebilmektedir.

Yapılan analizlerde önce dolguda herhangi bir iyileştirme yapılmadan kademeli yüklemeler altında siltli kil zemindeki oturmalar belirlenmiştir. Ancak, bu durumda sistemde göçme olduğu anlaşılmıştır ve bu nedenle, düşey yer değiştirmeleri azaltmak ve sistemin bu dolgu yükleri altında stabilitesini sağlamak amacıyla zemin iyileştirilmesi yapılmasına karar verilmiştir. Bu amaçla, dolgu ve dolgu altındaki siltli kil zemin içinde güçlendirme amaçlı geogridler kullanılmıştır. Kullanılan geogridler sayesinde ilk durumda sistemde meydana gelen göçme önlendi ve şekil değiştirmeler azalmıştır.

Geogridler, kalın ipciklerden oluşurlar. Çekme mukavemetleri yüksektir ve imal şekillerine göre her iki yönde ya da bir yönde yüksek çekme mukavemetine sahip olabilirler. Büyük sürtünme gerilmelerini zemine uygulayabilmekte, bu suretle temel inşaatında hem kompozit bir eleman olarak zemin+geogridde gelen büyük zorlamalara karşı koyabilmekte, hem de çekme kuvvetlerini bir ankrat gibi daha sağlam zeminlere aktarabilmektedir. Donatılı duvar, şev güvenliğinin artırılması, temel takviyesi, taşıma gücünün artırılması, deprem dayanımının artırılması ve yol inşaatlarında dolgunun yumuşak zemine oturması durumunda ayırcı tabaka olarak kullanılabilirler.

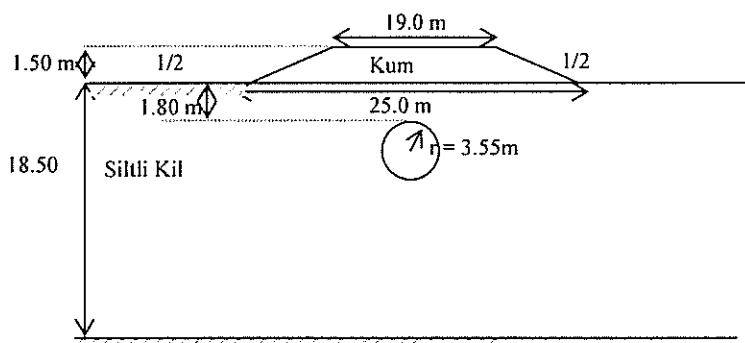
2. YÖNTEM

Bu çalışmada, zemin içerisinde işletilen bir maden ocağı nedeniyle siltli kil zemin içinde oluşan boşluk sonucu zemin yüzeyinden geçen bir karayolu dolgusunda meydana gelebilecek oturmalar ve sistemin stabilitesi iki boyutlu sonlu elemanlar programı Plaxis V.8 ile incelenmiştir. Maden işletmesi nedeniyle zemin içerisinde 3.55m yarıçapında bir boşluk oluştuğu ve bu boşluğun üst kısmının zemin yüzeyinden de 1.80m'de bulunduğu kabul edilmiştir.

Zemin içinde oluşan boşluğun geniş bir dolguyla yüklenmesi sonucunda göstereceği davranışını inceleyebilmek amacıyla analizlerde 18.5m yüksekliğinde bir siltli kilden oluşan bir zemin kesiti ele alınmıştır. Yeraltı su seviyesinin zemin yüzünden çok derinde olduğu kabul edilmiştir ve bu nedenle hesaplarda yer altı suyu dikkate alınmamıştır. Zemin yüzeyine 1.5m

yüksekliğinde ve 25m genişliğinde, şeş eğimi 1/2 (1 düşey, 2 yatay) olan bir dolgu yapılmıştır. Seçilen zemin kesiti, dolgu ve boşluk geometrisi ile Şekil 1'de verilmiştir.

İçinde boşluk bulunan siltli kıl zeminde dolgu ve trafik yükü nedeniyle meydana gelebilecek stabilité ve oturma problemleri iki aşamada incelenmiştir. Analizlerde önce dolguda herhangi bir iyileştirme yapılmadan kademeli yüklemeler altında siltli kıl zemindeki oturmalar belirlenmiştir. Ancak, bu durumda sistemde göçme olduğu anlaşılmıştır ve bu nedenle, düşey yer değiştirmeleri azaltmak ve sistemin bu dolgu yükleri altında stabilitesini sağlamak amacıyla zemin iyileştirilmesi yapılmasına karar verilmiştir. Bu amaçla, dolgu ve dolgu altındaki siltli kıl zemin içinde güçlendirme amaçlı geogridler kullanılmıştır. Kullanılan geogridler sayesinde ilk durumda sistemde meydana gelen göçme önlenmiş ve şekil değiştirmeler azalmıştır.



Şekil 1. Çözülen Probleme Ait Zemin Kesiti ve Geometrisi

Yapılan analizlerde Plaxis sonlu elemanlar programı kullanılmış (Brinkgreve, R.B.J., Al-Khoury, R. ve dig., 2002) ve hesaplarda sistemin tamamı modellenmiştir. Bu modellemede sistemin yanal hareketleri sınırlanmış, buna karşılık düşey yönde harekete izin verilmiştir. Analizlerde dolgu, kum silte ve siltli kıl / killi siltin Mohr-Coloumb (MC) malzeme modeline uygun olduğu kabul edilmiştir. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri, malzeme modelleri ile birlikte Tablo 1.'de verilmiştir. Tabloda γ_k kuru birim hacim ağırlığı, γ_d doygun birim hacim ağırlığı, E elastisite modülü, v Poisson oranı, c ve ϕ kayma mukavemeti parametreleridir. Zeminde yer altı suyu bulunmamaktadır.

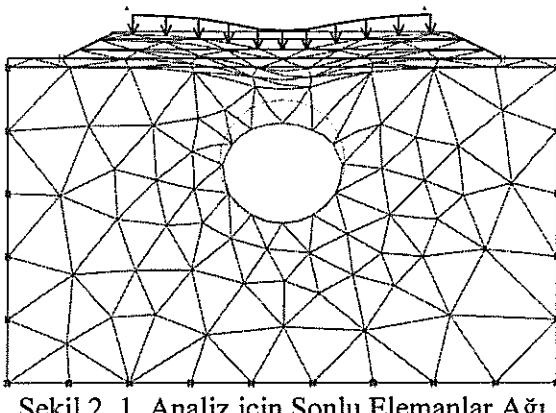
Tablo 1. Zemin Parametreleri

Parametreler	Siltli Kıl	Kum Silte	Dolgu
Malzeme Modeli	MC	MC	MC
Davranış Biçimi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
γ_k [kN/m³]	18,00	18,00	20,00
γ_d [kN/m³]	18,00	18,00	20,00
E [kN/m²]	20.000	30.000	50.000
v [-]	0,333	0,300	0,300
c [kN/m²]	60,00	1,00	1,00
ϕ [°]	10,00	30,00	30,00

3. DOLGU TEŞKİLİ VE ANALİZ SONUÇLARI

3.1. Herhangi Bir İyileştirme Yapılmadan Dolgunun Yerleştirilmesi

İlk aşamada mevcut zemin siltli kil üzerine, 1.50m yüksekliğindeki dolgu 0.50 metrelük tabakalar halinde yerleştirilmiş ve herhangi bir iyileştirme yapılmadan siltli kilde ve üzerindeki dolguda meydana gelen değişimler incelenmiştir. Sonlu elemanlar analizinde düzlem deformasyon durumunun geçerli olması koşuluna bağlı hesap yapıldığından, boşluğun boyuna doğrultusu boyunca aynı zemin koşullarının devam ettiği kabul edilmiştir. Analizde kullanılan sonlu elemanlar ağı ve zemin profili Şekil 2'de verilmiştir.



Herhangi bir iyileştirme önleminin alınmadığı durumu gösteren 1. analiz beş aşamada yürütülmüştür. 1. aşamada 0.50m kalınlığında olan kum şilte aktif hale getirilmiştir. 2. aşamada 0.50m kalınlıktaki 1. tabaka dolgu, 3. aşamada 2. tabaka dolgu, 4. aşamada ise son dolgu tabakası aktif hale getirilerek 1.50m yüksekliğindeki yol dolgusu tamamlanmış olmaktadır. 5. aşamada ise yoldaki trafik yükünden kaynaklanacak 15 kPa'lık sürşaj yükü dikkate alınmıştır.

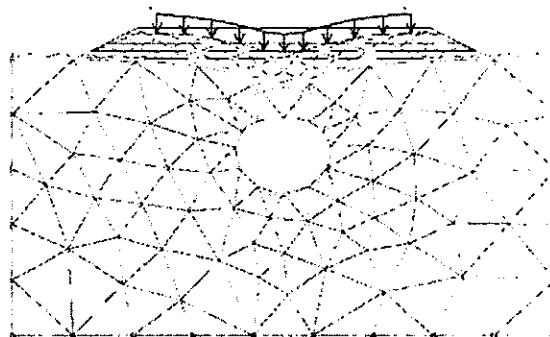
Ancak, yapılan analiz sonucunda 2. dolgu tabakasının uygulanmasının ardından yaklaşık 67cm'lik bir oturma sonucu sisteme göçme olduğu anlaşılmıştır. Sistemde göçme olmasını önlemek, oturma değerlerini kabul edilebilir mertebelere indirmek ve siltli kil zeminin dolguya güvenli bir şekilde taşıyabilmesini sağlamak amacıyla gerek dolguda, gerekse kum şilte içinde geogridler kullanılarak zemin iyileştirilmesine karar verilmiş ve aşağıda belirtildiği şekilde geogrid uygulaması ile analiz tekrarlanmıştır.

3.2. Kumda Geogrid Donatı Kullanıldığında Oluşan Durum

Arazide uygulama sırasında yumuşak zemin üzerine doğrudan serildiklerinde geosentetiklerden yeterli verim alınamadığı bilinmektedir. Bu nedenle uygulama sırasında dolgu altındaki yumuşak zeminde birkaç metre derinliğinde kazı yapılarak bir miktar zeminin kaldırılması ve kaldırılan zeminin yerine taşıma gücü yüksek kum şilte yerleştirilmesi sıkça karşılaşılan bir uygulamadır. Buna ilaveten, dolgunun belli aralıklarla geosentetik malzeme ile donatılması da yumuşak zeminde taşıma gücü güvenliğini artırdığı gibi, dolgu şevinin de stabilitesini artırmaktadır (Saathoff ve Zitscher, 1996).

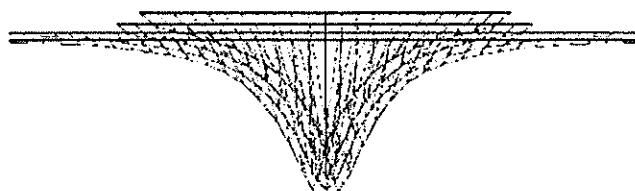
Bu amaçla, yapılan analizde mevcut zemin üzerine geogrid uygulaması yapılmadan önce 50cm kalınlığında bir kum silte serilmiştir. Kum siltenin alt kotundan 10cm yukarısına ve üstüne olmak üzere toplam 2 sıra geogrid serilmiştir. Daha sonra, 1.50m yüksekliğindeki yol dolgusunun geogridler ile oluşturulmasına geçilmiştir. Yol dolgusu 50cm kalınlıktaki tabakalar halinde serilmiştir ve her dolgu tabakasının altına bir sıra geogrid döşenmiştir. 1. geogrid tabakası 35.00m, 2. geogrid tabakası 35.00m, 3. geogrid tabakası 23.00m ve 4. geogrid tabakası 20.60m uzunluğundadır. Analizde kullanılan geometrik model ve oluşturulan sonlu elemanlar ağı Şekil 3'te gösterilmiştir. Yol dolgusu içinde 2 tabaka, kum silte içinde 2 tabaka olmak üzere toplam 4 tabaka halinde serilen geogridlerin eksenel rıjitliği 4000 kN/m olarak alınmıştır.

Bu analizinde, öncelikle kum silte tabakası yerleştirilmiş ve kum silte alt kotundan 10cm yukarıda ve en üstte olmak üzere 2 tabaka olacak şekilde geogrid döşenmiştir. Daha sonra 0.50 m yüksekliğinde tabakalar halinde yerleştirilen her dolgu tabakasının ayrıntısına birer sıra geogrid döşenmiştir. En son adımda ise yoldaki trafik yükünden kaynaklanacak 15 kPa değerindeki sürşarj yükü zemine etkililerek 2. analiz tamamlanmıştır.



Şekil 3. 2. Analiz için Sonlu Elemanlar Ağı

Yapılan analiz sonucunda geogridlerde oluşan eksenel kuvvet dağılımları Şekil 4'te, eksenel kuvvet değerleri ise aşağıda Tablo 2'de verilmiştir verilmiştir.

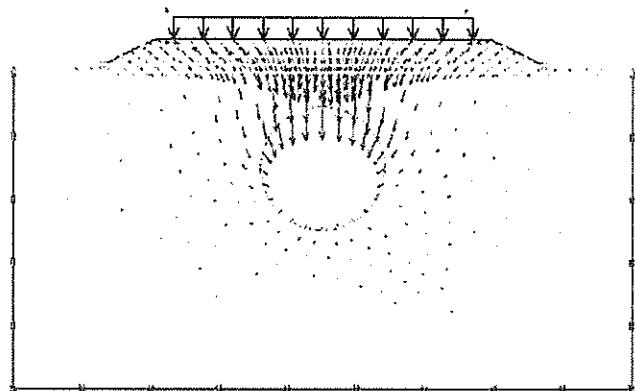


Şekil 4. Geogridlerde Oluşan Çekme Kuvveti Diyagramı

Tablo 5. Geogridlerde oluşan Çekme Kuvvetleri

Geogrid Tabakası	Çekme Kuvveti (kN/m)
1.	15.14
2.	19.50
3.	12.52
4.	18.20

Analiz sonucunda, herhangi bir iyileştirme tedbiri alınmadan inşa edilen yol dolgusunun aksine, geogrid kullanılarak yapılan yol dolgusunda sistemin göçmesinin önlediği ve oturma değerlerinin ise 67cm'den 19.50cm değerine indiği gözlenmiştir (Şekil 6).



Şekil 4. 2. Analiz Sonucunda Oluşan Toplam Deformasyon ($U_{top} = 19.50\text{cm}$)

4. SONUÇLAR

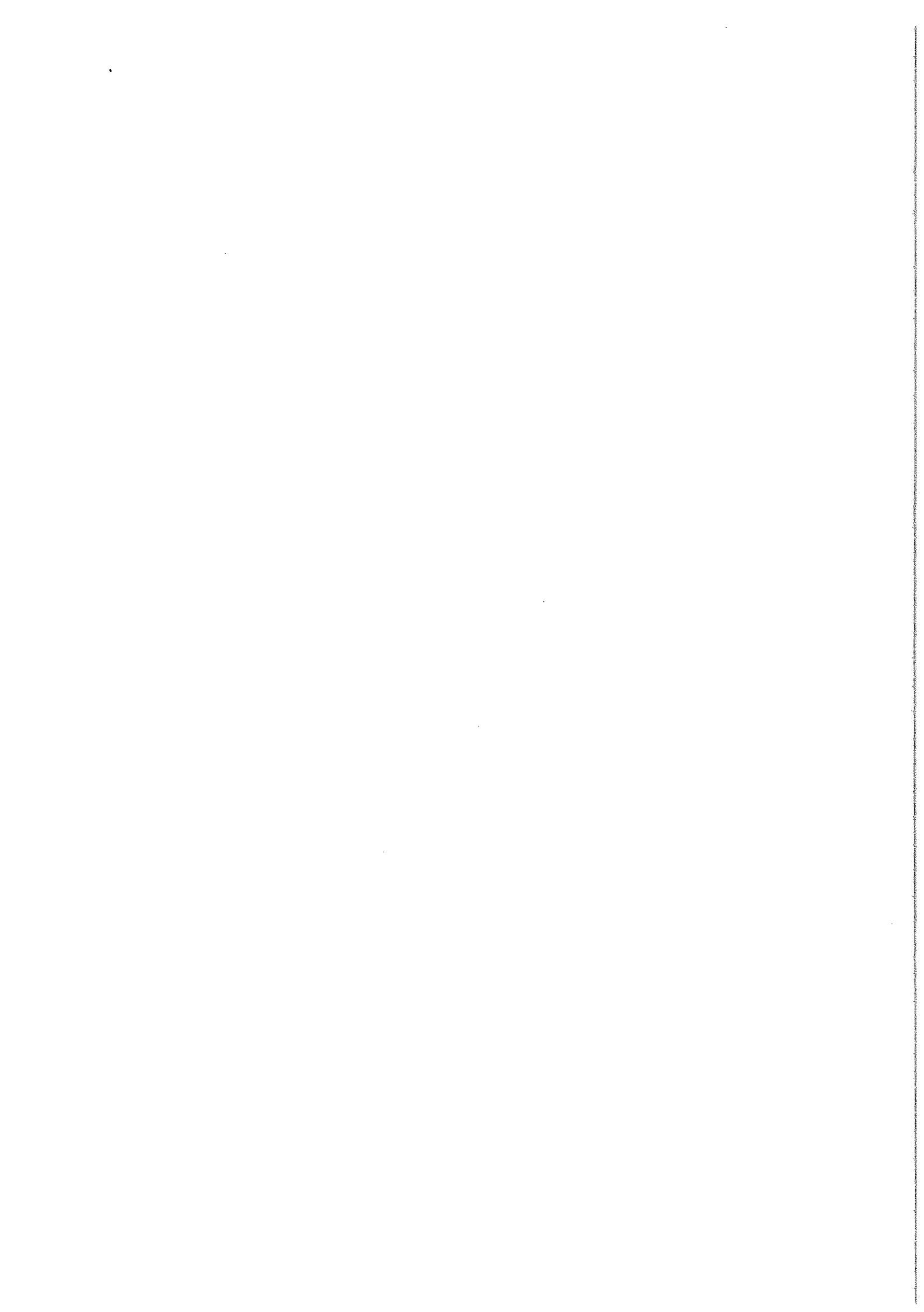
Karayolu ve demiryolu inşaatlarında karşılaşıldığı gibi, yumuşak zemin tabakalarının üzerine yapılan dolgularda taşıma gücü problemleri ve büyük oturmalar ortaya çıkmaktadır. Oturma değerlerinin kabul edilebilir mertebelere indirilebilmesi ve yumuşak zemin üzerindeki dolgunun güvenli bir şekilde taşınabilmesi amacıyla gerek dolguda gereklilik dolgu altındaki yumuşak zeminde geosentetik uygulamaları stabiliteyi önemli ölçüde artırmakta ve meydana gelecek düşey şekil değiştirmeleri belli oranlarda azaltmaktadır.

Benzer şekilde, maden bölgelerinde yapılan çalışmalar sonucunda zeminde oluşan büyük boşluklar, zemin yüzündeki yapılarda yada karayolu, demiryolu vb. ulaşım hatlarında büyük stabilité problemlerine yol açılmaktadır. Bu durumda zemin içindeki boşluklardan dolayı yolda oluşabilecek ani hasarların önüne geçilmesi ve mal ve can kaybının önlenmesi üzerinde önemle durulması gereken konuların başında gelmektedir. Oluşabilecek hasarların önlenmesi amacıyla çoğu zaman zemin içindeki boşlukların pasa malzeme yada enjeksiyon malzemesi ile doldurulmaktadır. Buna ilave olarak, son yıllarda çok geniş bir kullanım alanı bulan geosentetik malzemeler de zeminde oluşan boşluk nedeniyle meydana gelebilecek ani deformasyonların önlenmesi amacıyla etkili bir biçimde kullanılmaktadır.

Bu çalışmada, bir maden ocağının işletilmesi ile zeminde oluşan boşluk üzerinden geçen bir karayolu problemi incelenmiştir. İki aşamada incelenen bu problemin ilk aşamasında, herhangi bir iyileştirme önlemi alınmadan inşa edilen dolgu sonucu zeminde göçme olduğu gözlenmiştir. Sistemde meydana gelen göçmeyi önlemek, oturma değerlerini kabul edilebilir mertebelere indirmek ve siltli kil zeminin dolguya güvenli bir şekilde taşıyabilmesini sağlamak amacıyla dolgu içerisinde geogridler kullanılarak zemin iyileştirilmesine karar verilmiştir. Bu amaçla yapılan ikinci analizde toplam beş sıra halinde kullanılan geogridler sayesinde sistemin göçmesinin önlediği ve oturma değerlerinin ise 67cm'den 19.50cm değerine indiği gözlenmiştir. Bir maden ocağının işletilmesi sonucu zeminde oluşan boşluk üzerinden geçen bir karayolu probleminin ele alındığı bu çalışmadan elde edilen sonuçlardan yola çıkarak, bu tip bir problemde geogridler kullanılması halinde oluşabilecek stabilite problemlerinin büyük ölçüde ortadan kaldırılabileceği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- Jewel, R.A., (1991), Application Of Revised Design Charts For Steep Reinforced Slopes, Geotextiles and Geomembrans, Vol. 10, No. 3.
- Koerner, R.M., (1989), Designing with Geosynthetics , Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Rimoldi, P., Ricciuti, A., Recalcati, P. (2000), Steep Reinforced Slopes.
- Brinkgreve, R.B.J., Al-Khoury, R. And etc., (2002), Plaxis Version 8.0 Tutorial Manual, Plaxis B.V. & A.A. Balkema Publishers, The Netherlands.
- Ebgeo (1997), Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Erns&Sohn Verlag, Berlin.
- Tunç, A., (2002), Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul.
- İncecik, M., Balkaya, M., İyisan, R. Ve Afatoglu, H.A., (2004), Yumuşak Kil Zemin Üzerine Uygulanan Dolguların Stabilitesi, Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi, 16-17 Eylül 2004, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- SAAthoff, F., Zlitscher, F.F., (1996), Geokunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau, Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, fünfte Auflage, Ernst&Sohn Verlag, Berlin.



YÜKSEK SU MUHTEVASINA SAHIP ZEMİNLER ÜZERİNDE DOLGU YAPIMINDA GEOTEKSTİL ÖRTÜ KATKISI

Perihan İPEKOĞLU¹ Saadet A. BERİLGEN² Havvanur KILIÇ³ Kutay ÖZAYDIN⁴

ABSTRACT

A significant challenge for Geotechnical Engineering field is stabilizing landfills on high water content soft cohesive soils. Many improvement techniques for these land fills have been developed recently. One of the commonly used methods in this field is laying down high strength geotextile over the soft clay base and landfill on top of this geotextile layer. High strength geotextile elongates when laid on the base of a landfill and provides additional load bearing strength for the high water content soils by bearing part of vertical load. The goal of this study was to examine the time dependent settlement and strength gain behavior of Haliç dredge material in Alibeyköy landfill by using a laboratory setup. A model tank was constructed and increased water content dredge material was placed in the model tank to simulate the original environmental conditions in the disposal site. Plate loading tests were conducted on this 300% water content dredge material after it was left to consolidate under its own weight. Then experimental data from this low load bearing capacity and highly compressible material was analyzed with finite element analysis tool Plaxis 7.2 and deformations underneath the foundation due to vertical loads in the model foundation were calculated and compared with the observed behavior.

ÖZET

Yüksek su muhtevasına sahip yumuşak killer üzerine oturan dolguların stabilitesinin sağlanması geoteknik mühendisliğinin önemli sorunlarından birisi olup bu tip zeminler için farklı iyileştirme yöntemleri geliştirilmiştir. Yüksek mukavemetli bir geotekstilin yumuşak zemin üzerine serilerek üzerine dolgu inşası günümüzde sıkça kullanılan bir yöntemdir. Dolgu tabanına serilen geotekstil yük altında uzama deformasyonunu göstererek çekme gerilmesi alır ve düşey gerilmenin bir kısmını taşıyarak yumuşak temel zemininin taşıma gücünün artmasını sağlar. Bu çalışmada yüksek su muhtevasına sahip zeminlerin zamana bağlı gelişen oturma ve mukavemet davranışını incelemek amacıyla yaptırılan bir model deney tankına Alibeyköy çamur depo sahalarından getirilen Haliç tarama çamuru, su muhtevası arttırlarak yerleştirilmiştir. Çamur tanka yerleştirildikten sonra kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılmıştır. % 300 su muhtevasına sahip sulu çamur, kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamamladıktan sonra numune üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır. Düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip bu zemin üzerinde yapılan

¹ Araş. Gör. Dr., İPEKOĞLU, P., Trakya Üniversitesi, perihani@corlu.edu.tr

² Araş. Gör. Dr., BERİLGEN, S.A., Yıldız Teknik Üniversitesi, koc@yildiz.edu.tr

³ Araş. Gör. Dr., KILIÇ, H., Yıldız Teknik Üniversitesi, kilic@yildiz.edu.tr

⁴ Prof. Dr., ÖZAYDIN, K., Yıldız Teknik Üniversitesi, ozaydin@yildiz.edu.tr

yükleme deneylerinde gözlenen davranış analiz edilmiştir. Analizlerde sonlu elemanlar analiz yöntemini kullananan Plaxis 7.2 programı kullanılmış ve bir model temel üzerine uygulanan düşey yükleme ile temel altında meydana gelen şekil değiştirmeler hesaplanmıştır.

1. GİRİŞ

Yapılan araştırmalar yüksek su muhtevasına sahip atıkların dünyadan heryerde her yıl büyük miktarlarda üretildiğini göstermektedir. Nüfusun çoğalması ve sanayinin hızla gelişmesi meydana gelen atık miktarlarında büyük bir artış meydana getirmiştir. Üretimin artması atık maddelerin uzaklaştırılması ve/veya bertaraf edilmesi sorununu da beraberinde getirmiştir ve alınan önlemlerin yetersizliği, insanoğlunu günümüzde ciddi çevre problemleri ile karşı karşıya bırakmıştır. Sürekli oluşan ve genellikle kirlenmiş bulunan sulu çamurların taranması ve uzaklaştırılması bir sorun olarak ortaya çıkmaktadır. Taranan bulamaç halindeki çamurun depolanması ve İslahi, atık tortularıyla ilgilenen pek çok mühendisin problemidir. Bulundukları yerden taranarak başka alanlara yerleştirilen bu malzemeler oldukça geniş alanlar kaplayabilmektedir.

Bu tip yumuşak zeminlerin depolandıktan sonraki sedimentasyon ve konsolidasyon özellikleri ile permeabilite özelliklerinin belirlenmesi için geleneksel çamur konsolidasyon deneylerinin yanısıra özel geliştirilmiş deney teknikleri kullanılmaktadır. Bu deney teknikleri birbirleriyle karşılaştırılarak en ekonomik ve en hızlı şekilde çamurun sedimentasyon ve konsolidasyon özelliklerinin nasıl belirlenebileceği tartışılmaktadır. Depolamadan sonra zemin danecikleri çökeldiği ve çamurun su muhtevası azaldığında, mukavemetinde önemli bir artış meydana gelmektedir. Mukavemetindeki bu artış, zemin mekanigine göre küçük olmasına karşılık çamurun iyileştirilmesi için oldukça önem taşımaktadır. Su muhtevası yüksek çamurun sedimetasyon sonundaki mukavemetini artırmak için üzerine kum tabakası serilebileceği önerilmektedir. Fakat çamurun, kum taneciklerini taşıyabilecek kadar bir mukavemete sahip olması gerekmektedir.

Geoteknik uygulamalarında yumuşak zeminlerin mukavemet kazanımı ve dolgu yükleri altındaki davranışını her zaman mühendisler için problem olmuştur. Bu tip zeminlerin davranışını incelemek üzere model deney tanklarında kendi ağırlığı altında konsolide olan çamur üzerinde yükleme deneyleri yapılarak yumuşak zeminin davranışını belirlemeye çalışılmıştır. Ayrıca literatürde geotekstillerin zemin davranışının üzerindeki etkilerini inceleyen bir çok araştırmaya rastlamak mümkündür. Yapılan tüm bu araştırmalarda geotekstil kullanımının zeminin oturma davranışını ve mukavemet kazanımına olumlu yönde katkısı olduğu belirlenmiştir (Love vd., (1987), Sridharan vd., (1989), Demir vd., (1992), Raymond (1992), Güler ve Erdinçliler (1990)).

Bu çalışmada kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamamlamış Haliç tarama çamuru üzerinde model tank yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Birinci yükleme deneyi konsolidasyon sonucu belirli su muhtevasına gelmiş ve mukavemet kazanımı olmuş zemin üzerinde gerçekleştirilmiştir. İkinci yükleme deneyi ise aynı zemin üzerine geotekstil ve kum dolgu yerleştirilerek yapılmıştır.

2. MODEL DENEYLER

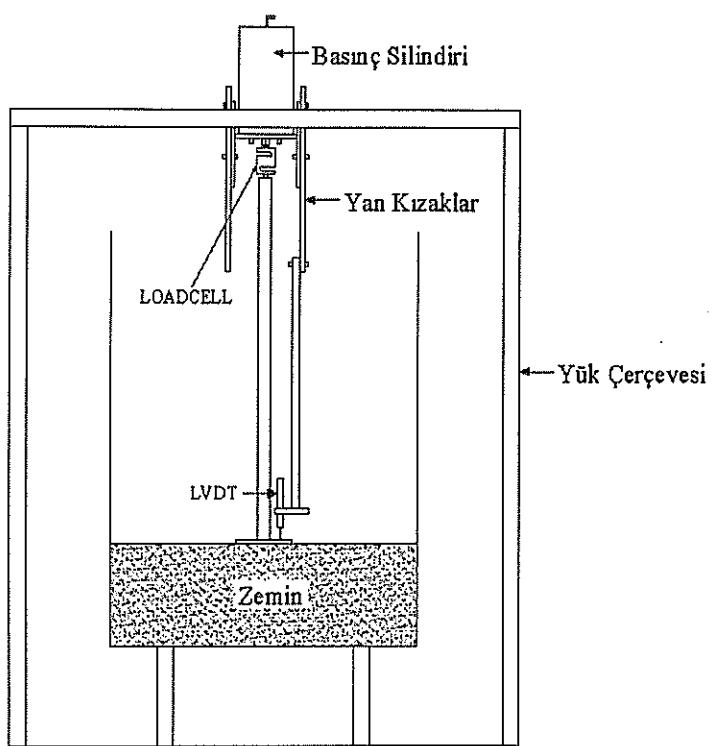
Bu çalışmada, Haliç güncel çökellerinin karada depolanmaları durumunda, çamurun davranışını önceden belirlemek, zayıf zemin özelliklerini iyileştirmek, yıllarca süren çökelme ve oturma süresini tahmin edebilmek ve sonučta depolama bölgesinin yeniden kullanıma kazandırılmasını sağlamak amacıyla taramış sulu çamurun depolama sahasındaki mukavemet kazanım davranışının laboratuar koşullarında araştırılması amaçlanmıştır. Stabilite ile ilgili sorunların çözümünde kullanılacak parametrelerin derinlikle ya da diğer geoteknik özelliklerle olan değişimini elde etmek üzere yükleme deneyleri yapılmıştır.

2.1. Yükleme Deneyleri

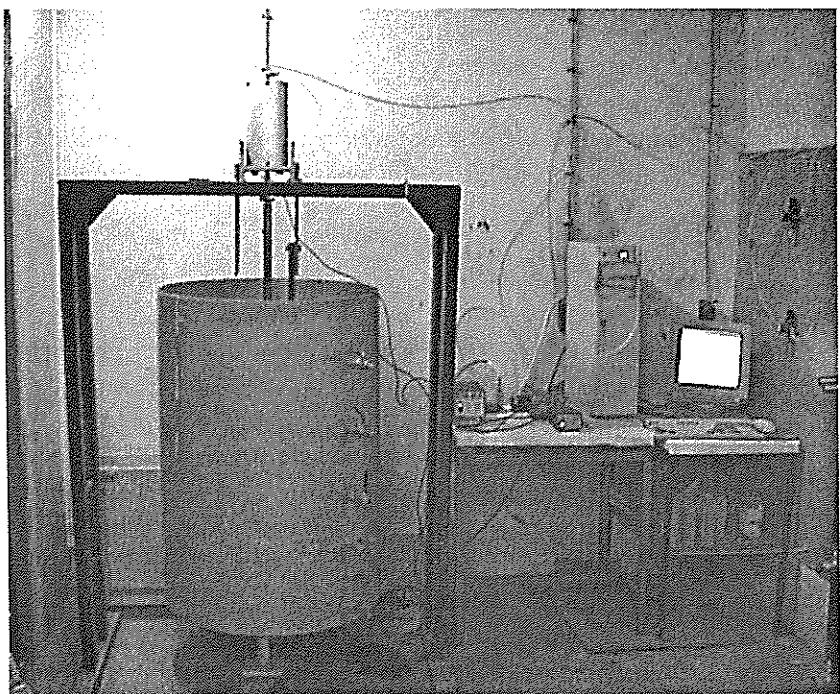
Yumuşak killer üzerine oturan dolguların stabilitesinin sağlanması için çeşitli zemin ıslahı yöntemleri geliştirilmiştir. Bunlardan günümüzde sıkça kullanılan yüksek mukavemetli bir geotekstilin yumuşak zemin üzerine serilerek üzerine dolgu inşasıdır. Dolgu tabanına yerleştirilen geotekstil uzama deformasyonu göstererek çekme gerilmelerini almaktır ve düşey gerilmenin bir kısmını taşımakta böylece yumuşak temel zeminin taşıma gücünü artmasına yardımcı olmuştur.

Bu çalışmada % 300 su muhtevasına sahip sulu çamur, model deney tankına (yüksekliği 100 cm, çapı 80 cm) yerleştirilip, kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamamladıktan sonra numune üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır. Yükleme deneyleri yapabilmek için silindirik tank üzerine yerleştirilen hava silindiri altına 80 cm uzunluğunda bir piston ve onun ucuna 15 cm çapında bir plaka monte edilmiştir. Yük ve yer değiştirme ölçümü yük ölçer (loadcell) ve yer değiştirme ölçer (lvdt) yardımıyla yapılmıştır. LOADCELL ve LVDT bilgisayara bağlı olup elde edilen veriler veri toplama sistemi Labview programı ile bilgisayarda toplanmıştır. Deney sırasında plaka zemine oturtulup yataylandırıldıktan sonra uygulanan yüklerle karşı oluşan düşey deformasyonlar (oturmalar) ölçülmektedir. Şekil 1'de yükleme deney sistemi şeması ve Şekil 2'de yükleme deney sistemi görülmektedir (İpekoğlu,2003).

Yükleme taşıma gücü aşılana deðin ya da limit değer olarak kabul edilen oturma miktarına ulaşılıcaya kadar sürdürülmektedir. Yükleme deneyleri, kendi ağırlığı altında konsolidasyona maruz kalmış zemin üzerinde geotekstilli ve geotekstilsiz olarak gerçekleştirilmiştir. Deneyde 48 cm yüksekliğindeki numune üzerinde geotekstilsiz yükleme deneyi yapıldıktan sonra yaklaşık olarak 15 cm'lik zemin kaldırılmış ve Tablo 1'de özellikleri verilen geotekstil elde edilen düzgün zemin yüzeyi üzerine serilmiştir (İpekoğlu,2003). Yükleme deneyinde, model deney tankına yerleştirilen bu geotekstil tabaka üzerinde yağmurlama sistemi ile 7.5 cm kalınlığında kum dolgu tabakası oluşturularak yükleme bunun üzerine uygulanmıştır. Yükleme deneylerinde hız 0.0014 mm/sn olarak uygulanmıştır.Yapılan yükleme deneyleri sonucunda elde edilen gerilme-yer değiştirme eğrileri Şekil 3'de gösterilmektedir (İpekoğlu,2003).



