

**T.C.
SÜLEYMAN DEMİREL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**KİL ZEMİNE OTURAN TEMELLERİN OTURMA VE TAŞIMA
GÜCÜ DAVRANIŞINA GEOTEKSTİL TAKVİYESİNİN
ETKİSİNİN DENEYSEL VE PLAXİS 3D PROGRAMIYLA
İNCELENMESİ**

Münire DİKMEN

**Danışman
Prof. Dr. S. Nilay KESKİN**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ISPARTA - 2013**

© 2013 [Münire DİKMEN]

TAAHHÜTNAME

Bu tezin akademik ve etik kurallara uygun olarak yazıldığını ve kullanılan tüm literatür bilgilerinin referans gösterilerek tezde yer aldığını beyan ederim.

Münire DİKMEN



İÇİNDEKİLER

	Sayfa
İÇİNDEKİLER	i
ÖZET.....	iii
ABSTRACT.....	iv
TEŞEKKÜR.....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	vi
ÇİZELGELER DİZİNİ	viii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	ix
1. GİRİŞ	1
2. KAYNAK TARAMASI	3
2.1. Kil Zeminler ve Mineral Yapıları	3
2.1.1. Spesifik(Özgül) yüzey alanı.....	4
2.1.2. Kil minerallerinin aktiviteleri	5
2.1.3. Kil minerallerinin tanınması	6
2.2. Killerin Mühendislik Özellikleri	6
2.3. Geosentetik Malzemelere Genel Bakış	10
2.3.1. Geosentetiklerin hammaddeleri	11
2.3.1.1. Fiber (Filament), İplik	11
2.3.1.2. Polimerler	11
2.4.1. Geotekstil	15
2.4.1.1 . Örgülü (woven) geotekstiller	16
2.4.1.2. Örgüsüz (Nonwoven) geotekstiller	18
2.5. Geosentetiklerin Fonksiyonları ve Kullanım Alanları	22
2.5.1. Ayırma	23
2.5.2. Filtrasyon	24
2.5.3. Drenaj.....	25
2.5.4. Güçlendirme.....	27
2.5.5. Koruma	28
2.5.6. Yalıtım	28
2.5.7. Erozyon kontrolü	29
2.6. Temellerde Taşıma Gücü	29
2.6.1. Yüzeysel temellerde göçme türleri	30
2.6.1.1. Genel kayma göçmesi	31
2.6.1.2. Zımbalama göçmesi	33
2.6.1.3. Bölgesel kayma göçmesi.....	34
2.6.2. Yüzeysel temellerin taşıma gücü	36
2.6.2.1. Terzaghi taşıma gücü hesabı	37
2.6.2.2. Meyerhof taşıma gücü hesabı.....	39
2.6.2.3. Hansen taşıma gücü hesabı	40
2.6.2.4. Vesic taşıma gücü hesabı	42
2.6.2.5. Genel taşıma gücü formülü	43
2.6.2.6. İzin verilebilir taşıma gücü.....	43
2.7. Oturma.....	43
2.7.1. Ani oturma	44
2.7.2. Konsolidasyon oturması ; reolojik model.....	44
2.7.3. İkincil oturma.....	47
2.8. Literatürdeki Deneysel Çalışmalar	47
2.9. Literatürdeki Teorik Çalışmalar	60

3. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ.....	66
3.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi	66
3.2. Sonlu Elemanlar Yönteminin Geoteknik Mühendisliğinde Kullanımı	69
3.3. Plaxis Programı	70
3.3.1. Zemin elemanları	71
3.3.2. Kiriş elemanları.....	72
3.3.3. Geotekstil elemanı	72
3.3.4. Ara yüzey elemanı	73
3.3.5. Zemin modelleri.....	73
3.3.5.1. Lineer elastik model (LE)	73
3.3.5.2. Mohr-coulomb model (MC).....	74
3.3.5.3. Jointed-rock model (JR).....	74
3.3.5.4. Soft soil model (SS)	74
3.3.5.5. Soft soil creep model (SSC).....	74
3.3.5.6. Hardening soil model (HS)	75
4. MATERYAL VE YÖNTEM	78
4.1. Kıvam Limitleri Deneyi	78
4.2. Standart Proktor Deneyi	78
4.3. Ödometre Deneyi	78
4.4. Serbest Basınç Deneyi.....	80
4.5. Plaxis 3D Foundation	81
5. ARAŞTIRMA BULGULARI	83
6. TARTIŞMA VE SONUÇLAR	98
KAYNAKLAR	101
ÖZGEÇMİŞ	106

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

KİL ZEMİNE OTURAN TEMELLERİN OTURMA VE TAŞIMA GÜCÜ DAVRANIŞINA GEOTEKSTİL TAKVİYESİNİN ETKİSİNİN DENEYSEL VE PLAXİS 3D PROGRAMIYLA İNCELENMESİ

Münire DİKMEN

**Süleyman Demirel Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

Danışman: Prof. Dr. S. Nilay KESKİN

Temeller üst yapı yüklerini zemine aktaran yapı elemanlarıdır. Temeller oturduğu zeminin izin verilen taşıma gücü değeri ve oturma kriterlerine göre tasarlanır. Düşük taşıma gücü ve yüksek oturma potansiyeline sahip killi zeminlere sıkça rastlanmaktadır. Yapı temelleri altında taşıma kapasitesini arttırmak ve oturmaları azaltmak amacıyla zemin içerisine çekmeye dayanıklı ve zemin ile arasında yeterli sürtünmeye sahip geotekstiller yerleştirilmesi ile geleneksel yöntemlere oranla daha hızlı ve ekonomik çözümler elde edilmiştir.

Laboratuar deneylerinden sonra, Plaxis 3D Foundation yazılım programı ile temel sistemi analiz edilmiştir. Deneylerden ve sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen sonuçlar grafiklerle sunulmuş ve birbiriyle karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Yüzeysel temel, kil, geotekstil, oturma, taşıma gücü, Plaxis 3D

2013, 106 sayfa

ABSTRACT

M.Sc. Thesis

INVESTIGATION OF EFFECT OF GEOTEXTILE SUPPLEMENTATION TO THE BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT BEHAVIOR OF FOUNDATIONS SITTING ON CLAY SOIL USING EXPERIMENTAL AND PLAXIS 3D PROGRAMS

Münire DİKMEN

**Süleyman Demirel University
Graduate School of Applied and Natural Sciences
Department of Civil Engineering**

Supervisor: Prof. Dr. S. Nilay KESKİN

Structural elements of the superstructure loads to the foundations into the ground. Foundations are designed according to the floor allowable bearing capacity and settlement criteria. Clay soils have low bearing capacity and high settlement potential which are frequently encountered. Geosynthetics being durable to tensional forces and able to form friction with the soil interface gives more practical, economic and fast solutions for the geotechnical improvement than the classic methods.

After laboratory tests, the foundations system has been analyzed with the software program Plaxis 3D Foundation. The results of experiments and finite element analysis presented graphically and compared with each other.

Keywords: Shallow foundation, clay, geotextile, settlement, bearing capacity, plaxis 3D foundation

2013, 106 pages

TEŞEKKÜR

Tez konumu belirlememde ve çalışmanın her aşamasında bilgi, tecrübe ve desteğini esirgemeyen, her konuda kendime örnek aldığım Danışmanım, Prof. Dr. S. Nilay KESKİN'e , teşekkürü bir borç bilirim.

2999-YL-11 numaralı Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında hazırlanan bu tez çalışması için verdikleri maddi destek nedeniyle Süleyman Demirel Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yönetim Birimine teşekkür ederim.

Tezimin numunelerini elde etmemde katkıları bulunan İTÜ Ord. Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu Zemin Mekaniği Laboratuvarı çalışanı Selim Viç'i rahmetle anıyorum. Laboratuvar çalışmalarında yardımlarını benden esirgemeyen Teknisyen Erol YILMAZ' a teşekkür ederim.

Tezimin her aşamasında beni destekleyen ve hiçbir zaman yalnız bırakmayan çok değerli aileme, arkadaşlarıma ve tüm hocalarıma şükranlarımı sunarım...

Münire DİKMEN
ISPARTA,2013

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 2.1 Polipropilen fiberlerin mikrofilmi	12
Şekil 2.2 Polyester fiberlerin mikrofilmi	13
Şekil 2.3. Örgülü geotekstilin hazırlanması	17
Şekil 2.4. Kesikli şerit üzerinde kesikli şerit, örgülü geotekstil mikrofilmi	18
Şekil 2.5. Monofilamant şerit üzerinde monofilamant şerit, örgülü geotekstil mikrofilmi.....	18
Şekil 2.6. Multimant üzerinde multimant, örgülü geotekstil mikrofilmi	18
Şekil 2.7. Sonsuz elyaflı üretim tekniği	19
Şekil 2.8. İğne ile delme (Needle Punched) yöntemi ve tipik iğneler.....	20
Şekil 2.9. Örgüsüz iğneleme ile birleştirilmiş geotekstil mikrofilmi	21
Şekil 2.10. Örgüsüz ısı olarak birleştirilmiş geotekstil mikrofilmi.....	21
Şekil 2.11. Geosentetiklerin fonksiyonları.....	22
Şekil 2.12. Genel kayma göçmesi	32
Şekil 2.13. Genel kayma göçmesi ve yük-oturma eğrisi.....	32
Şekil 2.14. Meydana gelen genel kayma göçmesi	32
Şekil 2.15. Zımbalama göçmesi	33
Şekil 2.16. Zımbalama göçmesi ve yük-oturma eğrisi	34
Şekil 2.17. Zımbalama göçmesi ve yük-oturma eğrisi	34
Şekil 2.18. Bölgesel kayma göçmesi.....	35
Şekil 2.19. Bölgesel (kısmi, yerel) kayma göçmesi ve yük-oturma eğrisi.....	35
Şekil 2.20. Terzaghi taşıma kapasitesi sınır durumu	37
Şekil 2.21. Meyerhof taşıma kapasitesi sınır durum şematik gösterimi.	40
Şekil 2.22. Hansen taşıma kapasitesi hesabı şematik gösterimi.....	42
Şekil 2.23. Kohezyonlu zeminlerin yük altında toplam oturması.....	44
Şekil 2.24. Konsolidasyonda yay modeli.....	45
Şekil 2.25. Konsolidasyon sırasında meydana gelen yük transferi.....	46
Şekil 2.26. Yük altındaki bir zemindeki konsolidasyon-zaman ilişkisi	46
Şekil 2.27. Temsili zemin profili.....	64
Şekil 3.1. Sürekli bir sistemin Sonlu Elemanlara Ayrılması.....	67
Şekil 3.2. Tipik 2 boyutlu elemanlar	67
Şekil 3.3. Zemin elemanlarındaki düğüm ve gerilme noktalarının pozisyonu.....	71
Şekil 3.4 Kiriş elemanları.....	72
Şekil 3.5. Ara yüzey elemanlarının zemin elemanlarına bağlanması.....	73
Şekil 3.6 Standart bir drenajlı üç eksenli basınç deneyinde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.....	76
Şekil 4.1 Konsolidasyon deneyi aleti	79
Şekil 4.2. Konsolidasyon deneyinde etüvden çıkan geotekstil yerleştirilmiş numuneler	79
Şekil 4.3 Düşük plastisiteli kil zeminin serbest basınç deneyi.....	80
Şekil 4.4 Yüksek plastisiteli kil zeminin serbest basınç deneyi.....	81
Şekil 5.1. Düşük plastisiteli kil zeminin kıvam limitleri deneyi	83
Şekil 5.2. Yüksek plastisiteli kil zeminin kıvam limitleri deneyi	83
Şekil 5.3. Düşük plastisiteli kil zeminin standart proktor deneyi	84
Şekil 5.4. Yüksek plastisiteli kil zeminin standart proktor deneyi.....	84
Şekil 5.5. Düşük plastisiteli kilde optimum su muhtevasında konsolidasyon deneyi	85
Şekil 5.6. Düşük plastisiteli kilde optimum su muhtevasında tek sıra geotekstil yerleştirilmiş konsolidasyon deneyi.....	85

Şekil 5.7. Yüksek plastisiteli kilde optimum su muhtevasında konsolidasyon deneyi	86
Şekil 5.8. Yüksek plastisiteli kilde optimum su muhtevasında tek sıra geotekstil yerleştirilmiş konsolidasyon deneyi	86
Şekil 5.9. Düşük plastisiteli kil (CL) zeminde optimum su muhtevasında serbest basınç deneyi	87
Şekil 5.10. Düşük plastisiteli kil (CL) zeminde optimum su muhtevasından %10 eksik serbest basınç deneyi	87
Şekil 5.11. Düşük plastisiteli kil (CL) zeminde optimum su muhtevasından %10 fazla serbest basınç deneyi	88
Şekil 5.12. Yüksek plastisiteli kil (CH) zeminde optimum su muhtevasından %10 eksik serbest basınç deneyi	88
Şekil 5.13. Yüksek plastisiteli kil (CH) zeminde optimum su muhtevasından %10 fazla serbest basınç deneyi	89
Şekil 5.14. Yüksek plastisiteli kil (CH) zeminde optimum su muhtevasında serbest basınç deneyi	89
Şekil 5.15 Plaxis 3D programındaki yüksek plastisiteli kil zemin modeli	90
Şekil 5.16. Yüksek plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapılması sonucu oluşan kabarma.....	91
Şekil 5.17. Yüksek plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temelde plastik analiz sonucu y yönünde oluşan deformasyon.....	91
Şekil 5.18. Yüksek plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına yerleştirilen geotekstil tabakasının plastik analiz sonucu oluşan deformasyon.....	92
Şekil 5.19. Yüksek plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temelin plastik analiz sonucu oluşan deformasyon.....	92
Şekil 5.20. Yüksek plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına yerleştirilen geotekstil tabakasının plastik analiz sonucu oluşan deformasyon.....	93
Şekil 5.21. Plaxis 3D programındaki düşük plastisiteli kil zemin modeli.....	93
Şekil 5.22. Düşük plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra oluşan deformasyon.....	94
Şekil 5.23. Düşük plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temelde konsolidasyon analizi sonucunda oluşan deformasyon.....	94
Şekil 5.24. Düşük plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına geotekstil yerleştirilmesiyle konsolidasyon analizi sonucunda oluşan deformasyon.....	95
Şekil 5.25. Düşük plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel de konsolidasyon analiz sonucu oluşan deformasyon.....	95
Şekil 5.26. Düşük plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına yerleştirilen geotekstil tabakasının konsolidasyon analiz sonucu oluşan deformasyon.....	96

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 2.1. Kil minerallerinin sınıflandırılması	3
Çizelge 2.2. Yaygın kil minerallerinin göreceli boyutları, kalınlıkları ve spesifik yüzey alanları	5
Çizelge 2.3. Geosentetik üretiminde kullanılan hammaddeler	14
Çizelge 2.4. Polimer grupların özellikleri	14
Çizelge 2.5. Donatı ile İlgili Optimum Değerler	57
Çizelge 4.1. Kil zeminlere ait parametreler	81
Çizelge 4.2. Rijit temel parametreleri	81
Çizelge 4.3. Geotekstillerin teknik özellikleri.....	82
Çizelge 5.1. Numunelerin kıvam limitleri ve piknometre deney sonucu.....	83
Çizelge 5.2. Yüksek plastisiteli kil zeminin plastik analiz sonucundaki deformasyonları.....	96
Çizelge 5.3. Yüksek plastisiteli kil zeminin konsolidasyon analizi sonucundaki deformasyonları.....	97
Çizelge 5.4. Düşük plastisiteli kil zeminin plastik analiz sonucundaki deformasyonları.....	97
Çizelge 5.5. Düşük plastisiteli kil zeminin konsolidasyon analizi sonucundaki deformasyonları.....	97

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

ASTM	American society for testing and materials
c	Kohezyon
CH	Yüksek plastisiteli kil zemin
CL	Düşük plastisiteli kil zemin
E	Elastisite modülü
E _{oed}	Ödometre yükleme rijitliği
E _{ur}	Üç eksenli boşaltma yükleme rijitliği
E ₅₀	Üç eksenli yükleme rijitliği
G	Kayma modülü
GS	Güvenlik sayısı
I _p	Plastisite indisi
K ₀	Toprak basıncı katsayısı
UU	Konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli kesme deneyi
PL	Likit limit değeri
PP	Plastik limit değeri
SP	Kötü derecelendirilmiş kum
q _u	Serbest basınç mukavemeti
ω	Su muhtevası
σ	Eksenel gerilme
ε	Eksenel şekil değiştirme
θ	İçsel sürtünme açısı
γ	Birim hacim ağırlığı
γ _k	Kuru birim hacim ağırlığı
ν	Poisson oranı
σ _x	Yatay gerilme
σ _y	Düşey gerilme
ψ	Dilatasyon açısı
γ _{kmax}	Maksimum kuru birim hacim ağırlığı
ω _{opt}	Optimum su Muhtevası

1. GİRİŞ

İnsanlar yapıları inşa ettiği sürece zeminleri ya temel olarak yada yapı malzemesi olarak kullanmışlardır. Orta çağdaki Avrupalı mimarlar ve mühendisler karmaşık ve büyük yapılardan kaynaklanan oturmaları gözlemlemişlerdir. Dikkate şayan en önemli örnek Piza Kulesi'dir. Bu örnekten de anlaşılabilirdiği gibi yapının sağlamlığı kadar yapıyı taşıyan temel ve temelin aktardığı yükü taşıyan zeminin performansı da önemlidir.

Geoteknik Mühendisi; zemin denilen malzemenin davranışını çözümleyerek liman yapıları, toprak baraj ve seddeler, yamaç dayanımı problemleri, dayanma yapıları, ulaşım yapıları, derin ve yüzeysel temeller vb. gibi inşaat mühendisliğinin doğuşundan beri varolan sorunları en ekonomik ve en güvenli şekilde çözmek zorundadır.

Yumuşak veya gevşek zemin koşullarının hâkim olduğu arazilerde inşa edilecek yapılarda temellerin tasarım ve yapımı inşaat mühendisleri için büyük problem oluşturmaktadır. Bu tür zeminler üzerinde inşa edilecek yapılarda, aşırı oturmalar veya zemin taşıma kapasitesinin zayıf olması nedeniyle göçmeler meydana gelebilmektedir. Bu durumda, ya derin temel uygulamasına geçilmeli ya da temel zemininde, zemin iyileştirme yöntemi uygulanmalıdır. Derin temel uygulaması pahalı bir çözüm olduğu için genellikle uygun bir yöntem ile temel zeminin iyileştirilmesi tercih edilmektedir. Mini kazıklar, zemin ankrajı, taşkolon, derin karıştırma, zemin suyunu uzaklaştırma, zemin değiştirme, katkı malzemesi, dolgu vb. gibi birçok zemin iyileştirme yöntemi vardır. Son yıllarda gittikçe önem kazanan zemin iyileştirme yöntemlerinden biri de geosentetik donatılı zeminlerdir. Geosentetikler ile ekonomik, hızlı ve kalıcı çözümler üretilebilmektedir.

Geosentetikler, sentetik polimer hammaddesinden istenilen özelliklerde üretilebilen, çevre şartlarına dayanıklı ve maliyeti düşük malzemelerdir. Geotekstil, geogrid, geomembran gibi malzemeler sentetik esaslı olup geosentetikler çatısı altında toplanırlar. Geosentetiklerin temel işlevleri; ayırma, filtrasyon, güçlendirme, drenaj, koruma ve yalıtım olarak sayılabilir. Donatılı zemin uygulamasında, dolgu malzemesi temel altına kontrollü bir şekilde sıkıştırılarak serilirken, dolgu malzemesi arasına bir

veya daha fazla geosentetik donatı tabakaları yerleştirilmek suretiyle temel altında dayanıklı ve rijit bir kompozit malzeme oluşturulmaktadır.

Yüzeysel temellerin tasarımında yapı ile bilgiler yanında zeminin mühendislik ve endeks özelliklerinin de bilinmesi gerekmektedir. Yapı arazisinde zemin profilinin ve zemine ait endeks özelliklerinin belirlenmesi için arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılmıştır.

Farklı plastisiteye sahip kil zeminlere oturan 20*20 m boyutundaki radye temellerin taşıma kapasitesi ve oturma değerleri, farklı tabakalara geotekstil yerleştirilerek modellenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan Plaxis (Finite Element Codefor Soil Rock Analysis) 3D Foundation paket programı kullanarak incelenmiştir.

Geotekstil takviyesinin oturma ve taşıma gücüne etkileri çalışmanın amacı doğrultusunda yorumlanmış ve tartışılmıştır.

2. KAYNAK TARAMASI

2.1. Kil Zeminler ve Mineral Yapıları

İnşaat mühendisliği uygulamalarında kullanılan ve temel alt yapısı olan zeminler boyutlarına göre gruplandırıldığında kaba ve ince daneli olarak ikiye ayrılır. İnce daneli zemin olan killer genel olarak 2µm'den (0,002 mm) daha küçük danelere sahiptirler. Değişik su muhtevastaki mukavemetlerinin göstergesi olan killerin kıvamı; serbest basınç dayanımı (q_u) veya drenajsız kayma mukavemeti ($c_u = q_u/2$) vasıtasıyla tanımlanmaktadır. Terzaghi ve Peck (1967), serbest basınç dayanımı 25 kPa'dan daha düşük kıvamdaki killerin "çok yumuşak" ve serbest basınç dayanımı 25-50 kPa arasında olan kıvamdaki killeri "yumuşak" killer olarak sınıflandırmışlardır. Genel olarak, serbest basınç dayanımı 50kPa'dan daha küçük kıvamdaki killer yumuşak kıvamlı killer olarak tanımlanmaktadır.

Birçok zeminde genelde birden fazla kil minerali bulunmaktadır. Minerolojik kompozisyon esas olarak zemin danelerinin karakteristiklerini, boyutunu, şeklini ve, yüzeyini etkilemektedir. Sıvı fazlı içsel etkileşimli bu özellikler zeminlerde; aktiviteyi, plastisiteyi, şişmeyi, mukavemeti ve hidrolik iletkenlik davranışını etkilemektedir. Çizelge 2.1' de kil minerallerinin sınıflandırılması görülmektedir.

Çizelge 2.1. Kil minerallerinin sınıflandırılması (Konta, 1995)

Grup İsmi	Mineroloji	İdeal formülü
Kaolinit, Serpantinit	Kaolinit Halloysit	$Al_4[Si_4O_{10}](OH)_8$ $Mg_6[Si_4O_{10}](OH)_8$
Mika	İllit	$K_{<2}Al_3[Si_{>6}Al_{<2}O_{20}](OH)_4nH_2O$
Vermikülit	Trioktahedral vermikülit	$(MgFe^{2+})[Si_2Al_8O_{20}](OH)_4nH_2O$
Simektit	Montmorillonit Beidellit Notroint Saponit	$M_{x+y}^{+}(Al,Fe^{2+})_{4-y}[(Si_{8-x}Al_x)O_{20}](OH)_4nH_2O$ $M_xAl_4[(Si_{8-x}Al_x)O_{20}](OH)_4nH_2O$ $(M_x^{+}Fe^3)[(Si_{8-x}Al_x)O_{20}](OH)_4nH_2O$ $(M_x^{+}Mg_6)[(Si_{8-x}Al_x)O_{20}](OH)_4nH_2O$
Peofillit Talk	Profillit Talk	$Al_4[Si_8O_{20}](OH)_4$ $Mg_6[Si_8O_{20}](OH)_4$
Klorit	Donbassit	$Al_4[Si_8O_{20}](OH)_4$ $Al_4(OH)_{12}$
Paligorskit Sepiyolit	Paligorskit Sepiyolit	$Mg_5[Si_8O_{20}](OH)_2(OH_2)_44H_2O$ $Mg_8[Si_{12}O_{30}](OH)_4(OH_2)_4nH_2O$

Kaolin grubu kil mineralleri; 1:1 silika : alümina minerali olarak adlandırılır. Kaolinlerin boyutları 0.05-1 µm arasında değişir ve 6 kenarlıdır. Elektrolit muhtevası ve pH'ı düşük ve iyonların silika formasyonuna eğilim gösterdiği durumlarda, silika seyrek, alümina ise boldur ve bu durumda kaolin mineralleri oluşur.

Halloysit grubu kil mineralleri; 1:1 silika : alümina mineralidir ve kaolinden düz şekli ile ayrılmaktadır. Halloysit, feldspatın H_2SO_4 ile yıkanması sonucu pritin alterasyonu ile meydana gelmiştir.

Montmorillonit (Simektit) grubu kil minerali; iki tetrahedral tabaka ile bir oktahedral tabakadan oluşan çok önemli bir mineraldir. Tabakalar arasında H_2O absorbe edilmiştir ve bu nedenle şişmeye yatkındır ve doğal su muhtevası çok değişebilir. Genelde daneler eşit boyutlu pul şeklindedir ve 10 µm'ye kadar çıkabilir. Yüksek pH ve elektrolit muhtevası, Na^+ ve K^+ 'a nazaran daha yüksek Mg^{+2} ve Ca^{+2} ihtiva eder.

İllit (Hidro Mika) grubu; 2:1 illit kil minerali, birçok killi zeminde bolca bulunur. Muskovit mikasına benze bir yapısı vardır ve "hidro mika" olarak adlandırılır. Pul şeklindeki partiküllerin boyutları 10 µm'ye kadar çıkabilir.

Klorit grubu; 2:1:1 minerali olarak adlandırılır. Simektitin alterasyonu, yeterli Mg^{+2} kristali brusit tabakasının ara su tabakasıyla yer değiştirmesine sebep olur. Klorit tabakası düşük- orta seviyedeki metamorfik kayaların kaya formudur ve kayadan türeyen birçok zeminin ana mineralidir. Genellikle şişmeye karşı hassastırlar, ancak montmorillonitten daha az aktiftirler, boyutu 1 µm'ye kadar çıkabilir. (Yüksel ,2007)

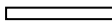
2.1.1. Spesifik(Özgöl) yüzey alanı

İnce daneli zeminler yüzeylerindeki elektriksel ve kapiler kuvvetlerin etkisindedirler. Spesifik (özümlü) yüzey alanı arttıkça, bu elektriksel ve kapiler kuvvetler artmakta ve bu kuvvetler ince daneli zeminlerin mühendislik davranışlarını çok güçlü bir şekilde etkilemektedirler. Özümlü yüzey alanı (ÖYA) birim ağırlıktaki zeminin yüzey alanı olarak tanımlanmakta ve genellikle m^2/gr cinsinden ifade edilmektedir. Zemin davranışının yüzeyel kuvvetlerin etkisinde olabilmesi için sınır özümlü yüzey alanı değeri $1m^2/gr$ olarak kabul edilmektedir (Santamarina vd., 2002).

Spesifik yüzey alanı kilin türüne, mineralojisine, organik kompozisyonuna ve tane boyutuna bağlı olarak büyük farklılıklar göstermektedir.

Kil minerallerinin spesifik yüzey alanı değerleriyle de bağlantılı olan mineral boyutları, killerin dış çevreyle olan ilişkileri ve davranış özellikleri üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. En büyük kil minerali olan kaolinitin kalınlığı veya kenar boyutu 1 µm olup en küçük kil minerali olan montmorillonitin kalınlığı sadece birkaç nanometredir. Yaygın olarak bulunan dört kil mineralinin göreceli boyutları ve spesifik yüzey alanları Çizelge 2.2 'de verilmektedir.

Çizelge 2.2. Yaygın kil minerallerinin göreceli boyutları, kalınlıkları ve spesifik yüzey alanları (Yong ve Warkentin, 1975).

Kenar Görünümü	Tipik Kalınlık (mm)	Tipik Çap (mm)	Spesifik Yüzey Alanı(km ² /kg)
 Montmorillonit	3	100-1000	0,8
 İllit	30	10000	0,08
 Klorit	30	10000	0,08
 Kaolinit	50-2000	300-4000	0,015

2.1.2. Kil minerallerinin aktiviteleri

Aktivite bir kilin plastisite indisinin, ağırlıkça içerdiği kilin yüzdesine oranıdır (2.1). Plastisite indisi ve kil yüzdesi arasında doğrusal bir bağıntı olduğu varsayımından çıkılarak tanımlanan bu formülde A_c kilin aktivitesi, I_p plastisite indisi ve $\%C$ ağırlıkça kil boyutundaki malzeme yüzdesidir. Aktivite ile kil mineralinin türü arasında oldukça iyi bir korelasyon vardır. Kilin aktivitesi 1,25'ten büyükse kil aktif, 0,75 ile 1,25 arasında ise normal aktif; 0,75'ten küçükse aktif olmayan kil olarak sınıflandırılır ve A_c büyüdükçe zeminin daha problemli olacağı kabul edilir.

$$A_c = \frac{I_p}{\%C} \quad (2.1)$$

2.1.3. Kil minerallerinin tanınması

Herhangi bir zeminin özellikleri zeminin fabrik yapısına, dane düzenine, çevre faktörlerine, mineralojik ve kimyasal bileşimine bağlıdır. Geoteknik mühendisliğinde bir kilin içerdiği minerallerin türü ve bunların oranlarının bulunması mekanik davranışının anlaşılması açısından önem taşımaktadır. Zemin birleşiminin ve zemin danelerinin araştırılmasında kullanılan yöntemler ve teknikler şöyledir:

- 1- Dane dağılımı ve danelerin sınıflandırılması,
 - 2- Mineralojik analizler öncesi ön davranış incelemesi,
 - 3- Serbest oksijen, hidroksit, amorf bileşenler ve organik malzemelerin belirlenmesi için kimyasal analizler,
 - 4- Silt ve kum danelerinin petrografik mikroskopla analizi,
 - 5- Kil fazının elektron mikroskopuyla araştırılması,
 - 6- Kristalli minerallerin X-ray analizi ile tanımlanması,
 - 7- Bileşenlerin termal analizlerle belirlenmesi,
 - 8- Spesifik yüzey alanının belirlenmesi,
 - 9- Katyon değişim kapasitesi, pH ve çözülebilir tuz için analizlerin yapılmasıdır.
- (Olgun, 2008)

2.2. Killerin Mühendislik Özellikleri

Zeminlerin sahip olduğu mineralojik yapısı ve kompozisyonu, sürüklenme şekli, birikme (sedimentasyon) yeri ve durumu, organik madde miktarı ve özellikleri, oluşum yaşı, iklim, sıkışmanın (ön konsolidasyon) tipi ve miktarı, yapısal şekli, dane dağılımı, dane şekilleri, vb. durumları ile birbirlerine olan etkisi ve ilişkisi zeminlerin mühendislik özelliklerine önemli ölçüde etki etmektedir. Bu nedenle zeminlerin davranışı son derece karmaşıktır. Yani zeminlerin mühendislik özellikleri çok uzun jeolojik evrim sürecindeki jeolojik olaylar (oluşum yaşı, oluşum şekli, oluşum yeri, oluşum orijini, taşınma-çökelme durumu, vb.), fiziksel ve kimyasal etkiler, kompozisyon, vb. faktörlere bağlı olarak değişir. Ancak zeminlerin mühendislik özellikleri başlıca;

- Oluşum yaşı ve çimentolaşma
- Oluşum yeri ve taşınma durumu
- Su muhtevası

Tarihsel (veya geçmiş) gerilme durumu
gibi faktörlerden etkilense de genel olarak

Yapısal faktörler

- Mineral tipi ve miktarı
- Su tutma kabiliyeti
- Dane şekli ve boyut dağılımı
- Boşluk suyu kompozisyonu

Çevresel faktörler

- Suyun mevcudiyeti ve su muhtevası
- Yoğunluğu
- Yanal ve düşey basınç ile belirlenir.

Zemin yapısının son derece kompleks oluşu ve çevresel faktörlerinde değişken olması nedeniyle zeminlerin mühendislik özelliklerini niceliksel değerlerinin yanı sıra niteliksel özellikleri ile tanımlanmaktadır. Bu nedenle zeminlerin tüm mühendislik özelliklerini ve bu özelliklere etki eden faktörleri de çok iyi bilmek gereklidir (Tunç, 2002).

Genel olarak bir zemindeki kil miktarı arttıkça daha yüksek plastisite ve daha fazla şişme ve büzülme potansiyeli, daha küçük permeabilite, daha yüksek gerçek kohezyon ve sıkışabilirlik, daha düşük kayma mukavemeti açısı oluşmaktadır. Aynı grup killerde dahi dane boyutu, kristallik derecesi, adsorbe katyon tipi su içindeki serbest elektrolitin tipi ve miktarı gibi faktörlerin killerin mühendislik özellikleri üzerine etkisi fazla olabilmektedir. Genel olarak bu faktörlerin etkisi şu sırayla azalmaktadır : kaolin<hidro mika(illit)<simektit (Mitchell, 1976).

Tüm zeminler daneler arasındaki temas noktasında doğal çimentolaşma ile mekanik ve hidrolik özelliklerini yansıtır. Yaşlanma prosesi çimentolaşma miktarını artırır. Doğal olarak zeminin oluşumu ne kadar eski ise çimentolaşma o kadar fazladır. Ancak zemin permeabilitesi, basınçlı suyun varlığı, vb. nedenler ile çimentolaşma miktarında azalmada söz konusudur. Zemin çökeltileri ya olduğu yerde oluşmuş veya başka bir yerde oluşup su, rüzgar, buzul, gravite, vb. etkilerle başka yerlere taşınıp çökelmişlerdir. Zeminin fiziksel özellikleri (boyut, dane şekli, yüzey yapısı, boşluk oranı, vb.) genel olarak taşınma şekline bağlıdır. Ayrıca zeminlerde tabakalanma,

yoğunluk, çimentolaşma, vb. özellikler oluşum geçmişi, oluşum yeri ve taşınma durumu/şekli ile yakın ilgilidir. Yerinde oluşmuş zeminlerde yüzeysel sular ile bağlayıcı maddeler uzaklaşarak üst kısımlarda farklı alt kısımlarda farklı özellikte bir yapıya sahip olduğundan dolayı zeminin mukavemet, konsolidasyon, vb. özelliklerine etki eder. Zeminin su muhtevası ile kayma mukavemetinde önemli azalmalar, şişme ile hacim değiştirme veya şişme basıncı oluşumu, hidrostatik basınçlar ile yanıl itkiler ile kayma kuvvetlerinde artış, vb. durumlar beklenmelidir. Aynı şekilde su muhtevasında azalma söz konusu ise büzölme ile hacim değiştirme, ince çatlakların (fisürlerin) oluşumu, vb. durumlar beklenmelidir (Tunç, 2002).

