

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNCE DANELİ ZEMİNLERDE KİL İÇERİĞİNİN KAYMA
DİRENCİNE ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İrem BAĞCA

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

MAYIS 2024

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNCE DANELİ ZEMİNLERDE KİL İÇERİĞİNİN KAYMA
DİRENCİNE ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İrem BAĞCA

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ertan BOL

MAYIS 2024

İrem BAĞCA tarafından hazırlanan “İnce Daneli Zeminlerde Kil İçeriğinin Kayma Direncine Etkisi” adlı tez çalışması 27.05.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı : **Prof. Dr. Ertan BOL** (Danışman)
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK**
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Doç. Dr. İsa VURAL**
Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi



ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Eğitim-Öğretim Yönetmeliğine ve Yükseköğretim Kurumları Bilimsel Araştırma ve Yayın Etiği Yönergesine uygun olarak hazırlamış olduğum “İNCE DANELİ ZEMİNLERDE KİL İÇERİĞİNİN KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ” başlıklı tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın tüm aşamalarında yukarıda belirtilen yönetmelik ve yönergeye uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, bu tezi başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve 20.04.2016 tarihli Resmi Gazete’de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince Sakarya Üniversitesi’nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Enstitü tarafından belirlenmiş ölçütlere uygun rapor alındığını, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun ortaya çıkması halinde doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi beyan ederim.

(27/05/2024).

Öğrencinin Adı Soyadı

İrem BAĞCA





Annem, babam ve ablama



TEŞEKKÜR

Öncelikle beni yetiştiren, tüm hayatım boyunca maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen, eğitim sürecim için ellerinden gelenin fazlasını yapan kıymetli aileme, teşekkür ederim.

Yüksek lisans eğitimim boyunca bilgi ve birikimlerini esirgemeyen, her zaman destek ve yönlendirmeleriyle yanımda olan, bursiyer olarak görev aldığım TÜBİTAK 221M166 no.lu projeye yürütücülük yapan ve bu projede bursiyer olabilmemde öncü olan değerli danışman hocam Prof. Dr. Ertan BOL'a teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca en az danışman hocam kadar bana yardımcı olan, destekleyen, mesleki bilgi ve birikimlerinin yanında insani değerlerini de benimle paylaşan Prof. Dr. Sedat SERT ve Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK hocalarıma da teşekkürlerimi sunarım. Tübitak projesi ve tez süreci boyunca bizlere destek olan Araştırma Görevlisi Kadir KOCAMAN'a da ayrıca teşekkür etmek isterim.

Bana her türlü manevi desteği sağlayan, bilgi ve tecrübelerini paylaşan, süreç boyunca hep yanımda olan canım arkadaşım Araştırma Görevlisi Eylem ARSLAN'a en içten teşekkürlerimi sunarım. TÜBİTAK projesi boyunca birlikte çalıştığım, çalışma arkadaşım Tuncay İMAMOĞLU'na da manevi destek ve güzel iş birliği için ayrıca teşekkür ediyorum.

Son olarak Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında bulunduğum yaklaşık 2.5 sene boyunca bana “Aile” olan tüm Geoteknik grubu üyelerine en içten teşekkürlerimi sunuyorum.

Bu çalışmanın maddi yönden desteklenmesine olanak sağlayan TÜBİTAK ARDEB-1001 (Proje no: 221M166) kapsamındaki desteklerinden dolayı TÜBİTAK'a teşekkür ederim.

Ek olarak, yüksek lisans eğitimim esnasında 2210-A Genel Yurt İçi Yüksek Lisans Burs Programı ile gösterdiği maddi destekten dolayı TÜBİTAK BİDEB'e teşekkürlerimi sunarım.

İrem BAĞCA



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	ix
İÇİNDEKİLER	xi
KISALTMALAR	xiii
SİMGELER	xv
TABLO LİSTESİ	xvii
ŞEKİL LİSTESİ	xix
ÖZET	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Kapsamı	3
1.2. Tezin Amacı	3
1.3. Literatür Araştırması	4
2. ZEMİNLERİN KAYMA DİRENCİ	11
2.1. Zeminde Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi	14
2.2. İnce Daneli Zeminlerin Kayma Direnci	16
2.2.1. İnce daneli zeminlerin drenajlı kayma direnci	17
2.2.2. İnce daneli zeminlerin drenajsız kayma direnci	18
2.2.2.1. Drenajsız kayma direncinin ölçümü	19
3. MATERYAL VE METOD	33
3.1. Giriş	33
3.2. Malzemeler	33
3.2.1. Doğal siltli zemin	33
3.2.2. Bentonit Kili	35
3.3. Karışımların Hazırlanması	35
3.3.1. Doğal siltli numuneye çöktürme (yüzdürme) işlemi	36
3.3.2. Sıfır numunesi ve bentonitin karıştırılma işlemi	38
3.4. Fiziksel Özellikler	40
3.4.1. Atterberg kıvam limitleri	41
3.4.1.1. Likit limit	42
4.DRENAJSIZ- KONSOLİDASYONSUZ ÜÇ EKSENLİ (UU) TEST	53
4.1. Test Numunelerin Hazırlanması	53
4.2. Drenajsız-Konsolidasyonsuz Üç Eksenli Deney (UU) Süreci	56
5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRMESİ	59
5.1. 50 kPa Ön Konsolidasyon Basıncına Sahip Numuneler İçin Kil İçeriği İle Kayma Direnci İlişkisi	59
5.2. 100 kPa Ön Konsolidasyon Basıncına Sahip Numuneler İçin Kil İçeriği İle Kayma Direnci İlişkisi	63
5.3. 150 kPa Ön Konsolidasyon Basıncına Sahip Numuneler İçin Kil İçeriği İle Kayma Direnci İlişkisi	66

5.4. Tüm Deney Numunelerinin Ön Konsolidasyon Ve Çevre Basınçları Basınçlarına Göre Karşılaştırılması.....	69
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	71
KAYNAKLAR.....	75
ÖZGEÇMİŞ.....	79



KISALTMALAR

CAD	: Anizotrop Konsolidasyonlu-Drenajlı
CAU	: Anizotrop Konsolidasyonlu-Drenajsız
CC	: Kil İçeriği
CD	: Konsolidasyonlu-Drenajlı
CH	: Yüksek Plastisiteli Kil
CHO	: Yüksek Plastisiteli Organik Kil
CI	: Orta Plastisiteli Kil
CID	: İzotrop Konsolidasyonlu-Drenajlı
CIO	: Orta Plastisiteli Organik Kil
CIU	: İzotrop Konsolidasyonlu-Drenajsız
CL	: Düşük Plastisiteli Kil
CLO	: Düşük Plastisiteli Organik Kil
CPT	: Koni Penetrasyon Deneyi
CPTU	: Boşluk Suyu Basıncı Ölçen Koni Penetrasyon Deneyi
CU	: Konsolidasyonlu-Drenajsız
FVT	: Arazi Kanatlı Kesici Deneyi
IP	: Plastisite İndisi.
LL	: Likit Limit
MHO	: Yüksek Plastisiteli Organik Silt
MIO	: Orta Plastisiteli Organik Silt
ML	: Düşük Plastisiteli Silt
MLO	: Düşük Plastisiteli Organik Silt
NC	: Konsolide Olmamış
NL	: Normal Konsolide
OC	: Aşırı Konsolide
PIP	: Zemin İçine İtilen
PL	: Plastik Limit
UCS	: Serbest Basma Deneyi
UU	: Konsolidasyonsuz- Drenajsız
UU	: Konsolidasyonsuz-Drenajsız

SBT : Kendi Deliğini Aan
TX : Ü Eksenli Kesme Deneyi
VT : Kanatlı Kesici Deneyi



SİMGELER

μ	: Düzeltme faktörü
Δu_w	: Boşluk suyu basıncı değişimi [kPa]
$\Delta \sigma_3$	: Çevre basıncı değişimi [kPa]
ε	: Birim şekil değiştirme [%]
ε_r	: Birim yanal genişleme veya daralma [%]
ε_z	: Birim boy kısalma [%]
ϕ	: Kayma direnci açısı [°]
ϕ'	: Efektif kayma direnci açısı [°]
σ	: Normal gerilme [kPa]
σ'	: Efektif gerilme [kPa]
σ_1	: Büyük asal gerilme [kPa]
σ_2	: Orta asal gerilme [kPa]
σ_3	: Küçük asal gerilme [kPa]
$\bar{\sigma}_3$	: Drenajlı durumda çevre basıncı [kPa]
σ_c	: Ön konsolidasyon basıncı [kPa]
σ_f	: Yenilme anındaki normal gerilme [kPa]
σ_{v0}	: Örtü yükünden kaynaklanan toplam gerilme [kPa]
τ	: Kayma direnci [kPa]
τ_f	: Yenilme anındaki kayma direnci [kPa]
τ_{max}	: Maksimum kayma direnci [kPa]
A	: Kesit alanı [mm ²]
A_0	: Deney başındaki kesit alanı [mm ²]
B	: Boşluk suyu katsayısı
c	: Kohezyon [kPa]
c_u	: Drenajsız kayma dayanımı [kPa]
c'	: Efektif kohezyon [kPa]
d	: Boydan boya kanat genişliği [mm]
e	: Boşluk oranı
G	: Zeminin kayma modülü [kPa]

G_s	: Dane özgül ağırlığı
h	: Kanat uzunluğu [mm]
N	: Kalibrasyon katsayısı
$\overline{p_l}$	: Limit toprak basıncı [kPa]
p_0	: Zeminin yatay gerilme değeri [kPa]
p_{oh}	: Toplam yatay toprak basıncı [kPa]
q_c	: Uç direnç [kPa]
R	: Korelasyon katsayısı
s	: Kayma direnci [kPa]
S_t	: Zeminin hassasiyeti
T	: Yenilme anındaki tork [kN]
u_w	: Boşluk suyu basıncı [kPa]
w_l	: Likit limit su muhtevası [%]
w_p	: Plastik limit su muhtevası [%]
w_s	: Büzülme limit su muhtevası [%]

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 1.1. Görgün ve Ural (2018) Karışımlara ait fiziksel özellikler..	9
Tablo 2.1. Yenilme türleri..	25
Tablo 2.2. Zeminin kıvamı (Önalp, 2018).....	28
Tablo 3.1. Doğal siltli zemin fiziksel özellikleri.	35
Tablo 3.2. Bentonit kilinin fiziksel özellikleri..	35
Tablo 3.3. Hazırlanan karışımların içeriği.....	39
Tablo 3.4. Karışımların fiziksel özellikleri.....	41



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1. Boulanger ve Idriss (2006) Atterberg limitlerine göre siltlerin davranışı. ..	4
Şekil 1.2. Önalp ve Arel (2011) aynı siltli numunede ve farklı çevre basınçlarında yapılan UU deney sonuçları.	6
Şekil 1.3. (Kim ve ark., 2018) Kil katkısının kumun kayma direncine etkisi.	7
Şekil 1.4. Ölmez (2008) kaolin katkısının drenajsız kayma direncine etkisi.....	8
Şekil 1.5. Görgün ve Ural (2018) kayma direnci ve kil yüzdesi ilişkisi.....	9
Şekil 1.6. Kumar ve ark. (2006)- Killi zemine ilave edilen kil yüzdesi ve serbest basınç dayanımı ilişkisi.	10
Şekil 2.1. Mohr kırılma zarfı.	12
Şekil 2.2. Mohr kırılma zarfına göre kırılma anındaki mohr daireleri.....	12
Şekil 2.3. Mohr kırılma hipotezi.	13
Şekil 2.4. Mohr Coulomb hipotezine göre a) Kırılmadan önceki gerilme durumu, b) Kırılma anındaki gerilme durumu.	14
Şekil 2.5. Zeminde gerçek gerilme durumu.....	14
Şekil 2.6. Malzemelerin Gerilme Altındaki Davranışları.	15
Şekil 2.7. Farklı zeminlerde σ - ε eğrileri.	16
Şekil 2.8. Drenajsız durumda toplam gerilme ve efektif gerilme mohr daireleri..	19
Şekil 2.9. Kanatlı kesici geometresi.....	20
Şekil 2.10. Bjerrum (1973) ve daha sonra Azzous ve ark. (1983) Ip'ye bağlı düzeltme faktörü.	21
Şekil 2.11. (a) Presiyometre deneyinin uygulanması, (b) presiyometrenin açılan sondaj çukuruna indirilmesi, (c) presiyometre probunun basınç ile yanal olarak şişirilmesi.	22
Şekil 2.12. CPT deneyinin şematik gösterimi.....	24
Şekil 2.13. Killi zeminler için serbest basma deneyinden elde edilebilecek gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri.	27
Şekil 2.14. Serbest basma deneyinde toplam gerilmelere göre mohr daireleri.....	27
Şekil 2.15. El Kanatlı Kesici Deney Aleti (Torvane).	29
Şekil 2.16. Üç eksenli deney düzeneği.	30
Şekil 3.1. Doğal siltli numunenin ön eleme işlemi.	34
Şekil 3.2. Eleme sonrası elde edilen doğal numune.....	34
Şekil 3.3. Çöktürme (yüzdürme) yöntemi şematik gösterimi.	37
Şekil 3.4. Çöktürme tekniği uygulama aşamaları.	37
Şekil 3.5. Çöktürme işlemi sonrası elde edilen sıfır numunesi.....	38
Şekil 3.6. Doğal siltli numune ve sıfır numunesinin dane dağılım eğrisi (granülometri eğrisi).....	38
Şekil 3.7. Karışımların hazırlanması.....	39
Şekil 3.8. Atterberg kıvam limitleri-hacim ilişkisi.	41
Şekil 3.9. Casagrande deneyinin aşamaları.....	42
Şekil 3.10. Koni düşürme deneyinin aşamaları.	43

Şekil 3.11. Casagrande ve koni penetrasyon yöntemlerine göre likit limitin (a) bentonit katkısı (b) kil yüzdesi ile değişimi.	44
Şekil 3.12. (a) Arel ve Önalp (2012), (b) bu tez kapsamında likit limitlerin düşen koni ve Casagrande deneylerine göre karşılaştırılması.	44
Şekil 3.13. (a) Arel ve Önalp (2012), (b) bu tez kapsamında kil içeriği ve likit limit ilişkisi.	45
Şekil 3.14. (a) Arel ve ark. (2018), (b) bu tez kapsamında kil içeriği ve plastisite indisi ilişkisi.	45
Şekil 3.15. Plastik limit deneyinin aşamaları.	46
Şekil 3.16. Karışımların TS1500/2000 plastisite kartına yerleştirilmesi.	47
Şekil 3.17. Kanatlı kesici geometresi.	48
Şekil 3.18. Karışımların pipet deneyi ile bulunan dane dağılım eğrileri.	48
Şekil 3.19. Hidrometre ve pipet deneyleri ile kil yüzdesinin bentonit katkısına göre değişimi.	49
Şekil 3.20. Hidrometre deneyi öncesi hazırlıklar.	50
Şekil 3.21. Hidrometre okumalarının yapılması.	50
Şekil 3.22 Pipet deney aşamaları.	51
Şekil 3.23. Özgül ağırlık tayini deney aşamaları.	52
Şekil 4.1. Bulamaç ile numune hazırlama ve ön konsolidasyon aşamaları.	54
Şekil 4.2. Bulamaç numunesinin plexiglass tüpüne yerleştirilmesi.	54
Şekil 4.3. Numunelerin bentonit katkı oranı (%) ve boşluk oranı (e) ilişkisi.	55
Şekil 4.4. Test numunelerinin ön konsolidasyon süreçleri.	56
Şekil 4.5. Drenajsız-konsolidasyonsuz üç eksenli deney düzeneği.	57
Şekil 4.6. UU test sürecinin özetlenmesi.	58
Şekil 4.7. UU deneyi gerçekleştirilen test numuneleri.	58
Şekil 5.1. 50 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 50$ kPa).	60
Şekil 5.2. 100 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 50$ kPa).	60
Şekil 5.3. 150 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 50$ kPa).	61
Şekil 5.4. Tüm karışımlara ait mohr daireleri ve yenilme zarfları ($\sigma_c = 50$ kPa).	62
Şekil 5.5. 100 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 100$ kPa).	64
Şekil 5.6. 200 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 100$ kPa).	64
Şekil 5.7. 300 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 100$ kPa).	64
Şekil 5.8. Tüm karışımlara ait (a) mohr daireleri ve (b) yenilme zarfları ($\sigma_c = 100$ kPa).	65
Şekil 5.9. 150 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 150$ kPa).	66
Şekil 5.10. 300 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 150$ kPa).	67
Şekil 5.11. 450 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 150$ kPa).	67
Şekil 5.12. Tüm karışımlara ait mohr daireleri ve yenilme zarfları ($\sigma_c = 150$ kPa).	68
Şekil 5.13. Farklı ön konsolidasyon ve çevre basınçları altında gerilme-deformasyon eğrileri.	69
Şekil 5.14. Kil yüzdesinin kayma direnci açısı ve kayma direncine etkisi ($\sigma_c = 50, 100$ ve 150 kPa).	70

İNCE DANELİ ZEMİNLERDE KİL İÇERİĞİNİN KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ

ÖZET

Temel taşıma kapasitesi, istinat duvarları ve heyelan analizi gibi stabilite problemlerinin çözümünde zeminlerin kayma direnci parametrelerinin kullanılması gerekmektedir. Zemin ve yükleme hızıyla ilgili olarak, kohezyon ve içsel sürtünme açısı olan kayma direnci parametreleri, toplam (drenajsız durum) veya efektif (drenajlı durum) gerilmeler cinsinden olabilir. Drenajlı ve drenajsız koşullarda parametrelerin doğru olarak belirlenmesi geoteknik yapıların tasarımında büyük önem taşımaktadır. Özellikle, doymuş ince daneli zeminlerin (kil ve silt) yükleme altındaki kısa dönem davranışına hâkim olan parametre drenajsız kayma direncidir ve bu parametrenin elde edildiği koşullar tasarımların alt sınırını oluşturur. Geçmişten bu yana geoteknik mühendisleri için düşük plastisiteli veya plastik olmayan siltlerin davranışını tahmin etmek kum ve killere kıyasla oldukça zor olmuştur. Siltlerin öngörülemez davranışı genleşme ve büzülme özelliklerinden dolayıdır. Siltler genellikle birçok fiziksel sürecin etkisiyle kuvars kristallerinin parçalanması sonucunda oluşur. Adapazarı siltleri, Sakarya Nehri tarafından Adapazarı Ovası'na taşınmış akarsu kökenli malzemelerdir. Bu tez çalışması, doğal Adapazarı siltinin laboratuvar ortamında kil oranı azaltılarak elde edilmiş yapay siltli zemine ilave edilen kil miktarının drenajsız kayma direnci üzerindeki etkisine ilişkin deneysel araştırmayı sunmaktadır. Farklı bentonit içeriğine sahip (ağırlıkça %0, 2, 4, 8, 10, 15, 20, 30, 40) siltli zemin üzerinde bir dizi konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli testleri yapılmıştır. Ana hedef, ince daneli zeminlerin kil içeriği ile drenajsız kayma direnci parametrelerinin nasıl değiştiğini belirlemek, ayrıca siltin kum benzeri ve kil benzeri davranışı arasındaki eşik değeri değerlendirmektir. Siltli zemine bentonit ilavesi ile ML'den CH'a kadar farklı zemin sınıfları oluşturulmuştur. Üç eksenli deney düzeneğinde test edilmeden önce başlangıç doygunluk koşulunu sağlamak ve özdeş numuneler elde etmek için bulamaç yöntemi ile hazırlanan numunelerin 50, 100 ve 150 kPa basınç altında ön konsolidasyonu yapılmıştır. UU üç eksenli testlerde, bentonit oranının %10 ve daha fazla olması durumunda siltli zeminin davranışının kum benzeriden kil benzeri davranışa geçtiği görülmüştür. Bu eşik değerden önce baskın olan silt, numunelerin daha yüksek dayanıma sahip olmasına neden olurken, artan bentonit içeriği dayanımın azalmasına neden olmuştur. Fiziksel özellik değişimlerine dayanan çıkarımlar, ince daneli zeminlerin drenajsız kayma direncinin belirlenmesi için bir kılavuz görevi görebilir.



EFFECT OF THE CLAY CONTENT ON SHEAR STRENGTH IN FINE-GRAINED SOILS

SUMMARY

In the solution of stability problems such as foundation bearing capacity, retaining walls and landslide analysis, the shear strength parameters of soils should be used. Depending on the soil and loading speed, the shear strength parameters which are internal friction angle and cohesion, can be in terms of total (undrained state) or effective (drained state) stresses. Accurate determination of parameters in drained and undrained conditions is of great importance in the design of geotechnical structures. Especially, the parameter that dominates the short-term behavior of saturated fine-grained soils (clay and silt) under loading is the undrained shear resistance, and the conditions under which this parameter is obtained form the lower limit of the designs. Determination of this parameter is usually carried out in the laboratory by using different types of tests such as triaxial compression, direct shear, and unconfined compression test. It can also be measured directly in situ by pressuremeter, vane shear and cone penetration tests. Empirical correlations using the physical properties are also available. Historically, it has been difficult for geotechnical engineers to predict the behavior of low-plastic or non-plastic silts compared to sands and clays. Geotechnical engineer meets difficulties in dealing with silty soils because it can exhibit two different behaviours. Differentiating sand-like and clay-like response especially in liquefaction problems becomes a crucial issue. The unpredictable behavior of silts is due to their dilatant and shrinking properties. Silts are generally formed as a result of the split of quartz crystals under the influence of many physical processes. Adapazarı silts are fluvial-origin materials removed to the Adapazarı Plain by the Sakarya River.

This thesis presents the experimental research on the effect of the amount of clay added to the artificial silty soil obtained by reducing the clay content of the natural Adapazarı silt in the laboratory on the undrained shear strength. A series of unconsolidated-undrained (UU) triaxial tests were conducted on silty soil with different bentonite content (0, 2, 4, 8, 10, 15, 20, 30, 40 wt%). Within the scope of this study, it was aimed to add certain percentages of bentonite clay to the zero sample in order to obtain specimens with different physical properties. Hence, the zero-sample prepared for the mixtures was divided into 9 equal parts. Then, bentonite clay was added to the zero sample in previously mentioned proportions and mixed until homogeneity was achieved. The reason for adding bentonite clay is based in its mineralogic composition that is similar to the clay minerals in Adapazarı soils and its high activity may allow to obtain samples covering a wide range of physical properties. Moreover, Unconsolidated-Undrained (UU) triaxial test is widely used to determine the undrained shear strength of saturated clays. Theoretically, for a saturated fine-grained soil with under undrained conditions, if loading is so fast that the water cannot drain, the increases in stress are resisted by the pore water pressure, that is, there is no change in the effective stress in the soil. If the effective stress in the soil does not change, the shear strength value of the soil at failure remains constant. If this is the

case, in terms of total stresses the change in load applied to the soil causes the shifting of the stress circles to the right, but diameters are unchanged, particularly in normally consolidated clayey soils. Under these conditions considering the total stresses, a horizontal failure envelope is obtained and the angle of shearing resistance (ϕ) becomes zero ($\phi = 0$ concept). The value at which the envelope crosses the vertical axis, half the difference between the principal stresses, indicates the undrained shear strength (c_u). However, this basic principle, which is valid for saturated normally consolidated clays, becomes inapplicable for silts. Several investigators reported that the angle of shearing resistance angle (ϕ) was measured to be considerably greater than zero in silts. The main objective is determining how the clay content of fine-grained soils and undrained shear strength parameters change, as well as to evaluate the threshold between sand-like and clay-like behavior of silt. With the addition of bentonite to the silty soil, different soil classes from ML to CH were created. Since saturation has a great impact on determining the undrained shear strength, it is also important to prepare the samples at equal degrees of saturation.

Preparing identical samples is also essential for the reliability of test results. It is difficult to ignore the influence of the sample preparation method on obtaining identical samples. The properties controlled during preparation of reconstituted samples in laboratory are water content, unit weight or void ratio. Various sample preparation techniques have thus been introduced depending on the initial and desired soil parameters. Preferred sample preparation techniques for triaxial experiments can be summarized as: moist tamping, air pluviation, water pluviation and slurry consolidation. Therefore, samples were prepared by the slurry method to ensure the initial saturation condition and obtain identical samples in this thesis. Before testing in the triaxial system, the samples prepared by the slurry method were pre-consolidated under 50, 100 and 150 kPa pressures in order to simulate the in-situ conditions in the laboratory. After pre-consolidation stage, unconsolidated and undrained (UU) triaxial compression tests were performed on all the mixtures in order to find the undrained shear strength (c_u) parameter of the samples. This procedure basically consists of two parts: applying a limiting effective stress (cell pressure) and shearing the sample under this pressure until failure occurs. In the first part, the sample prepared for UU test is placed in the triaxial cell. The sample was weighed before and after the test to find out the physical properties and water content of the soil.