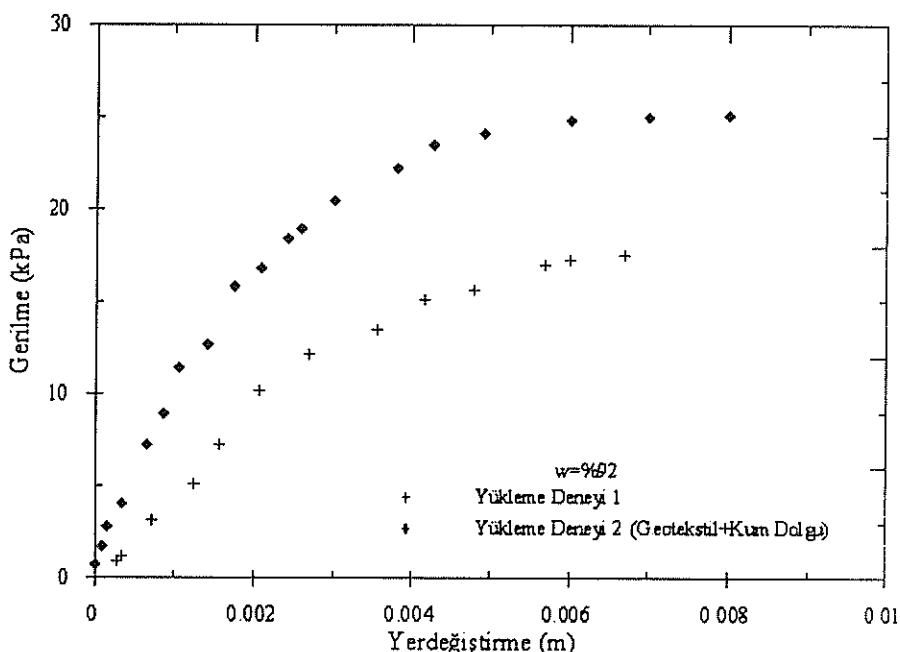
Şekil 1. Yükleme deney sistemi şeması (İpekoğlu,2003)



Şekil 2. Yükleme deney sistemi (İpekoğlu,2003)

Tablo 1. Terrasafe (SG 40/40*) örgülü geotekstil özelliklerı

SG 40/40 *	Çekme mukavemeti buruşuk (kN/m)	Çekme mukavemeti gergin (kN/m)	Uzama buruşuk (%)	Uzama gergin (%)	Su geçirgenliği (l/m ² /s.)	Boşluk boyutu O_{90} μ
	40	40	20	25	20	180



Şekil 3. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi

3. YÜKLEME DENEYLERİNİN NÜMERİK OLARAK MODELLENMESİ

Model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolidde olarak oluşmuş, düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip zemin üzerinde yapılan geotekstilsiz ve geotekstilli yükleme deneyinde gözlenen davranış nümerik olarak modellenmiştir. Nümerik analizlerde sonlu elemanlar analiz yöntemini kullananan Plaxis 7.2 programı kullanılmış ve bir model temel üzerine uygulanan düşey yükleme ile temel altında meydana gelen şekil değiştirmeler hesaplanmıştır. Analizlerde bağımsız deneyler ile belirlenen malzeme parametreleri kullanılmıştır. Analizlerden hesaplanan gerilme-düşey yer değiştirme eğrileri ile yükleme deneylerinde ölçülen değerler karşılaştırılmıştır.

3.1 Malzeme Parametreleri

Nümerik analizlerde, malzeme modeli Mohr-Coulomb (MC) ve yükleme deneyleri drenajsız koşullarda yapıldığı için de malzeme tipi drenajsız (U) olarak seçilmiştir. Plaxis ile Mohr-Coulomb modeli kullanılarak iki şekilde drenajsız koşullarda analiz yapılmaktadır. Birincisinde, malzeme tipi drenajsız ve malzeme parametreleri (mukavemet ve rijitlik) drenajsız koşullarda elde edilen parametreler olarak, ikincisinde ise malzeme tipi drenajsız ve mukavemet parametreleri (c_u ve ϕ_u) drenajsız koşullarda elde edilen ve rijitlik parametreleri

(E' ve ν') ise drenajlı koşullarda elde edilen parametreler olarak kullanılabilir. Bu çalışmada, ikinci yaklaşım benimsenerek mukavemet parametreleri drenajsız, rıjtılık parametreleri ise drenajlı koşullarda elde edilen parametreler olarak seçilerek nümerik analizler yapılmıştır.

Drenajsız kayma mukavemeti, laboratuar ortamında model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolide olan çamur kütlesi üzerinde yapılan veyn deneylerinden belirlenmiştir. Veyn deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişkiden yararlanılarak, kendi ağırlığı altında konsolidasyon sonunda oluşan zemin kütlesinin su muhtevası değerlerine karşılık gelen drenajsız kayma mukavemeti değerleri belirlenmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değerlerinden, drenajsız elastisite modülü (E_u), Duncan&Buchignani,(1976) ilişkisi kullanılarak hesaplanmıştır.

$$E_u = (300 - 600)c_u \quad (1)$$

Bu çalışmada, $E_u = (300)c_u$ değeri kullanılarak drenajsız elastisite modülü değerleri belirlenmiştir. Drenajlı elastisite modülü (E') ise (2) eşitliğinde Poisson oranı $\nu'=0.35$ kullanılarak belirlenmiştir.

$$E' = \frac{E_u(1+\nu')^2}{3} \quad (2)$$

Nümerik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Mohr-Coulomb model parametreleri

Malzeme Modeli	Malzeme Tipi	γ_k (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ν'	E' (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	ϕ_u (°)
MC	Drenajsız	8	15	0.35	800	3	0

Deneyde kullanılan yükleme plakasının malzeme özellikleri Tablo 3'de verilmektedir. Burada E plakanın elastisite modülü, EA plakanın eksenel rıjtılığı, EI eğilme rıjtılığıdır. Eşdeğer kalınlık (equivalent thickness) d ise EI ve EA değerlerine bağlı olarak aşağıdaki eşitlikten belirlenmektedir.

$$d = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3)$$

Tablo 3. Deneyde kullanılan plakanın malzeme özellikleri

Yükleme Plakası	E (kPa)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)
	2.1×10^7	210000	0.2625

Geotekstilli yükleme deneylerinde kullanılan geotekstilin özellikleri Tablo 1'de, kumun malzeme parametreleri ise Tablo 4'de verilmiştir.

Tablo 4. Yükleme deneylerinde kullanılan kumun Mohr-Coulomb model parametreleri

Malzeme Modeli	Malzeme Tipi	γ_k kN/m ³	γ_d kN/m ³	ν	E kN/m ²	c kN/m ²	ϕ (°)
MC	Drenajlı	16	19	0.30	16000	0	34

3.2 Nümerik Model

Model deney tank silindirik olduğundan (Şekil 1) analizler eksenel simetri koşullarında yapılmış ve simetriden dolayı tankın dörtte biri modellenmiştir. Sonlu elemanlar ağının oluşturulmasında üçgen elemanlar kullanılarak, sonlu elemanlar modeli 102 üçgen eleman ve her bir eleman üzerinde 15 düğüm noktasından oluşmuştur.

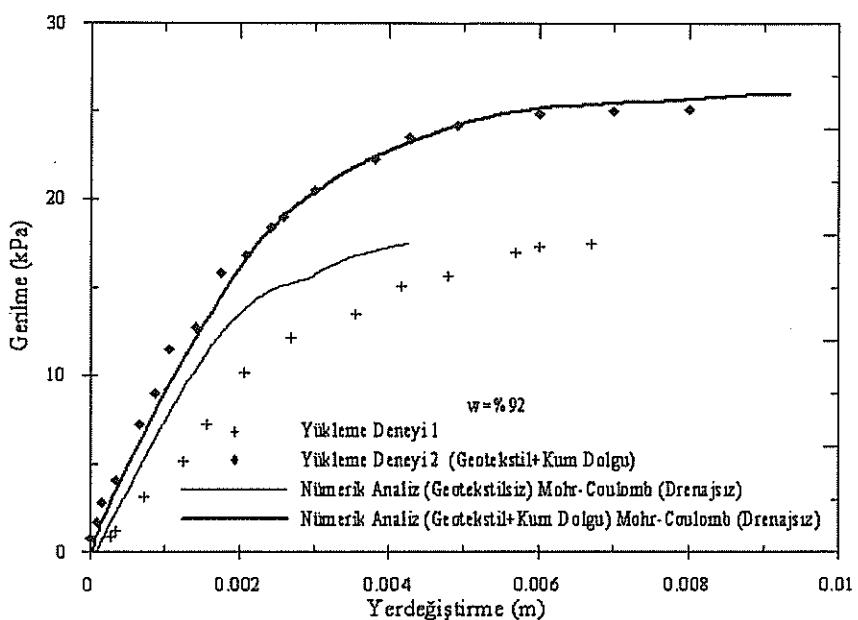
Sınır koşulları olarak, tank tabanında yanal ve düşey yer değiştirme olmadığı, tank kenarlarında ise yatay yer değiştirme olmadığı ve düşeyde yer değiştirmelerin serbest olduğu kabul edilmiştir. Geotekstilli yükleme deneylerinde ise geotekstil zemin üzerine serbest olarak serildiği için, nümerik modelde de geotekstil tank kenarında serbest bırakılmıştır.

3.3 Nümerik Analiz Sonuçları

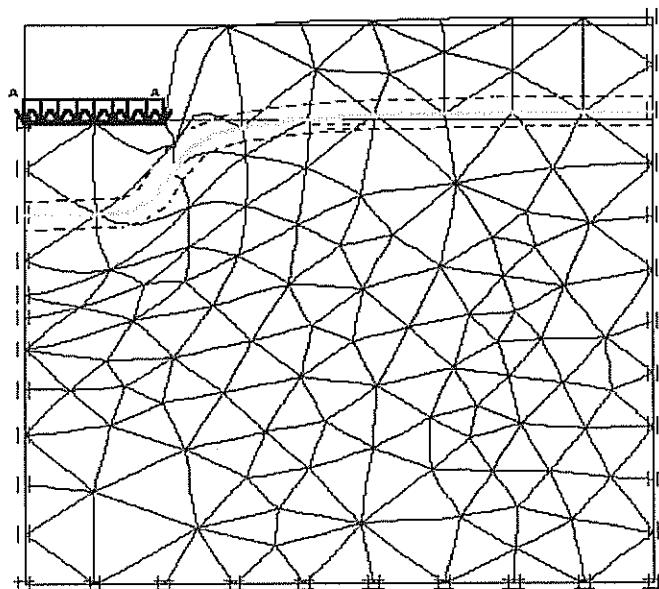
Model deney tankında %92 su muhtevasına sahip zemin üzerinde geotekstilsiz ve geotekstil serilerek yapılan yükleme deneyi ve nümerik analizinden elde edilen gerilme-düşey yer değiştirme davranışları Şekil 4'de gösterilmiştir. Nümerik analiz ve yükleme deneylerinden elde edilen gerilme-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında, geotekstil kullanılan durumda deney ve analiz sonucunun birbiriyile oldukça uyumlu olduğu diğerinde ise ulaşılan nihai yük açısından birbirine yakın ancak, yerdeğiştirmeler açısından deneysel davranışın hesapla belirlenenenden bir miktar farklı olduğu gözlenmektedir.

Geotekstilsiz yükleme deneyinin nümerik analizinden maksimum toplam yer değiştirme 4.24×10^{-3} m, geotekstilli yükleme deneyinin nümerik analizinden maksimum toplam yer değiştirme ise 9.82×10^{-3} m, olarak bulunmuştur.

Geotekstilli yükleme deneyi nümerik modelinde deform olmuş sonlu elemanlar modeli Şekil 5'de verilmiş olup analizde göçmeye ulaşmıştır.



Şekil 4. Model tank yükleme deneyi sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 5. Geotekstilli yükleme deneyinin deformasyonunu gösteren deforme olmuş sonlu elemanlar modeli

Geotekstilli ve geotekstilsiz olarak yapılan yükleme deneyleri sonuçları geotekstil kullanımının taşıma gücüne önemli katkısı olduğunu göstermektedir. Bu durum analiz sonuçları ile de doğrulanmaktadır. Düşey yer değiştirmelerde ise geotekstilin etkisinin daha az belirgin olduğu gözlenmiştir. Bu davranış, deneylerde geotekstil tank kenarlarında tutulmadığı için beklenilere uygundur.

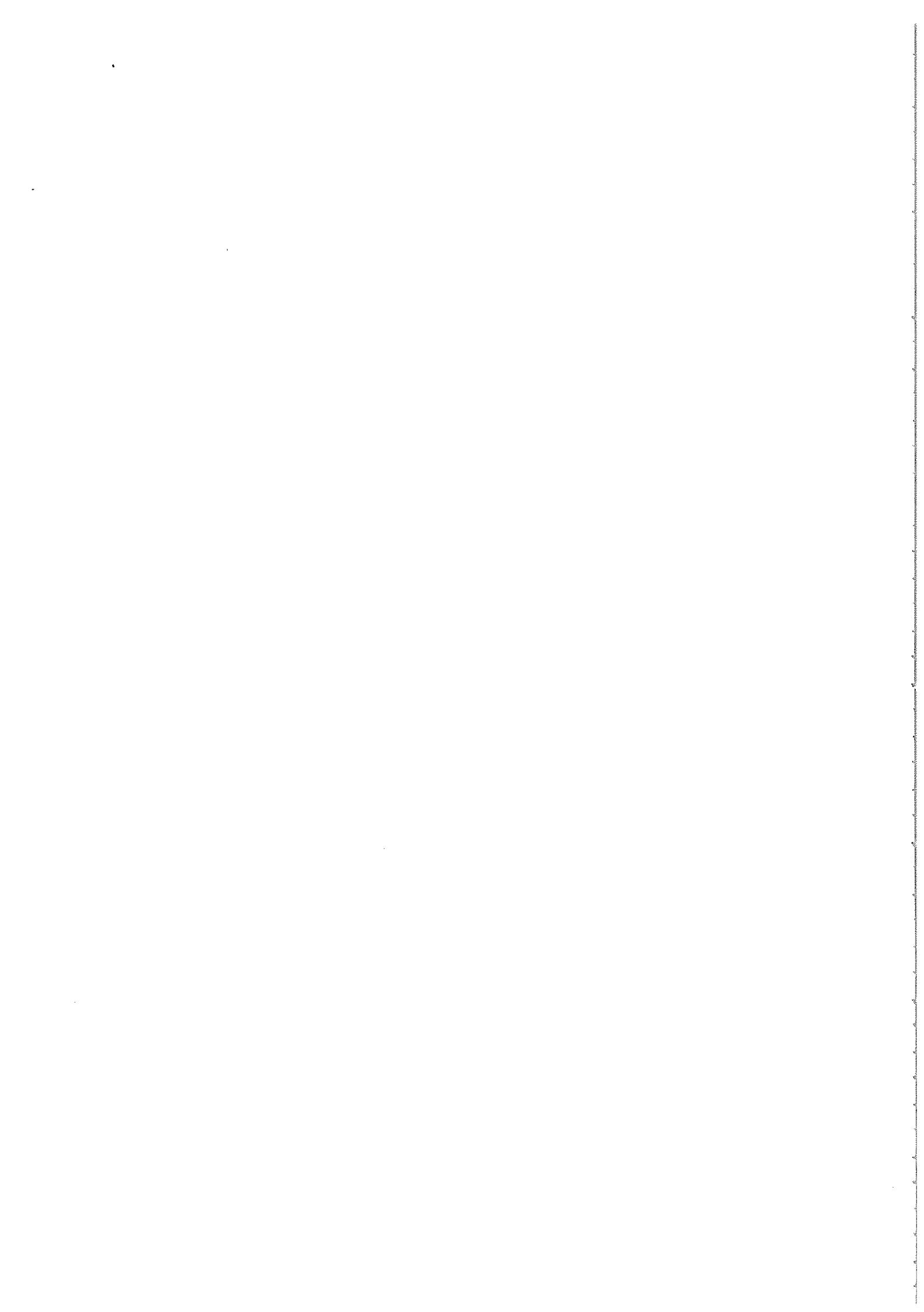
4. SONUÇLAR

Yumuşak zeminler, yüksek su muhtevasına sahip olmaları nedeniyle, düşük yük taşıma kapasitesine sahiptirler. Üzerine dolgu inşa edilecek yumuşak zeminler dolgu ağırlığını ve ilave yükleri taşıyabilecek yeterli mukavemete sahip olmalıdır. Bu çalışmada model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolide olmuş, düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip zemin kütlesi üzerinde plaka yükleme deneyleri yapılarak taşıma gücü araştırılmıştır. Plaka yükleme deneylerinde 15 cm çapında bir rıjıt metal plaka üzerine düşey yük uygulanarak, yük artısına bağlı olarak meydana gelen düşey yer değiştirmeye ölçülmüştür. Yapılan deneylerden birincisinde yükleme doğrudan zemin yüzeyine yapılırken, diğerinde zemin yüzüne geotekstil ve 7.5 cm kalınlığında kum tabakası serildikten sonra yükleme onun üzerine uygulanmıştır. Plaka yükleme deneylerinde gözlenen zemin davranışları nümerik olarak sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis programı ile analiz edilmiştir. Bu analizlerde uygulanan gerilmeler altında oluşan şekil değiştirmeler hesaplanmıştır. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri laboratuar deneyleri sonuçlarından yararlanılarak belirlenmiştir. Analizlerden hesaplanan gerilme-düşey yer değiştirmeye eğrileri ile yükleme deneylerinden ölçülen değerler karşılaştırılmıştır.

Yükleme deneylerinde gözlenen davranış ile nümerik olarak hesaplanan gerilme-düşey yer değiştirmeye davranışlarının oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Doğrudan zemin yüzeyine yükleme yapılması durumu yanında, geotekstil+kum dolgu üzerine yükleme yapılması durumunun da nümerik olarak gerçeğe yakın bir şekilde modellenebildiği gösterilmiştir. Deneyel gözlemler ve nümerik hesap sonuçları, geotekstil kullanımının taşıma gücüne sağlayabileceği katkıyı göstermiştir. Kenar sınırlarda sabitlenmemiş olması nedeni ile geotekstilin yer değiştirmeler üzerinde belirgin bir etkisi gözlenmemiştir.

KAYNAKLAR

- Demir, H., Özçoban, M.Ş., Özaydin, K., (1992), "Yol İnşaatında Geotekstil Kullanımının Taşıma Gücü Üzerine Etkisi Hakkında Bir Model Deney Araştırması". Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, İstanbul, s. 64-72
- Güler, E., Edinçliler, A., (1990), "Dolguların Geotekstil ile Takviyesinde Sonlu Elemanlar Metodunun Kullanılması", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul, s. 341-356
- Ipekoğlu, P., "Atık Çamur Sahalarının Rehabilitasyonu" Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Y.T.Ü., 2004.
- Love, J.P., Burd, H.J., Milligan, G.W.E., Houlsby, G.T., (1987). "Analytical and Model Studies of Reinforcement of a Layer of Granular Fill on a Soft Clay Subgrade", Canadian Geotechnique Journal, Vol.24, pp 611-622.
- Raymond, G., (1992), "Reinforced Sand Behavior Overlying Compressible Subgrades". ASCE., Journal of Geotechnical Engineering, Vol.118, No.11, pp 1633-1680.
- Sridharan, A., Murthy, B.R.S., Bindumadhava, Vasudevan, A.K., (1989), "Model Tests on Reinforced Soil Mattress on Soft Soil", XII International Conference on SMFE, Rio de Janeiro, Brazil, pp 1765-1768



GEÇİCİ VE KAPLAMASIZ YOLLARDA GEOTEKSTİL KULLANIMI İLE PROJELENDİRME ESASLARI VE BİR ÖRNEK UYGULAMA

H.Recep YILMAZ¹ Pelin AKLIK²

ABSTRACT

The most common use of geosynthetics is in road and pavement construction. Geotextiles increase stability and improve performance on weak subgrade soil primarily by separating the aggregate from the subgrade functioning as a separator. In addition, geotextiles prevent intrusion of subgrade soils up into the base course aggregate. It only takes a small amount of fines to significantly reduce the friction angle of select granular aggregate. Geosynthetics can help minimize subgrade disturbance and prevent loss of aggregate during construction. Thus, the primarily function of the geotextile in this application is separation. The geotextile acts as a filter to prevent fines from migrating up into the aggregate due to high pore water pressures induced by dynamic wheel loads.

In this study, the main principles of roadway design using geotextiles and the design guidelines for temporary and unpaved roads will be given with the design procedure recommended including a temporary road design example.

ÖZET

Geosentetiklerin en sık kullanıldığı alan yollar ve kaplamasız yollardır. Geotekstiller zayıf temel zeminleri üzerindeki stabiliteti ve performansı, öncelikle agregat tabakası ile temel zeminini bir ayırcı görevi yapıp ayırarak arttırmır. İlaveten, geotekstiller temel zemininin yukarıdaki agregat tabakasına karışmasını önler. Seçme granüler malzemeden oluşan agregat tabakasının içsel sürtünme açısından önemli derecede azalması için çok az bir miktar ince malzeme yeterli olmaktadır. Geosentetikler doğal zeminin örselenmesini en aza indirmek için yardımcı olarak imalat sırasındaki malzeme kaybına engel olur. Bu nedenle bu uygulamada geotekstilin birincil görevi ayırmadır. Geotekstil dinamik tekerlek yüklerinin neden olduğu yüksek boşluk suyu basıncı nedeniyle ince danelerin agregat tabakasına karışmasını filtre görevi yaparak önler.

Bu çalışmada geotekstil kullanılarak yol projelendirilmesinin esasları ve geçici ve kaplamasız yolların projelendirme yöntemi verilecek olup geçici amaçlı bir yolun tavsiye edilen projelendirilme yöntemi sıra ile açıklanmaktadır.

1. GİRİŞ

Geotekstiller, içine konuldukları zeminin zararlı tüm etkilerine makul kabul edilebilecek süre dayanabilen sentetik bir inşaat malzemesi olarak tanımlanabilir.

¹ Doç. Dr., YILMAZ, H. Recep, Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, yilmazrecep@yahoo.com

² Arş. Gör., AKLIK, Pelin, Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, pelinaklik@mynet.com

Geotekstillerin iki ana fonksiyonu vardır.

- 1) Ayırma, koruma ve donatı olma özelliklerini kapsayan MEKANİK fonksiyon
- 2) Filtrasyon ve drenaj özelliklerini kapsayan HİDROLİK fonksiyon

Bu özellikleri nedeniyle kıyı ve nehir yatağı korumasında, sedde temellerinde ve gövde temellerinde, şev stabilitesini temin amacıyla şevelerde, düşey ve yatay amaçlı drenaj işlerinde ve özellikle YOL ve DEMİRYOLU inşaatlarında kullanılırlar.

Yol inşaatında kullanımı sırasında geotekstilin ayırma özelliğinden yararlanılarak temel zemini ile yol üst yapı (agrega) malzemesi ayrılmakta, donatı özelliği ile alttaki zayıf temel zemininin taşıma gücü artırmakta ve drenaj özelliği yardımıyla da yüzeysel suların geotekstil tabakası ile drenajı sağlanmaktadır (Koerner, 1994; Wasti, 1992).

Geotekstil ayırıcılar en az 25-30 yıldan bu yana başarı ile kullanılmaktadır. Mc.Guffey (1981) ile Christopher ve Holtz (1985) aşağıdaki zemin koşullarının yol mühendisliği uygulamalarında geosentetik kullanımını için uygun olduğunu belirtmişlerdir.

- Zayıf zeminlerde USCS simgeleri : SC, CL, CH, ML, MH, OL, OH ve Pt.
AASHTO simgeleri : A-5, A-6, A-7-5 ve A-7-6 olan zeminler
- Düşük kayma mukavemetine sahip zeminler $\tau_f = Cu < 90 \text{ kPa}$, CBR < 3
- Yüksek yeraltı suyu seviyesi
- Yüksek derecede hassasiyet $S = \frac{q_{U(UD)}}{q_{U(R)}}$

Bu koşullar altında geosentetikler öncelikle ayırıcı görevi görerek temel tabanının filtrasyonunu sağlar. Bu şekilde temel tabanının uzun vadedeki dayanımı da artar. Eğer ilk aggrega tabakasının zayıf temel (doğal) zeminine yerleştirilmesi sırasında önemli deformasyonlar oluşuyorsa aynı zamanda donatı işlevi de ortaya çıkar. Özet olarak; mevcut zeminin dayanım parametrelerine bağlı olarak geotekstilin sergileyebileceği işlevler şu şekildedir (Holtz, 1988).

Tablo 1. Zemin Kayma Mukavemeti – Geotekstil Fonksiyonu İlişkisi (Holtz, 1988).

Kayma Mukavemeti (kPa)	Zeminin CBR değeri	Fonksiyon
60-90	2-3	Filtrasyon ve muhitemelen ayırma
30-60	1-2	Filtrasyon, ayırma ve muhitemelen donatı olma
<30	<1	Donatı olma dahil tüm fonksiyonlar

Geosentetiklerin yol mühendisliğinde kullanımı ile sağlananlar aşağıda kısaca özetlenmektedir (Holtz, 1988; Yılmaz, 2003; Yılmaz, 2004).

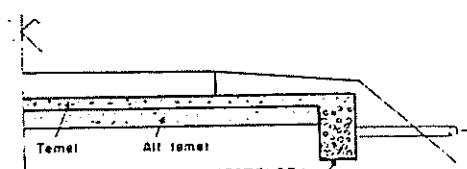
- i. Zemine aktarılan gerilmenin azaltılması ve temel aggrega tabakasının doğal zeminle karışmasının (içine batmasının) önlenmesi (AYIRMA fonksiyonu)
- ii. Doğal temel zemininin ince daneli kısmının temel tabakasına doğru tırmanışına engel olma (ayırma ve filtrasyon fonksiyonu)
- iii. Temel aggrega tabakasının kirlenmesinin önlenmesi (filtrasyon fonksiyonu)
- iv. Uygun olmayan doğal temel zeminin kazılması gerekli durumlarda kazı derinliğinin azaltılabilmesine imkan sağlaması (donatı fonksiyonu)
- v. Üst temel aggrega kalınlığının azaltılabilmesine imkan sağlaması (AYIRMA ve DONATI fonksiyonu)
- vi. İmalat sırasında doğal temel zemininin örselenme ve bozulmasının azaltılması (AYIRMA ve DONATI fonksiyonu)

- vii. Zamanla doğal temel zeminin dayanımının artmasının sağlanmış olması (FİLTRESYON fonksiyonu)
- viii. Yol üst yapısının farklı oturmalarını azaltması ve üniformluk ile rıjitliğin sağlanmasına yardımcı olması (DONATI fonksiyonu)
- ix. Kaplama ömrünün uzatılması ve bakım masraflarının azaltılması (TÜM FONKSİYONLAR)
- x. Dona duyarlı zeminlerde don etkisinin azaltılması, mevsimsel su muhtevası değişimleri etkilerinin azaltılabilmesi

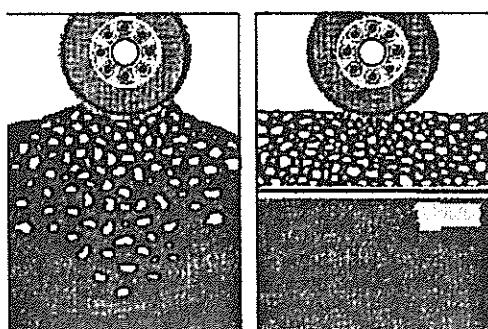
2. KARAYOLU VE DEMİRYOLLARINDAKİ UYGULAMA ÖRNEKLERİ



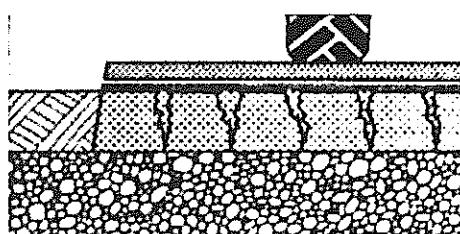
Şekil 1. Kaplamasız bir yolda geotekstilin serilmesi ve üstündeki agreba tabakasının görünümü.



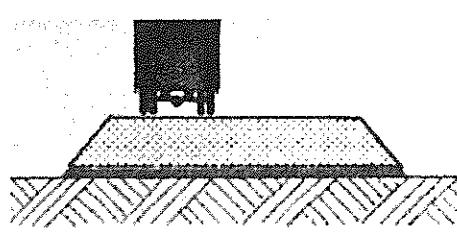
Şekil 2. Karayolu temel tabanında filtrasyon, ayırıcı ve drenaj amaçlı kullanımı (Wasti, 1992).



Şekil 3. Geotekstilsiz (solda) ve geotekstilli (sağda) durumda lastik altında görülen büyük fark dikkati çekmektedir.
(Agrega doğal zeminle karışıp eksilmez.)

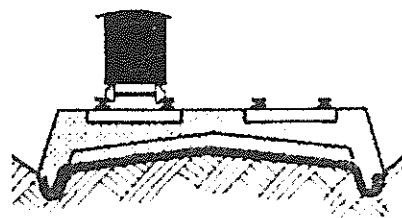


Şekil 4. Asfalt tabakalarının yenilenmesinde de kullanılır.



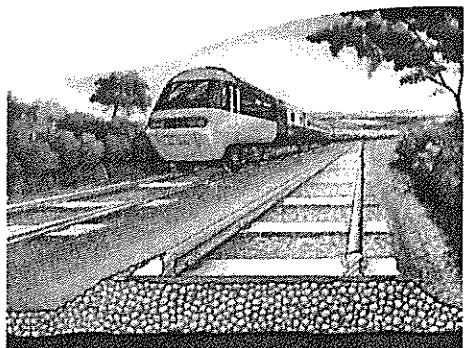
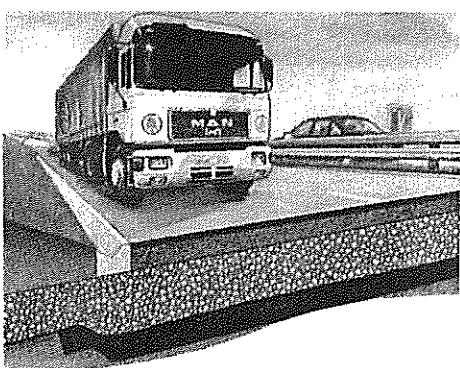
Şekil 5. Yumuşak zeminler üzerinde yapılan yol dolguları (sedde) altında ayırıcı, donatı olma, drenaj ve filtrasyon fonksiyonlarının tümü devrededir.

Şekil 6. Demiryolu tabanında doğal zemin üzerine serilen uygun bir geotekstil özellikle ayırma ve donatı olma görevi ile yükün deformasyon etkisini azaltmaktadır.

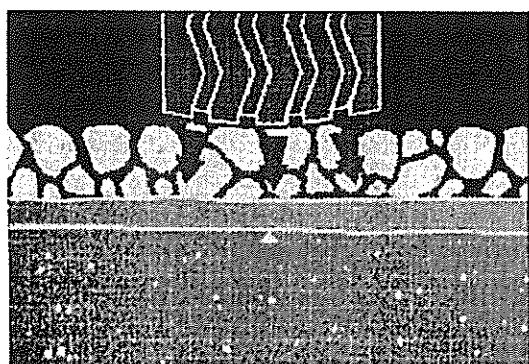




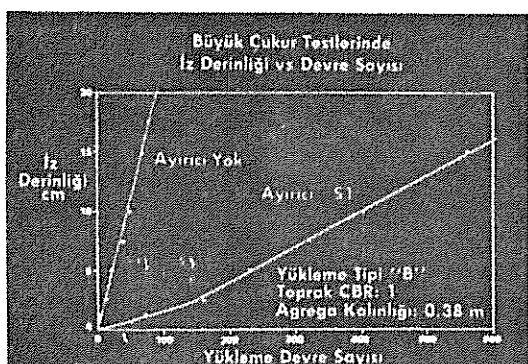
Şekil 7 ve Şekil 8. İzmir – Melez Deltasında geotekstil uygulaması.



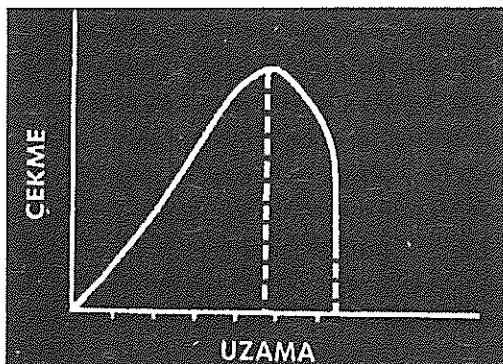
Şekil 9 ve Şekil 10. Karayollarında ve demiryollarında geotekstillerin ayırma ve donatı amacıyla kullanılması.



Şekil 11. Çakıl tabakasının alt toprak tabakasından ayrılması için kullanıldığından gerilmeyi yayar ve toprağın sıkışmasına yardım eder. Bu şekilde daha az çakıl gerekir ve geotekstil, kullanılan çakılın da dağılmmasını temin eder.



Şekil 12. Çakıl ile alt zayıf toprak yüzey arasına geotekstil konulmasının, belirli bir iz derinliği için trafik yükleme sayısının ne kadar arttığını göstermektedir.



Şekil 13. Yüksek kopma uzaması sayesinde geotekstil, kullanım sırasında meydana gelen deformasyona ilaveten sonraki deformasyonlara da dayanır.

3. GEÇİCİ VE KAPLAMASIZ YOLLAR İÇİN PROJELENDİRME ESASLARI

Aşağıda açıklanmakta olan projelendirme yönteminde genel olarak ayırma ve filtrasyon fonksiyonları ön plandadır. (Burada sedde yükünün $\gamma H / c > 3$ durumu için donatılı sedde yapımı önerilmektedir.)

Steward, Williamson ve Mohney tarafından önerilen (1977) projelendirme yönteminde dikkate alınması gereken parametreler şunlardır:

Trafik yükü, eşdeğer dingil ağırlığı, dingil türü, lastik basınçları, doğal zeminin mukavemeti, tekerlek izi toleransı.

Aşağıdaki limit değerlerin sağlanması gerektiği belirtilmektedir.

- Agrega tabakası
 - a) CBR = 80 olacak şekilde sıkıştırılmalıdır.
 - b) Kohezyonsuz (non plastik) olmalıdır.
- Trafik yükü < 10000 olmalıdır.
- Geotekstilin uzun vadedeki yaşam kriteri dikkate alınmalıdır.
- Doğal temel zemininde $\tau_f < 90\text{kPa}$ ($\text{CBR} < 3$) olmalıdır.