Killi zeminlerin önemli bazı mühendislik özellikleri ele alınarak her bir özellik hakkında kısaca bilgi verilmiştir.

Permeabilite (geçirgenlik) ; zeminin boşluklarından suyun geçebilmesi veya akmasıdır. Zeminin ihtiva ettiğı suyun bünyesinden atılabilmesine dren kabiliyeti denir. Plastiklik ve sıkışma miktarı zeminin permeabilitesine etki eden en önemli hususlar iken dren kabiliyeti ise boşlukların miktarı ve birbirleriyle irtibatı, non-plastiklik ve dane çapı ile ilgilidir. İnce daneli zeminler (siltler ve özellikle killler) son derece az geçirgen hatta pratik olarak geçirimsizdir. Killi zeminlerin, dane çapının çok küçük olması nedeniyle toplam yüzey alanı çok fazladır. Bu da danelerin yüzeysel çekim kuvvetlerini artırdığından dolayı ince daneli zeminlerin su tutma kabiliyeti daha fazla dolayısıyla dren kabiliyeti daha az olmaktadır.

Plastisite ; zeminin yük altında kırılmadan (ufalanma) deformasyon yapabilme kabiliyetini ifade eder. Bu tip deformasyonlara plastik deformasyon veya kalıcı (geri dönemeyen) deformasyonlar denir. Zemin kitlesi içindeki danelerin birbiri üzerinde kayması sonucu oluşan çökmeler plastik deformasyonlara neden olur. Bu tip deformasyonlar zeminin kayma mukavemetinin aşılması halinde olur ve önemli oturmalara neden olduklarından dolayı problem yaratırlar.

Kohezyon ; zemin kitlesi içindeki danelerin birbirlerinden ayrılmaya karşı gösterdiği direnç veya birbirleri arasındaki bağ kuvveti olarak tanımlanır. Kohezyon ince malzemenin varlığından kaynaklanır ve su muhtevasına bağılı olarak önemli ölçüde değişir.

Sıkışabilirlik ; yük altında zeminin hacim değiştirmeye karşı eğilimi veya duyarlılığı olarak tanımlanır. Bilindiği gibi zemin mineral daneler, su ve hava karışımıdır. Bunlardan mineral daneler ve su sıkışmayan kısımlar iken hava sıkışabilen kısımdır. Zira zemindeki su ve havanın birlikte veya sadece havanın dışarı atılması sonucu bunların bıraktığı boşluklara zemin danelerinin yerleşmesi ile zeminin hacmi azalacaktır. Zemin kitlesi içerisinde su ve havanın birlikte atılması sonucu oluşan hacim değiştirmeleri kalıcı deformasyonları yaratır. Bu kalıcı deformasyonların miktarı, zeminin sıkışabilirlik özelliğini yani duyarlılığını belirler. Zeminin bünyesinden sadece suyun atılması sonucu oluşan oturmalar “Konsolidasyon” ama sadece havanın atılması sonucu oluşan yoğunluk artmalarına “Kompaksiyon” veya sıkışma denilir. Her iki olayda da harici yükler altında hacim azalmasına neden olan kalıcı deformasyonlar oluşmakta ve zeminin yoğunluğu, kayma mukavemeti ve geçirimsizliği artmaktadır.

Hacim değiştirme ; büzülme ve kabarma olaylarında olduğu gibi harici bir yükün etkisine ve/veya harici yükün kalkmasına bağlı olmadan veya bir başka deyişle yükün etkisine bağlı olmadan zeminin hacim değiştirmesi ile oluşan deformasyonlardır. Bu olay, zeminin su muhtevası değiştikçe hacminde olan değişimlerdir. Büzülme ve kabarma olayı, zemindeki ince malzeme özellikle kil miktarına bağlı olarak zeminin boşluk suyunun kapiler çekme gerilmesi yaratması veya kaybolması sonucu oluşur. Uygulama alanlarında bu tip zeminlerden kaçınmak gerekir. Eğer bu tip zeminlerden kaçınmak mümkün değilse su zeminden drenaj teknikleriyle uzaklaştırılmalıdır. Eğer zeminin WL ve IP değeri ne kadar yüksek ise büzülme ve kabarma (şişme) olayı da o kadar büyük olmaktadır.

Zeminin su tutma kabiliyeti ; suyun serbest olarak zeminden dren olamaması ancak zemindeki su tablasından yüzeysel çekim ve absorbtif (emme) kuvvetleri ile suyun emilmesi olarak tariflenir. Zeminin su tutma kabiliyeti çok az olsa da havanın rutubetine ama daha ziyade kapilerite ile yeraltı suyunun emilmesine bağlıdır. Zeminin su tutma kabiliyeti su muhtevası ve suya doygunluk kavramlarından farklı olup zemin daneleri etrafındaki su filmi ile su ceplerindeki suyun toplamının büyüklüğüne bağlı olarak değişir (Tunç, 2002).

2.3. Geosentetik Malzemelere Genel Bakış

Tarihsel olarak, inşaat mühendisliğindeki önemli gelişmeler yapı malzemelerindeki teknolojinin gelişimine paralel olarak gerçekleşmiştir. Daha büyük ve kullanışlı yapıların inşaatı, ahşap ve yapı taşı kullanımından, donatılı beton (betonarme) ve çelik kullanımına geçilmesiyle sağlanmıştır (Holtz, 2001). Geoteknik mühendisliğinin ana malzemesi zemin ve kayadır. İnşaat makineleri ve inşaat malzemelerinin gelişmesiyle, zeminin sıkıştırılması ve zemin iyileştirme yöntemlerinde önemli gelişmeler olmuştur. Buna bir örnek çekme dayanımına sahip olmayan doğal zeminlerin, çelik ve polimerik malzemeler sayesinde çekme dayanımı kazanmasıdır.

Günümüzde inşaat mühendisliğinde hızlı bir gelişim gösteren polimerik malzemeler, geosentetiklerdir. ASTM geosentetikleri polimerik malzemelerin fabrikalarda işlenmesiyle elde edilen, inşaat mühendisliği projelerinin bir parçası olarak zemin, kaya yada diğer geoteknikle ilgili malzemelerle birlikte kullanılan düzlemsel ürünler olarak tanımlamaktadır. (Holtz, 2001).

1970' li yıllarda yalnızca 5 - 6 geosentetik çeşidi mevcutken günümüzde 600' ün üzerinde farklı geosentetik ürünü dünya üzerinde kullanılmaktadır. Dünya çapındaki geosentetik uygulamaları 1.000.000.000 m²'ye yakındır. Son yıllarda geosentetiklerin kullanımı 4- 5 kat artmıştır (Holtz, 2001).

Son 30 yıl içerisinde geosentetiklerin inşaat işlerinde kullanımı hızla artmış ve en çok kullanılan malzemeler içinde yerini almıştır. Genel olarak, geosentetiklerin kullanımı güvenlik faktörünü arttırmakta, performansı geliştirmekte, ve konvensiyonel dizayn yöntemlerine göre ise maliyetleri azaltmaktadır.

Geosentetikler doğa koşullarına çok uzun yıllar dayanabilecek şekilde üretilmiş petrol türevi ürünlerdir. Geosentetikler; bir proje, yapı veya sistemin bir parçası olarak temel elemanı, zemin, kaya ve toprakla veya geoteknik mühendisliği ile ilgili herhangi bir malzemeyle beraber kullanılan ürünlerdir. (Wasti, 1992).

2.3.1. Geosentetiklerin hammaddeleri

2.3.1.1. Fiber (Filament), İplik

Geosentetiğin yapısına bakıldığında karşımıza eleman olarak filaman (filament; $\text{çap} < 1 \text{ mm}$) , ince yassı şerit (kalınlık $< 1 \text{ mm}$, en birkaç mm), ince tabaka (film; kalınlık $< 1 \text{ mm}$), kalın tabaka (kalınlık birkaç mm) veya iplik çıkar (Wasti, 1992). Filaman denilince, bükülebilirliğe ve inceliğe sahip, yüksek boy/kalınlık oranıyla karakterize edilen malzeme anlaşılmalıdır. İplik ise belirli bir uzunluğa sahip küçük kesit alanlı, bükülmüş yada bükülmemiş filamanların geosentetik üretimine hazırlanmış şeklidir (Cindemir, 1997).

Filaman üretimi için granüler haldeki polimer hammaddesi önce eritilir, sonra pompalar yardımıyla çok sayıda deliklere sahip püskürtme memesine doğru iletilir. Buradan bobinlere sarılarak çıkan filamanlar, germe yada ısıl işleme tabi tutulurken, çapları düşer ve molekülleri daha düzenli bir hal alıp dayanımları artar, Buradan sonra da filamanlar eğilerek iplik elde edilir (Cindemir, 1997). Daha sonra filaman, yassı şerit , tabakalar veya ipliklerin uzunlamasına kesilmesi ile elde edilen boyuna elemanlarla düzlemsel yapıda geosentetikler üretilir.

2.3.1.2. Polimerler

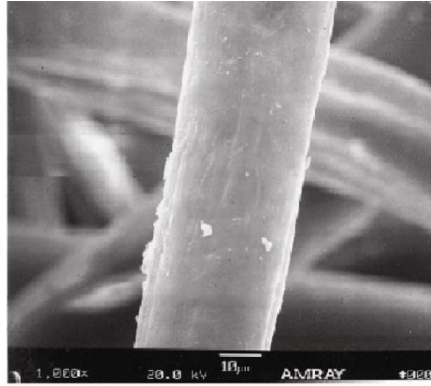
Geosentetiklerin üretildikleri maddelere polimer adı verilmektedir. Poli çok meros parça demektir. Yani polimer, bir temel yapı tasının kendini bir zincir içinde tekrarlamasıdır. Bu yapı tasına ise monomer adı verilmektedir. Polimerizasyon işlemi ile monomer, polimere dönüşmektedir. Polimerlerin davranış şekillerinde molekül ağırlıkları çok önemli bir rol oynar. Bir polimerin molekül ağırlığı arttıkça;

- Mukavemeti artar,
- Uzayabilme kabiliyeti artar,
- Darbe mukavemeti artar,
- Gerilme çatlağı dayanımı artar,
- Isıya dayanımı artar,
- İşlenebilme özelliği kötüleşir.

Molekül ağırlığının artması bütün malzeme özelliklerini olumlu yönde etkilemekte, yalnızca işlenebilme özelliği kötüleşmektedir.

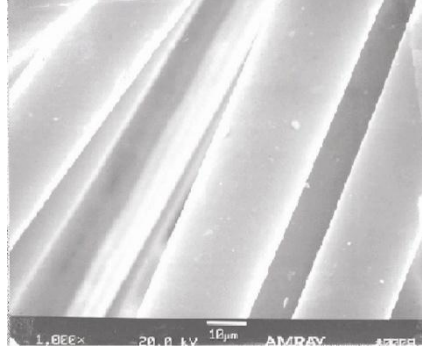
Geosentetiklerin üretiminde yaygın olarak kullanılan polimerler şöyle sıralanır:

- Polipropilen (PP) : Geosentetik imalatında en yaygın olarak kullanılan malzemedir. Kimyasal direnci yüksektir. Organik asit etkilerine karşı oldukça dayanımlıdır. pH' ı 13'e kadar olan alkalilere karşı dayanıklıdır. Erime sıcaklığı 165 °C' dir. Uzun süre ıstık alması, yüksek sıcaklığa maruz kalması ya da nemli bir ortamda kalması halinde bozulmalar oluşur. Bu sebepten güneş ile direkt temasa geçtiği durumlarda ek bir koruyucu malzeme gerekmektedir. Yük altında zamana bağılı olarak fazla deformasyon gösterir, diğere bir deyişle sünme dayanımı çok düşüktür. Yorulma dayanımı çok yüksektir, diğere bir deyişle sürekli gerilme altında kısa sürede yorulmaz (Holtz, 2001). Polipropilen esaslı geotekstillere, polipropilenin poliestere nazaran daha ucuz olmasından dolayı çoğu zaman tercih sebebi olmaktadır. Şekil 2.1 ' de polipropilen fiberlerin bir mikrofili gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Polipropilen fiberlerin mikrofili (FHWA,2000)

- Polyester (PET) : Bükölüp eğilmesi kolaydır. Yüksek dayanım modölüne sahiptir. Sünmeye karşı dayanıklıdır ve 200 °C' ye kadar mekanik özelliklerini korur. Solventlere, deniz suyuna ve asitlere karşı dayanım gösterir. Ancak pH' ın 11'den büyük olması durumunda bazik maddelere duyarlılık gösterir. Malzeme özelliklerini iyileştirmek için katkı maddesi kullanılabilir. Erime sıcaklığı 260 °C' dir (Cindemir, 1997). Şekil 2.2' de polyester mikrofili gösterilmiştir.



Şekil 2. 2 Polyester fiberlerin mikrofilmi (FHWA,2000)

- Poliamid (PA) : Aşınmaya karşı dayanımları yüksektir. Düşük yanabilirlik derecesine sahip olan PA sulu ortamlara karşı duyarlıdır. Naylon ürünleri uzun süre su içinde tutulmaları durumunda mekanik özelliklerinde %20 – 30 arasında bir düşüş görülmektedir. Diğer bir deyişle PA' nın mekanik özellikleri zeminin neminden etkilenir. Malzeme özelliklerini istenilen düzeye çıkarmak için, katkı maddeleri kullanılabilir. Bu şekilde ışık ve ısı etkisiyle bozulmaların önüne geçilebilir (Cindemir, 1997).

- Polietilen (PE) : Erime sıcaklığı 110 °C' dir. Bu yüzden lifler arasında bağlayıcı olarak kullanılmaktadır. Güneş ışınlarına karşı dayanıksızdır, bu yüzden ek bir koruyucu gerektirir. Hidrokarbonlarla temasa geçince bozunur (plastikleşir ve şişer). Organiklerden çabuk etkilenir (çatlar). Sünme dayanımı çok düşüktür. Yorulma dayanımı yüksektir (Öztekin, 1992). Geotekstil üretiminde iki farklı tip polietilen kullanılmakta olup bunlar;

- LDPE : Düşük yoğunluklu polietilen (Yoğunluğu 920– 930 kg/m³),
- HDPE: Yüksek yoğunluklu polietilendir (Yoğunluğu 940–960 kg/m³) (Benek, 2006).
- LDPE; Bükülgenliğin önemli olduğu ve su buharına karşı dayanım istenen durumlarda kullanılır. HDPE; LDPE ile karşılaştırıldığında daha katı ve sert bir yapı elde edilir. Ayrıca HDPE' nin kimyasal dayanımı da LDPE' den yüksektir (Benek, 2006).

Polietilene de katkı maddeleri ilave edilerek özellikleri iyileştirebilir. Uzun süre ışıık alması, yüksek sıcaklığa maruz kalması yada nemli bir ortamda kalması halinde polietilen malzeme gevrekleşir ve bozulur. Bu sebeple PE ürünlerin saklanması dikkatli olunmalıdır (Benek, 2006). Çizelge 2.3' de geosentetik üretiminde hammaddeler ve Çizelge 2.4' de hangi zemin problemlerinde hangi polimer grubunun tercih edileceği özelliklerine göre gösterilmiştir.

Çizelge 2.3. Geosentetik üretiminde kullanılan hammaddeler (Shukla, 2002)

Geosentetik	Hammadde
Geotekstil	PP, PET, PA, PE
Geogrid	HDPE, PET, PP
Geonet	MDPE, HDPE
Geomembran	PE, PVC

Çizelge 2.4. Polimer grupların özellikleri(Shukla, 2002)

		Polipropilen	Polyester	Poliamid	Polietilen
Dayanım		Düşük	Yüksek	Orta	Düşük
Elastisite Modülü		Düşük	Yüksek	Orta	Düşük
Kopmada Uzama		Yüksek	Orta	Orta	Yüksek
Sünme		Yüksek	Düşük	Orta	Yüksek
Birim Ağırlık		Düşük	Yüksek	Orta	Düşük
Maliyet		Düşük	Yüksek	Orta	Düşük
U.V	Stabilize	Yüksek	Yüksek	Yüksek	Yüksek
Dayanımı	Stabilize edilmemiş	Orta	Yüksek	Yüksek	Düşük
Alkalilere Dayanımı		Yüksek	Düşük	Yüksek	Yüksek
Mikroorganizmalara Dayanımı		Orta	Orta	Orta	Yüksek
Benzin vb. Dayanımı		Düşük	Orta	Orta	Düşük
Deterjan vb. Dayanımı		Yüksek	Yüksek	Düşük	Yüksek

2.4. Geosentetiklerin çeşitleri

1. Geotekstil
 2. Geogrid
 3. Geonet
 4. Geomembran
 5. Geosentetik Kıl Kaplama
 6. Geoboru
 7. Geokompozit
 8. Geofoam
 9. Geotüp
 10. Geohücre
 11. Geo diğerleri
- olarak 11 grupta incelenmektedir.

2.4.1. Geotekstil

ASTM,geotekstili “bir inşaat projesi, yapı veya sistemin parçası olarak zemin, kaya, toprak veya diğer geoteknik mühendisliği ile ilgili bir malzeme ile beraber kullanılan geçirimli tekstil ürünü” olarak tanımlamaktadır. Son yıllarda kullanımı giderek artmaktadır.

Geotekstillerin üretiminde fiber, filament veya iplikler kullanılır. Fiber, kesilmiş film şeritlerini de içeren, bükülebilirliğe, inceliğe sahip, yüksek boy/kalınlık oranı ile karakterize edilen malzemelerdir. Filament ise belirli uzunluğa sahip fiberlerdir. İplik (yarn) terimi ise yine belli bir uzunluğa sahip, nispeten küçük kesit alanlı, bükülmüş veya bükülmemiş fiber veya filamentlerin montajlanmış, geotekstil üretimine hazır hale getirilmiş hali için kullanılır.

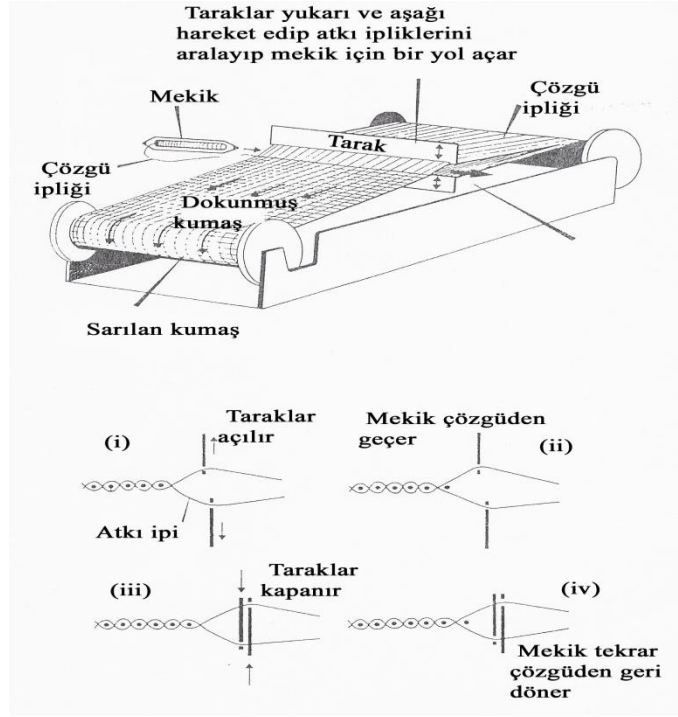
Geotekstiller çeşitli özelliklerine göre alt sınıflara ayrılmaktadır. Bu özelliklerin başlıcaları; yapım tekniği, polimer bileşeni, ağırlığı ve mühendislik fonksiyonudur. Yapım tekniğine göre sınıflandırmada genel olarak iki ana sınıf vardır: örgülü (woven) ve örgüsüz (nonwoven) ürünler. Bu gruplar da kendi aralarında yapıldıkları ipliğin ve fiberin türüne göre alt gruplara ayrılırlar (Benek, 2006).

2.4.1.1 . Örgülü (woven) geotekstiller

Örgülü geotekstiller, iplikçiklerin biri üretim yönünde, diğeri buna dik doğrultuda uzanması ve değişik şekillerde örülmesi ile imal edilir.Genellikle yüksek çekme dayanımı istenildiğinde kullanılırlar.

Örgülü geosentetikleri belirli bir geometrik yaklaşımla tek filamentli, çok filamentli, şerit esaslı, kesikli film gibi sınıflandırmak mümkündür.

Tek filamentli (monofilament) iplikler, tek, kalın, genellikle çapları 0.1 mm den birkaç mm ye kadar değişen, yuvarlak kesitli, beraberce haddelenmiş, soğutulmuş, ısıl çekim yapılmış ve ısıl son işleme tabi tutulmuş ipliklerdir. Suyun içinden geçişine az direnç gösteren tül veya elek tipi geotekstil yapımında kullanılırlar. Bu tip geotekstiller geleneksel örgü teknikleriyle elde edilir. Çok filamentli iplikler çok ince ve belirli uzunluğa sahip iplikler yığımıdır. Bu tip geosentetikler eğrilmemiş ipliklerden örülür. Şerit ürünler, eğrilmemiş, yassı, çok uzun filmlerden çekilmiş şeritlerden yapılır. 5 mm den daha az genişliğe sahip şeritlerden örülü geosentetiklerin su geçirgenliği düşük olur. Kesikli film tipi ürünler ise liflendirilmiş film ipliklerden yapılır. Şekil 2.3' de örgülü geotekstilin üretilmesine örnek gösterilmiştir.

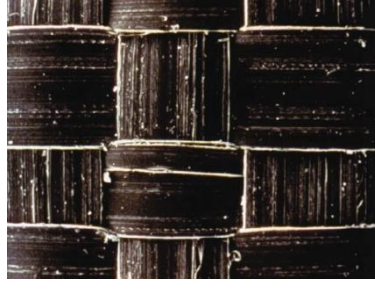


Şekil 2.3. Örgülü geotekstilin hazırlanması (Koerner,1999)

Şekil 2.3 'de görülen örme işlemi kısaca şu sırayla gerçekleşir:

- Boyuna iplikler uzun istikamette uygun deliklerden geçirilmiştir.
- Kısa istikamette yerleştirilmiş olan taraklar hareket ederek boyuna iplikleri yukarı ve aşağı yönde aralarlar. Aynı anda mekiğin, kısa doğrultuda bir ipliği bu aradan geçirmesini sağlarlar.
- Sonra taraklar ters istikamette hareket ederlerken mekik de ters yönde başka bir iplikle geçer.
- Taraklar tekrar aynı hareketi yaparlar ve bu işlem bir döngü şeklinde devam eder (Cindemir, 1997) .

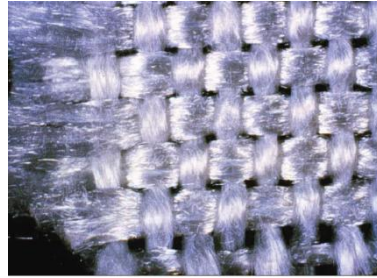
Örülmuş ürün tamamlandıktan sonra dokuma tezgahında bir rulo şeklinde sarılır. Ortalama genişlik isteğe bağlı olarak 4 - 5m arasında değişmektedir. Daha büyük genişlikler istenilmesi durumunda fabrikada ya da yerinde ek yapılır. Fabrikada yapılan ek dikim genişliğinden tasarruf sağlar. Şantiyede yapılan eklerde serbest bindirmeler için en az 50 cm genişlik gerekmektedir (Cindemir, 1997) . Şekil 4,5 ve 6' da farklı geotekstil ürünlerinden çekilmiş fotoğraflar gösterilmiştir.



Şekil 2.4. Kesikli şerit üzerinde kesikli şerit, örgülü geotekstil mikrofilmi (GMA,2002)



Şekil 2.5. Monofilamant şerit üzerinde monofilamant şerit, örgülü geotekstil mikrofilmi (GMA,2002)



Şekil 2.6. Multimant üzerinde multimant, örgülü geotekstil mikrofilmi (GMA,2002)

2.4.1.2. Örgüsüz (Nonwoven) geotekstiller

Geotekstillerin dünya pazarındaki asıl gelişmeleri örgüsüz geotekstillerin ortaya çıkmasıyla olmuştur. Örgüsüz geotekstiller; İpliğe dönüştürülmemiş, çeşitli yöntemlerle birbirine tutturulmuş, doğal yada sentetik, kesikli yada sonsuz uzunlukta elyaflardan oluşurlar. EDENA (European Disposables and Nonwovens Association) örgüsüz ürünleri su şekilde tanımlamaktadır: “Mekanik, kimyasal yada fiziksel yöntemlerle birbirlerine tutturulmuş, tek yönlü yada gelişigüzel dizilmiş elyaflardan imal edilmiş, tabaka, ağ yada keçedir” (Cindemir, 1997).

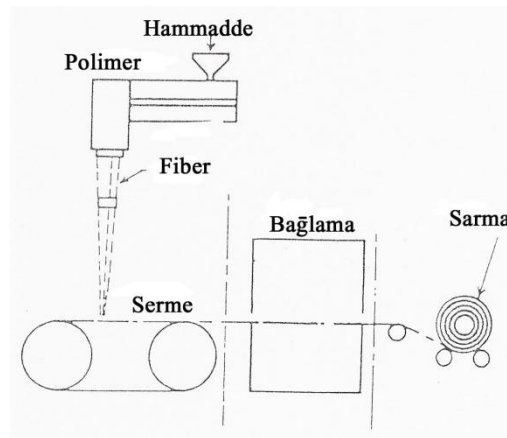
Örgüsüz geotekstillerin kalitelerini etkileyen iki ana faktör:

- a) Hammaddenin cinsi (Elyafın cinsi)
- b) Üretim tekniğidir

Örgüsüz geotekstillerin üretimlerinde kullanılan elyafa göre kesik elyafli üretim ve sonsuz elyafli üretim olarak ikiye ayrılır (Cindemir, 1997).

İpliğe dönüştürülmemiş, çeşitli yöntemlerle birbirine tutturulmuş sentetik elyafın dokusunu oluşturmak için son yıllarda özel teknolojiler de geliştirilmiştir. Örgüsüz geotekstil üretimi üç aşamada gerçekleşir; doku oluşturma, dokuyu sabitleme ve son işlemler. Doku oluşturulması için ilk yapılması gereken elyaflardan bir harman oluşturmaktır. Harman oluşturulurken kullanılan elyafın boyu, kalınlığı, kıvrımı ve kimyasal yapısı göz önüne alınır. Bu aşama son üründen beklenen özellikler bakımından çok önemlidir.

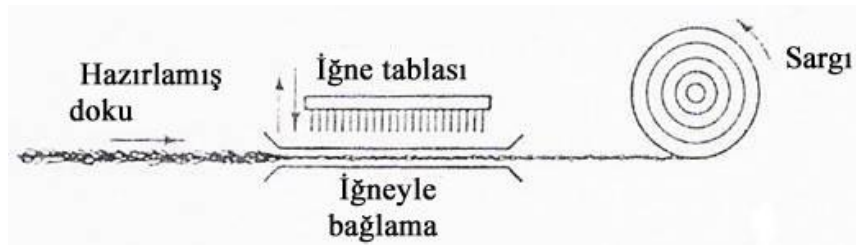
Elyafların belirli bir yönü olmadığından hidrometri ve ısı şartları değişince bu yönler de değişebilir. Bu yüzden son üründe elyaf yönünde devamlılık ve spesifikasyon sonuçları için garanti verilememektedir. Sonsuz elyafli üretim tekniğinde (Spunbonding process), polimer imalatından dokusuz yüzey imalatına kadar olan tüm işlemler bir defada yapılmaktadır. Dokusuz yüzeylerin ana maddesi olan polimerlerden en çok polipropilen, polyester veya poliamid kullanılmaktadır. Bu yöntemle dokusuz yüzey elde etme, eriyikten çekilen filamentlerin bir taşıyıcı band üzerinde yerleştirilmesi ve daha sonra yüzeylerin katılaşması şeklinde özetlenebilir. Elyafların birbirine yapışması böylelikle kendi kendine sağlanmış olmaktadır (Aktaş, 1991). Şekil 2.7' de elyafların üretim tekniği gösterilmiştir.



Şekil 2.7. Sonsuz elyafli üretim tekniği (Koerner, 1999)

Sonsuz elyaflı işlem hariç, diğer yöntemlerle oluşturulan dokuların çekme dayanımları artırılarak güçlendirilmesi için kimyasal, ısıl yada mekanik işleme tabi tutulurlar (Cindemir, 1997).

En çok kullanılan ve en eski yöntemlerden biri olan mekanik yöntemin diğer adı iğne ile delmedir (Needle Punched Process). Özetle açıklanması gerekirse, elyafların oluşturduğu kalın tabaka iki tambur arasından geçirilir. Bu sırada bağısız haldeki elyaflardan oluşan tabakanın kalınlığı doğrultusunda iğnelenir. İğneleme esnasında elyaf ve filamentlerin bir kısmı kancalı iğnelere takılarak yukarı çıkar diğer bir kısmı yerinde kalır, iğnenin tekrar batması ile elyaflar aşağı doğru çekilirler ve böylelikle elyafların ve ince ipliklerin birbirine mekanik olarak bağlanması gerçekleştirilmiş olur. İğnelemeden sonra örtünün kalınlığı azalır (Holtz, 2001). İğne ile delme yöntemi Şekil 2.8'de gösterilmiştir.



Şekil 2.8. İğne ile delme (Needle Punched) yöntemi ve tipik iğneler (Koerner, 1999)

Herbir iğne tabakası pek çok ince iğne uçlarından oluşur. İğne sayılarının azaltılıp artırılması örgüsüz kumasın hacim ağırlığı ve sıklığını etkiler. Ayrıca örgüsüz kumasın mekanik özellikleri, elyaflar arasındaki sürtünmeye, ürünün yoğunluğuna ve sıklığına, elyafların uzunluk ve birim hacim ağırlıklarına ve iğneleme hızına bağlıdır. Özellikle iğneleme yoğunluğunun (100 batış/cm^2 veya 600 batış/cm^2) örgüsüz kumasın yapısına etkisi çok büyüktür. İğneleme ile elde edilen dokusuz tekstil yapılarında bağlar esnek olduğundan deformasyon enerjisi oldukça yüksektir. Sonsuz elyaflar kullanıldığı takdirde kaliteli ve özellikle çekme dayanımı yüksek olan dokusuz yüzeyler ekle edilmektedir (Aktaş, 1991). Şekil 2.9' da örgüsüz iğnelem ile birleştirilmiş geotekstil mikrofilmi gösterilmiştir.



Şekil 2.9. Örgüsüz iğneleme ile birleştirilmiş geotekstil mikrofilmi (GMA,2002)

Kimyasal yapıştırıcıların kullanıldığı yöntem ise genellikle iğneleme işleminden sonra tatbik edilir ve amaçlanan, iğneleme metodu ile elde edilen dokusuz yüzeylerdeki elyaflar arası bağlantıyı daha da arttırmaktadır. Elyaf veya iğneleme ile elde edilmiş dokusuz yüzeye, sıvı emülsiyon şeklindeki bir yapıştırıcı emdirme, spre, baskı veya köpük yöntemlerinden birisiyle uygulanmaktadır. Daha sonra fırın veya sıcak merdaneden geçirilerek bünyesinde mevcut olan su kurutma yoluyla giderilir. Böylece hem su uzaklaştırılmakta hem de yapıştırıcı pişirilmektedir. Bu yöntemle elde edilen dokusuz yüzeylerin bağları rijittir, dolayısıyla uzama deformasyon enerjileri düşüktür, buna karşın aşınma dayanımı yüksektir (Aktaş, 1991).

Isıl yöntemde, yapıdaki lifler arası bağlantı, lifler arasına ilave edilen termoplastik malzemelerin sıcaklık ve basınç altında erimesi ve bu sayede liflerin birbirine yapışması ile sağlanır. Yapıştırıcı lif olarak Naylon 6, kopoliamid, polyester, vinil, olefin, poliüretan, P.V.A, heterofil poliamid kullanılmaktadır. Termoplastik maddeler ilave edilmiş olan tabaka basınç altında sıcak silindirlerden geçirilir veya fırın içinde ısı ileme tabi tutulur (Aktaş, 1991). Devam eden süreç sonucunda ürün meydana gelir. Isıl olarak birleştirilmiş geotekstil Şekil 2.10' da gösterilmiştir.

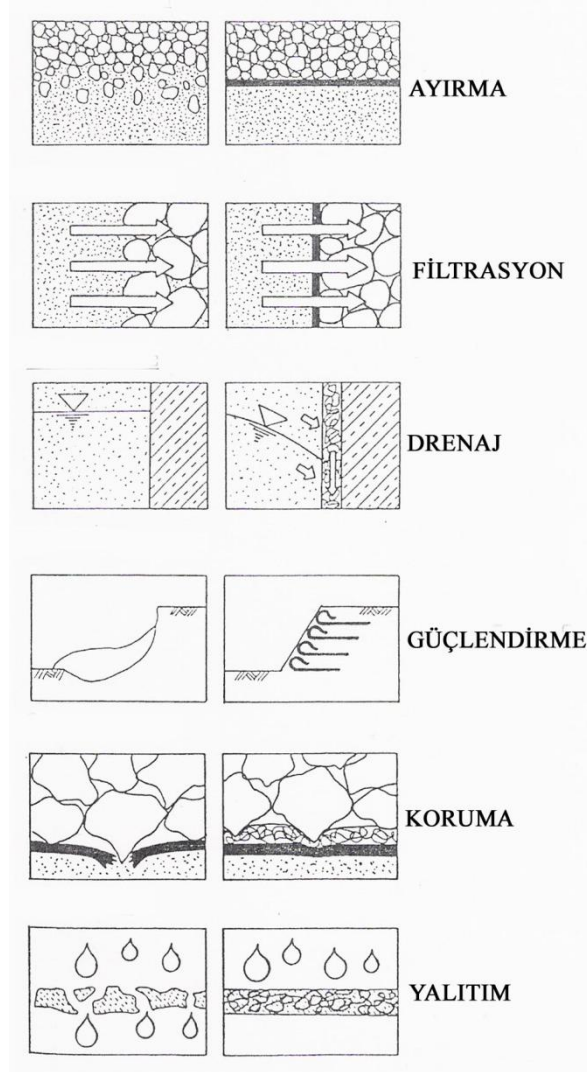


Şekil 2.10. Örgüsüz ısı olarak birleştirilmiş geotekstil mikrofilmi (GMA,2002)

Ülkemizde en fazla eni 6.5 m' ye kadar olan örgüsüz geotekstiller üretilmektedir. Bu genişlik geotekstilin ekli kullanımında ek yerlerindeki bindirme kayıpları açısından önemlidir (Cindemir, 1997).