Based on the index tests, the fact that the fundamental properties are highly correlated addresses to what extent which bentonite additive can change both the clay percentage and the liquid limit. Adding UU evaluations made it possible to obtain the sand-like and clay-like threshold of silts in terms of bentonite percentage, clay amount and liquid limit, by examining failure envelopes, shear resistance angle and undrained cohesion, separately. Failure envelopes with an apparent slope, lost this feature after a certain percentage of bentonite and started to indicate only cohesion as it should be in UU tests. UU test results show that low clay content samples indicate angles of shearing resistance $\phi > 0$ contrary to the traditional approach. This means that silt with low clay contents will need to be evaluated as sand. It is shown that angle ϕ which is mobilised during the decrease of the bentonite content from 40% to zero, starts from 21° and falls to zero, while c does not show such a trend. However, it can be stated that 12% clay content (zero sample + %10 bentonite) forms a certain limit here. Test results show that the undrained shearing resistance of silt-clay mixtures is significantly affected by the clay content and confining pressure. The sample may behave like sand or clay under undrained conditions depending on the clay content. Furthermore, test results

show that the undrained shear strength of silt-clay mixtures is significantly affected by clay content and environmental pressure. When the shear resistance of the mixtures was compared at a certain confining pressure value, increasing clay ratio had a decreasing effect on the shear resistance. However, it has been observed that the shear resistance value gives higher results in samples with high pre-consolidation pressure. Inferences based on physical property changes can serve as a guide for determining the undrained shear strength of fine-grained soils.





1. GİRİŞ

Herhangi bir yapının güvenliği, üzerine yapıldığı zeminin dayanımına son derecede bağlıdır. Yenilme, zeminin karşılaştığı gerilmelere direnme yeteneğinin kaybolması olarak tarif edilir (Scott, 1987). Kayma gerilmesi bir zeminin alabileceği maksimum gerilme değeridir. Bu değerden sonra zemin plastik denge konumuna geçmekte ve zeminde oluşan deformasyonlar kalıcı hale gelmektedir. Eğer zemin yenilirse, üzerine kurulu olan yapı çökebilir, insan hayatını tehlikeye atabilir ve ekonomik hasara neden olabilir (Budhu, 2010). Bu nedenle her tipteki zeminin kayma dayanımını bilmek ve yapıların projelendirmelerini buna göre yapmak önemlidir. Kayma dayanımının belirlenmesi ise genellikle laboratuvar ortamında üç eksenli kesme deneyleri, kesme kutusu, basit kesme, serbest basma, laboratuvar tipi kanatlı kesici gibi deneyler ile numuneye uygulanan kesme veya farklı normal gerilmeler ile ölçülür. Zeminin kayma dayanımını ayrıca presiyometre (PMT), kanatlı kesici (VST) ve koni penetrasyon (CPT) gibi arazi deneyleri ile direkt olarak yerinde de ölçülebilir.

Kohezyonlu zeminlerde kayma direnci laboratuvar ortamında serbest basma deneyi ve üç eksenli hücre kesme deneyleri ile belirlenebilir. Üç eksenli hücre kesme deneyi konsolidasyon ve drenajın kolayca kontrol edilebilmesi ile arazi koşullarına benzer bir yaklaşım sağlaması nedeniyle özellikle yumuşak killerde yaygın kullanılmaktadır. Fakat siltlerin mühendislik davranışını belirlemek her zaman kil ve kumlara göre daha zor olmuştur. Birçok geoteknik mühendisi kum benzeri ve kil benzeri olarak iki farklı davranış sergileyebilen siltleri anlamakta güçlük çekmiştir. Çünkü siltli zeminin davranışının tahmininde birçok belirsizlik ile karşılaşılabilir. Siltlerin davranışı fiziksel özelliklerine bağlı olarak kumlu ve killi zemin arasında değişir. Eğer davranışta sürekli bir spektrum hakim olsaydı siltli zeminin hangi davranışa daha yakın olduğu tahmin edilebilir ve bu konsept anlamlı olurdu. Fakat durum böyle değildir ve bu da silt üzerine yapılan çalışmaları daha zor bir hale getirmiştir.

Kumlar ve killer arasındaki en büyük fark hacim değişikliklerinin oluşması için gereken zamandır. Yani bu zaman kum ve kilin geçirimsizlik farkından kaynaklanmaktadır (Robert D. Holtz ve ark., 1981). Hacim değişimi zeminler için

kayma direncini belirlemede en önemli özelliklerden biridir. Zeminlerin kayma direnci, zemin numunelerine gerilme uygulanması sırasında gösterdiği kabarma (hacim artması) veya daralma (hacim azalması) davranışlarından kaynaklanmaktadır. Bir diğer fark ise killerin jeolojik geçmişinin kayma direnci üzerinde büyük bir etkisinin olmasından kaynaklanmaktadır. Yapılan çalışmalar ile killerin jeolojik geçmişine bağlı olarak incelenmesinin daha yararlı olacağı söylenmiş ve üç ana başlık altında toplanmıştır, bunlar: Normal yüklenmiş (NL), aşırı konsolide (OC), konsolide olmamış (NC) killerdir (Önalp, 2018). Kil danelerinin çok küçük boyutlarda olması nedeniyle daneler arası yüzey kuvvetleri kayma direncini büyük ölçüde etkilemektedir. Kil köprüleri silt ve kum danelerini birbirine bağlamaktadır. Silt ve kum içermeyen ortamda danelerin mikroskobik boyutlarda olması nedeniyle daneler yüzey kuvvetleri ile birbirlerine bağlanır. Bu yüzey kuvvetlerinin (itme ve çekme) kohezyon olarak adlandırılan özelliği yarattığı öne sürülmüştür. Kilin düşük geçirgenliğinden kaynaklanan boşluk suyu basınçlarının aşırı yükseliş veya düşüşü toplam ve efektif gerilmelerde büyük farklar oluşmasına neden olur. Bu sebeple kayma direnci parametrelerinin toplam veya efektif gerilmelere göre ifade edilmesi killer söz konusu olduğunda daha önemli olmaktadır. NL kil üzerine kısa sürede inşa edilen bir dolgu, bir barajın yüksek plastisiteli çekirdeğinin aşırı hızla yükseltilmesi, yumuşak kil üzerine oturtulan bir temelin ani yüklenmesi gibi problemler konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) koşullar yaratır. Bu koşullarda zemin, hızla artan gerilmeler sonucunda oluşan boşluk suyu basınçları sönmelenmeden kayma gerilmeleri aldığından efektif gerilme sıfıra düşer ve ani yenilmeler gündeme gelir. Bu gibi problemlerin çözümünde toplam gerilmelere göre analiz yapmak gerçekçi olacaktır.

Kumların drenajsız kayma direnci literatürde tartışmalı fikirlere yol açmıştır. Kumlar drenaj koşullarından bağımsız olarak büyük hacim değişiklikleri göstereceğinden bu tür zeminlerin drenajsız koşullarında denenmesinin anlamlı olmayacağını söyleyen bir görüşün yanı sıra gevşek kumların sıvılaşması veya atık barajlarının akması gibi problemler drenajsız koşulları yansıtacağından drenajsız deneylerin önemini vurgulayan karşıt bir görüş de vardır (Önalp, 2018).

Teorik olarak, eğer yükleme suyun drene olamayacağı kadar hızlıysa, drenajsız koşullar altındaki suya doygun ince daneli zeminler için gerilmedeki artış boşluk suyu basıncı tarafından karşılanır. Dolayısıyla efektif gerilmede bir değişim olmaz. Bu yüzden, Terzaghi'nin efektif gerilme teorisinin ikinci prensibi ile tutarlı olarak

(Terzaghi, 1936), eğer zemindeki efektif gerilme değişmezse zeminin göçme anındaki kayma dayanımı değeri sabit kalır. Bu durumda, toplam gerilmeler açısından (drenajsız durum) zemine uygulanan yükteki değişiklik Mohr dairelerinin ötelenmesine neden olur, ancak Mohr dairelerinin çapları (maksimum ve minimum normal gerilmeler arasındaki fark) her zaman aynıdır. Bu koşullar altında toplam gerilmeler göz önüne alındığında yatay bir kırılma zarfı elde edilir ve içsel sürtünme açısı (ϕ) sıfır olur. Kırılma zarfının düşey eksenini kestiği değer, asal gerilmeler arasındaki farkın yarısı, drenajsız kayma dayanımına (c_u) karşılık gelir. Fakat silt oranının fazla olduğu ince daneli zeminlerde durum tam olarak böyle olmayabilir. Siltler üzerinde çalışan birçok araştırmacı drenajsız deneylerde ϕ değerinin sıfırdan farklı olabildiğini yani yatay bir kırılma zarfının elde edilemediğini göstermişlerdir (Bishop ve Eldin, 1950; Nash 1953; Penman 1953).

1.1. Tezin Kapsamı

Bu çalışmada, doğal bir Adapazarı siltinin kil içeriği çöktürme yöntemine göre azaltılmış ve bu silte bentonit katılarak farklı zemin sınıflarına sahip ince daneli zeminler elde edilmiştir. Bentonit kilinin kullanılma nedeni, bentonitin mineralojik bileşiminin Adapazarı zeminlerinin kil minerallerine benzer olması ve yüksek aktivitesinin çok çeşitli fiziksel özelliklere sahip numuneler elde edilmesini sağlamasıdır.

Bu kapsamda %0, 2, 4, 8, 10, 15, 20, 30 ve 40 bentonit ile kili azaltılmış siltli zeminin karıştırılması ile oluşturulan deney numuneleri, başlangıç doygunluk koşulunu sağlamak ve özdeş numuneler elde etmek için bulamaç yöntemiyle hazırlanmıştır. Daha sonra arazideki koşulları yansıtmak amacıyla numuneler 50, 100 ve 150 kPa olacak şekilde farklı ön konsolidasyon basınçlarına tabi tutulmuştur. Hazırlanan numuneler üzerinde gerçekleştirilen UU deneyleri ile kayma dayanımı belirlenmiştir.

1.2. Tezin Amacı

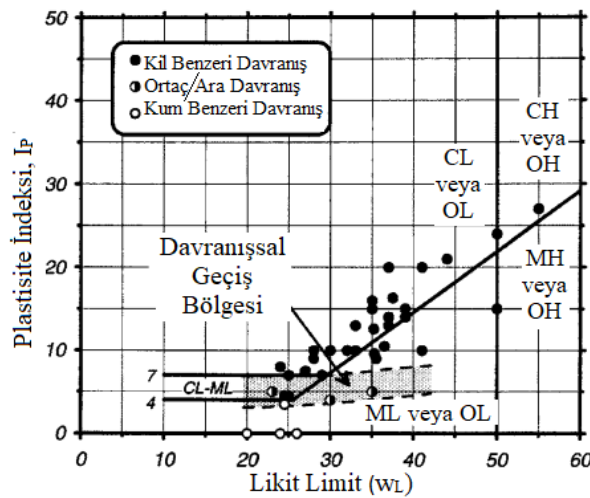
Taşkın alanlarının zemin profilleri kum ve silt tabaka kalınlıklarının nehir güzergahı, suyun akış yoğunluğu, hızı ve buna eşlik eden sık taşkınlar nedeniyle değişmesi sonucu benzersiz özellikler gösterebilir. Silt bu tür olayların ilginç bir sonucudur ve son derece öngörülemeyen davranışlara sahiptir. Adapazarı kentindeki binalar, 1999 Marmara Depreminde ağır hasarlar aldı. Yıkımın çoğu, Sakarya Nehri'nin son 7000

yılda her yıl ovaya taşması sırasında biriktirdiği düşük plastisiteli veya plastik olmayan siltlerin varlığı ile ilişkilendirilmiştir (Bol ve ark., 2010). Ayrıca siltin mekanik özelliklerini anlamakta birbirini etkileyen birçok faktör olması nedeniyle ve büyük hacimlerde karşılaşıldıklarında davranışı anlamının daha da zorlaşmasından dolayı geçmişte araştırmacıların kaçındığı bir konu olmuştur (Arel ve Önalp, 2012).

Bu tez çalışmasındaki temel ilkelerden biri yapılan UU deneyleri sonucunda ince daneli zeminlerde bentonit katkısının dayanımı nasıl değiştireceğini belirlemektir. Ayrıca siltli zeminlerin ne zaman kum ve kil benzeri davranış sergileyeceğini belirlemek, kil içeriği ve temel indeks özellikleri açısından eşik değerlerini ortaya koymayı amaçlamaktadır. Çalışma bu sınırlardan önceki ve sonraki davranışların ayrıntılı bir tartışmasını sunarak, ince daneli zeminlerin drenajsız durumdaki kayma mukavemeti hakkında hızlı ve güvenilir bir ön fikir vermektedir.

1.3. Literatür Araştırması

Siltlerin kayma direnci geoteknik mühendisleri arasında her zaman tartışmalı bir konu olmuştur. 1950'lerden bu yana araştırmacılar silt üzerine çalışmış ve sonucunda farklı görüş ve sonuçlar ortaya çıkmıştır. Boulanger ve Idriss (2006), siltlerin en azından sismik koşullar altındaki davranışlarını tanımlamak için siltlerin deprem sırasında, gösterdikleri 'kum benzeri' veya 'kil benzeri' özellikleriyle yaklaşmayı önermişlerdir. Doygun durumda silt ve killerde yapılan monoton ve döngüsel drenajsız test verilerine göre oldukça dar bir plastisite indisi (IP) aralığında kum benzeri davranıştan kil benzeri davranışa geçiş yaptıklarını ortaya koymuşlardır (Şekil 1.1).

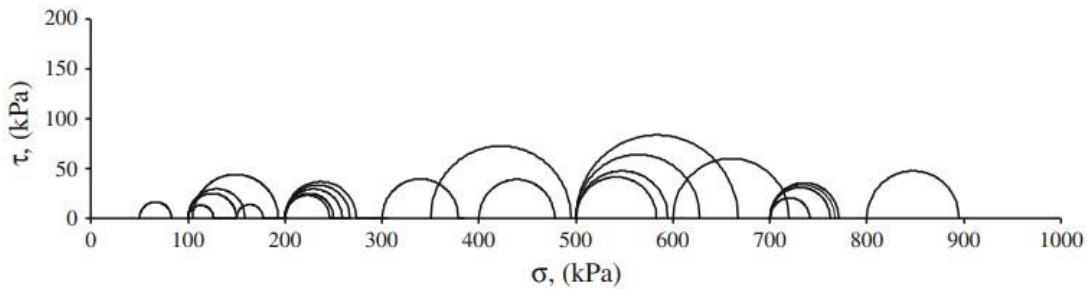


Şekil 1.1. Boulanger ve Idriss (2006) Atterberg limitlerine göre siltlerin davranışı.

Pratik olarak plastisite indisi 7' den büyük ($IP \geq 7$) zeminler için kil benzeri davranışın beklenebileceğini, ancak CL-ML zemin sınıfı için bu değerin $IP \geq 5,6$ olması durumunda da tutarlı olacağını öne sürmüşlerdir. Nocilla ve ark. (2006) siltlerin kendine özgü normal gerilme ve kritik durum çizgilerine sahip olmayan geçiş malzemeleri olduğunu, drenajsız veya drenajlı koşullarda nihai duruma ulaşmadıklarını ve kesme sırasında kumlarda oluşan dane kırılmasının siltlerde gözlemlenmediğini belirtmiştir.

Konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli deneyi doymuş killerin drenajsız kayma dayanımını belirlemek için yaygın olarak kullanılmasına rağmen doymuş siltlerde yapılan test sonuçları beraberinde birçok şüphe getirmiştir (Torrey, 1982). Silt daneleri çoğunlukla kuvarstır ve kabarma özellikleri gösterir (Arel ve Önalp, 2012). Bu kabarma özelliğinden dolayı deneylerde yanıltıcı sonuçlarla çok fazla karşılaşılır. Bishop ve Eldin (1950), doymuş kohezyonlu zeminlerin drenajsız kayma direnci temel ilkelerine göre kayma direnci açısının sıfır olması gerektiğini gösterdi. Fakat doymuş killer için geçerli olan bu temel ilke, siltlere gelindiğinde geçersiz kaldı ve sıfırdan oldukça büyük drenajsız kayma direnci açılarının ölçüldüğü görüldü (Bishop ve Eldin, 1950; Nash, 1953; Penman, 1953). Golder ve Skempton (1948) siltteki bu farklı davranışın siltte gerçekleşen dilatasyon davranışından meydana gelen kavitasyonun bir sonucu olarak doymuşluk derecesinin %100'ün altına düşmesinden kaynaklandığını söylediler. Penman (1953) doymuş siltli numunelerde yapılan bir drenajsız testte bir limit değeri olan çevre basıncının (eksenel gerilmenin %28 olduğu ve maksimum deviatör gerilmenin gerçekleştiği) üzerinde bu kavitasyonun engellenebileceğini öne sürdü. Daha düşük çevre basınçlarında ise kavitasyonun engellenemediğini ve $\phi > 0$ davranışının ortaya çıktığını söylediler. Brandon ve ark. (2006) siltli zeminlerin drenajsız kayma dayanımında değişken sonuçlar ile karşılaştıkları için uygun bir yenilme kriteri belirlemeye çalıştılar. Yenilme kriteri olarak deviatör gerilme kullanılmasının UU deney sonuçlarında büyük saçılmalara sebep olduğunu gözlemlediler. Çünkü kayma direnci değeri, deney sırasında numunede kavitasyon olup olmamasına bağlıydı. Böylece drenajsız kayma direnci açısının (ϕ) sıfırdan farklı olabileceği ve numunelerin olabildiğince eş hazırlanması gerektiği sonucuna vardılar. Bishop ve Eldin (1950) numunenin doymuş durumdan ayrılmasından dolayı drenajsız koşullarda ϕ 'nin sıfırdan farklı olabileceğini belirledi. Çünkü kesme işlemi boyunca negatif boşluk suyu basıncının belirli bir değerine

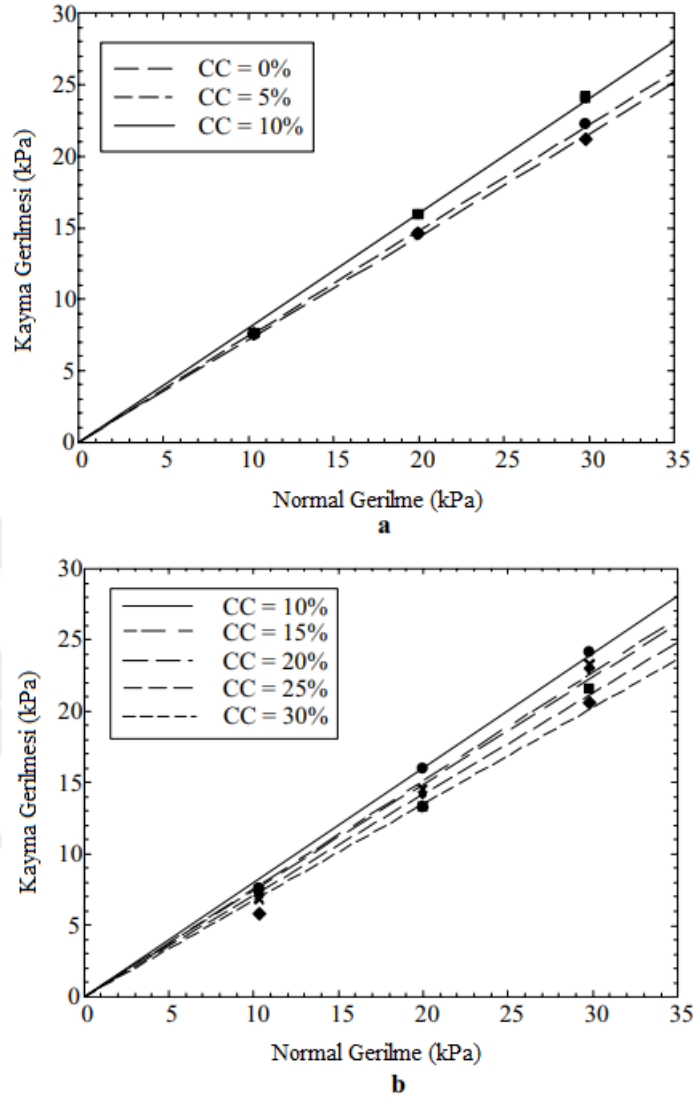
ulaşıldığında, numune testten önce tamamen doymun olsa bile, test sırasında doymunluk başlangıç derecesinin altına düşebilirdi. Doymunluk, drenajsız kayma dayanımının belirlenmesinde büyük bir etkiye sahip olduğundan numunelerin eşit derece doymunlukta hazırlanması da önemlidir. Arel ve Önalp (2012) yaptığı çalışmada laboratuvarıda yeniden hazırlanmış siltli numuneleri 100 kPa ön konsolidasyon basıncı altında konsolide ederek 100 kPa ile 800 kPa arasında değişen basınçlarda UU testlerini yürüttüler. Siltlerin düşük kayma dayanımına sahip oldukları bilinmesine rağmen test sonuçlarında drenajsız kayma direnci c_u 'nın büyük değişiklikler gösterdiğini buldular (Şekil.1.2). Numune özdeşliği ve doymunluk kontrol edildiğinden c_u değeriindeki farklılıkların ya kesme sırasındaki hızlı doymunluktan sapma ya da öngörüleemeyen kabarma/büzölme davranışına bağlı olduğunu söylediler. Kaviteasyonun önlenmesi için UU deneyinin boşluk suyu basınçlarının negatife düşmesini engelleyecek geri basınç ile yapılmasını önerdiler. Ayrıca eğer drenajsız-konsolidasyonsuz üç eksenli test yapılacaksa testlerin yüksek basınçlarda daha güvenilir sonuçlar vereceğini söylediler.



Şekil 1.2. Önalp ve Arel (2011) aynı siltli numunede ve farklı çevre basınçlarında yapılan UU deney sonuçları.

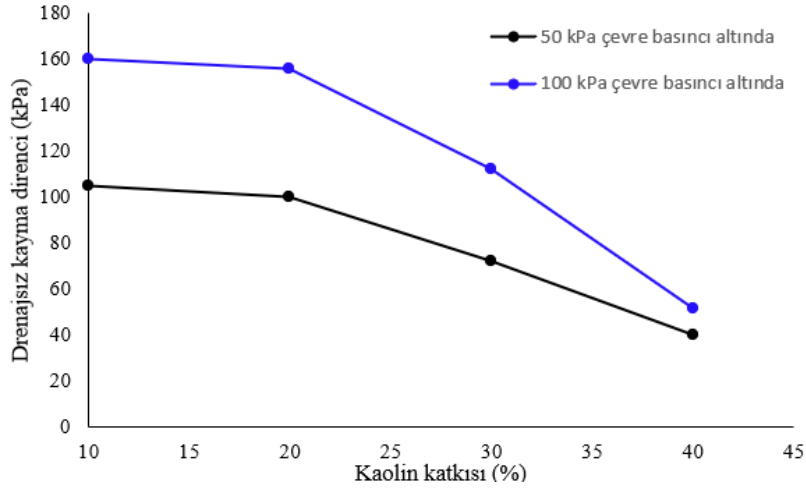
Birçok araştırmacı siltin bu öngörüleemeyen davranışını ‘kuma benzer’ olduğu durumda sergilediğini söylemiştir. Literatürde kum bir zemine kil katkısı ile kayma dayanımı değişiminin incelendiği çok sayıda araştırma da vardır. Kim ve ark. (2018) yaptıkları çalışmada kil içeriğinin kil-kum karışımlarının kayma direnci üzerindeki etkisini araştırmışlar. Bunun için bentonit ve jumunjin kumu karıştırılarak %5, 10, 15, 20, 25 ve 30 arasında değişen kil içeriklerine sahip kil-kum karışımları hazırlanmış ve serbest basma deneyi ile kayma dirençlerini ölçmüşlerdir. Deney sonuçlarına göre %10 ve daha az kil içeriğine sahip karışımlarda kil oranı arttıkça içsel sürtünme açısı artmış ve %10 kil içeriğinde artık kilin karışımların davranışında büyük bir rol oynadığını görülmüş ve ϕ maksimum değerine ulaşmıştır (Şekil 1.3.(a)). Fakat bu

değerden sonra kil yüzdesi artışı içsel sürtünme açısı ve kayma direncini düşürücü bir etki yapmıştır (Şekil 1.3.(b)).



Şekil 1.3. (Kim ve ark., 2018) Kil katkısının kumun kayma direncine etkisi.

Ölmez (2008) yaptığı çalışmada önceden hazırlanmış %5 ile %40 arasında değişen homojen kum-kaolin karışımlarını deney öncesi su altında konsolide ederek doymun numuneler hazırlamıştır. Daha sonra farklı çevre basınçlarında konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) deneyleri yaparak kil içeriğinin kayma direnci üzerine etkisini araştırmıştır. Çalışma sonucunda plastik olmayan aralığın sona erdiği %20 kaolin içeriğine kadar olan karışımlarda kil oranı drenajsız kayma direncini düşürmüştü fakat bu büyük bir etki olmamış. %20 eşik değerinden sonra kaolin katkısının Şekil 1.4’de gösterildiği üzere drenajsız kayma direncini büyük ölçüde azalttığı sonucuna varılmıştır.