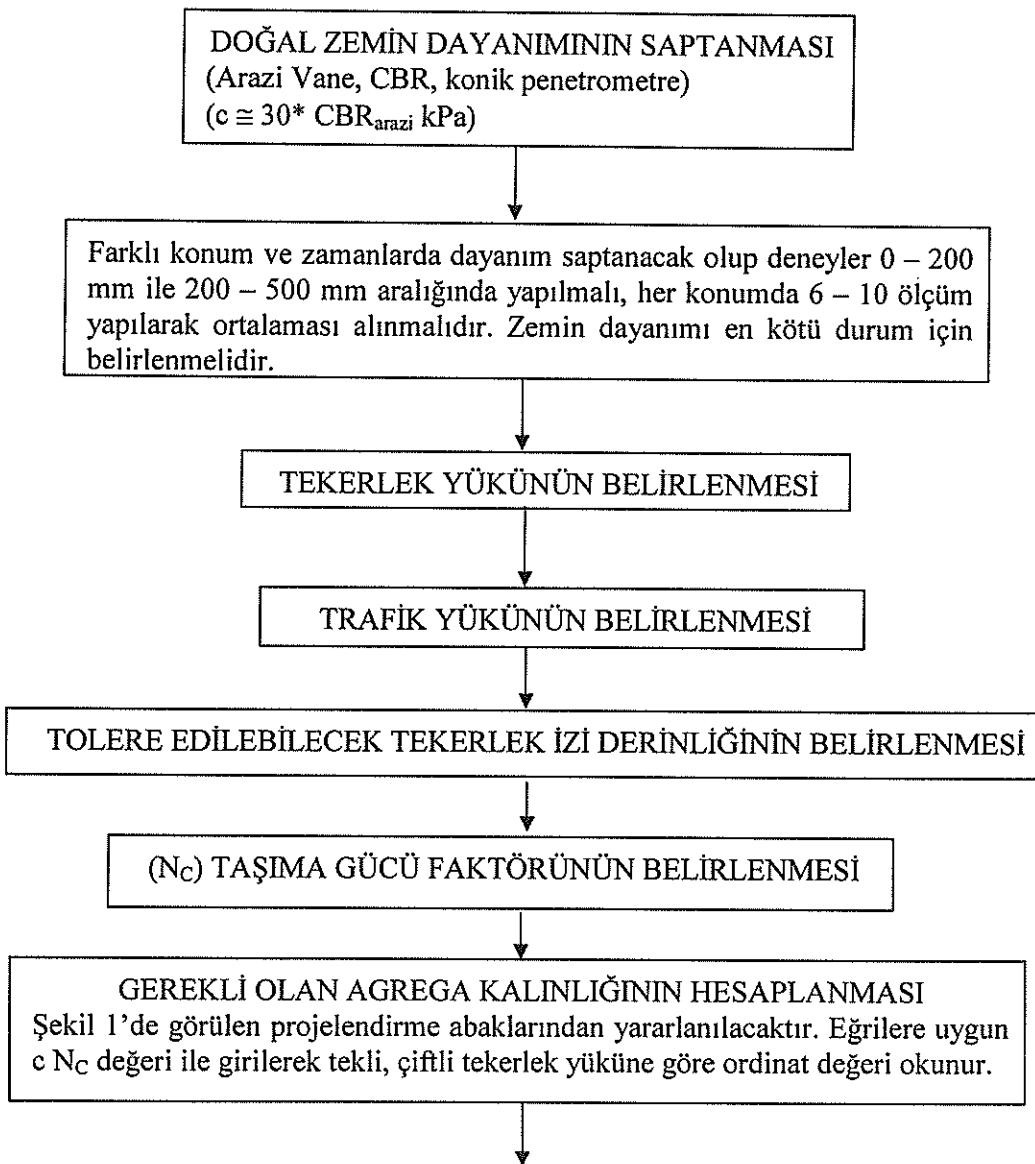
Yukarıda da açıklandığı üzere $\tau_f > 90\text{kPa}$ ($\text{CBR} > 3$) için geotekstil stabilizasyon amacıyla nadiren kullanılır. (drenaja ve filtrasyona yardımcı oldukları halde)

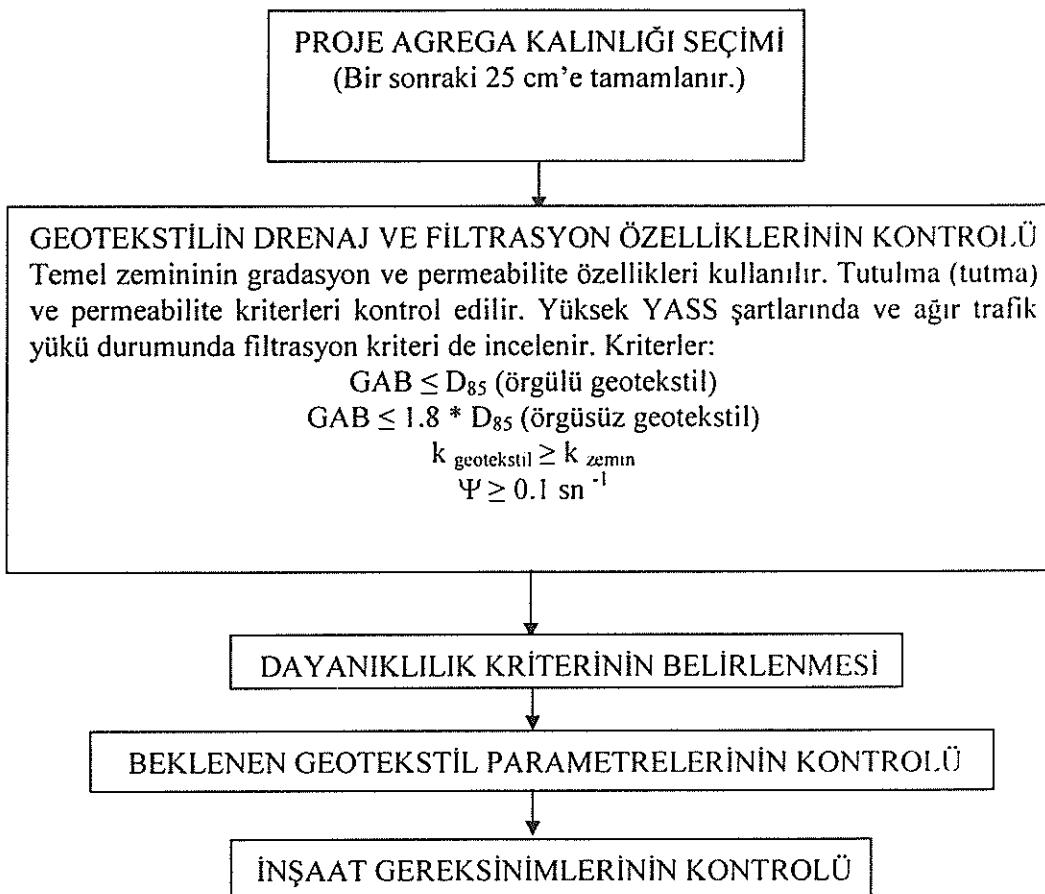
Geotekstil kullanımının taşıma gücünü yaklaşık % 100 oranında arttırdığı tekerlek izi toleransına da bağlı olarak Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 2. Geotekstilli ve geotekstilsiz durum için farklı tekerlek izi ve trafik sayısına bağlı olarak taşıma gücü faktörü değerleri (Holtz, 1988).

Durum	Tekerlek izi derinliği (mm)	80kN tekerlek eşdeğer yüküne göre trafik	Taşıma gücü faktörü, N_C
Geotekstilsiz	< 50	> 1000	2.8
	> 100	< 100	3.3
Geotekstilli	< 50	> 1000	5.0
	> 100	< 100	6.0

Aşağıdaki akış diyagramında görülen projelendirme yöntemi önerilmektedir (Holtz, 1988).





4. PROJELENDİRME UYGULAMA ÖRNEĞİ

Aşağıda geçici amaçlı bir yolu yukarıda açıklanan kriterlere göre projelendirme örneği görülmektedir.

- **PROJENİN TANIMI**

İslak ve yumuşak bir zemin üzerine geçici ve kaplamasız bir yol yapılacak olup geotekstil ayırıcı olarak kullanılacaktır. Çözüm için şu alternatifler mevcuttur.

1. Uygun olmayan üst zeminin kazılması ve aggrega tabakası kalınlığının artırılması
2. Aggrega tabakası ile doğal zemin arasına geotekstil serilmesi
3. Tahmini bir aggrega kalınlığı seçilmesi

VERİLER

Doğal zemin: Kohezyonlu olup yer altı suyu yüksektir. Ortalama drenajsız dayanımı 30kPa ve CBR=1'dir.

Trafik durumu: Tahminen 5000 trafik geçiş yükü 90kN tek dingilli kamyon ve 550 kPa lastik basıncı dikkate alınacaktır.

İSTENEN Yol kesitinin geotekstilli ve geotekstilsiz olarak oluşturulması

TANIMLANACAKLAR Geotekstil fonksiyonları, gereken geotekstilin özellikleri, geotekstil sınıfı

ÇÖZÜM

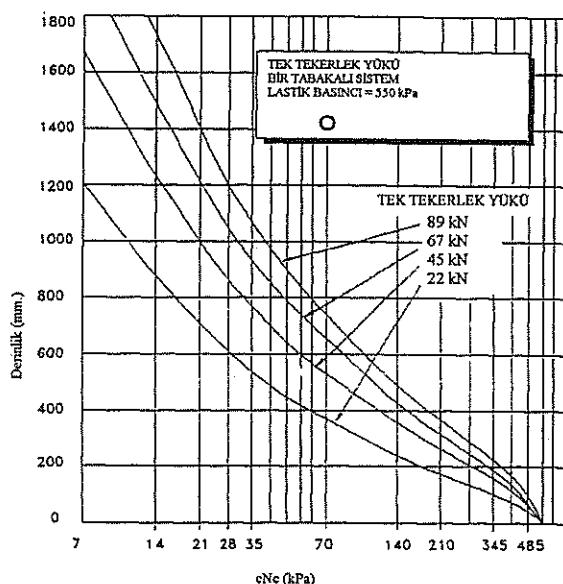
Bu tür bir uygulamada geotekstil fonksiyonları

Birincil fonksiyon: AYIRMA

İkincil fonksiyon: FILTRASYON, DRENAJ, DONATI'dır.

GAB ve dayanıklılık özellikleri bilinmelidir.

- **PROJENİN ÇÖZÜMÜ**
- ✓ CBR=1 değeri verilmiştir ve bu değerin en zayıf değer olduğu kabul edilmektedir
- ✓ 90kN tek akslı kamyon yükü verilmiş olup 550 kPa lastik basıncı mevcuttur. Bu nedenle 45kN tek tekerlek yükü alınmıştır.
- ✓ Trafik yükü: 5000 geçiştir.
- ✓ Tolere tekerlek izi: 150-200 mm'dir.
- ✓ Taşıma gücü faktörü geotekstil kullanılmaz ise $2.8 < N_c < 3.3$ 'dır.
(50-100 mm iz için $N_c = 3$ alınabilir.)
Geotekstili ise $5.0 < N_c < 6.0$ 'dır ve 50-100 mm iz için $N_c = 5.5$ alınabilir.
- ✓ Agrega Kalınlığının Saptanması



- Geotekstilsiz ise; $cN_c = 30 \text{ kPa} * 3.0 = 90 \text{ kPa}$ olup grafikten aggrega kalınlığı: 475 mm. elde edilir.
- Geotekstilli ise; $cN_c = 30 \text{ kPa} * 5.5 = 165 \text{ kPa}$ olup aynı grafikten aggrega kalınlığı: 325 mm. elde edilir. (Proje kalınlığı: 325 mm. seçilmiştir.)

✓ Geotekstil Drenaj ve Filtrasyon Karakteristiklerinin Kontrolü

Tablo 4'e göre GAB $< 0.3 \text{ mm}$ ve permitivite $\geq 0.1 \text{ sn}^{-1}$ kullanılacaktır çünkü zeminde

- $No.200 > \% 50$ 'dir. $k_{\text{geotekstil}} > k_{\text{zemin}}$ olmalıdır.

✓ Geotekstilin Uzun Dönem Dayanımının Kontrolü

CBR=1 için $p > 550 \text{ kPa}$ ve 325 mm. örtü kalınlığı için kontrol yapılarak yüksek dayanımlı 1. sınıf geotekstil kullanımı gereği bulunur.

Geotekstil malzemenin kabülü yurtdışı uygulamalarda ASTM D4750'a göre yapılmaktadır. Projenin hesap aşamasında (AASHTO, 1997) tarafından verilen dayanım kriterlerinin sağlanması gereklidir. Aşağıda bu kriterler kısmen verilmekte olup deformasyon (uzama) yüzdesine bağlı olarak ve ilgili ASTM standarı da belirtilerek verilmektedir.

Tablo 3. AASHTO 1997'ye göre sağlanması gereken geotekstil kriterleri (Mekanik veya hidrolik) (Holtz, 1988).

Özellik	ASTM Deney Yöntemi	Uzama <%50	Uzama >%50
Tutma dayanımı	D4632	1400	900
Ek yeri dikiş dayanımı	D4632	1260	810
Yırtılma dayanımı	D4533	500	350
Delinme dayanımı	D4833	500	350
Patlama dayanımı	D3786	3500	1700
Ultraviyole dayanım	500 saat işına maruz kaldıkten sonra %50 dayanım kaybı		

Tablo 4. Yol inşaatında kullanılacak geotekstiller için drenaj ve filtrasyon kriterleri (Holtz, 1988).

GAB	D4751	mm	-No.200 < % 50 ise < 0.6
			-No.200 > % 50 ise < 0.3
Permitivite	D4491	sn^{-1}	-No.200 < % 15 ise 0.5
			% 15 < -No.200 < % 50 ise 0.2
			-No.200 > % 50 ise 0.1
			(-No.200 < 0.075 mm. anlamındadır.)

Verilen çizelgeye göre mevcut şartlarda geotekstilin, $GAB < 0.3 \text{ mm.}$, $\Psi \geq 0.1 \text{ sn}^{-1}$ olmalıdır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada geotekstil kullanılarak kaplamasız ve geçici yolların projelendirme kriterleri ve yöntemleri öncelikli konu olmakla beraber geotekstil veya geosentetik kullanımının getirdiği faydalara da kısaca değinilmiştir. Mevcut zeminin dayanımına bağlı olarak geotekstiller muhtelif fonksiyonlarını sergileyebilmekte olup geotekstil kullanımının uygun olduğu koşullar ve zeminler söz konusu edilmiştir.

Buraya kadar yapılan açıklamalar, geosentetiklerle projelendirilmenin özel bir bilgi birikimine gereksinim yarattığını açıklamaktadır.

Geosentetik kullanımı ile direkt veya indirekt önemli kazanımlar sağlanması neden olmaktadır. Kullanımı dünyada ve ülkemizde giderek artmaktadır ve artmalıdır.

Klasik yollarla ve malzemelerle çözümlenemeyen pek çok sorunun geosentetik kullanım ile çözümlenebildiği literatürde ve uygulamalarla rapor edilmektedir.

KAYNAKLAR

- Chmielinz (1986), "Design and Practice", Geosentetik Projelendirme Kataloğu, Avusturya.
- Güler, E. ve Sargin, İ. (1996), "Mühendislik Tasarımlarında Geosentetiklerin Kullanımı", Boğaziçi Üniversitesi Kurs Notları
- Holtz, R.D., Christopher, B.R., and Berg, R.R., (1998). "Geosynthetic Design and Construction Guidelines", National Highway Ins. Federal Highway Administration, Mc Lean Virginia.
- Koerner, R. M., (1994). "Designing with Geosynthetics" Prentice Hall, New Jersey.
- Polyfelt Design Guidelines
- Wasti, Y. vd. (1992), "İnşaat Mühendisliğinde Geotekstil ve Geomembran Uygulamaları", Eğitim Semineri 1. Kısım: Geotekstiller, ODTÜ.
- Yılmaz, H.R. (1995), "Uygun bir Geotekstil Kullanımı ile Yol İnşaatında Maliyetlerin Düşürülmesi Üzerine Bir Uygulama", TMMOB İMO İstanbul Şubesi Üçüncü Ulaştırma Kongresi, İstanbul.
- Yılmaz, H.R. ve Eskişar T. (2003). "Cost Considerations on the Economy of Using Geotextiles and an Improvement-Application from İzmir – Melez Delta", Nonwoven Technical Textiles Technology, pp.28-33.
- Yılmaz, H.R. Aklik, P. ve Eskişar T. (2003). "Geosentetiklerin Karayollarında Kullanımı ve Sağladığı Avantajlar Üzerine Bir Araştırma", Trafik ve Yol Güvenliği II. Ulusal Kongresi, TRODSA, 7-9 Mayıs, Ankara.
- Yılmaz, H.R. ve Eskişar T. (2004). "Geosentetik Kullanımının Ekonomisi ve Avantajları ile Maliyet Unsurları Üzerine Bir İnceleme", I. Ulusal Geosentetikler Kongresi, 21-22 Ekim, BÜ, İstanbul (İncelemede).

GEOGRID DONATILI KUMLU ZEMİNLER ÜZERİNDE YER ALAN ŞERİT TEMELLER

Cavit ATALAR¹

Braja M. DAS²

Chitta R. PATRA³

ABSTRACT

Since 1985 several laboratory model test results have been published as it relates to the ultimate and allowable bearing capacities of shallow foundations supported by multilayered geogrid reinforced sand. Depending on the relative density of compaction of sand and the geogrid used, it appears that the bearing capacity is greatly enhanced by the inclusion of geogrid layers as reinforcement. Although it is not an economical technique all the time, it no doubt is a viable method for consideration.

Practically all the test results that are available now in the literature are only for surface foundation condition. The purpose of this paper is to report some recent laboratory model test results for the ultimate bearing capacity of a shallow strip foundation (plane strain condition) supported by geogrid-reinforced sand with depth of embedment varying from zero to B (B = width of the strip foundation). The ultimate bearing capacities obtained from these laboratory tests have been compared with the theory developed by Huang and Menq, (1997). This theory is based on the so called wide-slab mechanism. For the present tests, the theory provides conservative results. For similar foundation, sand compaction, and reinforcement conditions of the foundation embedment tends to increase the bearing capacity ratio.

ÖZET

Geogrid donatılı kumlu zeminler üzerinde yer alan tekil temeller 1985 yılından beri birden fazla geogrid levhası ile güçlendirilerek desteklenen kumlu zeminler üzerinde yer alan sig temellerin toplam ve emniyetli taşıma kapasiteleri ile ilgili laboratuvar model deney sonuçları yayınlanmıştır. Kumun sıkıştırma bağılı sıklığına ve kullanılan geogrid'e bağlı olarak taşıma kapasitesi, geogrid levhaların donatı olarak yerleştirilmesi ile önemli derecede artmaktadır. Bu teknik her zaman ekonomik olmasa da şüphesiz dikkate alınması gereken uygulanabilir bir metoddur.

Hemen hemen literatürde yer alan bütün deney sonuçları sadece zemin yüzeyinde yer alan temel durumları içindir. Bu bildirinin amacı yakın zamanda geogrid donatı ile desteklenen kumlu zeminler üzerinde yer alan sig şerit temellerin yüzeyden itibaren temel genişliğine kadar değişik derinliğe gömülperek yapılan deneylerin toplam taşıma kapasite sonuçlarını sunmaktadır. Deneylerde elde edilen toplam taşıma kapasiterleri, Huang ve Menq (1997)

¹ Doç.Dr., ATALAR, C., Yakın Doğu Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, KKTC, catalara@neu.edu.tr

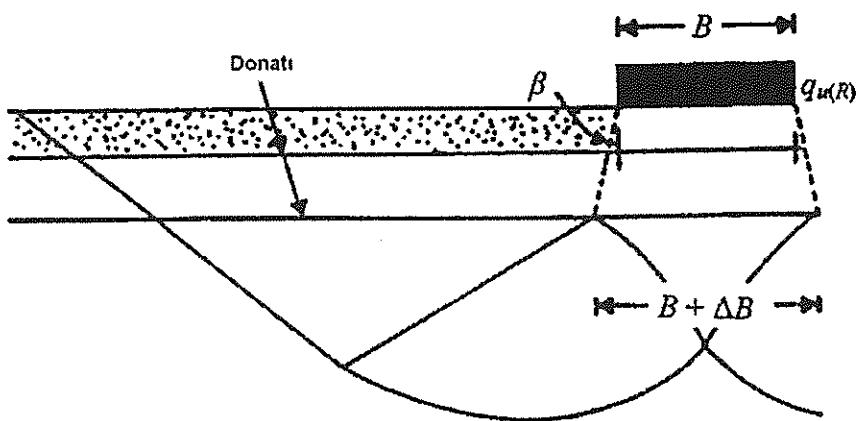
² Prof. Dr. , Dean, California State University, College of Engineering and Computer Science, Sacramento, USA, dasb@csus.edu

³ Assist. Prof.Dr., PATRA, C.E., National Institute of Technology, Civil Engineering Dept., Rourkela, Orissa, INDIA, erpatra@nitk.ac.in

tarafından geliştirilen teori ile karşılaştırılmıştır. Bu teori, geniş-plak mekanizmasına dayandırılmıştır. Bu deneyler için teori muhafazakar sonuçlar vermiştir. Benzer temeller için, kum sıkıştırması ve gömülü temelin donatı durumu taşıma gücünü artırır.

1. GİRİŞ

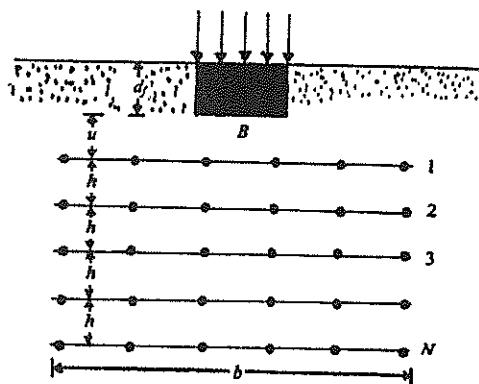
1985 yılından beri dünyanın birçok ülkesinde, çok tabakalı gerogrid ile güçlendirilmiş kumlu zeminler üzerinde yer alan sıg temellerin toplam ve emniyetli taşıma kapasitelerinin değerlendirilmesi için yapılan araştırma sonuçları yayınlanmıştır (Guido ve diğ., 1986; Khing ve diğ., 1993; Omar ve diğ., 1993; Yetimoğlu ve diğ., 1994; Das ve Omar, 1994; Adams ve Collin, 1997). Son yıllarda değişik donatılarla güçlendirilen kumlu ve killi zeminler üzerinde yer alan temellerin taşıma kapasiteleri için yapılan model ve arazi deney sonuçlarının Türkiye'de yaylanması da artmıştır (Yetimoğlu, 1998; Baykal ve Dadaşbilge, 2000; Baykal ve Güler, 2000; Das ve Diğ., 2000; Atalar ve Diğ., 2002; Güler ve Demirkhan, 2002; Moroğlu ve Uzuner, 2002; Yıldız ve Laman, 2002; Yılmaz ve Aklik, 2002). Bu araştırmalar yüzeyde yer alan temeller için yapılmıştır. Halbuki temel genelde bir kazı yapılarak yüzeyin altında belirli bir mesafede gömülü olarak dökülmektedir. Temel için yapılan kazı derinliğinin etkisine pek deгinilmemişti. Bu bildiride amacımız, kazı derinliği etkisini dikkate alarak, geogrid donatılı kumlu zeminler üzerinde yer alan şerit temellerin emniyetli taşıma kapasitesi değerlendirilmesi için son zamanlarda yapılan model deney sonuçlarını sunmaktır. Bu deneylerde temel derinliğinin (d_f), temel genişliğine (B) oranı d_f/B sıfır'dan bir'e değiştirilmiştir. Deneysel sonuçlar, Huang ve Menq (1997)'in geliştirdiği teori ile karşılaştırılmıştır. Bu teori Schlosser ve diğ.(1983) önerdiği göçme mekanizmasına dayanarak geliştirilmiştir (Şek. 1).



Şekil 1. Şerit Temeli Destekleyen Donatılı Kumlu Zemin İçerisinde Geniş-Plak Kırılma Mekanizması

2. GEOMETRİK PARAMETRELER

Deneyler için yapılan çalışmaların geometrik parametreleri Şekil 2'de görülmektedir.

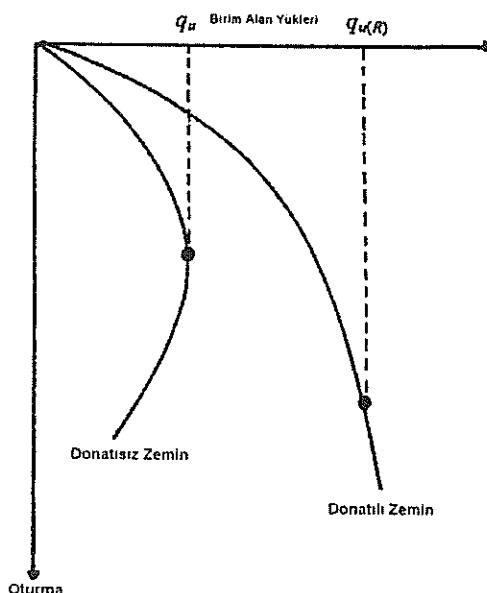


Şekil 2. Donatılı Kumlu Zemin Üzerinde Yer Alan Sığ Şerit Temel

Şerit temelin genişliği B ile gösterilmektedir. Temel tabanı yüzeyden itibaren d , mesafesindedir. Kumlu zemin N adet geogrid levhalarla güçlendirilmiştir. Temel tabanının altındaki en üst geogrid levhası temelin alt seviyesinden itibaren u derinliktedir. En üst geogrid levhasından sonra her bir geogrid levhası eşit aralıklarla ve h mesafesi ile yerleştirilmiştir. Şerit temelin genişliğine paralel olarak, b genişliğinde geogrid levhaları yerleştirilir. Temelin tabanından itibaren ölçülen donatı toplam derinliğini, d , şu bağıntı ile gösterebiliriz.

$$d = u + (N - 1) h \quad (1)$$

Şekil 3'de donatsız ve geogrid donatılı kumlu zemin üzerinde yer alan temelin yüze karşılık oluşturan oturma değerleri gösterilmektedir. Şekilde, q_u ve q_{uR} temel birim alanı için sırasıyla donatsız ve geogrid donatılı kumlu zemin üzerindeki yükleri göstermektedir. Donatsız ve geogrid donatılı kumlu zemin üzerindeki toplam taşıma kapasiteleri sırasıyla q_u ve q_{uR} , olarak gösterilmektedir.



Şekil 3. Donatsız ve Geogrid Donatılı Kumlu Zemin Üzerinde Yer Alan Temelin Yüze Karşılık Oluşan Oturma Değerleri

Geçmiş yıllarda, toplam taşıma kapasitesinin yükseltilmesine neden olan donatının kazanım tesiri, taşıma kapasitesi oranı, BCR ile ifade edilen boyutsuz sayısal terim ile gösterilmiştir.

$$BCR = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (2)$$

Herhangi bir zemin, geogrid ve temel için toplam taşıma kapasitesinin büyülüüğü u/B , h/B ve b/B 'ye bağlıdır. Halbuki bu parametrelerin her biri, kendi değerlerinin artması halinde taşıma kapasitesi oranı'nın artmasında önemli bir tesirinin olmayacağı bir kritik değerleri vardır. Şimdiye kadar yayınlanmış araştırmalar ışığında, şerit temeller için bu boyutsuz parametrelerin kritik değerlerini şöyle özetleyebiliriz.

$$(u/B)_{cr} \approx 0.25 \text{ ile } 0.40$$

$$(b/B)_{cr} \approx 5 \text{ ile } 8$$

$$(d/B)_{cr} \approx 2$$

3. MODEL DENEYLER

Model deneyler 0.80 m uzunluk, 0.365 m genişlik ve 0.70 m derinliğinde bir kutu içerisinde yapılmıştır. Taşıma kapasitesi deneyleri için kullanılan model temel, 360 mm uzunluğunda 80 mm genişliğinde ve 25 mm kalınlığında yumuşak çelikten yapılmıştır. Temel modelin tabanına tutkalla ince bir kum tabakası yapıştırılarak düzgün olmayan bir yüzey oluşturulmuştur. Temel model üzerine yük verildiği zaman, temel modelin kenarlarının sürtünmesini minimuma indirmek için temel kenarları ve kutu içerisinde sürtünmeyi azaltmak için kutunun içerişi cıalanmıştır. Deney esnasında zemin sıkışmasından dolayı kutunun zarar görmemesi için kutu kenarları desteklerle takviye edilmiştir.

Model deneyler için doğal kum kullanılmıştır. Kumun dane dağılımı 0.075 mm ile 1.18 mm arasındadır. Bütün deneyler için kumun ortalama birim ağırlığı 14.81 kN/m³ ve ortalama sıkıştırma bağıl sıklığı %71 olarak tutulmuştur. Deney esnasında, kesme kutusu deneylerinde kumun ortalama en büyük sürtünme açısı $\phi' = 41^\circ$ dir. Bu çalışmadaki deneyler için fizikal özellikler Tablo 1'de gösterilen tek eksenli geogrid kullanılmıştır.

Tablo 1. Deneye Kullanılan Geogrid'in Fizikal Özellikleri.

Doruk Çekme Dayanımı	60 kN/m
% 2 Deformasyonda Çekme Dayanımı	14 kN/m
% 5 Deformasyonda Çekme Dayanımı	30 kN/m
Kırılmada Deformasyon	% 8
Aralık Boyutu	94 mm x 42 mm

Deneysel başlangıçında 25 mm bölmelerle kum deney kutusuna konulur. Her bölme için istenilen birim ağırlığın sağlanması için zemin tartılır ve düz tabanlı ahşap tokmak ile sıkıştırılır. Geogrid levhaları arzu edilen u/B ve h/B değerlerine göre kuma yerleştirilir. Model temel yüzeyde ve yüzeyden itibaren en fazla temel genişliği kadar belirli derinliklere yerleştirilir. Temel modele, elektrikli hidrolik kriko vasıtasiyle yük uygulanır. Temel oturmaları, temelin herhangi bir kenarına yerleştirilen 0.01 mm'lik hassasiyeti olan ölçüm aleti ile ölçülür. Yük küçük artışla uygulanır ve ölçümler her artısta göçmeye kadar alınır.

Deneylede geogrid donatılı levhalar için aşağıdaki parametreler uygulanmıştır.

$$u/B = 0.35$$

$$h/B = 0.25$$

$$b/B = 5$$

$N = 2, 3 \text{ ve } 4$ (d/B 0.6 ile 1.1 arası değişmektedir.)

Model deneylerin yapılış sırası Tablo 2'de gösterilmektedir.

Tablo 2. Model Deney Detayları

Deney Serisi	N	u/B	h/B	b/B	d_f/B
A	0	-	-	-	0-1.0 (donatsız kum)
B	2,3,4	0.35	0.25	5	0
C	4	0.35	0.25	5	0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0

4. DENEY SONUÇLARI

4.1. A Serisi Deneyleri

Toplam taşıma kapasitesi A serisi deneyleri donatsız kumlu zemin üzerinde yapılmıştır. Bu deneylerde temel derinliğinin d_f , temel genişliğine B oranı $d_f/B = 0, 0.25, 0.5, 0.75$ ve 1.0 olarak alınmıştır. Şekil 4'de bu oranlara karşılık gelen toplam taşıma kapasitesi gösterilmektedir. Donatsız kum üzerinde yerleştirilen şerit temelin düşey yük altında toplam taşıma kapasitesi q_u şu şekilde ifade edilebilinir.

$$q_u = 0.5\gamma B N\gamma F\gamma d + q Nq Fqd \quad (3)$$

$q = \gamma d_f$ olduğunda göre

γ = kumun birim ağırlığı,

Nq ve $N\gamma$ = taşıma kapasite faktörleri ve

$F\gamma d$ ve Fqd = derinlik faktörleridir.

Taşıma kapasite faktörleri şu bağıntı ile verilebilinir (Vesic, 1973),

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (4)$$

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi' \quad (5)$$

ϕ' = kumun efektif sürtünme açısı olduğuna göre, Derinlik faktörleri şu şekilde ifade edilebilinir (Hansen, 1979),

$$Fqd = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 d_f/B \quad (6)$$

$$F\gamma d = 1 \quad (7)$$

Üstteki ilişkiyi kullanarak, bu deneyler için teorik olarak toplam taşıma kapasiteleri hesaplanmış ve Şekil 4'te deneysel değerlerle gösterilmektedir. Deneysel değerler, genellikle denklem 3'ün kullanılarak elde edildiği değerlerden daha yüksektir. Geçmişte değişik araştırmacılar tarafından da ifade edildiği gibi, taşıma kapasitesi hesaplamaları için ϕ' nin tam değerini hesaplamadaki güçlükten dolayı bu çok olağan dışı değildir. yüzeyde yer alan bir temel için ($d_f/B = 0$) Denklem 3'e göre,

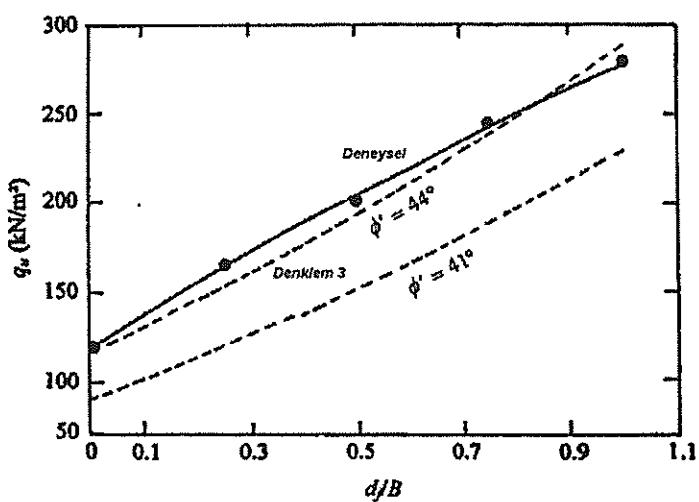
$$q_u = 0.5\gamma B N\gamma$$

veya

$$N\gamma = 2 q_u / \gamma B \quad (8)$$

olarak ifade edilmiştir.

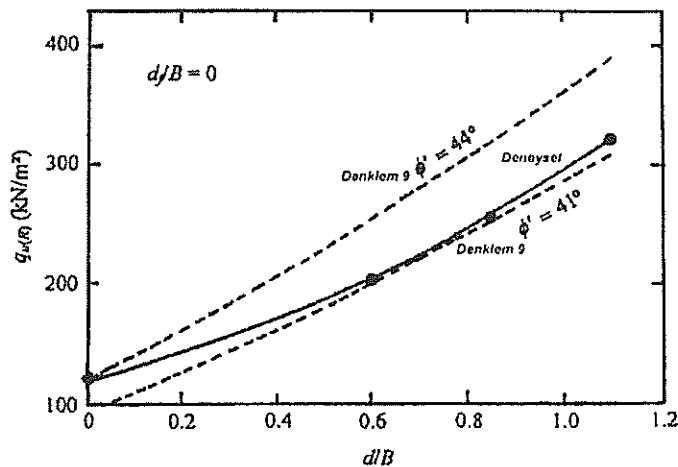
Deneysel q_u , γ ve B değerlerini kullanarak $N\gamma$ değerini hesaplayabiliriz. $N\gamma$ 'nin bu değeri denklem 5' de $\phi' = 44^\circ$ ye tekabül eder. $\phi' = 44^\circ$ değeri kullanılarak q_u değerinin d_f/B ye karşılık değerleri hesaplanmıştır. (Şekil 4). Deneysel sonuçlar ile teorik değişiklik çok güzel bir genel uyum gösterir.



Şekil 4. d_f/B nin Değişik Değerlerine Göre q_u Değişikleri (A Serisi)

4.2. B Serisi Deneyleri

Toplam taşıma kapasitesi B serisi deneyleri çok levhalı geogrid donatılı kum üzerinde yapılmıştır ($d/B = 0.6, 0.85$ ve 1.1). Deneylerde elde edilen göçme yükleri Şekil 5 de gösterilmektedir.

Şekil 5. d/B nin Değişik Değerlerine Göre $q_u(R)$ Değişikleri (B Serisi)

Şekil 1'de görülen geniş-plak mekanizması için Huang ve Menq (1997) toplam taşıma kapasitesini hesaplamak için aşağıdaki geçici bağıntıyı önermişlerdir,

$$q_{u(R)} = \frac{1}{2} \gamma (B + \Delta B) N_y + \gamma d N_q \quad (9)$$

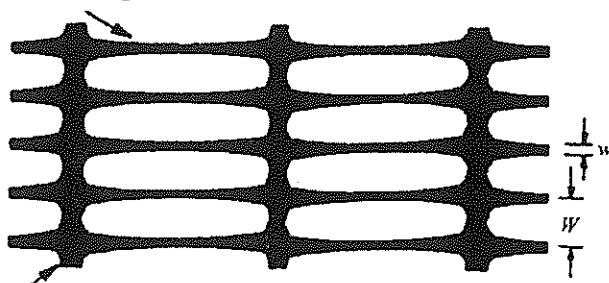
Böylece

$$\Delta B = 2 d/B \tan \beta \quad (10)$$

$$\tan \beta = 0.68 - 2.071(h/B) + 0.743(CR) + 0.03(b/B) \quad (11)$$

Örtü oranı $CR=w/W$ (Şekil 6).