2.5. Geosentetiklerin Fonksiyonları ve Kullanım Alanları

Geotekstillerin bir çok kullanım alanı bulunmaktadır. Bunlar aşağıdaki gibi sıralanabilir. Şekil 2.11'de gösterilmiştir.



Şekil 2.11. Geosentetiklerin fonksiyonları (Aksoy, 1993)

Aşağıda geosentetiklerin kullanım alanları ve amaçları detaylıca anlatılmıştır.

2.5.1. Ayırma

Geosentetikler, ince daneli zemin ile kaba daneli zemin ara yüzeyine yerleştirildiğinde ayıraç fonksiyonu görür. Böylece, üst yapıdan gelen dinamik yükten dolayı oluşacak malzeme karışımını önlemiş olur. Geosentetikler, süreklilik, esneklik, deforme olabilme, permeabilite ve yüksek çekme dayanımı özelliklerinin sonucu olarak suyun doğal sirkülasyonuna engel olmadan değişik geoteknik özelliklere sahip iki zemini birbirinden ayırır (Aksoy, 1993). Geosentetikler ayırma amacı için kullanıldıkları zaman aşağıda belirtilen özelliklere sahip olmalıdır.

1. Keskin kenarlı malzemelere karşı koymak için, yüksek yırtılma dayanımı
2. Önemli yerel deformasyonlara karşı dayanıklılık
3. Kopma oluşuncaya kadar yeterli bir uzama
4. Etkilere karşı koymak için, yüksek dayanım
5. İnce zemin parçacıklarını tutarak, borulanmaya izin vermeden su akımına izin vermek (Öztekin, 1992).

Tekrarlı yükler altında ayırıcı olarak geosentetikler, uzama oluşmaması için yüksek elastisite modülüne sahip olmalıdır. Geosentetiklerde elastisite modülü nispeten küçük değerlerde ise; geosentetik, elastisite modülünün yetersizliğini karşılamak için, yüksek kopma gerilmelerini taşıyabilmelidir.

Ayırma amacı kullanımında geosentetikler, kaplamalı veya kaplamasız yollarda ve hava alanlarında temel tabakası ile taş dolgu tabakasını ayırmak için kullanılırlar. Böylece temiz tas dolgusunun arasının dolması ve elastik özelliğini kaybetmesi önlenmiş olur. Demiryollarında balast tabakasını temel tabakasından ayırmak için geotekstil kullanılmaktadır, böylece balastın ömrü uzamaktadır.

Farklı malzemelerin ayrılmasında kullanımı:

- Kaplamasız yollarda ve havaalanlarında alt temel ve tas temel arasında
- Kaplamalı yollarda ve havaalanlarında alt temel ve tas temel arasında
- Demiryollarında alt temel ve balast arasında
- Dolgularla taş temel tabakası arasında geomembranlar ve kum drenaj tabakaları arasında

- Sürüşarj yükleri için temel ve zemin dolgusu arasında
- Yol dolguları da temel ve zemin dolgusu arasında
- Toprak ve kaya barajlarda temel ve zemin dolgusu arasında
- Sarılmış zemin tabakaları ve temel arasında
- Temel zeminleri ve rijit istinat duvarlarının arasında
- Temel zeminleri ve depo yığınları arasında
- Şevler ve mansap stabilite bentleri arasında
- Kaldırım döşemelerinin altında
- Taşıt park yerlerinin altında
- Spor sahalarının altında
- Estetik kaplamalar için prekast blok ve panellerin altında
- Kötü derecelenmiş filtre örtülerinde, drenaj tabakalarının arasında
- Dolgu barajlarda çeşitli bölgelerin arasında
- Eski ve yeni asfalt tabakaları arasında (Koerner, 1999).

2.5.2. Filtrasyon

Geosentetikler, bir filtre gibi davranarak, suyun geçişine izin verir ama buna karşın en küçük dane çaplı zemini tutar ve sürüklenmesine izin vermez. Geosentetik, su akımına karşı yerleştirilir. Filtrasyon işinde kullanılacak geosentetiğin uygun maksimum gözenek açıklığı, yeterli su geçirgenliği, sıkışmadan az etkilenme ve yüksek poroziteye sahip olması istenir. Geosentetiğin yerleştirilmesinden sonra zemin içindeki su ile birlikte bir miktar ince daneli zemin de taşınır. İlk etapta taşınan bu malzeme geosentetikden mutlaka geçmelidir. Böylece, geotekstilin karşısında içerisinde ince daneli malzemenin bulunmadığı bir tabaka oluşur. Bu doğal olarak elenmiş filtre tabakası işlevi görerek küçük parçacıkların geosentetiğe hareketini önler. Eğer bu ince daneler geosentetik bünyesinde tutulursa, az geçirimli bir tabaka oluşur ve suyun akısı engellenir. Su akısına engel olmamak ve boşluk suyu basıncı oluşumunu önlemek için, geosentetiğin geçirgenliği en az zeminin geçirgenliği kadar olmalıdır. Tıkanma riskini ve geosentetiğin sıkışabilirliğini de göz önüne alarak güvenlik faktörü 10 veya 100 (önemli barajlarda) olarak alınır (Aksoy, 1993).

Filtre amaçlı kullanımda geosentetikler günümüzde, yaygın olarak granüler filtre yerine kullanılmaktadırlar. Böylece hem çok daha ucuz hem de çok daha sağlıklı bir

filtre elde edilmektedir. Geotekstiller zemin drenajı işlerinde de çok başarılı olarak kullanılmaktadır. Bunun yanı sıra geotekstil filtreler hidrolik yapılarda da başarıyla kullanılmaktadır. Özellikle erozyon kontrolü çalışmalarında son derece başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Bu amaçla geosentetik malzeme, erozyondan korunacak seve serilmekte, tohumlama yapılarak üzerine ince bir toprak örtülmektedir. Bitkilerin kökleriyle birlikte çalışan bu metot şevin daha da yeşil kalmasını sağlamaktadır. Geotekstillerin barajlardaki kullanımı da gün geçtikçe artmaktadır. Aşağıda kullanım alanları sıralanmıştır;

- Granüler zemin filtrelerinde
- Kaplamasız yollar ve havaalanlarında taş temel altında
- Kaplamalı yollar ve havaalanlarında taş temel altında
- Demiryollarında balastın altında
- Alt dren borularının çevresinde
- Dolgularda tas ve delikli boruların çevresinde
- Sızma yapan dolguların altında
- Hidrolik dolgularda filtre olarak
- Erozyon kontrol sistemlerinde kum, harç ve beton için esnek kalıp olarak
- Bozulan dolguların yeniden inşası sırasında esnek kalıp olarak
- Baca dren malzemesinin korunmasında
- Drenaj galerisi malzemesinin korunmasında
- İstinat duvarlarında boşluk ve arka dolgu arasında
- Gabion ve arka dolgu arasında
- Zeminin geonetlere girmesini önlemek amacıyla
- Zeminin geokompozitlere girmesini önlemek amacıyla
- Kum drenlerde kum sütunlarının etrafında
- Taş riprapların altında filtre olarak
- Prekast blokların altında filtre olarak (Koerner, 1999).

2.5.3. Drenaj

Geotekstil, kendi düzlemi boyunca (bünyesinde) sıvı veya gazı istenilen çıkışa doğru taşır . Bu iletim sırasında, sıvı ya da gaz geotekstilin bünyesinde toplanır ve kendi düzlemi içersinde aktarılır (Aksoy, 1993).

Geotekstiller zemine nazaran, çok geçirgendirler. Özellikle gözenekli olduklarında ve yeterli eğim sağlandığında, kendi düzlemlerinde su akımı sağlanabilir. Tünel, düşey dren, rezervuar kaplamaları, temel duvarları gibi suyun tahliye edilmesi gereken inşaatlarda faydalı olmaktadır.

Drenaj amacı ile kullanılacak geosentetikler, aşağıdaki özelliklere sahip olmalıdır:

1. Kendi düzleminde yüksek geçirgenlik
2. Basınca karşı yüksek dayanım
3. İyi filtre özelliği

Boşluklu zeminler, genellikle küçük parçacıklardan ve biraz da büyük parçacıklardan oluşmaktadır. Eğer bu tip zeminlerde geotekstil kullanılırsa, kaba daneli zeminlerin içinde hareket eden ince daneli zeminler geotekstili tıkar. Üniform ince parçacıklı siltli zeminler, suyun geçişine az izin verir. Eğer bu tip zeminlerde geotekstil kullanılırsa, su akımı iyice azalır. Siltli zemin ile kaba kum karıştırılırsa veya geotekstil ve siltli zemin arasına kaba kum konursa, su akımı daha iyi sağlanır.

Ayrışmış killi zeminler, suyun içinde hareket edebilen ufak kil daneleri içerir. Bu kil daneleri büyük gözenekli geotekstillerden geçebilir fakat küçük gözenekli veya yoğun geotekstillerden geçemez ve geotekstili tıkar (Öztek, 1992).

Geonet ve geotekstilden oluşan bir geokompozitin drenaj özelliği, sadece geotekstilin kullanıldığı durumdan çok daha üstün olmaktadır (Koerner, 1999). Kullanım alanları aşağıda sıralanmıştır;

- Dolgu barajlarda baca dreni olarak
- Dolgu barajlarda drenaj galerisi olarak
- Sürşarj yüklerinin altında drenaj örtüsü olarak
- Demiryolu balast tabakasının altında dren olarak
- Geomembranların altında su dreni olarak
- Geomembranların altında hava dreni olarak
- Spor sahalarının altında dren olarak
- Çatıdaki bahçelerde dren olarak

- Ayrışmış zemin ve kaya yüzeylerinden sızan suyun uzaklaştırılmasında (Koerner, 1999).

2.5.4. Güçlendirme

Noktasal yüklerin eşit olarak geniş bir alana yayılması ve oluşan gerilme kuvvetlerine direnerek, zemin kütlesini güçlendirmesidir.

Zeminlerin aksine, geotekstiller çekme direncine sahiptir. Çekme direncini ve kopmadan önce deformasyon kabiliyetini arttırarak, zeminin güçlendirilmesini sağlarlar.

Güçlendirme sayesinde yumuşak zeminlerde, önemli derecede agrega tasarrufu yapılarak yol yapımı gerçekleştirilebilmektedir. Güçlendirme amacı için kullanılacak geosentetikler, aşağıdaki özelliklere sahip olmalıdır:

1. Yüksek başlangıç elastisite modülü
2. Yüksek dayanıklılık
3. Maksimum yükte yeterli uzama (Öztek, 1992).

Geotekstiller, zeminin gerilme direncini ve göçmeden önceki deformasyon kapasitesini arttırarak global bir kuvvetlendirme sağlarlar. Temel tabakasında daha iyi yük dağılımı yapmaktadır ve taban zemine daha az yük gelmektedir. Buna ek olarak, geotekstil, deformasyonun bir kısmını karşıladığından taban zemini daha az deforme olmaktadır. Zayıf zeminlerin ve diğer malzemelerin güçlendirilmesinde:

- Kaplamasız yollarda yumuşak zeminlerin üzerinde
- Havaalanlarında yumuşak zeminlerin üzerinde
- Demiryollarında yumuşak zeminlerin üzerinde
- Dolgularda yumuşak zeminlerin üzerinde
- Spor sahalarında yumuşak zeminlerin üzerinde
- Homojen olmayan zeminlerin üzerinde
- Donatılı duvarların inşaatında
- Dolguların güçlendirilmesinde
- Dik şevlerin inşaatında
- Dolgu ve kaya barajların güçlendirilmesinde

- Geçici olarak şevlerin stabilizasyonunda
- Zemin şevlerinde sünmenin durdurulmasında veya azaltılmasında
- Esnek kaplamalarda birleştirme donatısı olarak
- Karstik bölgelerin üzerinde esas donatı olarak
- Termokarstik bölgelerin üzerinde esas donatı olarak
- Kazıklı temellerin arasında esas donatı olarak
- Derecelenmiş tas filtre örtülerin tutulmasında
- Mafsallı beton bloklar için alt tabaka olarak
- Kaplamasız dolgu sahalarının stabilizasyonunda
- Geomembranı alt zeminden kaynaklanabilecek delinmeye karşı korumak
- Geomembranı dolgu malzemesinden veya tas temelden kaynaklanabilecek delinmeye karşı korumak
- Yüksek sürtünme dayanımı sağlayarak daha stabil şevler oluşturmak (Koerner, 1999).

2.5.5. Koruma

Geosentetik, deformasyonu ve gerilmeyi azaltarak ya da yayarak istenilen malzemeyi korur . Koruma iki tipte gerçekleşir:

- a) Yüzey Koruması: Zemine yerleştirilen geotekstil, hava koşulları ve trafik gibi etkilere yüzeyi korur.
- b) Arayüzey Koruması: İki malzeme arasına yerleştirilen geotekstil (örneğin asfalt kaplama ile eski yol kaplaması arasına veya geomembran ile agrega arasına) malzemelerden birini korur (asfalt kaplama veya geomembran) (Aksoy, 1993).

2.5.6. Yalıtım

Geosentetik, geçirimsiz bir tabaka oluşturmak için bitüm veya plastik yalıtım malzemeleriyle doymuş hale getirilir. Bir çeşit membran görevi görür. Özellikle yeni kaplama yapılacak eski kaplamalı yolların üzerine serilir. Geotekstilin, yeterli miktarda bitümü tutma özelliği olması gerekir (Aksoy, 1993).

2.5.7. Erozyon kontrolü

Erozyon kontrolü ile rüzgar ve suyun toprağa verdiği zarar önlenir Erozyona maruz yerlerde kuvvetli bitkilendirme yapılabilmesine olanak verir. Toprağı tutup, suyu drene edecek bir yapıya sahip olmalıdır.

2.6. Temelerde Taşıma Gücü

Binadan kaynaklanan her türlü kuvveti zemine kabul edilebilir gerilmelere çevirerek aktaran yapı elemanları temellerdir. Temeller boyutlandırılırken dikkate alınması gereken kavramlar vardır. Zeminlerin taşıma gücü; yerin göçmeden, ayrı ayrı oturma yapmadan taşıyabileceği en büyük yük miktarıdır. Temelin taşıma gücü aşağıdaki değişkenlere bağlıdır ;

- zemin türü ve özellikleri
- temel boyutları
- temel gömme derinliği
- yükün eğimi ve eksantrikliği
- etkiyen moment ve titreşimler
- temelin şekli
- yeraltı su seviyesinin temele göre yeri
- tabanın pürüzlülüğü (Önalp, Sert, 2010).

Temeller derinliklerine göre iki ana grupta incelenir ;

1. Yüzeysel temel (tekil temel, sürekli temel, radye temel): Yapı yüklerini zemin yüzüne yakın olan sığ derinliklere aktarırlar. $D_f/B \leq 1$ olması halinde temele yüzeysel (sığ) temel denir.

2. Derin temel (Kazıklar, ayaklar ve kesonlar): ($D_f/B > 1$) Zeminin zayıf olup taşıma gücü aşıldığı zaman yüzeysel temeller yeterli olmazlar. Diğer yandan; bir temel taşıma gücü açısından yeterli olabilir ancak istenilenden fazla oturabilir. Bu durumda yapı yüklerini daha sağlam olan zemin tabakalarına veya kayaya aktaran ve

oturmaların istenen sınırlar içinde kalmasını sağlamak için derin temeller inşa edilir (Birand 2001; 2006).

Temeller inşa edilecekleri zeminin özelliklerine büyük ölçüde bağlıdır. Bazı zeminler sert, bazıları yumuşaktır. Sert zeminler ıslanınca yumuşayabilir, bazıları şişer ve yüzeysel temelleri kaldırabilir, bazıları göçer ve temel içine batar. İyi temel tasarımı tüm olumsuz koşul ve değişimlerde kendisinden beklenen fonksiyonu yerine getirecek şekilde yapılan tasarımıdır. Önemli bir yapının temel sisteminin tasarımında yapılan hatalar veya yanlış uygulamalar daha sonra ortaya çıkabilir. Bir yapı ve temeli çeşitli afetlere karşı başarıyla ayakta durabiliyorsa, ancak o zaman başarılı bir tasarım ve uygulama yapıldığı düşünülebilir (Çinicioğlu, 2005).

Temel, üst yapı yüklerini taşıyıcı zemin tabakalarına aktarırken zeminde aşırı gerilmeye sebep olmamalıdır. Bu sebeple emniyetli temel tasarımında uygun bir güvenlik sayısı uygulanmalıdır. Kullanılan güvenlik sayısı, temel zemininin kayma göçmesine ve aşırı oturmalara karşı yeterli güveni sağlamalıdır.

Nihai taşıma gücü taşıma göçmesi mekanizması ve bu göçme durumuna ulaştıran statik denge hesabı yapılarak bulunur. Tüm statik denge problemlerinde olduğu gibi göçme mekanizmasının tanımlanmasının ardından bu mekanizmaya etki eden, göçüren kuvvetlere (gerilmeler) karşı, karşı koyan kuvvetler (gerilmeler) tanımlanır.

2.6.1. Yüzeysel temelerde göçme türleri

Yüzeysel temeller uygulanan yapısal yükleri yakın zemin tabakalarına iletirler. Yüklerin iletilmesi esnasında zeminde hem basınç hem de kayma gerilmeleri oluşur. Bu gerilmelerin büyüklükleri temel taban basıncına ve temel büyüklüğüne bağlıdır. Taban basıncının yeteri kadar büyük ve temelin yeterli boyutlarda olmaması durumunda, kayma gerilmeleri zeminin kayma basıncını aşabilir. Bu durumda, taşıma gücü problemi ortaya çıkmaktadır (Coduto, 2005).

Temelden aktarılan yüklerin zeminde oluşturduğu kayma gerilmeleri zeminin kayma mukavemetini aşarsa taşıma gücü göçmesi oluşur. Bu tür göçmeler yıkıcıdır ve

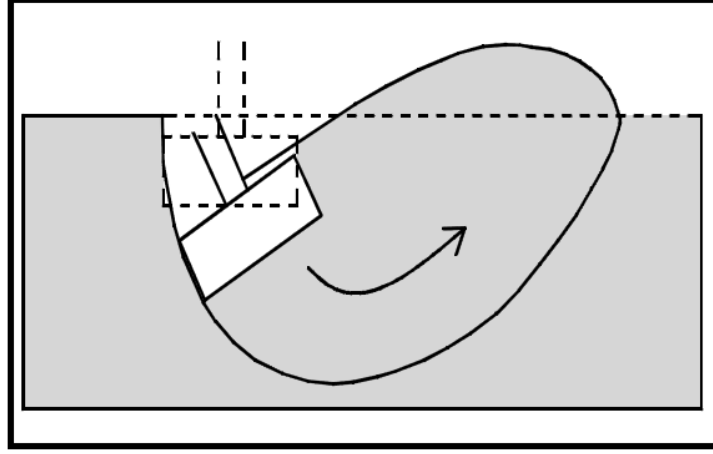
mutlaka kaçınılmalıdır (Craig, 2004). Araştırmacılar taşıma gücü göçmelerinin (yenilmesi) üç tipini saptamışlardır. Bunlar;

1. Genel kayma göçmesi
2. Zımbalama göçmesi
3. Bölgesel (kısmi, yerel) kayma göçmesi

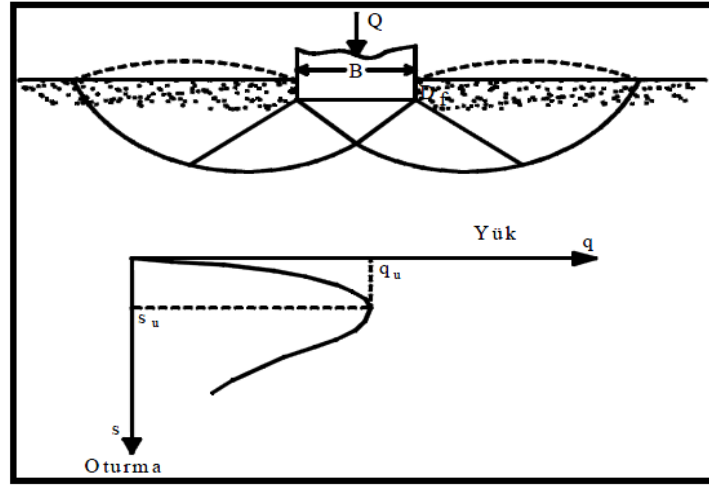
2.6.1.1. Genel kayma göçmesi

En yaygın göçme şeklidir. Genellikle granüler, sert kohezyonlu zeminlerde ve de orta sert kayalarda, drenajsız koşulun hakim olduğu yeteri kadar hızla yüklenen doygun normal konsolide killerde meydana gelmektedir. Yüzeyde oturan temel için sıkı kumlar ($D_r > 65\%$) ve aşırı konsolide killerde ($AKO > 5$) yükleme boyunca temel/plaka oturmaları oldukça düşük iken taşıma yük (G) aniden belirtekte ve sistemde biriken enerji nedeniyle göçme şiddetli olabilmektedir.

Başlangıçta temele uygulanan (G) yükü arttıkça oturmalar da artmakta, göçme yüküne ulaşıldığı zaman yük sabit kalırken oturmalar artmaya devam ederek büyük değerlere ulaşmaktadır. Temele bitişik zemin yüzeyinde açık bir biçimde oluşan kabarmalar görülmektedir. Kabarmaların temel kenarlarında görölmesine rağmen, göçme sadece bir kenarda oluşur ve buna yönelik olarak temelin döndüğü gözlenmektedir. Zemin, kayma yüzeyleri boyunca kırılarak temel göçer ve zemin yüzeyinde kırılmalar oluşur. Yük-oturma eğrisinde nihai taşıma kapasiteleri (q_u) kolayca belirlenebilir. Şekil 12, 13 ve 14'de genel kayma göçmesi örnekleri verilmiştir.



Şekil 2.12. Genel kayma göçmesi (Coduto 2005)



Şekil 2.13. Genel kayma göçmesi ve yük-oturma eğrisi (Çinicioğlu,2005).

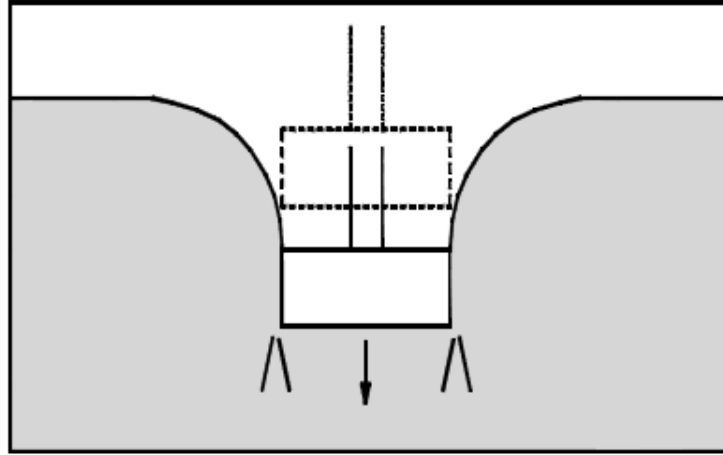


Şekil 2.14. Meydana gelen genel kayma göçmesi (Çinicioğlu, 2005)

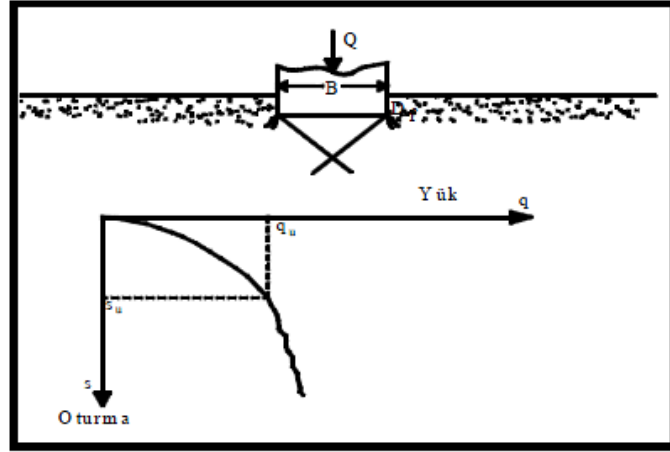
2.6.1.2. Zımbalama göçmesi

Gevşek-çok gevşek kumlar, siltler, moloz ve dolgular ile yumuşak kil tabakalarında yavaş drenajlı koşullar altında, temel ortama bir zımba gibi girmekte, zemin yüzeyinde herhangi bir şekil değiştirme gözlenmemektedir. Oturma-yük eğrilerinde bölgesel (kısmi, yerel) kayma kırılmasına benzer olarak fakat kırılma noktası belirgin değildir. Temel yanlarında kırılma, çok az kabarma veya kabarma oluşmaz. Kırılma yüzeyleri oluşmadan bu tip zeminlerde zeminin yüksek sıkışabilirliğinden dolayı büyük oturmalar gözlenmektedir.

Nihai taşıma gücü değeri çizilen eğrilerin başlangıç ve bitiş teğetlerinin kesişim noktasındaki değerler alınarak hesap edilmektedir. Nihai taşıma kapasitesinin (q_u) belirlenmesinde iki farklı yöntem ileri sürülmüştür. Zımbalama göçmesi örnekleri Şekil 15, 16 ve 17' de verilmiştir.



Şekil 2.15. Zımbalama göçmesi (Coduto, 2005)



Şekil 2.16. Zımbalama göçmesi ve yük-oturma eğrisi (Das, 1999)



Şekil 2.17. Zımbalama göçmesi ve yük-oturma eğrisi (Çinicioğlu, 2005).

2.6.1.3. Bölgesel kayma göçmesi

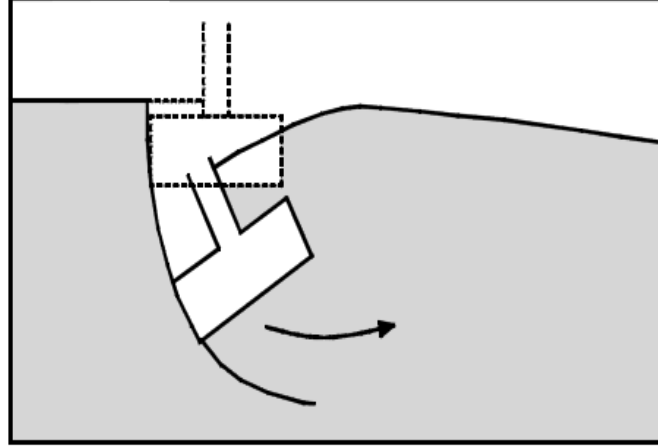
Bölgesel kayma göçmesi bir ara durumdur. Kayma yüzeyleri temel altında iyi tanımlanmamış olup, daha sonra zemin yüzeyine yakın bir yerde belirsiz hale geçer. Orta sıkı-gevşek kumlarda veya hafif-orta aşırı konsolide killerde daha çok görülen göçme tipidir. Yük-oturma eğrisi üç bölgeden oluşmaktadır (Craig, 2004).

1. $q=q_u$ değerine kadar yük arttırılırsa, oturmalar artmakta ve q_u değeri ilk göçme yüküdür. Bu bölgede zemin daha çok düşey yönde sıkışırken çok az yanıl deformasyonlar oluşur.

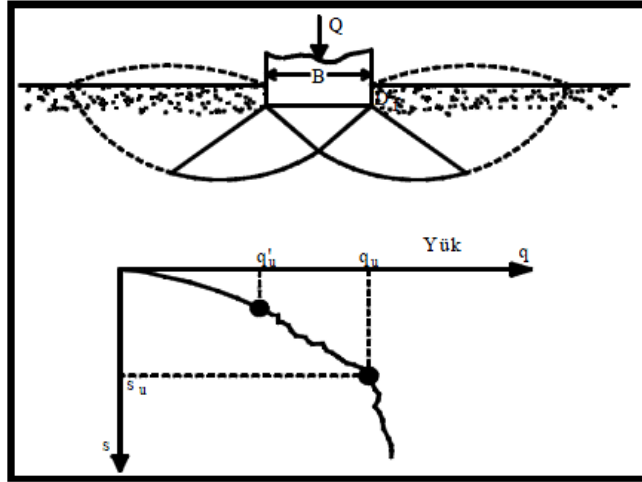
2. Yük arttırıldığında yük-oturma eğrisinin dik ve düzensiz arttığı gözlenmektedir. Zemin hareketleri yukarıya ve dışa doğrudur.

3. $q=q_u$ olduğunda göçme yüzeyi zemin yüzeyine yakın bir yerde ve yüklemeye devam edilirse zemin yüzeyinde kabarmalar oluşur. Yük oturma eğrisi lineer olarak artmakta fakat q_u değeri belirgin değildir.

Şekil 18 ve 19 ' da bölgesel kayma göçmesi örnekleri gösterilmiştir.



Şekil 2.18. Bölgesel kayma göçmesi (Coduto, 2005)



Şekil 2.19. Bölgesel (kısmi, yerel) kayma göçmesi ve yük-oturma eğrisi (Craig, 2004)

2.6.2. Yüzeysel temellerin taşıma gücü

Yüzeysel temellerin taşıma gücü ilk kez 1973'te Terzaghi tarafından Prandtl teorisine dayanılarak belirli bir mantık içerisinde açıklanmıştır. Prandtl sert çelik bir zımbanın bir diğer metal yüzeye bastırıldığında beliren plastik şekil değiştirmeyi incelemiştir. Bu yaklaşımı izleyerek zemin, temel, yük koşulları için onlarca teori ve çözüm geliştirmişse de bunların arasında süzülen Meyerhof (1951), Brinch Hansen (1961), Vesic (1975) teorileri günümüzde en çok kullanılanlardır.

Taşıma gücü problemi dört farklı yaklaşımla çözülebilir.

- Kayma çizgileri metodu
- Limit denge metodu
- Limit gerilme metodu
- Sonlu eleman metodu

İlk üç yöntem taşıma gücünü bir plastisite problemi olarak incelerken dördüncü yöntemde yüklenen ortamda belirecek ötelenmeleri de hesaplamak mümkündür.

Kayma çizgileri ya da yüzeyleri, metodunda temel yakınında kayma gerilmeleri bir ağ biçiminde temsil edilir. Bu kayma gerilmesi çizgileri yükleme sonucunda oluşan maksimum değerleri göstermektedir. Düzlem gerilme problemlerinde iki plastik denge diferansiyel denklemi, bir de yenilme denkleminin kullanımı ile üç bilinmeyen gerilme için çözüm yapılmaktadır. Çözümlere analitik yoldan ulaşıldığı gibi sayısal, hatta çizimlerle de varılabilir.

Limit denge yaklaşımında yukarıdaki yaklaşımda gözetilen kayma yüzeyleri alanı yaklaşık yöntemlerle çözülmektedir. Kayma yüzeyi ve buradaki normal gerilmeler için çözümü basitleştirici kabuller yapılmaktadır. Bu yöntemler alt ve üst limit durum çözümleri getirir. Üst limit çözümü gerekli sınır koşullarını kinematik olarak kabul edebilir bir hız alanından hesaplar ve belirli süreksizlik yüzeyleri dışında, sürekli bir çözümdür. Alt limit çözümleri ise hiçbir yerde yenilme ihlali yapılmayan, statik açıdan kabul edilebilir gerilme alanı ve koşullarını denge durumunda sağlarlar. Her

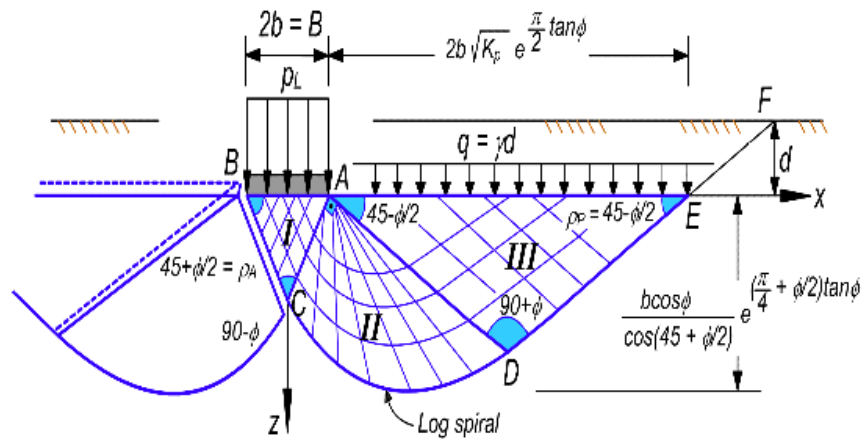
iki çözüm sonucunun çakışması eldeki problemde gerçek çözüme ulaşıldığı anlamına gelir.

Limit gerime metodunda diğerlerinden farklı olarak normality olarak adlandırılan zeminin idealleştirilmiş gerilme- birim boy değiştirme bağıntısı göz önüne alınır ve Drucker'in plastik limit teoremleri kullanılır.

Sonlu elemanlar metodunda ortam istenilen denli küçük parçalara ayrılıp her parça ve bölge için fiziksel ve mekanik özellikler verilebildiğinden heterojen ortam da dahil tüm süreç üzerinde kontrol sağlanmakta ve problem üst ve alt limit koşullarında çözülebilmektedir. Bu amaca uygun Abaqus, Plaxis, Crips, Diana, Lusas, Hypermesh adlarında sayısal analiz yazılımları mevcuttur (Önalp, Sert, 2010).