Şekil 1.4. Ölmez (2008) kaolin katkısının drenajsız kayma direncine etkisi.

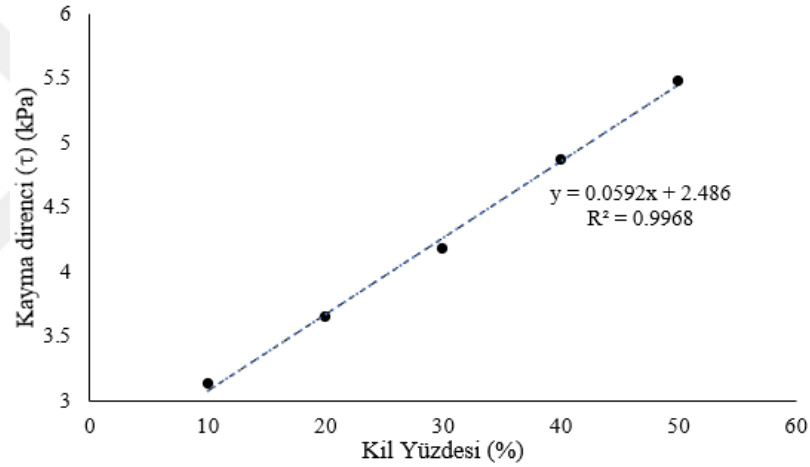
Al-Shayea (2001) kil minerallerinin zeminin küçük bir yüzdesini temsil ettiği durumlarda bile tüm zemin kütlelerinin davranışı üzerinde baskın bir etkiye sahip olduğunu ve bir zemindeki kil yüzdesinin dayanım ve sıkıştırılabilirlik gibi geoteknik özelliklerinin belirlenmesinde çok önemli olduğunu söylemiştir.

Akayuli ve ark. (2013) yaptıkları çalışmada kum-kil karışımından oluşan numuneler üzerine UU testi yaparak kil yüzdesinin test sonuçlarına olan etkisini belirlemeye çalışmışlardır. Test sonuçlarına göre kumlu zeminin kil yüzdesi arttıkça kohezyon değerinde artış, içsel sürtünme açısında ise azalma olduğu tespit edilmiştir. Kumlu zemindeki kil oranı arttıkça daneleri arasındaki boşluklar kil parçacıkları ile dolar. Kum danelerini birbirine kenetlenme davranışına ittiğini ve bu durumun killi kum karışımının kohezyon değerinin artmasına neden olduğunu söylemişlerdir. Benzer bir yaklaşımla Al-Shayea (2001), Tiwari and Marui (2005) and Yin (1999). Shanyoug ve ark. (2009) kil içeriği artan kumlu zeminlerin azalan ϕ değerlerine ilişkin gözlemlerini belirtmiştir.

Vallejo ve Mawby (2000) çalışmalarında direkt kesme deneyi ile kum-kil karışımlarının kayma direncini belirlemeye çalışmışlardır. Deney sonuçlarına göre kum yüzdesinin %75 ve daha fazla olduğu durumda davranışa kum danelerinin hakim olduğunu, kum oranının %40- %75 olduğu durumda davranış da hem kum hem de kil danelerinin etkili olduğunu, kum oranı %40'ın altında olduğunda ise davranışta kil danelerinin hakim olduğunu bulmuşlardır.

Görgün ve Ural (2018) yaptıkları çalışmada Adapazarı siltine %10, %20, %30, %40, %50 oranlarında kil ilave ederek laboratuvar tipi veyn deneyleri ile siltli zeminlere

eklenen kil miktarının kayma direncini nasıl değiştireceğini araştırmışlardır. Çalışmada, homojen karışımlar elde edilebilmesi için kuru numunelere likit limitlerinin 1.5 katı kadar su eklenerek bulamaç çökeli yöntemi ile deney numuneleri hazırlanmıştır. Ardından arazide 50 kPa'lık bir basınç altında konsolide olmuş zemini temsil etmesi amacıyla bu basınç altında ön konsolidasyon işlemi uygulamışlardır. Şekil 1.5'de verilen ve deney sonuçlarına göre ince daneli zeminlerin kayma direnci parametresi olan c (kohezyon) değerinin kil miktarı arttıkça yükseldiği bulunmuştur. Kayma direncindeki bu artış her %10 kil ilavesinde yaklaşık %15 olarak belirlenmiştir. Ayrıca plastik olmayan siltli zemine kil ilavesi ile likit limit ve plastisite indisinde de artış gözlemlenmiştir. Bununla birlikte başlangıçta ML sınıfına sahip siltli zemin, kil ilavesi ile önce CL, daha sonra da CI zemin sınıfına doğru değişim göstermiştir. Karışımlara ait fiziksel özellikler Tablo 1.1'de gösterilmiştir.



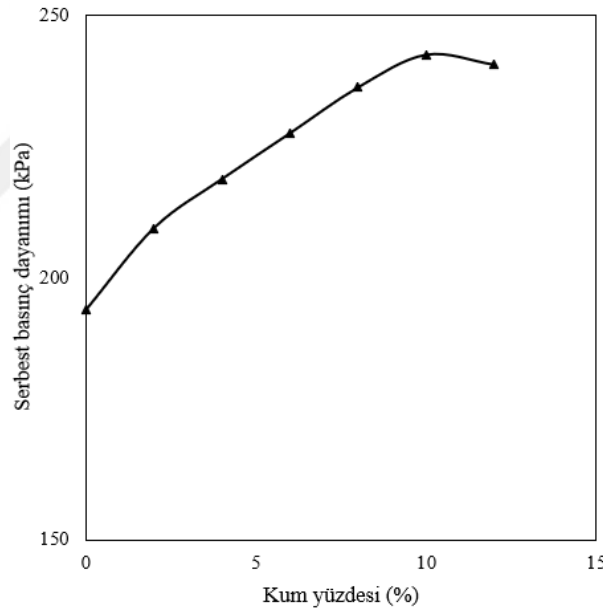
Şekil 1.5. Görgün ve Ural (2018) kayma direnci ve kil yüzdesi ilişkisi

Tablo 1.1. Görgün ve Ural (2018) Karışımlara ait fiziksel özellikler.

Karışım	%10 Kil+ %90 Silt	%20 Kil+ %80 Silt	%30 Kil+ %70 Silt	%40 Kil+ %60 Silt	%50 Kil+ %50 Silt
Likit Limit	31	32	34	36	39
Plastisite İndisi	4	7	11	14	16
Özgül Ağırlık	2.444	2.460	2.483	2.494	2.511
Zemin Sınıfı	ML	ML	CL	CI	CI

Yamamuro ve Wood (2004) Nevada kumu ve silt karışımında yoğunluğun değişimi ile farklı numune hazırlama metotlarının drenajsız kayma direnci üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Testler üç ayrı yoğunlukta (yüksek, orta, düşük) ve drenajsız üç eksenli düzenek kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar numune hazırlama yöntemlerinin drenajsız davranışta önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Islak yöntemler daha stabil ve hacimsel genişleme davranışları ortaya koyarken, kuru yöntemlerde davranış büzölmeye yönelik ve kararsız olmuştur.

Kumar ve ark. (2006) çalışmalarında killi zemine polyester lifi ilavesi ile dayanımın artırılması hedeflenmiştir. Daha sonra %0 ile 12 aralığında kum ilavesi yapılan numuneler de test edilmiştir. Test sonuçları Şekil 1.6'da verilmiştir. Sonuçlara göre %10 değerine kadar kum ilavesi drenajsız kayma dayanımını arttırmış, fakat bu değerden fazla kum içeriğinin artık dayanımı düşürücü yönde etki gösterdiği bulunmuştur.



Şekil 1.6. Kumar ve ark. (2006)- Killi zemine ilave edilen kil yüzdesi ve serbest basınç dayanımı ilişkisi.

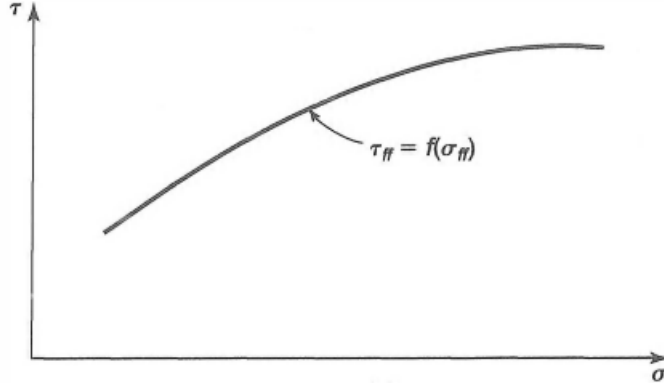
Literatür çalışmalarına bakıldığında özellikle bir zemin ortamında kil içeriği arttıkça kohezyon değerinin arttığı ve kayma direnci açısının azaldığı yani kayma direncinin arttığı şeklinde genel bir kabul vardır. Öte yandan özellikle kumlu zeminlere eklenen kil miktarının belirli bir yüzdeye kadar kayma direncini artırdığı fakat belirlenen eşik değerinden sonra kayma direncini düşürdüğü görüşleri de yer almaktadır.

2. ZEMİNLERİN KAYMA DİRENCİ

Zemin tabakalarında kendi ağırlıkları ve zemin yüzeyine uygulanan yüklerden dolayı gerilmeler oluşur ve ortaya çıkan bu gerilmelerden dolayı zeminde şekil değiştirmeler meydana gelir. Zeminlerin yük altındaki davranışları başlangıç gerilme durumu, gerilme geçmişi, yükleme hızı ve geçirgenliği gibi birçok parametre ile değişebilir. Uygulanan yük ile oluşan gerilme altında zeminde şekil değiştirmeler her zaman gerilme ile doğrusal bir artış göstermez ve aynı zamanda yük kaldırıldığı zaman şekil değiştirmeler kalıcı hale gelebilir. Zeminde yenilme, kırılma veya kayma ortamın uygulanan gerilmelere karşı direnme yeteneğinin kaybolmasıdır (Scott, 1987). Zeminlerin kayma direnci ise ortamın uygulanan gerilmelere karşı koyabileceği maksimum gerilme olarak tariflenebilir. Yani kayma direnci bir sınır değerdir ve bu sınır değerden sonra zemin plastik denge durumuna gelir (Görgün ve Ural, 2018). Zeminlerin kayma direnci birçok parametreye bağlıdır. Bunlar; zeminin türü, kayma direnci açısı (ϕ), kohezyon (c), boşluk oranı (e), gerilme geçmişi, uygulanan gerilmeler, sıcaklık olarak özetlenebilir. Zeminlerin kayma direncini matematiksel olarak ifade edebilmek için bu parametrelerden yararlanmak gerekmiştir. Tarihsel geçmişte ise kayma direncinin sadece kayma direnci açısı (ϕ), kohezyon (c) ile tarif edilmesi tercih edilmiştir (Önalp, 2018). Zeminlerin kayma direncinin matematiksel tariflenmesi Coulomb (1776) ve Tresca (1869) ile başlamıştır. 1776 yılında Coulomb zeminlerin kayma direncinin gerilmelere bağlı içsel sürtünme açısı (ϕ) ve gerilmeden bağımsız olan kohezyon (c) özelliğine bağlı olduğunu söylemiştir (Robert D. Holtz ve ark., 1981). 20. Yüzyılın başlarında ise Mohr, malzemeler için bir kırılma teorisi oluşturmuştur. Bu kırılma teorisinde herhangi bir düzlemde beliren kayma gerilmesini (τ_f), normal gerilmenin (σ_f) bir fonksiyonu olarak ifade etmiştir (denklem 2.1)

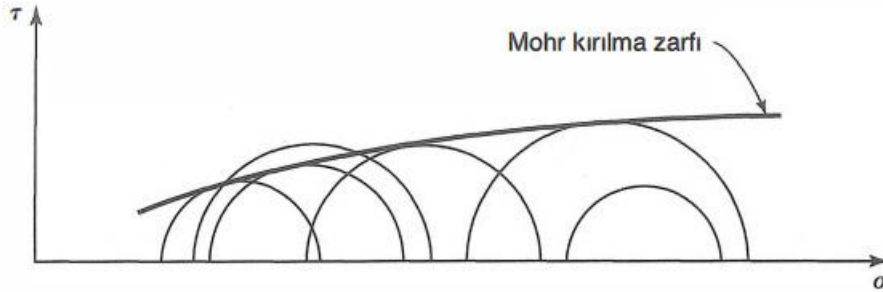
$$s = \tau_f = f(\sigma_f) = k \sigma_f^n \quad (2.1)$$

Buna göre denklem 2.1 ve Şekil 2.1'den anlaşılabacağı üzere kayma direncinin normal gerilmeyle doğrusal bir ilişkisi yoktur.



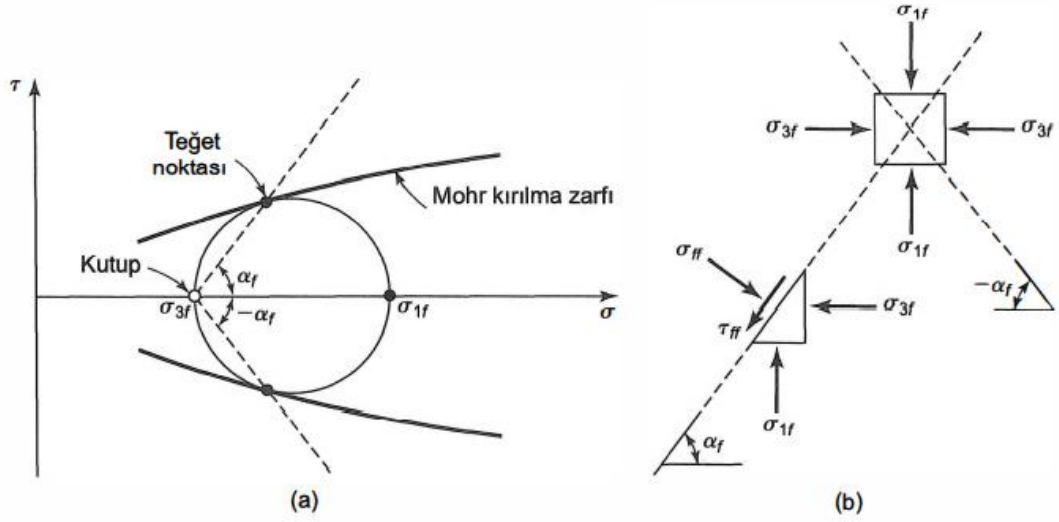
Şekil 2.1. Mohr kırılma zarfı.

Mohr kırılma teorisi ile zeminler için bir kırılma düzleminin olduğu varsayılmıştır. Zemine uygulanan gerilme anında eğer asal gerilmeler biliniyorsa Şekil 2.2’de gösterilen Mohr daireleri çizilebilir. Mohr dairesinin kırılma zarfına teğet olması yenilmeyi gösterirken mohr dairesinin altında kalan durumlar yenilme için yeterli değildir yani sistem elastik denge durumundadır. Ayrıca kırılma zarfının üzerinde kalan daireler geçersizdir. Çünkü malzeme o aşamaya gelmeden, sınır eğriye değdiğinde yenilecektir.



Şekil 2.2. Mohr kırılma zarfına göre kırılma anındaki mohr daireleri.

Bununla birlikte Şekil 2.3(a)’da gösterilen Mohr Kırılma Hipotezi, Şekil 2.3(b)’de verilen bir zemin elemanının kırılma düzleminin açısını belirleyen hipotezdir. Kutup noktası P’den Mohr dairesinin Mohr kırılma zarfına teğet olduğu noktaya çizilen doğrunun σ eksenini ile yaptığı açı kırılma düzlemi açısını belirler. Ayrıca Şekil 1.3(a)’da görüleceği üzere mohr daireleri σ eksenini boyunca simetriktir.



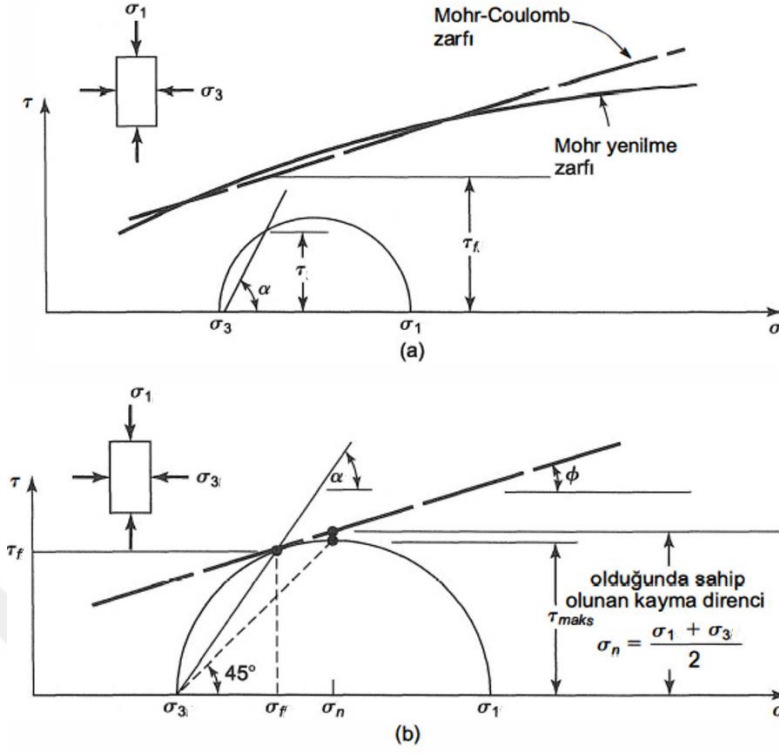
Şekil 2.3. Mohr kırılma hipotezi.

Mohr kırılma hipotezinde yenilme yüzeyi bir polinom olduğu ve birinci derece bir bağıntıya göre çalışması daha zor olduğu için Mohr kırılma zarfı doğrusallaştırılarak Coulomb kayma direnci parametreleri olan ϕ ve c ile birleştirilmiş ve Mohr-Coulomb hipotezi ortaya çıkmıştır (denk 2.2) (Robert D. Holtz ve ark., 1981).

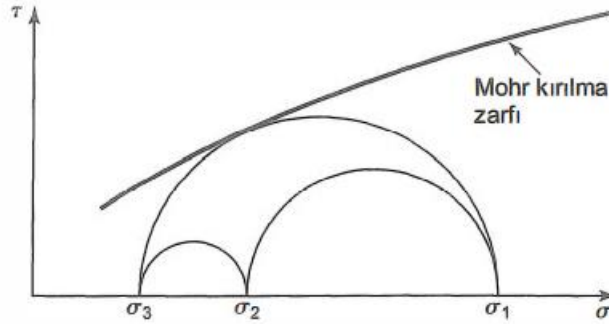
$$s = \tau_f = \sigma \tan \phi + c \quad (2.2)$$

Bu ifadede verilen c ve ϕ zeminin gerçek özellikleri değil, deneydeki koşullara bağlı olarak değişen, o ana yönelik geçici özellikleridir (Önalp, 2018). Ayrıca burada hipotez Terzaghi'den önce geliştirildiği için gerilmeler efektif gerilme cinsinden değil, yalnızca toplam gerilmeler ile ifade edilmiştir (Önalp, 2018).

Şekil 1.4'te görüldüğü gibi Mohr-Coulomb zarfının lineer olması, zeminin gerçek kırılma zarfını yansıtmaz. Yani orta asal gerilme (σ_2) ihmal edilmiştir. Fakat bu durum Şekil 1.5'de gösterildiği üzere, kayma gerilmesi için güvenli tarafta kalmayı sağladığı için Mohr-Coulomb zarfı günümüzde kullanılmaya devam etmiştir (Önalp, 2018).



Şekil 2.4. Mohr Coulomb hipotezine göre a) Kırılmadan önceki gerilme durumu, b) Kırılma anındaki gerilme durumu



Şekil 2.5. Zeminde gerçek gerilme durumu

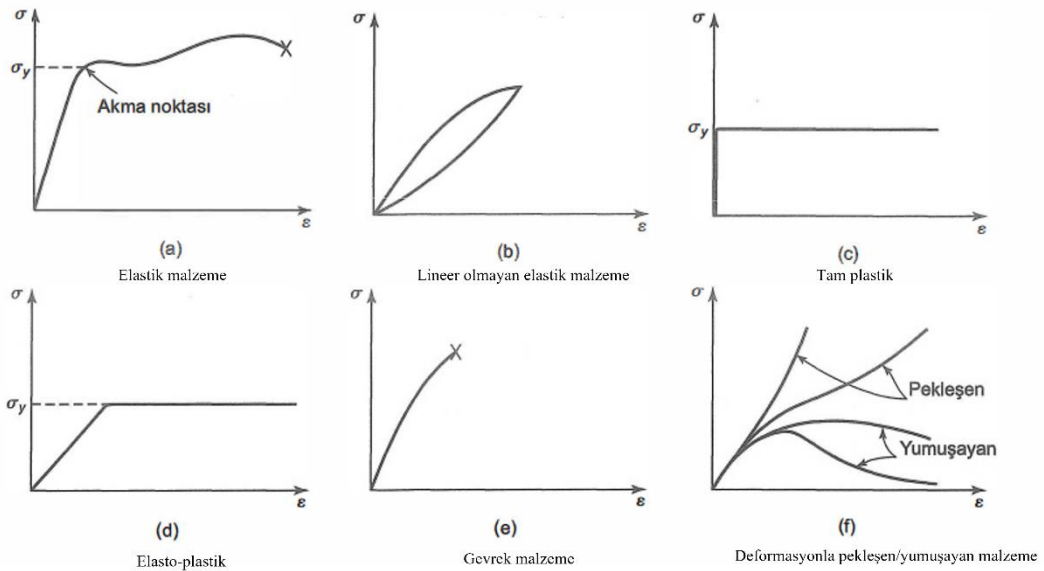
Yıllar içinde farklı kırılma hipotezleri de öne sürülmüş olsa da en yaygın kullanılan ve en geçerli hipotez Mohr-Coulomb Hipotezi olmuştur (Özaydın, 2010).

2.1. Zeminde Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi

Şekil 2.6 (a)'da malzeme akma sınırına ulaşıncaya kadar lineer elastik davranış gösterir. Yani malzemenin bu ana kadar aldığı şekil değiştirmeler kalıcı değil, gerilmeler kaldırıldığında eski haline dönebilir. Şekil 2.6 (b)' de gösterilen ilişki lineer değildir fakat elastiktir, malzeme yine uygulanan gerilmeler kaldırıldığında eski haline

dönebilir. Bu ilişkiler zamandan bağımsızdır. Eğer zamana bağlı bir ilişki söylemek gerekirse o zaman malzeme visko-elastik olur. Birçok zemin türü ve gerçek malzemeler visko-elastiktir. Fakat literatürde iyi geliştirilmiş visko-elastik model bulunmamaktadır (Robert D. Holtz ve ark., 1981).

Bazı malzemeler de yenilme noktasına ulaşıncaya kadar çok küçük birim şekil değiştirmeler gösterir ve bu noktaya erişildikten sonra gerilmeler artmasa bile şekil değiştirme devam eder. Bu tür malzemelere tam plastik malzeme adı verilir (Önalp, 2018). Öte yandan konsolide killer ve gevşek kumlar gerilme altında dayanım artışı gösterirken (pekleşme), hassas killer ve sıkı kumlarda yumuşama sonucu dayanım düşer [Şekil 2.6 (f)].

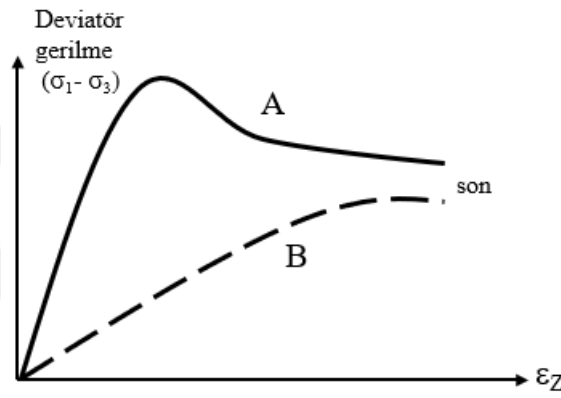


Şekil 2.6. Malzemelerin Gerilme Altındaki Davranışları.

Birçok malzeme için kullanılabilen, Şekil 1.6'da gösterilen σ - ϵ modelleri zeminde gerçek sonuçları yansıtmamaktadır. Bunun en önemli nedenleri arasında zeminlerin heterojen yapıya sahip olması ve oluşumunda etkili olan jeolojik koşulların varlığı sayılabilir. Bu etkileri yansıtan bir model henüz geliştirilememiştir (Önalp, 2018).