Boyuna Kaburga



Enine Çubuk

Şekil 6. Örtü Oranı CR

Denklem 9 aşağıdaki aralıklar için geçerlidir,

$$\begin{aligned} 0 \leq \tan \beta &\leq 1 \\ 0.25 \leq h/B &\leq 0.5 \\ 0.02 \leq CR &\leq 1.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1 \leq b/B &\leq 10 \\ 1 \leq N &\leq 5 \\ 0.3 \leq d/B &\leq 2.5 \end{aligned}$$

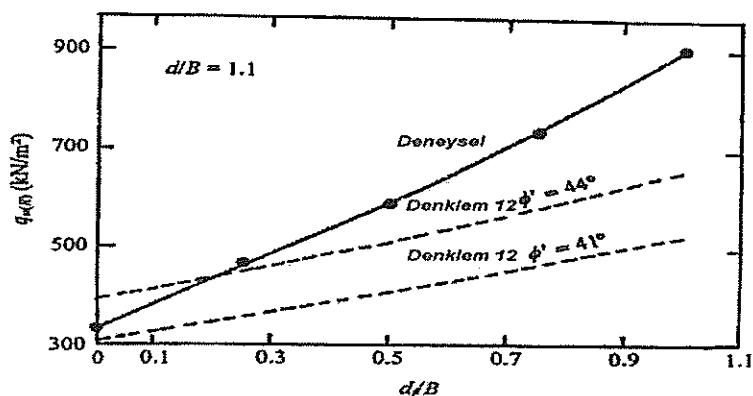
Denklem 9 daki deneysel d, B, h, b, w, W değerlerini ve $\phi' = 41^\circ$ değerini kullanarak $q_{u(R)}$ nin teorik değişikliklerini elde edebiliriz (Şekil 5). Burada da deneysel sonuçlar ile teori arasında çok iyi bir uyumluluk gösterir. Şekil 4'de olduğu $\phi' = 44^\circ$ için d/B 'ye karşılık gelen $q_{u(R)}$ hesaplamaları yapılmış ve Şekil 5'de gösterilmiştir. $\phi' = 44^\circ$ ye göre teorik olarak elde edilen değerler deneyel olarak elde edilen değerlerden daha yüksektir. Teorik olarak $d/B = 1.1$ oranında elde edilen $q_{u(R)}$ değeri deneyel olarak elde edilen değerden 20% daha yüksektir.

4.3. C Serisi Deneyleri

C serisi deneyleri $d/B > 0$ ve $d_f/B > 0$ olarak gerçekleştirılmıştır. Bütün deneyler $d/B = 1.1$ ve d_f/B 'nin 0, 0.25, 0.50, 0.75 ve 1.0 değerleri ile yapılmıştır. Şekil 7'de d_f/B oranları karşılığında gelen $q_{u(R)}$ değerleri gösterilmektedir. Denklem 9'da ifade edilen toplam kapasite bağlantısı $d/B > 0$ 'a göre şu şekilde değiştirebilinir:

$$q_{u(R)} = \frac{1}{2} \gamma (B + \Delta B) N_\gamma + \gamma (df + d) N_d \quad (12)$$

Deneylerde normal parametreler $\phi' = 41^\circ$ kullanılarak d_f/B değişik oranlarına karşılık gelen $q_{u(R)}$ değerleri Denklem 12 kullanılarak hesaplanmıştır ve Şekil 7'de gösterilmiştir. Denklem 12 kullanılarak elde edilen bütün değerler, deneyel değerlerden daha düşüktür. Bu değerler $d_f/B = 0$ da %15 daha düşük olup d_f/B oranı arttıkça düşmektedir ve $d_f/B = 1.0$ da %70 daha düşük bir değere ulaşmaktadır.

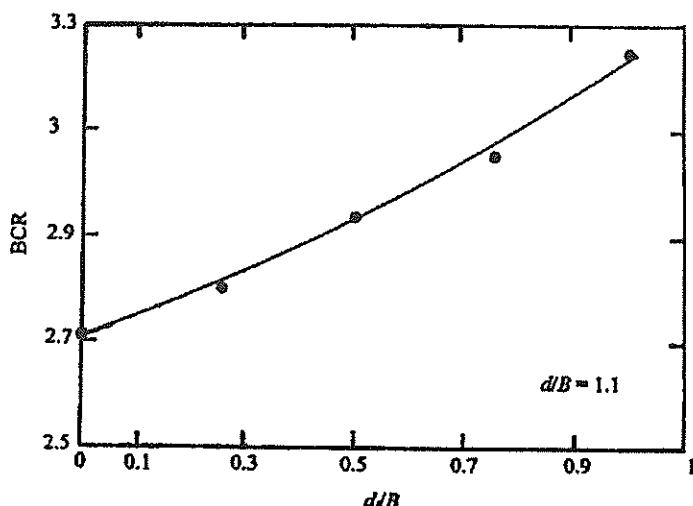


Şekil 7. d_f/B Oranları Karşılığında Gelen $q_{u(R)}$ Değerleri (C Serisi)

Şekil 4 ve 5'de olduğu gibi $\phi' = 44^\circ$ ve normal değerlerin denklem 12'de hesaplanması ile d_f/B oranlarına karşılık $q_{u(R)}$ değerleri hesaplanmıştır ve Şekil 7'de gösterilmiştir. Şekil 7'de görüldüğü gibi genellikle $\phi' = 44^\circ$ kullanılarak elde edilen değerler, deneyel değerlerden daha düşüktür. $d_f/B = 0$ ile 0.20 arasında bu değerler daha büyük ve $d_f/B = 0.20$ ile 1 arasında 0 ile %35 arasında deneyel değerlerden daha düşüktür.

Toplam taşıma kapasitesine bağlı taşıma kapasite oranının (BCR) tanımı denklem 2'de yapılmıştır. Şekil 8'de $d/B = 1.1$ ve değişik d_f/B oranlarına karşılık elde edilen toplam kapasite oranları BCR gösterilmektedir. Toplam kapasite oranı, d_f/B oranının artışı ile artmaktadır ve $d_f/B = 1$ derinliğindeki bir temelin aynı şekilde donatı-derinlik oranına d/B sahip, $d_f/B = 0$ olan bir

temelden %20 daha yüksek taşıma kapasite oranı BCR saptanmıştır. d/B oranının her üç durumda artışına bağlı olarak q_{ult} değeri artmaktadır; böylece denklem 12, q_{ult} için muhafazakar bir tahmin verir.



Şekil 8. d/B Oranları Karşılığında Gelen BCR Değerleri (C Serisi)

4.SONUÇLAR

Geogrid donatı ile desteklenen kumlu zeminler üzerinde yer alan sıç şerit temellerin laboratuvar model deney sonuçları elde edilmiştir. Şerit temel yüzeyde ve temel genişliği kadar yüzeyden itibaren belirli mesafelerde gömülüerek deneyler yapılmıştır. Deneylerden elde edilen toplam taşıma kapasiteleri, Huang ve Menq (1997) tarafından geliştirilen ve geniş-plak mekanizmasına dayandırılan teori ile karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

- 1) Sadece temelin yüzeyden itibaren belirli mesafelerde gömülürek ve diğer durumların aynı olduğu hallerde gömülme arttıkça $d/B = 0$ ile 1 arasında toplam taşıma kapasitesi ve taşıma kapasite oranı artmaktadır.
- 2) Huang ve Menq (1997)'in toplam taşıma kapasitesi için geliştirildiği teorik bağıntı ile muhafazakar sonuçlar bekleyebiliriz.
- 3) Taşıma kapasite denklemi geogrid katılığına dayanılarak geliştirilebilir.

KAYNAKLAR

- Adams, M.T. and Colin, J.C., (1997). "Large Model Spread Footing Tests on Geogrid-Reinforced Soil Foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 123(1), pp.66-72.
- Atalar, C., Das, B.M., Omar, M.T., Shin, E.C., (2002). "Geogrid -Takviyeli Zemin Yastık Altında Gerilme Dağılımı", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir, s.509-518.
- Baykal, G. ve Dadaşbilge, O., (2000). "Tek Yönlü Geogrid-Kırmataş Arayüzey Özelliklerinin Denyesel Olarak Araştırılması: Siyrlıma Deneyi", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul, s.281-290.

- Baykal, A. E. ve Güler, E., (2000). "Yumuşak Zemine Oturan Geotekstil Donatılı Dolgularda Kabuk Etkisi", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul, s.291-300.
- Das, B.M. and Omar, M.T., (1994). "The Effects of Foundation Width on Model Tests for the Bearing Capacity of Sand with Geogrid Reinforcement", Geotechnical and Geological Engineering 12, pp.133-141.
- Das, B.M., Omar, M.T., Atalar, C., (2000). "Geogrid-Takviyeli Kil Şevlerin Üzerinde Yer Alan Sürekli Temellerin Toplam Taşıma Kapasitesi", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul, s.223-232.
- Guido, V.A., Chang D.K., Sweeney, M.A., (1986). "Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs", Canadian Geotechnical Journal 23, pp.435-440.
- Güler, E. ve Demirkiran, M.M., (2002)."Geosentetik Donatılı İstinat Duvarlarının Dinamik Yükler Altında Davranışı", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir, s.302-311.
- Hanson, J.B., (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen.
- Huang, C.C. and Menq, F.Y., (1997). "Deep Footing and Wide-Slab Effects on Reinforced Sandy Ground", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(1), pp.30-36.
- Khing, K.H., Das, B.m., Yen, S.C., Puri, V.K., Cook, E.E., (1993). "The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", Geotextiles and Geomembranes, 12, pp. 351-361.
- Moroğlu, B. ve Uzuner, B.A., (2002). "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Yüzey Şerit Temelinin Davranışı", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir, s.277-287.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., (1993). "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement" Canadian Geotechnical Journal, 30, pp. 545-549.
- Schlosser, F., Jacobsen, H.M., Juran, I., (1983). "Soil Reinforcement", General Report, VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Helsinki, pp. 83-103.
- Vesic, A.S., (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 99(1), pp. 45-73
- Yetimoğlu, T., Wu, J.T.H., Sağlamer, A., (1994). "Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-reinforced Sand", Journal of Geotechnical Engineering Divison, ASCE 120(12), pp. 2083-2089.
- Yetimoğlu, T., (1998). "Vibrasyonla Sıkıştırılmış Kum Zemine Oturan Temellerin Taşıma Kapasitesi", İMO Teknik Dergi, s.1587-1600.
- Yıldız, A. ve Laman, M., (2002)."Donatılı Kum Zeminlere Oturan Kare Temellerin Deneysel ve Sayısal Yöntemlerle Analizi", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir, s.267-276.
- Yılmaz, H.R. ve Aklik, P., (2002)."Geotekstil ve Geogrid Kullanılarak Oluşturulan Dayanma Yapılarında Sağlanabilen Ekonomi Hakkında Bir İnceleme", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir, s.312-321.

DONATILI KUM ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN DAİRESEL TEMELLERİN ANALİZİ

Mustafa LAMAN¹, A. Azim YILDIZ²

ABSTRACT

An experimental investigation into the ultimate bearing capacity of circular foundations supported by sand bed with and without geogrid reinforcement is reported. The parameters investigated are the effect of depth of first reinforcement, the vertical spacing in the reinforcement layers, the number of reinforcement layers and the effect of reinforcement layer length on the ultimate bearing capacity of circular foundations. The results of the experimental study proved that the reinforcement had a considerable effect on the ultimate bearing capacity of the circular foundations. It was also proved that, ultimate bearing capacity values can, depending on the reinforcement geogrid arrangement, be improved up to four times that of the unreinforced case.

ÖZET

Bu çalışmada, donatsız ve donatılı kum zeminlere oturan dairesel temellerin taşıma kapasitesi deneysel olarak araştırılmıştır. Model deneylerde, ilk donatı derinliği, donatılar arası düşey derinlik, donatı tabaka sayısı ve donatı tabaka boyu parametre olarak seçilerek dairesel temellerin taşıma kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Deney sonuçları, zemin içerisinde yerleştirilen donatıların dairesel temellerin taşıma kapasitesinde önemli derecede artışlar meydana getirdiğini göstermiştir. Donatı yerleşim düzenine bağlı olarak dairesel temelin taşıma kapasitesinde, donatsız zeminin taşıma kapasitesine göre yaklaşık dört kat artış elde edilmiştir.

1. GİRİŞ

Donatılı zemin; çekme dayanımı çok düşük olan zeminlerin metal şerit, geotekstil veya geogrid gibi malzemeler kullanılarak mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesidir. Donatılı zemin kavramını bilimsel olarak ilk defa Vidal (1968) kullanmış ve zemin içerisinde çekmeye dayaklı elemanların varlığının betonarmevedeki çeliğe benzer bir etki oluşturduğunu ifade etmiştir. 1970'li yıllarda itibaren tüm dünyada, özellikle dolgu ve dayanma yapılarında yaygın bir şekilde kullanılarak çok iyi sonuçlar alınmıştır. Zeminlerde donatı olarak kullanılan elemanlar, doğal, işlenmiş metal veya sentetik lifli malzemelerden üretilmektedir. Özellikle 1980'li yıllarda sonra donatılı zemin uygulamalarında, donatı malzemesi olarak geosentetik türü malzemeler kullanılmaya başlanmıştır.

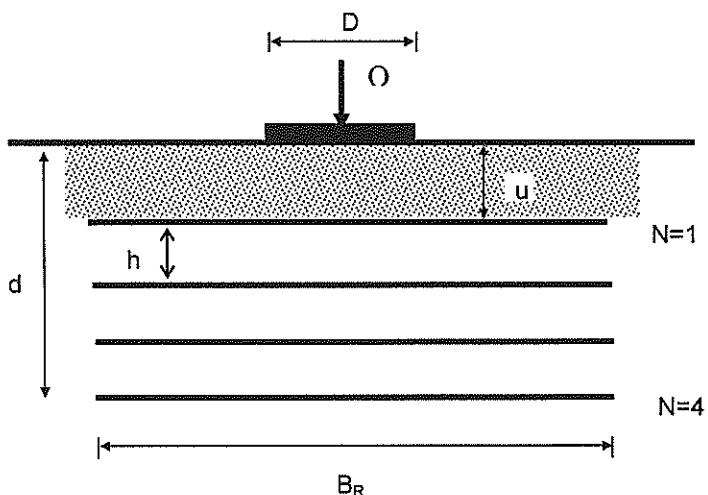
¹ Doç. Dr. , LAMAN, M., Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü, mlaman@cu.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., YILDIZ, A., Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü, azim@cu.edu.tr

Zayıf zemin koşullarının mevcut olduğu ortamlara yapı inşaa etmek için zemin iyileştirmesi yapılması gereklidir. Bu durumda, temel zeminin içerisinde çekme dayanımı yüksek donatı malzemeleri yerleştirmek suretiyle zeminin taşıma kapasitesini artırlabılır. Bu konuda önceki yıllarda yapılan çalışmalarında, temel zeminin içerisinde çekmeye dayaklı ve zemin ile yeterli sürtünmeye sahip farklı donatı malzemeleri (metal şerit, metal çubuk, bitkisel lif, geogrid vb.) yerleştirilmek suretiyle zeminin taşıma kapasitesinin ve oturma davranışının önemli dercede iyileştirilebileceği belirtilmiştir (Binquet and Lee 1975, Akinmusuru 1981, Fragaszy 1984, Guido 1986, Huang ve Tatsuoka 1990, Omar ve Das 1993, Yetimoğlu 1994, Adams 1997, Alawaji 2001 ve Dash 2003). Bu araştırmalarda, temel tipi olarak daha çok şerit, kare ve dikdörtgen temeller tercih edilmiştir. Uygulamada depolama tankları, silo, kule, fabrika bacaları gibi yapıların temelleri genellikle dairesel olarak inşaa edilir. Bu çalışmada, donatılı ve donatısız kum zeminler üzerine oturan dairesel temellerin taşıma kapasitesi deneysel olarak araştırılmış ve donatı olarak geogridler kullanılmıştır. Model deneylerde, ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı, donatılar arası düşey derinlik ve donatı tabaka boyu parametre olarak seçilerek dairesel temellerin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

2. GEOMETRİK PARAMETRELER

Şekil 1'de donatılı zemin üzerine oturan ve yarıçapı D olan bir dairesel temel görülmektedir. Donatı ile ilgili parametreler ise, u : en üstteki donatı tabakasının temel tabanına olan derinliği, h : donatılar arası düşey derinlik, N : geogrid tabaka sayısı, d : toplam donatı derinliği ve B_R : donatı tabaka boyudur.



Şekil 1. Geometrik Parametreler (Laman ve Yıldız, 2004)

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Model deneyler, Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünün zemin mekaniği laboratuvarında yapılmıştır. Bu çalışmada kullanılan deney düzeneği Şekil 2'de görülmektedir (Yıldız 2002).

3.1. Deney Kasası

Model deneyler, 700mm x 700mm x 700mm boyutlarındaki kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 2). Deney kasasının iskeleti, çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyi 8mm kalınlığındaki cam, yan yüzeyler ile alt taban ise 20 mm kalınlığındaki ahşap malzemeden yapılmıştır.

3.2. Model Temeller

Deneylerde temel elemanı olarak çelik malzemeden imal edilmiş 20mm kalınlığında ve 85mm çapındaki model rıjıt plaka kullanılmıştır.

3.3. Deney Kumu

Deneysel çalışmalarında, Çukurova bölgesi, Seyhan nehir yatağından alınan kum numuneler kullanılmıştır. Deney kumunun endeks özelliklerini belirlemek üzere yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 1'de sunulmuştur. Deney kumunun kayma mukavemeti parametrelerini bulmak için %70 sıkılık oranında hazırlanan numuneler üzerinde konsolidasyonlu drenajlı (CD) üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Deney kumunun kayma mukavemet açısı ve kohezyon değerleri sırasıyla $\phi=410$ ve $c=0$ kPa olarak elde edilmiştir.

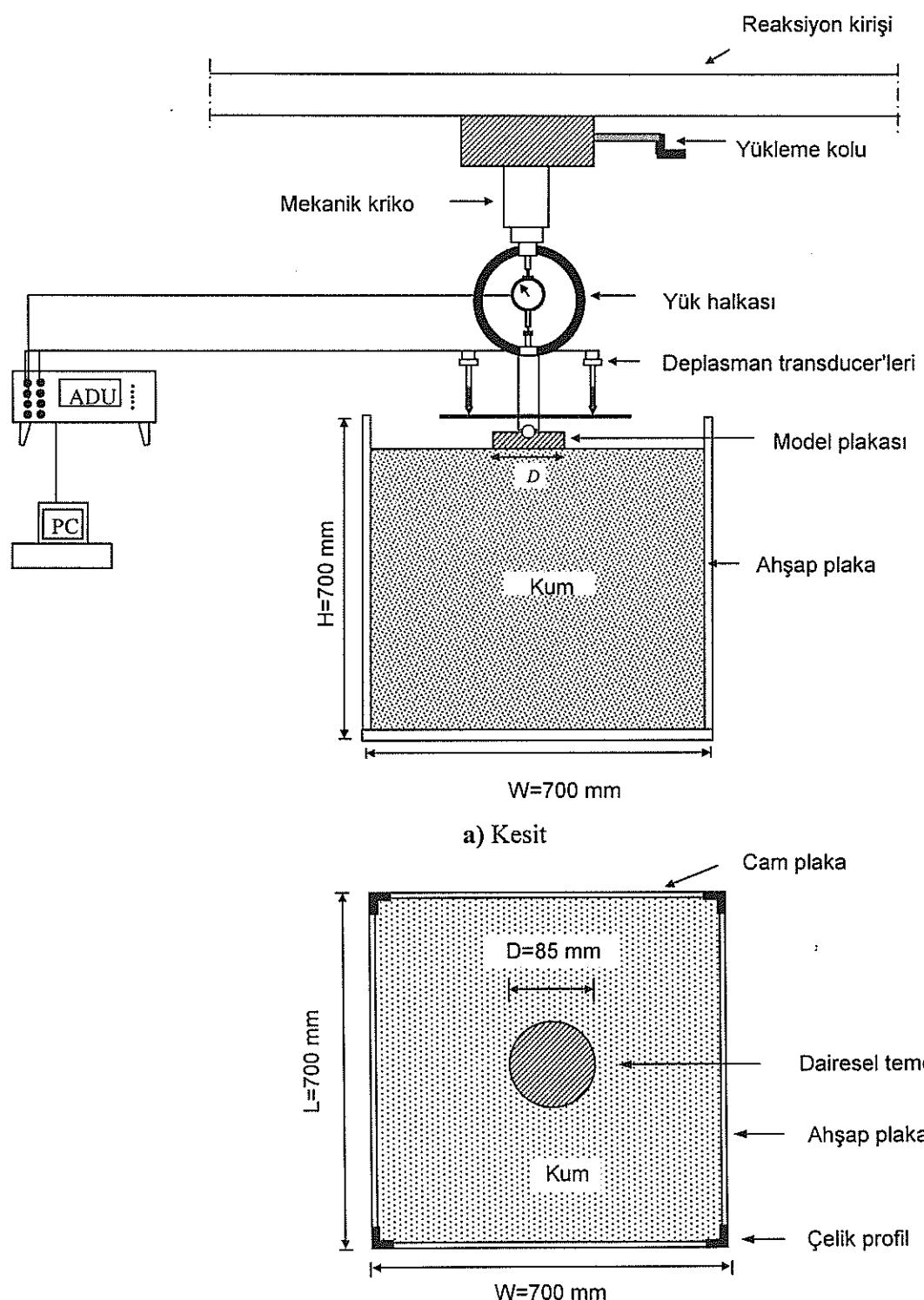
3.4. Geogrid Donatı

Donatı malzemesi olarak VATEKS Tekstil Sanayi ve Ticaret A.Ş. tarafından üretilen geogridler kullanılmıştır. Geogrid donatının fiziksel ve mekanik özellikleri aşağıda görülmektedir.

Donatı tipi	: Terragrid GS 1000
Boy	: Min. 50m – Maks. 70 m
En	: 1.0 m
Et kalınlığı	: 0.95 mm
Renk	: Siyah
Ağırlık	: 0.5 Kg/m ² (± 0.1 gr)
Dayanım	: 28.60 kN/m'de uzama %11.6
Çalışma sıcaklığı	: -500C ile + 600C

Tablo 1. Kumun Endeks Özellikleri (Laman ve Yıldız, 2004)

Granüometri Parametreleri	Birim	Değer
Kaba Kum Yüzdesi	%	0.0
Orta Kum Yüzdesi	%	34
İnce Kum Yüzdesi	%	66
Efektif Dane Çapı, D_{10}	mm	0.26
D_{30}	mm	0.30
D_{60}	mm	0.40
Üniformluk Katsayısı, C_u	-	1.53
Derecelenme Katsayısı, C_e	-	0.87
Zemin Sınıfı	-	SP
Dane Özgül Ağırlık, G_s	-	2.68
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık	t/m ³	1.78
Minimum Kuru Birim Hacim Ağırlık	t/m ³	1.59



Şekil 2. Model Deney Düzeneği (Laman ve Yıldız, 2004)

3.5. Deney Yöntemi

Deney kasası içerisinde kum numuneler tabakalar halinde ve rölatif sıklık oranı $Df=70\%$ olacak şekilde, dinamik yöntem ile sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Yükleme, temel plakası merkezine düşey yönde ve statik olarak uygulanmıştır. Yükleme sırasında temel plakasında meydana gelen deplasmanlar transducerler yardımıyla iki noktada ölçülmüş ve oturma değeri olarak her ikisinin ortalaması alınmıştır. Deneylerde yüklemeler, taşıma kapasitesi aşılınca kadar devam etmiştir. Yük ve deplasmanlar, 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquistion Unit) data logger cihazı yardımıyla kaydedilmiştir.

3.6. Deney Programı

Model deneyler, dört seri olarak planlanmış ve detayları Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Deney Programı (Laman ve Yıldız, 2004)

Deney Serileri	Değişken Parametreler				
		u/D	h/D	N	B_R/D
I	u/D	-	0.30	4	5
II	h/B	0.3	-	5	5
III	N	0.3	0.30	-	5
IV	B_R/D	0.3	0.30	4	-

4. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Donatıdan dolayı taşıma kapasitesinde meydana gelen artışları ifade etmek için taşıma kapasitesi oranı, BCR (Bearing Capacity Ratio) kullanılmıştır.

$$BCR = \frac{q_R}{q_0} \quad (1)$$

q_R : Donatılı durumındaki taşıma kapasitesi

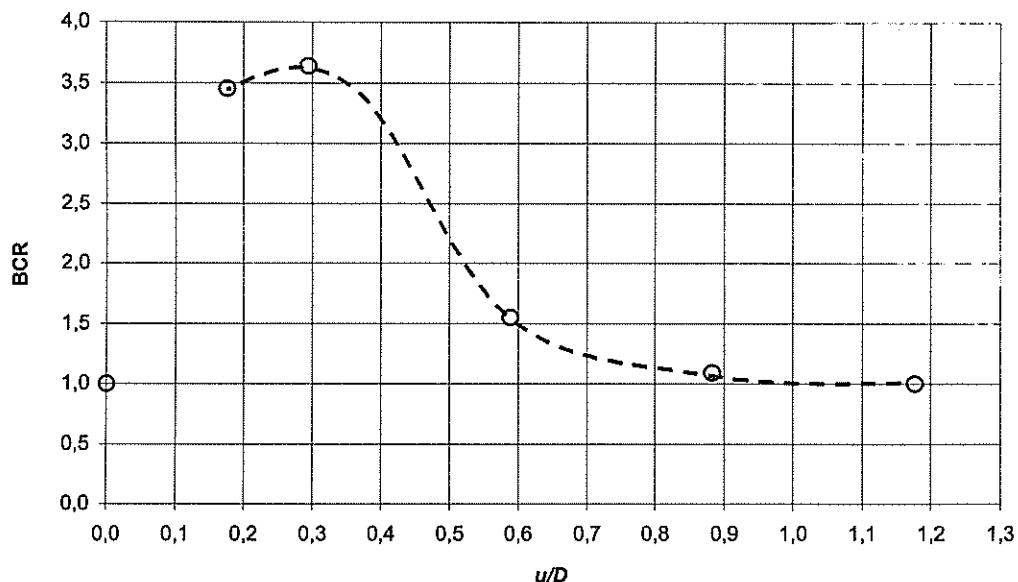
q_0 : Donatısız durumındaki taşıma kapasitesi

Sonuçlar yorumlanırken donatı ile ilgili geometrik parametreler, dairesel temel çapı, D değerine bölmek suretiyle boyutsuz büyüklükler cinsinden ifade edilmiştir (u/D , B_R/D gibi).

4.1. Seri I: u/D oranının BCR Üzerindeki Etkisi

Bu serideki deneylerde, ilk donatı tabakası derinliği ile taşıma kapasitesi arasındaki ilişki araştırılmıştır. Donatılı zemin sistemlerinde ilk donatı tabakasının temel tabanına olan uzaklığa çok önemlidir. Çünkü, temelden aktarılan yükler nedeniyle en çok zorlanma ilk donatı tabakasında olmaktadır. Deneylerde, N , h/D ve B_R/D oranları sırasıyla 4, 0.30 ve 5 olarak sabit tutulmuştur. u/D oranları ise, 0.20'den 1.2'ye kadar değiştirilmiştir. Şekil 3'de u/D ile BCR arasındaki ilişki görülmektedir. Bu grafikten, ilk donatı tabakası derinliğinin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir. u/D oranı azaldıkça taşıma kapasitesi artmakta ve belli bir optimum u/D alanında ise taşıma kapasitesi maksimum olmaktadır. Şekil 3'e göre $(u/D)_{opt}$ değeri yaklaşık 0.30 olarak bulunmuştur. $u/D < 0.30$ olduğunda, donatılı zeminde zımbalama kayma göçmesi gözlenmiştir. Bunun nedeni, ilk donatı tabakasının temel tabanına çok yakın olması ve donatı-zemin etkileşiminin efskīl olarak gerçekleşmemesidir. Optimum u/D alanında, donatılı zeminin taşıma kapasitesi

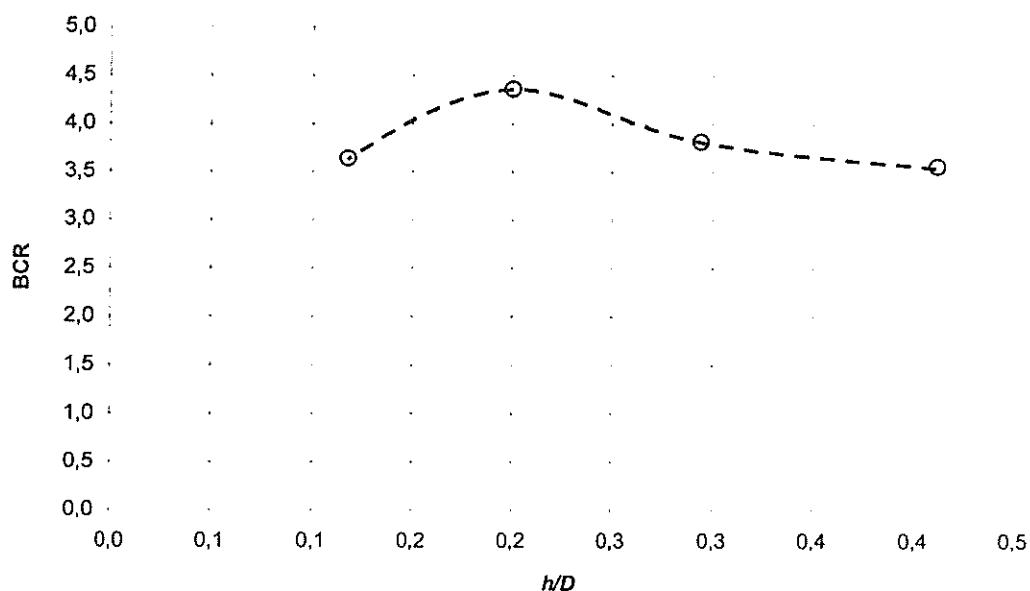
donatısız zeminin taşıma kapasitesine göre yaklaşık 3.5 kat artmıştır. u/D oranı optimum değerden büyük olduğunda, BCR değerinde önemli derecede azalma meydana gelmektedir. u/D oranı 1.0'den büyük olduğunda ise, $BCR \approx 1$ olarak sabit kalmaktadır. Bu durumda, ilk donatı tabakası riyit bir taban gibi davranış göstermektedir ve göçme, ilk donatı tabakası ile temel tabanı arasında gerçekleşmektedir.



Şekil 3. u/D ile BCR Arasındaki İlişki (Laman ve Yıldız, 2004)

4.2. Seri II: h/D Oranının BCR Üzerindeki Etkisi

Donatılı zeminlerin taşıma kapasitesi, donatı tabaka sayısına ve bu tabakalar arasındaki derinliğe bağlı olarak değişmektedir. Bu serideki deneylerde donatı tabaka sayısı $N=5$ olarak sabit tutulmuş ve h/D oranı ise sırasıyla, 0.10, 0.20, 0.30 ve 0.40 olarak seçilerek donatı tabakaları arasındaki düşey derinlik ile taşıma kapasitesi arasındaki ilişki araştırılmıştır. Deneylerde diğer parametreler, u/D ve B_R/D oranları sırasıyla 0.30 ve 5 olarak sabit tutulmuştur. Şekil 4'de h/D ile BCR arasındaki ilişki görülmektedir. Bu grafikten, h/D oranı azaldıkça taşıma kapasitesi artmaktadır ve $h=0.20D$ gibi optimum bir değerde maksimum olmaktadır. $h/D \leq 0.20$ için yapılan deneylerde, zımbalama kayma göçmesi gözlenirken $h/D > 0.20$ için donatılı zeminde genel kayma göçmesi gözlenmiştir. Bunun nedeni, $h/D \leq 0.20$ olduğunda donatı tabakalarının birbirine çok yakın olması ve donatı-zemin etkileşimi için tabakalar arasında yeterli miktarda zemin bulunmamasıdır. Bu durumda, yüklerin büyük bir kısmı üstteki donatı tabakaları tarafından karşılanmaktadır ve bu donatılarda aşırı çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Bu nedenle optimum h/D oranının 0.30 olarak seçilmesi daha uygundur.

Şekil 4. h/D ile BCR Arasındaki İlişki (Laman ve Yıldız, 2004)

4.3. Seri III: N'nin BCR Üzerindeki Etkisi

Donatılı zemin sistemlerinde, temel tabanından itibaren belli bir derinlik içerisinde kalan donatı tabakaları efektif çalışarak taşıma kapasitesine önemli derecede katkıda bulunurlar. Bu bölge, efektif toplam donatı derinliği (d) olarak isimlendirilir.

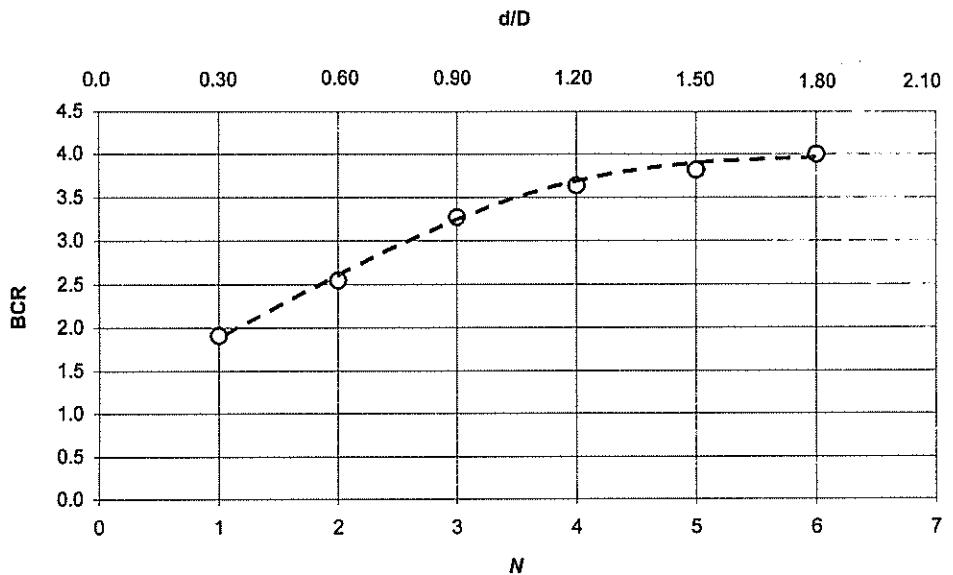
$$d = u + (N - 1) \cdot h \quad (2)$$

Efektif derinlikten daha derine yerleştirilen donatı tabakalarının ise taşıma kapasitesine katkısı azalmaktadır. Bu durumda, donatılı zeminin taşıma kapasitesi bu bölge içerisinde yerleştirilecek donatı tabaka sayısına (N) ve bu tabakalar arasındaki derinliğe (h) bağlıdır. Bu serideki deneylerde ise, h/D oranı 0,30 olarak sabit tutulmuş ve donatı sayısı 1'den 6'ya kadar değiştirilerek efektif toplam donatı derinliği ve bu derinlik içerisinde yerleştirilecek optimum donatı sayısı araştırılmıştır. Deneylerde u/D ve B_R/D parametreleri sırasıyla 0,30 ve 5 olarak sabit tutulmuştur. Şekil 5'de, BCR ile N ve (d/D) arasındaki ilişki birlikte gösterilmektedir. Bu grafikten, donatı tabaka sayısı 1'den 4'e kadar artırıldığında, taşıma kapasitesi önemli derecede artarken, $N > 4$ olduğunda, BCR'deki artış hızı azalmaktadır. Bu durumda efektif toplam donatı derinliği, $d/D = 1,20$ olarak bulunmuştur. Efektif toplam donatı derinliğinin dışına yerleştirilen donatı tabakalarının BCR'ye katkısı azalmaktadır.