2.6.2.1. Terzaghi taşıma gücü hesabı

Temellerin taşıma gücü hesaplamaları ile ilgili ilk çalışmalardan olan ve günümüzde yaygın olarak kabul edilen formüller, Terzaghi (1943) tarafından geliştirilmiştir. Terzaghi teorisini geliştirirken, zeminin taşıma gücü limit değerine ulaştığı andaki davranışını Şekil 2.20' de gösterildiği gibi kabul etmiştir. Buna göre, hemen temelin altında kalan I. bölge, temel ile birlikte düşey yönde hareket eden kama bölümüdür. II. bölge ise, ışınal kayma bölümünü temsil eden logaritmik spiral bir eğridir. Son olarak, zeminin düzlemsel yüzeyler boyunca hareket ettiği doğrusal kayma bölümünü temsil eden III. Bölge gösterilmiştir.



Şekil 2.20. Terzaghi taşıma kapasitesi sınır durumu (Çinicioğlu, 2005).

Terzaghi çalışmalarında, temel derinliği boyunca zeminin kayma dayanımını ihmal ederek, kayma yüzeyi üzerindeki zemini sürüş etkisi olarak almıştır. Bu yöntem yüzeysel temeller için kabul edilebilir bulunmaktadır.

Terzaghi, taşıma kapasitesi hesaplarında çeşitli kabuller yapmıştır. Bunlar, aşağıdaki şekilde özetlenebilir (Coduto, 2001).

1. Temel derinliği D olmak üzere, temel genişliği B 'den daha küçük olmalıdır (Yüzeysel temel şartı $D \leq B$).
2. Temel tabanı, temel ve zemin arasında kayma oluşmayacak şekilde pürüzlü olmalıdır.
3. Zemin, homojen yarı sonsuz üniform bir kütledir.
4. Taşıma gücü limit değerlerine ulaşıldığında, zeminde genel kesme kırılması oluşur.
5. Zeminde konsolidasyon oturması oluşmaz.
6. Temel zemine göre çok rijittir.
7. Temele etkiyen yükler, basınç şeklinde olup, eksantrisite mevcut değildir.

Terzaghi, ilk hesaplamalarını sürekli temeller için gerçekleştirmiştir. Devam eden süreçte, deneysel olarak elde ettiği sonuçları kullanarak, kare ve dikdörtgen temeller için de geometrik katsayılar geliştirmiştir. Terzaghi taşıma gücü formülü, aşağıdaki şekilde verilmektedir.

$$q_{nih} = c' * N_c * s_c + \sigma'_z * N_q + 0,5 * \gamma' * B * N_\gamma \quad (2.2)$$

Burada;

q_n : Zeminin nihai taşıma gücünü

c' : Temel zemininin efektif kohezyonunu

σ'_z : Temel derinliğindeki efektif düşey gerilmesini

γ' : Zemin efektif birim hacim ağırlığını

B : Temel genişliğini

N_c , N_q ve N_γ : İçsel sürtünme açısına bağlı terzaghi taşıma gücü faktörlerini temsil etmektedir. Terzaghi'nin taşıma gücü formülü, efektif gerilmeler için geliştirilmiş

olsa da, bu formül toplam gerilme analizinde de kullanılabilir. Terzaghi taşıma gücü faktörleri olan N_c , N_q ve N_γ , aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \Phi \quad (2.3)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)\tan \theta}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\theta}{2}\right)} \quad (2.4)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \theta}{2} \left(\frac{K_{\rho\gamma}}{\cos^2 \theta} - 1 \right) \quad (2.5)$$

2.6.2.2. Meyerhof taşıma gücü hesabı

Meyerhof (1951,1963), Terzaghi'nin hesaplamalarına benzer bir yaklaşımla, temellerin şekil ve derinlik faktörlerini de dikkate alarak bir taşıma gücü formülü geliştirmiştir. Ayrıca, temelin düşey yüklerin yanı sıra yatay yüklerin de etkisinde olduğu durumlar için yük eğim faktörlerini içeren bir yaklaşımı da mevcuttur. Meyerhof taşıma gücü formülleri, aşağıda verildiği şekilde kullanılmaktadır;

$$q_n = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \sigma_z \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (2.6)$$

$$q_n = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + \sigma_z \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \quad (2.7)$$

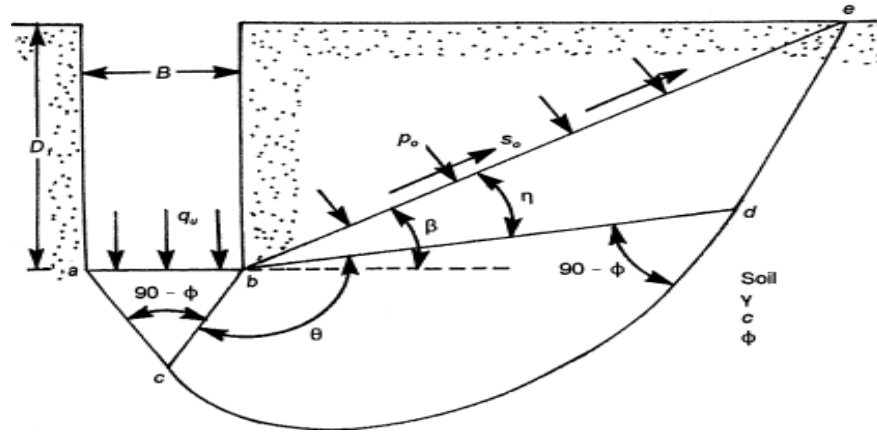
Burada, Terzaghi taşıma gücü formülüne ek olarak;

d_c , d_q ve d_γ : Derinlik faktörleri

s_c , s_q ve s_γ : Temel şekil faktörleri

i_c , i_q ve i_γ : Yük eğim faktörleri kullanılmaktadır.

Meyerhof'un taşıma gücü hesaplarına esas kullandığı zemin kırılma yüzeyine ait şematik gösterim, Şekil 2.21' de verilmiştir. Buna göre, abc üçgeni temel ile hareket eden kama bölgesini, bcd ve cd logaritmik spiral çizgisi ile sınırlanmış bölge, açılal kayma bölgesini, bde üçgeni ise karışık kayma bölgesini temsil etmektedir. be çizgisinin oluşturduğu düzlem, eşdeğer serbest yüzey olarak adlandırılır (Das, 1999).



Şekil 2.21. Meyerhof taşıma kapasitesi sınır durum şematik gösterimi (Das, 1999).

Meyerhof zemini abc; elastik zon, bcd; radyal kayma zonu, bde; karışım kayma zonu, olmak üzere üç ana bölgeye ayırmıştır. Tasıma gücü faktörlerini de buna bağlı olarak tekrar hesaplamıştır.

Meyerhof taşıma gücü faktörleri olan N_c , N_q ve N_γ değerlerinin, içsel sürtünme açısına göre değişmektedir.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \quad (2.8)$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\Phi) \quad (2.9)$$

$$Nq = \tan\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) e^{\pi \tan \Phi} \quad (2.10)$$

2.6.2.3. Hansen taşıma gücü hesabı

Hansen (1970), Meyerhof (1951) taşıma gücü hesabına paralellik gösteren ve ona ek olarak, yük eğim açısı faktörlerini, zemin eğim faktörlerini ve temel sapma faktörlerini dikkate alan bir formül geliştirmiştir. Burada kullanılan temel sapma faktörü i , temel tabanının yatay düzlemden η açısı kadar sapması durumunda ve zemin eğim faktörü i_g de, temelin yan yüzünü destekleyen zeminde β açısı kadar bir eğim bulunması durumunda dikkate alınan değerlerdir. i_l yük eğim faktörleri ise, temele etkileyen yatay ve düşey yük bulunması durumunda oluşacak bileşke yüklerin

düşey eksenenden kaçıklığını dikkate alan katsayılarıdır. Buna göre, Hansen taşıma gücü formülü aşağıdaki gibi verilmektedir (Bowles, 1996).

$$q_n = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \sigma_z N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (2.11)$$

Formülde kullanılan taşıma gücü katsayıları N_c ve N_q , Meyerhof formülünde kullanılanlarla aynı şekilde hesaplanmaktadır. Farklı olarak, N_γ aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$N_\gamma = 1,5 * (N_q - 1) * \tan \Phi \quad (2.12)$$

Burada;

b_c, b_q, b_γ temel sapma faktörleri,

g_c, g_q, g_γ zemin eğim faktörleri

i_c, i_q, i_γ yük eğim faktörleri

i_c', i_γ' : İçsel sürtünme açısı ϕ sıfıra eşitken yük eğim faktörleri

g_c' : İçsel sürtünme açısı ϕ sıfıra eşitken zemin eğim faktörü

b_c' : İçsel sürtünme açısı ϕ sıfıra eşitken temel sapma faktörü

H_i : Temele etkiyen yanal yük

V : Temele etkiyen düşey yük

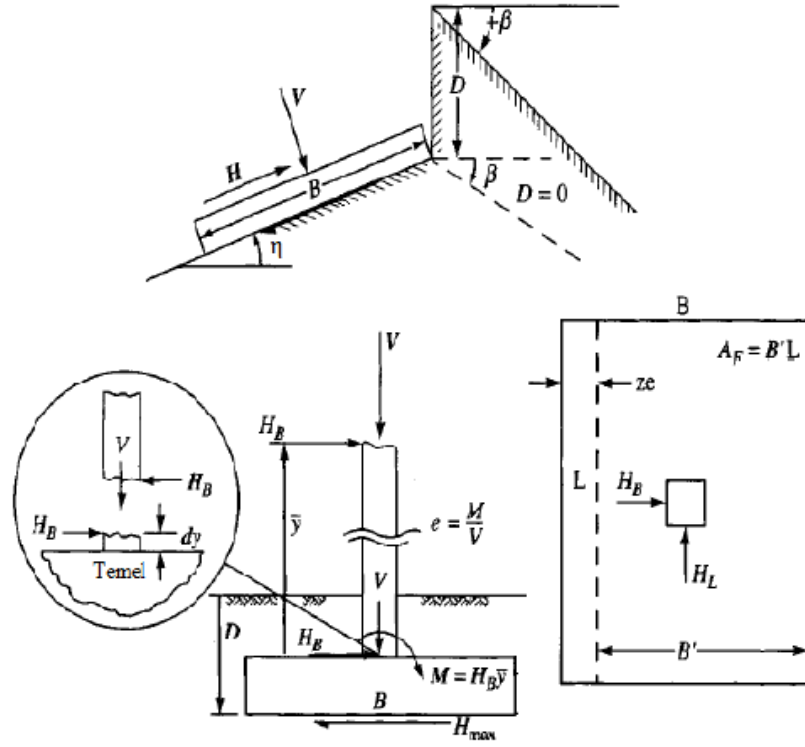
A_f : Temel efektif alanı

c_a : Taban adezyonu ($0,6c \leq c_a \leq 1,0c$)

η : Tabanın yatayla yaptığı açı

β : Temel yüzüne bitişik zeminin yatayla yaptığı açı değerlerini temsil etmektedirler.

Bu hesaplamalara esas şematik gösterim Şekil 2.22' de verilmiştir.



Şekil 2.22. Hansen taşıma kapasitesi hesabı şematik gösterimi (Bowles, 1996).

2.6.2.4. Vesic taşıma gücü hesabı

Vesic (1973, 1975) taşıma gücü hesaplama yöntemi, Hansen (1961) tarafından geliştirilen yöntemle benzerdir. İki yöntem arasındaki farklılıklardan biri, N_γ taşıma gücü faktörüdür. Vesic, bir temel sapma faktörleri, g_i zemin eğim faktörleri ve i_i yük eğim faktörlerinin hesaplanmalarında da farklı yaklaşımlar geliştirmiştir. Ayrıca, Vesic tarafından geliştirilen taşıma gücü faktörü N_γ hesaplaması aşağıdaki şekilde yapılmaktadır.

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \theta \quad (2.13)$$

Vesic, Hansen'in aksine taşıma gücü hesaplamalarında, eksantrisite etkisini dikkate almayarak, temel boyutlarını olduğu gibi kabul etmektedir.

2.6.2.5. Genel taşıma gücü formülü

Çalışmaların sonunda kabul edilmiş en genel nihai taşıma gücü formülü aşağıda verilmiştir.

$$q_n = cN_c(sc\ dc\ ic\ bc\ gc) + \gamma Df N_q(sq\ dq\ iq\ bq\ gq) + 0,5\gamma BN\gamma(s\ \gamma\ d\ \gamma\ i\gamma\ b\gamma\ g\ \gamma) \quad (2.14)$$

2.6.2.6. İzin verilebilir taşıma gücü

Taşıma gücü analizlerinin çoğu izin verilebilir tasarım yöntemleri kullanılarak yapılır. Nihai taşıma gücü emniyet faktörüne bölünerek elde edilir ; zemin emniyet gerilmesi olarak da adlandırılır.

$$q_a = \frac{q_{nih}}{GS} \quad (2.15)$$

2.7. Oturma

Herhangi bir bina,yapı veya dolgu yapıldığı zaman bunların altında bulunan zeminin, gerilme koşullarında artış meydana gelir. Bu artış sonucunda yapı altındaki zeminde sıkışmalar veya oturmalar meydana gelir. Zemin kitlesinde oluşan gerilmelerin herhangi bir sebeple geri gelmesi sonucu zeminde kabarmalar meydana gelir. Dolayısıyla yüke bağlı olarak zemin hacminde değişiklikler oluşur. Bu değişikliklerde zemin yapılarının projelendirilmesinde en etkili faktörler olmaktadır (Aytekin,2004).

Mühendisler 1950'lere kadar tasarım projelerini taşıma gücüne göre yapmaktaydılar. Taşıma gücünün yeterli olduğu durumda temelin oturma yapmayacağını söylemişlerdir. Ancak Hough (1959) her ikisinin de beraber ele alınması gerektiğini vurgulamıştır. Mühendislik yapılarının temel tasarımında oturmanın hızı da oturma miktarı kadar önemlidir. Özellikle aşırı oturmalar, oturmanın hızlı olduğu durumlarda ve oturma hızlı olmasa bile farklı oturmalar yapısal ve/veya yapısal olmayan hasarlara yol açabilir. Yüklemeye maruz kalan bir zemindeki toplam oturmanın üç bileşeni vardır. Bu bileşenler:

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (2.16)$$

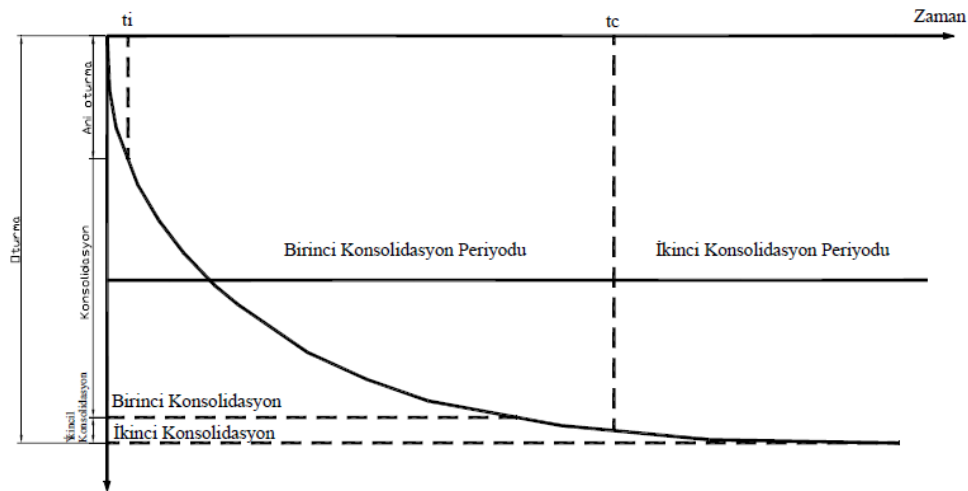
Uygulamada karşılaşılan pek çok durumda kumlardaki sıkışma henüz inşaat devam ederken meydana gelir ve oturmaların çoğu inşaat bitene kadar gerçekleşmiş olur. Ancak, bu hızlı işleminden dolayı, iri taneli malzemede çok küçük toplam oturmalar bile özellikle çabuk oturmaya duyarlı yapılarda zararlı olabilmektedir. Ancak kil gibi ince daneli malzemelerde bu durum söz konusu değildir. Yükleme maruz kalan bir zeminde toplam oturmanın (S_t), ani oturma (distorsiyon oturma) (S_i), konsolidasyon oturması (zamana bağlı) (S_c) ve ikincil oturma (zamana bağlı) (S_s) olmak üzere üç bileşeni vardır.

2.7.1. Ani oturma

Zemin hacim şekil değiştirmesine sebep olan distorsiyon oturması genellikle temellerin kohezif zemin birikintileri üzerinde desteklendiği toplam oturmanın küçük bir kısmıdır. $t=0$ anında gerçekleşir. (Basmacı, 2010)

2.7.2. Konsolidasyon oturması ; reolojik model

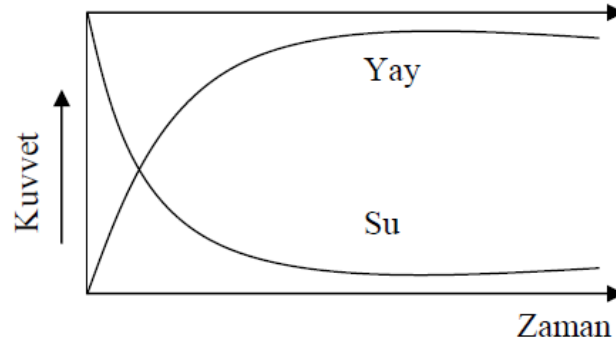
Konsolidasyon oturması birincil ve ikincil konsolidasyon olmak üzere ikiye ayrılır. Şekil 2.23'de gösterilmiştir. Birincil konsolidasyon ikincil konsolidasyona göre daha büyüktür ve daha hızlı gerçekleşir. İkincil konsolidasyon sonucunda ise zeminde plastik şekil değiştirme ve karmaşık kimyasal yapılar oluşur.



Şekil 2.23. Kohezyonlu zeminlerin yük altında toplam oturması (Cernica, 1995).

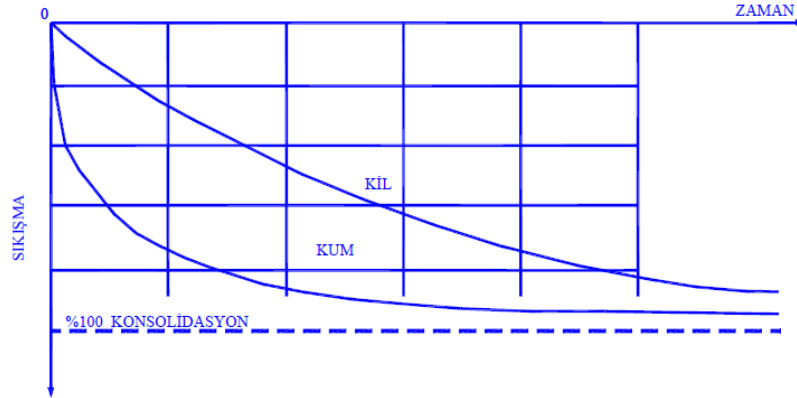
$$\sigma = \acute{o} + \mu \tag{2.17}$$

Yay analojisi ile ifade edilmeye çalışılan konsolidasyon, birincil konsolidasyon olarak adlandırılırken; bazı durumlarda kil zeminlerde aşırı hidrostatik basınç artmaya devam ederek konsolidasyonun devam etmesine olanak sağlar. Şekil 2.25'de gösterilmiştir. Bu şekilde meydana gelen konsolidasyona da ikincil konsolidasyon adı verilir.



Şekil 2.25. Konsolidasyon sırasında meydana gelen yük transferi (Lambe ve Whitman, 1969).

Konsolidasyon oturması , zamana ve permeabiliteye bağlı oturmadır ve doymun veya yarı doymun silt veya killerde gerçekleşir. Bu tür zeminlerin permeabilitesi düşük olduğundan oturma yavaş gerçekleşir. Konsolidasyon oturmasının tamamlanması yıllarca sürebilir. Kohezyonsuz zeminlerde ise permeabilite yüksek olduğundan oturma hızlı gerçekleşir. Şekil 2.26' da gösterilmiştir (Yüksel, 2007).



Şekil 2.26. Yük altındaki bir zemindeki konsolidasyon-zaman ilişkisi (Cernica, 1995)

Ani oturma veya distorsiyon oturması aslında elastik olmasa da genellikle elastik teoriden hesaplanmaktadır. Gerilme-birim deformasyon ilişkisinde zamanı bir faktör olarak içeren malzemeler viskoelastik malzemelerdir. Zeminler mekanik davranış açısından viskoz özellik göstermekle birlikte zeminde elastik davranış çok dar bir deformasyon aralığında oluşur. Zeminlerin doğrusal olmayan malzemeler olması sebebiyle visko-elastite teorisi değil elastik viskoplastik davranış özellikleri zemin için uygun tanımlamayı içerir. Zeminler gerilmeye maruz kaldığında şekil değişikliğine uğrar ve elastik davranış bölgesi geçildikten sonra gerilmenin kalkması durumunda deformasyonların önemli bir kısmı geri dönmeyecektir ve kalıcı

deformasyon olarak zemin dokusunda değişime sebep olacaktır. Zemindeki her yük boşaltılmasından sonra geri gelmeyen deformasyonlar artmaktadır. Zeminlerin bu şekilde davranmasındaki etkenler şunlardır;

- a) Zemin oluşumu sırasında aldığı gerilmeler
- b) Zeminin moleküler yapısı
- c) Daneler arasındaki kohezyon kuvveti veya çimentolaşma
- d) Doğal yoğunluğu
- e) Danelerin şekli, büyüklüğü ve dayanımları
- f) Yoğunluk derecesi
- g) Permeabilite (geçirimsizlik) (Çinicioğlu, 2005).

2.7.3. İkincil oturma

Konsolidasyon oturması boşluk suyu basıncının azalması ve buna bağlı efektif gerilme artışı ile zaman içerisinde oluşmakta ve ilave basınç etkisi boşluk suyundan tanelere nakledilince yani ilave boşluk suyu basınçları sönümlenip bu basınç zemin tarafından efektif gerilme artışı olarak algılanınca durmaktadır. İkincil sıkışma ise konsolidasyon ile başlayan sıkışmanın sabit efektif gerilme altında bir devamı ekinde oluşmakta ve sünme (krip) benzeri bir davranış sunmaktadır. İkincil sıkışma hızı, konsolidasyon hızından çok daha yavaştır (Koç ve Kayalar, 2002).

2.8. Literatürdeki Deneysel Çalışmalar

Mandal ve Sah (1992), Kil zemin tabakalarına yatay olarak yerleştirilen geogrid donatılarla, kare temellerin taşıma gücü model deneylerle araştırılmıştır. Model deneyler, 46x46x46 cm boyutlarında çelik kasa içerisinde yapılmıştır. Model temel olarak 10 cm boyutlarında ahşap malzeme kullanılmıştır. Kasa boyutları, model temel genişliğinin 4 katı seçilerek sınır etkisi minimuma indirilmiştir. Donatı olarak çift yönlü geogridler kullanılmıştır. Deneylerde ilk donatı oranları $u/B=0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0$ alınmıştır. Kıyaslamalar, temel genişliğinin %11'ine ait oturmalara

karşılık gelen taşıma kapasiteleri ile yapılmıştır. Kare temelde u/B (donatı derinliği/temel genişliği) oranı 0.175 olduğunda taşıma kapasitesinde %36 artış, $u/B=0.25$ için ise oturmadaki % azalmayı simgeleyen (PRS)max değerini ise %45 bulmuştur. İyileştirme tüm oturma oranlarında gözlenmiş ve $u/B=0-0.25$ aralığında iyileşme faktöründe oldukça belirgin iyileşmeler gözlenmiştir.

Ramaswamy ve Purushothaman (1992), Geogrid donatı ile güçlendirilmiş kil zemin üzerine oturan model temellerin taşıma kapasitesi deneysel çalışmalar yapılarak incelenmiştir. Deneyler sırasında 40mm çapında dairesel temel kullanılmıştır. Temel zemini, likit limiti %31, plastik limiti %18, özgül ağırlığı 2.66 olan ve 0.075mm açıklıklı elekten %100 ü geçen kilden (CL) oluşmaktadır. Standart proktor deneyinden elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlığı 1800 kg/m³ ve optimum su içeriği %18'dir. Model deneyler, %14, %18 ve %20 olmak üzere üç farklı su içeriğinde yapılmıştır. Bu su muhtevalarına karşılık gelen kuru birim hacim ağırlıkları sırasıyla 1725 kg/m³, 1810 kg/m³ ve 1765 kg/m³ tür.

Ramaswamy ve Purushothaman (1992) tarafından ilk donatı derinliğinin (u) optimum değeri 0.50, efektif donatı uzunluğu da 4B olarak bulunmuştur. Donatı sayısının 1'den 3'e kadar artması durumunda taşıma kapasitesi oranı (TKO), 1.15'den 1.70'e kadar artmıştır. Donatısız ve donatılı kil zemin durumlarında taşıma kapasitesi, su içeriği arttıkça azalmıştır. Optimum su muhtevasında iki tabaka geogrid donatı ile güçlendirilmiş kilin taşıma kapasitesi oranı (TKO) 1.47 olarak elde edilmişken, optimumdan daha ıslak durumda 1.11, optimumdan kuru durumda da 1.26 olarak elde edilmiştir.

Shin ve ark. (1993), Geogrid donatılarla güçlendirilen suya doymuş killi zemin üzerine oturan şerit temellerin taşıma kapasiteleri laboratuvar deneyleri ile araştırılmıştır. Deneyler tek tip kil üzerinde gerçekleştirilmiş ve ortalama su muhtevasının değişimi drenajsız kayma mukavemetinde değişimlere sebep olmuştur. Laboratuvar deneylerinde, kritik geogrid tabaka derinliği, tabaka genişliği, ilk donatı tabaka derinliğinin bulunması ve olası en yüksek taşıma kapasitesi oranının araştırılması amaçlanmıştır.

Deneylerde %98'i 200 nolu elek altında kalan doğal kil zemin kullanılmıştır. Kil zeminin diğer endeks özellikleri $W_L=44\%$, $I_p=20\%$ ve $G_s=2.74$ 'tür. Deneylerde zemin önce öğütülmüş ardından önceden belirlenen su muhtevasında karıştırılmıştır. Su içeriğinin değişmemesi için nemli zemin çeşitli plastik kaplarda muhafaza edilmiş ve kullanımdan önce yaklaşık bir hafta boyunca küre tabi tutulmuştur. Deneylerde 7.62×30.48 cm ebatlarında model temeller kullanılmıştır. Model kasa 1.09m uzunluğa, 30.48cm genişliğe ve 0.90m yüksekliğe sahiptir. Kasa kenarları sürtünmeyi azaltacak şekilde tasarlanmıştır. Deney sırasında nemli zemin 25.4mm kalınlıklarda düz bir çekiçe sıkıştırılmıştır. Model temel üzerine yükleme hidrolik krikolarla yapılmıştır. Alüminyum temel üzerine yerleştirilen iki adet deplasman ölçerlerle okumalar yapılmış ve her bir yük kademesinde yaklaşık 10 – 15 dk beklenmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti c_u , her bir deneyin ardından veyn aletiyle belirlenmiştir.

Çalışmada, 7 farklı seride deneyler yapılmıştır. Seri A'da donatısız kil kullanılırken, Seri B, C, D ve E kritik $(u/B)_{cr}$ ve $(b/B)_{cr}$ oranlarını, Seri F ve G ise kritik $(d/B)_{cr}$ oranlarını bulmak için yapılmıştır. Her bir deneyin ardından yük oturma eğrileri çizilmiş ve Vesic (1973)'e göre taşıma gücü değerleri belirlenmiştir. Temeller için kullanılan $q_u = c_u * N_c$ ifadesinde deneylerden elde edilen q_u ve c_u değerleri yerlerine konmuş ve N_c 'nin teorik değeri olan $N_c = 5.14$ ile oldukça iyi bir uyum içinde olduğu görülmüştür.

Şerit temeller için kullanılan $(q_u = c_u * N_c)$ ifadesinde deneylerden elde edilen q_u ve c_u değerleri yerine konulmuş ve N_c 'nin teorik değeri olan $N_c = 5.14$ ile oldukça iyi bir uyum içinde olduğu görülmüştür. Herhangi bir b/B oranı için Bearing Capacity Ratio (Taşıma kapasitesi oranı) (BCR) değeri $(u/B \approx u/B)_{cr}$ değerine kadar artarken, bu değerden sonra azalmaktadır. $(u/B)_{cr} = 0.4$ olarak (tüm b/B değerleri için) elde edilmiştir.

Sanad ve ark. (1993), çok yoğun kalkerli kum zemin üzerinde plaka yükleme deneyleri yapılmış, dairesel ve halka temellerin yük oturma davranışları kıyaslanmıştır. Deneyler temel tabanı seviyesinde (yerden 18m derinlikte) yapılmıştır. Deneylerde 0.3m, 0.61m ve 1.28m çapında dairesel plakalarla 0.68m iç,

1.28m dış çapa sahip plakalar kullanılmıştır. Bu deneylerle 55m çapında ve 370m yüksekliğinde inşa edilecek anten kulesi için yapılacak oturma hesaplarında güvenilir zemin deformasyon modülleri elde edilmesi amaçlanmıştır.

Sonuçta elastisite modülü 50MPa ile 70MPa arasında elde edilmiş, fakat modülün derinlikle artımının zemin türünden bağımsız olduğu bulunmuştur. Yeniden yükleme modülü, başlangıç modülünün iki katı ölçülmüştür. Dairesel plakalarla, iç çap/dış çap oranının 0.531 olduğu halka plakalarda oturma açısından bir farklılık olmadığı görülmüştür. Halka plakalarda ölçülen oturmalar, elastik analizlere dayalı oturmaların oldukça altında çıkmıştır. Ölçülen oturmaların, SPT ve Menard pressiyometre deneylerinden elde edilen ampirik çözümlerle uyumlu olduğu görülmüştür.

Das ve ark. (1994), Geogrid ile güçlendirilmiş kum ve suya doymuş kil zemin üzerine oturan şerit temellerin taşıma kapasitesini araştırmıştır. Model deneyler esas alınarak, her iki tip zemin için, optimum ilk donatı derinliği, optimum toplam donatı derinliği ve genişliği tanımlanarak karşılaştırılmıştır. Kumlarda efektif olarak çalışan toplam donatı derinliği 2B, killerde ise 1.75B olarak bulunmuştur. Maksimum taşıma kapasitesini veren ilk donatı derinliği ise kumlarda 0.30 B, killerde ise 0.40B olarak bulunmuştur.

R. İyisan ve A. Ansal (1996), Zemin incelemeleri sırasında açılan sondaj kuyularında uygulanan Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), çeşitli zemin özellikleri hakkında bilgi edinilmesi açısından oldukça yaygın kullanılan bir arazi deneyidir. Diğer arazi deneyleri arasında, sondaj kuyusuna gerek olmadan uygulanabilen Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) ve Dinamik Sonda Deneyi (DPT) sayılabilir. Bu çalışmada, Erzincan'da yapılan zemin incelemeleri sırasında uygulanan arazi penetrasyon deney sonuçları arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Standart Penetrasyon Deneyi N darbe sayısını diğer penetrasyon deney sonuçlarından tahmin edebilmek için bağıntılar geliştirilmiştir.

Adams ve Collin (1997) ,Geosentetik donatılı zeminlere oturan yüzeysel temellerin taşıma gücü ve oturma karakteristikleri büyük boyutlu model temeller kullanılarak belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada iki farklı geosentetik (geogrid ve geocell)

kullanılarak toplam 34 adet yükleme deneyi yapılmıştır. Donatı tabaka sayısı, tabakalar arası mesafe, ilk donatı derinliği, donatı türü ve zemin yoğunluğu değişken parametreler olarak ele alınmıştır. Elde edilen sonuçlar, donatı ilavesinin zeminlerin taşıma kapasitesini 2.5 kat artırdığını göstermiştir. Deney erde geosentetik donatı tabaka sayısı 3 olarak sabit tutulmuş ve kenar uzunlukları 0.30m, 0.46m, 0.61m ve 0.91m olan model kare temeller kullanılmıştır. Model temeller çelik donatılı, betonarme malzemeden imal edilmiştir. Boyut etkisini azaltmak için kare temeller tercih edilmiştir. Deneyler 5.4m genişlik, 6.9m uzunluk ve 6m derinliğe sahip betonarme duvarla çevrili alanda gerçekleştirilmiştir. Model temeller hidrolik krikolar vasıtasıyla yüklenmiştir. Deneylerde önce çukur kazılmış, ardından 30cm kum serilip belli yoğunluğa göre sıkıştırılmıştır. Kötü derecelenmiş kum (SP) sınıfına sahip kumun çeşitli endeks özellikleri, $D_{50}=0.25\text{mm}$, $c_u=1.7$, $\gamma_{k\max}=16.7\text{kN/m}^3$ ve $\gamma_{k\min}=13.8\text{kN/m}^3$ olarak belirlenmiştir.

Deney iki aşamada gerçekleştirilmiştir. 1. aşamada farklı donatı aralıkları ile farklı geosentetik türlerinin etkileri, yapılan 3 seri deneyle araştırılmıştır.

Seri 1: Donatısız deneyler, her ebatta temelle yapılmış, karşılaştırma amaçlı olarak kullanılmıştır. Deneylerde $\gamma_k=14.9\text{kN/m}^3$ olarak elde edilmiştir.

Seri 2: Seri 1'den farklı olarak 3 tabaka geogrid serilmiştir. Alanın tamamı donatılandırılmıştır. Donatıların üst üste binme etkisini azaltmak için donatılar zikzaklı olarak yerleştirilmiş ve 60cm'lik kısımlar üst üste bindirilmiştir. $\gamma_k=14.8\text{kN/m}^3$ olarak elde edilmiştir.

Seri 3: Seri 2'den farklı olarak geogrid yerine geocell kullanılmıştır. Geocell kaymaması için sabitlenmiştir. $2.75 \times 3.4\text{m}$ ebatlı 4 adet geocell kullanılmıştır. Bu seri deneyde $\gamma_k=14.8\text{kN/m}^3$ olarak elde edilmiştir.