Şekil 2.7'de farklı tür zeminlerin gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri gösterilmiştir. Burada belirgin bir doruk noktası gösteren A eğrisi gevrek davranışa sahip sıkı kumlar ve aşırı konsolide killeri temsil eder ve yenilmenin gerçekleştiği maksimum deviator gerilmeye görece daha küçük birim şekil değiştirmelerde ulaşılmaktadır. Bu aşamadan sonra zeminin direnci hızla düşerek bir kalıcı değerde (kalıntı direnç) son bulur. A tipi

eğrilerde zeminin maksimum deviatör gerilmeye ulaştığı değer kayma direnci olarak alınabilir. B eğrisi ise normal yüklenmiş killeri ve gevşek kumları temsil etmektedir. Bu sünek malzemelerde deviatör gerilme bir doruktan geçmez, artmaya devam eder ve eğrinin yöneldiği değer A eğrisi ile kalıcı değerde (kalıntı direnç) buluşur. B tipi eğrilerde yenilmenin belirlenmiş %20-25 birim boy kısalması değerinde meydana geldiği kabulü yapılabilir. Pasif durumda bulunan bir heyelanın yeniden yamaç hareketlerinin başlaması gibi büyük hareketlerin söz konusu olduğu durumlarda kayma direnci kalıntı dirence eşit kabul edilebilir (Önalp, 2018).



Şekil 2.7. Farklı zeminlerde σ - ϵ eğrileri.

2.2. İnce Daneli Zeminlerin Kayma Direnci

Zeminler kayma gerilmeleri altında hacim değişikliği gösterir. Özellikle killerde drenajın gerçekleştiği durumlarda hacim değişimi sadece sıklık ve çevresel basınca bağlı olmayıp, aynı zamanda zeminin gerilme tarihçesine de bağlıdır. Drenaja olanak sağlanamayan durumlarda ise oluşan boşluk suyu basıncı benzer şekilde zeminin normal konsolide veya aşırı konsolide olmasına göre önemli ölçüde değişiklik gösterir. Zemine uygulanan gerilmeler suyun zeminin boşluklarından kaçamayacak kadar hızlı gerçekleşirse yani drenaj koşulları sağlanamazsa boşluk suyu basınçlarında artış olur. Eğer yükleme boşluk suyu basınçlarının sönmelenmesine izin verilecek şekilde gerçekleştirilirse bu durumda konsolidasyon dediğimiz süreç gerçekleşir ve zeminde hacim değişimi meydana gelir. Hacim değişiminin gerçekleşmesi için gereken zaman zeminin geçirimsizliği ile ilgilidir. Kohezyonlu zeminlerde kumlara kıyasla geçirimsizlik daha düşüktür, yani kohezyonlu bir zeminin konsolide olması için gereken zaman çok daha uzundur. Bundan dolayı kohezyonlu zeminlerde drenaja olanak sağlanıp sağlanmaması kayma direnci sonuçları için önem arz eder. Zeminin kayma dayanımı

boşluk suyu basınçlarına değil efektif gerilmelere bağlıdır. Bu bilgiler ışığında araştırmacılar zeminin kayma dayanımını iki prensip ile incelemeyi uygun görmüşlerdir: (1) Toplam gerilmeler, (2) Efektif gerilmeler yaklaşımı. Kohezyonlu zeminlerin sahip olduğu düşük geçirgenlik sebebiyle bazı durumlarda drenaj gerçekleşmeyebilir. Örneğin yumuşak bir kil tabakası üzerine yapılacak dolgunun ani olarak yükselmesi sonucu boşluk suyu basınçları da ani bir şekilde artacak ve suyun sistemden dışarı çıkması için yeterli bir zaman olmayacaktır. Yani drenaj ve konsolidasyon gerçekleşmeyecek ve konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) testteki sistem oluşmuş olacaktır. Bunun sonucunda efektif gerilme sıfıra düşer ve ani yenilmeler ile karşılaşılır. Bu gibi problemlerin çözümünde toplam gerilme yaklaşımını kullanmak uygun olacaktır. Toplam gerilme yaklaşımında deney sırasında drenaja izin verilmez ve deney sonucu bulunan parametreler drenajsız kayma dayanımına aittir. Efektif gerilme yaklaşımında ise deney süresince drenaja izin verilir ve zeminin uzun vadedeki drenajlı kayma dayanımı parametreleri bulunmuş olur. Arazi koşulları ve yükleme türüne göre bu iki yaklaşımdan hangisinin seçileceği ince daneli (kohezyonlu) zeminler için önemlidir. Kohezyonlu zeminlerin kayma mukavemeti yaygın olarak laboratuvar ortamında üç eksenli deneyler ile belirlenir. Drenaj ve yükleme kontrollerinin kolay bir şekilde yapılması özellikle yumuşak killerin kayma direncinin ölçülmesinde bu deneyleri yaygın hale getirmiştir.

2.2.1. İnce daneli zeminlerin drenajlı kayma direnci

Yüklemenin çok yavaş yapılması durumunda oluşan aşırı boşluk suyu basınçları zemin daneleri arasından drene olabilir. Bu durumda yüklemmeden oluşan gerilmeleri sadece zemin iskeleti taşımaktadır. Boşluk suyu basınçlarının etkisinden bağımsız oluşan bu gerilmeye efektif gerilme denilmektedir. Kayma direncinin ölçülmesi sonucu bulunan parametreler de efektif gerilme parametreleridir. Mohr- Coulomb kriterinde efektif gerilmeler cinsinden kayma dayanımı denklem 2.3 'de gösterilir.

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\Phi') \quad (2.3)$$

Denklem 2.3'de τ drenajlı kayma dayanımını, c' efektif kohezyon, Φ' efektif içsel sürtünme açısını ve σ' ise efektif gerilmeyi ifade etmektedir. Efektif gerilmeler cinsinden drenajlı kayma direnci uzun vadeli durumları temsil eder. Örneğin tabakalar halinde yavaş yüklenen dolgu altındaki bir kilin kayma direncini hesaplarken veya

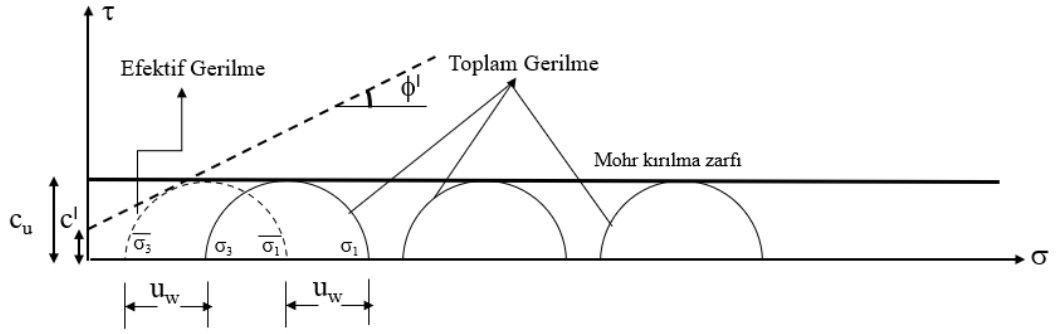
şevlerde stabilite problemlerinin uzun zaman sonrasında ortaya çıkması gibi durumlarda bu yaklaşımın kullanılması önerilir. Drenajlı durumda artan çevre basıncı $\bar{\sigma}_3$ değeri zeminin kayma dayanımı da artıracaktır. Diğer bir deyişle kayma direnci efektif gerilmenin bir fonksiyonu olmaktadır.

2.2.2. İnce daneli zeminlerin drenajsız kayma direnci

Geçirgenliğin düşük olması sebebiyle, özellikle ince daneli zeminlerin ani yüklenmesi sonucu ortaya çıkan durumda boşluk suyu drene olamaz. Böyle durumlarda toplam gerilme analizi uygulanması doğru olacaktır. Suyu doymun kohezyonlu zeminlerde denklem 2.4’de verilen boşluk suyu katsayısı (B) 1’e eşittir. Yani uygulanan çevre basıncı ile boşluk suyu basıncı birbirine eşit olur ($\Delta\sigma_3 = \Delta u_w$). Kesme aşamasında ise drenaja izin verilmediğinden deviatör gerilmedeki $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ artışların tümü boşluk suyu basıncı ile karşılanır ve efektif gerilmede bir değişim olmaz. Terzaghi (1936)’nin efektif gerilme teorisine göre eğer efektif gerilme değişmez ise zeminin göçme anındaki dayanımı da değişmez. Sonuç olarak kayma direnci çevre basıncından bağımsızdır ve Mohr dairelerinin çapları her bir çevre basıncı değeri için aynı olmalıdır (Şekil 2.8). Toplam gerilmelere göre çizilecek olan mohr kırılma zarfı yatay olacaktır. İçsel sürtünme açısı (ϕ)’dır ve drenajsız kayma direnci (c_u) asal gerilmeler farkının yarısına eşit olup, denklem 2.5 ile gösterilir. Drenajsız durumda efektif gerilmeler değişmediğinden toplam gerilme analizine göre tüm efektif gerilme daireleri çakışır ve efektif gerilme dairesi bir tanedir. Bu nedenle drenajsız deneylerde boşluk suyu basıncı ölçümü pratik olarak yapılmaz.

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \quad (2.4)$$

$$\tau_{max} = c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (2.5)$$



Şekil 2.8. Drenajsız durumda toplam gerilme ve efektif gerilme mohr daireleri.

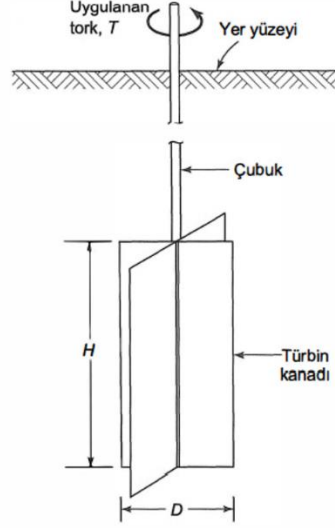
2.2.2.1. Drenajsız kayma direncinin ölçümü

- **Arazi Deneyleri**

Laboratuvar deneylerinin araziden numune alma sırasında örselenme, zeminin doğal gerilmelerinin sıfıra düşmesi, zemine uygulanan gerilmelerin arazidekinden farklı olması, hazırlanan numunelerin gerçeğe göre hacimlerinin çok küçük olması, boşluk suyu basınçlarının arazideki değerini yansıtamaması gibi olumsuz yanlarından dolayı daha gerçekçi ölçümler yapabilmek adına arazi deneyleri önerilmektedir (Önalp, 2018).

- **Arazi kanatlı kesici deneyi (FVT)**

Bu deney örselenmemiş, tamamen doymuş yumuşak killerin drenajsız kayma direncinin yerinde ölçülmesi için kullanılır. Deney, diğer zemin türleri için uygun değildir. Özellikle numune alma işlemi ve sürekli yükleyip boşaltma ile kayma direnci önemli ölçüde değişebilen yumuşak killer için çok uygundur ve sadece drenajsız dayanımları 100 kN/m^2 den az olan killerde kullanılır. Eğer kil, kum veya silt tabakaları içeriyorsa bu test deney güvenilir sonuçlar vermeyebilir. Deney ekipmanı, yüksek gerilimli bir çelik çubuğun (çubuk gresle doldurulmuş bir manşonla kapatılmıştır) ucunda taşınan dört ince dikdörtgen bıçaklı paslanmaz çelik kanattan oluşur (Şekil 2.9).



Şekil 2.9. Kanatlı kesici geometresi.

Çelik kanat uzunluğu, kanat toplam genişliğinin iki katına eşittir. Tipik boyutlar 150 mm x 75 mm ve 100 mm x 50 mm'dir. Tercihen çubuğun çapı 12.5 mm'yi geçmemelidir. Kanat ve çubuk, kuyu çapının en az üç katı derinliğe kadar bir sondaj deliğinin tabanının altındaki kilin içine itilir. Bu işlem kilin örselenmemesi için dikkatlice yapılmalıdır. Çubuk ve manşonu sondaj kılıfının merkezinde tutmak için sabit yataklar kullanılır. Test ayrıca yumuşak killerde, sondaj deliği olmaksızın, kanadın zemin seviyesinden doğrudan içeri girmesiyle gerçekleştirilebilir; bu durumda, delme sırasında kanadı korumak için bir pabuç gereklidir.

Tork, kanadın dönmesi nedeniyle kil zeminin yenilene kadar uygun ekipman vasıtasıyla çubuğun üst ucuna kademeli olarak uygulanır. Kesme yenilmesi, kanadın toplam genişliğine eşit bir çapa sahip silindirin yüzeyinde ve uçlarında meydana gelir. Kanadın dönüş hızı dakikada 6-12° aralığında olmalıdır. Kayma mukavemeti denklem 2.6 ile hesaplanır.

$$T = \Pi \cdot c_u \left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right) \quad (2.6)$$

Burada T , yenilme anındaki tork, d boydan boya kanat genişliği ve h kanat uzunluğudur. Bununla birlikte, anizotropinin sonucu olarak, silindirik düşey yüzey üzerindeki kayma direnci, iki yatay uç yüzey üzerindeki farklı olabilir.

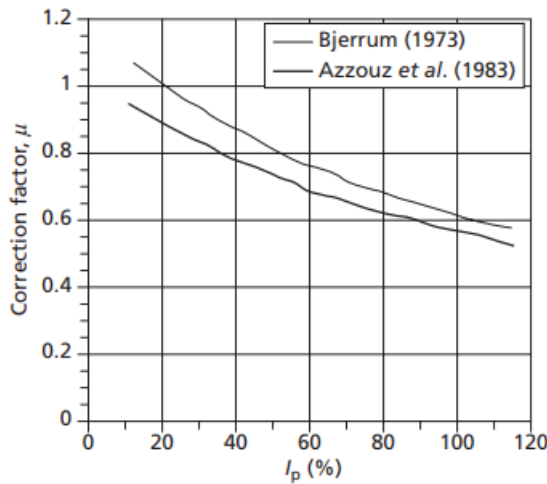
Kayma direnci, ilgili derinlikteki aralıklarla belirlenir. İlk testten sonra kanat birkaç devir boyunca hızla döndürülürse kil yoğrulacak ve bu durumda kalıntı drenajsız

kayma direnci gerekirse belirlenebilecektir. Bu şekilde belirlenen c_u' nun örselenmemiş ve yoğrulmuş değerlerinin oranı, denklem 2.7’de gösterildiği gibi zeminin hassasiyetini verir.

$$S_t = \frac{c_{u(maks)}}{c_{u(yoğrulmuş)}} \quad (2.7)$$

Muhafazasız kil tabakalarında kullanım için küçük, elle çalıştırılan kanatlı test cihazları da mevcuttur. Kanatlı kesici deneyi ile ölçülen drenajsız kayma dayanımı, genellikle arazide gerçek koşullardaki yenilme yüzeyi boyunca oluşan ortalama kayma direncinden daha büyüktür. Farklılığın, kilin plastisite indisi ne kadar yüksekse o kadar büyük olduğu bulunmuş ve bunun iki durum arasındaki yükleme oranındaki farklılıklardan dolayı oluştuğu açıklanmış. Yani kanatlı kesici deneyinde kesme kırılması birkaç dakika içinde meydana gelirken, saha durumunda gerilmeler genellikle birkaç hafta veya ay boyunca uygulanır. İkincil bir faktör de anizotropi olabilir. Bjerrum (1973) ve daha sonra Azzous ve ark. (1983) Şekil 2.10’da gösterildiği gibi I_p ile ampirik olarak ilişkili bir düzeltme faktörü (μ) sundu. Muhtemel arazi dayanımı c_u daha sonra ölçülen FVT gücünden (c_{uFV}) kullanılarak denklem 2.8’de verildiği gibi belirlenir.

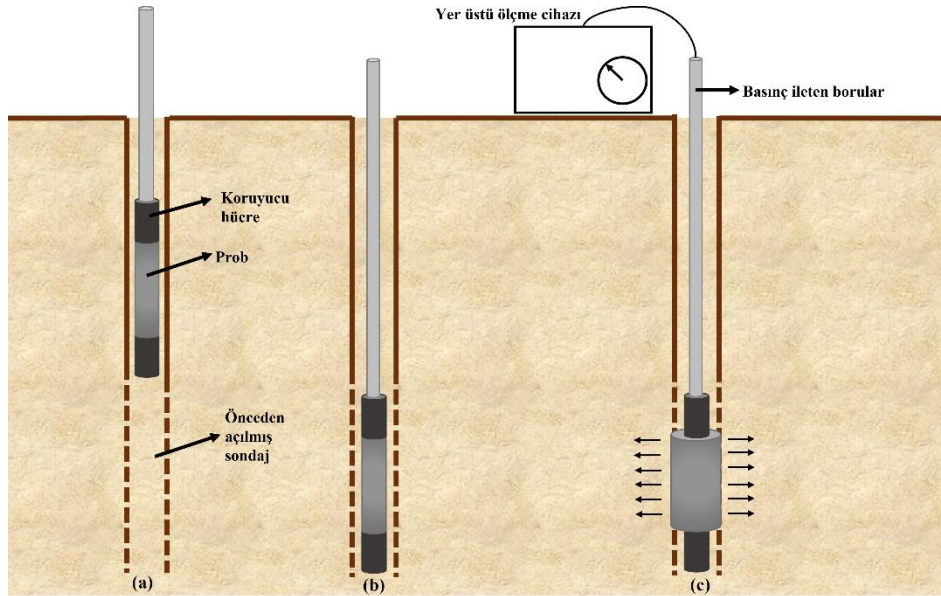
$$c_u = \mu \cdot c_{uFV} \quad (2.8)$$



Şekil 2.10. Bjerrum (1973) ve daha sonra Azzous ve ark. (1983) I_p ’ye bağlı düzeltme faktörü.

○ Arazi Presiyometre Deneyi (PMT)

Çok yumuşak zeminlerden, zayıf kayalara kadar olan tüm ortamlarda zeminin yük/deformasyon parametrelerinin belirlendiği bir arazi (in-situ) deneyi olan presiyometre deneyi, 1950’lerde Menard tarafından üç eksenli teste bir alternatif olarak geliştirildi. Yerinde yapılan bu testte basınç ölçer, normal laboratuvar testlerine göre çok daha büyük bir toprak hacmini etkiler ve numune alma sırasında örselenme problemini ortadan kaldırır (Knappett ve Craig, 2012). Deney en basit haliyle, zeminde açılan sondaj kuyusuna genişleyebilir silindirik bir probun indirilerek sondanın yanal olarak şişirilmesi ile probun içindeki hacim ve basınç değişiklerinin ölçülmesi ile gerçekleştirilir (Şekil 2.11).



Şekil 2.11. (a) Presiyometre deneyinin uygulanması, (b) presiyometrenin açılan sondaj çukuruna indirilmesi, (c) presiyometre probunun basınç ile yanal olarak şişirilmesi.

Prob zemine indirildikten sonra azot basıncı ile zemine yanal gerilme uygulanarak probun zemin ile tam temasta olduğu durumdaki yanal şekil değiştirme ve hatta boşluk suyu basınçları ölçülebilir. Sadece yanal yöndeki deformasyonlar ölçüldüğü için düşey yöndeki deformasyonları engellemek amacıyla probun üst ve alt ucunda Şekil 2.11.(a)’da gösterildiği gibi koruyucu hücre konulur. Deney zemin yenilene kadar sürdürülür ve 10-15 dk kadar kısa bir sürede gerçekleştirilir. Bu yüzden deney killi zeminler için drenajsız iken iri daneli zeminler için drenajlıdır. Sonuç olarak

presiyometre deneyi zeminin yatay gerilme değeri (p_0), kayma modülü (G), drenajsız kayma direnci (c_u) ve boşluk suyu basınçlarının ölçümünü sağlar.

Drenajsız kayma direncinin tayini için Amar ve Jezequel (1972) denklem 2.8 'deki formülü önermişlerdir.

$$c_u = \frac{\bar{pl}}{10} + 25 \text{ kPa} \quad (2.8a)$$

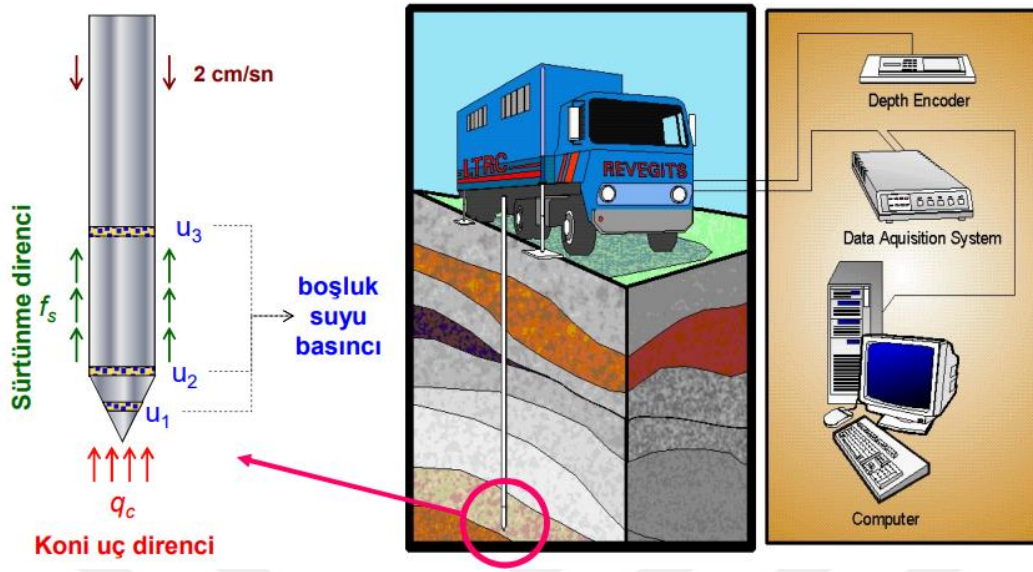
$$\bar{pl} = pl - p_{oh} \quad (2.8a)$$

Denklem 2.8'de pl , limit basınç değerini ve p_{oh} , toplam yatay toprak basıncını ifade eder.

Klasik Menard Presiyometresindeki sondajın önceden açılmasıyla zeminde oluşan örselenme sorununu gidermek için daha sonra; zemin içinde itilen (PIP), kendi deliğini açan (SBT), CPT üzerine montajlı (CPT/PIP) türleri geliştirilmiştir.

○ Koni Penetrasyon Deneyi

Koni penetrasyon deneyi; zeminlerin sınıflandırılması, kayma direnci tayini, sıvılaşma analizi ve kazık boyutlandırma gibi birçok alanda kullanılan zemin özelliklerini hızlı ve ekonomik bir şekilde belirlenmesi amacıyla yapılan bir arazi deneyidir. Deney, 1940'lerde Hollanda da kumlu zeminlerin kazık kapasitesinin belirlenmesi için geliştirilmiştir. CPT deneyi basit bir deyişle, koni şeklindeki bir ucun hidrostatik basınç yardımıyla sabit hızla (2 cm/s) zemin içine itilmesi şeklinde gerçekleştirilir (Şekil 2.11) (ASTM D3441-16, 2016). Bu deney, çok iri daneli çakıllar dışında kumlu ve siltli zeminlerde çok iyi sonuç verirken, yumuşak ve sert killerde de kullanılabilir (Robert D. Holtz ve ark., 1981). Ayrıca boşluk suyu basıncı ölçen CPTU gibi farklı türleri de geliştirilmiştir.



Şekil 2.12. CPT deneyinin şematik gösterimi.

İnce daneli zeminlerde CPT verileri en yaygın olarak zeminin yerinde drenajsız kayma dayanımını belirlemek için kullanılır. Kullanılacak CPT verileri her zaman başka bir teste göre kalibre edilmelidir (örneğin; UU-Drenajsız-Konsolidasyonsuz üç eksenli hücre kesme deneyi). Sadece bu şekilde CPT verileri, aynı birim içindeki diğer konumlarda c_u ’yu belirlemek için doğrudan kullanılabilir. Bahsedilen kalibrasyon işlemi, kullanılan koninin türüne bağlı olarak küçük farklılıklar gösterse de prensip her durumda aynıdır. Temel CPT verileri mevcutsa drenajsız kayma direnci c_u denklem 2.9’da verildiği gibi hesaplanabilir (Knappett ve Craig, 2012).

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N} \quad (2.9)$$

Denklemde verilen eşitlikte q_c uç direnci, σ_{v0} örtü yükünden kaynaklanan toplam gerilmeyi, N ise kalibrasyon katsayısını ifade etmektedir. Bu sayı 6 ile 29 arasında değişebilmektedir.

Eğer CPT yerine CPTU yani boşluk suyu basınçlarını ölçen penetrometre tipi kullanılırsa drenajsız kayma direnci c_u denklem 2.10’da verilen eşitlik ile hesaplanır. Buradaki kalibrasyon katsayısı bir öncekinden farklıdır ve boşluk suyu parametresinin (B_q) bir fonksiyonu olarak hesaplanır (Denklem 2.10a). N_{kt} değeri için genellikle 10 ile 20 arasında değiştiği söylenmiştir.