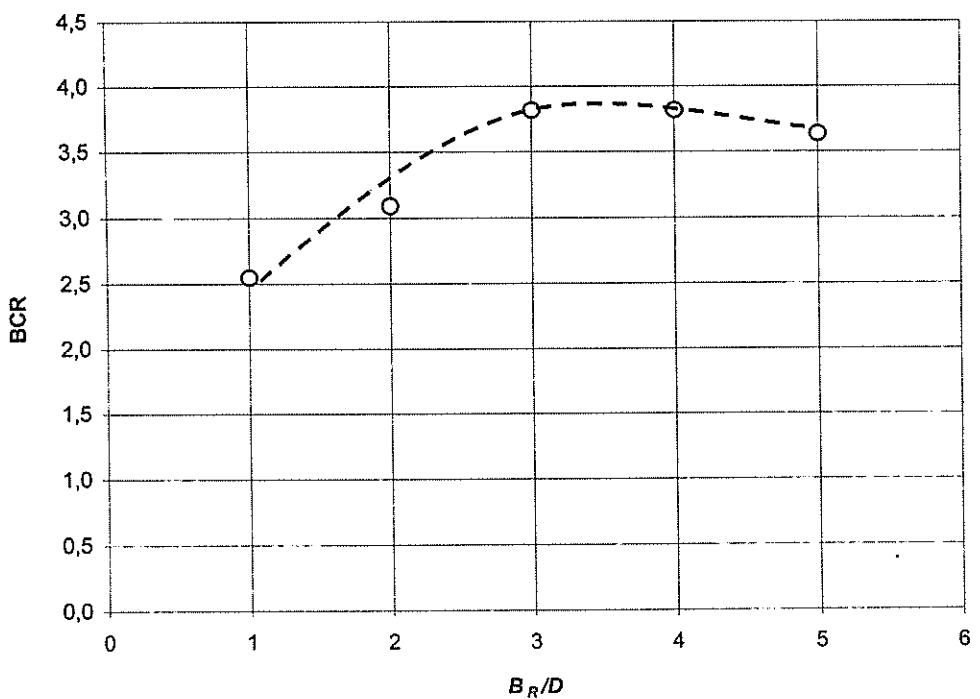
4.4. Seri IV: B_R/D 'nin BCR Üzerindeki Etkisi

Bu serideki deneyler donatı tabaka boyunun taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini araştırmak için yapılmıştır. Deneylerde, u/D ve h/D oranları 0,30 ve N ise, 4 olarak sabit tutulmuştur.

B_R/D oranı ise, 1'den 5'e kadar değiştirilmiştir. Şekil 6'da B_R/D ile BCR arasındaki ilişki görülmektedir. Bu grafikte, donatı tabaka boyunun artmasıyla, taşıma kapasitesi artmaktadır ve $B_R/D=3$ gibi optimum bir değerde ise, BCR maksimum olmaktadır. Optimum değerden daha büyük donatı boyutlarında BCR değeri yaklaşık olarak sabit kalmaktadır.



Şekil 5. N ve d/D ile BCR Arasındaki İlişki (Laman ve Yıldız, 2004)



Şekil 6. B_R/D ile BCR Arasındaki İlişki (Laman ve Yıldız, 2004)

5. SONUÇLAR

Laboratuar model deney sonuçları esas alınarak aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

1. Donatılı zemin sistemlerinde, donatı ile zemin arasında oluşan kenetlenme ve sürtünme dirençleri nedeniyle donatılı zeminler kompozit bir malzeme gibi davranışmakta ve bu zeminler üzerine inşa edilen dairesel temellerin performansında önemli ölçüde iyileşmeler gözlenmektedir. Temel zeminine yerleştirilen geogrid donatılar, temel yüklerini daha derinlere iletmekte ve donatı-zemin etkileşimi nedeniyle temel altındaki yanal ve düşey deplasmanlar önlenmektedir.
2. Donatılı zemin uygulamalarında donatı yerleşim düzeni, miktarı ve boyutu taşıma kapasitesini önemli derecede etkilemektedir. Dairesel temellerde, ilk donatı tabakası ve donatılar arası optimum derinlik yaklaşık $0.30D$, optimum donatı tabaka sayısı 4 ve optimum donatı tabaka boyu ise $3D$ olarak elde edilmiştir. Ayrıca, donatı ile ilgili optimum değerler kullanıldığında dairesel temelin taşıma kapasitesinde yaklaşık 3.5 kat artım elde edilmektedir.
3. Temel altındaki efektif bölge içerisine yerleştirilen donatı tabakaları taşıma kapasitesini önemli ölçüde artırmaktadır. Efektif bölgenin derinliği temel tabanından itibaren yaklaşık $1.20D$, genişliği ise $3D$ 'dir.
4. Donatılı zeminlerde göçme türü genel kayma göçmesi şeklindedir. Fakat ilk donatı derinliğinin veya donatılar arasındaki derinliğin optimum değerden küçük olması halinde donatılı zeminlerde göçme türü zımbalama kayma göçmesi şeklindedir.

Bu çalışmada, temel boyut ve ölçek etkisi araştırılmamıştır. Gelecekteki çalışmalarında, donatılı zeminlere oturan gerçek boyuttaki temellerin davranışları için daha detaylı bir çalışma yapılmasına ihtiyaç vardır.

KAYNAKLAR

- Akinmusuru, J.O., and Akinbolade, J.A. (1981) "Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil", Journal of Geotech. Engrg., ASCE, 107(6), pp. 819-827.
- Alawaji, H.A., 2001, "Settlement and Bearing Capacity of Geogrid-Reinforced Sand over Collapsible Soil", Geotextile and Geomembranes, Vol:19, pp: 75-88.
- Binquet, J., and Lee, K.L. (1975a) "Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs" Journal of Geotech. Engrg., ASCE, 101(12), pp. 1241-1255.
- Das, B.M., Shin, E.C. and Omar, M.T., 1994, "The Bearing Capacity of Surface Strip Foundations on Geogrid-Reinforced Sand and Clay – A Comparative Study", Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 12, pp. 1-14.
- Dash, S.K., Sireesh, S. and Sitharam, T.G., 2003, "Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay", Geotextiles and Geomembranes, Vol: 21, No: 4, pp: 197-219.
- Fragaszy, R.J. and Lawton, E., 1984, "Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, No. 10, pp. 1500-1507.
- Guido, V.A., Chang, D.K. and Sweeny, M.A. (1986) "Compaction of Geogrid and Geotextile Reinforced Slabs" Can. Journal Geotech. Engrg., 23, pp. 435-440.
- Huang, C.C., Tatsuoka, K. (1990) "Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground", Geotextile and Geomembranes, 9, pp. 51-82.

- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C. (1993b) "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement" Can. Journal Geotech. Engrg., 30(3), pp. 545-549.
- Vidal, H., 1968, "La Terre Arme. Annales de L'Intitut Technique du Batiment et des Travaux Publics", 888-938.
- Yetimoğlu, T., Wu, J.T.H., Sağlamer, A. (1994) "Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Sand", Journal of Geotech. Engrg., ASCE, Vol 120, No:12 pp: 2083-2099.
- Yıldız, A., 2002, "Bearing Capacity of Shallow Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Türkiye, 213 sayfa.

DONATISIZ VE DONATILI KUMA OTURAN YÜZEV ŞERİT TEMELİNDE YÜK-OTURMA İLİŞKİLERİ

Berkan MOROĞLU¹Bayram Ali UZUNER²Erol ŞADOĞLU³

ABSTRACT

In this work, a series of test was carried out with an eccentrically loaded model surface strip footing on unreinforced and reinforced dense sand. Loading was applied within, on and outside core of footing. Experimental system consisted of tank (0.9m (length)x0.65 m (height)x0.10 m (width), model footing (width, B=0.10 m), loading system, etc... A single woven geotextile strip was placed 0.05 m below model footing horizontally. Total ultimate bearing capacity values were measured, failure surfaces were observed, drawn and measured, load-displacement relations were obtained etc. in this experimental work.

Use of geotextile did not only increased total bearing capacities, but also increased necessary amount of vertical displacement of footing ($\Delta H_{\text{ultimate}}$) in order to reach failure compared with unreinforced case. $\Delta H_{\text{ultimate}}$ decreased for both centrally and eccentrically loaded footings as eccentricity increased.

ÖZET

Bu çalışmada, donatısız ve donatılı sıkı kuma oturan bir model yüzey şerit temel, çekirdek içinde, üzerinde ve dışında eksantrik olarak yüklenerek bir dizi deney yapıldı. Deneysel düzen tank (0.90 m (Uzunluk)x0.65 m (Yükseklik)x0.10 m (Genişlik)), model temel (Genişlik, B=0.10 m), yükleme düzeni vb.'inden oluştu. Donatı olarak tek bir örgülü geotekstil şerit, temelin altında 0.05 m derinlikte yatay olarak yerleştirildi. Deneylerde toplam sınır taşıma gücü değerleri ölçüldü, kırılma yüzeyleri çizildi, ölçüldü, yük-oturma ilişkileri elde edildi.

Donatı kullanılması, temelin toplam taşıma gücünü artırmakla kalmadı, kırılmaya varmak için gerekli düşey hareket miktarını ($\Delta H_{\text{sınır}}$) da artırdı. Hem donatısız, hem de donatılı durumlarda, artan eksantrisite ile $\Delta H_{\text{sınır}}$ azaldı.

¹ Yrd.Doç.Dr. , MOROĞLU, B., Cumh. Üniv. İnş. Müh. Bölümü, bmoroglu@cumhuriyet.edu.tr

² Prof.Dr. , UZUNER, B.A., KTÜ İnş. Müh. Bölümü, uzuner@ktu.edu.tr

³ Arş.Gör. , ŞADOĞLU, E., KTÜ İnş. Müh. Bölümü, esadoglu@ktu.edu.tr

1. GİRİŞ

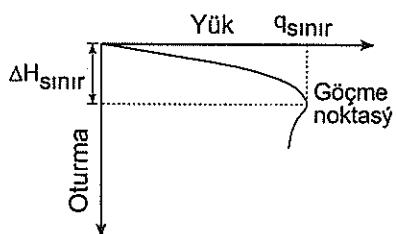
Temeller, yapılara etkileyen çeşitli yükleri (Sabit, hareketli, dinamik vb. ; düşey, yatay vb.) zemine güvenli ve ekonomik olarak aktaran elemanlardır. Temeller sığ (Tekil, şerit, radye vb.) ve derin (Kazıklı, ayak, keson) temeller diye iki ana sınıfa ayrılırlar.

Temeller aynı anda şu koşulları sağlamalıdır. a) **Taşıma gücü koşulu** : Temel zeminin aktarılan yükleri güvenle taşımalı, diğer bir deyişle zeminde kırılma (göçme) meydana gelmemeli ve de kırılmaya karşı belli bir güvenlik (2-5 kez) olmalıdır. b) **Oturma koşulu**: Aktarılan yüklerden dolayı temel zemininde meydana gelebilecek oturmalar, yapıya zarar verebilecek büyüklükte olmamalıdır. Diğer bir değişle, olası oturmalar izin verilebilir değerlerden küçük olmalıdır. Zira, izin verilebilir oturmalar aşıldığında yapılarda hasarlar oluşması olasıdır. c) **Ekonomik olma koşulu**: Temeller taşıma gücü ve oturmalar açısından güvenli olmakla birlikte, en az harcama ile gerçekleştirilmelidir.

Temellerin emin taşıma gücü; taşıma gücü teorileri (Terzaghi, 1943 ; Meyerhof, 1951 ; Brinch Hansen, 1961 vb.), arazi deneyleri (Standard Penetrasyon Deneyi (SPT), Koni Penetrasyon Deneyi (CPT), Presiyometre Deneyi (PMT), Plaka Yükleme Deneyi (PLT) vb.), tablolar vb. ile belirlenebilir. Temellerin oturmaları, Konsolidasyon Teorisi, arazi deneyleri (SPT, CPT, PMT, PLT vb.), laboratuar deneyleri (gerilme izli 3 eksenli deney (Lambe ve Whitman, 1969)), teoriler (Elastisite Teorisi vb.) vb. ile tahmin edilebilir.

Bilindiği üzere temel zemininde 3 tür kırılma meydana gelebilir: genel, yerel ve zımbalama kayma kırılması. Sıkı veya sert zeminlerde genel, diğerlerinde yerel veya zımbalama kayma kırılması oluşur(Singh ve Punmia, 1970).

Temellerin geoteknik tasarıminda bazen taşıma gücü koşulu, bazen de oturma koşulu egemen olur (Öne çıkar veya önce karşılaşır.). Bir temelin yük altındaki davranışını en iyi yük-oturma grafiği gösterir. Deformasyon kontrollü deneylerde, genel kayma kırılması halinde tipik yük oturma ilişkisi Şekil 1'deki gibidir.

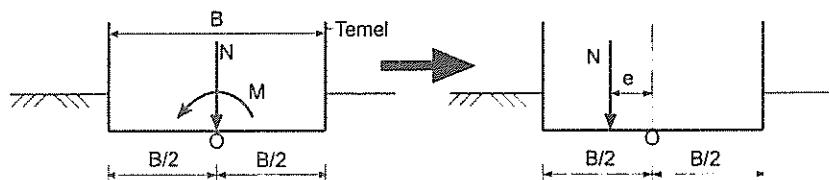


Şekil 1. Deformasyon (Yer değiştirme) kontrollü deneylerde tipik yük-oturma grafiği

Yük-oturma grafiklerinde göçme anındaki düşey yer değiştirme ($\Delta H_{\text{sınır}}$) ile temel genişliği (B) arasında aşağıdaki çok kaba ilişki vardır(Singh ve punmia, 1970).

$$\frac{\Delta H_{\text{sınır}}}{B} \approx 0,1 \quad (1)$$

Temeller düşey yüklerin yanında sıkılıkla momentinde etkisinde kalırlar. Momentler yanal yüklerden (Yanal zemin basınçları, deprem, su, rüzgar vb.) kaynaklanır. Bir şerit temelde enine eksantrisite (e), momentin düşey yükle oranı olarak tanımlanır (Şekil 2).



Şekil 2. Şerit temel için eksantrisitenin tanımı

$$e = \frac{\Delta M_o}{\Sigma N_o} \quad (2)$$

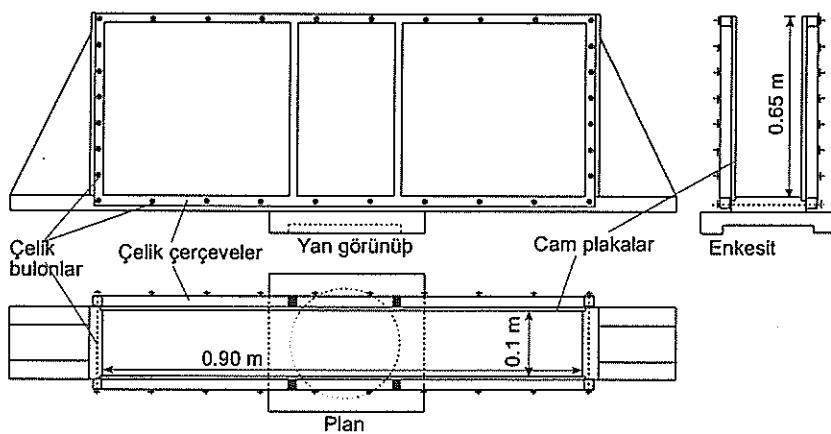
ΔM_o : Temel tabanı ortasına göre momentlerin cebirsel toplamı, ΣN_o : Temel tabanı ortasına göre düşey yüklerin toplamı.

Merkezi ve eksantrik yüklü temeller bir çok deneysel araştırmacının ilgisini çekmiştir. Diğer yandan geosentetikler son yıllarda giderek artan bir şekilde, temellerin taşıma gücünü artırmak için kullanılmaktadır (Khing ve Diğerleri, 1993; Omar ve Diğerleri, 1993; Das ve Diğerleri, 1994; Wasti ve Bütün, 1996; Moroğlu ve Uzuner, 2002 vb.). Uygulama genellikle, geosentetiklerin temel altında düşey aralıklarda yatay tabakalar halinde yerleştirilmeleri vb. biçiminde olmaktadır.

Bu bildiride donatısız ve donatılı kuma oturan, merkezi ve eksantrik yüklü bir model yüzey şerit temeli için yük-oturma ilişkileri deneysel çalışma ile incelenmektedir. Çalışmanın taşıma gücü açısından sonuçları Moroğlu ve Uzuner'de (2002) açıklanmıştır.

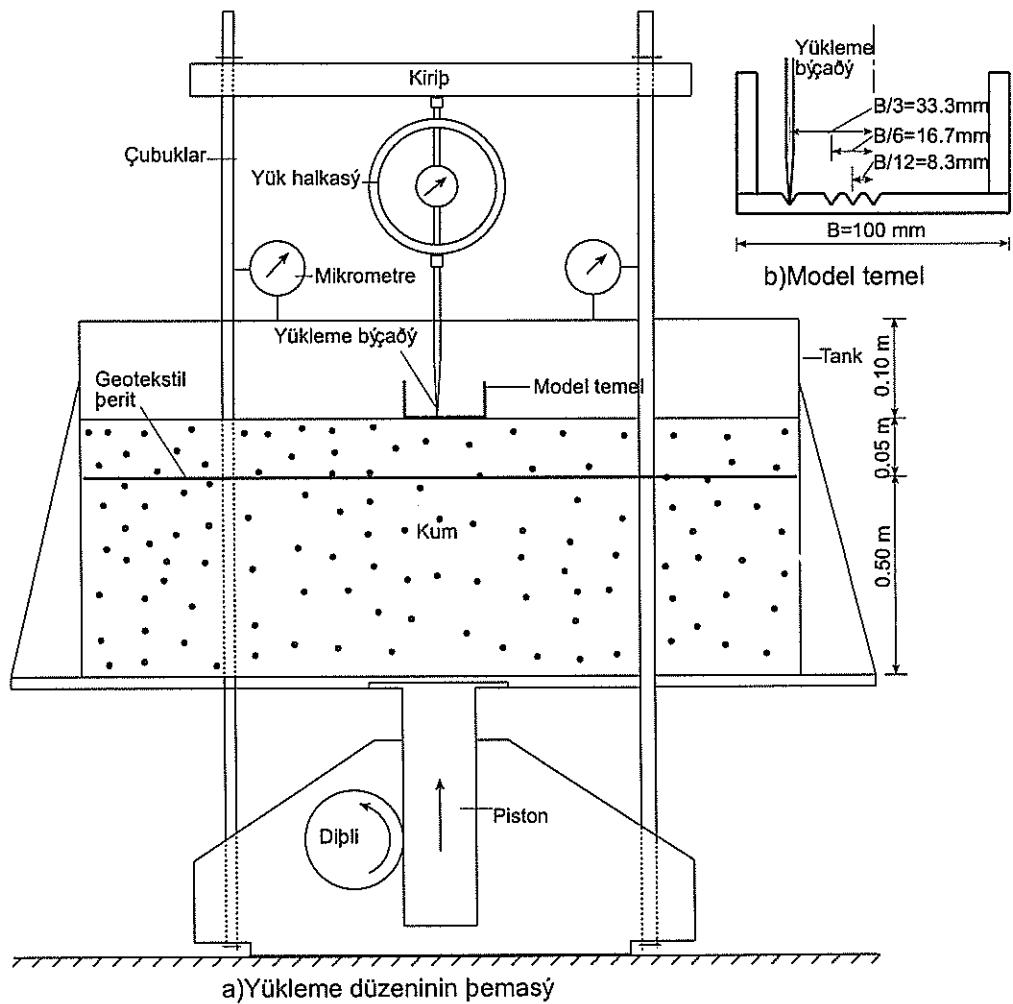
2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışmanın ayrıntıları Moroğlu (2002)'nda bulunabilir. Tankın şeması Şekil 3'te görülmektedir. Tankın iç boyutları 0.9 m (Uzunluk)x0.65 m (Yükseklik)x0.10 m (Genişlik) olup, model temelin genişliği (B) 0.10 m'dir (Şekil 4b). Tankın yan yüzleri (Ön ve arka yüzler) 12 mm kalınlığındaki cam plakalarından oluşturulmuş olup, deneyler sonunda kırılma yüzeyleri çıplak gözle gözlemlenebilmiştir. Deneyler düzlem şekil değiştirme koşullarında (şerit temel-plain strain conditions) yapılmış olup, cam yüzeylerin ölçülen yanal deformasyonları, ilgili koşul ölçütünü sağlamıştır (Yanikian, 1973). Model temelin tabanında, merkezi ve eksantrik (Çekirdek içi, üzeri ve dışı) yüklemeler için, yükleme bıçağının oturduğu V biçimli oyuklar açılmıştır (Şekil 4b).



Şekil 3. Deney tankının görünüşleri

Yükleme düzeninin şeması Şekil 4'a'da görülmektedir. Yükleme için 3 eksenli aletin presi kullanıldı. Presin yuvası üzerine oturtulan tanktaki model temel, presin üst kirişinden bir yük halkası üzerinden tepki alan bir yükleme bıçağı ile yüklendi (Moroğlu 2002).



Şekil 4. Yükleme düzeni ve model temel

Deneyle bir yerel sahil kumu (İyidere İlçesi, Rize) kullanılmış olup, kumun sınıfı SP (Kötü derecelenmiş kum) dir. Kumla ilgili bilgiler Tablo 1'de görülmektedir. Kum taka genel kayma kırılması elde etmek için sıkı ($D_f=0.74$) olarak belli işlemlerle tokmaklanarak yerleştirildi.

Tablo 1. Deney kumunun bazı özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Tane özgül yoğunluğu, G_s	—	2.66
Maksimum kuru birim ağırlığı, γ_{kmax}	kN/m ³	16.58
Minimum kuru birim ağırlık, $\gamma_{kmín}$	kN/m ³	13.95
Efektif çap, D_{10}	mm	0.58
D_{30}	mm	0.80
D_{60}	mm	0.95
Üniformluluk katsayısı, U	—	1.64
Eğrilik katsayısı, C_r	—	1.16
İçsel sürtünme açısı, ϕ (Kesme kutusu, $D_f=0.72$)	Derece	41

3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMALAR

Model yüzey (Temel derinliği, $D_f=0$) şerit temel (Temel genişliği, $B=0.10$ m.) ile farklı eksantrisitelerde ($e/B=0-1/12-1/6$ ve $1/3$) , donatısız ve donatılı sıkı kumda ($D_f=0.72$) bir dizi deney yapıldı. Donatı olarak örgülü tek bir geotekstil şerit , kum yüzeyinden 50 mm derinlikte ($B/2$) yatay olarak yerleştirildi. Donatı ile ilgili bazı bilgiler Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 2. Örgülü geotekstilin bazı özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Birim alan kütlesi	g/m ²	430
Dar mesnet çekme dayanımı	kN/m	86
Kopma uzaması (iki yönlü)	%	14

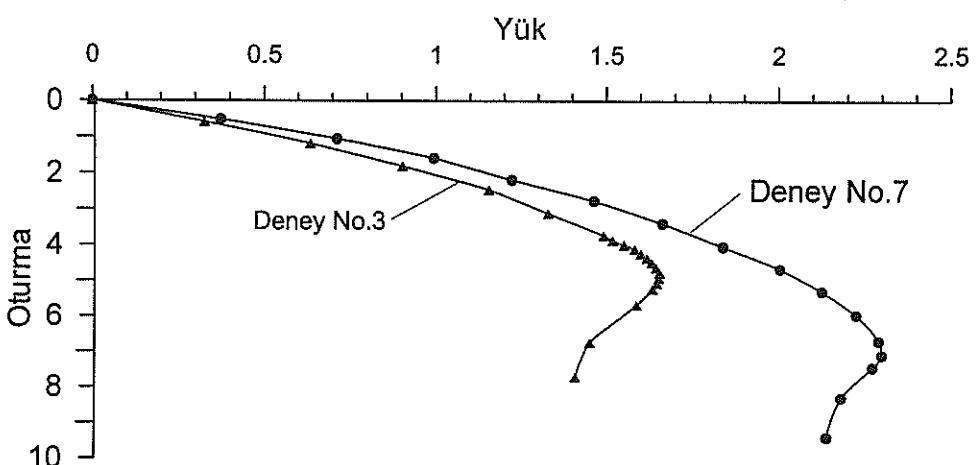
Aynı koşullara sahip tekrarlanan deneylerin toplam taşıma gücü değerleri birbirine yakın çıkmış olup, hata oranı % 2'den azdır. Bu da, deneylerin özenli yapıldığını gösterir. Tablo 3'teki her deney, en az 2 kez tekrarlanmış, tabloya ortalama değer konmuştur.

Tablo 3. Deney sonuçları ile ilgili bazı bilgiler

Deney No.	Temel Derinliği, D_f	Donatı	Eksantrisite e (mm)	e/B	$Q_{sınır}$ kN	$\Delta H_{sınır}$ ort. mm	$\Delta H_{sınır}/B$
1	0	Yok	0	0	3.432	7.74	0.08
2	0	Yok	8.33	1/12	2.420	5.69	0.06
3	0	Yok	16.7	1/6	1.646	4.77	0.05
4	0	Yok	33.3	1/3	0.480	2.54	0.03
5	0	Var	0	0	5.193	10.81	0.11
6	0	Var	8.33	1/12	3.861	9.60	0.09
7	0	Var	16.7	1/6	2.284	7.15	0.07
8	0	var	33.3	1/3	0.480	2.54	0.03

Deneylerde sıkı kum koşulu nedeniyle genel kayma kırılması meydana geldi. Şekil 5'de iki deneye ait yük oturma grafikleri gösteriliyor.

Tablo 3'ün incelenmesinden $\Delta H_{\text{sinir}}/B$ oranının merkezi yüklü temellerde 0,1' e yaklaşık olarak eşit olduğu, ancak bu oranın donatılı durumda, donatsız duruma göre daha büyük olduğu görülmektedir. Bilindiği üzere donatı kırılmayı, makaslanmaya uğrayarak zorlaştırmakta ve bu nedenle kırılmaya varmak için daha büyük düşey hareket gerekmektedir. Tablo 3'ten hem donatsız hem donatılı durumlarda $\Delta H_{\text{sinir}}/B$ oranı eksantrisite arttıkça azalmaktadır.



Şekil 5. İki deneyin yük-oturma grafikleri

4. SONUÇLAR

Yukarıda açıklanan bilgiler ışığında bu deneysel çalışmadan şu sonuçlar çıkarılabilir.

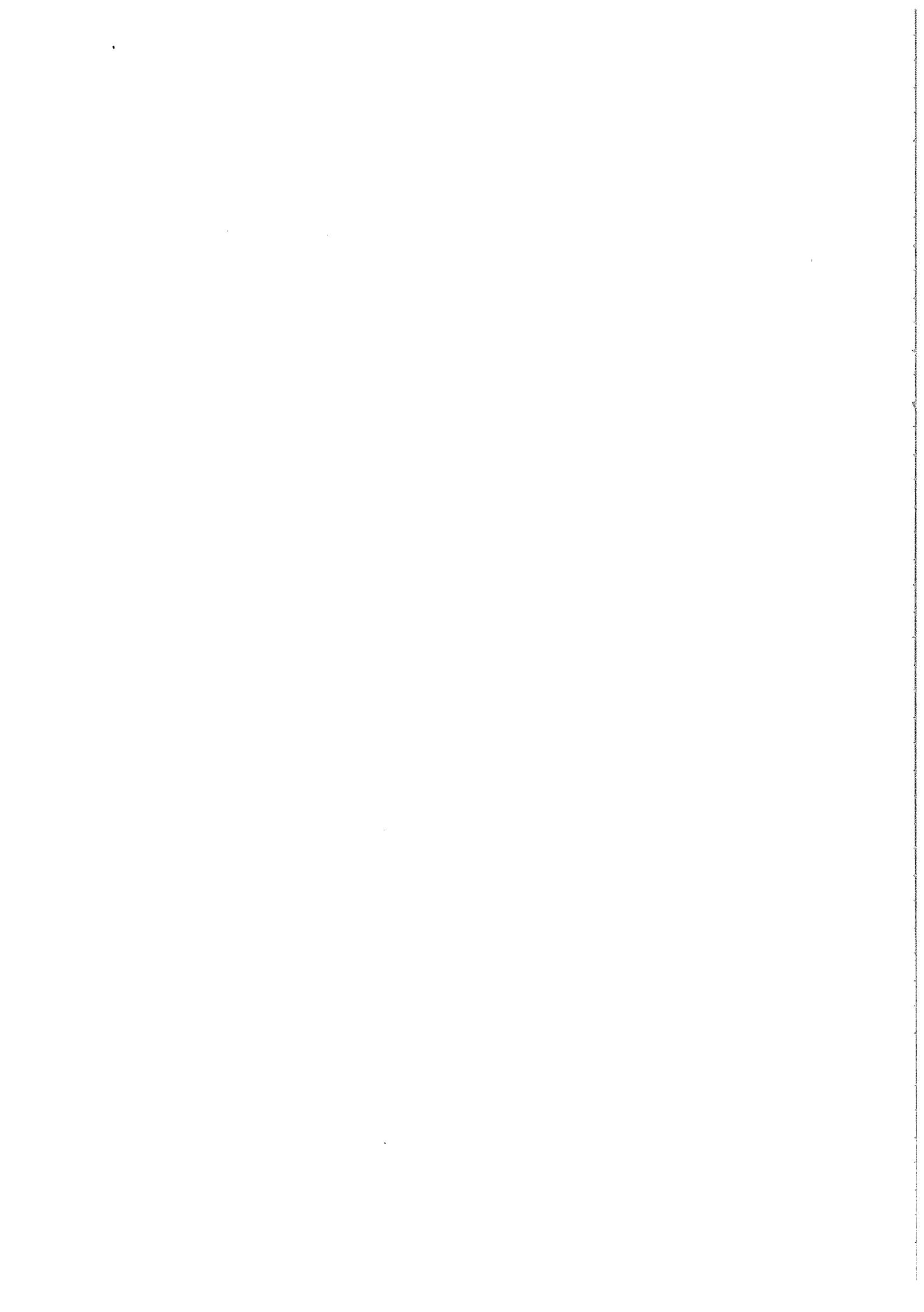
1) Temellerde eksantrisite arttıkça toplam taşıma gücü azalmaktadır. Moroğlu ve Uzuner'de (2002) bu azalmanın Myerhof'un Azaltılmış Genişlik Yöntemi'ne (Meyerhof, 1953) uygun olduğu belirtilmiştir.

2) Donatı kullanılması zeminde kırılmaya varmak için gerekli düşey hareket miktarını artmaktadır. ΔH_{sinir} , hem merkezi, hem de eksantrik yüklü temelde, eksantrisite arttıkça azalmaktadır.

KAYNAKLAR

- Brinch, H.J., (1961). "A general Formula for Bearing Capacity", Ingenioren (Int. Edition), The Danish Geotechnical Institute, Bulletin, 11, pp. 38-46.
- Khing, K.H., DAS, B.M., PURI, V.K., COOK, E.E., YEN, S.C., (1993). "The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", Geotextiles and Geomembranes ,pp. 351-361.
- Lambe, T.W. and WHITMAN, V.R., (1969). "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York
- Meyerhof, G.G.(1951). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol.2, No.4, pp. 301-302.

- Meyerhof, G.G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads. Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, Vol. 1, pp440-445.
- Moroğlu, B., (2002). "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yükü Model Şerit Temelinin Taşıma Gücü", Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Moroğlu, B., Uzuner, B.A., (2002). "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yükü Model Yüzey Şerit Temelinin Davranışı", Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Cilt 1, Sayfa 277-287, Anadolu Üniversitesi, Eskisehir, Türkiye.
- Singh, A. and Punmia, B.C., (1970). "Soil Mechanics and Foundations", Mehta Printers, Delhi, INDIA.
- Terzaghi, K., (1943). "Theoretical Soil Mechanics", Wiley, New York, USA.
- Yankian, H.A., (1973). "The Influence of Side Friction in Plane Strain Model Tests" M.Sc. Thesis, Strathclyde University, Glasgow, Scotland.



GEOGRID DONATILI MODEL ŞERİT TEMELLERDE DONATI DERİNLİK ORANI İLE SINIR TAŞIMA GÜCÜ İLİŞKİSİ

Özcan TAN¹ Semet ÇELİK²

ABSTRACT

In this study, the tests have been performed by using clear, dry and the middle sized sand under plane strain test conditions. For this purpose, a tank whose front and back surfaces made of glass and two model foundations having widths 3.5 and 5 cm have been prepared to simulate plane strain test conditions. The relative density of sand has been chosen as $D_r=0.90$. Tests have been performed in two main groups. Namely, the reinforced and unreinforced loading has been applied by the triaxial compressive test device. Fortac geogrids have been used as reinforcing material in the experiment. Optimum depth ratio was determined as 0.50. Ultimate bearing capacity increased 3-5 times. A mathematical model was developed for ultimate bearing capacity and depth ratio.

ÖZET

Çalışmada kötü derecelenmiş orta büyüklükte sahil kumu (Trabzon) kullanılmıştır. Model temel genişlikleri 3.5cm ve 5cm olarak seçilmiştir. Deneyler düzlem deformasyon koşullarına uygun olarak hazırlanmış deney tankı içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deneyler donatsız ve farklı derinlik oranlarındaki donatılı model taşıma gücü deneyleri olarak iki grupta gerçekleştirilmiştir. Deneylerde Fortac geogridi kullanılmıştır. Kumun ortalama rölatif sıkılığı 0.90 olarak seçilmiştir. Donatılı deneylerde optimum derinlik oranı 0.50 olarak belirlenmiştir. Donatılı deneylerde sınır taşıma gücünün 3-5 kat arttığı görülmüştür. Sınır taşıma güçü ile derinlik oranı için matematik model geliştirilmiştir.

Çalışma, Atatürk Üniversitesi Araştırma Fonu tarafından 1997/35 nolu proje olarak desteklenmiştir. Sağlanan destekten dolayı fon yönetimine teşekkür ederiz.

1. GİRİŞ

Temeller; yapı yüklerini kendi ağırlığı ile birlikte güvenlikle taşıyan ve bu yükleri yapıya zaman vermeyecek oturmalarla zemin ortamına aktaran yapı elemanlarıdır. Yüzeysel temeller, taşıma gücü, oturma ve ekonomiklik koşullarını sağlayacak şekilde

¹ Yrd. Doç. Dr., TAN, Ö., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, oztan@atauni.edu.tr

² Arş. Gör. Dr., ÇELİK, S., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, scelik@atauni.edu.tr

projelendirilirler. Taşıma gücü veya oturma koşulunun sağlanamadığı durumlarda çeşitli seçeneklere (stabilizasyon, derin temel, donatılı zemin) başvurulur.

Donatılı zemin kavramı ilk kez Vidal (1968) tarafından ortaya atılmış ve günümüzde kadar geoteknik mühendisliğinde çeşitli teorik ve deneysel araştırmalara konu olmuştur Yetimoğlu (1994) donatılı zeminlerin taşıma gücünü deneysel olarak araştırmıştır. Otani vd. (1998) kohezyonlu zeminlerde donatılı temellerin sınır taşıma gücünü araştırmışlardır. Asaoka vd. (1994), sonlu elemanlar yöntemi ile donatılı zemin yapılarının stabilité analizlerini incelemiştir. Tan (1998), kohezyonsuz zeminler için yüzeysel temellerde taşıma gücünden ilişkisinin doğrusal olduğunu model deneylerle göstermiştir. Das ve Omar (1993), Geogrid donatılı kumların taşıma gücüne temel genişliğinin etkisini araştırmışlardır. Donatılı zemin uygulaması, çekmeye dayanıklı çeşitli donatı elemanlarının zemin içeresine yerleştirilerek, zemin ve donatıdan oluşan kompozit bir malzeme elde edilmesi esasına dayanmaktadır. Uygulamada, doğal, işlenmiş metal veya sentetik malzemeler donatı elemanları olarak kullanılmaktadır. Özellikle temel zeminin taşıma gücünü artırmak için donatılı zemin uygulamalarında son yıllarda belirli bir artış göstermiştir. Bu kullanım artışına paralel olarak donatı-zemin etkileşimi ve donatılı zeminlerde taşıma gücü, çeşitli yönleri ile geoteknik mühendisleri tarafından incelenmektedir. Donatının yerleştirilme ve zemine bağlanma şekli, donatı tabaka sayısı, donatılar arası mesafe, kullanılan donatının boyu ve özellikleri, temel tipi ve genişliği gibi parametreler donatılı zemin uygulamalarında temellerin taşıma gücünü etkilemektedir.