2. aşamada yukarıda bahsedilen parametrelerin, (donatı genişliği, tabakalar arası mesafe, ilk donatı derinliği ve zemin yoğunluğu) etkileri araştırılmıştır. Deneylerde 0.61m ebatlı temel kullanılmıştır. Bu aşamada da 3 farklı deney serisi kullanılmış ve deneyler Seri 4, Seri 5, Seri 6 olarak adlandırılmıştır.

Seri 4: Bu seride ilk donatı derinliği ve donatı genişliğinin etkileri araştırılmıştır. Deneylerde 1.2*1.2m; 1.8*1.8m; 2.4*2.4m ebatlı geogridler ile 0.25B ve 0.375B derinliklere yerleştirilen tek donatı kullanılmıştır. Bu durumda donatı derinliği 150 ve 225mm olmuştur. Bu seri deneyde $\gamma_k=14.7\text{kN/m}^3$ olarak elde edilmiştir.

Seri 5: Bu seri deneyde $\gamma_k=14.5\text{kN/m}^3$ olarak elde edilmiş ve 150mm ve 300mm derinliklerde 2 donatı kullanılmıştır.

Seri 6: Bu seri deneyde $\gamma_k=14.2\text{kN/m}^3$ olarak elde edilmiş ve 150mm ve 300mm derinliklerde 2 donatı kullanılmıştır.

Her bir deney serisi kazılan alanda planlanarak yapılmış ve serilerin tüm deneyleri kum dolgu kaldırılmadan bitirilmiştir. Deneylerde güvenli tarafta kalmak amacıyla kazı 4B derinliğe kadar yapılmış, kum dolgu 30 cm' lik tabakalar halinde serilip sıkıştırılmış, ardından temel altına gelen yüzey dikkatlice düzeltilmiştir. Yoğunluklar her bir tabakadan sonra 5 farklı yerde nükleer yöntemlerle ölçülmüştür. Deformasyonlar temel köşelerine konan 4 adet deplasman ölçerle ölçülmüştür. Yüklemeler elle kontrol edilebilen hidrolik kriko ile yapılmıştır. Deformasyon ölçümleri belli zaman aralıklarında yapılmış, her bir yük kademesi elle artırılmış ve her bir yük kademesinde en az 5 dakika beklenmiştir.

Deneylerin sonunda taşıma kapasitesi değerleri, yük oturma eğrilerinden çeşitli teğetler çizilerek elde edilmiştir. Her bir deneyin performansını karşılaştırmak için taşıma kapasitesi oranları (TKO) belirlenmiştir. TKO değerleri %0.5, %1.0 ve 3.0% deformasyonlar için hesaplanmıştır. Sonuçlar, kayma türlerine göre de yorumlanmıştır. Bu sayede göçme mekanizmaları tespit edilmeye çalışılmıştır. Aynı zamanda yoğunlukların taşıma kapasitesine etkileri yorumlanmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlardan geosentetik donatı ilavesinin kum zeminlerin taşıma kapasitesini yaklaşık 2.5 kat artırdığı gösterilmiştir. İlk donatı derinliğinin 0.25B olması halinde en yüksek taşıma kapasitesi değeri elde edilmiştir.

A. Ş. Kayalar, M. Kuruoğlu ve U. Akay (1998), Bu çalışmada dinamik penetrasyon ve Standard penetrasyon direnç korelasyonu, arazi deneyleri ile değerlendirilmiştir. Zemin özellikleri oldukça farklı iki deney alanında ağır tip dinamik penetrasyon

(DPH / DIN 4094 SRS 15) ve Standard penetrasyon (SPT) deneyleri bir metre aralıklı olarak gerçekleştirilmiştir.

Birinci deney alanında suya kısmi doymuş killi kum, ikinci deney alanında ise suya doymuş non-plastik silt zeminlerin hakim olduğu belirlenmiştir. Deney alanlarının ilkinde dinamik penetrasyon deneyleri yapılırken tij çeper sürtünmesi gözlenmemiş, ikinci alanda önemli tij çeper sürtünmesi ortaya çıkmıştır. İkinci alandan elde edilen deney bulguları, dinamik penetrasyon ve Standard penetrasyon direnç korelasyonu için uyumlu bir dağılım vermiştir.

Tij sürtünmesini yenmek için harcanan darbe sayılarını (N'_{200}) değerlendirmek üzere, her tij ilavesinden sonra (bir metrede 1 defa) zemin içindeki tij grubu düşey eksen etrafında döndürülerek, tork T (Nm) ölçümü yapıp, kaydedilmiştir.

Gabr ve Hart (2000), Polimer geogridlerle güçlendirilmiş donatılı kum zeminlerde elastisite modülü değerinin hesaplanabilmesi için model deneyler yapılmıştır. Deneylerde $1.52 \times 1.52 \times 1.37$ m ebatlara sahip bir deney kasası ve kenar boyutu 30cm olan kare kesitli plakalar kullanılmıştır. İki farklı geogrid (SR1 ve SR2) kullanılarak toplam 9 adet yükleme deneyi yapılmış ve elastisite modül değerleri, 9.2mm ve 4.6mm' lik deformasyon seviyelerinde E (Elastisite modülü) hesaplanmıştır.

Deneylerde 3 tabaka donatı kullanılmış ve performans, zemin taşıma kapasitesi yerine donatılı ve donatısız durumlardaki elastik modüller karşılaştırılarak yapılmıştır.

Deney sonuçları ışığında Wahls (1984, 1994) tarafından önerilen yöntem kullanılarak E_1 değerleri hesaplanmış ve literatürde önerilen değerlerle karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada, $u/B = 0.5$ için elde edilen E_1 değerleri Adams ve Collin (1997)'e göre %20 daha düşük değerde bulunmuştur. Kum zemine donatı konması durumunda, yük taşıma kapasitesinde bir artma ve düşey deformasyonlarda bir azalma olduğunu göstermektedir.

Fonseca (2000), Gerçek boyutlardaki dairesel temellere arazi ve laboratuvar ortamlarında yükleme deneyleri yapılmıştır. Mukavemet ve rijitlik parametreleri elastisite teorisi yaklaşımıyla elde edilmiştir. Çalışmada, bölgeden alınan numuneler

üzerinde yapılan üç eksenli deneyler ile plaka yükleme deneyleri, koni penetrasyon deneyleri ve standart penetrasyon deneyleri sonuçlarına dayanan yarı ampirik yöntemler üzerinde durulmuştur. Bu çalışmada amaç yükleme deneyleri ile elde edilen sonuçları, literatürde mevcut bazı tasarım yöntemleriyle karşılaştırmaktır. Gerçek boyutlarda yüklemeler yapılarak geniş bir alanı kaplayan sahada homojenliğin araştırılması için SPT, CPT, dinamik sonda, Menard presiyometre (PMT), Marchetti dilatometre (DMT) ve self boring presiyometre (SBPT) gibi arazi deneyleri yapılmış ve deneyler arasında homojenlik yakalanmıştır. Ayrıca deney sahasından alınan örneklerle laboratuvar da üç eksenli ve ödometre deneyleri yapılmıştır. Bu deneylere ilave olarak bir takım sismik deneyler de yapılmıştır. Plaka yükleme deneyleri (PLT), 30 ve 60cm çaplarındaki çelik plakalar ile 1.2m çap ve 0.5m kalınlığa sahip betonarme temeller kullanılarak yapılmıştır. Yüklemelerde deney alanı merkezinden 4.6m uzaklıkta imal edilen iki adet betonarme kirişe oturan 4 adet çelik kiriş üzerinde sabitlenmiş 140 ton kapasiteli, 11.2m çapa sahip içi su dolu bir tank kullanılmıştır. Çelik kirişlerin aralıkları hidrolik krikoların çalışabilmesi için 1.2m olarak ayarlanmıştır. Betonarme temelle yapılan yükleme deneyi esas deney olarak kabul edilmiştir. Esas deney her biri 4 saat sürdürülen 35 adet yük artımı ile birlikte 15 günde tamamlanmıştır. Deneyin ardından yük–oturma eğrisi çizilmiştir. Ayrıca yüklemenin temel merkezinden itibaren 90cm’ lik bir yarıçapı kapsayan alanda daha etkin olduğu ($s=10\text{cm}$), 1.6m yarıçapta oturmanın 4mm, 2.6m yarıçapta ise sadece 1mm olduğu tespit edilmiştir. Esas deneyden önce çelik plakalarla (30 ve 60cm çaplı) yükleme deneyleri de yapılmıştır.

Bu aşamaların ardından elde edilen deney sonuçları literatürde mevcut tasarım yöntemleriyle karşılaştırılmıştır. Literatürde yer alan ampirik ifadelerden ve SPT, CPT deneylerinden elde edilen sonuçlar, deney sonuçlarıyla karşılaştırılıp kıyaslanmıştır. PLT sonuçlarına göre değerlendirmede de aynı işlemler uygulanmış, ilave olarak da yazarların sundukları ampirik ifadelerde bir takım değişiklikler önermişlerdir.

Shin ve ark. (2000), Geogrid donatılarla güçlendirilen suya doymuş killi zemin üzerine oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi laboratuvar deneyleri ile araştırılmıştır. Deneyler tek tip bir kil üzerinde gerçekleştirilmiş ve kilin su

muhtevasının değişimi drenajsız kayma mukavemetinde değişmelere sebep olmuştur. Model kasa 1.09m uzunluğunda, 0.31 m genişliğinde ve 0.91 m yüksekliğindedir. Kullanılan model şerit temel ise, 7.62cm x 30.48cm boyutundadır. Belirli su muhtevasında hazırlanan zemin 2.54 cm kalınlıklarda serilip sıkıştırılmıştır. Yüklemelerin ardından drenajsız kayma mukavemeti cu her bir deney için veyn aleti ile bulunmuştur. 7 seri deney yapılmıştır. B; temel genişliğini, u; ilk donatı derinliğini ve b ise donatı boyunu ifade etmektedir. Seri A' da donatısız deneyler, Seri B, C, D, E kritik $(u/B)_{cr}$ oranlarını, Seri F ve G ise kritik $(d/B)_{cr}$ oranlarını bulmak için yapılmıştır. şerit temeller için kullanılan $(q_u=c_u*N_c)$ ifadesinde deneylerden elde edilen q_u ve c_u değerleri yerine konulmuş ve N_c 'nin teorik değeri olan $N_c=5.14$ ile oldukça iyi bir uyum içinde olduğu grlmştir. Herhangi bir b/B oranı için TKO değeri $u/B \approx (u/B)_{cr}$ değerine kadar artarken, bu değerden sonra azalmaktadır. $(u/B)_{cr}=0.4$ olarak (tüm b/B değerleri için) elde edilmiştir.

Alawaji (2001), çalışmada, su muhtevasına bağlı olarak meydana gelen çökme oturmasına maruz kalan, çökebilen kum zeminlerin geogrid donatılarla güçlendirilmesi araştırılmıştır. Model yükleme deneylerini, 10 cm çapında dairesel plaka ve Tensar SS2 geogridler kullanarak yapmıştır. Geogrid genişlik ve yerleştirilme derinlikleri, bu parametrelerin göçme oturması, deformasyon modülü ve taşıma kapasitesi oranları üzerindeki etkilerini göstermek için değiştirilmiştir. Yapılan analizler; geogrid donatılı zeminlerde, oturmada %95 azalma, elastik modülde %2000, taşıma kapasitesinde %320 artış olduğunu göstermiştir. Sonuçta; gebilen zeminde en verimli donatı tasarımıının, geogrid genişliğinin, yüklenmiş alan çapının 4 katı ve temel çapının %10'u derinlikte olduğu durum için bulmuştur.

Fonseca (2001), Bu çalışmada amaç; yükleme deneyleri ile elde edilen sonuçları, kaynaklarda mevcut olan bir takım tasarım yöntemleri ile karşılaştırmaktır. Bunun için gerçek boyutlardaki dairesel temellere, arazi ve laboratuar ortamlarında, yükleme deneyleri yapılmıştır. Mukavemet ve rijitlik parametreleri elastisite teorisi yardımıyla elde edilmiştir. Çalışmada, bölgeden alınan numuneler üzerinde yapılan üç eksenli deneyler ile plaka yükleme deneyleri, koni penetrasyon deneyleri ve standart penetrasyon deneyleri sonuçlarına dayanan, yarı ampirik yöntemler üzerinde durulmuştur. Sonuç olarak, her bir yöntemle ilgili yapılan kıyaslamaların uyumluluk derecesinden bahsedilmiştir.

Zhu ve ark. (2001), Sıkı kuru kum üzerindeki şerit ve dairesel temellerin taşıma kapasitelerindeki boyut etkisini ve temellerin şekil faktörü s_f 'yı sayısal ve deneysel çalışmalarla araştırmıştır. Sayısal sonuçlar, taşıma kapasitesinin temel boyutuyla birlikte üstel arttığını göstermiştir. Şerit temeller için temel genişliği 0.1 m'den 10 m'ye çıktığında, taşıma kapasitesi 620'den 12300 kPa'a çıkmaktadır. Dairesel temel içinse, temel çapındaki aynı artıma karşılık, taşıma kapasitesi 290'dan 6730 kPa'a çıkmıştır. Bu durum için şekil faktörü 0.47'den 0.56'ya çıkmıştır.

Bergado ve ark. (2001), Çalışmalarında, hem deneysel hem de sayısal analizlerle, geotextil'le güçlendirilmiş yumuşak kil zeminlerin taşıma gücü artışlarını karşılaştırmışlardır. Deneysel çalışmasında modifiye edilmiş CBR deney düzeneğini kullanmıştır. Boyutları $D=30$ cm ve $L=23$ cm olan bu düzenekte, üstteki 5cm stabilize malzeme altında, iki ayrı kil durumu donatılı ve donatısız durumlar için araştırılmıştır. CBR deneyi için sürşarj yükü 5.3 kPa uygulanmıştır. Donatılı çalışmalarında, farklı rijitlikte üç ayrı donatı ile çalışmışlardır. Yapılan modellemelerde kil zeminlere ait elastisite modülleri, drenajsız kayma mukavemetinin 315 katı olarak alınmıştır. Bu modellemelerde kullanılan parametrelerle, deneysel sonuçlara oldukça yakın değerler elde edilmiştir.

Yıldız (2002), Geogrid donatı ile güçlendirilmiş kum zeminlere oturan dairesel temellerin taşıma kapasitesini model deneyler yaparak incelemiştir. Model deneylerde; ilk donatı derinliği, donatılar arası derinlik, donatı tabaka sayısı, donatı boyu gibi donatı ile ilgili parametrelerin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Deneysel sonuçlardan en uygun donatı yerleşim düzeni araştırılarak maksimum taşıma kapasitesi elde edilmiştir. Bu araştırmadan elde edilen sonuçlar;

Donatılı zemin sistemlerinde, donatı ile zemin arasında oluşan kenetlenme ve sürtünme dirençleri nedeniyle donatılı zeminler rijit ve kompozit bir malzeme gibi davranmaktadır. Geogrid donatı kullanılarak kum zeminlerin taşıma kapasitesi ve oturma davranışı önemli ölçüde iyileştirilmiştir.

Farklı temel tipleri için deneysel çalışma sonunda elde edilen donatı ile ilgili optimum değerler Çizelge 2.5 'de görülmektedir. Optimum değerler kullanıldığında taşıma kapasitesinde yaklaşık 3-4 kat artış meydana gelmiştir.

Çizelge 2.5. Donatı ile İlgili Optimum Değerler (Yıldız , 2002)

Temel Tipi	İlk Donatı Derinliği	Donatı Aralığı	Donatı sayısı	Toplam Donatı Derinliği	Donatı Tabaka Boyu
Dairesel	0,3	0,3	4	1,2B	3

A. Şenol ve A. Sağlamer (2002), Geoteknik mühendisliğinde ön konsolidasyon basıncı, kohezyonlu (killi) zeminlerin tarihçesi ve davranışını etkileyen önemli bir parametredir. Ön konsolidasyon basıncı genelde grafik yöntemlerle belirlenmektedir. Bu araştırmada Şenol ve Sağlamer laboratuvarında konsolidometre aletinde, Rowe hücresinde ve yoğrularak numuneler hazırlanmıştır. Ve buradan bulunan ön konsolidasyon basınçları literatürde öngörülen Casagrande, Schmertmann, Janbu, Butterfield, Tavenas, Burmister, Eski ve Van Zelst yöntemlerine uyarlanarak karşılaştırılmıştır.

Bu çalışmada ön konsolidasyon basıncı değerini daha hassas verebilecek ‘Yeni’ bir yöntem önerilmiştir. Çalışmada farklı yöntemlerle hazırlanan numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Ön konsolidasyon basıncı bilinen bu numuneler üzerinde 8 farklı yöntemle ön konsolidasyon basınçları tahminen bulunmuştur. Ve bu yöntemlerin sonuçlarına regresyon analizi yapılmıştır. Regresyon analizi sonuçlarının ışığında mevcut ön konsolidasyon basıncını belirleme yöntemlerinden daha hassas sonuç verebilecek bir yöntemin mümkün olup olamayacağı araştırılmıştır. Yaklaşık olarak tüm hesaplarda düzgün sonuç veren Tavenas yönteminden yola çıkılarak, bu yöntemin varyasyonu olan yeni bir metot üzerinde çalışmalar yapılmıştır.

DeMerchant ve ark. (2002), Geogrid ile güçlendirilmiş düşük yoğunluklu agrega üzerinde plaka yükleme deneyleri yapılmıştır. Model deneyler, 2.2 m genişlik, 3.2m uzunluk ve 1.6m derinliğe sahip bir deney çukurunda yapılmıştır. Deneylerde 305mm çapında dairesel plaka kullanılmıştır. Temel zemini, dane boyutu 19mm ve 4.7mm arasında olan, 1.4 üniformluk katsayısına sahip, özgül ağırlığı ise 1.25 ile 1.40 arasında değişen düşük yoğunluklu agregadan oluşmaktadır. Üç eksenli basınç deneyinden, 735kg/m³ ve 832kg/m³’lık kuru birim hacim ağırlıklarına karşılık gelen içsel sürtünme açıları sırasıyla 39.5° ve 44.5° olarak hesaplanmıştır. Model deney

sonuçları, donatı efektif uzunluğunun $4B$, etki derinliğinin ise yaklaşık $1B$ olduğunu göstermiştir. İlk donatı derinliğinin temel genişliğe oranı (u/B) 0.25 'den 0.75 'e arttığında tek tabaka BX1100 donatısının $s/B = \%2$ oranında taşıma kapasitesi 82.2 kN/m^2 'den 52.6 kN/m^2 'ye, tek tabaka BX1200 donatısının $s/B = \%2$ oranında taşıma kapasitesi ise 49.3 kN/m^2 'den 38.8 kN/m^2 'ye kadar azalmıştır. Taşıma kapasitesi için zemin rijitliği, uygulanan basıncın oturmaya oranı olarak tanımlanmıştır. Deney sonuçları, belli bir oturma değerine kadar düşük rijitlikteki geogridin daha yüksek rijitlikteki geogride göre daha iyi performans gösterdiğini, ancak belli bir oturma değerinden sonra da tam tersi bir davranış elde edildiğini göstermektedir.

Dash ve ark. (2003), Yumuşak kil zemin üzerindeki granüler dolgu tabakasına yerleştirdiği geocelin sisteme olan etkilerini küçük ölçekli model deneyler üzerinde araştırmıştır. Sonuçta geocelin uygun yerleşimi ile dairesel temelin taşıma kapasitesinin 7 kat artırılabilceğini belirlemiştir.

İ. Bozbey ve E. Toğrol (2009), Bu çalışmada İstanbul'da yapılan geoteknik bir araştırmaya ait ölçülen presiyometre deney dataları ile standart penetrasyon deney (SPT) dataları arasındaki korelasyonlar açıklanmıştır. Bu çalışmada, SPT düşüş sayısı (N), presiyometre modülü (EPMT) ve limit basınç (PL) ile korele edilmiştir. Ampirik denklemler presiyometre modülünden limit basıncı tahmin etmek için ileri sürülmüştür. Drenajsız kayma mukavemeti ile limit basıncın korelasyonu için serbest basınç deneyinde ölçümler yapılmıştır. Korelasyonlar kumlarda ve killerde ayrı ayrı yapılmıştır. Toplamda 182 deney yapılmıştır, aynı ekipman ve prosedürlerin kullanılması ile elde edilen korelasyonların benzer zeminler içinde uygun olabileceği görülmüştür. Araştırmacılar SPT deneyinden bulunan N değerinin düzeltilmesi ile N_{60} değerini bulup yatay ekseninde göstermiş, düşey ekseninde ise aynı bölgelerde yapılan presiyometre deneyinden bulunan EPMT ve PL değerlerini göstermişlerdir. İki eksen de logaritmik olarak gösterilmiştir. İki deney verilerinde korelasyon yapılmıştır.

Bu çalışmada, donatısız, geogrid donatılı ve lastik parçacıklarıyla karıştırılmış (donatısız-donatılı) kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi ve oturma

davranışı, laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Model deneylerde, donatısız durumda temelin sev tepesine olan uzaklığı, sev acısı, sıkılık derecesi ve temel boyutu parametrelerinin taşıma kapasitesi davranışına etkisi incelenmiştir. Donatılı durumda ise, geogrid donatı tabakalarının yerleşim düzeni, miktarı ve boyutuyla ilgili parametrelerin taşıma kapasitesi ile oturma davranışına etkisi ve davranışın, şev acısı, sıkılık derecesi, temel boyutu ve farklı donatı tiplerinden nasıl etkilendiği araştırılmıştır. Deneysel çalışmanın son kısmında, atık lastik parçacıkları kum karışımı şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi donatısız ve donatılı durumlar için model deneyler yapılarak incelenmiş ve en büyük taşıma kapasitesi değerini veren optimum karışım oranı belirlenmiştir. Optimum değerler kullanıldığında taşıma kapasitesi değeri donatısız duruma göre 3.83 kat artmakta, oturmalar ise, %55 oranında azalmaktadır. Çalışmada, donatısız ve donatılı kum şevlere oturan temellerin, PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanılarak, 2 boyutlu ve düzlem-şekil değiştirme koşullarında sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümü yapılmıştır. Elde edilen deneysel ve teorik sonuçlar karşılaştırılarak temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir.

O. Sivrikaya (2010), Bu çalışmada, endüstriyel bir atık olarak İskenderun demir-çelik fabrikasından temin edilen yüksek fırın cürufu iki farklı incelik düzeyine kadar öğütülmüş ve bunların çeşitli oranlarda (%5, %10, %20, %30 ve %50), düşük plastisiteli Kolsuz kili ile çok yüksek plastisiteli bentonit kilinin; dane birim hacim ağırlığı, kıvam limitleri ve kompaksiyon parametreleri üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deneysel sonuçlara göre, bentonit kilindeki iyileşmenin Kolsuz kilinden daha yüksek olduğu ancak iyileşmelerin her iki kil içinde istenilen seviyede olmadığı gözlenmiştir.

A. Çetin (2011), Bu çalışmada, İstanbul Eyüp Akpınar bölgesinden alınan yumuşak bir kilin, yüzeysel zemin iyileştirmesi kapsamında, C tipi uçucu kül, eskitilmiş kopolimer ve ağ yapılı polipropilen fiberlerin katkısıyla taşıma gücünün artırılmasına yönelik bir deneysel çalışma yapılmıştır. Araziden elde edilen zemin üzerinde gerçekleştirilen granülometri analizi ve atterberg deneyleri sonucunda zemin sınıflandırılması yapılmış ve yüksek plastisiteli kil olarak belirlenmiştir. Modifiye edilmiş, minyatür Harvard 2 kompaksiyon aleti ile farklı su muhtevalarında hazırlanan numunelerin optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim

ağırlıkları belirlenmiştir. 7 günlük kür süresinden sonra numuneler üzerinde serbest basınç deneyi yapılmış ve mukavemetleri belirlenmiştir. Katkısız zemine ek olarak, kuru zemin ağırlığının % 5, % 10 ve % 15' i oranlarında uçucu kül içeren kül-kil karışımları, % 0.25, % 0.50, % 0.75 ve % 1.00' ı oranlarında polipropilen-kil karışımları ve % 0.50, % 0.75, % 1.00, % 1.25 ve % 1.50' si oranlarında kopolimer-kil karışımları hazırlanmıştır. Hazırlanan bu numuneler ve yapılan deneyler sonucunda, ayrıca yüksek plastisiteli kil ile bu 3 farklı katkı maddesinin farklı oranlardaki birleşimleri hazırlanmıştır. Bu birleşimler, kil-uçucu kül-kopolimer, kil-uçucu kül-polipropilen ve kil-kopolimer-polipropilen karışımları olarak hazırlanmıştır. Deneysel çalışmaların sonucunda, hazırlanan farklı birleşimlerin, yüksek plastisiteli kilin mukavemetini farklı yüzdelerde arttırdığı saptanmıştır.

M. İnalkaç (2011), Bu çalışmada, zeminin farklı özellikleri arasında geçiş yapılmıştır. Çoğunlukla zeminin farklı özelliklerine bağlı olarak, mukavemet parametrelerinin değişimi arasında ilişkiler kurulmuştur. Bu ilişkilerin kurulması için üç farklı araziden alınan numuneler üzerinde zemin mekaniği deneyleri gerçekleştirilmiştir. Aynı zemin ortamında yapılmak suretiyle arazi deneyleri yapılmıştır. Tüm bunların yanı sıra laboratuvar ortamında küçük model üzerinde yük-deplasman ilişkileri arazi yükleme deneyi ile elde edilen sonuçlarla kıyaslanmıştır. Zeminin yükler altında yaptığı oturma miktarı konsolidasyon deneyinden elde edilen parametreler yardımıyla hesaplanabilmektedir. Bu parametreler arasında önemli bir yer tutan ön konsolidasyon basıncı 2 farklı araziden alınan numuneler üzerinde Casagrande ve diğer araştırmacılar tarafından önerilen 7 farklı yöntem ile hesaplanıp kendi içinde karşılaştırılmıştır.

Çalışmada ayrıca, kil zeminde üç eksenli basınç ve konsolidasyon deney modellerinin, PLAXIS bilgisayar programı kullanılarak, 2 boyutlu ve eksenel simetrik koşullarda sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümü yapılmıştır. Elde edilen deneysel ve sayısal sonuçlar karşılaştırılmış ve korelasyonlar yapılmıştır.

2.9. Literatürdeki Teorik Çalışmalar

Otani ve ark. (1998), Geosentetik donatılı kohezyonlu zeminler üzerine oturan esnek üniform şerit temellerin taşıma kapasitesi rijit plastik sonlu eleman formülasyonu ile

analiz edilmiştir. Bu metot, plastisite teorisinin üst sınır teoremine dayanmaktadır ve taşıma kapasitesi limit durumdaki yük faktörü olarak tanımlanmaktadır. Donatı elemanı ve onu çevreleyen kum, eşdeğer bir kohezyona sahip tek bir kompozit malzeme olarak modellenmiştir. Alt tabakadaki yumuşak zemin tamamen kohezyonlu kabul edilmiş ve donatılı zemin ile yumuşak zemin Von-Mises kırılma kriterlerine göre modellenmiştir. Analizlerde kullanılan metot ilk olarak donatısız zeminler için Prandtl çözümleriyle kıyaslanmıştır. Donatılı durumlar için yapılan analizlerde ise, donatı derinliği, boyu, sayısı değiştirilmiştir. Sonuçların ışığında kohezyonlu zeminlere oturan temellerin taşıma kapasitesinde donatılandırma etkisi araştırılmıştır. Taşıma kapasitesini veya göçme yükünü belirlemek için üst sınır yöntemi, alt sınır yöntemi, kayma çizgisi yöntemi, sonlu eleman yöntemi (deplasman yaklaşımı) ve limit denge yöntemi gibi bir çok yöntem mevcuttur. Donatı ile güçlendirilmiş yapıların analizi göçmenin yerinin ve şeklinin önemli olduğu limit denge yöntemlerine dayanmaktadır. Ancak limit denge yöntemi taşıma kapasitesinin bulunması için sağlanması gereken bir çok şartı (denge, kompabilite, bünye denklemleri, kuvvet ve deplasman sınırları, göçme ilişkisi) sağlayamamaktadır. Donatılı zeminlerin taşıma kapasitesi geosentetik tabaka sayısının yanı sıra, donatı derinliği ve donatı boyuna da bağlıdır (Ochiai ve ark.(1992), Otani ve Yamamoto (1996)) . Bu durum bu tür zeminlerin göçme mekanizmasından bağımsız olarak hesaplanmaktadır. Analizler donatılı ve donatısız olarak yapılmıştır.

Donatısız Durum: Yeni geliştirilen model Prandtl çözümleriyle ($q_u = 5.14c_u$) karşılaştırılmış ve oldukça iyi neticeler elde edilmiştir. Modelle elde edilen taşıma kapasiteleri ve plastik akma mekanizmaları grafiklerle gösterilmiştir.

Donatılı Durum: Donatı sayıları değiştirilerek farklı derinlik ve uzunluklar için analizler yapılmış, sonuçlar taşıma kapasiteleri ve göçme mekanizmaları ile birlikte grafiklenmiştir. Sonuçta donatısız hal için plastik akmanın yükün uygulandığı köşede yoğunlaştığı görülürken, donatılı halde uygulanan yükün altında gerçekleştiği görülmüştür. Ayrıca donatılı halde akma daha geniş bir alanı kaplamaktadır ve taşıma kapasitesi artmaktadır. Derin ve uzun donatılandırmanın da taşıma kapasitesini artırdığı gözlenmiştir.

Sonuçta donatı çekme gerilmesi büyüdükçe donatılandırma etkisinin de arttığı görülmektedir. Çalışmada optimum donatı tabaka sayısı 5, toplam donatı derinliği ise 0.4B olarak bulunmuştur.

Erickson ve Drescher (2002), Çalışmasında, FLAC programı ile, pürüzlü ve pürüzsüz dairesel temellerin taşıma kapasitelerini sayısal analizlerle araştırmışlar ve kaynaklarda önerilmiş yaklaşımlarla karşılaştırmışlardır. Göçme yüzeyi ile yenilme yüzeylerinin farklı olduğu zeminlerdeki etkileri araştırmışlardır.

Sürşarj etkisinde bulunmayan dairesel pürüzlü ve pürüzsüz temellerde, N_c ve N_g taşıma gücü parametrelerini, içsel sürtünme açısı (ϕ)= 200, 350, 400 ve 450 arasında değişirken, bunlara karşılık dilatasyon açılarını (ψ)= ϕ , $\phi/2$ ve 0 gibi içsel sürtünme açısı cinsinden belirleyip, Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) programı ile sayısal analizlerini yapmışlardır. Sonuçlara etkisini görmek için kohezyon değerini (c) 0.1 ve 100 kPa olarak iki değişik değer girmişlerdir.

Sonuç olarak, N_c ve N_g taşıma gücü parametreleri dilatasyon açısına bağlıdır. Bu bağıllık ϕ 'nin yüksek olduğu durumlarda daha da etkilidir. Dilatasyon açısındaki (ψ) azalma, taşıma gücü parametrelerinde %40'a varan bir azalmaya neden olmaktadır. Pürüzlü dairesel temellerde ψ 'nin 0 olduğu durumda N_g değeri, de Beer'in model deneyler ile elde ettiği aralığa düşmektedir. $\psi=\phi$ durumu için N_g değerleri Bolton ve Lau tarafından önerilen yaklaşıma göre daha küçüktür. Bu fark pürüzlü temeller ve $\phi=450$ olduğu durum için yaklaşık %75 civarındadır.

Thome (2005), Bu çalışma ile yüksek boşluk oranına sahip, zayıf bağlı residüel kil üzerine yerleştirilmiş, çimentolanmış birime oturan yüzeysel temellerin taşıma kapasitelerinin tahmin edilmesine ilişkin bir yöntem tasarlanmıştır. Çalışma bir seri arazi yükleme deneyi ve sayısal modelleme sonuçlarını içermektedir. Sonuçlar, iki tabakalı zeminler üzerine oturan yüzeysel temeller için, yarı ampirik bir yöntem geliştirilmesine yol açmıştır. Bu yöntem arazi yükleme deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Model parametreleri, drenajlı üç eksenli basınç deneyinden elde edilmiştir.

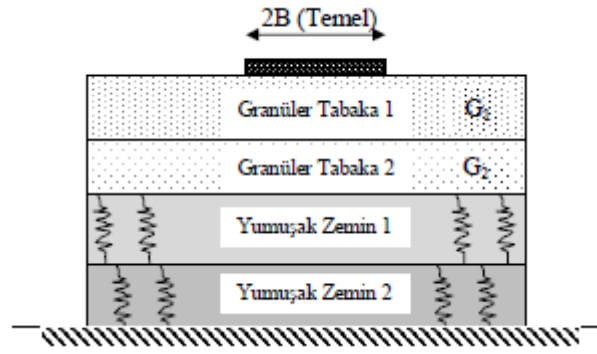
Sayısal analizlerde, dairesel temelin çapları (D) 0.3m ile 2.4 m arasında, üstteki çimentolanmış birimin derinliği (H) 0.15m ile 0.60m arasında ve modellemeler H/D oranları 0.25-0.5 ve 1.0 olacak şekilde seçilmiştir. Sayısal analizlerde kullanılan

malzemelerin, temel parametrelerine (c, θ, E) ilişkin etkilerini, çoklu regresyon analizi ile araştırmıştır. İstatistiksel olarak üstteki tabakaya ait young modülü (E_1) ve içsel sürtünme açısının (θ_1) limit basınca önemli bir katkısının olmadığını göstermiştir. Bu iki parametre dışındaki (c_1, c_2, θ_2, E_2) parametrelerden yararlanarak, temel çapının %2' sine karşılık gelen, rölatif oturma değerindeki taşıma gücü için bir formül türetmiştir. Hesaplanmış değerlerin, deneysel sonuçlara oranı yaklaşık olarak %95 civarındadır.