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (2.10)$$

$$N_{kt} = 7.2 (B_q)^{-0.77} \quad (2.10a)$$

Ayrıca sıgı derinliklerde kilin kayma direnci yaklaşık olarak denklem 2.11 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$c_u = \frac{q_c}{140} \quad (2.11)$$

- **Laboratuvar Deneyleri**

Zeminlerin kayma direncin belirlenmesinde hızlı ve pratik bir yöntem olan laboratuvar deneyleri 16. yy'dan beri araştırmacılar tarafından kullanılmaktadır. Laboratuvar deneyleri ile hem yerinden alınmış (in-situ) hem de laboratuvar ortamında yeniden üretilmiş numunelere kesme veya farklı normal gerilmeler uygulayarak zeminlerin kayma direnci belirlenebilir. Testlerden önce özellikle başlıca amacının zeminin yerinde yapısını temsil etmek ve su içeriğini korumak olan örselenmemiş numune alımında ve bu numunelerin testten önce korunmasında büyük dikkat ve özen gösterilmelidir.

Bir zemini yenibilmek için Tablo 2.1'de gösterilen iki koşul ve bunların alt başlıkları uygulanabilir (Önalp, 2018). Laboratuvar deneylerinde genellikle basınçla yenilme ve düşey gerilmede artış, çevre basıncı değişmez koşulu ile deneyler gerçekleştirilir.

Tablo 2.1. Yenilme türleri.

1) Basınçla Yenilme	2) Çekmeyle Yenilme
a) Düşey gerilmede artış, çevre basıncı değişmez.	a) Düşey gerilmede azalma, çevre basıncı değişmez.
b) Düşey gerilme sabit, çevre basıncında azalma.	b) Düşey gerilme sabit, çevre basıncında artış.
c) Ortalama asal gerilme değişmez, çevre basıncında düşme.	c) Ortalama asal gerilme değişmez, çevre basıncında düşme.

Bu bağlamda laboratuvarda bir zeminin drenajsız kayma direncini belirlemek için yapılan deneyler serbest basma deneyi (UCS), laboratuvar kanatlı kesici deneyi (VT) ve üç eksenli kesme deneyi (TX) olarak sıralanabilir. Kesme kutusu deneyinde drenaja engel olmak imkansız olduğundan kapsam dışı bırakılmıştır.

○ Serbest Basma Deneyi (UCS)

Bir zeminin kayma direncinin ölçülmesinde en basit ve ilkel yollardan biri tek eksenle basınç uygulanarak zeminin yenilmesini sağlayan serbest basma deneyidir.

Bu deney daha çok doymuş killerin drenajsız kayma dayanımının hızlı bir şekilde belirlenmesi amacıyla kullanılır. Çevre basıncı uygulanmadığı için ($\sigma_3=0$) kendini tutamayacak kohezyonsuz zeminler için uygun değildir.

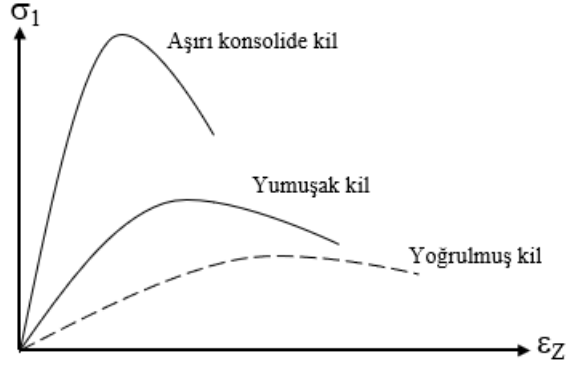
Deney, eksenel yük P 'nin yükseklik/çap oranı 2 olan silindirik zemin numunesi yenilene kadar yani herhangi bir ek yükü destekleyemeyecek duruma gelene kadar hızla artırılmasıyla gerçekleştirilir ve bu sırada boy kısaltmaları ölçülür. Yükleme, boşluk suyunun zeminden drene olmaması için hızlı bir şekilde uygulanır ve numune sabit hacimde kesilir. Hacim sabit olduğundan numunenin kesit alanı deney boyunca denklem 2.12 ifadesi ile artacaktır.

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon_z} \quad (2.12)$$

Yenilme gerçekleştiğinde de zeminin serbest basma dayanımı denklem 2.13'de verildiği gibidir.

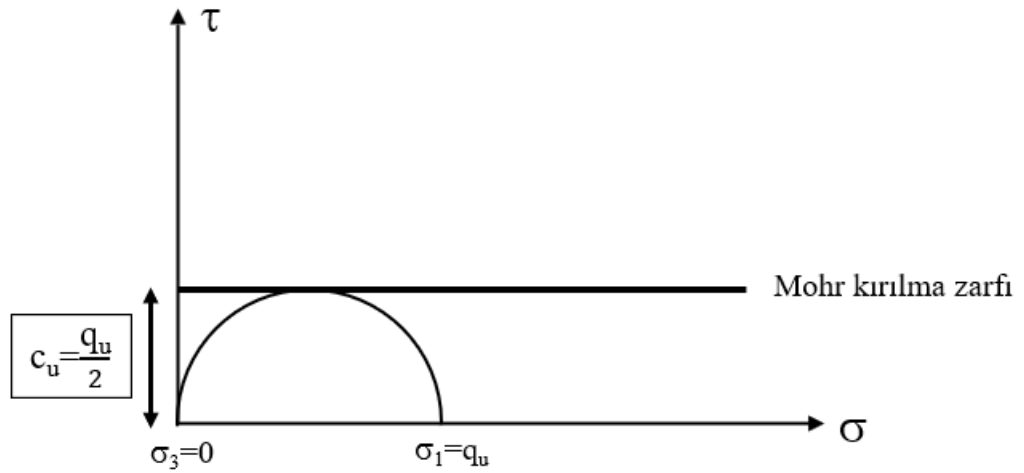
$$q_u = \sigma_{1max} = 2c = \frac{P_{max}}{A} \quad (2.13)$$

Denklem 2.12 ve denklem 2.13'de verilen ifadelerde A deneyin herhangi bir aşamasındaki kesit alanı, A_0 numunenin deney başındaki kesit alanı, ϵ_z birim boy kısalma, q_u serbest basma dayanımı, c zeminin τ ekseninde görünür kohezyonu, P_{max} ise numunenin dayandığı en büyük yük veya numunenin gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi bir doruk noktasından geçmediği durumlarda %20 ϵ_z 'ye karşılık yük olarak ifade edilir. Şekil 2.12'de killi zeminler için serbest basma deneyinden elde edilebilecek gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri gösterilmiştir.



Şekil 2.13. Killi zeminler için serbest basma deneyinden elde edilebilecek gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri

Serbest basma deneyinde çevre basıncı $\sigma_3=0$ olduğundan toplam gerilmeleri kullanan Mohr dairesi Şekil 2.13’de ki gibi gösterilmiştir.



Şekil 2.14. Serbest basma deneyinde toplam gerilmelere göre mohr daireleri.

Serbest basma üç eksenli UU deneyinin özel bir hali gibi görülebilir ve UU deneyine göre çok daha hızlı ve basittir. Bu deneye yöneltlen en büyük eleştiri zeminin doğal durumundaki σ_3 yanal gerilme değerini yansıtmamasıdır. Ancak doymuş zeminden dışarıya alınan numunede kılcallık etkisiyle gerçeğe yakın bir σ_3 çevre basıncı etkisi aldığı öne sürülmüştür (Terzaghi ve Peck, 1967). UCS testlerinin sonuçları şu amaçlarla kullanılabilir:

- Temeller için ince daneli zeminlerin kısa vadeli taşıma kapasitesini tahmin etme
- Şevlerin kısa vadeli stabilitesini tahmin etme

-Bir alandaki zeminlerin kayma direnci değişkenliğini hızlı ve ekonomik bir şekilde karşılaştırma

-Hızlı (drenajsız) yükleme koşullarında gerilme-şekil değiştirme özelliklerini belirleme (Budhu, 2010).

-Zeminin kıvamını belirleme (Tablo 2.2)

Tablo 2.2. Zeminin kıvamı (Önalp, 2018).

Kıvam	q_u (kPa)
Çok yumuşak	<25
Yumuşak	25-49
Orta Katı	50-96
Katı	97-192
Çok Katı	193-383
Sert	>384

○ **Kanatlı Kesici Deneyi (VT)**

Birçok normal yüklenmiş kilde numune alma işlemi kayma direncinin çok düşük olmasından dolayı imkansızdır. Bu gibi durumlarda arazide yerinde ölçüm yapan arazi kanatlı kesici deneyinden elde edilen sonuçların başarısı bu deneyin laboratuvar ortamında da yapılmasını düşündürmeye yol açmıştır. Bunun için Torvane olarak adlandırılan el kanatlı kesicisi geliştirilmiştir. Bu alet drenajsız kayma direncinin laboratuvar ortamında çok hızlı bir şekilde belirlenmesini sağlar.

Bu alet parmak basıncı ile kolayca uygulanabilen 0 ile 1 kg/cm² arasında bir gerilim aralığına sahip olan üç farklı boyutta kanattan oluşur ve tamamen doymuş kohezyonlu zeminler için kullanılır. Gerilme aralığı, kıvamı çok yumuşaktan serte değişen killer için kullanılmasına olanak sağlar. Laboratuvarda yeniden oluşturulmuş zeminler için ise Şekil 2.14’de görülen büyük boy kanat kullanılır. Daha sert killerde daha küçük bir kanat kullanılır. Buna göre deneye başlamadan önce istenen kanat boyutu seçilir ve kanat sürücüsüne yerleştirilir. Kadran üzerinde sıfır, düğme üzerindeki indeks işaretiyle hizalanır. Numune yüzeyi oldukça düz ve en az 5 cm çapa sahip olmalıdır.

Kesici bıçakların derinliği kadar Torvane zemine batırılır ve düğme sabit dikey bir kuvvet ile çevrilir. Yenilme 5 ila 10 saniye içinde gerçekleşeceği şekilde bir dönüş hızı önerilir. Yenilme gerçekleştikten sonra yay gerilimi yavaşça serbest bırakılır ve topuzdaki indeks işareti maksimum kesme değerini (M_{max}) gösteriyor olacaktır. Drenajsız kayma direnci denklem 2.14’de ki gibi hesaplanır.



Şekil 2.15. El Kanatlı Kesici Deney Aleti (Torvane).

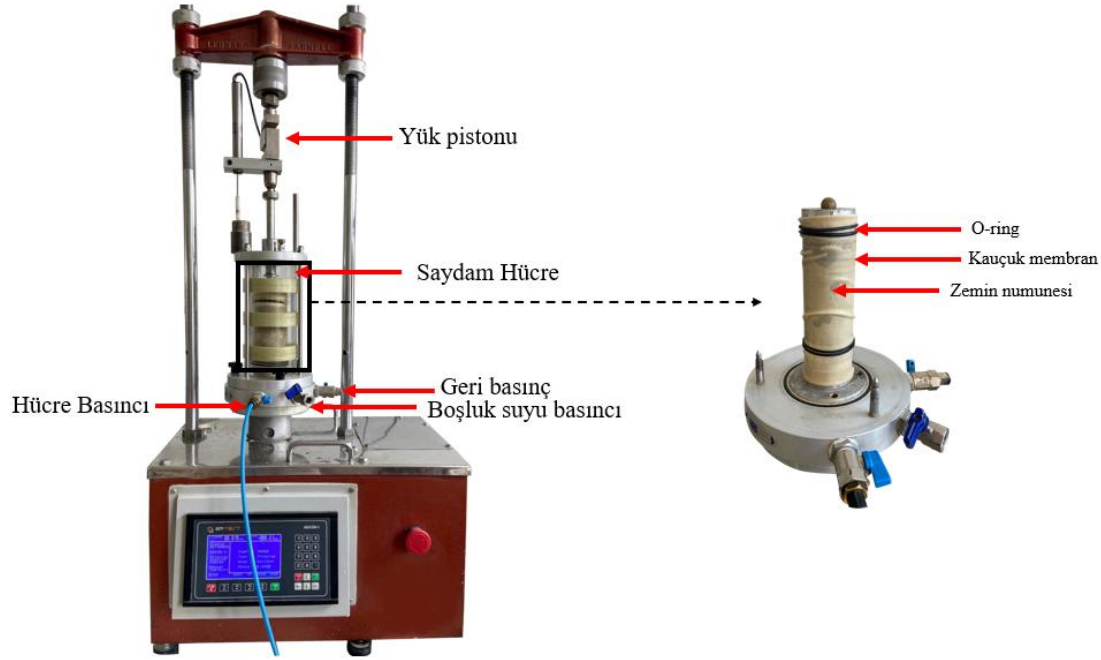
$$c_u = \frac{0.318 M_{max}}{0.5 D^2 H + 0.167 D^3} \quad (2.14)$$

Kanatlı kesici deneyi, drenajsız kayma direncinin belirlenmesinde kolay ve hızlı olmasından dolayı avantajlı gözükse de döndürme hızı, yay rijitliği, kesici bıçağının zeminde oluşturduğu örselenme gibi parametrelerin sonuçları olumsuz etkilediği görülmüştür (Chandler, 1988; Biscontin ve Pestana, 2001; Wilson ve ark., 2016). Ayrıca bu deney kil ve siltler de güvenli sonuçlar verirken aşırı konsolide killerde uygulanması zordur. Kumlu zeminlerde ise uygulanmaz (Önalp, 2018).

○ Üç Eksenli Kesme Deneyi (TX)

Üç eksenli kesme deneyi zeminlerin kayma direnci parametrelerini ve gerilme-şekil değiştirme davranışını belirlemek için yaygın olarak kullanılan bir deneydir. Hemen hemen tüm zemin türlerinde uygulanabilmesi, drenaj koşullarının kontrol edilebilmesi, arazi koşullarına benzer gerilmeler sağlaması gibi avantajlarından dolayı tercih edilmektedir. Deney numunenin etrafında bir sıvı ile her yönden uygulanabilen çevre basıncı (σ_3) etkisinde eksenel gerilme altında maksimum normal gerilmeye (σ_1) ulaşınca kadar kesilmesi prensibine dayanır. Deneyde, araziden alınmış

örselenmemiş durumda veya laboratuvarda yeniden oluşturulmuş, genellikle uzunluk/çap oranı 2 olan 38-150 mm çaplı silindirik numuneler kullanılır. Deney aletinin genel görünümü ve özellikleri Şekil 2.15'te gösterilmiştir.



Şekil 2.16. Üç eksenli deney düzeneği.

Hücre içerisine uygulanacak basınçlı sıvı (genellikle su) küçük ve orta asal gerilmeleri sağlamaktadır. Hücre sıvısının zemin numunesinin boşluklarına girmesini engellemek amacıyla numunenin etrafına kauçuk bir membran geçirilir ve sızıntılara karşı O-ring (yuvarlak halkalar) ile conta yapılır. Kumlar söz konusu olduğunda numune, deney aleti tabanına oturtulan sert bir şekillendirici içine yerleştirilen membran içinde hazırlanmalıdır. Üç eksenli deneyde konsolidasyon, numuneye yatay ve düşey olarak etki eden toplam gerilmenin eşit artışları altında gerçekleşir. Drenaja izin verilen üç eksenli bir deneyde konsolidasyon sırasında numunedeki yanal gerilme sifıra eşit değildir. Aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesi, numunenin altındaki ve üstündeki gözenekli taştan drenaj yoluyla gerçekleşir ve hücrenin oturduğu tabanda drenaj ve boşluk suyu basıncının ölçülebilmesi için erişim vardır. Drenaja izin verilmesi ile numuneden çıkan su hacminin ölçülmesi sağlanır. Çıkan su hacminin seviyesinin numunenin merkezi ile aynı yükseklikte olduğu varsayılarak, aşırı boşluk suyu basıncı için referans noktası atmosfer basıncı olarak kabul edilir. Gözenekli taşlar ile temas halinde olan filtre kâğıdı drenleri bazen numunenin çevresine de yerleştirilir. Böylece hem düşey hem de yanal drenaj gerçekleşir ve aşırı boşluk suyu basıncının

dağılma hızı artar. Yük pistonu vasıtasıyla eksenel yük uygulanır. Piston ile uygulanan eksenel kuvvetle oluşan σ_1 (büyük asal gerilme) ve seçilen hücre basıncı σ_3 ile sağlanan deviatör gerilme ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) numunede kesme gerilmelerini oluştururken boy kısılması hücre içinde veya hücre dışında transdüser ile ölçülür. Numuneye yükleme, hız kontrollü veya gerilme kontrollü olarak yapılabilir. Kırılma anındaki gerilme koşulları bir Mohr dairesi ile temsil edilebilir. Farklı çevre basınçları altında birkaç numune test edilirse, kırılma zarfı çizilebilir ve zemin için kayma mukavemeti parametreleri belirlenebilir. Deviatör gerilme hesaplanırken, numunenin ortalama kesit alanının (A) deney boyunca sabit kalmadığı dikkate alınmalıdır.

$$A = A_0 \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z} \quad (2.15)$$

Denklem 2.15’de A numunenin orijinal kesit alanını, ε_z eksenel birim boy değişimini, ε_v ise birim hacimsel değişimi göstermektedir. Drenajsız bir deneyde ε_v sıfırdır. Drenajlı deneylerde ise orta ve küçük asal gerilmeler eşittir ve ε_r birim yanal genişleme veya daralmayı göstermektedir (Denklem 2.16).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z + 2\varepsilon_r \quad (2.16)$$

Üç eksenli hücre kesme deneyi arazi koşullarına bağlı olarak konsolidasyonlu-drenajlı (CID, CAD), konsolidasyonlu-drenajsız (CIU, CAU) veya konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) olarak gerçekleştirilebilir. CD testlerde numunenin drenajına, konsolidasyon tamamlanana kadar belirli bir hücre basıncı altında izin verilir. Kesme sırasında hala drenaja izin verilirken asal gerilme farkı, aşırı boşluk suyu basıncının sıfırda tutulmasını sağlayacak kadar yavaş bir oranda uygulanır. CU testlerde numunenin drenajına, konsolidasyon tamamlanana kadar belirli bir hücre basıncı altında izin verilir, daha sonra hiçbir drenaja izin verilmeden asal gerilme farkı uygulanır. Boşluk suyu basıncı ölçümleri, testin drenajsız kısmında yapılabilir. UU testlerinde ise numune, belirli bir hücre basıncına tabi tutulur ve daha sonra asal gerilmeler farkı hemen uygulanır. Testin herhangi bir aşamasında drenaja izin verilmez. Drenajlı deneylerde efektif kayma dayanımı parametreleri elde edilebilirken, drenajsız deneylerde sonuçlar toplam gerilmeler cinsinden yani drenajsız kayma dayanımı parametreleri bulunur.

○ Drenajsız-Konsolidasyonsuz Üç Eksenli Test (UU)

Bu test kohezyonlu zeminlerin örselenmiş veya örselenmemiş silindirik numunelerinde dayanım ve şekil değiştirme ilişkilerini bulmaya yöneliktir. Numuneler üç eksenli hücre içinde çevresel sıvı basıncına tabii tutularak sabit eksenel deformasyon hızında drenaja izin verilmeden kesilir. Yüklemenin çok hızlı olduğu, artan boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ve konsolidasyonun yükleme periyodu içinde gerçekleşebilmesi için yeterli zamanın olmadığı koşullarda yani drenajın gerçekleşmediği durumları yansıtmaktadır. Bu yöntemde zeminlerin dayanımı toplam gerilmeler cinsinden belirlenir. Yani gerilmeler boşluk suyu basıncı için düzeltilmez. Bu nedenle ortaya çıkan dayanım, yükleme sırasında boşluk suyunda gelişen basınca bağlıdır. Bu test yönteminde yük uygulandığında zemin numunesinden veya zemin numunesine su giriş ve çıkışına izin verilmez. Ortaya çıkan boşluk suyu basıncı ve dolayısıyla dayanım, drenajın meydana gelebileceği durumdan farklı gelişmektedir. Eğer numune %100 doymun durumda ise drenaja izin verilmediğinden, kesme sırasında veya çevresel basınç uygulandığında konsolidasyon meydana gelmez. Böylece aynı malzemedan birkaç numune test edilirse ve yaklaşık aynı boşluk oranı ve su içeriğine sahip iseler bunlar test edildiğinde yaklaşık olarak aynı kayma dayanımına sahip olurlar. Ve Mohr kırılma zarfı, numunelere uygulanan tüm çevresel basınç aralığı boyunca genellikle yatay düz bir çizgi olur. Eğer numuneler %100 doymunluğa ulaşmamışsa kesme sırasında veya çevresel basınç uygulamasında konsolidasyon meydana gelebilir. Bu durumda da aynı malzemedan hazırlanan benzer numuneler test edildiğinde Mohr kırılma zarfı genellikle eğri şeklinde olur (ASTM D2850 – 95, 1999).

3. MATERYAL VE METOD

3.1. Giriş

Bu çalışmada ince daneli (silt ve kil) zeminlerde kil oranının drenajsız kayma dayanımına etkisi araştırılmıştır. Bu ana hedefe ulaşmak için Adapazarı ilçesinin güney doğusunda N40.728935 ve E030.432957 koordinatlarında bulunan araziden alınan doğal siltli zeminin ham halde içeriğinde bulunan %10.11 (pipet deneyi sonucuna göre) ve %15.95 (hidrometre deneyi sonucuna göre) kil oranı laboratuvar ortamında çöktürme (yüzdürme) tekniği ile azaltılmıştır. Kili azaltılmış doğal siltli zemin bu çalışma kapsamında ‘sıfır numunesi’ olarak adlandırılacaktır. Sıfır numunesine belirli oranlarda bentonit kili ilave edilmesi ile oluşan farklı fiziksel özelliklere sahip numunelerde drenajsız- konsolidasyonsuz üç eksenli (UU) deneyleri gerçekleştirilmiştir.

3.2. Malzemeler

3.2.1. Doğal siltli zemin

Tez kapsamında kullanılan Adapazarı silti Sakarya Nehri tarafından Adapazarı Ovasına taşınmış ve orada birikmiş flüviyal, yani akarsu kökenli bir zemindir (Bol, 2003). SAÜ Geoteknik Laboratuvarına getirilen doğal siltli zemin numunesi çalışmalarda yeterli olacak miktardadır. Elde edilen numune, içindeki topaklanmış malzemenin ve bitki kalıntısı gibi diğer bileşenlerin ayıklanması için bir ön eleme işlemine tabi tutulmuştur (Şekil 3.1). Eleme sonucunda elde edilen ham doğal numune Şekil 3.2’de sunulmuştur. Numune yığını laboratuvarında karıştırılmış ve dört farklı numune alınarak üzerlerinde özgül ağırlık, çöktürme (hidrometre) ile Atterberg deneyleri gerçekleştirilmiştir. Doğal siltli zeminin fiziksel özellikleri Tablo3.1’de özetlenmiştir.



Şekil 3.1. Doğal siltli numunenin ön eleme işlemi.



Şekil 3.2. Eleme sonrası elde edilen doğal numune.

Tablo 3.1. Doğal siltli zemin fiziksel özellikleri.

LL (Casagrande) %	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (Gs)	Sınıf (TS1500)
34	37	NP	NP	15.95	10.11	2.67	ML

3.2.2. Bentonit Kili

ABD Willamette Geological Service laboratuvarında yapılan analizlerde Adapazarı zeminlerinin kil içeriğinin smektit veya rastgele tabakalı illit/smektit, klorit, illit ve kaolinit olarak belirlenmiştir (Bray ve ark., 2004). Montmorillonitin kaynağı olan smektit ince kilin egemen minerali olup, illit daha büyük kil boyutlarında boldur. Bentonit, küçük kristallere sahip kil minerallerinden (başlıca montmorillonit) oluşmaktadır. Bu sebeple çalışma kapsamında kullanılacak kil türü bentonit olarak belirlenmiştir. Karışımlarda kullanılacak bentonit kilinin özellikleri Tablo 3.2’ te sunulmuştur.

Tablo 3.2. Bentonit kilinin fiziksel özellikleri.