Bu çalışmada, genişlikleri 3.5cm ve 5.0cm olan model yüzeysel temellerle, taşıma gücü ile derinlik oranı arasındaki ilişki deneyel olarak araştırılmıştır. Ayrıca sınır taşıma gücüne ulaşıldığı andaki temel oturma oranları ölçülmüştür.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Model taşıma gücü deneylerinde orta büyülükte kuru sahil kumu (Trabzon) kullanılmış olup, kumun bazı geoteknik özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde kullanılan kumun bazı özellikleri

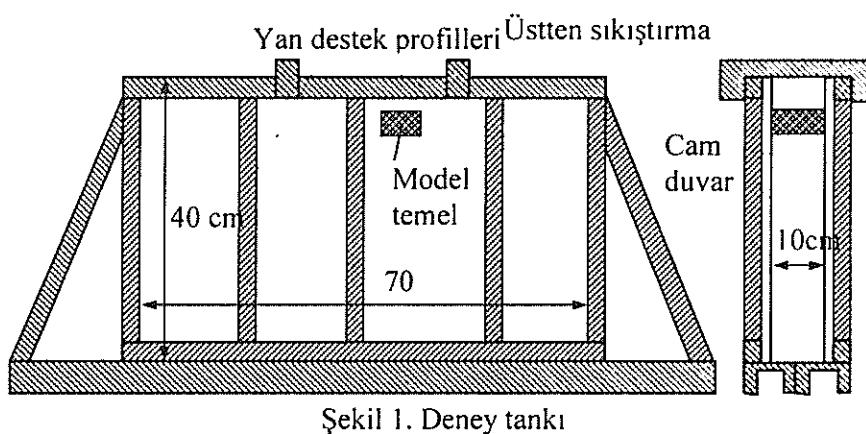
Tane birimin hacim ağırlık (γ_s)	2.66 g/cm ³
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (γ_{kmax})	1.64 g/cm ³
Minimum kuru birim hacim ağırlık (γ_{kmin})	1.37 g/cm ³
Efektif Çap (D_{10})	0.27 mm
Üniformluluk Sayısı (u)	2.15
Derecelenme Sayısı (C_r)	0.90
Zemin Sınıfı (USCS'ye göre)	SP

Taşıma gücü deneyleri için kullanılan deney tankı 70cm uzunluğunda, 10cm genişliğinde ve 40cm yüksekliğindedir. Düzlem deformasyon koşullarına uygun olarak tasarlanmış tankın ön ve arka yan duvarları 8mm kalınlığındaki cam plakalardan oluşturulmuştur. Model şerit (surekli) temeller olarak genişlikleri 3.5cm 5cm ve 7cm olan ahşap dikdörtgen prizmalar seçilmiştir. Pürüzlü tabanı sağlamak üzere alt yüzeylerine zımpara kâğıtları yapıştırılmıştır. Model temellerin cam duvarlarla temas eden yüzeylerine sürtünme kuvvetlerini önlemek için plastik levhalar yapıştırılmış ve deneyler esnasında bu levhalara vazelin benzeri bir yağı

sürülmüştür. Yükleme için 0.15 mm/dak. hız uygulayan üç eksenli aletin presi kullanılmıştır. Uygulanan yük, elastik bir yük halkası yardımı ile ölçülmüştür. Yük halkası saat okumaları, sınır taşıma yüküne ($Q_{\text{sınır}}$) ulaşılınca kadar 30 sn aralıklarla yapılmıştır. Temelin sınır taşıma gücü($q_{\text{sınır}}$), A: temelin taban alanı olmak üzere aşağıdaki bağıntı ile belirlenmiştir.

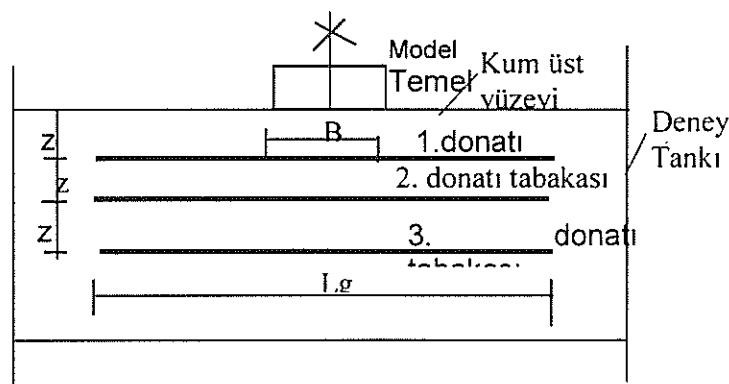
$$q_{\text{sınır}} = Q_{\text{sınır}}/A \quad (1)$$

Taşıma gücü deneylerinde donatı olarak, 20mm göz açıklıklı, 80 kN/m çekme mukavemetine sahip Fortac (80/30-20) geogridleri kullanılmıştır. Donatı boyu olarak kayma bölgesinin dışında kalacak şekilde temel genişliğinin 9 katı ($L_g=9B$) seçilmiştir.



Şekil 1. Deney tankı

Kuru kum tank içerisinde rölatif sıkılığı 0.90 olacak şekilde sıkıştırma tokmağı ile yerleştirilmiştir. Geogridler, kum içerisinde 3 tabaka halinde, donatılar arası uzaklıklar ile 1. donatı tabakasının temel taban seviyesine olan uzaklığı (z) birbirine eşit olarak seçilerek yerleştirilmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. Deney düzeneğinin hazırlanması

Düzlem deformasyon koşulu olan yan yüzeylerin deformasyonunun sınır değerler arasında kalması için, tankın etrafı kalın çelik profillerle kuşatılmıştır. Deneyler esnasında yan yüzlerdeki deformasyonlar ölçülmüştür. Bu değerlerin, Kirkpatrick ve Yanikian (1973) tarafından önerilen yanal toplam genişleme miktarı/model uzunluğu (tank genişliği) $\leq \%0.1$

ölçütünü sağladığı görülmüştür. Diğer düzlem deformasyon koşulu olan kum kitlesi ile cam yüzler arasındaki sürtünmeler ise ihmali edilmiştir. Sürtünmeden ileri gelen hataların bu tür deneylerde sert cam kullanılması durumunda, Kirkpatrick ve Uzuner (1979) tarafından %10'un altında kaldığı belirtilmektedir.

Donatı derinliğinin sınır taşıma gücüne etkisini belirlemek için, deneyler değişik derinlik oranlarında yapılmıştır. Derinlik oranı parametresi (U) aşağıdaki bağıntı ile tanımlanmıştır.

$$U = Z/B \quad (2)$$

Model temellerle taşıma gücü deneyleri, $B=3.5\text{cm}$, $B=5\text{cm}$ ve $B=7\text{cm}$ temel genişlikleri için donatsız ve değişik derinlik oranlarında donatılı olarak iki grupta gerçekleştirılmıştır. Her deney en az üçer kez tekrarlanarak ortalama değerler alınmıştır.

3. ARAŞTIRMA BULGULARI

Deneyler sonucunda hesaplanan sınır taşıma gücü değerleri ile sınır taşıma gücüne ulaşıldığı andaki ölçülen oturma miktarları Tablo 2'de verilmiştir. Tablo 2 de derinlik oranının sıfır olarak gösterildiği deneyde donatı kullanılmamıştır.

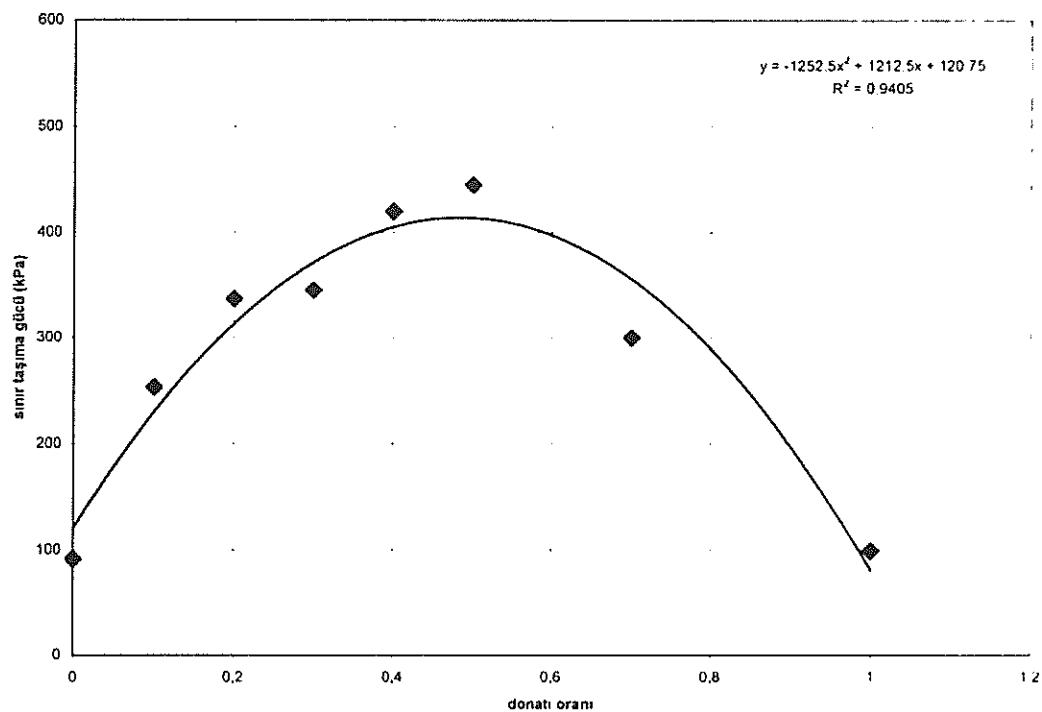
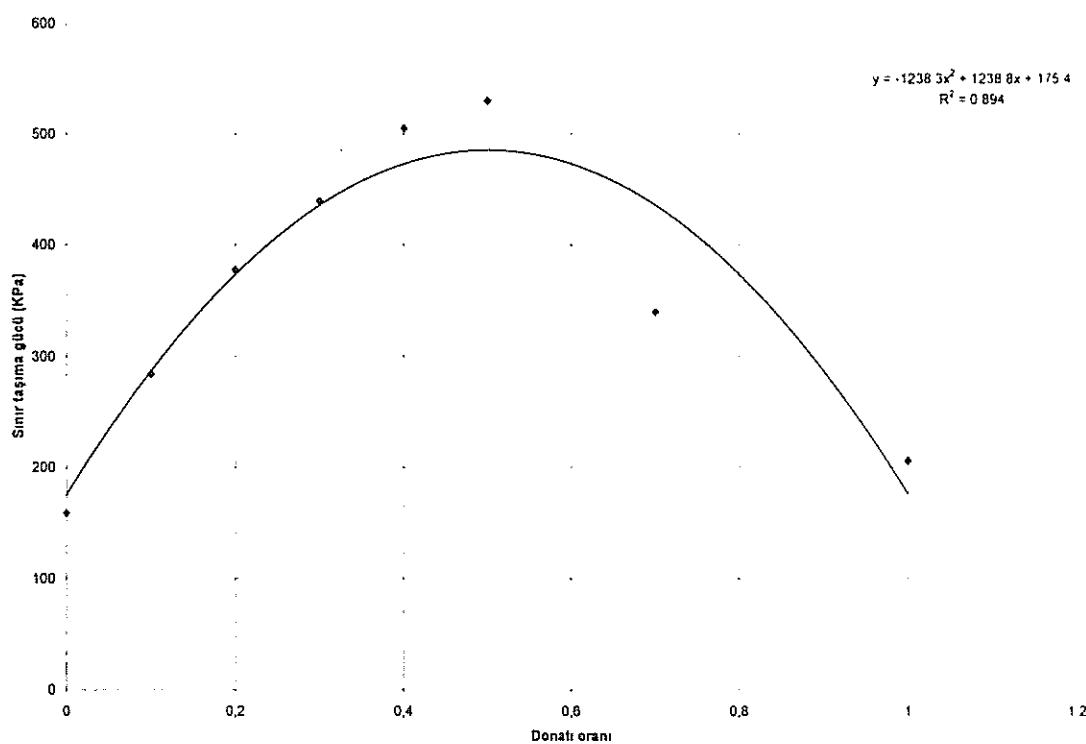
Tablo 2. Deneylerde Ölçülen Değerler

Derinlik Oranı U	$B=3.5\text{ cm}$		$B=5\text{cm}$	
	$q_{\text{sınır}}$ (KPa)	Oturma (mm)	$q_{\text{sınır}}$ (KPa)	Oturma (mm)
0	91.2	0.06B	158.9	0.07B
0.1	253.0	0.11B	284.4	0.15B
0.2	337.3	0.17B	377.6	0.16B
0.3	345.2	0.18B	439.3	0.19B
0.4	442.3	0.21B	553.1	0.21B
0.5	461.9	0.25B	560.0	0.23B
0.7	196.1	0.085B	307.9	0.09B
1	99.1	0.05B	206.0	0.07B

Derinlik oranı ile sınır taşıma gücü ilişkisi Şekil 3 ve Şekil 4 de verilmiştir. Donatı derinlik oranının sınır taşıma gücüne etkisini belirlemek için ikinci dereceden polinom kullanılarak her iki temel genişliği için matematik modeller geliştirilmiştir. Bu modeller aşağıda verilmiştir. Geliştirilen modellerin korelasyon katsayıları sırasıyla $R=0.97$ ve $R=0.95$ olarak bulunmuştur. Modellerin türevleri alınarak sıfıra eşitlenirse, her iki temel içinde optimum derinlik oranının yaklaşık $U=0.5$ olduğu görülür.

$$B=3.5\text{cm} \text{ model temel için}; \quad q_{\text{sınır}} = -1252.5U^2 + 1212.5U + 120.75 \quad (3)$$

$$B=5 \text{ cm model temel için}; \quad q_{\text{sınır}} = -1238.3U^2 + 1238.8U + 175.4 \quad (4)$$

Şekil 3. Derinlik oranı-sınır taşıma gücü ilişkisi ($B= 3.5\text{cm}$)Şekil 4. Derinlik oranı-sınır taşıma gücü ilişkisi ($B= 5\text{cm}$)

Optimum derinlik oranında sınır taşıma gücü, donatısız olarak yapılan deneylere göre, 3.5 cm temel genişliği için %510, 5cm. temel genişliği için ise %360 oranında arttığı belirlenmiştir. Temel oturmalarında ise, 3.5cm temel için %420, 5cm temel için %320 oranlarında artış görülmüştür. 0.5 derinlik alanında görülen temel oturmaları, temel genişliğinin % 23–25 i arasındadır. Bu oran, donatısız deneylerde ise %0.06B–0.08B arasındadır. Yüzeysel temeller için izin verilen temel oturmaları temel genişliğinin yaklaşık % 10 u civarındadır. Bu nedenle donatılı zeminler için zemin emniyet gerilmesi belirlenirken fazla temel oturmaları dikkate alınarak daha yüksek güvenlik sayıları seçilmelidir.

4. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

3 tabakalı geogrid kullanılması durumunda kumlu zeminlerin sınır taşıma gücünün donatısız zeminlere göre oldukça önemli oranlarda (3–5 kat) arttığı belirlenmiştir. Donatılar arası uzaklık oranları (donatı oranları) sınır taşıma gücünü önemli derecede etkilemektedir. Kohezyonsuz zeminlerde taşıma gücünün temel genişliği ile yaklaşık orantılı arttığı düşünülürse, geliştirilen modeller gerçek boyuttaki temeller içinde kullanılabilir. Sürekli temel tasarımlarında üç tabakalı geogrid donatı kullanılması durumunda derinlik oranının 0.50 olarak alınması, zemin emniyet gerilmesi için ayrıca oturma analizlerinin de yapılması önerilmektedir.

Farklı temel genişlikleri, farklı donatı tabaka sayıları, donatı bağlanma şekilleri ve değişik özelliklerdeki geogridler kullanılarak daha kapsamlı bir araştırma yapılabilir. Bu şekilde temel tasarımlarında kullanılabilecek farklı donatı tabaka sayıları için optimum sonuçlar elde edilerek daha genel sonuçlar ve bağıntılar elde edilebilir.

KAYNAKLAR

- Asaoka A., Kodaka T. and Pokharel G., (1994). "Stability Analysis of Reinforced Soil Structures Using Rigid Plastic Finite Element Method", Soils and Foundations 34 (1), pp.107-118.
- Khing, K.H., Das, B.M. and Yen, S.C., (1993). "The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", Geotextiles and Geomembranes, pp. 351-361.
- Kirkpatrick, W.M. ve Yanikian, H.A., (1973). "Side Friction in Plane Strain Tests", Proc. 4th. South East Asian Conf. on Soil Eng., Kuala Lumpur
- Kirkpatrick, W.M. ve Uzuner, B.A., (1975). "Measrument in Model Foundation Tests", Istanbul Soil Mec. and Found. Eng. Conf., pp. 98-106.
- Omar, M.T., Puri, V.K., and Yen, S.C., (1993). "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement", Can. Geotech. Journal, pp. 545-549.
- Otani J., Ochiai H. and Yamamoto K., (1998). "Bearing Capacity Analisis of Reinforced Foundations on Cohesive Soil", Geotextiles and Geomembranes, pp.195-206.
- Tan, Ö., (1988). "Kuma Oturan ve Merkezi Yüklenen Model Yüzey Şerit Temellerde Genişlik-Taşıma Gücü İlişkisi", Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü.
- Vidal, H., (1968). "La Terre Arme. Annales De L'Intitut Technique Du Batiment", Et Des Travoux Publics, Germany, pp. 888-938.
- Yetimoğlu, T., (1994). "Geogrid Donatılı Kum Zemine Oturan Temellerin Taşıma Kapasitesi", Doktora Tezi, I.T.Ü.

AYRIK SENTETİK LİF DONATILARIN KUM ZEMİNLERİN TAŞIMA KAPASİTESİNÉ ETKİSİ

Temel YETİMOĞLU¹

Yıldız WASTİ²

ABSTRACT

A series of laboratory CBR (California Bearing Ratio) tests and model footing tests were performed to investigate the effect of randomly distributed discrete synthetic fibers on bearing capacity of sands. Sand and type of reinforcement inclusions used in the CBR tests were different from those of the model footing tests. Both CBR tests and the model tests indicated that the reinforcement benefit increased with an increase in fiber content. Fibers exhibited a linearly increasing trend on the basis of an increase in ultimate bearing capacity for the range of reinforcement amounts employed. However, the test results indicated that reinforcement of sand by randomly distributed inclusions caused an increase in the settlement values at the ultimate load in general.

ÖZET

Bu çalışmada, kum içerisinde rastgele karıştırılmış ayrık sentetik lif donatılarının kum zeminlerin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, laboratuarda bir seri CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) deneyi ile model yükleme deneyleri yapılmıştır. Her iki deneyde birbirinden farklı kum zemin ve donatı elemanları kullanılmıştır. Gerek CBR deneyleri ve gerekse model yükleme deneyleri, lif donatı miktarının artmasıyla donatıların taşıma kapasitesine olan katkısının arttığını ortaya koymustur. Deneylerde seçilen donatı oranı aralığında, donatı miktarının artmasıyla nihai taşıma kapasitesi de lineer kabul edilebilecek bir artış göstermiştir. Diğer taraftan, nihai taşıma kapasitesinin mobilize olduğu oturma değerleri de lif donatılı kumlarda genellikle artış eğilimi göstermiştir.

1. GİRİŞ

Donatlı zeminler, doğal yada sentetik donatı elemanlarının zemin içerisinde genelde yatay düzlemde belirli bir düzende yerleştirilmesi ile teşkil edilebileceği gibi ayrık yapılı liflerin zemin içerisinde gelişen güzel karıştırılmasıyla da elde edilebilirler. Lifli malzemeleri zemin içerisinde rastgele karıştırarak zeminin mekanik davranışını iyileştirme fikri ilk çağlara dayanmaktadır. Mezopotamya'daki "Ziggurat de Agar Quf" yapısının duvarları, Milattan önce 1400 yılında, köklerle karıştırılmış zemin tabakaları kullanılarak inşa edilmiştir (Consoli vd., 2004). Lif malzemelerin zemin içerisinde donatı olarak kullanılması bu kadar

¹ Prof. Dr., YETİMOĞLU, T., Atatürk Üniversitesi, yetimoglutemel@yahoo.com

² Prof. Dr., Wasti, Y., Ortadoğu Teknik Üniversitesi, ywasti@metu.edu.tr

eskilere dayanmasına rağmen, dağınık liflerle rastgele donatılı zeminlerin mekanik davranışının anlaşılması son yirmi yılda önemli ilerlemeler kaydedilmiştir.

Rastgele donatılı zeminler, donatıların zemin içerisinde çimento, kireç gibi direkt olarak karıştırılmasından dolayı uygulamada kolaylık sağlarlar. Ayrıca, donatıların sistematik olarak zemin içerisinde belirli bir düzende yerleştirilmesiyle teşkil edilen donatılı zeminlerdeki gibi donatılara paralel önceden belli potansiyel kayma yüzeylerinin olmaması ve değişik yönlerde zemini güçlendirip daha fazla mukavemet izotropisi sağlaması, rastgele donatılı zeminlerin diğer teknik avantajlarına örnek gösterilebilir.

Birçok araştırcı tarafından yapılan deneysel ve nümerik çalışmalar ile rastgele donatılı zeminlerin mukavemet ve taşıma gücü özellikleri araştırılmıştır (Hoare, 1979; Gray ve Ohashi, 1983; Freitag, 1986; Gray ve Al-Refeai, 1986; Maher ve Gray, 1990; Michalowski ve Zhao, 1996; Ranjan vd., 1996; Bauer ve Oancea, 1996; Wasti ve Butun, 1996; Consoli vd., 1998; Kumar vd., 1999; Kaniraj ve Havanagi, 2001; Santoni vd., 2001; Michalowski ve Cermak, 2003; Yetimoglu ve Salbas, 2003). Bu çalışmalarında, rastgele donatılı zeminlerin gerilme-deformasyon ve kayma mukavemeti parametrelerinin, donatı ve zeminin mukavemet özellikleri yanında donatı narinlik oranı (donatı çapı/donatı uzunluğu), donatı-zemin yüzey sürtünmesi, donatı içeriği gibi fiziksel büyüklüklerde de bağlı olduğu ifade edilmiştir.

Bu çalışmada, dağınık liflerle rastgele donatılı kumların taşıma kapasitesi deneysel olarak araştırılmıştır. Bu amaçla, laboratuvara bir seri model yükleme deneyi ile CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) deneyi yapılmıştır. Model yükleme deneylerinde, CBR deneylerinden farklı kum ve lif donatı kullanılmıştır. Deneylerde donatı oranı parametre alınmıştır. Model yükleme deneylerinde, donatı içeriğinin nihai taşıma kapasitesine ve nihai taşıma kapasitesinin erişildiği oturma miktarına olan etkisi; benzer şekilde CBR deneylerinde de donatı içeriğinin pik piston yüküne ve pik piston yükünün mobilize olduğu penetrasyon miktarına olan etkisi araştırılmıştır. Elde olunan sonuçlar karşılaştırılmış yorumlanmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1. Model Yükleme Deneyleri

Model yükleme deneyleri ile ilgili geniş bilgi Bütün (1995) ve Wasti ve Bütün (1996) tarafından verilmiştir. Burada donatı ve zemin özellikleri ile deneylerin yapılışı hakkında kısa bir özeti sunulmuştur. Deneyler, planda boyutları 1200 mm x 510 mm olan 750 mm derinliğindeki çelik bir tank içerisinde yürütülmüştür. Model temel olarak, 50 mm genişliğinde, 250 mm uzunlığında ve 20 mm kalınlığında çelik bir plak seçilmiştir. Model plakının tabanı pratik olarak sürtünmesiz olup plak kum yüzeyinde eksenel olarak yüklenmiştir. Elektrikle çalışan bir kompresör yardımıyla sabit hızla uygulanan yük bir kuvvet halkasından, oturmalar ise temelin iki ucuna yerleştirilen deformasyon saatlerinden kaydedilmiştir.

Deneylerde kullanılan kumun bazı özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Kum, deney sandığı içerisinde optimum su muhtevasında, 50 mm kalınlığında tabakalar halinde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir.

Donatı olarak, Netlon firması tarafından üretilen polipropilen ağ (mesh) donatı levhalarının 4-5 düğüm noktasından (knots) kesilerek elde edilmiş ortalama 50 mm uzunluğundaki lifler

kullanılmıştır. Deneyler, parametre olarak seçilen ağırlıkça donatı oranının (ρ) (ρ =donatı ağırlığı/kuru kum ağırlığı) %0.075, %0.10 ve %0.15 değerlerinde tekrarlanmıştır.

Tablo 1. Model Yükleme Deneylerinde Kullanılan Kumun Özellikleri (Wasti ve Bütün, 1996)

<i>Parametre</i>	<i>Değer</i>
Üniformluk katsayısı, C_u	3.995
Derecelenme katsayısı, C_c	1.132
Efektif dane çapı, D_{10}	0.205
D_{30} (mm)	0.436
D_{60} (mm)	0.819
Özgül ağırlık, G_s	2.587
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	17.24
Optimum su muhtevası (%)	11.3
Kohezyon, c' (kPa)	6.98
Kayma mukavemeti açısı, (derece)	47.8

2.2. CBR Deneyleri

CBR deneyleri ile ilgili detaylı bilgi Yetimoğlu vd., (2004) tarafından verilmiş olup burada kısa bir özet sunulmuştur. CBR deneyleri, iç çapı 152 mm, yüksekliği 178 mm olan modifiye proktor kalıbında kuru halde ASTM D1883-92 'ye uygun olarak yürütülmüştür. Göçme sonrası davranışları da izleyebilmek amacıyla piston yükü 30 mm penetrasyon değerine erişinceye dek tatbik edilmiştir.

Deneylerde, temiz, etüvde kurutulmuş, üniform kum kullanılmıştır. Deney kumunun bazı özellikleri Tablo 2' de verilmiştir. Modifiye proktor kalıbı altına 67 mm kalınlığında yumuşak bir kil tabakası yerleştirildikten sonra bu kil tabakası üzerine ayırıcı olarak örgüsüz bir geotekstil levhası serilmiştir. Deney kalibinin en üstüne ise 60 mm kalınlığında kum, iki tabaka halinde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Sıkıştırılmış kumun relatif sıkılığı $D_r=%64$ ve su muhtevası $w=%6$ civarında bulunmuştur.

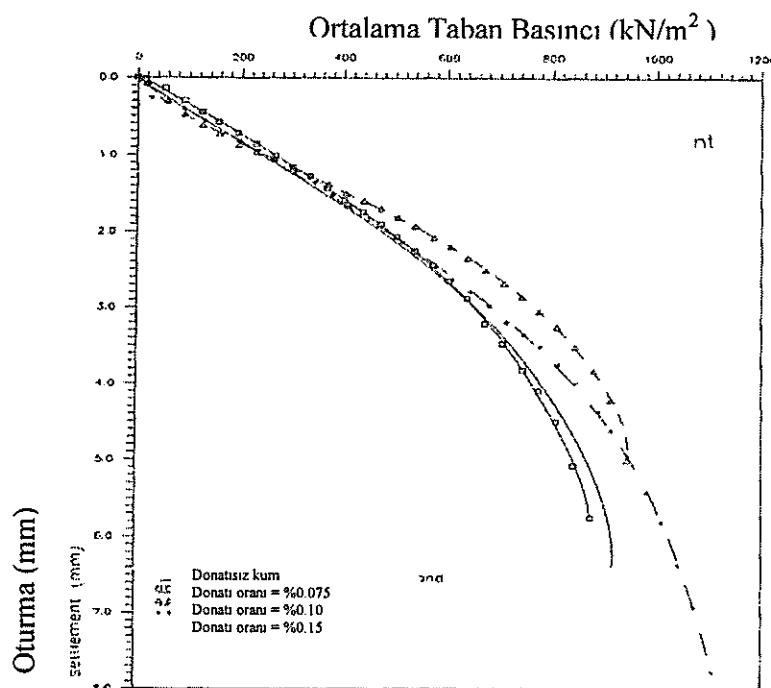
Tablo 2. CBR Deneylerinde Kullanılan Kumun Özellikleri (Yetimoğlu vd., 2004)

<i>Parametre</i>	<i>Değer</i>
Üniformluk katsayısı, C_u	1.65
Derecelenme katsayısı, C_c	1.02
Efektif dane çapı, D_{10}	0.2
D_{30} (mm)	0.26
D_{60} (mm)	0.33
Özgül ağırlık, G_s	2.69
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	17.7
Optimum su muhtevası (%)	9

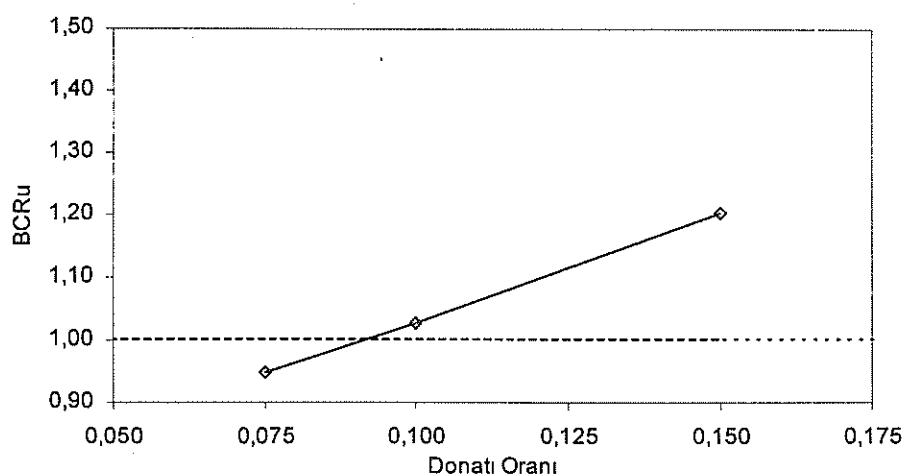
Kum içerisinde Duomix F20 polipropilen lifleri donatı olarak kullanılmıştır. Lif donatılarının nominal çapı 0.050 mm, uzunluğu 20 mm civarındadır. CBR deneyleri ağırlıkça donatı oranının %0.0625, %0.125, %0.25, %0.50 ve %1.00 değerlerinde tekrarlanmıştır.

3. DENEYSEL BULGULAR

Ağırlıkça donatı oranının %0.075, %0.10 ve %0.15 değerlerinde model yükleme deneylerinden elde edilen ortalama taban basıncı-oturma eğrileri donatsız kumunki ile birlikle Şekil 1'de karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Taşıma kapasitesi oranının (BCR_u), donatı oranı ile değişimi ise Şekil 2'de gösterilmiştir. Burada BCR_u =donatılı zeminin nihai taşıma kapasitesi/donatsız zeminin nihai taşıma kapasitesi olarak tanımlanmıştır. Şekil 1-2'den de görüleceği gibi lif donatı içeriğinin artmasıyla nihai taşıma kapasitesinin ve nihai taşıma kapasitesinin mobilize olduğu oturma değerlerinin artış gösterdiği söylenebilir.

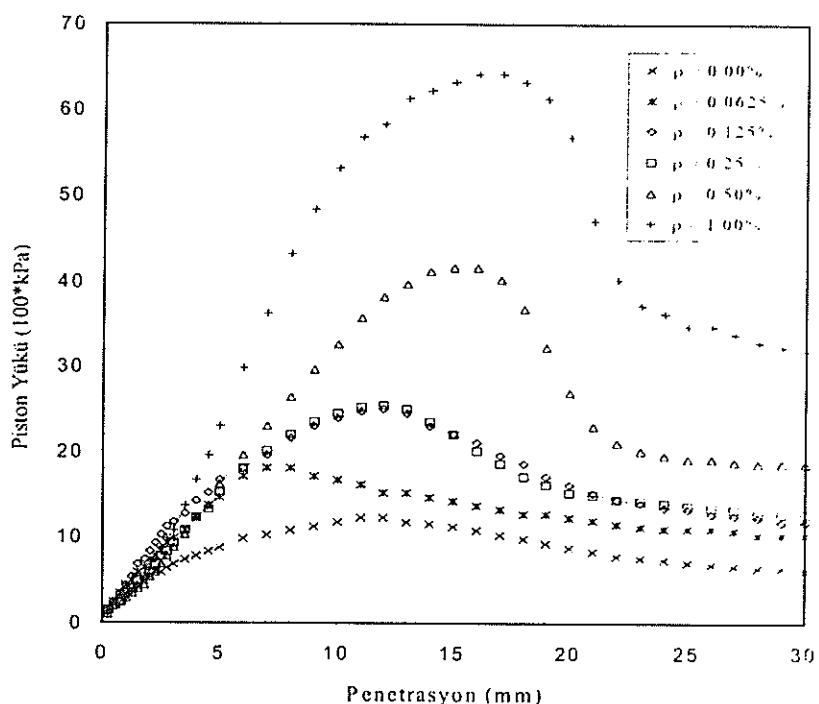


Şekil 1. Donatılı ve Donatsız Kumda Ortalama Taban Basıncı-Oturma Eğrileri (Bütün, 1995)

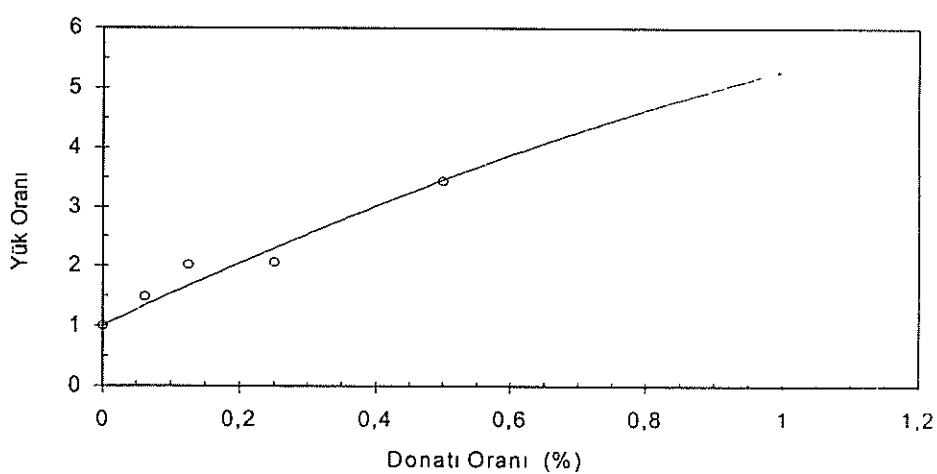


Şekil 2. Taşıma Kapasitesi Oranının Lif Donatı İçeriği İle Değişimi (Wasti ve Bütün, 1996)

Şekil 3' de CBR deneylerinden elde edilen piston yükü-penetrasyon eğrileri gösterilmiştir. Şekil 4' de ise yük oranının donatı oranı ile değişimini verilmiştir. Burada, yük oranı donatılı kumda en büyük piston yükü/donatsız kumda en büyük piston yükü olarak tanımlanmıştır. Şekil 3-4' den de görüleceği gibi kum içeresine rastgele karıştırılmış lif donatılar pik piston yükünü önemli miktarda artırmıştır. Donatı oranının artmasıyla pik piston yükü de artış göstermiştir. Diğer taraftan, donatı oranının artmasıyla pik pistonının mobilize olduğu penetrasyon değerlerinde de artış kaydedilmiştir



Şekil 3. Farklı Donatı Oranlarında Piston Yükü-Penetrasyon Eğrileri (Yetimoğlu vd., 2004)



Şekil 4.Yük Oranının Donatı Oranı İle Değişimi (Yetimoğlu vd., 2004)

4. SONUÇLAR

Ayrık sentetik lif donatılarının, kum zeminlerin taşıma kapasitesine etkisi bir seri laboratuvar CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) ve model plaka yükleme deneyleri ile araştırılmıştır. Bu deneysel çalışmalarla ulaşılan ortak genel sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Gerek CBR deneyleri ve gerekse model yükleme deneyleri, lif donatı miktarının artmasıyla donatıların taşıma kapasitesine olan katkısının arttığını ortaya koymuştur. Deneylerde seçilen donatı oranı aralığında, donatı miktarının artmasıyla nihai taşıma kapasitesi de lineer kabul edilebilecek bir artış göstermiştir.
- Nihai taşıma kapasitesinin mobilize olduğu oturma değerleri, lif donatılı kumlarda genellikle artış eğilimi göstermiştir.