Deb K. ve ark (2007/a), Çalışmasında, düzlem deformasyon koşullarında, yumuşak zemin üzerine yerleştirilen donatılı granüler tabakanın, taşıma gücüne etkisi FLAC programı ile araştırılmıştır. Granüler dolgu, yumuşak zemin ve geosentetik donatılar lineer elastik malzemeler olarak modellenmiştir. Problem, 6m derinliğindeki yumuşak zemin üzerinde yer alan 1m kalınlığında granüler donatılı dolgu için tasarlanmıştır. Donatılar bu 1m derinlik içine 0.25m düşey aralıklarla, donatı sayısı 1'den 3'e değiştirilerek tasarlanmıştır.

Taşıma gücü ve oturma değerleri, toplu parametrelili model ve sonlu farklar yöntemi ile hesap yapan FLAC programı ile karşılaştırılmıştır. FLAC programıyla yapılan analizlerde, oturmada meydana gelen azalmalar; tek, çift ve üç sıralı donatı dizaynı için sırasıyla %8.5, %12.2 ve %14.5 olarak bulunmuştur. Toplu parametrelili model yardımıyla yapılan analizlerde ise, oturmada meydana gelen azalmalar; donatısız, tek, çift ve üç sıralı donatı dizaynı için sırasıyla %18.2, %25.4 ve %29.2 ve %32 olarak bulunmuştur. Bu da göstermektedir ki; her iki yaklaşımda da donatı tabaka sayısı arttıkça meydana gelen oturmalar daha da azalmaktadır. Temel merkezi hizasında ve z/B oranı 0.375 değerinden daha küçük olduğu durumda, meydana gelen düşey gerilmeler, tüm donatılı kombinasyonlar için donatı tabaka sayısı arttıkça azalmaktadır. Temel merkezinden uzaklaştıkça donatısız durum en düşük düşey gerilme değerini verirken, z/B oranının 1.6 değerinden büyük olduğu durumda ise, düşey gerilme donatı tabaka sayısının artmasıyla azalmaktadır.

Deb K. ve ark. (2007/b), Çalışma, tabakalı zemin sistemlerinin davranışını temsil eden basit temel modelinin geliştirilmesine aittir. İki farklı granüler ve yumuşak zemin tabakası, farklı kayma modülleri ve farklı rijitlikteki yay sabitleri ile temsil edilmiştir (Şekil 2.27.).



Şekil 2.27. Temsili Zemin Profili

Zemin tabakalarının gerilme-deformasyon ilişkileri lineer olarak kabul edilmiştir. Yükleme ve zemin profili düzlem-deformasyon koşulları altında düşünülmüştür. Sayısal çözümler ise, sonlu farklar ile elde edilmiş ve sonuçları boyutsuz olarak verilmiştir. Yumuşak zemin üzerine, granüler bir zemin tabakası yerleştirildiğinde, yüklü bölgedeki düşük kayma modülüne sahip granüler malzemede daha büyük oturmaların meydana geldiği görülmüştür.

Granüler tabakadaki boyutsuz kayma modülünün 0.1'den 1'e çıkması durumunda, yüklü bölgenin merkezinde meydana gelen oturma %41.3 oranında azalmıştır. Göz önüne alınan zemin bölgesi genişliği, temel genişliğinin 3 katından daha büyükse oturma miktarı üzerinde herhangi bir etki görülmemiştir. Yumuşak zeminlerden birinin rijitliği diğerine göre 20 kat daha büyük\küçükse oturmanın etkilendiği, bu değer in ötesinde ise bu yumuşak zemin tabakalarının rijitliklerinin oturma değerleri üzerinde hiç etkisinin olmadığı belirlenmiştir.

S. Civelek(2011), Bu çalışmada, tabakalı zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerin taşıma gücüne ilişkin literatürde yer alan yöntemler incelenmiş, daha sonra laboratuvarında bir seri yükleme deneyi yapılmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi ile çözümleme yapan Plaxis 2D ve ABAQUS programları kullanılarak farklı tabakalanma durumlarında analizler gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizlerde; üst tabaka kalınlığının, farklı tabakalanma durumlarında tabakaların etkileşiminin taşıma gücü üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bununla birlikte; tabakalanma durumunda içsel sürtünme açısının değişiminin taşıma gücüne etkisi ve meydana gelen kayma yüzeyleri PLAXIS V8.2 (Brinkgreve ve Vermeer, 1998) ve ABAQUS V6.8 (Hibbitt

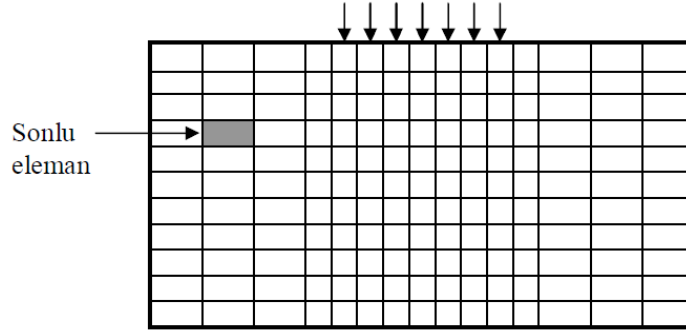
ve ark., 2008) programları ile yapılan sonlu elemanlar analizleri sonucunda görsel olarak elde edilip yorumlanmıştır.Yapılan deneysel ve sayısal analizlerde, zeminin tamamen gevşek ve sıkı kum durumları arasında taşıma gücü değerinin yaklaşık yedi buçuk kat arttığı görülmektedir.

3. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

3.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi

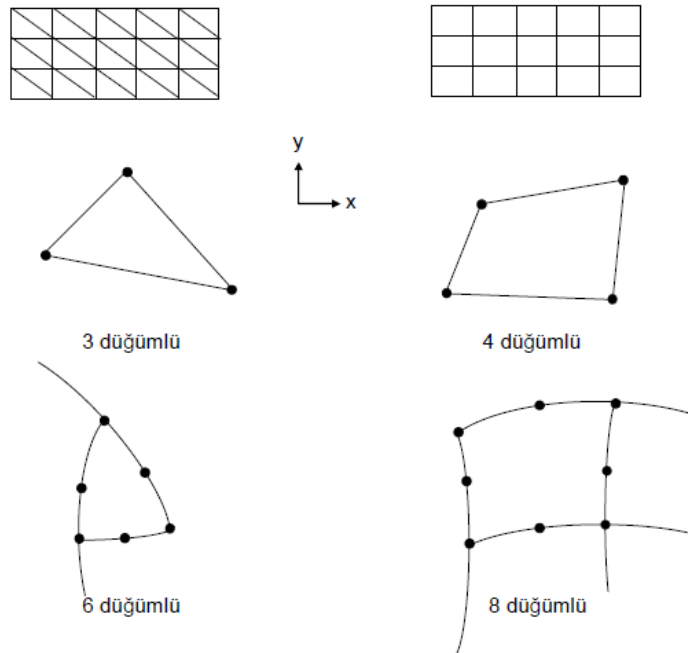
Zeminlerin davranışının incelenmesinde, çeşitli teorik ve ampirik yöntemler kullanılmaktadır. Geliştirilen bu yöntemlerde zemin karmaşık yapısı ve birçok etkene bağlı olan davranış özellikleri nedeniyle, lineer-elastik ve homojen bir ortam gibi düşünülmekte ve basitleştirici kabuller yapılarak çözüme gidilmektedir. Bu yaklaşım, pratik uygulamalarda genellikle yaklaşık sonuçlar vermesine rağmen zeminlerin heterojen yapısı, anizotropi, lineer olmayan, zamana ve ortama bağlı davranışı gibi karmaşık özellikleri nedeniyle gerçekçi çözümlere ulaşılmasına imkan vermemektedir. Bilgisayar teknolojisindeki hızlı ilerleme, diğer mühendislik problemlerinde olduğu gibi, geoteknik problemlerin sayısal yöntemlerle kısa sürede çözümünü olanaklı hale getirmiştir. Bu yöntemlerde, diferansiyel denklemlerle ifade edilen sürekli fiziki sistemlerin davranışı sayısal yöntemlerle analiz edilmektedir. Geliştirilen bu sayısal yöntemlerden en efektif ve sistematik olanı Sonlu Elemanlar Yöntemi (SEY) olarak ortaya çıkmaktadır (Keskin, 2009).

SEY, Zeinkiewicz (1977) tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemi olarak tarif edilmiştir. SEY ile sürekli bir sistemi matematiksel olarak modellemek mümkün olmaktadır. Yöntemde, sürekli bir sistem, kendi içinde sonlu sayıda bileşen veya elemanlardan ve bu elemanları birleştiren düğüm noktalarından oluşan ayrık bir sistem olarak modellenmektedir (Şekil 3.1). Yani, sistem sonlu elemanlara bölünerek, denklemler bir eleman için yazılmakta ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenmektedir (Keskin, 2009).



Şekil 3.1. Sürekli Bir Sistemin Sonlu Elemanlara Ayrılması (Plaxis Manual, 2002)

Yöntemde, ilk adımda, çözüm bölgesi, eleman adı verilen alt bölgelere ayrıştırılmakta ve bu elemanlarla oluşturulan eşdeğer sonlu elemanlar ağına dönüştürülmektedir. Elemanlar, belirlenen esas bilinmeyene göre bir, iki veya üç boyutlu seçilebilmektedir. Eleman tipi seçilirken, gerekli serbestlik derecesi dikkate alınmakta ve eğri yüzeyler için eğrisel elemanlar seçilmektedir. İki boyutlu problemlerde, sonlu elemanlar genellikle üçgen veya dörtgen şeklindedir.(Şekil 3.2). Bu elemanlar “node” adı verilen düğüm noktaları yardımıyla ilişkilendirilmektedir. Düz yüzeyli elemanlar için düğüm noktaları genellikle eleman köşelerine yerleştirilmektedir. Eğrisel yüzeylere sahip elemanlar için ise, her yüzeyin orta noktalarına da düğümler eklenmektedir.



Şekil 3.2. Tipik 2 Boyutlu Elemanlar (Keskin, 2009)

Ağ modelindeki her eleman kendisine komşu olan diğer elemanlara gerçekte sonsuz sayıda nokta ile bağlı olmasına rağmen sonlu elemanlar yönteminde sadece düğüm noktaları vasıtasıyla bağlanmaktadır. Böylece, deplasmanların uygunluğu sadece bu noktalarda sağlanmaktadır. Dolayısıyla, özellikle büyük karmaşık sistemlerde, daha doğru sonuçlar elde etmek için çok fazla sayıda eleman kullanmak gerekeceğinden, işlem hacminin büyümesi ve çözüm süresinin artması dezavantaj olarak görünse de bu olumsuzluk bilgisayar yardımıyla aşılmaktadır. Bir sonraki adımda, bilinmeyenlerin ortamda dağılımını veren bir şekil fonksiyonu seçilmektedir. Eleman düğüm noktaları, eleman bölgesinde bilinmeyen büyüklüğün (deplasman vb) dağılım şeklini tanımlamak üzere matematiksel bir fonksiyon yazmak için imkan sağlamaktadır. Geoteknik mühendisliğinde problemlerin çoğu, deplasman yöntemiyle formüle edilmektedir. Şekil fonksiyonu belirlenirken, polinomlar veya seriler kullanılmaktadır (Keskin, 2009):

$$\{\delta\} = [N] \{d\}_e \quad (3.1)$$

Burada, $\{\delta\}$ elemanın herhangi bir noktasındaki deplasman bileşenlerini, $[N]$ şekil fonksiyonunu, $\{d\}_e$ ise, elemanın düğüm noktasındaki deplasmanlarını göstermektedir.

Elemandaki şekil değiştirmeler, düğüm noktası deplasmanları cinsinden,

$$\{\varepsilon\} = [B] \{d\}_e \quad (3.2)$$

şeklinde yazılmaktadır. Burada $[B]$, eleman şekil değiştirme matrisidir. Gerilmeler ise, elastisite matrisi $[D]$ kullanılıp, şekil değiştirmelerle ilişkilendirilerek,

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (3.3)$$

şeklinde yazılabilir. Sonraki adımda uygun bir varyasyonel prensip (enerjinin minimum olması prensibi vb.) kullanılarak her bir düğüm noktasındaki değerler için bir denklem takımı elde edilir:

$$\{f\} = [k] \{d\}_e \quad (3.4)$$

Denklemden,

$\{f\}$ =Eleman yük vektörü

$[k]$ =Eleman rijitlik matrisidir.

Her sonlu eleman için ayrı ayrı bulunan (3.5) denklemleri uygun şekilde birleştirilerek bütün sisteme ait cebrik denklemler takımı elde edilir.

$$\{F\}=[K] \{d\} \quad (3.5)$$

Burada,

$\{F\}$: sistem yük vektörü

$[K]$: sistem rijitlik matrisi

$\{d\}$: sistem deplasman vektörü değerlerini göstermektedir.

Bu sisteme sınır koşulları uygun satır/sütun işlemleriyle dahil edilerek, indirgenmiş sistem elde edilir.

3.2. Sonlu Elemanlar Yönteminin Geoteknik Mühendisliğinde Kullanımı

Sonlu elemanlar yöntemi, herhangi bir lineer-elastik ortama uygulanabilmektedir. Fakat yöntemin geoteknik mühendisliği problemlerinde uygulanması birçok sınırlandırmalar gerektirmekte ve ek iyileştirmeler yapılmaksızın sadece kısıtlı sayıda problemler çözülebilmektedir. Yöntemde malzeme davranışı, toplam gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki değişimlerle ilişkilendirilerek formüle edilirken, geoteknik problemlerinde toplam gerilme tensörü, efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçlarına ayrılmakta ve malzeme davranışı genellikle efektif gerilmeler cinsinden ifade edilmektedir. Geoteknik problemlerin birçoğunda yapı ile zemin etkileşim içerisinde yer almaktadır. Buna bağlı olarak, bu tip problemlerin analizinde, yapı ile zemin arasında ara yüzey kullanılması gerekmektedir.

Ayrıca, lineer-elastik teoriden farklı olarak, doğru bir çözüm elde etmek için daha geniş bir aralıkta sınır koşullarına ihtiyaç duyulmaktadır. Sonuç olarak, sonlu elemanlar yönteminin geoteknik mühendisliğinde gerçekçi bir biçimde uygulanabilmesi için bazı değişiklikler yapmak gereklidir.

Geoteknik mühendisliği uygulamalarında, sonlu elemanlar analizi, gerçek durumu modelleyebilmek amacıyla adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Analizin adımlar halinde gerçekleştirilebilmesi iki avantaj sağlamaktadır:

a) Analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılması durumunda, geometri her bir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırarak modellenenmektedir.

b) Analizlerde, zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu her bir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir. Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı vb. belirlenmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineer olduğundan analizlerde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin non-lineer gerilme şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri ile yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir (Kılıç, 2000).

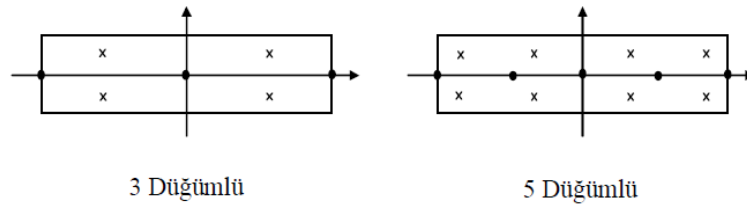
3.3. Plaxis Programı

PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), değişik geoteknik problemleri için, sonlu elemanlar yöntemiyle, deformasyon ve stabilite analizleri gerçekleştirebilen bir bilgisayar programıdır. İlk olarak 1987 yılında Hollanda Delft Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Sonraki yıllarda ise, geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Program, geoteknik mühendisliği projelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan, zemin-yapı etkileşimi, gerilme-şekil değiştirme, konsolidasyon, taşıma gücü, akım ağı, zemin dinamiği konularında ve malzeme farklılığı olan durumlarda kullanılabilmekte ve pratikte uygulanabilir sonuçlar vermektedir (Keskin, 2009).

Bu çalışmada, PLAXIS 3D versiyonu kullanılmıştır. Versiyon, geoteknik mühendisliği uygulamalarına yönelik olarak geliştirilmiştir. Analizlerde, problemler 3 boyutlu olarak eksenel simetrik veya düzlem şekil değiştirme geometri

3.3.2. Kiriş elemanları

Programda; duvar, plak ve temel gibi yapı elemanları 3 ve 5 düğüm noktasına sahip iki farklı kiriş eleman kullanılarak tanımlanır(Şekil 3.4). Analizlerde eğer 6 düğümlü zemin elemanı kullanılıyorsa, 3 düğümlü kiriş eleman, 15 düğümlü zemin elemanı kullanılıyorsa, 5 düğümlü kiriş eleman kullanılmaktadır. Kiriş elemanı, Mindlin kiriş teorisine dayanılarak geliştirilmiştir. Bu teoriye göre, kiriş eleman eğilmeye ve kaymaya maruz kalmaktadır. Ayrıca eksenel bir kuvvet uygulandığında eleman boyu değişmektedir. Kiriş elemanı önceden tanımlanan eğilme momenti veya maksimum eksenel kuvvete ulaştığında plastik hale gelmektedir. Kiriş elemanların malzeme özelliği olarak programa eğilme rijitliği (EI) ve eksenel rijitlik (EA) değerleri girilmektedir.



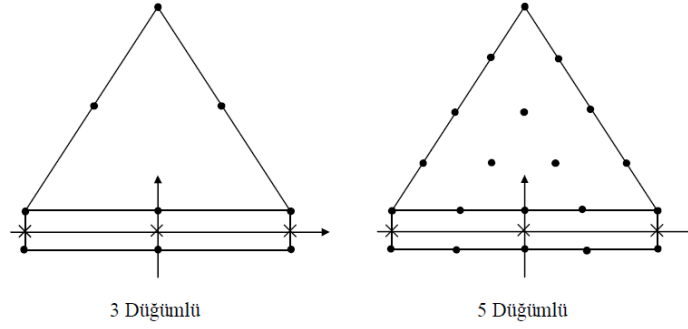
Şekil 3.4 Kiriş Elemanları (Keskin, 2009)

3.3.3. Geotekstil elemanı

Geoteknik uygulamalarda kullanılan donatı malzemeleri PLAXIS programında geogrid elemanı ile modellenmektedir. Geotekstiller; sadece eksenel rijitliğe sahip, eğilme rijitliği çok düşük malzemelerdir. Dolayısıyla, çekme dayanımı yüksek olan bu malzemelerin basınç dayanımı ihmal edilmektedir. Programa malzeme özelliği olarak sadece eksenel rijitlik (EA) değeri girilmektedir. PLAXIS’de geosentetikler, her düğüm noktasında iki serbestlik derecesine sahip (u_x , u_y) geotekstil elemanlar kullanılarak tanımlanır. Analizlerde 6 düğümlü zemin elemanları kullanılması durumunda geotekstiller elemanlar 3 düğümlü olarak, 15 düğümlü zemin elemanları kullanılması durumunda ise, 5 düğümlü olarak tanımlanırlar.

3.3.4. Ara yüzey elemanı

Yapı ile zemin veya donatı ile zemin arasındaki etkileşimi modellemek için ara yüzey elemanlar kullanılır. Ara yüzey elemanlarının, zemin elemanlarına nasıl bağlandığı aşağıda görülmektedir (Şekil 3.5). Ara yüzey elemanları, 6 düğüm noktalı zemin elemanları kullanıldığı durumda 3 düğümlü, 15 düğüm noktalı zemin elemanları kullanıldığı durumda ise, 5 düğümlü olarak tanımlanır.



Şekil 3.5 Ara Yüzey Elemanlarının Zemin Elemanlarına Bağlanması (Keskin, 2009)

Yapı ile zemin veya donatı ile zemin arasındaki etkileşim, ara yüzey elemanı için uygun bir mukavemet azaltma faktörü (Rinter) seçilerek modellenmektedir. Bu faktör, ara yüzey mukavemeti (çeper sürtünmesi ve adhezyon) ve zemin mukavemeti (sürtünme açısı ve kohezyon) ile ilişkilidir.

3.3.5. Zemin modelleri

PLAXIS’de zemin ve diğer ortamların (kaya vb) davranışını modellemek için 6 farklı model kullanılmaktadır. Bu modeller ve modellerde kullanılan parametreler aşağıda kısaca özetlenmiştir.

3.3.5.1. Lineer elastik model (LE)

Bu modelde, zemin davranışının Hooke yasasına uyduğu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilir. Programda giriş bilgileri olarak 2 adet rijitlik parametresi, Elastisite modülü, E ve Poisson oranı, ν değerleri girilir. LE model, zemin davranışını çok sınırlı bir şekilde temsil edebilir. Genellikle, zemin içerisindeki rijit yapıları modellemek için kullanılır.

3.3.5.2. Mohr-coulomb model (MC)

Elasto-plastik zemin modelidir. Programda, giriş bilgileri olarak 5 parametre girilir. Bunlar; Elastisite modülü, E , Poisson oranı, “ ν ”, kohezyon, “ c ”, içsel sürtünme açısı, “ θ ” ve dilatasyon açısı, ψ ’dir. Ayrıca modelde, doğru bir K_0 seçilerek zemindeki başlangıç yatay gerilme durumu oluşturulabilir. Zemin rijitliği için kullanılan E parametresi, tüm zemin tabakaları için sabittir. Bu modelde, hesaplamaların hızlı ve kısa zamanda yapılabilmesi nedeniyle genellikle analizlerde zeminde oluşacak deformasyonlar hakkında ilk izlenimleri elde etmek için kullanılır.

3.3.5.3. Jointed-rock model (JR)

Plastik kaymanın sadece sınırlı sayıda kayma doğrultularında meydana geldiği anizotropik elasto-plastik modeldir. JR model, tabakalı veya birleşik kayaların davranışını modellemede kullanılır. Modelde giriş parametreleri olarak, Elastisite modülü, E , Poisson oranı, ν , kohezyon, c , içsel sürtünme açısı, θ ve dilatasyon açısı, ψ değerleri girilmektedir.

3.3.5.4. Soft soil model (SS)

Zemin mekaniğinde normal konsolide killeri, killi siltler ve turba zeminler yumuşak zemin olarak kabul edilir. Bu tür zeminlerin yüksek mertebedeki sıkışabilirlik özelliğine bağlı olarak farklı özellikleri vardır. Bu nedenle, bu tür zeminlerde SS model kullanılır. Model en iyi performansını birincil sıkışma durumlarında gösterir. Modelde giriş parametreleri olarak, kohezyon, c , içsel sürtünme açısı, θ , dilatasyon açısı, ψ , modifiye sıkışma indeksi, γ^* , ve modifiye şişme indeksi, κ^* değerleri girilmektedir.

3.3.5.5. Soft soil creep model (SSC)

SSC modeli, konsolide killeri, killi siltler ve turba gibi yumuşak zeminlerin zamana bağlı davranışının modellenmesinde kullanılmaktadır. Temel ve dolgulardaki zamana bağlı oturma problemleri ile tüneller ve derin kazı gibi zemindeki yük boşalması problemlerinde bu model kullanılır. Modelde giriş parametreleri olarak, kohezyon, c ,

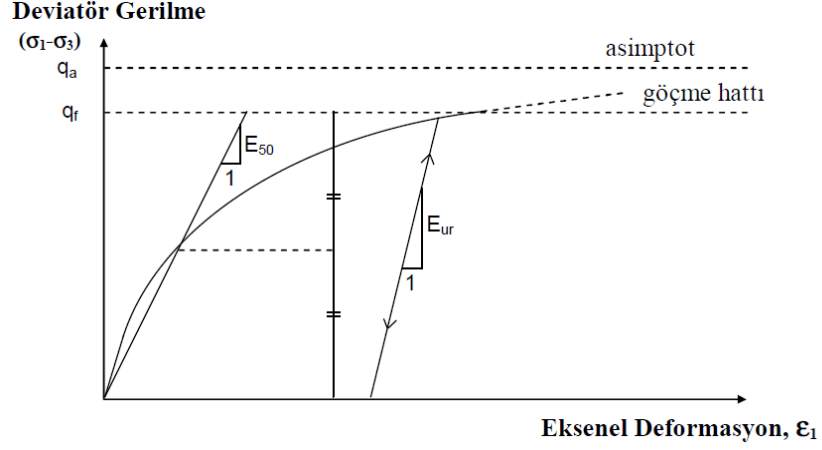
içsel sürtünme açısı, θ , dilatasyon açısı, ψ , modifiye sıkışma indeksi, γ^* , modifiye sıkışma indeksi, κ^* ve modifiye sürtünme indeksi μ^* değerleri girilmektedir.

3.3.5.6. Hardening soil model (HS)

HS modeli, farklı tiplerdeki yumuşak ve sert zeminlerin davranışını modellemek için kullanılan ve MC modeline göre çok daha gelişmiş bir zemin modelidir. MC modelde olduğu gibi gerilme seviyesi kohezyon (c), sürtünme açısı (θ) ve dilatasyon açısı (ψ) ile sınırlandırılmıştır. HS model, gerilme bağımlı rijitlik modülünü dikkate almaktadır. Yani, zemin rijitliği basınçla birlikte artmaktadır. HS model, drenajlı üç eksenli basınç deneyinde gözlenen eksenel deformasyon deviatorik gerilme ilişkisinin yaklaşık hiperbol şeklinde olması esasına dayanır (Şekil 3.6). Bu ilişki ilk olarak Kondner (1963) tarafından formüle edilmiştir. Daha sonra Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilerek hiperbolik zemin modeli olarak adlandırılmıştır. HS model, hiperbolik zemin modelinin yerini almış olmakla beraber arasında önemli farklar vardır. Bu farklardan ilki, modelde elastisite teorisinden çok plastisite teorisinin kullanılmasıdır. İkinci fark, modelin zemin dilatasyonunu da kapsaması, üçüncü fark ise, bir akma başlığı (yield cap) içermesidir. (Keskin, 2009)

Modelin bazı temel karakteristik özellikleri aşağıda özetlenmiştir:

1. Gerilme bağımlı rijitlik (giriş parametresi m),
2. Deviatorik yükleme nedeniyle oluşan plastik deformasyonlar (giriş parametresi E_{50}^{ref}),
3. Sıkışma nedeniyle oluşan plastik deformasyonlar (giriş parametresi E^{ref}_{oed}),
4. Elastik boşaltma/yükleme (giriş parametresi E_{ur} , ν_{ur}),
5. Mohr-Coulomb modeline göre göçme (c , θ ve ψ parametreleri).



Şekil 3.6 Standart bir drenajlı üç eksenli basınç deneyinde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis Manual 2002)

HS model formülasyonundaki temel düşünce, üç eksenli basınç deneyinden elde edilen düşey deformasyon (ϵ_1) ve deviatörük gerilme (q) arasındaki hiperbolik ilişkidir (Şekil3.6.). Modelde bu hiperbol denklemini;

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (q < q_f \text{ için}) \quad (3.6)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Buradaki q_a , kayma mukavemetinin asimptot kaldığı değerdir. E_{50} parametresi ise ilk yükleme sırasındaki gerilmeye bağlı rijitlik modülüdür:

Rijitlik modülü, üç eksenli basınç deneyindeki çevre basıncı olan küçük asal gerilme, σ'_3 değerine bağlıdır. Basınç olması nedeniyle σ'_3 değerinin işareti negatiftir. Modelde gerilme seviyesi ise üst değeri “m” ile kontrol edilmektedir. Göçme anındaki deviatörük gerilme q_f ve deviatörük gerilmenin asimptot kaldığı q_a değerleri modelde aşağıdaki bağıntılarla tanımlanmaktadır:

$$q_f = (c \cot \theta - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.7)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.8)$$

q_f değeri, c ve θ değerleri kullanılarak Mohr-Coulomb göçme kriterinden hesaplanmaktadır. Dolayısıyla, $q=q_f$ olduğunda Mohr-Coulomb modeline göre göçme meydana gelir ve tam plastik akma oluşur. q_f ve q_a arasındaki oran ise, göçme oranı R_f olarak tanımlanmıştır. R_f değerinin her zaman 1'den küçük olduğu açıkça görülmektedir.

4. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu tez çalışmasında İzmir ve İstanbul illerinden getirilen kil numuneleri üzerinde Süleyman Demirel Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında zeminlerin endeks özelliklerini belirlemek için atterberg limitleri, piknometre ve standart proktor deneyi, oturma değerlerinin belirlenmesi için ödometre, kayma direnci için serbest basınç deneyi yapılmıştır. Oturma ve kayma değerleri belirlendikten sonra geotekstil ilave edilerek oturma ve taşıma gücü değerlerine etkisi incelenmiştir.

4.1. Kıvam Limitleri Deneyi

İnce daneli zeminlerin mühendislik özellikleri boşluklarında bulunan su miktarına bağlı olarak değişmektedir. İnce daneli zeminlerin su muhtevası değiştikçe kıvamı da değişmektedir.

Kil zeminin kıvamını belirleyebilmek Her bir numunenin plastik limit, likit limit ve plastisite indisi değerlerinin belirlenmesinde ASTM D4318-84 deney metodu kullanılmıştır. Zemin sınıfı plastisite kartından belirlenmiştir.

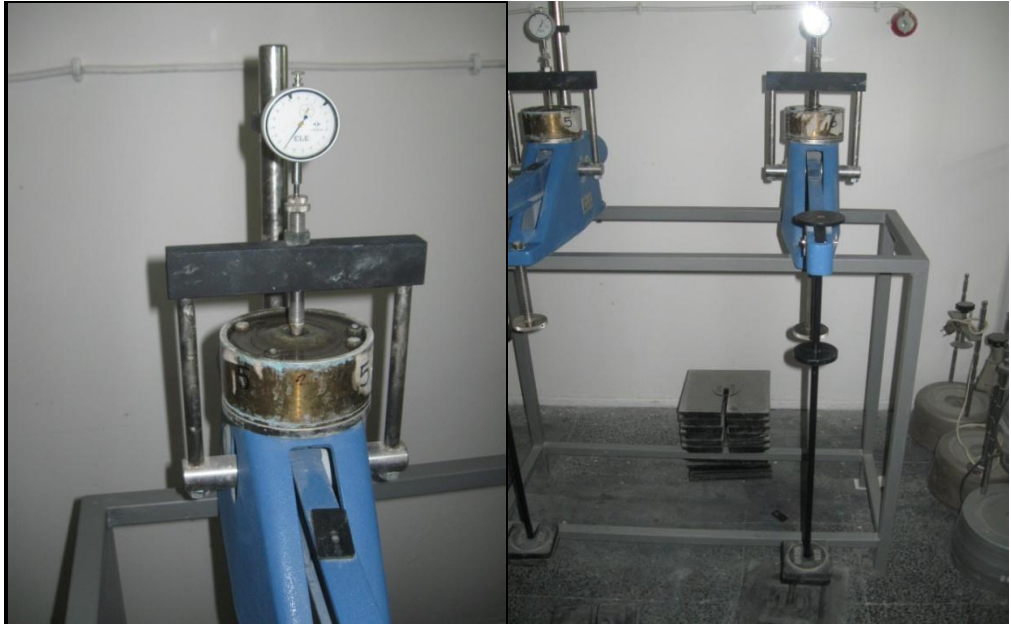
4.2. Standart Proktor Deneyi

Kompaksiyon; zeminlerin dayanım, permeabilite (geçirgenlik) ve oturma davranışlarının iyileştirmesi veya erozyon olayına karşı sağlamlaştırılması için tabakalar halinde sıkıştırılmasıdır. Numunelerin kompaksiyon özelliklerinin belirlenmesi için ASTM D698 standartlarındaki standart kompaksiyon deneyi yapılmıştır.

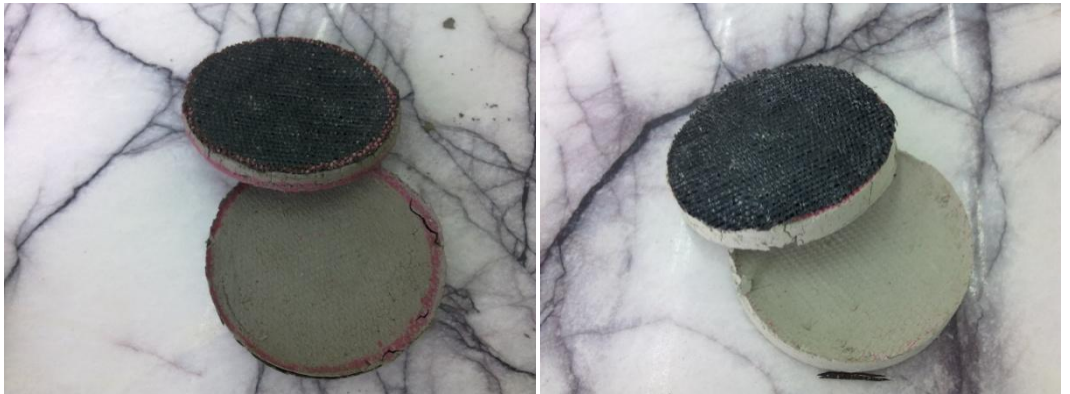
4.3. Ödometre Deneyi

Ödometre zeminin sıkışma miktarı ve hızını bulan bir ölçüm aletidir. İlk kez 1920'lerde Terzaghi tarafından tasarlanmış olup günümüzde çok az bir değişikliklerle yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu alette sıkışabilirliği ölçülecek zeminden sondajla olabildiğince örselenmeden alınmış numuneye; yapılmış kabullere uygun koşullar sağlanmaktadır. Sondaj tipinden çıkartılan numune şişme veya göçmesine meydan

verilmeden elik konsolidasyon halkasına yerleştirilir ve deney sonuna kadar su altında tutulur. Yükleme standart sıra ve srelerde yapılırken numunenin gösterdiği sıkışmalar zamana bağlı olarak en az 0.002 mm ile 0,05 mm duyarlılıkta mikrometre saati veya transdlserle otomatik olarak izlenir. . Sıkışma-zaman eğrisinin hassas bir şekilde çizilebilmesi için, okuma aralıkları genel olarak 1/4, 1/2, 1,2, 5, 10, 30 dk., 1, 2,4,8,24 saat seklinde seçilmektedir. Ulaşılması istenilen en büyük gerilme seviyesine vardıkdan sonra, numune üzerindeki yük yine kademeli olarak (ve her kademedede şişme sona erinceye kadar bekleyerek) boşaltılmaktadır. Ödometre Deney aleti şekil 4.1' de gösterilmiştir.