LL (Casagrande) %	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (Gs)	Sınıf (TS1500)
119	122	32	87	79.37	73.94	2.70	CH

3.3. Karışımların Hazırlanması

İnce daneli zeminlerin kayma direnci, kil oranının kayma direncine etkisi ve özellikle siltlerin davranışının kil benzeri ve kum benzeri şeklinde incelenebilmesi için araştırma kapsamında olacak zemin numunelerinin fiziksel özelliklerinin geniş bir aralığa sahip olması gerekmektedir. Arzu edilen fiziksel özellik skalasına sahip zeminlerin doğadan elde edilmesindeki zorluklar ve özellikle düşük plastisiteli ve plastik olmayan siltlerin kum benzeri davranışlarından dolayı araziden örselenmemiş numune alınmasındaki güçlüklerden dolayı laboratuvarda yeniden oluşturulmuş örnekler üzerinden deneysel çalışmalar yürütülmüştür. Bu amaç doğrultusunda öncelikle doğal numunenin kil oranının çöktürme (yüzdürme) yöntemi ile düşürülmesi

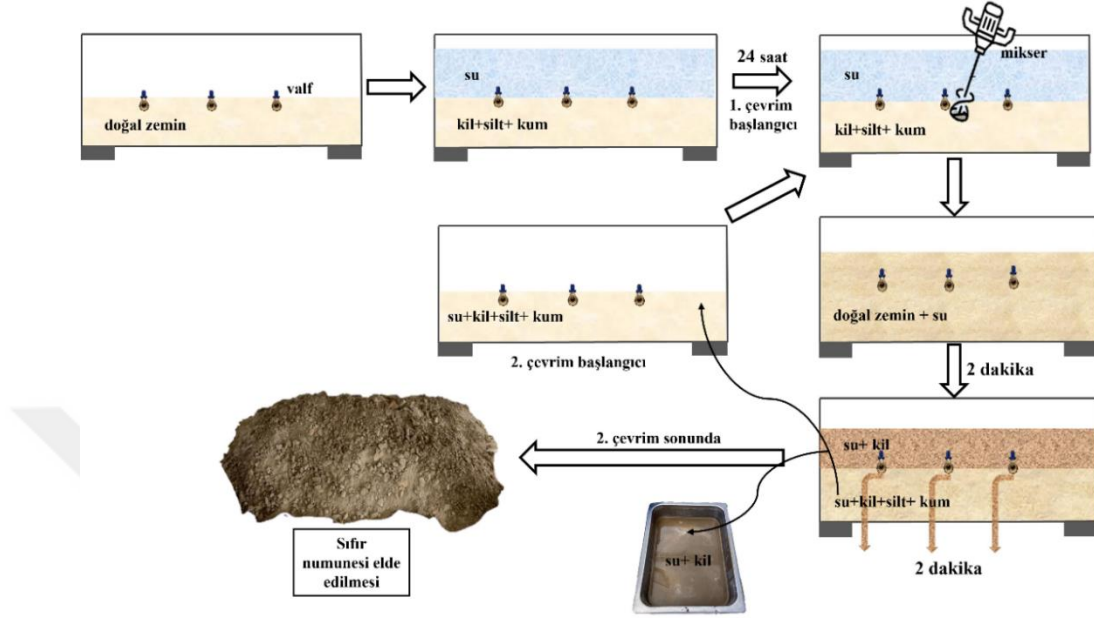
hedeflenmiştir. Önalp ve ark. (2010) tarafından yürütülen TÜBİTAK 106M042 projesinde de benzer bir silt numunesi kullanılmış ve kil miktarı çöktürme yöntemi ile %4'e kadar düşürülmüştür. Doğal numunenin kil yüzdesinin istenen değerlere düşürülmesiyle oluşan yeni numuneye 'sıfır numunesi' adı verilmiştir. Çalışma kapsamında farklı fiziksel özelliklere sahip 9 numune üzerinde çalışmalar yürütülmüştür. Bu 9 farklı numuneyi elde etmek için laboratuvar ortamında oluşturulmuş sıfır numunesine farklı oranlarda bentonit kili ilave edilmiştir.

3.3.1. Doğal siltli numuneye çöktürme (yüzdürme) işlemi

Doğal siltli numuneye aşamaları Şekil 3.3'te gösterilen çöktürme (yüzdürme) işlemi uygulanarak söz konusu numunenin kil oranının azaltılması amaçlanmıştır. Hedeflenen sıfır numunesinin fiziksel özelliklerinde arzu edilen kil oranı en fazla %5 olarak seçilmiştir. Yani doğal siltli numunenin kil oranı çöktürme ile en az %5'e düşürülecektir. Öncelikle uygun çöktürme süresinin belirlenmesi için ön deneyler yapılmıştır. 50, 25, 10, 6, 3, 2 ve 1 dakika olmak üzere farklı sürelerde çöktürme işlemleri yapılarak elde edilen numune hidrometre ve pipet deneylerine tabi tutulmuştur. Deney sonuçlarına göre 5 dk ve üzeri çöktürme süreleri için kil oranının istenen şekilde düşürülememesi, 1 dk ve daha altındaki çöktürme süreleri için ise kil oranı arzu edildiği gibi düşürülmüş fakat kilin yanı sıra fazla oranda silt parçacıklarının da numuneden uzaklaştırılması nedeniyle en uygun çöktürme süresinin 2 dakika ve 2 çevrim olduğuna karar verilmiştir.

Bu yöntemde ilk çevrimde yaklaşık 5 kg ağırlığındaki zemin yeterli ölçüde bir tanka konulup tank belirlenen bir seviyeye kadar su-sodyum meta fosfat karışımı ile doldurulmuştur (Şekil 3.3(1), Şekil 3.3(2)). Daha sonra zemin su karışımı bir mikser ile karıştırılarak süspansiyon haline getirilmiştir. Bu şekilde daneciklerin su içinde tamamen dağılması sağlandıktan sonra bir gün boyunca dinlendirilmiştir. Dinlenen numune tekrar mikser ile karıştırıldıktan sonra 2 dk beklenmiş (Şekil 3.3(3)), böylelikle ince kum ve siltlerin çökmesi sağlanmış, 2 dk sonunda üstte su içinde yüzen yoğun kil süspansiyonu tanka yerleştirilen valfler yardımıyla ayrılmıştır (Şekil 3.3(4)) (1. çevrim). Birinci çevrim sonunda altta biriken ve kili azalmış numune tekrar su içinde mikser ile karıştırılmış ve 2 dk beklendikten sonra yine üstte asılı kalan süspansiyon ayrılmıştır (2. çevrim). Kili azaltılmış numune etüvde kurutulmuştur (Şekil 3.3(5), Şekil 3.3(6)). Etüv kurusu numune hidrometre ve pipet deneylerine tabi

tutularak içindeki kil oranı yaklaşık %4 olarak tespit edildikten sonra karışım hazırlama safhasına geçilmiştir. Söz konusu çöktürme yönteminin aşamaları Şekil 3.4’ de gösterilmiştir.



Şekil 3.3. Çöktürme (yüzdürme) yöntemi şematik gösterimi.



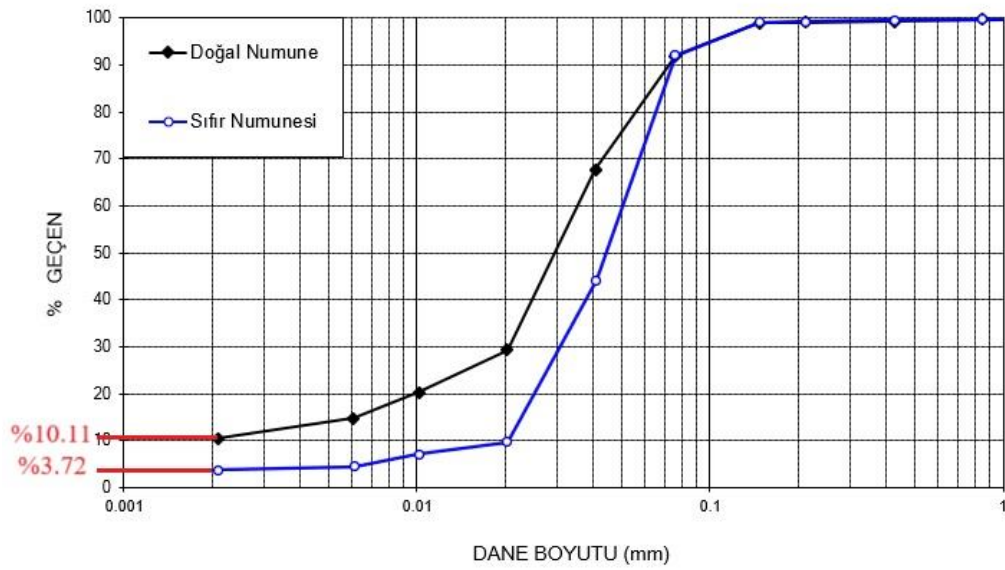
Şekil 3.4. Çöktürme tekniği uygulama aşamaları.

Şekil 3.5’te tüm fiziksel ve mekanik deneylerde kullanılmak üzere elde edilen sıfır numunesinin görünümü verilmiştir. Ayrıca çöktürme işlemi sonucu elde edilen sıfır

numunesi ve doğal siltli numuneye ait dane dağılım eğrilerinin (granülometri eğrisi) karşılaştırılması Şekil 3.6’da gösterilmiştir.



Şekil 3.5. Çöktürme işlemi sonrası elde edilen sıfır numunesi.



Şekil 3.6. Doğal siltli numune ve sıfır numunesinin dane dağılım eğrisi (granülometri eğrisi).

3.3.2. Sıfır numunesi ve bentonitin karıştırılma işlemi

Çöktürme işlemi sonucu elde edilen sıfır numunesi 9 parçaya ayrılmış ve belirli oranlarda bentonit kili ilave edilerek homojen karışımlar elde edilmiştir (Şekil 3.7). Tablo 3.3’te sıfır numunesine eklenen bentonit yüzdeleri ve karışımların numune numaraları verilmiştir. Çalışmanın bu aşamasından sonra numuneler tanımlanırken bu kodlar kullanılacaktır.



Şekil 3.7. Karışımların hazırlanması.

Tablo 3.3. Hazırlanan karışımların içeriği.

Numune Tanımı	Numune No	Bentonit (%)	Sıfır Numunesi Kuru Ağırlığı (g)	Bentonit Kuru Ağırlığı (g)
Sıfır numunesi	00	0	20000	0
%2 Bentonit katkılı sıfır numunesi	02	2	1960	400
%4 Bentonit katkılı sıfır numunesi	04	4	19200	800
%8 Bentonit katkılı sıfır numunesi	08	8	18400	1600

Tablo 3.3. (Devamı) Hazırlanan karışımların içeriği.

Numune Tanımı	Numune No	Bentonit (%)	Sıfır Numunesi Kuru Ağırlığı (g)	Bentonit Kuru Ağırlığı (g)
%10 Bentonit katkılı sıfır numunesi	10	10	18000	2000
%15 Bentonit katkılı sıfır numunesi	15	15	17000	3000
%20 Bentonit katkılı sıfır numunesi	20	20	16000	4000
%30 Bentonit katkılı sıfır numunesi	30	30	14000	6000
%40 Bentonit katkılı sıfır numunesi	40	40	12000	8000

3.4. Fiziksel Özellikler

Bölüm 3.3.2’de anlatılan karışımların hazırlanması ile oluşturulmuş olunan 9 farklı numune için TS1900-1 (2006) ve TS1500 (2000), İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması, British Standart ve ASTM ilgili standartları kullanılarak Atterberg kıyım limitleri, elek analizi, özgül ağırlık deneyi, hidrometre ve pipet deneyleri yapılmıştır. Zemin sınıflandırması TS1500 (2000) standardına göre yapılmıştır. Bu sınıflama sistemine göre 9 farklı numunenin 6’sı silt sınıfına (M), diğer 3’ü kil sınıfına (C) girmektedir. Tüm numuneler için deney sonuçları Tablo 3.4’de verilmiştir.

Tablo 3.4. Karışımların fiziksel özellikleri.

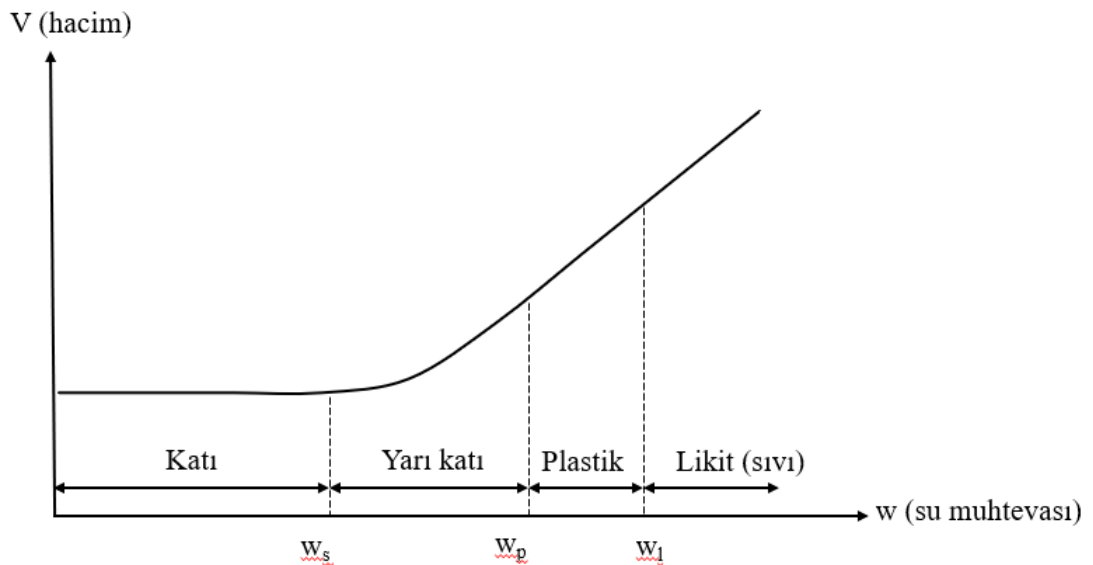
Numune No	LL(Casagrande) (%)	LL(Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (GS)	Sınıf (TS1500)
00	NP	NP	NP	NP	7.6	3.7	2.65	ML

Tablo 3.4 (Devamı) Karışımların fiziksel özellikleri.

Numune No	LL(Casagrande) (%)	LL(Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (GS)	Sınıf (TS1500)
02	NP	NP	NP	NP	9.2	5.1	2.65	ML
04	NP	NP	NP	NP	11.2	6.7	2.66	ML
08	33	38	29	4	13.4	10.1	2.66	ML
10	34	40	29	5	15.1	11.3	2.66	ML
15	37	42	28	9	17.0	15.2	2.67	MI
20	39	43	27	12	20.3	16.8	2.67	CI
30	53	51	22	31	26.2	23.9	2.68	CI
40	61	63	21	40	32.7	31.3	2.69	CH

3.4.1. Atterberg kıvam limitleri

Zeminlerin davranışları içerdikleri su miktarına bağlı olarak geniş ölçüde değişebilir. Bu değişimlerin deneysel olarak belirlenebilmesi için Atterberg (1911) tarafından kıvam limitleri geliştirilmiştir. İçeriğindeki su miktarı arttıkça zemin katı halden likit (sıvı) hale geçiş yapmaktadır. Şekil 3.8’de bu limit değerlerin hacim ile ilişkisi sunulmuştur.

**Şekil 3.8. Atterberg kıvam limitleri-hacim ilişkisi.**

3.4.1.1 Likit limit

Likit limit, zeminin akışkan bir sıvıdan plastik duruma geçiş yaptığı su muhtevasıdır. Likit limitin belirlenmesinde kullanılan yöntemler Casagrande yöntemi ve düşen koni yöntemidir. Bu tez kapsamında her iki yöntem ile de likit limit değerleri bulunmuş olup Casagrande yöntemi ASTM D-4318 (2010), Düşen koni yöntemi ise BS-1377 (1990) standartlarına uygun olarak yapılmıştır.

- **Casagrande deneyi ile likit limit tayini**

40 no'lu elekten geçirilen yaklaşık 200 gr etüv kurusu numune bir kap içerisine alınarak kademeli olarak damıtık su ilave edilir. Numunenin homojen bir hamur kıvamına gelmesi için karıştırılır ve bir miktar alınarak spatula yardımı ile casagrande aletine yerleştirilir. Numune Şekil 3.9(1)'de gösterildiği gibi yüzeye paralel olacak şekilde yerleştirilmelidir. Daha sonra numunenin ortasından standart oyuk açma bıçağı ile bir oyuk açılır (Şekil 3.9(2), Şekil 3.9(3)). Casagrande aletinin kolu saniyede 2 devir yapacak şekilde çevrilir ve açılan yarığın tabanındaki kapanma yaklaşık 13 mm olduğunda çevirme işlemi durdurulur ve darbe sayısı not edilir. (Şekil 3.9(4)). Kapanan bölgeden bir yeterli miktarda numune alınır ve su muhtevasının belirlenebilmesi için hassas terazide tartılarak etüve gönderilir. İşleme numuneye bir miktar daha su katılarak devam edilerek 4 farklı su içeriğinde deney tamamlanır. Sonuçta 4 adet darbe sayısı ve bunlara karşılık gelen su muhtevaları bulunmuş olur. Elde edilen su muhtevaları (y eksen) ve bunlara karşılık gelen darbe sayıları (logaritmik x eksen) grafikte noktalanarak lineer bir doğru çizilir. 25 darbe sayısına karşılık gelen su muhtevası likit limit değerini vermektedir.

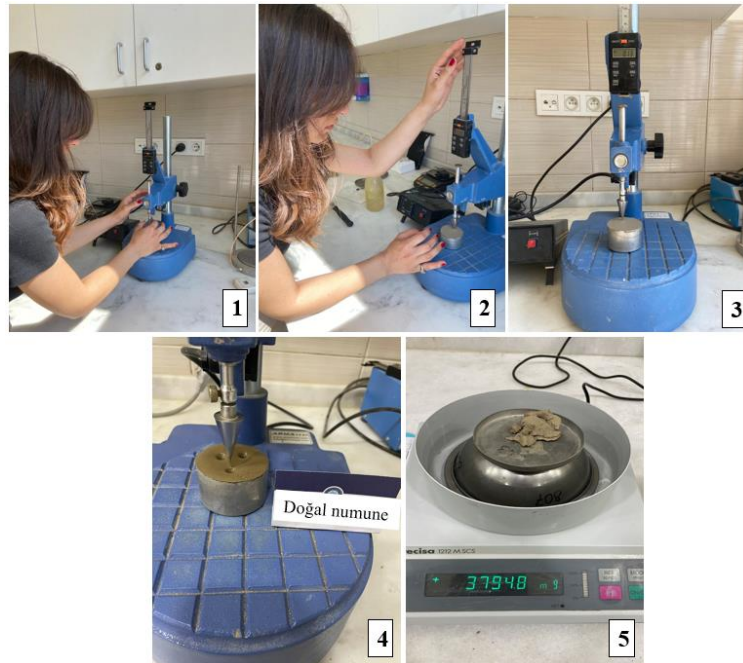


Şekil 3.9. Casagrande deneyinin aşamaları.

- **Koni düşürme deneyi ile likit limit tayini**

TS1900-1 (2006) standardına uygun olarak yaklaşık 200 gr etüv kurusu numune bir kaba alınır ve homojen bir hamur elde edilene kadar damıtık su ilave edilerek karıştırılır. Hava geçirmez bir kap içerisinde 24 saat bekletilir. Ertesi gün numune tekrar karıştırılarak metal deney kabına, içerisinde hava boşluğu kalmayacak şekilde, yerleştirilir ve yüzeyi çelik cetvel ile tesviye edildikten sonra penetrometre tabanına konulur (Şekil 3.10(1)). Konik uç zemin yüzeyini belli belirsiz çizerek şekilde indirilir ve saat okuması sıfırlanır (Şekil 3.10(2,3)). Alet çalıştırılır ve konik ucun 5 s sürede numune içine batması sağlanır (Şekil 3.10(4)). Süre sonunda koni penetrasyon değeri olan mikrometre okuması yapılır. Metal kaptan bir miktar numune alınarak tartılır ve kuru ağırlığının da bulunması için etüve gönderilir (Şekil 3.10(5)). Bu işlem numuneye su eklenerek 3 farklı su muhtevası olacak şekilde gerçekleştirilir. Eklenen su içerikleri penetrasyon miktarının 15 ile 25 mm değerleri arasında değişecek şekilde ayarlanması gerekmektedir.

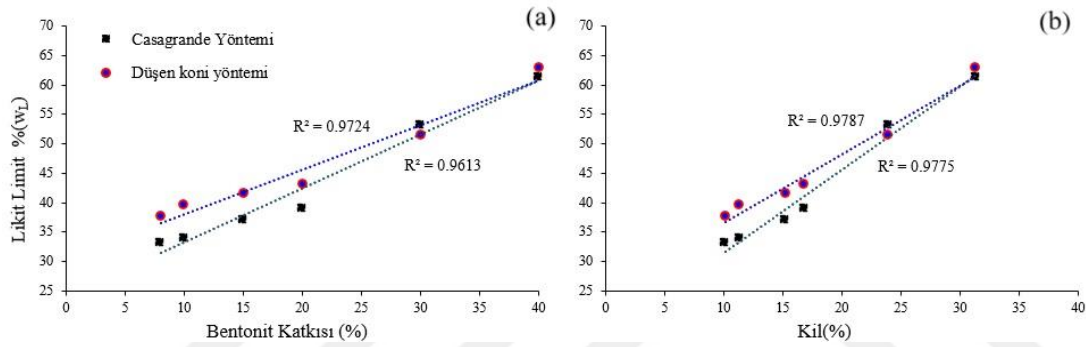
Her deneme için su muhtevası (%) yatay ekseninde, penetrasyon değeri düşey ekseninde olacak şekilde bir koordinat ekseninde işaretlenir. Noktalardan geçen en uygun doğru çizilerek 20 mm'ye karşılık gelen su muhtevası zeminin likit limiti olarak belirlenmiş olunur.



Şekil 3.10. Koni düşürme deneyinin aşamaları.

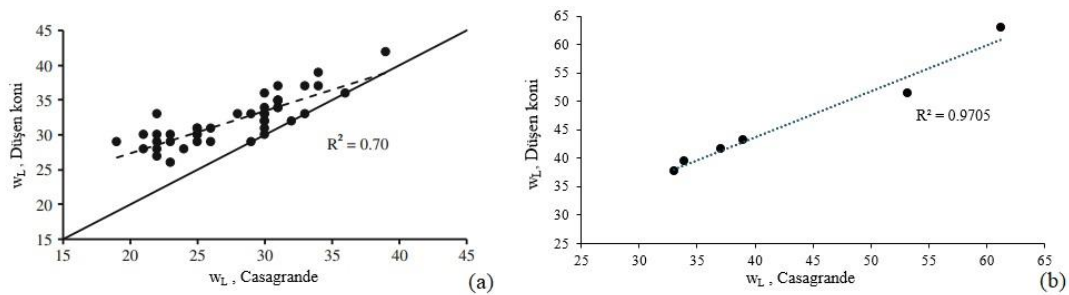
- **Likit limit değerdendirmeleri**

Bentonit katkı oranı %4 ve toplam kil içeriği %6,7 olan numuneden daha düşük bentonit katkılı numunelerde likit limit değerdeleri iki ölçüm yöntemi ile de belirlenememiştir. Her iki deneye göre bulunan likit limitler Tablo 3.4'te sunulmuştur. Şekil 3.11'de likit limit (w_L) değerdinin Casagrande ve düşen koni yöntemlerine göre değışiminin bir grafiği hem bentonit katkı oranlarına hem de toplam kil içeriğine göre gösterilmiştir. Grafiklerden anlaşılaçağı üzere ve düşen koni yönteminin Casagrande yöntemine kıyasla daha yüksek değerdler aldığı sonucuna ulaşılmıştır. Çalışmanın ilerleyen kısımlarında numunelerin likit limit değerdleri için yaygın kullanımı nedeni ile Casagrande deney sonuçlarında bulunan değerdler olarak kullanılacaktır.



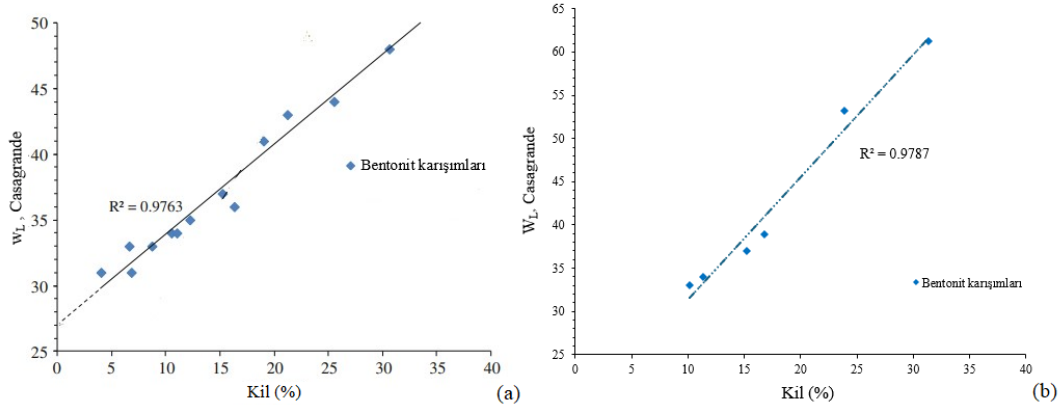
Şekil 3.11. Casagrande ve koni penetrasyon yöntemlerine göre likit limitin (a) bentonit katkısı (b) kil yüzdesi ile değışimi.