KAYNAKLAR

- Bauer, G.E., Oancea, A., (1996). Triaxial testing of granular soils reinforced with discrete polypropylene fibers. Proc. 1st Eur. Geosynthetic Conf. on Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Edited by M.B. De Groot, G. Den Hoedt, and R.J. Termaat. A.A. Balkema, Rotterdam, 407-410.
- Bütün, M.D., (1995). Model footing tests on randomly distributed fibre and mesh reinforced soil. MSc. Thesis, ODTÜ Ankara.
- Consoli, N.C., Pietro, P.D.M., Ulbrich, L.A., (1998). Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. J. Geotech. Geoenv. Engng., ASCE 124 (12), 1211-1214.
- Consoli, N.C., Montardo, J.P., Donato, M., Pietro, P.D.M., (2004). Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. Ground Improvement 8 (2), 77-90.
- Freitag, D.R., (1986). Soil randomly reinforced with fibers. J. Geotech. Engng., ASCE 112 (8), 823-826.
- Gray, D.H., Al-Refeai, T., (1986). Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. J. Geotech. Engng., ASCE 112 (8), 804-820.
- Gray, D.H., Ohashi, H., (1983). Mechanics of fiber reinforcement in sand. J. Geotech. Engng., ASCE 109 (3), 335-353.
- Hoare, D.J., (1979). Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibers. Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Vol 1, Paris, France, 47-52.
- Kaniraj, S.R., Havanagi, V.G., (2001). Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. J. Geotech. Geoenv. Engng., ASCE 127 (7), 574-584.
- Kumar, R., Kanaujia, V.K., Chandra, D., (1999). Engineering behavior of fiber-reinforced pond ash and silty sand. Geosynthetics International 6 (6), 509-518.
- Leflaive, E., 1985. Soil reinforced with continuous yarns: Texol. Proc. 11th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng., Vol. 3, San Francisco, USA, 1787-1790 (in French).
- Maher, M.H., Gray, D.H., (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. J. Geotech. Engng., ASCE 116 (11), 1661-1677.
- Michalowski, R.L., Cermak, J., (2003). Triaxial compression of sand reinforced with fibers. J. Geotech. Geoenv. Engng., ASCE 129 (2), 125-136.
- Michalowski, R.L., Zhao, A., (1996). Failure of fiber-reinforced granular soils. J. Geotech. Engng., ASCE 122 (3), 226-234.

- Ranjan, G., Vasan, R.M., Charan, H.D., (1996). Probabilistic analysis of randomly distributed fiber reinforced soil. *J. Geotech. Engng. ASCE* 122 (6), 419-426.
- Santoni, R.L., Tingle, J.S., Webster, S.L., (2001). Engineering properties of sand-fiber mixtures for road construction. *J. Geotec. Geoenv. Engng. ASCE* 127 (3), 258-268.
- Wasti, Y., Butun, M.D., (1996). Behavior of model footings on sand reinforced with discrete inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*, 14 (10), 575-584.
- Yetimoglu, T., Salbas, O., 2003. A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes* 21 (2), 103-110.
- Yetimoglu, T., Inanır, M., Inanır, O.E., (2004). Bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills on soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* (yayına gönderilmiş).



GEOTEKSTİL DONATILI DOLGULARIN LABORATUAR VE SONLU ELEMANLAR MODELİ İLE ANALİZİ

Ayşe EDİNÇLİLER¹

Erol GÜLER²

ABSTRACT

The use of geotextiles to improve embankments over soft soils is an effective form of reinforced soil construction. Geotextiles improve stability, allow a more controlled construction over very soft or problematic foundation soils, ensure more uniform settlement of the embankment. In this study, both reinforced and unreinforced embankments on soft foundation are analyzed. This study consists of laboratory and numerical models to simulate failure mechanisms during construction and lifetime of embankments. A 1/100 scale model of embankment was constructed. The effect of geotextile reinforcement on embankment behavior is discussed by comparing the laboratory and numerical modeling test results of cases with and without reinforcement. The results indicated that reinforcement resulted in 30% reduction in surface settlement. This clearly reflects the benefit of using geotextile reinforcement in embankment stabilization.

ÖZET

Yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolguların iyileştirilmesi amacıyla geotekstiller kullanılmaktadır. Geotekstil donatının kullanılması, stabiliteti iyileştirmekte, yumuşak ve problemli zeminlerde daha kontrollü dolgu inşaatına izin vermektedir, ve dolguların üniform oturmasını sağlamaktadır. Bu çalışmada, yumuşak zeminler üzerine inşa edilen donatılı ve donatısız dolgular analiz edilmiştir. Dolgu inşaatı sırasında ve sonrasında göçme mekanizmalarını incelemek amacıyla laboratuar ve nümerik modeller yapılmıştır. 1/100 ölçüğünde modeller hazırlanmıştır. Geotekstil donatının, dolgunun davranışının üzerindeki etkisini araştırmak amacıyla donatılı ve donatısız dolguların laboratuar ve nümerik analizleri incelenmiştir. Analiz sonuçları, geotekstil donatının yüzey deformasyonlarını %30 oranında azalttığını göstermiştir. Bu durum, geotekstil donatının kullanılmasının avantajını yansıtmaktadır.

1. GİRİŞ

Düşük mukavemetle ve yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak zeminler üzerine oturan dolguların göçmesinin engellenmesi ve alt-zemin deformasyonlarının kontrol edilmesi gerekmektedir. Yumuşak zemin üzerine ekonomik ve güvenli dolguların inşası için birçok metod bulunmaktadır. Bu metodlardan bir tanesi dolgunun altına donatı tabakası yerleştirilmesidir (Chai, et al., 2002; Holtz, 1990, Edinçliler, 1995). Yumuşak zeminler

¹ Yrd. Doç. Dr., EDİNÇLİLER, A., Boğaziçi Üniversitesi, aedine@boun.edu.tr

² Prof. Dr., GULER, E., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

üzerine inşa edilen dolgularda geosentetik donatı kullanılması önemli bir stabilizasyon ve zemin iyileştirme alternatiflerinden biridir. Geotekstiller, dolgunun stabilitesini iyileştirir, yumuşak zemin veya problemlı temel zeminleri üzerinde daha fazla kontrole izin verir, ve dolguların uniform oturmasını sağlamaktadır. Dolgularda donatı kullanılması, dolgunun güvenlik sayısının yükselmesine, daha hızlı inşaata ve daha dik dolgu şevine izin verilmesine, ve dolgu miktarını ve inşaat süresinin azalmasına neden olmaktadır (Palmeira, et al., 2001). Geosentetikler genelde kısa dönemde stabiliteyi iyileştirmektedirler, geosentetik donatıların uzun vadeli durabilitesi uzun vadede ikincil bir konudur (Lechhinsky, 1987; Yin Zong Ze, 1990).

Donatılı dolguların analizi için sınır denge, sonlu elemanlar ve plastisite metotları kullanılabilir. Donatsız dolgularda, uygulanan yükün drenaja, kısmi drenaja veya drenajsız göçmeye neden olması dikkat edilmesi gereken konulardır. Donatlı dolgu dizaynında belirsizliğin kaynaklarından bir tanesi, donatinin rıjilik özellikleri ve dolgunun deformasyon davranışındaki bağlantıdır.

Bu çalışmada, donatılı dolguların davranışını analiz etmek için laboratuar ve nümerik model analizleri yapılmıştır. Donatinin, dolgunun performansı üzerindeki etkileri incelenmiş, her iki modelin sonuçları karşılaştırılmıştır.

2. GEOTEKSTİL DONATININ FONKSİYONLARI

Yumuşak temel üzerindeki dolguların stabilité problemi, dolgunun kendi ağırlığından ve dolgudaki toprak basıncı nedeniyle dolgunun yanal yayılmaya olan eğiliminden kaynaklanmaktadır (Eigenbrad et al., 1990; Kulhawy, 1977; Leroueil, 1990). Bu faktörler, temel zeminde ilave kesme gerilmelerine neden olur, eğer bu gerilmeler, zeminin kesme gerilmelerinden büyüğse, göçme oluşur. Temel, dolgudan gelen yükleri taşıyabilecek yeterli taşıma gücüne sahip olmalıdır. Dolgu ve temel arasına yerleştirilen herhangi bir donatı elemanı dolgudan temele transfer olacak yatay kesme gerilmelerini azaltacaktır (Holtz, 1990). Donatı, dolgunun yanal yayılmasını sınırlayarak yumuşak zemin üzerindeki dolgunun stabilitesini iyileştirmektedir. Temel zemin konsolid olasıya kadar donatsız olarak güvenlik sayısının birden fazla olacağından emin olmak gerekmektedir (Litwinowicz et al, 1994). Bu durum geotekstiller ve geogridler için donatı prensibidir.

Temel zeminde oluşan kesme gerilmelerini etkili olarak karşılamak için donatinin yeterli çekme modülüne ve nihai çekme mukavemetine sahip olması gerekmektedir. Aynı zamanda, donatı alt zemin ve/veya dolgu malzemeleri ile yeterli sürtünmeyi sağlamalıdır (Holtz, 1990).

Yumuşak temeller üzerine inşa edilen donatılı dolgular için iki farklı durumdan söz edilmektedir:

Birinci durum, canlı yüklerin mukayeseli olarak daha fazla, ölü yüklerin daha az olduğu "alçak" dolgular içindir. Bu durumda, donatinin fonksiyonu duruma göre, ayırma ve donatı olmaktadır. Alçak dolgular, genellikle donatsız olarak inşa edilirler, fakat canlı yükten gelen alt-zemin gerilmeleri stabilité ve performansı etkilemektedir.

İkinci durum ise, ölü yükün yüksek, canlı yükün kısmen daha az olduğu "yüksek" dolgulara, geotekstilin inşaat sırasında ayırmaya fonksiyonuna rağmen, başlıca fonksiyonu donatı görevidir. Yüksek dolgulara donatı, dolgudaki potansiyel şev göçmesini önlemek için önemli olabilmektedir veya çok yumuşak temel zeminlerde stabilité problemini önlemek için yeterli taşıma gücünü sağlamak amacıyla kullanılabilir. Yumuşak temel zeminlerin

bulunduğu durumlarda, dolgunun içindeki yatay toprak basınçlarından dolayı, dolgunun yana doğru yayılma eğilimi oluşmaktadır. Yatay kesme gerilmelerine neden olan toprak basınçları, temel zemini tarafından karşı konulmalıdır. Temel zemini yeterli kesme gerilmesine sahip değilse, göçme oluşabilir. Geotekstil donatının kullanılması, bu göçmeyi önleyebilir. Donatının ikinci amacı, aşırı yatay ve düşey deformasyonları veya ikincil oturmaları önlemektir. Geosentetikler, uzun vadede konsolidasyon veya ikincil oturmaları azaltmaktadır. Geosentetiklerin başlıca görevi “yüksek” dolguların stabilite bozukluğunu önemektir (Christopher ve Holtz, 1984).

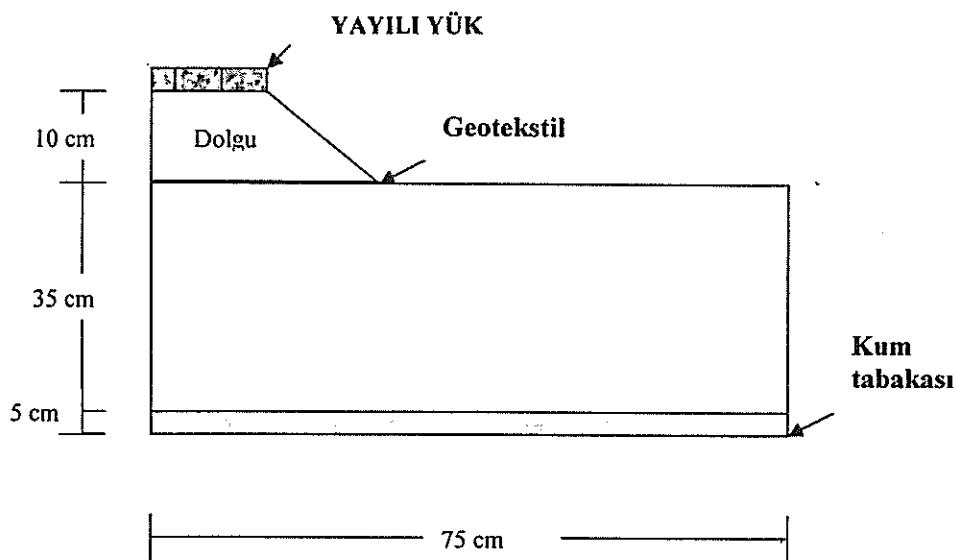
2. MODELLEME ÇALIŞMALARI

Yumuşak zeminler üzerine oturan dolguların taşıma gücünün artırılması için geotekstil donatının kullanılması laboratuarda hazırlanan donatılı ve donatsız dolgu model testleri ile incelenmiştir. Hazırlanan Sonlu Elemanlar Modellerinin sonuçları laboratuar modeli sonuçları ile mukayese edilmiştir.

2.1. Laboratuar Modeli

Laboratuar model testleri, yumuşak temellerin üzerinde inşa edilen dolguların inşa sırasında davranışlarını ve yaşam süresi boyunca göçme mekanizmalarını doğru olarak temsil edecek, nümerik modellerin kalibrasyonu için kullanılmaktadır. Bu çalışmada, donatsız ve geotekstil donatılı dolguların davranışını gözlelemek için iki adet model testi hazırlanmıştır. Model 1, donatsız durumu, Model 2 ise geotekstil donatılı dolgu inşasını temsil etmektedir (Şekil 1).

Yumuşak zemin üzerindeki dolgu inşasını temsilen 1:100 ölçüğünde laboratuar modelleri hazırlanmıştır. İç boyu, 750 mm, iç genişliği 380 mm, ve iç derinliği 500 mm olan tank, modellemeler için kullanılmıştır. Zemin davranışlarını dışardan gözlemlenmemek için tankın üç iç yüzeyi camla kaplanmıştır. Tankın tabanına drenajın sağlanması amacıyla 5 cm kalınlığında kum tabaka yerleştirilmiştir. Yumuşak temel zemini olarak, özellikleri Tablo 1'de verilen kaolin kili %50 su muhtevası ile karıştırıcıda karıştırılarak kullanılmıştır. Model 1'de yumuşak zeminin üzerine doğrudan dolgu inşa edilirken, Model 2'de temel zemin üzerine geotekstil donatı yerleştirildikten sonra dolgu inşaa edilmiştir (Şekil 1). Donatı elemanı olarak TYPAR 3207 tipi geotekstil kullanılmıştır. Modellerde dolgu malzemesi olarak geoteknik özellikleri Tablo 2'de verilen kum kullanılmıştır. Model 2'de temel zeminin üzerine yerleştirilen geotekstilin üzerine yükleme anında meydan gelen yatay deformasyonları ölçmek için teller yerleştirilmiştir (Şekil 2). Teller yatay deformasyonları ölçmek için 3 adet deformasyon ölçere tutturulmuştur. Her iki modelde de temel zemin üzerine 20 cm genişliğinde, 10 cm yüksekliğinde ve 1/1.5 eğiminde dolgu inşa edilmiştir. Modellerde dolgu yüzeyine demir plakalar kullanılarak yayılı yük uygulanmıştır. Göçme ani kaydedilinceye kadar uygulanan yayılı yük miktarı artırılmıştır.



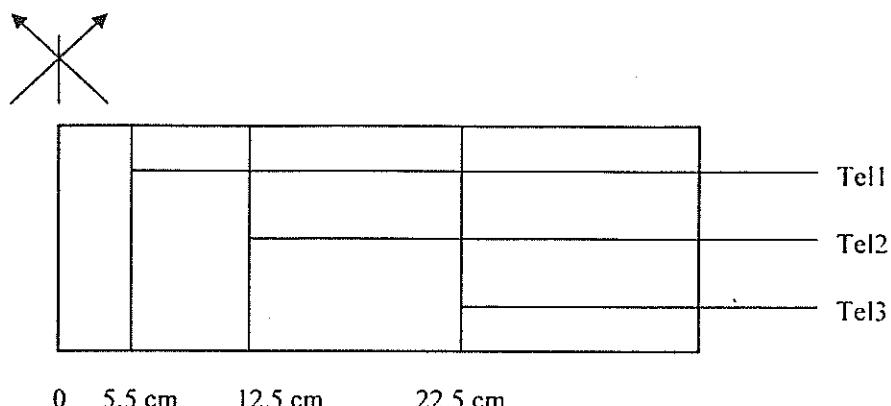
Şekil 1. Dolgu İnşasını Temsil Eden Laboratuar Modeli

Tablo 1. Kaolin'in Geoteknik Özellikleri

Kuru Birim Ağ. (kN/m³)	W_{OPT} (%)	G_s	Aktivite	W_L (%)	W_p	PI
13.5	24.0	2.6	0.37	32.5	22.0	10.5

Tablo 2. Dolgu Malzemesinin Geoteknik Özellikleri

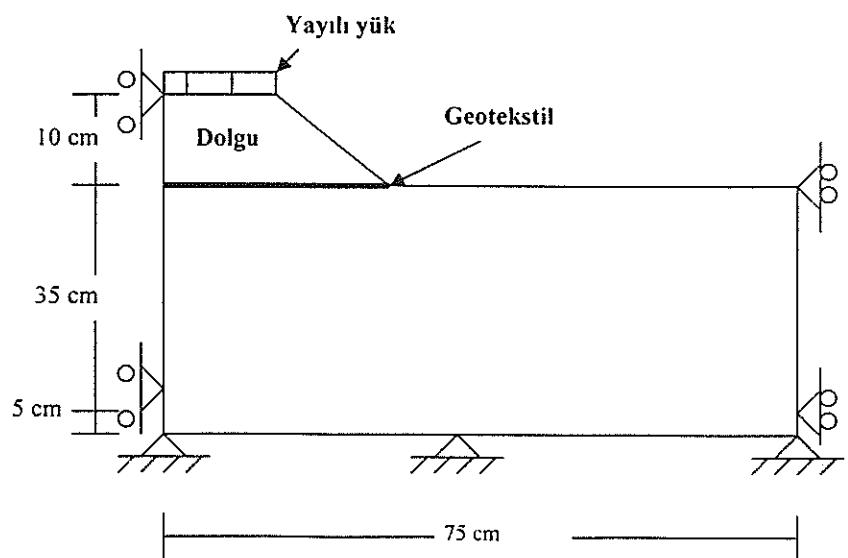
Zeminin tanımı	Açık kahve, üniform ince dağılımlı
Özgül ağırlık, G_s	2.67
Geçirgenlik katsayısı, k (cm/sn)	3.5×10^{-3}
Kuru birim ağırlık, γ_{kuru}	17.8
Boşluk oranı, e	0.45
Geçen yüzde:	
2.00 mm	-
0.425 mm	87
0.075 mm	5



Şekil 2. Ölçüm Konfigürasyonu

2.2. Nümerik Modelleme

Donatılı ve donatsız laboratuar modellerini temsilen iki farklı sonlu elemanlar modeli hazırlanmıştır (Şekil 3). Nümerik modellerde, sonlu elemanlar programı CRISP kullanılmıştır. Nümerik modellerde, laboratuar modellerindeki boyutlandırmalar kullanılmıştır. Simetri nedeniyle modelin yarısı alınmıştır. Modellerde, temel ve dolgunun drenajsız davranışını modellemek amacıyla deformasyonların bilinmediği lineer üçgen elemanlar kullanılmıştır. Modellerde taban deformasyonları yatay ve düşey yönde engellenirken, yanlarda her iki yönde sadece düşey deformasyonlara izin verilmiştir. Yumuşak temel zemini, Kritik Hal Teorisi'nde tanımlanan Modifiye Cam-kili ile temsil edilmiştir. Tablo3'de verilen kaolin kılın geoteknik özellikleri laboratuar deney sonuçlarından (oedometer ve üç eksenli basınç deneyleri) elde edilmiştir. Malzeme özellikleri Tablo 4'de verilen 10 cm yüksekliğindeki dolgu kademeli olarak inşa edilmiş, modelde elastik malzeme ile temsil edilmiştir. Drenajsız kesme mukavemetinin temel yüzeyinden derinlige bağlı olarak lineer olarak arttığı modellenmiştir. Geotekstil donatılı dolgunun modellendiği, Model 2'de geostekstil donatı, tek boyutlu bar eleman ile modellenmiş olup Tablo 5'de, kullanılan geotekstilin özellikleri verilmektedir.



Şekil 3. Donatılı Dolgu İnstasını Temsil Eden Sonlu Elemanlar Modeli

Tablo 3. Cam-kili Modeli Zemin Parametreleri

κ	λ	e_{cs}	M	v'	K_w	γ_{bulk}
0.044	0.27	2.95	1.00	0.49	2.2E5	17

Tablo 4. Dolgunun Malzeme Özellikleri

E_h kN/m ²	E_v kN/m ²	v_{vh}	v_{vh}	G_{hv} kN/m ²	γ_{bulk} kN/m ²
10000	10000	0.25	0.25	4000	16

Tablo 5. Goetekstilin Özellikleri

E kN/m ²	v	A (m ²)
83333	0.4	0.00036

3. SONUÇLAR

3.1. Laboratuar Deneyleri

Kademeli olarak artan yükler altında yumuşak temel zemininde oluşan deformasyonlar Model 1 ve Model 2 için Şekil 4'de verilmektedir. Model 1'de, dolgunun inşa edilmesi ile dolgu kendi ağırlığından dolayı yumuşak zeminin içine gömülmüştür. Birinci ve ikinci kademeli yüklemelerde, 1.47 ve 3.19 kPa'lık yayılı yük uygulanmıştır. Yükleme aralıkları drenajsız yükleme olması nedeniyle çok kısa tutulmuştur. Model 2 için de aynı yüklemeler uygulanmıştır. Geotekstil donatının kullanılması ile, dolgunun kademeli olarak inşa edilmesi sırasında, temelde herhangi bir hareket gözlemlenmemiş, donatının önemli miktarda mukavemet iyileştirmesine neden olduğu görülmüştür. Model 2'de deformasyonlar, birinci ve ikinci yüklemeler sonucunda oluşmuştur. Deney sonuçlarından, geotekstil donatının oturma ve kabarma değerlerini öncemi miktarda azalttığını görülmüştür. Örnek olarak donatının oturmaları, dolgunun tepesinden 10 cm uzaklıkta 11.35 cm'den 3.72 cm'e düşürüldüğü gözlenmiştir. Sonuç olarak, donatının kullanılması yüzey oturmalarında %30'luk bir azalmaya neden olmuştur. Bu durum, dolgu stabilizasyonunda geosentetik donatı kullanılmasının avantajını açıkça vurgulamaktadır.

Üç adet deformasyon ölçerden alınan yatay uzamalar birim deformasyonlarla birlikte Tablo 6'de verilmektedir. Donatındaki çekme yükleri, geotekstile tutturulan tellerdeki uzamalardan hesaplanan birim deformasyon değerleri kullanılarak hesaplanmıştır. T1, T2 ve T3, geotekstilin merkezden 5 cm, 12.5 cm ve 22.5 cm uzaklıktaki yatay uzamalarını vermektedir. Modellerde kullanılan geotekstilin elastisite modülü, $E = 83.333$ kPa olarak hesaplanmıştır. Geotekstildeki gerilmeler ölçülen birim deformasyonlardan elde edilebilmektedir. Typar 3207 tip geotekstil aşağıda verilen özelliklere sahiptir: $T = 1.5$ kN/m, $\epsilon = 5\%$, geotekstilin kalınlığı, $t = 0.0003$ m, $E = 83.333$ kPa.

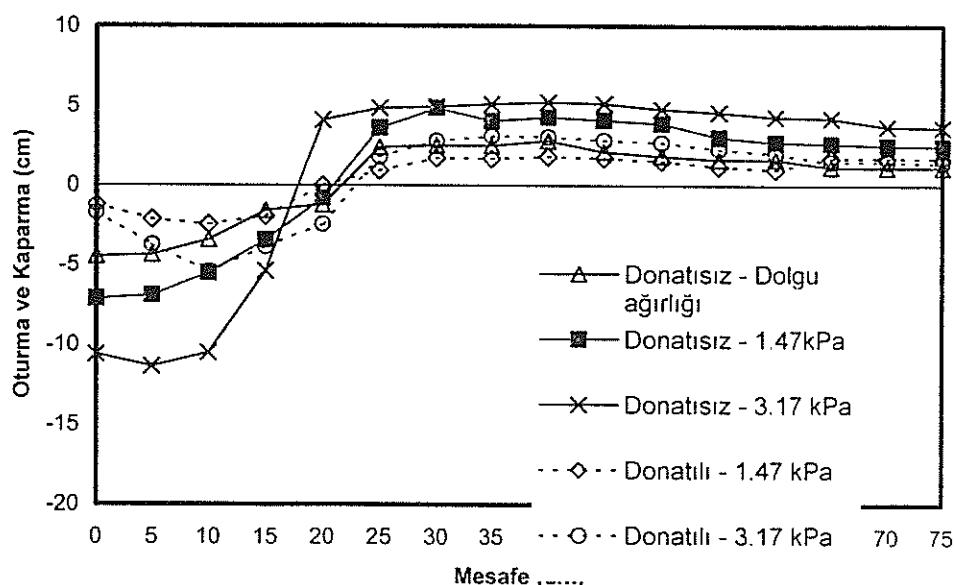
Tablo 6.'dan da görüldüğü gibi ölçülen T değerleri %5 uzamadaki çekme gerilmesi değerlerinden daha az olmaktadır. Model 2 için çekme yükü değerleri Tablo 7'de verilmektedir. Şekil 5'de her yükleme aşamasındaki donatı çekme yükleri gösterilmektedir.

Tablo 6. Birim Deformasyonlar

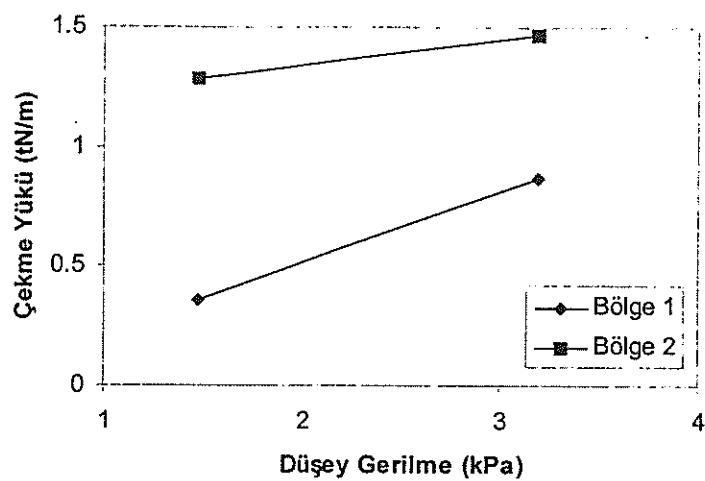
Düşey gerilmeler (kPa)	Mesafe (cm)	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	Birim deformasyon, ϵ (T1-T2)/d, (T2-T3)/d
1.47	70	9.21	7.07		0.043
			7.07	5.83	0.012
3.19	100	21.6	19.2		0.049
			19.2	16.3	

Tablo 7. Geotekstil Donatıdaki Çekme Yükleri

Yayılı yük (kPa)	E (kPa)	J (kN/m)	ϵ	$T = J \times \epsilon$
1.47	83333	30	0.043 ⁽¹⁾ 0.012 ⁽²⁾	1.285
3.19	83333	30	0.049 ⁽¹⁾ 0.029 ⁽²⁾	1.464 0.867

⁽¹⁾Bölge 1 ; ⁽²⁾Bölge 2

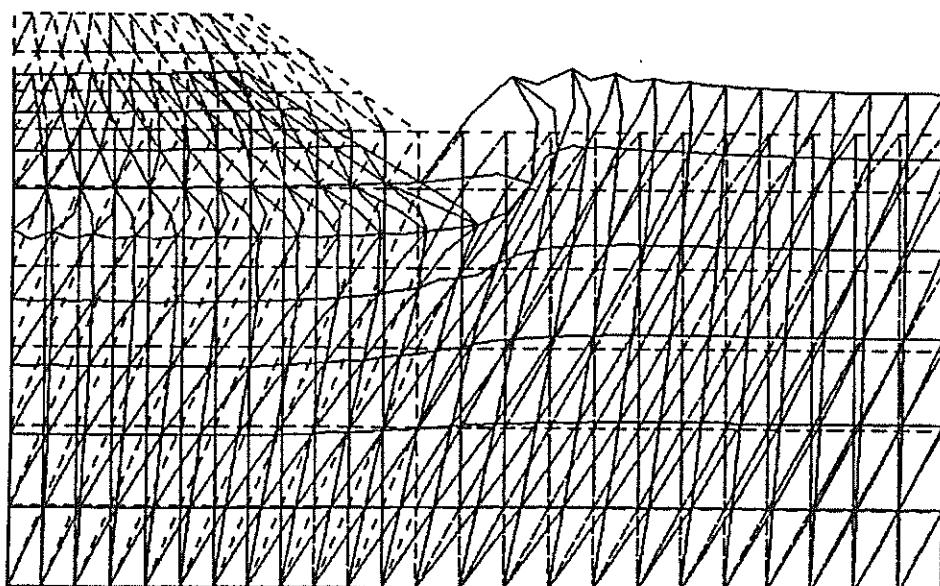
Şekil 4. Donatılı ve Donatsız Dolguların Mukayesesi (Model 1 & 2)



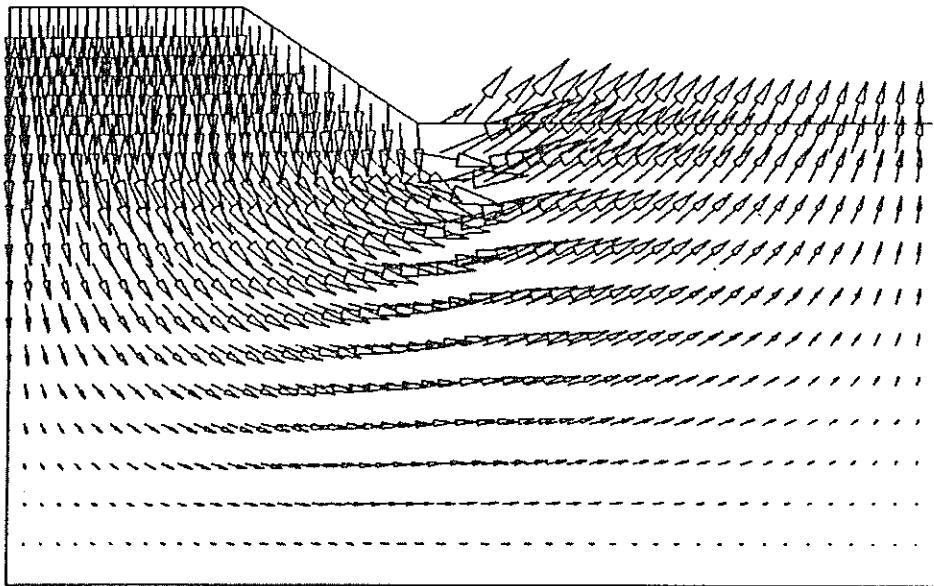
Şekil 5. Düşey Temel Basıncına Bağlı Olarak Donatı Çekme Yükleri

3.2 Nümerik Modelleme

Şekil 3'de verilen Sonlu Elemanları Modeli, donatılı ve donatsız dolgular için analiz edilmiştir. Temel zeminin deform olmuş hali Şekil 5'de verilmektedir. Şekil 6'da ise, modeldeki yerdeğiştirme vektörleri verilmektedir. Şekillerden, kritik yükleme yüzeyi açıkça görülmektedir. Oturmalar dolgunun tabanında olurken, dolgu topağının sağ tarafında kabarma gözlenmektedir. Maksimum yanal oturmalar, dolgu topağının sağ tarafında oluşmaktadır. Nümerik modelleme sonuçları, laboratuar model sonuçları ile benzer davranışları göstermektedir.



Şekil 5. Deform Olmuş Sonlu Elemanlar Modeli



Şekil 6. Yerdeğiştirme Vektörleri

4.SONUÇLAR

Yumuşak zemin üzerine inşa edilen donatılı ve donatsız dolguların laboratuvar ve sonlu elemanlar analizlerinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.:

1. Geotekstil donatı kullanılması, yumuşak zeminin taşıma gücünü artırarak, yumuşak zeminin daha fazla yük taşımamasını sağlayacaktır.
2. Donatılı dolgu modeli ile donatsız dolgu modeli sonuçları karşılaştırıldığında, donatının yüzey oturmalarını %30 oranında azalttığı görülmüştür.
3. Sonlu Elemanlar modeli dolgu davranışının simülasyonu için kullanılabilir. Modelin başarısı, laboratuarda bulunan geoteknik özelliklerin gerçek değerlere yakın değerler olması ile yakından ilgilidir.
4. Laboratuvar model sonuçları ile sonlu elemanlar modeli sonuçları karşılaştırıldığında, sonlu elemanlar modelinin oturmaları daha fazla hesapladığı görülmüştür. Yükleme miktarı arttıkça, iki medol arasındaki fark azalmasına rağmen, hiçbir zaman birbirine yakın değerler olmamıştır.

KAYNAKLAR

- Chai, J-C., Miura, N., ve Shen, S-L., (2002). "Performance of Embankments with and without Reinforcement on Soft Subsoil", Canadian Geotechnical Journal, Vol.39, No.4, pp.838-848.
- Christopher, B., ve Holtz, R., (1984). "Geotechnical Engineering Manual", Vol.2, FHWA.
- Edinçüler, A., (1995). "Effects of Crust for Embankments Constructed on Soft Clays", Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 167 p.
- Eigenbrod, K.D., ve Burak, J.P., ve Locker, J.G., (1990)."Differential Shear Movements at Soil-Geotextile Interfaces", Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, pp.520-526.

- Holtz, R.D., (1990). "Design and Construction of Geosynthetically Reinforced Embankments on very Soft Soils", Performance of Reinforced Soil Structure, British Geotechnical Society, pp.391-402.
- Kulhawy, F.H., (1977). "Embankments and Excavations", Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw-Hill Book Company, pp.528-555.
- Leroueil, S., Magnan, J., ve Tavenas, F., (1990). "Embankments on Soft Clays", Ellis Horwood, 1990.
- Litwinowicz, A., Wijeysakulasuriya, C.V., ve Brandon, A.N., (1994). "Performance of Reinforced Embankment on a Sensitive Soft Clay Foundation", Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp.11-16.
- Palmeira, C.T., Dellaabianca, L.M.A., Fabel, A.R.S., (2001). "Numerical Analysis of Reinforced Embankments on Soft Soils", Landmarks in Earth Reinforcement, Swets and Zeitlinger, pp. 263-270.
- Yin Zong, Z., (1990). "Effect of Reinforced in Embankment", Performance of Reinforced Soil Structure, British Geotechnical Society, pp. 433-436.

GEOSENTETİKLERİN KİRLENMİŞ SAHALARDA İYİLEŞTİRME TEKNOLOJİSİ OLARAK KULLANIMLARI

Cem B. AVCI¹

Togan ALPER²

ABSTRACT

The results of a feasibility study is presented dealing with the development of remedial alternatives which include covering and dredging operations using geosynthetics for protection against contaminated sediments in a floodplain basin. Out of seven remedial alternatives the two that presented the most appropriate balance of protection of receptors and preservation of habitat were the covering with geotextile alternative and water treatment by enhancement of algal production. The use of the geotextile option was found to remove the greatest amount of mercury from active zone of remediated area.