şekil 4.1 Konsolidasyon deneyi aleti



şekil 4.2. Konsolidasyon deneyinde etüvden çıkan geotekstil yerleştirilmiş numuneler

4.4. Serbest Basınç Deneyi

Kayma dayanımının en basit şekilde ölçümü, numunenin düşey ekseninde basınç uygulanarak kırılması şeklindedir. Silindirik zemin numunesinin yalnızca eksenel doğrultuda yüklemeye tabi tutulması ile serbest basınç deneyi yapılır. Bu deneyde, eksenel yük artışları altında meydana gelen numunenin boyunun kısılması yani eksenel şekil değiştirmesi ölçülür ve gerilme şekil değiştirme eğrileri elde edilir. Eksenel gerilmenin maksimum değeri zeminin serbest basınç mukavemeti (q_u) (kayma mukavemeti) değerini verir. Serbest basınç deneyini özel bir UU (konsolidasyonsuz-drenajsız) deney olarak tanımlanabilir. Bu deney kendiliğinden ayakta durabilecek killi zeminlerde uygulanabilir. Drenaj koşulları kontrol edilemediğinden drenajsız kayma mukavemeti hızlı yükleme yapılarak elde edildiği varsayılır (Önalp, 2007).

Bu deneyde zemini konsolide etmek, boşluk suyu basınçlarını ölçmek imkansızdır. Ancak bu deney drenajsız kayma mukavemetini belirlemede en çok kullanılan deney yöntemidir. Drenajsız kayma mukavemeti (serbest basınç mukavemeti) $\tau = c_u = q_u/2$ şeklinde bulunur.



Şekil 4.3 Düşük plastisiteli kil zeminin serbest basınç deneyi



Şekil 4.4 Yüksek plastisiteli kil zeminin serbest basınç deneyi

4.5. Plaxis 3D Foundation

Laboratuvar deneyleri tamamlandıktan sonra zemin parametreleri elde edilmiş ve bu veriler programa tanımlanmıştır (Çizelge 4.1). Rijit temele ait parametreler Çizelge 4.2' de gösterilmiştir.

Çizelge 4.1. Kil zeminlere ait parametreler

Parametreler	Sembol	CH	CL	SP
Birim Hacim Ağırlık	γ	2,75 kN/m ³	2,80 kN/m ³	1,749 kN/m ³
Poisson Oranı	ν	0,4114°	0,3550°	0,3550°
Elastisite Modülü	E	3000 kN/m ²	700 kN/m ²	13000 kN/m ²
Kohezyon	c	13,31 kN/m ²	10,88 kN/m ²	0,009 kN/m ²
İçsel Sürtünme Açısı	ϕ	0°	0°	29°

Çizelge 4.2. Rijit temel parametreleri

Parametreler	Sembol	Değer
Kalınlık	d	0,5 m
Birim Hacim Ağırlığı	γ	25 kN/m ³
Poisson Oranı	ν	0,2
Elastisite Modülü	E	3*10 ⁷ kN/m ²
Kayma Modülü	G	12*10 ⁶ kN/m ²

Geotekstil tabakası ile kil zeminlerin iyileştirilmesi çalışmalarında kullanılan örgülü geotekstile ait teknik özellikler Çizelge 4.3'te sunulmuştur.

Çizelge 4.3. Geotekstillerin teknik özellikleri

Parametreler	Değer
Kalınlık	0,7 mm
Ağırlığı	192 g/m ²
Çekme Dayanımı	40 kN/m
Uzama	% 20
Static Delinme Direnci	4,8 kN
Dinamik Performans Direnci	11 mm
Su Geçirgenliği	16*10 ⁻³ m/sn

Elde edilen veriler sonlu elemanlar programında Input menüsündeki model tamamlandıktan sonra elemanların atanması kullanılmıştır. Tek tabaka şeklinde kil zemin atandıktan sonra beton sınıfı C 30 olan radye temelin değerleri tanımlanıp kil arasına geotekstil tabakası serilmiştir. Analiz sonuçları bir sonra bölümde tartışılmıştır.

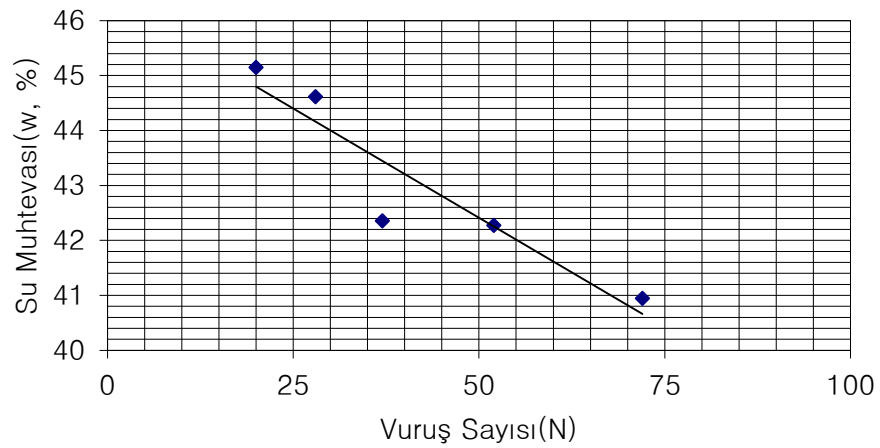
5. ARAŞTIRMA BULGULARI

Materyal metod kısmında anlatılan deneyler yapıldıktan sonra elde edilen sonuçlar ve grafikler bu bölümde gösterilmiştir.

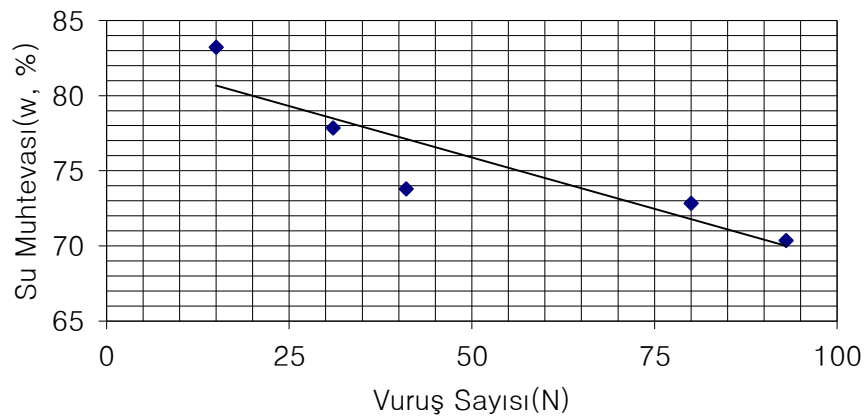
İki numune üzerinde yapılan deney sonuçları çizelge 5.1' de verilmiştir. Yapılan deneyler sonunda İstanbul' dan gelen numune Düşük Plastiseli Kil zemin (CL), İzmir'den gelen numune Yüksek Plastisiteli Kil zemin (CH) değerlerini vermiştir.

Çizelge 5.1. Numunelerin kıvam limitleri ve piknometre deney sonucu

Numune	PL (%)	W _n (%)	LL(%)	IP(%)	γ_s (gr/cm ³)
İstanbul	66,50	31	45	21,50	2,80
İzmir	19	53	78	59	2,75



Şekil 5.1. Düşük plastisiteli kil zeminin kıvam limitleri deneyi

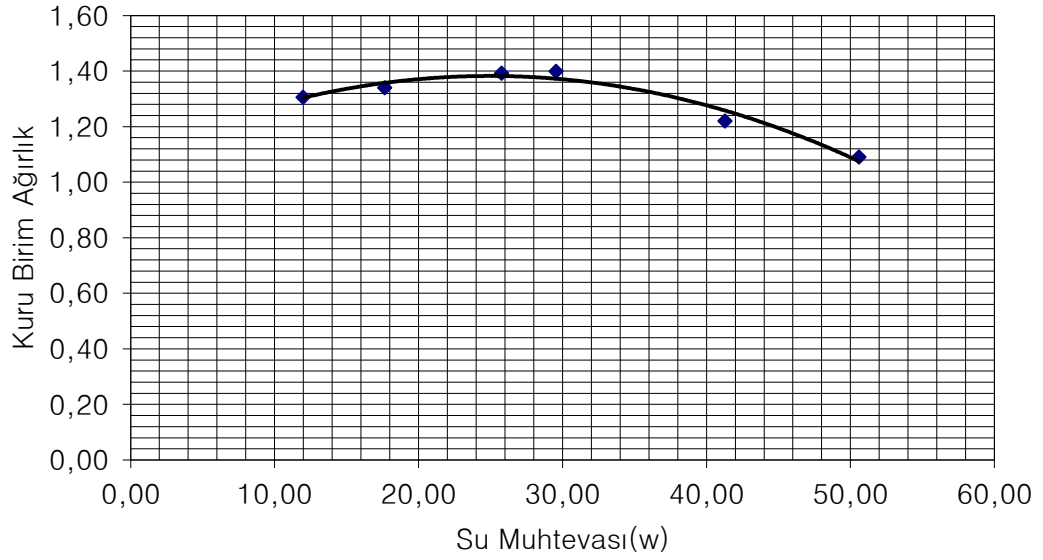


Şekil 5.2. Yüksek plastisiteli kil zeminin kıvam limitleri deneyi

Standart proktor deneyi sonucunda elde edilen grafikler aşağıda verilmiştir

Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık : 1,4 gr/ cm³

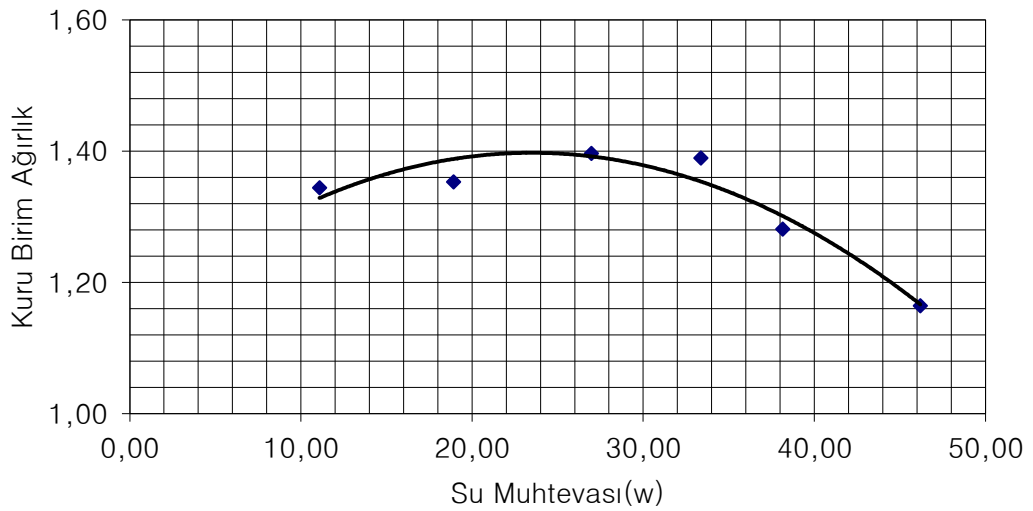
Optimum Su Muhtevası : 0,295



Şekil 5.3. Düşük plastisiteli kil zeminin standart proktor deneyi

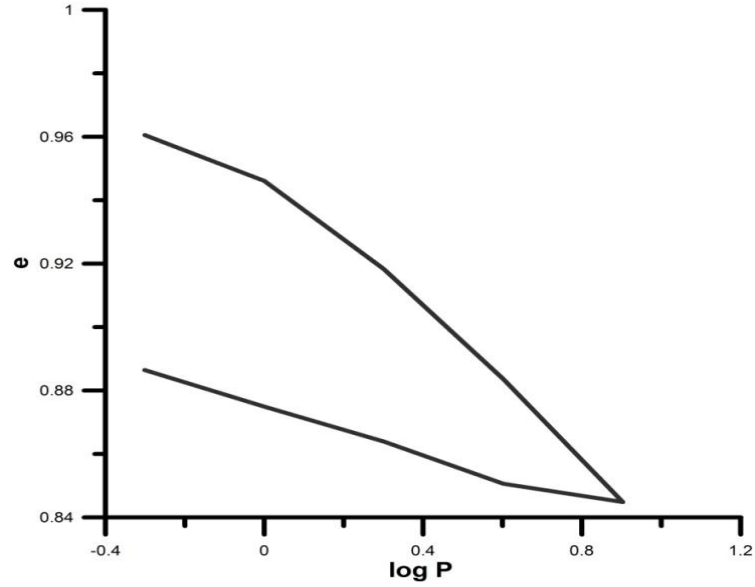
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık : 1,4 gr/ cm³

Optimum Su Muhtevası : 0,3

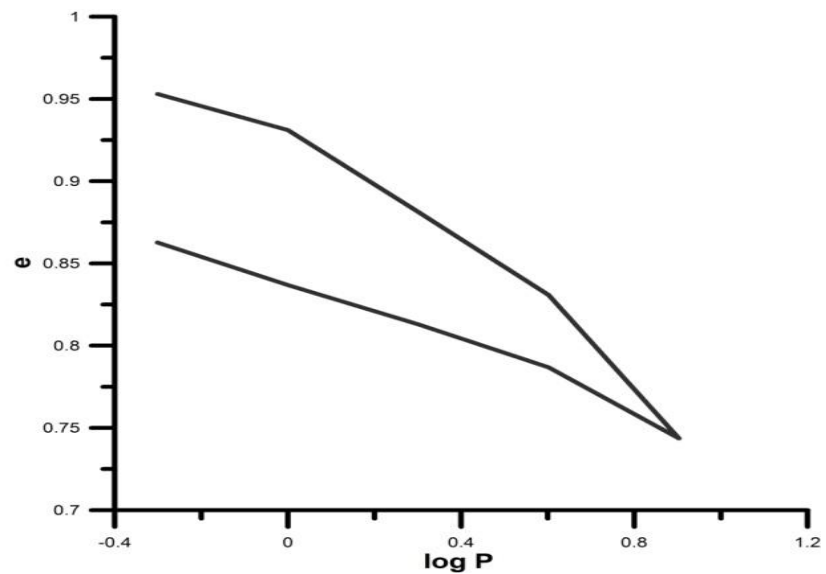


Şekil 5.4. Yüksek plastisiteli kil zeminin standart proktor deneyi

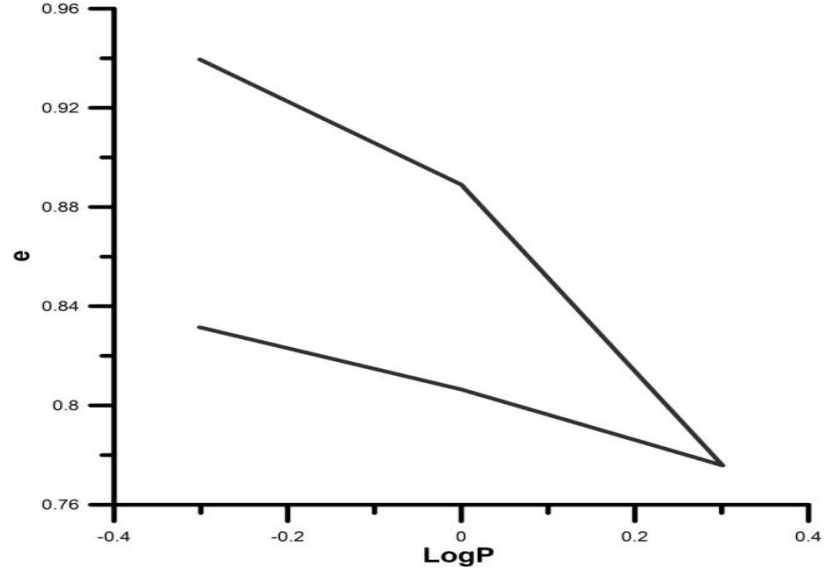
Ödometre deneyinde çapı 71.55 mm, yüksekliği 17 mm ringe sahip ödometre deney aleti kullanılmıştır. Her iki numunede optimum su muhtevasında hazırlanmıştır. Kil zeminlerde 0.25-0.50-1-2-4-8-16 kg/cm² basınç seviyelerinde 24 saat bekleme süresiyle yüklemeler yapılmıştır. Düşük plastisiteli ve yüksek plastisiteli kil zeminlerde yükleme ve boşaltma aşamaları tamamlandıktan sonra her iki zeminin arasına da geotekstil yerleştirildikten sonra tekrar ödometre deneyi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıdaki grafiklerde verilmiştir.



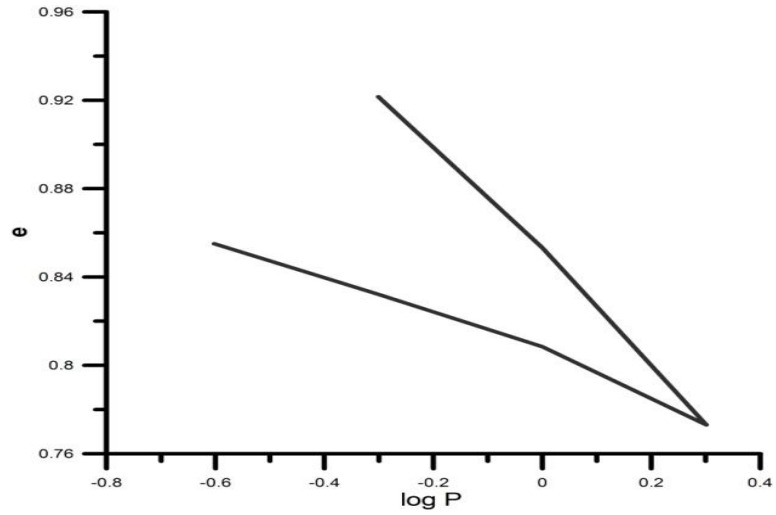
Şekil 5.5. Düşük plastisiteli kilde optimum su muhtevasında konsolidasyon deneyi



Şekil 5.6. Düşük plastisiteli kilde optimum su muhtevasında tek sıra geotekstil yerleştirilmiş konsolidasyon deneyi

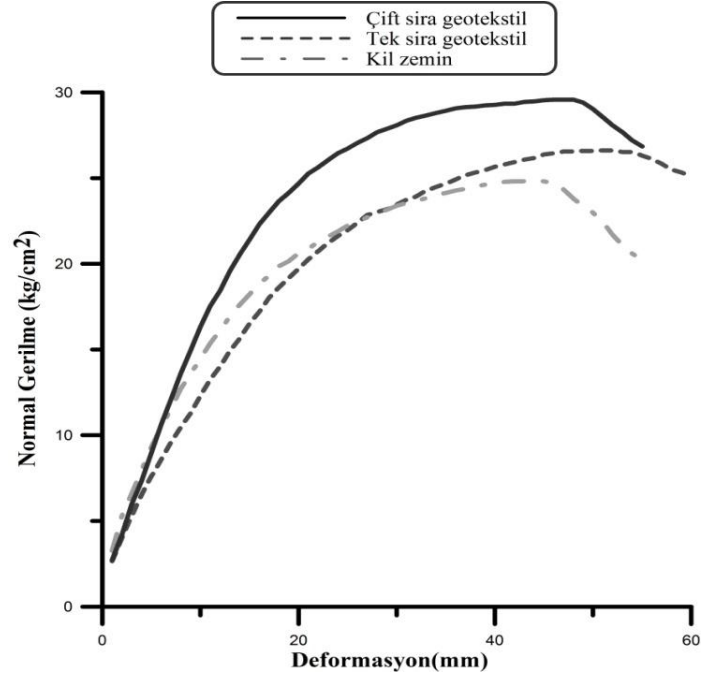


Şekil 5.7. Yüksek plastisiteli kilde optimum su muhtevasında konsolidasyon deneyi

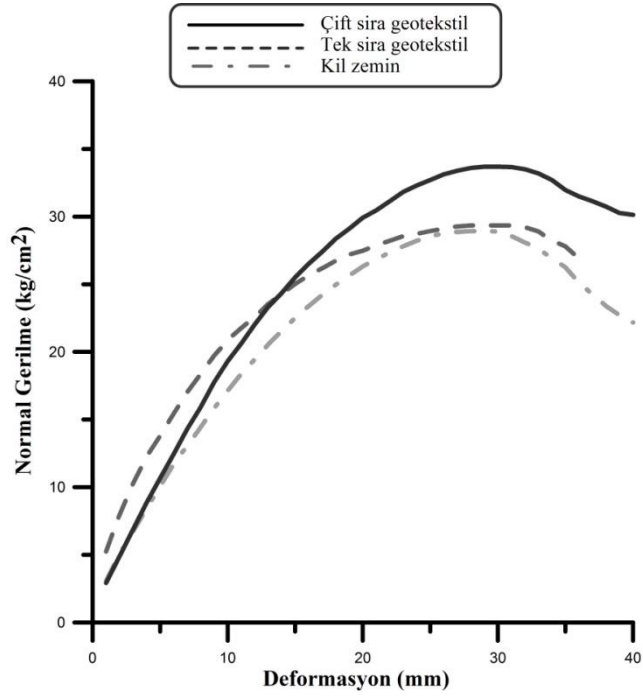


Şekil 5.8. Yüksek plastisiteli kilde optimum su muhtevasında tek sıra geotekstil yerleştirilmiş konsolidasyon deneyi

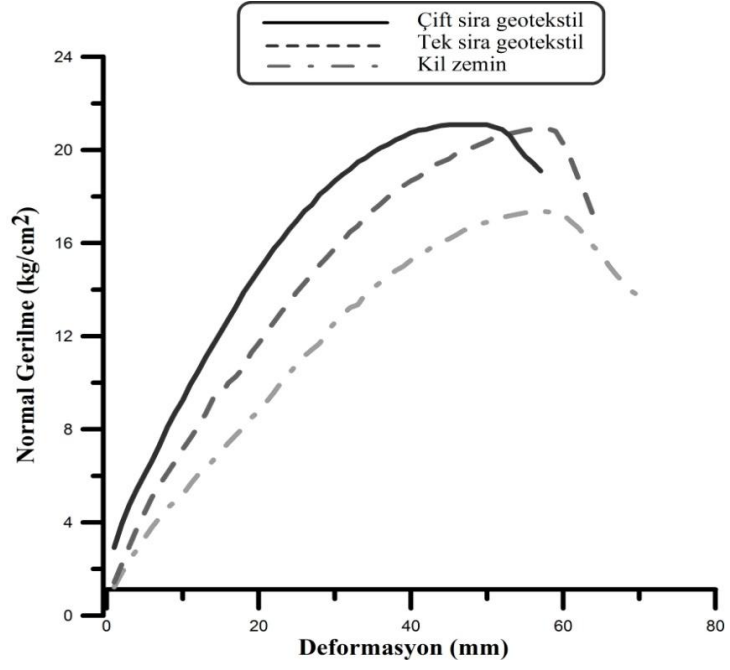
İki numune üzerinde de 35 mm çapında 70 mm boyunda numuneler hazırlanarak serbest basınç deneyi yapılmıştır. Numunelerde optimum su muhtevası, optimumdan %10 fazla su muhtevası, optimumdan %10 eksik su muhtevası değerlerinde, tek tabaka ve çift tabaka geotekstil yerleştirilerek deneyler yapılmış ve aşağıdaki grafikler elde edilmiştir.



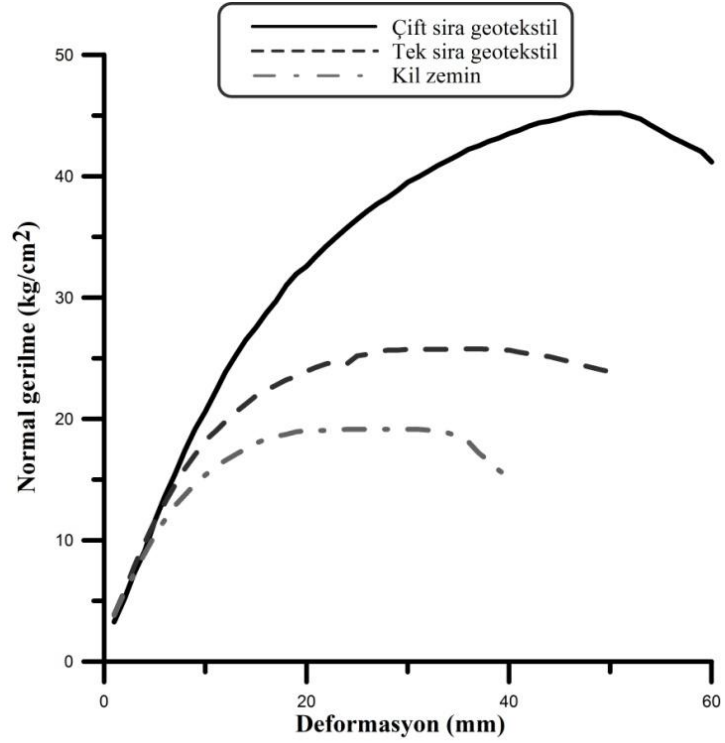
Şekil 5.9. Düşük plastisiteli kil (CL) zeminde optimum su muhtevasında serbest basınç deneyi



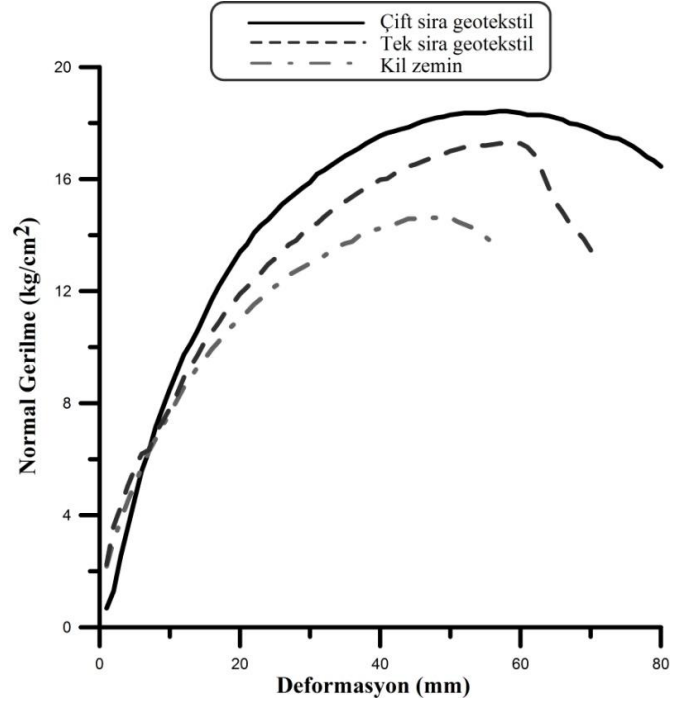
Şekil 5.10. Düşük plastisiteli kil (CL) zeminde optimum su muhtevasından %10 eksik serbest basınç deneyi



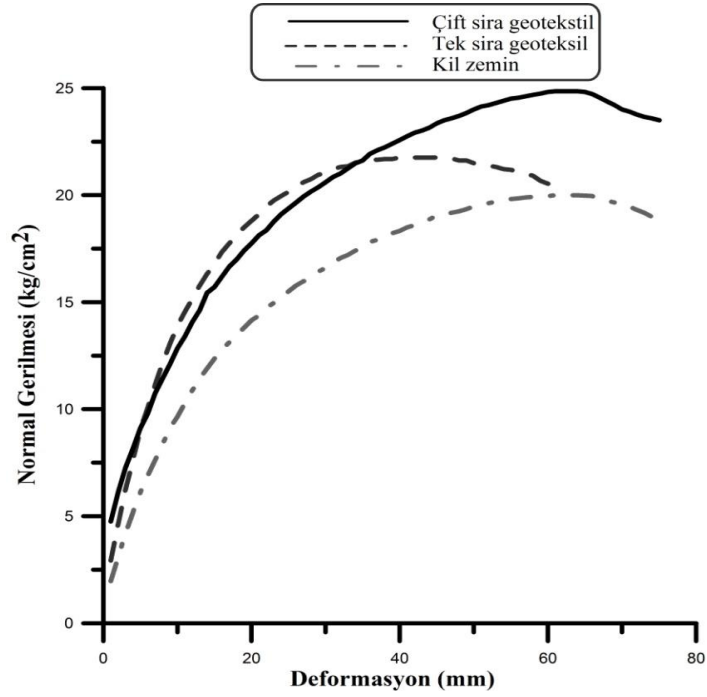
Şekil 5.11. Düşük plastisiteli kil (CL) zeminde optimum su muhtevsından %10 fazla serbest basınç deneyi



Şekil 5.12. Yüksek plastisiteli kil (CH) zeminde optimum su muhtevsından %10 eksik serbest basınç deneyi

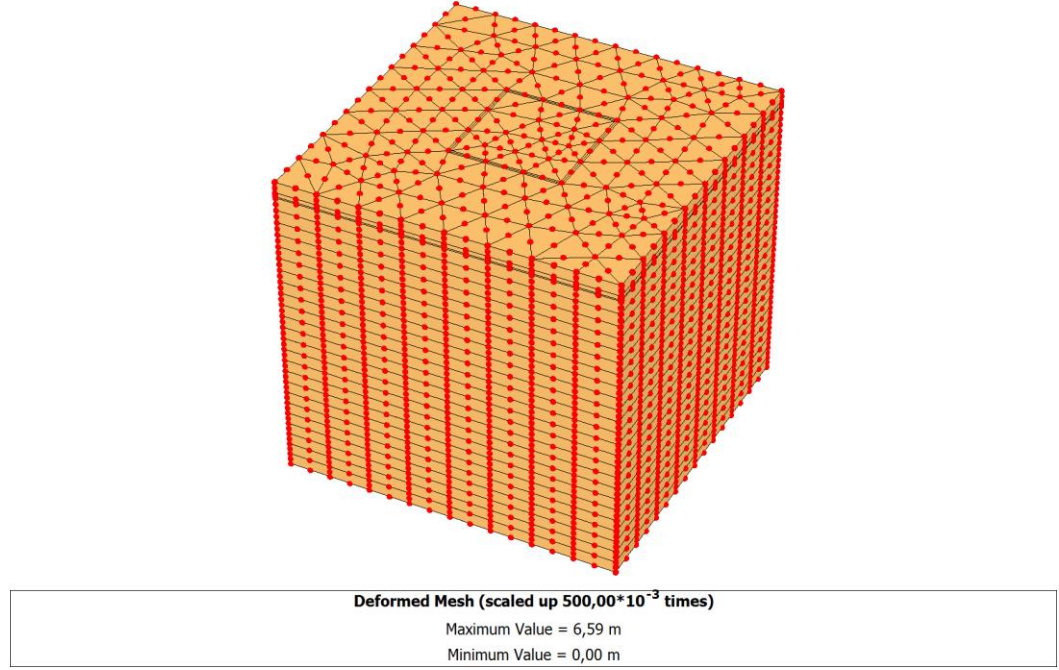


Şekil 5.13. Yüksek plastisiteli kil (CH) zeminde optimum su muhtevassından %10 fazla serbest basınç deneyi

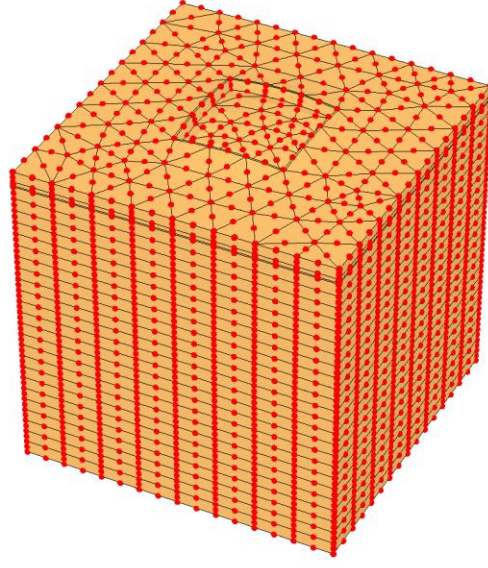


Şekil 5.14. Yüksek plastisiteli kil (CH) zeminde optimum su muhtevassında serbest basınç deneyi

Deneyler tamamlandıktan sonra Plaxis 3D Foundation programında 60*60 m boyutlarındaki zemin profilinde 20*20 m radye temel modellenmiştir. Temele 3, 5 ve 10 katlı bina yükü eklenmiştir. Modelin plastik ve konsolidasyon analiz sonucundaki deplasmanları ve gerilmeleri aşağıdaki şekillerde ve çizelgede gösterilmiştir.