Arel ve Önalp (2012) Adapazarı siltleri üzerine yaptıkları çalışmada doğal siltli zemin numunesini yüzdürme yöntemi ile kil oranı azaltmışlar ve daha sonra belirli oranlarda bentonit ilave ederek fiziksel özelliklerini tayin etmişlerdir. Şekil 3.12(a)'da likit limitlerin düşen koni ve Casagrande deneylerine göre sonuçları bir grafik ile verilmiştir. Şekil 3.12(b)'de ise bu tez kapsamında bulunan sonuçlar ile benzer bir grafik çizilerek sonuçların tutarlı oluşunun gösterilmesi hedeflenmiştir.



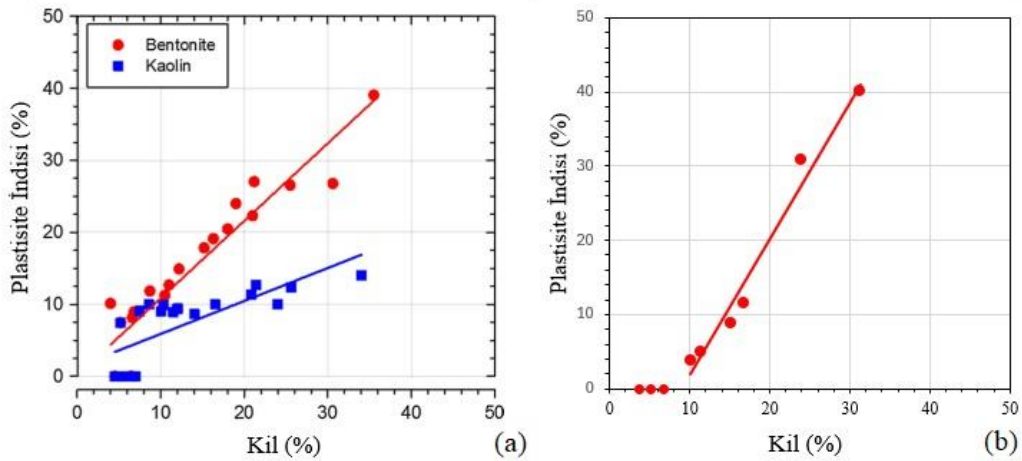
Şekil 3.12. (a) Arel ve Önalp (2012), (b) bu tez kapsamında likit limitlerin düşen koni ve Casagrande deneylerine göre karşılaştırılması.

Araştırmacılar ayrıca bentonit katkısı ile artan kil içeriğine bağlı olarak likit limitte doğrusal bir değişim olup olmadığını araştırmışlar. Bu doğrusal ilişkiyi $R^2=0.98$ olacak şekilde Şekil 3.13(a)'da grafik üzerinde göstermişlerdir.



Şekil 3.13. (a) Arel ve Önalp (2012), (b) bu tez kapsamında kil içeriği ve likit limit ilişkisi.

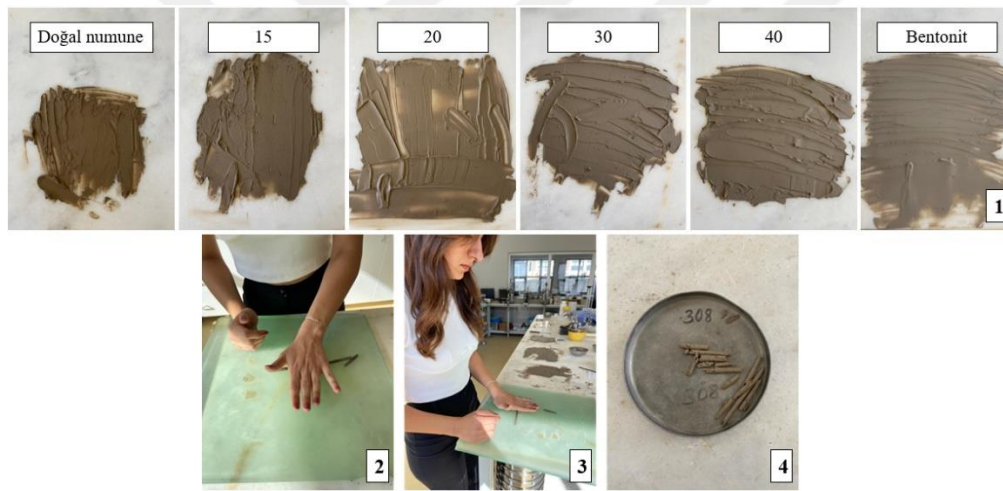
Arel ve ark. (2018) çalışması da benzer bir çalışma olarak, siltli zemine bentonit ve kaolin katkısı yapılarak indeks özellikler belirlenmiştir. Şekil 3.14(a)'da buldukları sonuçlara göre plastisite indisinin kil yüzdesi ile bir grafiği verilmiştir. Şekil 3.14(b) ise bu tezde bulunan sonuçlara ait değerlerdir. İki grafikten de anlaşılabacağı üzere Adapazarı siltinde bentonit katkısı ile elde edilen toplam kil yüzdelерinde özellikle %18'den sonra çok benzer plastisite indisleri belirlenmiştir.



Şekil 3.14. (a) Arel ve ark. (2018), (b) bu tez kapsamında kil içeriği ve plastisite indisi ilişkisi.

- **Plastik limitin tayini**

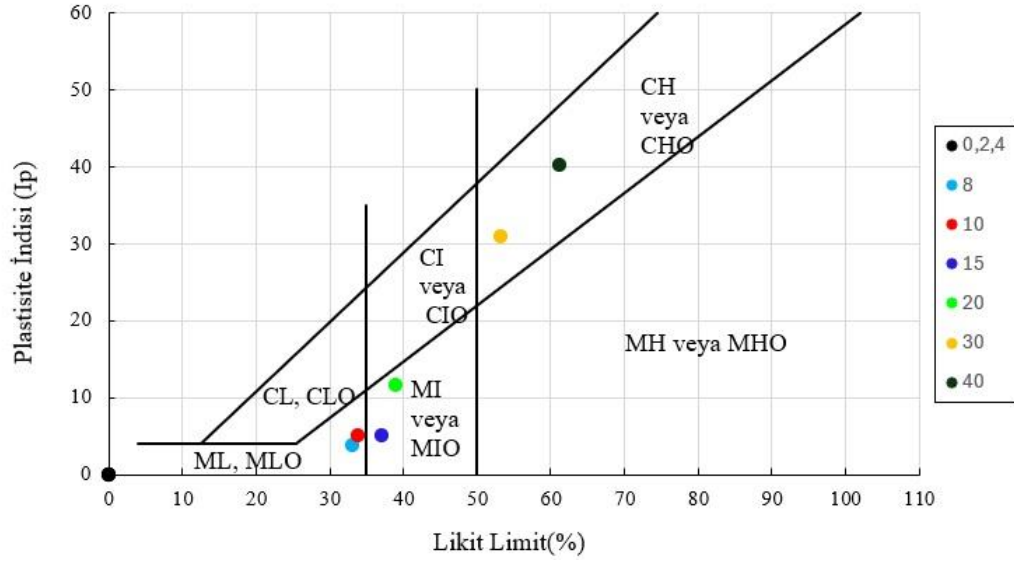
Bu deneyin amacı zeminin plastik kıvamda olduğu en düşük su muhtevasının bulunmasıdır. Bunun için likit limit deneyinde olduğu gibi damıtık su ilave edilerek homojen bir karışım haline gelmiş numune buzlu cam üzerine serilerek bir miktar kuruması beklenir (Şekil 3.15(1)). Daha sonra yeterli miktarda numune alınarak top şekli verilir ve buzlu cam üzerinde el ayasıyla 3 mm çapında bir silindir olana kadar yuvarlanır. Bu esnada numunenin üzerinde çatlamlar ve kopmalar gözlemlenmiyorsa tekrar yoğrulur ve yuvarlanır (Şekil 3.15(2,3)). Numunenin 3 mm olduğu anda çatlamlar ve kopmalar oluncaya kadar bu işleme devam edilir. Çatlama ve kopmalar gözlemlenen numuneler bir kaba alınır, ağırlıkları not edilir ve kurumaları için etüve gönderilir (Şekil 3.15(4)). Daha sonra kuru ağırlıkları da tartılarak zeminin plastik halde olduğu en düşük su muhtevası, yani plastik limit değeri bulunmuş olur.



Şekil 3.15. Plastik limit deneyinin aşamaları.

- **Numunelere Ait Zemin Sınıflarının Belirlenmesi**

Likit limit ve plastik limit değerleri belirlendikten sonra TS1500/2000'e göre karışımların zemin sınıfları Tablo 3.4'de verilmiş ve plastisite kartındaki yerleri Şekil 3.16'da gösterilmiştir. Buna göre %0, 2, 4, 8, ve 10 bentonit katkı yüzdeli karışımlar düşük plastisiteli silt (ML) sınıfına girerken %15 ve 20 bentonit katkılı numuneler orta plastisiteli silt (MI) ve %30 ve 40 bentonit katkılı numuneler ise yüksek plastisiteli kil (CH) olarak belirlenmiştir.



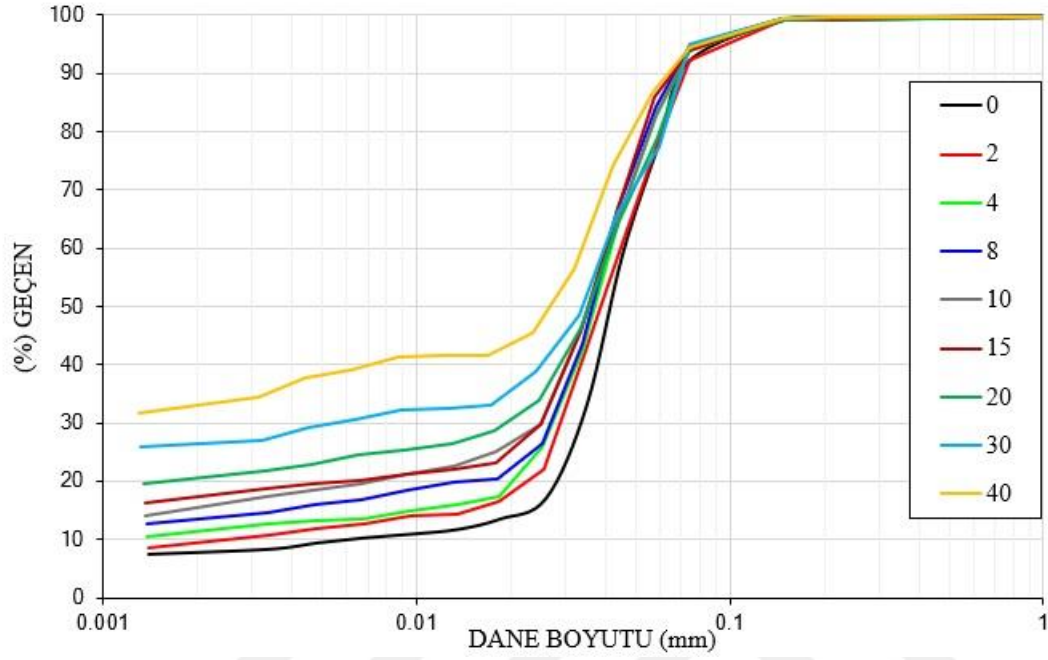
Şekil 3.16. Karışımların TS1500/2000 plastisite kartına yerleştirilmesi.

- **Dane dağılım eğrisi (Granülometre eğrisi)**

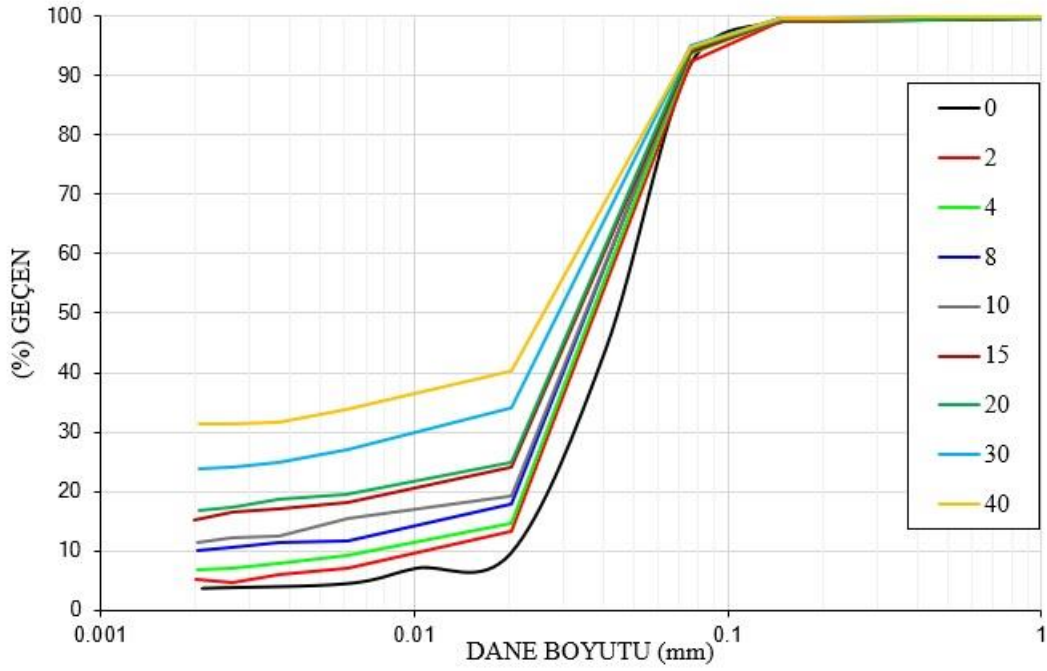
Zeminin dane dağılım eğrisini elde etmek için çakıl ve kum yüzdeleri, ayrıca silt ve kilin toplam yüzdesi yıkamalı elek analizi yöntemi ile bulunmuş olup, kil ve silt yüzdelерinin ayrı ayrı hesaplanabilmesi için hidrometre ve pipet deneyleri yapılmıştır. Tablo 3.4'te karışımlara ait kil yüzdeleri hem hidrometre hem de pipet deney sonuçlarına göre verilmiştir.

Deney numuneleri ince daneli zeminler olduğu için elek analizi hidrometre ve pipet deneylerinden sonra yıkamalı elek yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Hidrometre ve pipet deneyleri sonrası numuneler 0.075 mm gözlü elekten yikanarak silt ve kilin elek altına akıtılması sağlanır. Elek üzerinde kalan kum ve çakıl daneleri bir kaba alınır ve etüvde kuruması beklenir. Daha sonra kuru elek yöntemi ile kum ve çakıl yüzdeleri de bulunmuş olur ve dane dağılım eğrileri elde edilir. Şekil 3.17 ve Şekil 3.18'de karışımların hidrometre ve pipet deneylerine göre elde edilen dane dağılım eğrileri verilmiştir. Ayrıca Şekil 3.19'da bu iki deneye göre bulunan kil yüzdelерinin değişimi gösterilmiştir. Grafikten anlaşılacağı üzere hidrometre deneyi ile belirlenen kil yüzdesi pipet deneyinden daha yüksek çıkmıştır. Arel ve Önalp (2012) yaptıkları çalışmada hidrometre testi tarafından belirlenen kil yüzdesinin her zaman pipet testinden yaklaşık yüzde 5 daha yüksek olduğunu göstermişlerdir. Bu etkinin, hidrometrenin süspansiyona yerleştirilmesi sırasında oluşan türbülansın kaynaklandığı

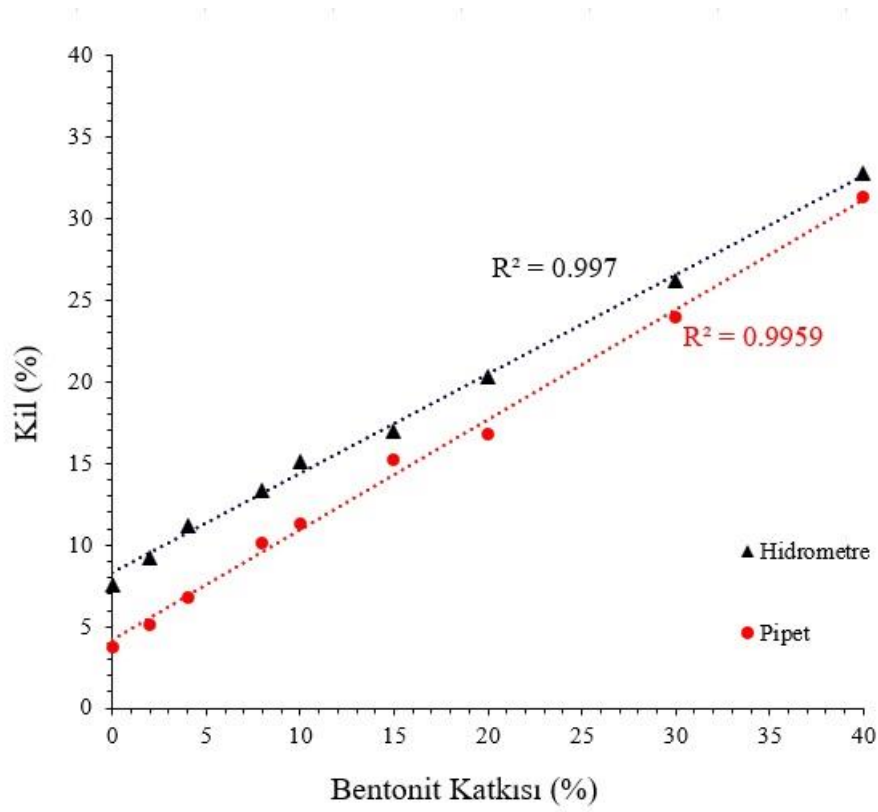
düşünülmektedir. Bu fark killer için kabul edilebilir olsa da siltler için önemlidir ve kil içeriğinin pipet testi ile ölçülmesi tavsiye edilir. Kil yüzdeleri değerlendirmelerinde pipet deney sonuçları kullanılmıştır.



Şekil 3.17. Karışımların hidrometre deneyi ile bulunan dane dağılım eğrileri.



Şekil 3.18. Karışımların pipet deneyi ile bulunan dane dağılım eğrileri.



Şekil 3.19. Hidrometre ve pipet deneyleri ile kil yüzdesinin bentonit katkısına göre değişimi.

- **Hidrometre deneyi**

Bu deney için etüvde kurutulmuş 50 gr numune (Şekil 3.20(1)) bir kaba alınır ve içerisine, içeriğindeki organik maddeleri ayrıştırmak için, 150 ml hidrojen peroksit çözeltisi eklenir. Karışım bir gün bekletildikten sonra etüvde kurutulur. Organik maddeleri ayrıştırma işleminden sonra deney sonuçlarının güvenilirliğini sağlamak amacıyla danelerin birbirine yapışmaması için sodyum heksametafosfat çözeltisi de eklenir (Şekil 3.20(2)). Bu çözeltiyle birlikte de yeterli bir süre bekletilir (Şekil 3.20(3)). Bu sürenin ardından numune mekanik karıştırıcı içerisinde karıştırılır (Şekil 3.20(4)) ve 1000 ml'lik mezüre aktarılıp kalan kısım bu seviyeye kadar su ile doldurulur. Sonrasında homojen bir süspansiyon oluncaya kadar çalkalanır. Çalkalama işleminin durdurulmasıyla eş zamanlı olarak mezür sabit sıcaklıktaki havuza konur ve hidrometre okumaları başlatılmış olunur (Şekil 3.21). 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 1440 dakikalarınca okumalar yapılır.



Şekil 3.20. Hidrometre deneyi öncesi hazırlıklar.



Şekil 3.21. Hidrometre okumalarının yapılması.

• Pipet Deneyi

Pipet deneyi için British Standard 1377 (1990) kullanılmıştır. Deney öncesi numune hazırlama işlemi hidrometre deneyinde anlatıldığı ve Şekil 3.20’de gösterildiği gibi hidrometre deneyi öncesi numune hazırlama işlemi ile aynıdır. Mekanik karıştırıcı ile karıştırılan numune 1000 ml’lik mezüre aktarılırak kalan kısmı bu seviyeye kadar damıtık su ile doldurulur. Homojen bir süspansiyon elde edilinceye kadar çalkalanan mezür kronometrenin başlatılması ile sabit sıcaklık havuzuna konur. Numune alma işlemi için çalkalama işleminin durdurulmasından itibaren geçen süre standarda göre numunelerin özgül ağırlıkları kullanılarak hesaplanmıştır. Bu sürelerde pipet aleti mezür içerisine daldırılarak Şekil 3.22’de gösterildiği üzere 10 ml numune pipet içerisinde alınır. Pipet içerisindeki numune bir kaba konularak tartılır ve daha sonra etüvde kurutulmuş ağırlığı da kaydedilir.

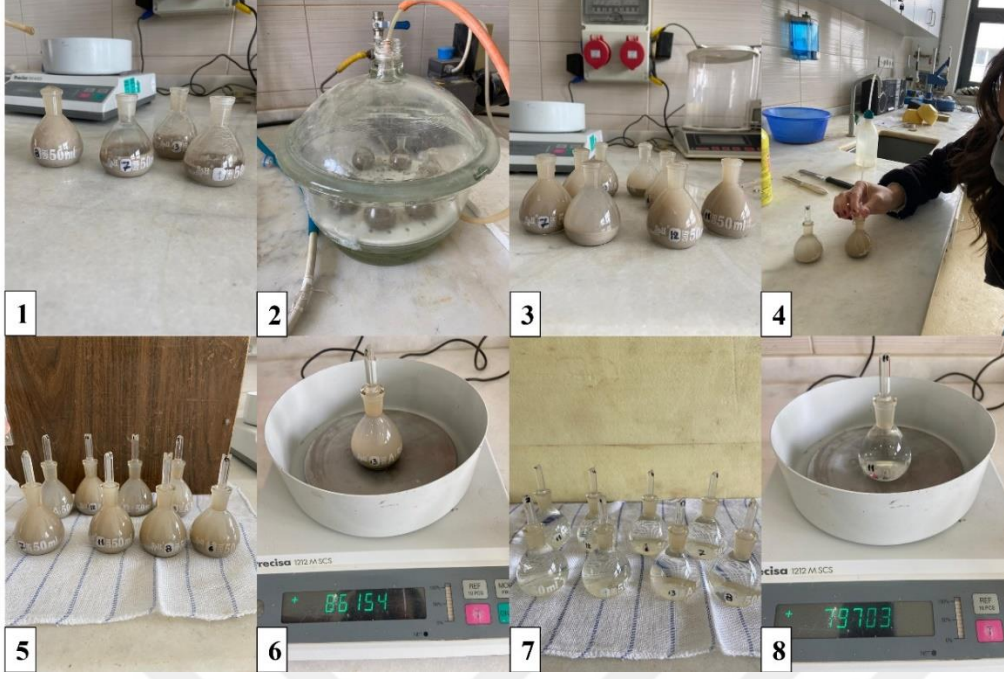


Şekil 3.22. Pipet deney aşamaları.

- **Özgül Ağırlık Tayini**

Etüvde kurutulmuş ve daha sonra soğutulmuş piknometre şişesi tartılarak ağırlığı not edilir (M_1). Yine etüvde kurutulmuş yaklaşık 10 g numune piknometre şişesine koyularak 0.001 g doğrulukla ağırlığı tartılır (M_2). Piknometre şişesi içerisindeki numuneyi ancak örtecek şekilde damıtılmış su piset yardımı ile aktarılır (Şekil 3.23(1)). Şişenin kapağı açık bir şekilde vakum desikatöründe hava kabarcıkları sönmümleninceye kadar bekletilir (Şekil 3.23(2)). Desikatörden çıkarılan piknometre şişesinin kalan tüm hacmi de havası alınmış damıtık su ile doldurulur ve tekrar ağırlığı kaydedilir (M_3) (Şekil 3.23(3,4,5,6)). Piknometre şişesinin içerisindeki malzeme boşaltılır, yıkanır ve havası alınmış damıtık su ile doldurularak şişe ve su ağırlığı kaydedilir (Şekil 3.23(7,8)) (M_4). Aynı zemin numunesi için bu işlem en az iki kere tekrar edilerek denklem 3.1'e göre özgül ağırlık tayin edilmiş olunur.

$$GS = \frac{(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1) - (M_3 - M_2)} \quad (3.1)$$

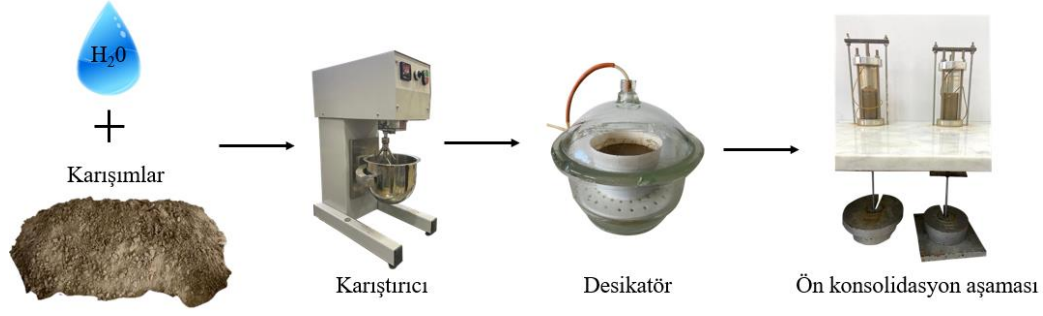


Şekil 3.23. Özgöl ağırlık tayini deney aşamaları.