ÖZET

Bu makalede bir sel havzasının içinde bulunan kirlenmiş sedimanların geosentetik malzeme kullanımı sayesinde örtme ve aynı zamanda tarama sonucu depolama yapılarak iyileştirme alternatifleri için hazırlanmış fizibilite etüdünün sonuçları anlatılmıştır. Fizibilite çalışması esnasında ortaya konulan yedi adet iyileştirme alternatifinden kirlilik algılayıcılarının korunması ve flora ve faunanın en az zarar görmesi açısından en dengeli alternatif geotekstil ile kırıcı sedimanlı alanların örtülmESİ söz konusu olmuştur. Aynı zamanda bu alternatifin civanın temas edilebilme oranını en aza düşüren alternatif olduğu görülmüştür.

1. GİRİŞ

Geosentetik malzemelerinin kullanım alanı içinde kirlenmiş toprak rehabilitasyon projeleri yer almaktadır. Bu makalede bir sel havzasının içinde bulunan kirlenmiş sedimanların geosentetik malzeme kullanımı sayesinde örtme ve aynı zamanda tarama sonucu depolama yapılarak iyileştirme alternatifleri için hazırlanmış fizibilite etüdünün sonuçları anlatılmıştır.

Bahsi geçen saha A.B.D'deki güney batı eyaletlerinden birinde yer almaktadır ve sahanın 7,5 hektarlık alanının büyük kısmı sel havzası içerisinde yer almaktadır. Aktif üretim sahası ise 0,3 hektarlık bir alanda yer almaktadır. Üretim faaliyetleri arasında 1951 ile 1982 seneleri arasında klor alkali tesisinin çalıştırılması, 1956 senesinden itibaren pentachloronitrobenzen tesisinin geliştirilmesi ve buna ek olarak zirai mücadele ilaçlarının yapılması söz konusu olmuştur. Bu faaliyetlerin tümü 1982 senesinde durdurulmuştur. Şu anda tesisde klor, kostik soda, sodyum

¹ Prof. Dr., AVCI, C., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, avci@boun.edu.tr

² M.Sc., P.E., ALPER, T., SAMS Ltd., Şti., togana@sams.com.tr

hipoklorit ve sodyum klor üretilmektedir. Geçmiş faaliyetlerden dolayı meydana gelen kirlilik boyutları A.B.D'de belirlenen en kirli ve en ivedilikle temizlenmesi gereken saha listelerinin içerisinde yer almıştır. Tesis 1990 senesinde A.B.D. çevre teşkilatı EPA ile bir protokol imzaladıktan sonra, sahadaki kirliliğin boyutlarının tespiti, risk analizlerinin yapılması ve iyileştirme alternatiflerinin geliştirilmesi çalışmaları yapılmıştır. Risk analizi kapsamının da hem insan hem de flora ve fauna üzerindeki etkiler incelenmiştir.

2. MEVCUT DURUM

Saha işletme unsuru olarak ikiye ayrılmıştır. İlk alan işletme tesis alanı olup ikinci işletme alanı ise hem sulak bir alan olup hem de yakında bulunan nehrin sel havzasını teşkil etmektedir. İkinci alan 7,5 hektarlık alanın büyük bir kısmını içerisine almıştır. Sahada yapılan etütlerin kapsamı sedimanların ve havzanın toprak ve su kalitesi tespiti ve sahadaki kirliliğin flora ve fauna üzerindeki etkilerinin tespiti olmuştur. Tespit edilen ana kirletici kimyasal bileşimler cıva, hexachlorobenzen (HCB) ve DDT (DDT, DDD ve DDE) olmuştur. Ölçülen en üst düzey cıva miktarı 290 mg/kg olmuştur. HCB 1 ile 10 mg/kg, DDT ise 0.78 mg/kg ile 11.8 mg/kg arasında tespit edilmiştir.

Yapılan risk analizinde mevcut kirliliğin insan üzerindeki kanser riskinin 10^{-4} altında olup kanser olmayan tehlike indeksinin bir seviyesinin altında olduğu hesaplanmıştır. Aynı zamanda ekolojik risk değerlendirmesi yapılip flora ve fauna üzerindeki etkilerinin olumsuz olduğu hem sahadada alınan numunelerde hem de teorik olarak yapılan çalışmalarda tespit edilmiştir. Bahsi geçen kimyasal bileşimlerin su, toprak ve flora ve fauna içindeki değerlerinin istatistiksel olarak yüksek olduğu tespit edilmiştir. Ekolojik olumsuzların cıva ve DDT olduğu hesaplanmıştır. Civanın en olumsuz etken yaratıcı ve en yüksek ekolojik risk yaratıcı bileşim olduğu görülmüştür.

Kirletici bileşimler için iyileştirme hedefleri geliştirilmiştir. Bu hedeflerin tespitinde hem çevre koruma hem de havzadaki mevcut ekosisteme olan olası etkiler değerlendirilmiştir. Dikkat edilen konular arasında yapılacak müdahalenin ekosisteme etkileri, uygulama zamanı ve olası ek kirlenme yaratma potansiyeli yer almıştır. İyileştirme kriterleri olarak kirlenmiş sedimanlı alanlarda tarama sonucunda en fazla 50 mg/kg kirliliğin kalması ve üzerindeki örtülecek alanın 60 mg/kg kadar cıva kirliliği sahip olabileceği kararı alınmıştır. Bu hedeflerinin yerine getirilebilmesi için teknolojik alternatifler geliştirilmiş ve bunların kendi aralarındaki kıyaslaması yapılmıştır. Tarama faaliyetleri sonucunda yaklaşık olarak ortaya 70,000 m³ bir hacim çıkacağı ve üzeri örtülecek alanın yaklaşık olarak 6 hektar olağrı tahmin edilmiştir.

3.GEOSENTETİK KULLANIMI

Geliştirilen iyileştirme alternatifleri: uygulanabilirlik, etkinlik ve maliyet açısından değerlendirilmiştir. Alternatiflerin arasında gözlemlemek, uzaklaştmak, sediman arıtması ve bertaraf seçenekleri değerlendirilmiştir. Bu alternatifler arasında, kirli sahaların örtülmesi ve taraması için kullanabilecek geosentetik malzeme kullanılması söz konusu olmuştur. Kullanılan yöntemler aşağıda kısaca özetlenmiştir.

Geosentetik Malzemesi ile Sedimanların ÖrtülmESİ

Kirlenmiş sedimanlı sahaların geotekstil ile örtülmlesi alternatifi Şekil 1' de sunulmaktadır. Bu alternatifte fabrikada hazırlanmış geotekstil malzemesinden oluşan ve etrafında boydan boyan kum dolu geotekstil tüpler ile çevrilmiş olan bir örtü tabakası kullanımı söz konusudur. Bu örtü malzemesinin kirli alanların üzerinde yerleştirilmesi ve sonradan üstüne bir kum tabakasının yerleştirilmesi düşünülmüştür. Bu şekilde örtülen alanların büyük bir kısmı sel koşulları olmadıkça su altında olacaktır. Geotekstil örtü bir kademe örgülü ve bir kademe örgüsüz olması düşünülmüştür. Örgülü kısmı tabanda olup sedimanlarla temas edip üst tarafa konulacak kum ile teması önlenmiş olacaktır. Bu ayırım sedimanlar ile kumun karışmaması için gerekli olmakla beraber aynı zamanda alta kalan sedimanların yatay hareketini önlenmesi ve asgari oturma olması için gereklidir. Örgülü malzemenin delinmeye karşı yüksek dayanıklı olması sayesinde üstte kalan örgüsüz geotekstil üzerinde oluşabilecek gerilmeleri azaltacaktır. Örgüsüz malzeme ise sedimanlar için bir filtre görevi görüp yeterli bir drenaj malzemesi kalınlığının korunmasını sağlamaya yönelikdir. Her iki malzeme fabrikada dikiliş sahaya 30 m x 100 m ve 100 m x 100 m boyutlarda getirilmesi planlanmıştır. Sahada yapılacak herhangi bir dikme işlemi ise geotekstilleri yerleştirmek için kullanılacak sallarda yapılacaktır. Örtü malzemesi yerleştirilirken alttaki sedimanların harekete geçmesini azaltmak için daha evvel hazırlanmış olan örtülerin sedimanlar üzerinde yüzdürülerek konulması söz konusudur. Örtüyü çeveçevre çevreleyen geotekstil tüpler sonradan sulu çamur halindeki kumlar ile doldurulur. Kumlar dolduruldukça tüpler batar ve sedimentlerin üzerine yerleşir. Tahmini olarak fabrikada hazırlanmış 10 adet örtü ile yaklaşık 72,000 m² örtülebilir ve örtü için 70,000 m³ kum kullanılır.

Bu alternatifin kirli sedimanların flora ve fauna ile temasının önlemesi konusunda etkinliği yüksek olacaktır. Kirliliğin boyutları veya toksik özelliğinde herhangi bir azalma söz konusu olmayacağıdır. Su hızlarının az olmasından dolayı örtünün stabilitesinde bir problem olmayacağıdır.

Bu alternatifin uygulanması orta ölçekte zor olacaktır. En önemli zorluk geotekstil tabakasının sedimanların üzerine yerleştirmedeki lojistik zorluğudur. Uygulama ve işletme maliyeti 8 milyon \$ olarak hesaplanmıştır.

Tarama ve Su İçinde Bertaraf

Bu alternatifin içeriği sahadaki kirli sedimanların taraması, taranan sedimanların sulak alanın en derin noktasında dibe yerleştirilmesi ve üstünün örtülmESİdir. Sedimanların tanımı düşük plastisitesi ve yüksek su muhtevalı silt ve siltli kildir. Bu sedimanlar kolayca taramailecektir ve geotekstil torbalarına konulup sulak alanın derin kesimlerine bırakılabilecek cinsten malzemedirler. Şekil 2 önerilen iyileştirme alternatifini şematik olarak anlatmaktadır.

Mekanik ve hidrolik tarama işlemleri ile bir salın içine kirli sedimanlar konulacaktır. Salın gövdesindeki depo kısmı ortadan açılabilen bir mekanizmaya sahip olacaktır. Taranan sedimanların pompalama sureti ile salın depo kısmına gönderilmesi planlanmıştır. Bu depo alanının yüzeyi ise daha evvelden konmuş geotekstil ile kaplıdır. Depo alanı dolduğu zaman, geotekstil örtü dikilir ve geniş bir geotekstil tüp haline getirilir. Bu sediman dolu tüp havzanın en derin su kesimine götürülür ve salın depo alanı alttan açıldıktan sonra suyun içinden yavaşça tabana doğru hareket edip batar. Kullanılacak geotekstil türü hem ince daneli malzemeyi tutabilecek hem de içindeki suyu süzebilecek nitelikte olmalıdır. Aynı zamanda

salın üzerindeki işlemler esnasında ve suyun içinde oluşabilecek gerilmeleri karşılayabilecek nitelikte olmalıdır.

Yaklaşık olarak 9,1 hektarlık bu alan üzerinde $70,000 \text{ m}^3$ taranacak bir hacim söz konusudur. Depolanan tüpler 3.4 hektarlık bir alana yayılacak ve tabanın 6 m derinliğini dolduracaktır. Dolumdan sonra 60 cm kalınlığında bir kum örtüsü gömülü olan tüplerin üzerine örtülecektir.

Bu alternatifin kirliliklerin flora ve fauna ile temasını azaltmakta başarılı olup aynı zamanda kirli sedimanların mobilitesini de azaltması söz konusudur. Kirliliğin boyutları veya toksik özelliğinde herhangi bir azalma söz konusu olmayacağıdır. Tarama faaliyetleri söz konusu olmasından dolayı, ince danelerin tekrar suyun içinde askıda hale gelmesi ve bunun çevreye olumsuz etkileri kısa ve uzun dönemde olabilir.

Bu alternatifin uygulanması orta ölçüde zorludur; bunun nedeni ince danelerin tekrar hareket etmesi ve tarama esnasında çöp ve atılmış malzemelerin sedimanların arasında olabilmesidir. Salların içine malzemenin konması ve geotekstilin sal üzerinde dikilmesi lojistik sorunlar olarak görülür. Geotekstilin seçimi için testlerin yapılması söz konusudur. Bu alternatifin maliyet 10.5 milyon \$ olarak tahmin edilmiştir.

Fizibilite çalışması esnasında ortaya konulan yedi adet iyileştirme alternatifinden kirlilik algılayıcılarının korunması ve flora ve faunanın en az zarar görmesi kriterlerine göre en dengeli alternatif geotekstil ile kirli sedimanlı alanların örtülmesi alternatif olmuştur. Aynı zamanda sedimanlı alanların örtülmesi alternatifinin civanın temas edilebilme oranını en aza düşuren alternatif olduğu görülmüştür.

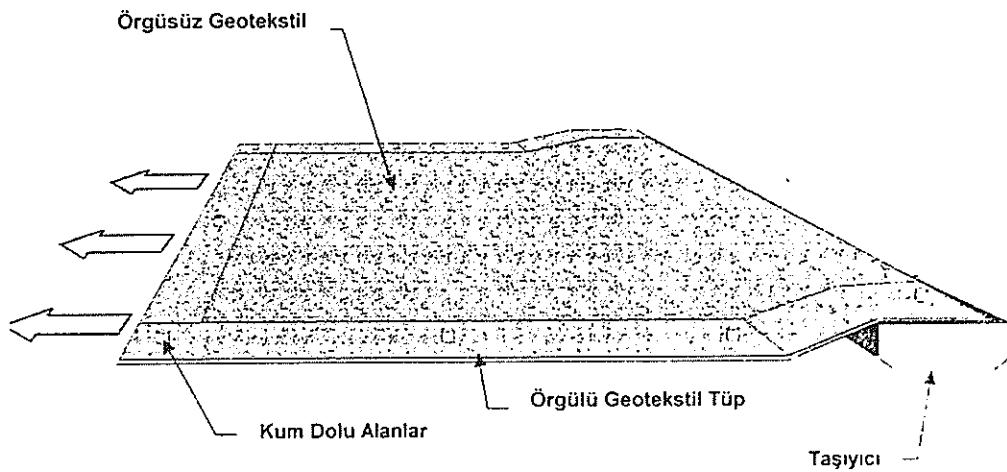
4.SONUÇLAR

Bu çalışmada bir çevresel iyileştirme fizibilite projesinde çeşitli geosentetik ürünlerin kullanımı anlatılmıştır. İvedilikle temizlenmesi gereken bir alanda yapılan çalışmada cıva, HCB ve DDT ile kirlenmiş sedimanların ekolojik risklerini kabul edilebilir seviyelere indirgeyen iki alternatif sunulmuştur. Bu alternatifler aynı zamanda uygulanabilirlik, etkinlik ve maliyet olarak değerlendirilmiştir. Kirli sedimanların üzerlerini saha koşullarına uygun bir geosentetik malzeme ile örtme seçeneği en uygun alternatif olarak tespit edilmiştir.

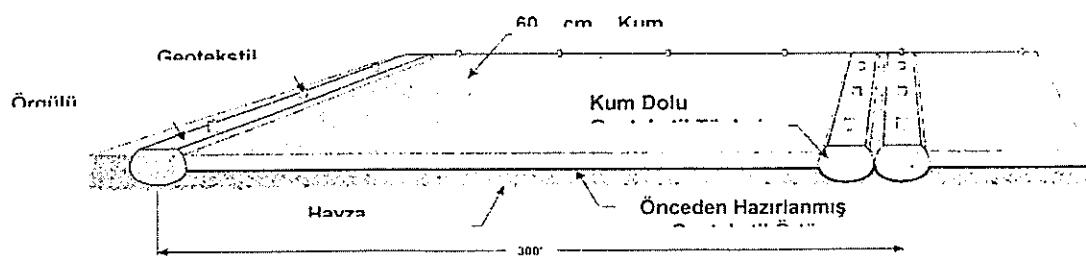
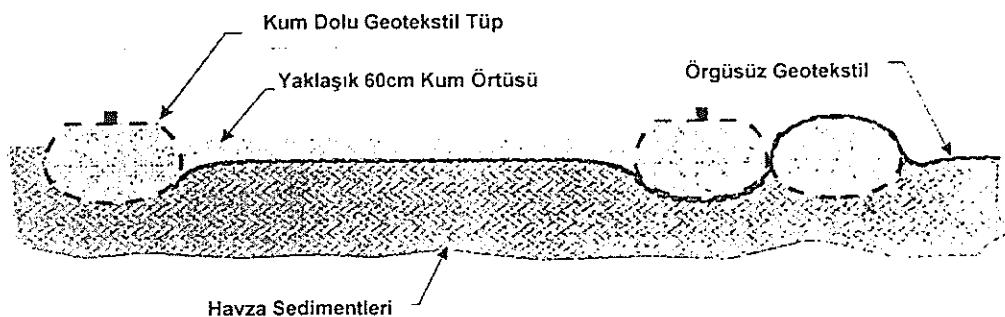
KAYNAKLAR

Koerner, R.M., (1989). "Designing with Geosynthetics", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

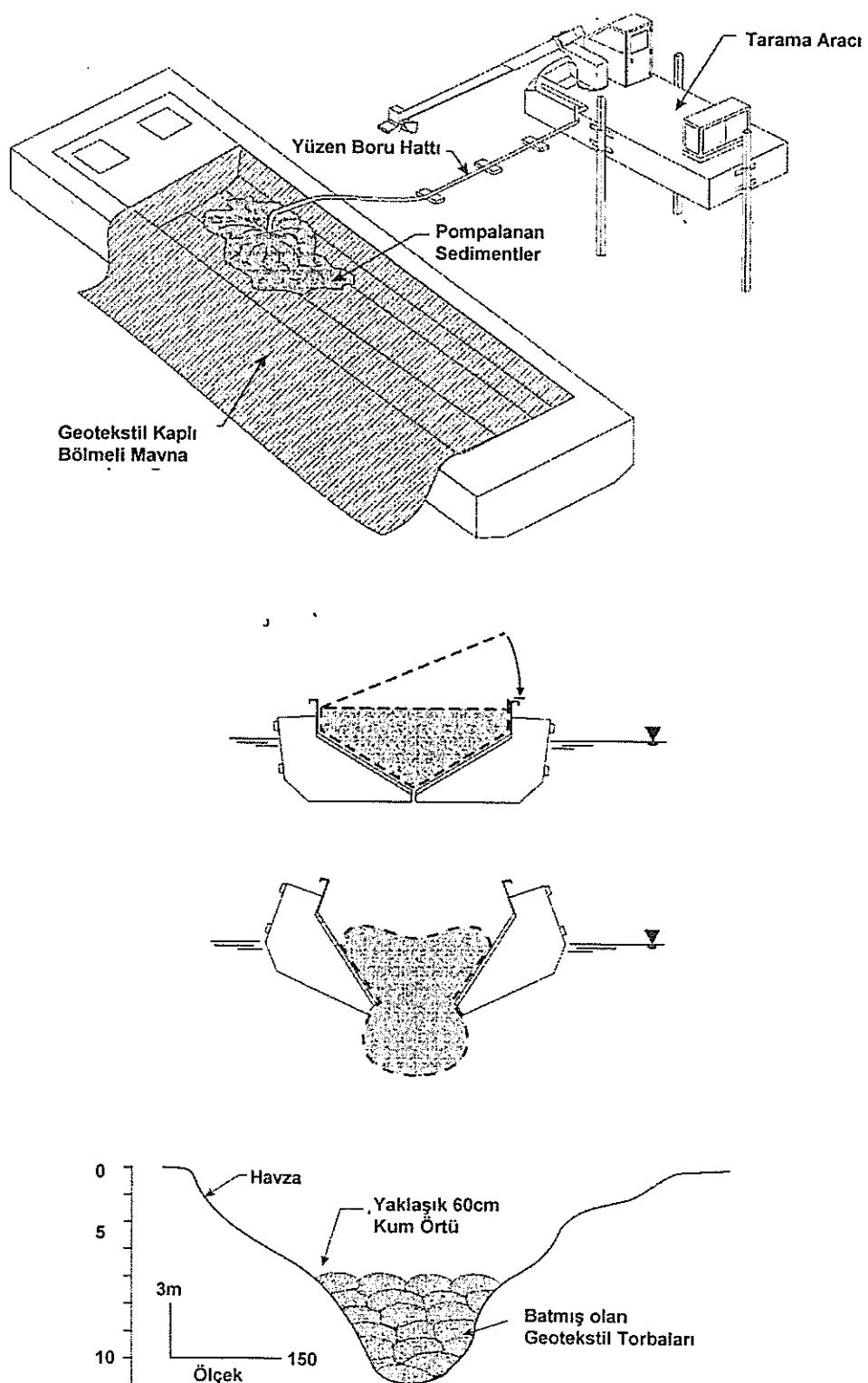
(a) Prefabrike Örtülerin Yerleştirilmesi



(b) Geotekstil ve Kum Örtüsünden Kesit

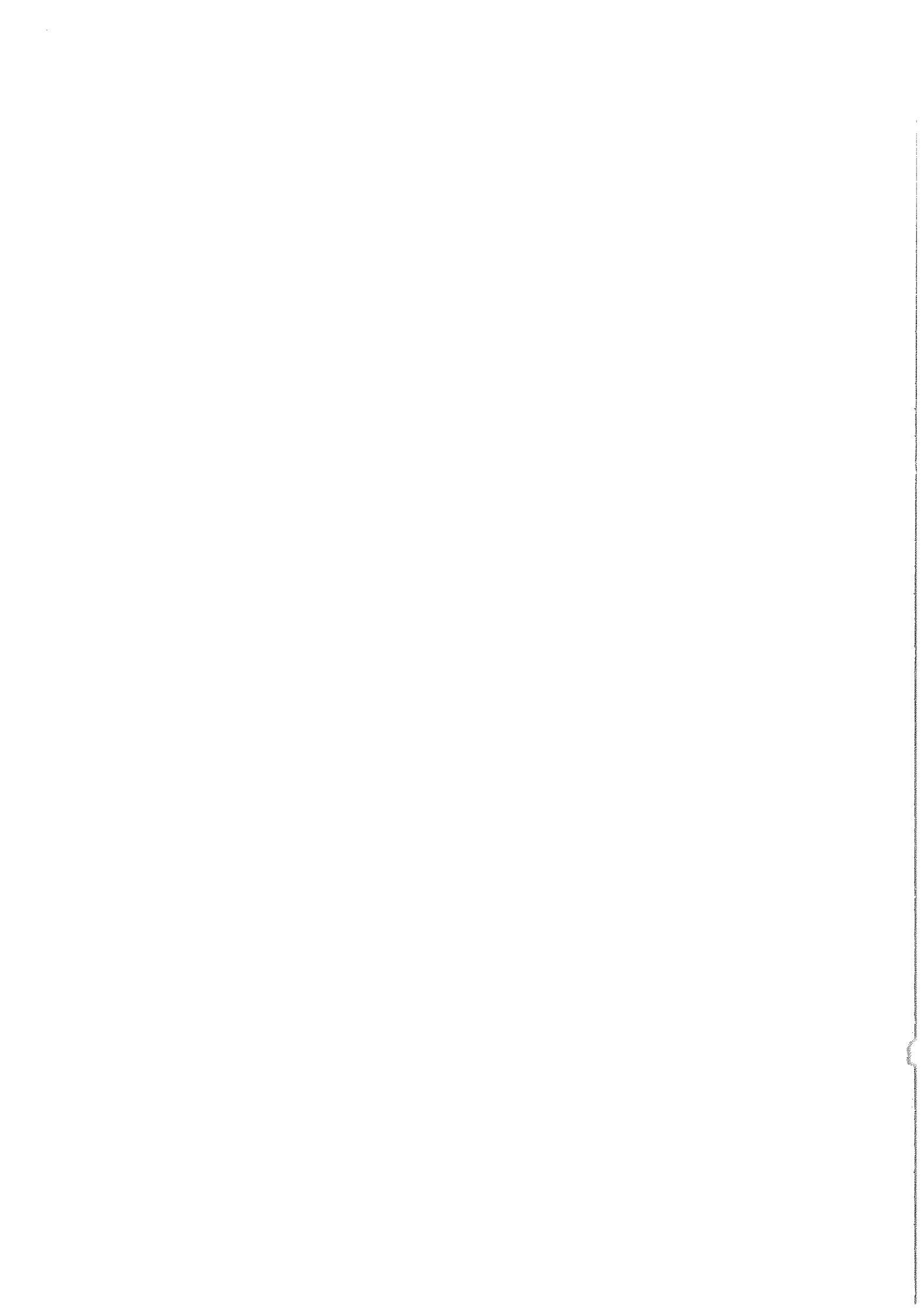


Şekil 1. Kirlenmiş Sedimentlerin Geotekstil Örtü ile Örtülmesi



Şekil 2. Tarama İşlemleri ve Derin Alanlara Geotekstil Tüpün Bırakılması





ALFABETİK İNDEX

SOYADI	Adı	Sayfa No
AKBULUT	Suat	89
AKLIK	Pelin	117
ALPER	Togan	179
ARASAN	Seracettin	89
ARSLAN	Ulvi	37
ATALAR	Cavit	127
AVCI	Cem	179
AYDOĞMUŞ	Taner	11
BALKAYA	Müge	99
BATMAZ	Serhat	45
BERİLGEN	Mehmet	1
BERİLGEN	Saadet A.	107
ÇELİK	Semet	155
DAS	Braja M.	127
EDİL	Tuncer B.	1
EDİNÇLİLER	Ayşe	169
ERGENEMAN	Işın	77
ESKİŞAR	Tuğba	53
GÜLER	Erol	29, 37, 169
GÜRBÜZ	Ayhan	45
HEROLD	Andreas	11
İNCECİK	Mete	11, 99
İPEKOĞLU	Perihan	107
KILIÇ	Havvanur	107
KLAPPERICH	Herbert	11
KOYUNCU	Hakan	37
LAMAN	Mustafa	137
MOROĞLU	Berkan	147
OKAN	Recep	99
ÖZAYDIN	Kutay	107
ÖZÇELİK	Hakan	21
PATRA	Chitta R.	127
ŞADOĞLU	Erol	147
SELEK	Öznur	29
SEZER	Alper	65
TAN	Özcan	155
ÜSTÜNDAĞ	Fırat	45
UZUNER	Bayram Ali	147
WASTİ	Yıldız	77, 161
YETİMOĞLU	Temel	161
YILDIZ	A. Azim	137
YILMAZ	Gülgün	37
YILMAZ	H. Recep	53, 65, 117

HASSAN TEKSTİL SANAYİ ve TİCARET A.Ş.

Hadımköy Yolu Sanbir Bulvarı 4. Bölge

No: 58 Büyükçekmece 34900 İstanbul,

Tel: (0212) 886 53 30 (3 hat)

886 50 57 (4 hat)

Faks: (0212) 886 53 33



GEOTEKSTİL



İstanbul Mehmet Akif Köprüsü



Marin City / Yakuplu



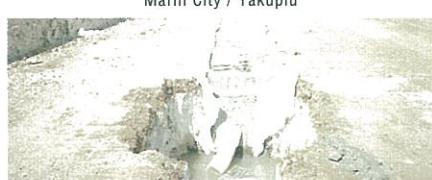
Korkmaz Yiğit Platin Konutları



Marin City / Yakuplu



İhlas Marmara Evleri



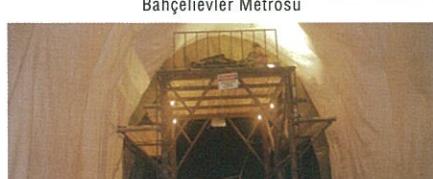
Kurtköy Havaalanı



Bahçelievler Metrosu



İstanbul Atatürk Havaalanı



TCDD Sivas Tüneli



Habibler Spor Sahası



ISO 9002



039

Certificate No: 07681

MARMARA®

İleri mühendislik, yüksek teknoloji, uygun fiyatlar

PVC VE POLİETİLEN GEOMEMBRANLAR

Bina Temel İzolasyonu

Çatı İzolasyonu

Karayolu / Demiryolu Tünelleri

Kanal İzolasyonu

Beton Boru İzolasyonu

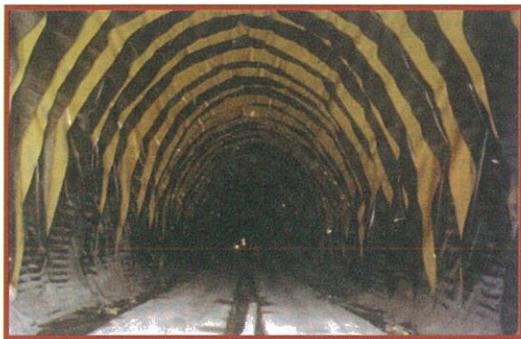
Kanalizasyon Boruları

Göletler

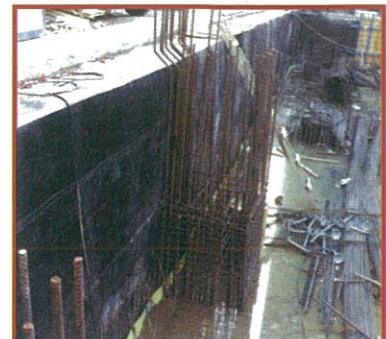
Barajlar

Deniz ürünü üretim çiftlikleri

Havuz izolasyonu



Tünel Uygulaması



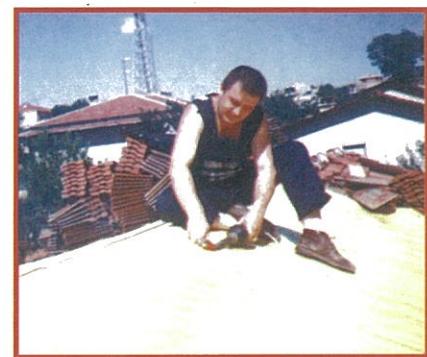
Gökdelen temel izolasyonu, İzmir



Beton Boru Kaplaması



Atatürk Havalimanı C Terminali
temel izolasyonu



Çatı izolasyonu



Kanal uygulaması



GEOGRID VE GEONETLER (ROCKSHIELD)



Geogridler, duvarlarda,
mesnet ve
eğimlerdeki uzun
vadede yüklenmeye
karşı mukavemet
sağlar. Yol
yapımında
çatlamaları ve
çökmeleri
önler.



Marnet Rockshield
koruyucu fileler çelik
boruların ve
kaplamaların dış
etkenlerden zarar
görmesini önlemek
için kullanılmaktadır.

MARMARA®

MARMARA PLASTİK A.Ş.

Büyükdere Cad. Tevfik Erdönmez Sk. Güll Apt. No:2 D:56 K:11 34394 Gayrettepe / İSTANBUL
Tel: +90 212 275 07 85, Fax: +90 212 275 07 89 E-mail: info@marmaraplastik.net Url: www.marmaraplastik.net

ünsa

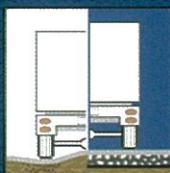
JEOTEKSTİL

ÜNSA, 55.000m²'lik modern entegre üretim tesislerinde polipropilen dokuma jeotekstil ve agrotekstil üretimi yapmaktadır. Bu tesislerde ham polipropilen ipliğe dönüştürülerek, daha sonra bunlardan yüksek kaliteli örgülü jeotekstil üretilmektedir.

ÜNSA jeotekstilleri ve agrotekstilleri ISO 9001:2000 kalite yönetim sistemine göre ve CE standartlarına uygun olarak üretilmektedir. Üretim aşamasında ve üretim sonunda tüm ürünlerin dünya standartlarında kalite kontrolü, ÜNSA'nın gelişmiş laboratuvarında yapılmaktadır. ÜNSA aynı zamanda EATP (Avrupa Tekstil Poliolefinitleri Derneği) üyesidir.

JEOTEKSTİL KULLANIM ALANLARI

AYIRMA



Kaplamlı veya kaplamasız yollarda yoi dolgusu altında farklı özellikteki iki zemini birbirinden ayırmak ve birbiri içine nüfuzunu önlemek amacıyla jeotekstil kullanılır.

DRENAJ & FILTRASYON

Kaplamlı ve kaplamasız yollar, demiryolları, sportif saha uygulamaları gibi drenaj ve filtrasyonun gerekliliği tüm projelerde jeotekstil kullanılır.



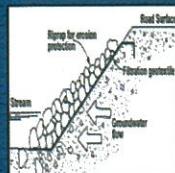
TAKVİYE



Toprak yapılarda jeotekstil işlevi betonarme yapılarda çeliğin işlevine benzer. Betonarme çökme gerilmelerini çelik karşılaşırken zeminde ise bu görevi jeotekstil malzemeler üstlenir.

EROZYON KONTROL

Jeotekstil malzemeler özellikle erozyon kontroldede koruma malzemesi olarak kullanılırlar.



ÖZELLİK

TEST METODU

BİRİM

GEO-15

GEO-25

GEO-40

GEO-60

GEO-80

MEKANİK ÖZELLİKLER

Mukavemet - Atkı	EN-ISO 10319	kN/m	15	25	40	60	80
Mukavemet - Çözgü	EN-ISO 10319	kN/m	15	25	40	60	80
Maksimum Yükle Uzama - Atkı	EN-ISO 10319	%	11.0	11.0	12.5	14.0	12.5
Maksimum Yükle Uzama - Çözgü	EN-ISO 10319	%	11.0	11.0	11.5	12.0	10.0

DAYANIM

UV Koruma	ASTM G 53-88	150 KLY'de mukavemet korunumu	≥80%	≥80%	≥80%	≥80%	≥80%
-----------	--------------	-------------------------------	------	------	------	------	------

FİZİKSEL ÖZELLİKLER

Gramaj	DIN EN 965	g/m ²	100	130	200	300	400
Rulo Genişliği	--	cm	520	520	520	520	520

ünsa

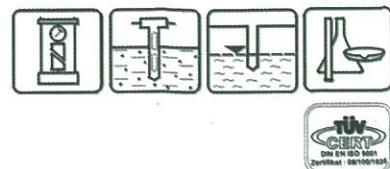
Ünsa Ambalaj San. ve Tic. A.Ş.
Fabrika Sokak No: 8 34885 Samandıra - İstanbul / Turkey
Tel: +90 (0)216 311 50 00 Fax: +90 (0)216 311 50 13
E-mail: geotextile@unsa-tr.com
www.unsa-tr.com

ISO 9001:2000





GmbH & Co. KG



Wille Geotechnik – first address in manufacturing high quality material testing equipment

Field of application:

- Geotechnical equipment for field and laboratory testing, in particular advanced soil mechanic testing equipment
- Geotextil testing equipment
- Static and dynamic testing machines for aggregates and bituminous materials
- Rock testing equipment
- Granulate, powder and bulk materials testing equipment

Selection of our product range:

- ring and torsional shear apparatus from Ø 100 mm up to 1000 mm
- direct shear machines up to 1000 mm or square size
- static and dynamic triaxial testing devices from Ø 25 mm up to 1000 mm
- Hollow cylinder testing devices

- axial load and shear ranges from 0.1 kN to 3000 kN
- static, cyclic and dynamic loading (isotropic and unisotropic)
- compression tester with continuous and incremental loading (e.g. oedometer tester and unconfined compression tester)

- triaxial cells for pressures and actuators from 0.1 MPa up to 300 MPa and sample Ø from 25 mm to 1000 mm (saturated and unsaturated conditions)
- compaction devices (e.g. proctor apparatus)
- laboratory vane tester (shear and viscosity parameters)

- vertical and horizontal permeability tester
- interface apparatus for testing friction between granular material and solid surfaces
- point load tester, penetrometer, hardness tester
- sieving equipment
- laboratory equipment



Head Office Germany
Contact Person: Prof. Güler
Wille Geotechnik GmbH & Co. KG
Wagenstieg 8a
37077 GÖTTINGEN
Tel.: +49 (0)551 307 52-0
Fax: +49 (0)551 307 52-20
info@wille-geotechnik.com
www.wille-geotechnik.com