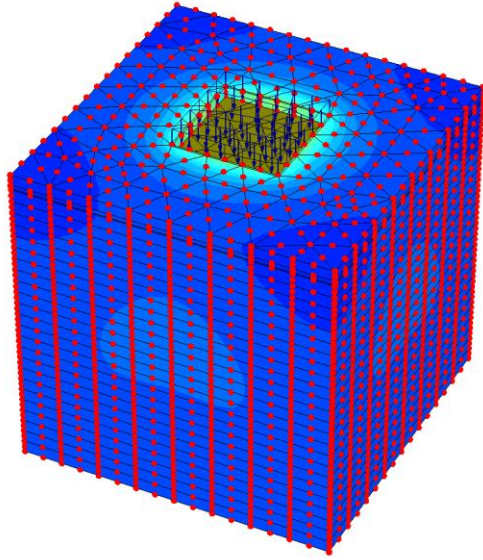


Şekil 5.15 Plaxis 3D programındaki yüksek plastisiteli kil zemin modeli



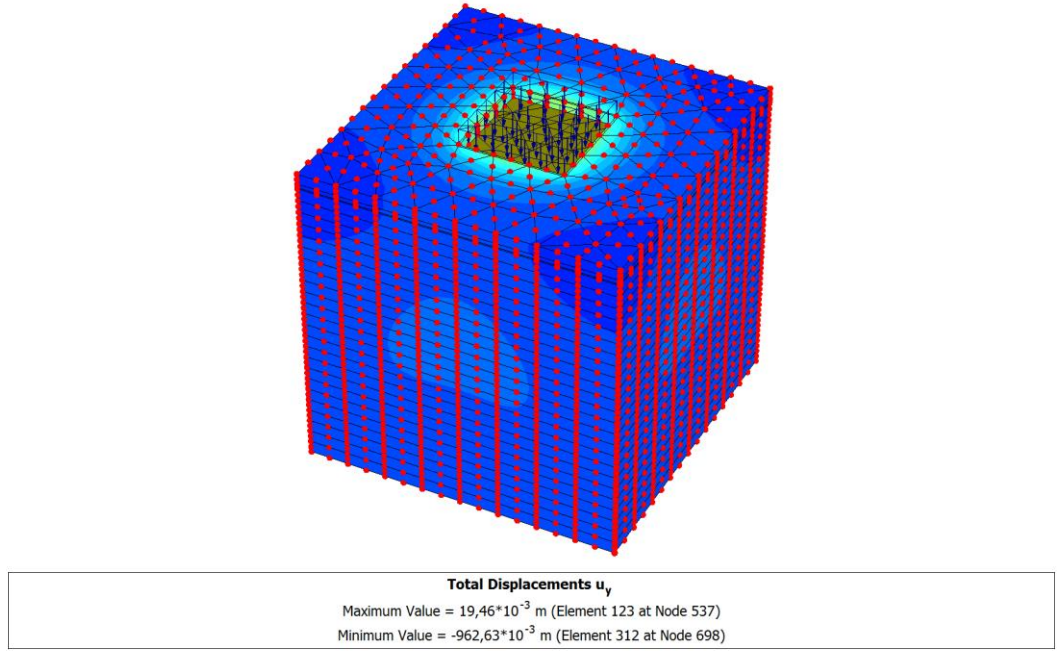
Deformed Mesh (scaled up 10,00 times)
Maximum Value = $288,86 \cdot 10^{-3}$ m
Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.16. Yüksek plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapılması sonucu oluşan kabarma

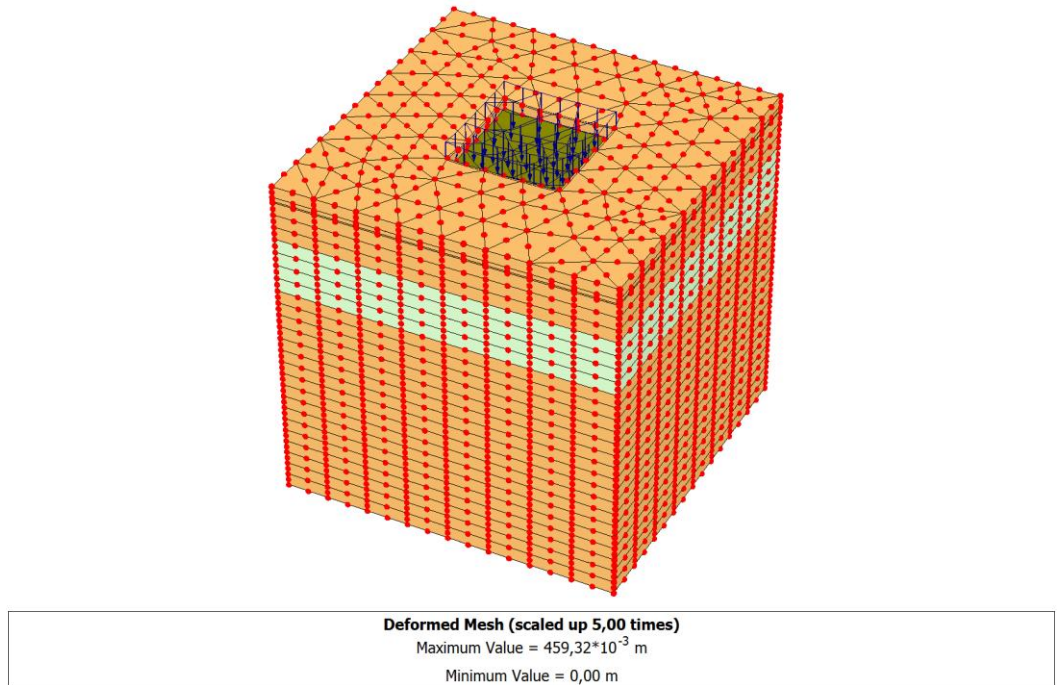


Total Displacements u_y
Maximum Value = $19,58 \cdot 10^{-3}$ m (Element 123 at Node 537)
Minimum Value = $-963,81 \cdot 10^{-3}$ m (Element 311 at Node 695)

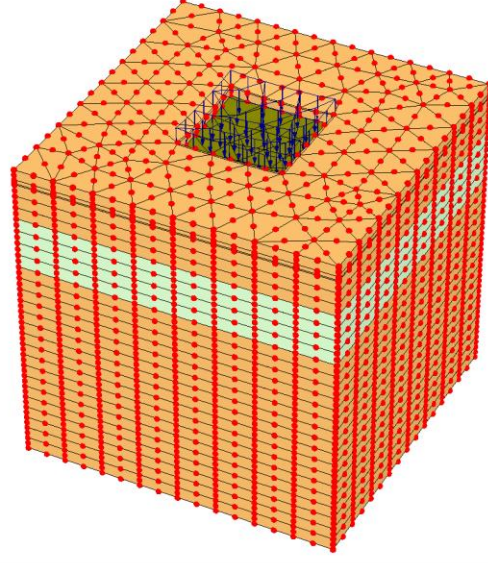
Şekil 5.17. Yüksek plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temelde plastik analiz sonucu y yönünde oluşan deformasyon



Şekil 5.18. Yüksek plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına yerleştirilen geotekstil tabakasının plastik analiz sonucu oluşan deformasyon



Şekil 5.19. Yüksek plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temelin plastik analiz sonucu oluşan deformasyon

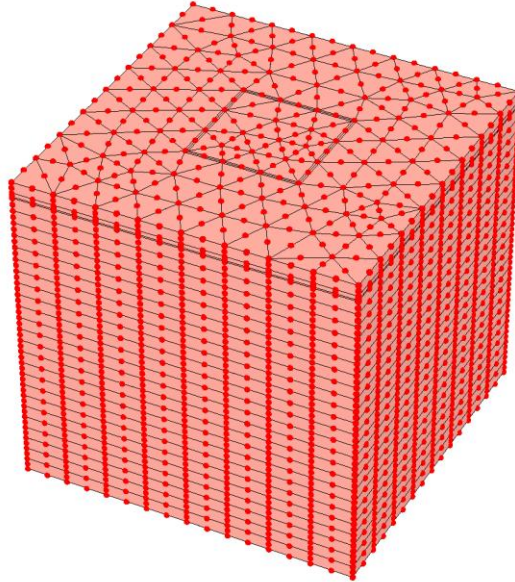


Deformed Mesh (scaled up 5,00 times)

Maximum Value = $449,29 \cdot 10^{-3}$ m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.20. Yüksek plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına yerleştirilen geotekstil tabakasının plastik analiz sonucu oluşan deformasyon

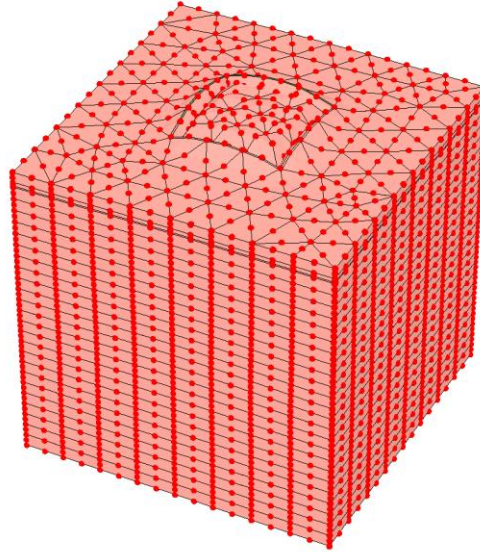


Deformed Mesh (scaled up $50,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum Value = 47,59 m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.21. Plaxis 3D programındaki düşük plastisiteli kil zemin modeli kil zemin modeli

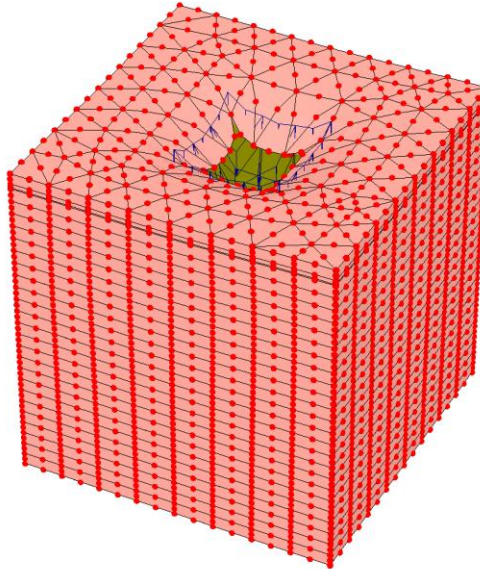


Deformed Mesh (scaled up 5,00 times)

Maximum Value = 1,10 m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.22. Düşük plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonucu oluşan deformasyon

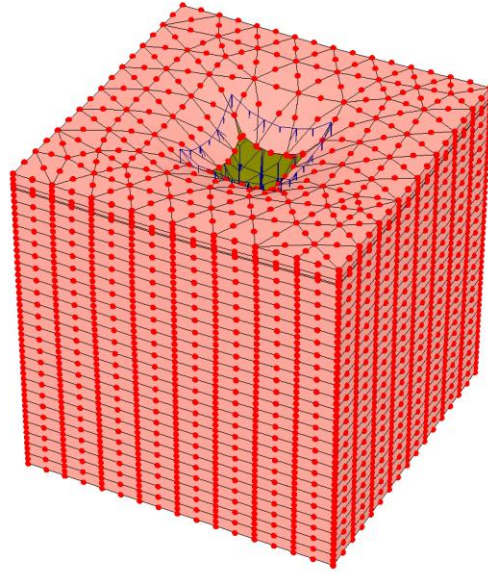


Deformed Mesh (scaled up 5,00 times)

Maximum Value = 2,86 m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.23. Düşük plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel de konsolidasyon analizi sonucunda oluşan deformasyon

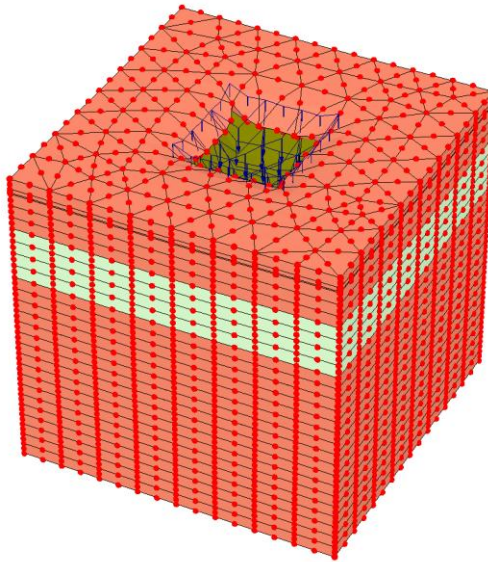


Deformed Mesh (scaled up 5,00 times)

Maximum Value = 2,74 m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.24. Düşük plastisiteli kil zeminde 2 m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına geotekstil yerleştirilmesiyle konsolidasyon analizi sonucunda oluşan deformasyon

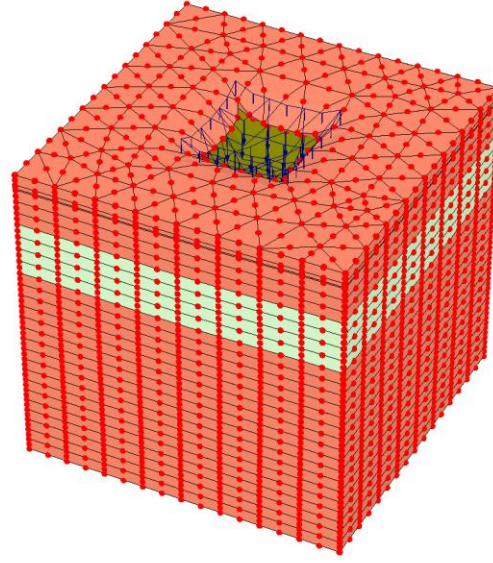


Deformed Mesh (scaled up 5,00 times)

Maximum Value = 2,24 m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.25. Düşük plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel de konsolidasyon analiz sonucu oluşan deformasyon



Deformed Mesh (scaled up 5,00 times)

Maximum Value = 2,10 m

Minimum Value = 0,00 m

Şekil 5.26. Düşük plastisiteli kil zemin ve kötü derecelendirilmiş kum tabakasında 2m kazı yapıldıktan sonra 20*20 m temel altına yerleştirilen geotekstil tabakasının konsolidasyon analiz sonucu oluşan deformasyon

Çizelge 5.2. Yüksek plastisiteli kil zeminde plastik analiz sonucunda oluşan deformasyonları

Model Adı	Başlangıç fazı deformasyonu (m)	Kazı deformasyonu (m)	Temel deformasyonu (m)	Geotekstilli Temel deformasyonu(m)
CH 3 Kat	6,59	$288,86 \cdot 10^{-3}$	$156,96 \cdot 10^{-3}$	$156,82 \cdot 10^{-3}$
CH 5 Kat	6,59	$288,86 \cdot 10^{-3}$	$262,41 \cdot 10^{-3}$	$262,18 \cdot 10^{-3}$
CH 10 Kat	6,59	$288,86 \cdot 10^{-3}$	$963,84 \cdot 10^{-3}$	$962,64 \cdot 10^{-3}$
CH-SP 3 Kat	5,42	$191,49 \cdot 10^{-3}$	$104,78 \cdot 10^{-3}$	$104,43 \cdot 10^{-3}$
CH-SP 5 Kat	5,42	$191,49 \cdot 10^{-3}$	$174,83 \cdot 10^{-3}$	$174,24 \cdot 10^{-3}$
CH-SP 10 Kat	5,42	$191,49 \cdot 10^{-3}$	$459,32 \cdot 10^{-3}$	$449,32 \cdot 10^{-3}$

Çizelge 5.3. Yüksek plastisiteli kil zeminde konsolidasyon analizi sonucunda oluşan deformasyonları

Model Adı	Başlangıç Fazı deformasyonu (m)	Kazı Deformasyonu (m)	Temel Deformasyonu (m)	Geotekstilli Temel Deformasyonu(m)
CH 3 Kat	6,59	$248,21 \cdot 10^{-3}$	$113,66 \cdot 10^{-3}$	$113,34 \cdot 10^{-3}$
CH 5 Kat	6,59	$248,21 \cdot 10^{-3}$	$191,87 \cdot 10^{-3}$	$191,34 \cdot 10^{-3}$
CH 10 Kat	6,59	$248,21 \cdot 10^{-3}$	$666,35 \cdot 10^{-3}$	$656,70 \cdot 10^{-3}$
CH-SP 3 Kat	5,42	$146,61 \cdot 10^{-3}$	$61,17 \cdot 10^{-3}$	$60,25 \cdot 10^{-3}$
CH-SP 5 Kat	5,42	$146,61 \cdot 10^{-3}$	$106,63 \cdot 10^{-3}$	$105,17 \cdot 10^{-3}$
CH-SP 10 Kat	5,42	$146,61 \cdot 10^{-3}$	$250,93 \cdot 10^{-3}$	$238,28 \cdot 10^{-3}$

Çizelge 5.4. Düşük plastisiteli kil zeminin plastik analiz sonucundaki deformasyonları

Model Adı	Başlangıç Fazı deformasyonu (m)	Kazı Deformasyonu (m)	Temel Deformasyonu (m)	Geotekstilli Temel Deformasyonu(m)
CL 3 Kat	47,59	1,54	$757,76 \cdot 10^{-3}$	$756,49 \cdot 10^{-3}$
CL 5 Kat	47,59	1,54	1,26	1,26
CL 10 Kat	47,59	1,54	5,7	5,64
CL-SP 3 Kat	38,04	$881,93 \cdot 10^{-3}$	$104,78 \cdot 10^{-3}$	$104,43 \cdot 10^{-3}$
CL-SP 5 Kat	38,04	$881,93 \cdot 10^{-3}$	$749,46 \cdot 10^{-3}$	$745,69 \cdot 10^{-3}$
CL-SP 10 Kat	38,04	$881,93 \cdot 10^{-3}$	2,24	1,16

Çizelge 5.5. Düşük plastisiteli kil zeminin konsolidasyon analizi sonucundaki deformasyonları

Model Adı	Başlangıç Fazı deformasyonu (m)	Kazı Deformasyonu (m)	Temel Deformasyonu (m)	Geotekstilli Temel Deformasyonu(m)
CL 3 Kat	47,59	1,10	$462,29 \cdot 10^{-3}$	$459,80 \cdot 10^{-3}$
CL 5 Kat	47,59	1,10	$782,92 \cdot 10^{-3}$	$778,86 \cdot 10^{-3}$
CL 10 Kat	47,59	1,10	2,86	2,74
CL-SP 3 Kat	38,04	$494,22 \cdot 10^{-3}$	$172,68 \cdot 10^{-3}$	$157,44 \cdot 10^{-3}$
CL-SP 5 Kat	38,04	$494,22 \cdot 10^{-3}$	$300,91 \cdot 10^{-3}$	$275,77 \cdot 10^{-3}$
CL-SP 10 Kat	38,04	$494,22 \cdot 10^{-3}$	$796,02 \cdot 10^{-3}$	$637,25 \cdot 10^{-3}$

6. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Bu çalışmada önce kil zeminler ve iyileştirme yöntemleri hakkında literatür taraması yapılmıştır. Daha sonra laboratuarda zeminin parametrelerini belirlemek için iki farklı kil zemin üzerinde endeks deneyler, tek eksenli basınç deneyleri ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Tüm bu deneylerden sonra Plaxis 3D Foundation programında kil zeminler üzerindeki temel modeli için sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Önce 60*60 m boyutunda 60 m kalınlığındaki kil zemin üzerinde -2 m kotunda 20*20m boyutunda ve 0,5 m yüksekliğindeki radye temel modellenmiş ve temellerin üzerine 3, 5 ve 10 katlı betonarme bina ağırlığı ilave edilerek plastik ve konsolidasyon analizi yapılmıştır. Toplam deformasyonları ve gerilme değerleri bir önceki bölümde sunulmuştur. Daha sonra -2,75 m ve -3 m kotuna yerleştirilen geotekstil tabakası etkin hale getirilerek zemin modeli tekrar analize tabi tutulmuştur. Aynı modeller 60 m kalınlığındaki kil tabakaya -10 kotundan sonra 10 m kötü derecelendirilmiş kum tabakası ilave edilerek analiz edilmiştir. Tez konusunda da dile getirilen geotekstillerin oturma ve taşıma gücünde meydana gelen etkiler incelenmiştir. Bu çalışma sonucunda, geotekstil takviyesinin zeminin taşıma kapasitesini artırdığı ve oturma davranışını kontrol altına aldığı gözlenmiştir.

Elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir;

- Düşük plastisiteli kil zeminde ödometre ringinin 0.5h yüksekliğine yerleştirilen geotekstil aynı yük kademesinde altında zeminin oturma değerlerini % 50 azaltmıştır.
- Yüksek plastisiteli kil zeminde ödometre ringinin 0.5h yüksekliğine yerleştirilen geotekstil aynı yük kademesinde altında zeminin oturma değerlerini % 15 azaltmıştır.
- Düşük plastisiteli kil zeminin optimum su muhtevasında yapılan konsolidasyonsuz-drenajsız serbest basınç mukavemeti zemine tek sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 1 oranında artarken çift sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 20 artmıştır.

- Düşük plastisiteli kil zeminin optimum su muhtevasında %10 eksik su muhtevasında yapılan konsolidasyonsuz-drenajsız serbest basınç mukavemeti zemine tek sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 10 oranında artarken çift sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 30 artmıştır.
- Yüksek plastisiteli kil zeminin optimum su muhtevasında yapılan konsolidasyonsuz-drenajsız serbest basınç mukavemeti zemine tek sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 1 oranında artarken çift sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 20 artmıştır.
- Yüksek plastisiteli kil zeminin optimum su muhtevasında %10 eksik su muhtevasında yapılan konsolidasyonsuz-drenajsız serbest basınç mukavemeti zemine tek sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda % 30 oranında artarken çift sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda , % 70 artmıştır.
- Yüksek ve düşük plastisiteli kil zeminin optimum su muhtevasında %10 fazla su muhtevasında yapılan konsolidasyonsuz-drenajsız serbest basınç mukavemeti zemine tek sıra ve çift sıra geotekstil yerleştirilmesi durumunda gözle görülür oranda değişmemektedir. Zeminde gerekenden fazla su bulunduğu için kil zeminin mukavemet değerleri olumsuz yönde etkilenmiştir.
- Plaxis programında düşük plastisiteli kil zemine oturan temel de plastik ve konsolidasyon analizinde elde edilen deformasyon değerleri yüksek plastisiteli kil zemine oturan temel değerlerinden daha fazladır.
- Plaxis programında her iki numunede konsolidasyon analizinde daha olumlu sonuçlar vermiştir.
- Kil tabakasının arasında kum bulunan zemin modellerinde deformasyonlar her iki 60 m kil tabakasından daha az deformasyon değerleri göstermiştir.

- Plastik analiz sonuçları laboratuvar deney sonuçlarıyla karşılaştırıldığında program verileri yetersiz kalmıştır. Bu sebepten dolayı aynı modellerin daha güncel olan Plaxis 3D programında incelenmesi tavsiye edilmektedir.
- Geotekstiller doğru kullanıldıkları zaman önemli teknik ve mali avantaj sağlamaktadırlar. Belirli bir uygulamadaki kullanım maksadına göre geotekstillin mühendislik özelliklerinin bilinmesi ve yorumlanması gerekmektedir. Ancak genel kabul gören standart deney yöntemlerinin henüz oluşturulamamış olması bir eksikliktir. Aynı amaçla, farklı şekillerde uygulanan deneylerin sonuçları karşılaştırılamamakta ve yorumlanamamaktadır. Ülkemizde, geotekstillerin inşaat mühendisliğinde kullanımları ile ilgili var olan uygulama standartları genişletilmelidir. Bu konuda Avrupa ve Amerika'da ulaşılmış olan sonuçlar dikkate alınmalıdır. Dünya çapında birbirlerinden bağımsız olarak hem geotekstil üreticilerinin hem de araştırmacıların geliştirdikleri deney yöntemleri değerlendirilerek uluslar arası standartlar oluşturulmalıdır. Geotekstillerin yaygınlaşmasının ve etkin olarak kullanımının önündeki en büyük engellerden bir tanesi iletişimsizlik ve yeterince bilgilenmemektir. Uluslararası ve ulusal geotekstil komitelerinin, üniversitelerin, geotekstil üreticilerinin çalışmaları bu bakımdan önemlidir.

KAYNAKLAR

- Adams, M.T. ve Collin, J. G., 1997. Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundation, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 66-72.
- Aksoy, İ .M., 1993. Modern Yol İnşaatında Geotekstil Ve Geogrid Uygulaması Konularında Araştırma. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 115 s, İstanbul.
- Aktaş, M., 1991. Jeotekstillerin Çeşitleri, Kullanımı En Yaygın Olan Tiplerin Üretim Yöntemleri Ve Özelliklerinin Değerlendirilmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 75 s, İstanbul.
- Alawaji, H. A., 2001. Settlement and Bearing Capacity of Geogrid – Reinforced Sand over Collapsible Soil. Geotextiles and Geomembranes, 19, 75-88.
- Aytekin, M., 2004. Deneysel Zemin Mekaniği. Teknik Yayınevi, 2.Baskı, 624 s., Ankara.
- Benek M. B., 2006. Geotekstiller Üzerine Bir İnceleme ve Uygulama Örnekleri. Celal Bayar Üniversitesi, Fen Bilimleri Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, 91 s., Manisa.
- Bergado D. T., Youwai S., Haic C. N., Voottipruex P., 2001. Interaction of Nonwoven Needle-Punched Geotextiles Under Axisymmetric Loading Conditions. Geotextiles and Geomembranes, 19, 299-328.
- Birand, A., 2001. Kazıklı Temeller. Teknik Yayınevi, 433 s, Ankara.
- Birand, A., 2006. Sığ (Yüzeysel) Temeller. Teknik Yayınevi, 276 s, Ankara.
- Bozbey, İ., Toğrol, E., 2009. Correlation of standard penetration test and pressuremeter data:a case study from Istanbul, Turkey. Springer-Verlag.
- Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design. MCGRAW- HILL Book Company, 1173 s, USA.
- Cernica, J. N., 1995. Geotechnical Engineering: Foundation Desing. John Wileyand Sons Inc, 486 p, Canada.
- Cindemir, Y.O., 1997. Yeni Bir İnşaat Malzemesi Olarak Geotekstiller. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 111 s, İstanbul.
- Civelek, S., 2011. Tabakalı Zemine Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü Analizi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 104 s., Adana.
- Coduto, P.D., 2001. Foundation Design: Principal and Practices (Second Edition). Prentice Hall, 883 p, New Jersey.
- Coduto,D. P., 2005. Temel Tasarımı İlkeler ve Uygulamalar. Çevirenler. Mollamahmutoğlu, M., ve Kayabalı, K. Gazi Kitapevi, 816s, Ankara.

- Craig, R. F., 2004. Craig's Soil Mechanics. Spon Press Taylor and Francis Group, 447 p, London and New York.
- Çetin Y. A., 2011. Yüksek Plastisiteli Kil Zeminlerin Alternatif Malzemeler İle Yüzeysel Zemin Stabilizasyonu. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 121 s., İstanbul.
- Çinicioğlu, S. F., 2005. Zeminlerde Statik ve Dinamik Yükler Altında Taşıma Gücü Anlayışı ve Hesabı. Seminer, 1-25, İMO İstanbul Şubesi.
- Das, B.M., Shin, E.C., Omar, M.T., 1994, The Bearing Capacity Of Surface Strip Foundations On Geogrid-Reinforced Sand And Clay – A Comparative Study. Geotechnical And Geological Engineering, 12, 1-14.
- Das, M. B., 1999. Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement. CRC Press, 365 p, USA.
- Dash S. K., Sireesh S. and Sitharam T. G., 2003. Model Studies on Circular Footing Supported on Geocell Reinforced Sand Underlain by Soft Clay.
- Deb K., Dey A. ve Chandra, S., March 2007/a. Modeling of Layered Soil System. 1st Indian Young Geotechnical Engineers Conference, Hyderabad, India, 2-3rd, 11-23, 50-55.
- Deb K., Sivakugan N., Chandra, S. ve Basudhar P. K., 2007/b. Numerical Analysis of Multi Layer Geosynthetic-Reinforced Granular Bed over Soft Fill. Geotechnical and Geological Engineering, 25, 639-646.
- Demerchant, M.R., Valsangkar, A.J., and Schriver, A.B., 2002. Plate load tests on geogridreinforcedexpanded shale lightweight aggregate. Geotextiles and Geomembranes, 20, .173-190.
- Demiröz A., 2008. Geogrid Donatılı Kum Üzerine Oturan Sürekli Temellerde Taşıma Gücünü Etkileyen Tasarım Faktörlerinin Deneysel Olarak Araştırılması. Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 247 s., Konya.
- Erickson H. L., Drescher A., January 2002. Bearing Capacity of Circular Footings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Fonseca V., 2001, Load Tests on Residual Soil and Settlement Prediction on Shallow Foundation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 (10), 869-883.
- Gabr M.A. and Hart H., 2000. Elastic Modulus of Geogrid Reinforced Sand sing Plate Load Tests, Technical Note. Geotechnical Testing Journal.
- Holtz, R.D., 2001. Geosynthetics For Soil Reinforcement. 9th Spencer J. Buchanan Lecture, 1-19.

- İnalkaç G.M., 2011. Zemin Parametrelerinin Deneysel ve Teorik Olarak Belirlenmesi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 174 s., Adana.
- İyisan, R., Ansal, A., 1996. Arazi Penetrasyon Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması.
- Kayalar, A.Ş., Kuruoğlu, M., Akay, U., 1998. Dinamik ve Standart Penetrasyon Dirençleri Korelasyonu Üzerine Bir Katkı.
- Keskin, M.S., 2009. Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 410 s., Adana.
- Kılıç, H., 2000. Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolgu Barajlarda Deformasyonların Deneysel ve Nümerik Yöntemlerle Belirlenmesi. Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 278 s., İstanbul.
- Koç M., Kayalar A. Ş., 2002. İzmir Zeminlerindeki Sekonder Sıkışma Değerlendirmesi. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, 21-22 Ekim, İstanbul
- Konta, J., 1995. Clay and Man: Clay Raw Materials in the Service of Man. Applied Clay Science 10, page 275–353.
- Koerner R. M., 1999. Desingning with Geosynthetics. Prentice Hall Inc, Four Edition, 784p, New Jersey.
- Kökten Ö., 2008. Yüzeysel Temellerin TS 500 'E Göre Hesap ve Tasarım Yöntemleri. Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 146 s., Ankara.
- Lambe T S., Whitman R., 1969. Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- Mandal, J. N., Sah, H., 1992. Bearing Capacity Tests on Geogrid-Reinforced Clay, Geotextiles and Geomembranes. 327-333.
- Mısır G., 2008. Granüler Stabilize Dolgu ile İyileştirilen Yumuşak Kil Zeminlere Oturan Temellerin Analizi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 124 s., Adana.
- Mitchell, J.K., 1976. Fundamentals of Soil Behaviour. John Wiley, New York.
- Olgun M., 2008. Farklı Konsantrasyonlardaki Kimyasallarla Konsolide Edilmiş Kil Zeminlerin Kayma Mukavemeti ve Konsolidasyon Davranışlarının İncelenmesi. Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 340 s., Konya.
- Ochiai H., Hayashi S., Yang J. and Otani J., 1992. Reinforcing Effects of Foundation Ground with Geogrids. Proceedings of International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, Nanjing, China, 310-315.

- Otani J. and Yamamoto K., 1996. Experimental Study on Localized Deformation Behaviour of Reinforced Foundation Ground. Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Balkema, 653-658.
- Otani, J., Ochiai, H., Yamamoto, K., 1998. Bearing Capacity Analysis Of Reinforced Foundation On Cohesive Soil. Geotextile And Geomembranes, 16, 195-206.
- Önalp, A., 2007. Geoteknik Bilgisi-I, 3. Baskı. Birsen Yayınevi, 442 s, İstanbul.
- Önalp, A., Sert, S., 2010. Geoteknik Bilgisi-III, Bina Temelleri. 2.baskı, Birsen Yayınevi, 426 s, İstanbul.
- Öztekin, A., 1992. Geotekstil Üzerine Bir İnceleme. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 106 s, İstanbul.
- Özaydın, K., 1997. Zemin Mekaniği. Birsen Yayınevi, 261 s, İstanbul.
- Plaxis, 2002. User Manual. 2D version 8, (Edited by BRINKGREEVE, R.J.B.), Delft University of Technology and PLAXIS b.v., The Netherlands.
- Ramaswamy S.D., and Purushothaman P., 1992. Model footings of geogrid reinforced clay. Proceedings of the Indian Geotechnical Conference on Geotechnique Today, 183-186.
- Sanad H. A., Ismael N. F., and Brenner R. P., 1993. Settlement of Circular and Ring Plates in Very Dense Calcareous Sands. Journal of Geotechnical Engineering, 199, 4, 622-638.
- Santamarina, J.C., Klein, K.A., Wang, Y.H. and Prencke, E., 2002. Specific Surface: Determination and Relevance. Canadian Geotechnical Journal, 39, 233-241, Canada.
- Shin E., Das B., Puri S., Yen S., Cook E., 1993. Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Clay. Tech. Note, American Society for Testing and Materials, 534-541.
- Shukla, S. K. 2002. Geosynthetics and Their Applications, Thomas Telford Publishing, London.
- Şenol, A., Sağlamer, A., 2002. Düşük Plastisiteli Bir Kilde Ön konsolidasyon Basıncının Belirlenmesinde Yeni Bir Yöntem. İMO Teknik Dergi, Yazı 172, 2555-2572.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc, 407 p, New York.
- The Geosynthetic Materials Association (GMA), 2002. Handbook Of Geosynthetics, 64 p.
- Thome A., Donato M., Consoli N. C., Graham J., 2005. Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil. Canadian Geotechnical Journal, 42, 1569-1584.

- Tonyalı, İ., 2011. Laboratuar, Arazi ve Jeofizik Deney Sonuçlarını Kullanan Zemin Taşıma Gücü Hesap Yöntemlerinin İncelenmesi ve Karşılaştırılması. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 109 s, İstanbul.
- Tunç, A., 2002. Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları. Atlas Yayın Dağıtım, 912 s, İstanbul.
- Wasti, Y., 1992. İnşaat Mühendisliğinde Geotekstil ve Geomembran Uygulamaları Eğitim Semineri. 98 s.
- Yazarsız, 2000. Corrosion/Degradation Of Soil Reinforcements For Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes, Publication No: FHWA-NHI-00-044,104, 104 p.
- Yeşil B., 2011. Geoteknik Mühendisliğinde Bilgisayar Destekli Tasarım. Pamukkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 214 s., Denizli.
- Yıldırım D., 2009. Geogrid Donatılı Stabilize Dolgu Tabakası İle Kil Zeminlerin İyileştirilmesi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 158 s., Adana.
- Yıldız A., 2002. Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Yıldız L., 2005. Donatıyla Güçlendirilmiş Şevli Zemine Oturan Yüzeysel Temel Analizi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 154 s., Adana.
- Yong, R.N. and Warkentin, B.P., 1975. Soil Properties and Behaviour, Elsevier Scientific Publishing Co., New York.
- Yüksel, B., 2007. Konsolidasyon Sürecinde Kil Yapısındaki Değişimin Araştırılması. İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 143 s, İstanbul.
- Zhu F., Clark, J. I. and Philips, R., 2001. Scale Effect of Strip and Circular Footings Resting on Dense Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, July.

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Münire DİKMEN

Doğum Yeri ve Yılı : Isparta, 1987

Medeni Hali : Bekar

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : yl0930101010@stud.sdu.edu.tr

Eğitim Durumu

Lise : Isparta Gazi Lisesi, 2004

Lisans : SDÜ, Mühendislik Fakültesi- İnşaat Mühendisliği, 2009

Yüksek Lisans : SDÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği , 2012

Mesleki Deneyim

ŞİNO İNŞAAT 2009-.....(halen)