4. DRENAJSIZ- KONSOLİDASYONSUZ ÜÇ EKSENLİ (UU) TEST

4.1 Test Numunelerin Hazırlanması

Özdeş numunelerin hazırlanması test sonuçlarının güvenilirliği için de esastır. Bu bağlamda numune hazırlama yönteminin özdeş numuneler elde edilmesindeki etkisi büyüktür. Laboratuvarıda yeniden hazırlanmış numuneler elde edilirken kontrol edilen ana parametreler su içeriği, yoğunluk veya boşluk oranıdır. Literatürde, başlangıç ve arzu edilen zemin parametrelerine bağlı olarak çeşitli numune hazırlama teknikleri sunulmuştur. Üç eksenli kesme deneyleri için tercih edilen numune hazırlama yöntemleri: Islak tokmaklama, kuru yağmurlama, suda yağmurlama, bulamaç (slurry) olarak özetlenebilir. Islak tokmaklama yöntemi ile numune hazırlamada, zemin daneleri arasındaki su emme kuvvetleri, ince daneli (siltli) zeminlerde diğer zeminlere oranla daha büyüktür ve doyurma işlemi sırasında daneler arasındaki su emme kuvvetlerinin ortadan kalkması nedeniyle numuneler büyük deformasyonlara uğrayabilecek kadar gevşek bir duruma gelebilirler (Casagrande, 1976; Chang ve ark., 1982). Kuru ve suda yağmurlama tekniklerinin dezavantajı ise daneler arası segregasyona yol açmaktır. Yağmurlama teknikleriyle ilişkili segregasyon problemlerinden (Kuerbis ve Vaid, 1988) kaçınmak ve homojen numuneler oluşturmak için literatür bulamaç (slurry) konsolidasyonu yöntemi ile numune hazırlanmasını önermiştir (Arel ve Önalp, 2012). Bu tez çalışmasında literatür araştırmalarının sonucunda numune hazırlama yöntemlerinden bulamaç (slurry) ile numune hazırlama metodu seçilmiştir. Şekil 4.1’de aşamaları gösterilen bulamaç yönteminde, 9 farklı karışımın her biri için kuru numuneye likit limit değerinin 1.5 katı kadar su eklenerek bir bulamaç haline getirilmiştir. Homojenliğin sağlanması amacıyla karıştırıcı yardımıyla karıştırılan bulamaç, desikatörde bir süre bekletilerek karışım içindeki havanın vakum ile alınması sağlanmıştır.



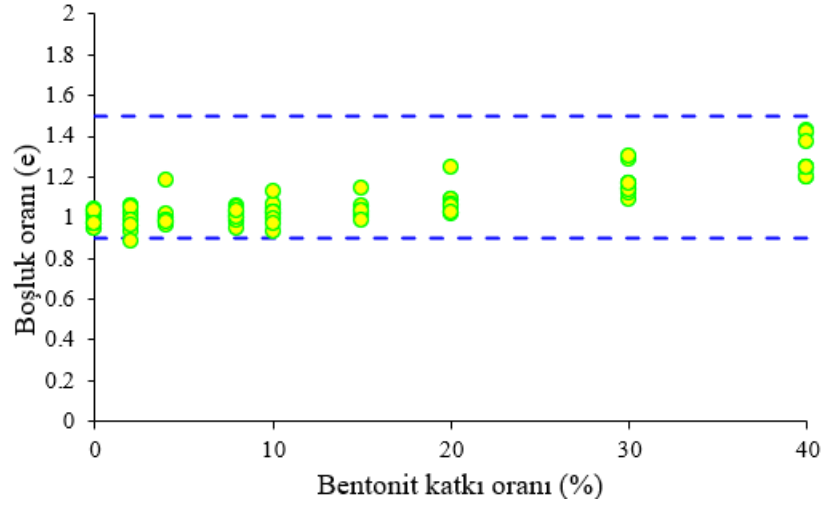
Şekil 4.1. Bulamaç ile numune hazırlama ve ön konsolidasyon aşamaları.

Hazırlanan bulamaç numunesi Şekil 4.2’de görüldüğü üzere bir plexiglass tüpünün içine yerleştirilerek UU deneyleri öncesi arazideki durumu yansıtması amacıyla 50, 100, 150 kPa olmak üzere 3 farklı ön konsolidasyon basıncına tabi tutulmuştur.



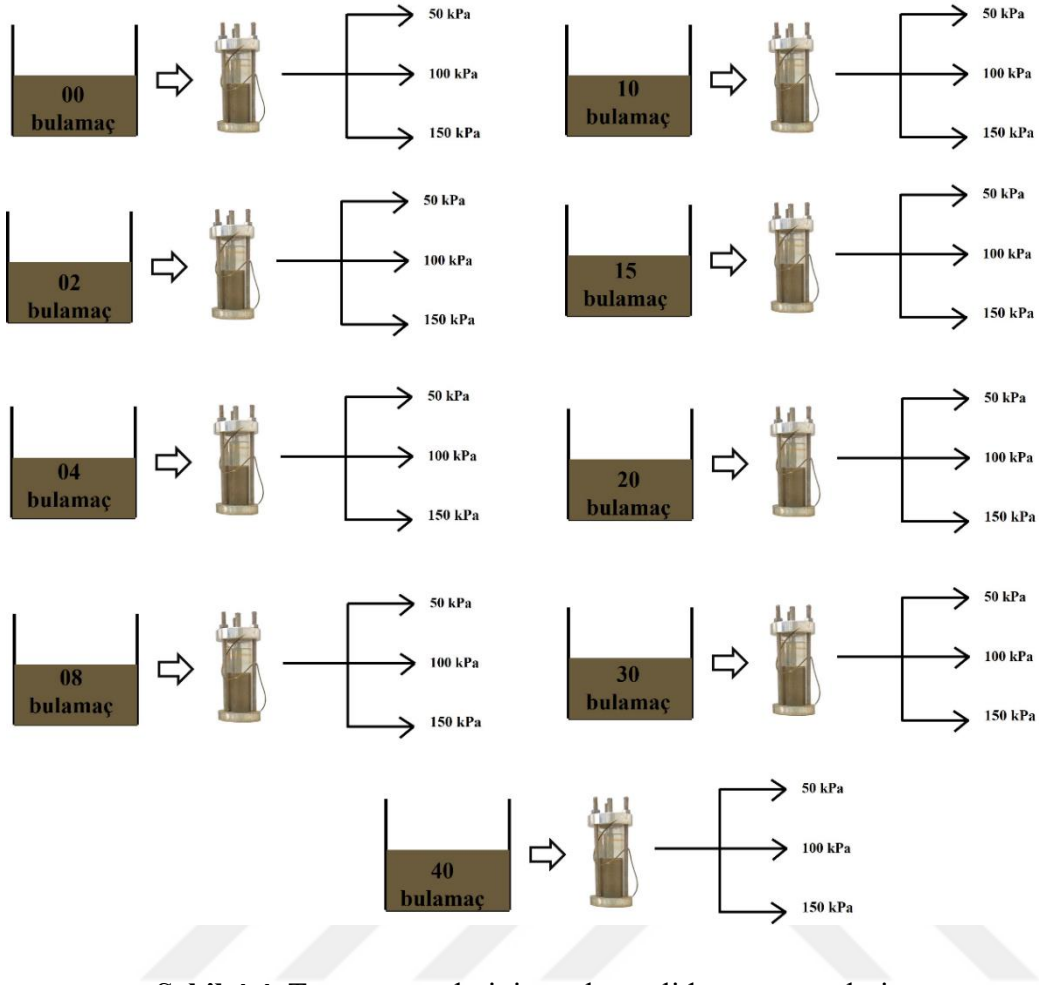
Şekil 4.2. Bulamaç numunesinin plexiglass tüpüne yerleştirilmesi.

Şekil 4.3’de bulamaç (slurry) yöntemi ile hazırlanan numunelerin bentonit katkı oranları ile boşluk oranları arasındaki ilişki verilmiştir. Buradan artan bentonit kili yüzdesine karşın boşluk oranlarında önemli bir değişiklik olmadığı, boşluk oranının genellikle 0.9-1.5 gibi dar bir aralıkta kaldığı anlaşılmaktadır. Bu durumun bulamaç (slurry) yöntemi ile hazırlanacak yapay numunelerin başlangıç koşullarının benzer olmasının sağlanacağına bir göstergesi olduğu düşünülmektedir. Ayrıca bu yöntemin fluvial kökenli bir zemin numunesinin doğadaki çökelme ortamına benzer koşulları sunduğunu söylemek yanlış olmayacaktır.



Şekil 4.3. Numunelerin bentonit katkı oranı (%) ve boşluk oranı (e) ilişkisi.

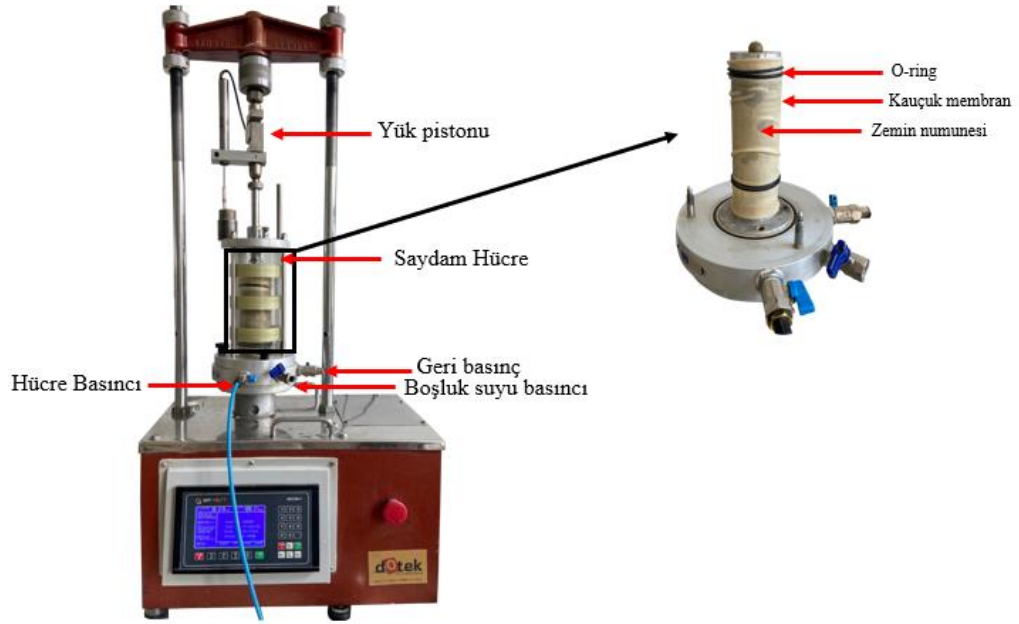
UU deneyinde test edilecek tüm numunelerin ön konsolidasyon süreçleri Şekil 4.4’de özet olarak sunulmuştur. Her bir ön konsolidasyon basıncı için ise 3 ayrı numune hazırlanmıştır. Sonuçta drenajsız-konsolidasyonsuz üç eksenli deney aletinde test edilecek 9 farklı karışım için 3 farklı ön konsolidasyon basıncı ve her ön konsolidasyon basıncı için 3 adet numune, yani toplamda 81 adet test numunesi hazırlanmıştır.



Şekil 4.4. Test numunelerinin ön konsolidasyon süreçleri.

4.2 Drenajsız-Konsolidasyonsuz Üç Eksenli Deney (UU) Süreci

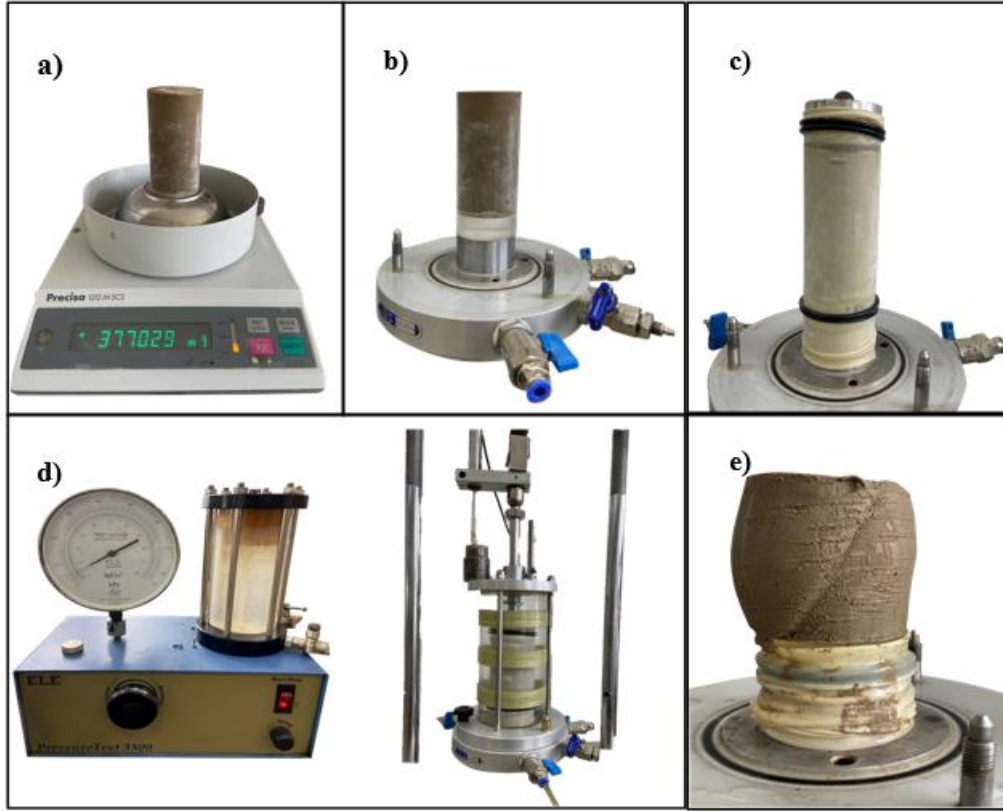
Bulamaç (slurry) metodu ile hazırlanan ve ön konsolidasyon işlemlerini tamamlamış 81 adet numune Şekil 4.5’de gösterilen drenajsız- konsolidasyonsuz (UU) üç eksenli deney düzeneğinde test edilmiştir.



Şekil 4.5. Drenajsız-konsolidasyonsuz üç eksenli deney düzeneği.

Şekil 4.6 UU test aşamasının bir özeti olarak sunulmuştur. Ön hazırlıkları tamamlanan numune su muhtevasının bulunması amacı ile deney öncesi ve sonrası tartılır (Şekil 4.6(a)). Şekil 4.6(b,c)'de gösterildiği gibi üç eksenli hücre tabanına yerleştirilen numuneye kauçuk membran geçirilerek numunenin üzerine yükleme başlığı yerleştirilir ve o-halkaları ile membran sabitlenir. Numune deney düzeneğine dikkatlice yerleştirildikten sonra etrafına saydam hücre geçirilir ve hücre damıtık su ile doldurulur. Bu çalışma kapsamında numune hazırlama yönteminde de belirtildiği gibi numuneler 50,100 ve 150 kPa ön konsolidasyon basınçlarına tabi tutulmuştur. 3 farklı ön konsolidasyon basınç değeri için farklı hücre basınçlarında deneylerin yürütülmesine karar verilmiştir. Bu kapsamda 50 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip her bir karışım için 50, 100, 150 kPa çevre basınçlarında yürütülen 3 ayrı UU testi gerçekleştirilmiştir. 100 kPa ön konsolidasyon basıncında bu değerler 100,200,300 kPa çevre basıncı olarak seçilmiştir. 150 kPa ön konsolidasyona sahip karışımlar için ise çevre basıncı değerleri 150, 300, 450 kPa olarak uygulanmıştır. Uygulanan çevre basınçları altında yük pistonu vasıtasıyla eksenel yük uygulanarak hücrenin yenilmesi sağlanmıştır (Şekil 4.6(e)). Yükleme hızı 0.8 mm/dk olarak belirlenmiştir. Deney hızı drenajsız deneylerde önem arz etmediği için yaygın kullanılan bir deney hızı seçilmiştir. TS 1900-2 (2006)'da tavsiye edildiği gibi yüklemeye %20 deformasyon değeri elde edilinceye kadar devam edilerek yüke karşılık deformasyon değerleri not edilmiş ve bu değere ulaşıldığında test

durdurulmuştur. Numune hazırlama veya test sürecindeki hatalardan kaynaklanabilecek durumlardan dolayı özellikle bentonit içeriği düşük siltli numunelerde gerçekleştirilen testlerin hemen hemen hepsi ikinci kez tekrarlanmıştır. UU deneyi uygulanmış test numuneleri Şekil 4.7’de gösterilmiştir.



Şekil 4.5. UU test sürecinin özetlenmesi.



Şekil 4.6. UU deneyi gerçekleştirilen test numuneleri.

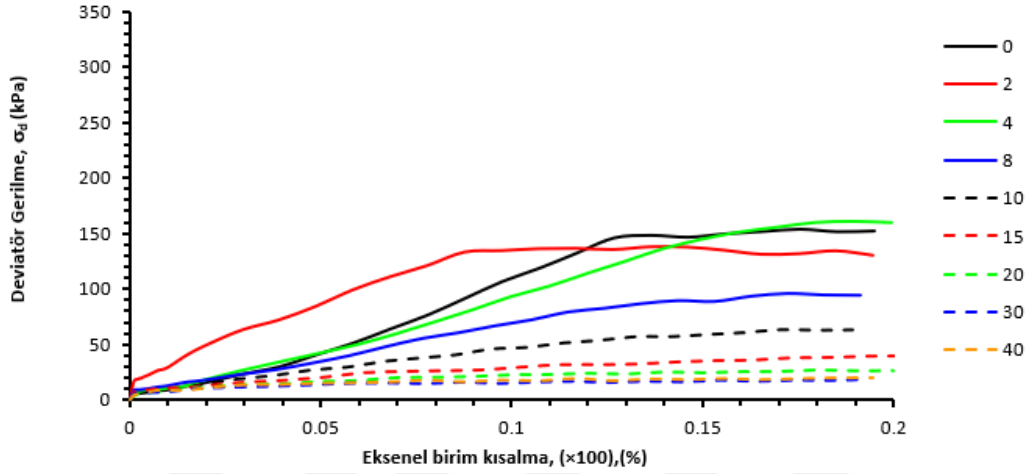
5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRMESİ

Çalışmanın bu bölümünde karışımların konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli deney sonuçları verilecektir. Bölüm 4’de anlatıldığı üzere öncelikle kil içeriği %10.11 olan doğal siltli Adapazarı numunesinin kil oranı çöktürme işlemi ile birlikte %3.7’e düşürülmüştür. Sonuçta elde edilen kili azaltılmış numune, çalışma kapsamında ‘sıfır numunesi’ olarak isimlendirilmiştir. Daha sonra sıfır numunesine farklı oranlarda bentonit kili karıştırılması ile 9 farklı zemin numunesi elde edilmiştir. Bu 9 farklı zeminden bulamaç yöntemi ile deney numuneleri hazırlanmış ve 50, 100 ve 150 kPa olmak üzere 3 ayrı ön konsolidasyon basıncında konsolide edilmiştir. Konsolidasyonları tamamlanan farklı kil yüzdelere sahip ince daneli numuneler üç eksenli cihazda UU testine tabii tutulmuştur. Deney sonuçlarından ulaşılmaması istenen temel hedef ince daneli zeminlerde kil oranının drenajsız kayma direncini nasıl etkileyeceğini bulmaktır. Bu etkiyi incelemek için deney numuneleri farklı ön konsolidasyon ve çevre basınçlarında test edilmiştir. Farklı ön konsolidasyon basınçlarına tabii tutulan numunelerde, arazide farklı derinliklerde zeminin kayma direncinin nasıl değişebileceği gözlemlenmek istenmiştir. Çalışma sonuçlarından ulaşılmaması istenen bir diğer bulgu ise, literatürde geçiş malzemeleri olarak tanımlanan, yani fiziksel özelliklerine bağlı olarak kum-benzeri veya kil-benzeri olarak davranabilen siltlerin hangi kil içeriği değerinden önce ve sonra bu iki farklı davranışı göstereceği sınırı bulmaktır.

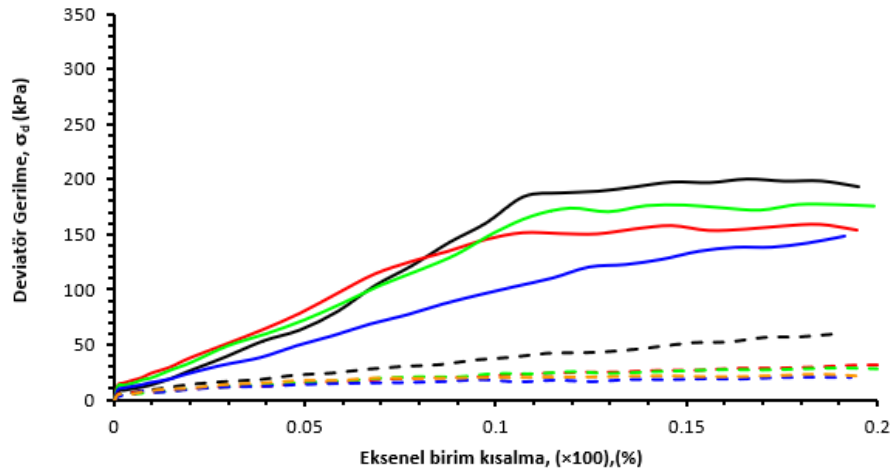
5.1 50 kPa Ön Konsolidasyon Basıncına Sahip Numuneler İçin Kil İçeriği İle Kayma Direnci İlişkisi

Elde edilen karışımlar 50 kPa ön konsolidasyon basıncında konsolide edildikten sonra 50, 100 ve 150 kPa çevre basınçlarında yapılan konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli deneyleri fiziksel özelliklerine göre değerlendirilmiştir. Deney sonuçları, minimum ve maksimum asal gerilmelerin işaretlenmesi sonucunda elde edilen Mohr dairelerini, yenilme zarflarını ve gerilme-deformasyon eğrilerini içerir. Şekil 5.1, Şekil 5.2 ve Şekil 5.3’te tüm 50 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip numuneler için UU deneyleri sonucunda elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri çevre basıncı 50,100 ve

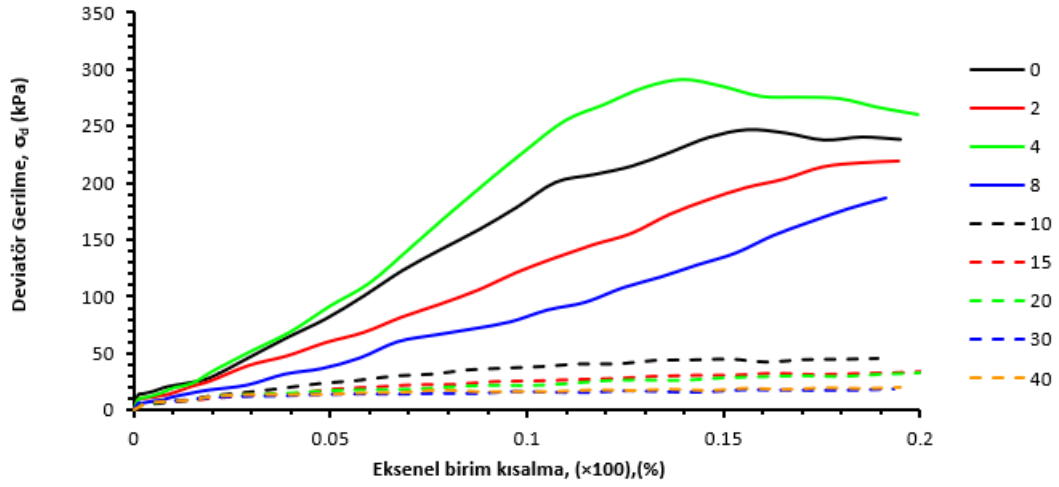
150 kPa olmak üzere verilmiştir. Eğrilerden görülebileceği gibi, silt numuneleri bir tepe noktası göstermekte ve gerinim yumuşama davranışı sergilemektedir. Killi numuneler ise daha sünek davranmakta ve akma sonrası σ - ε eğrileri yatay olarak devam etmektedir.



Şekil 5.1. 50 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 50$ kPa).



Şekil 5.2. 100 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 50$ kPa).

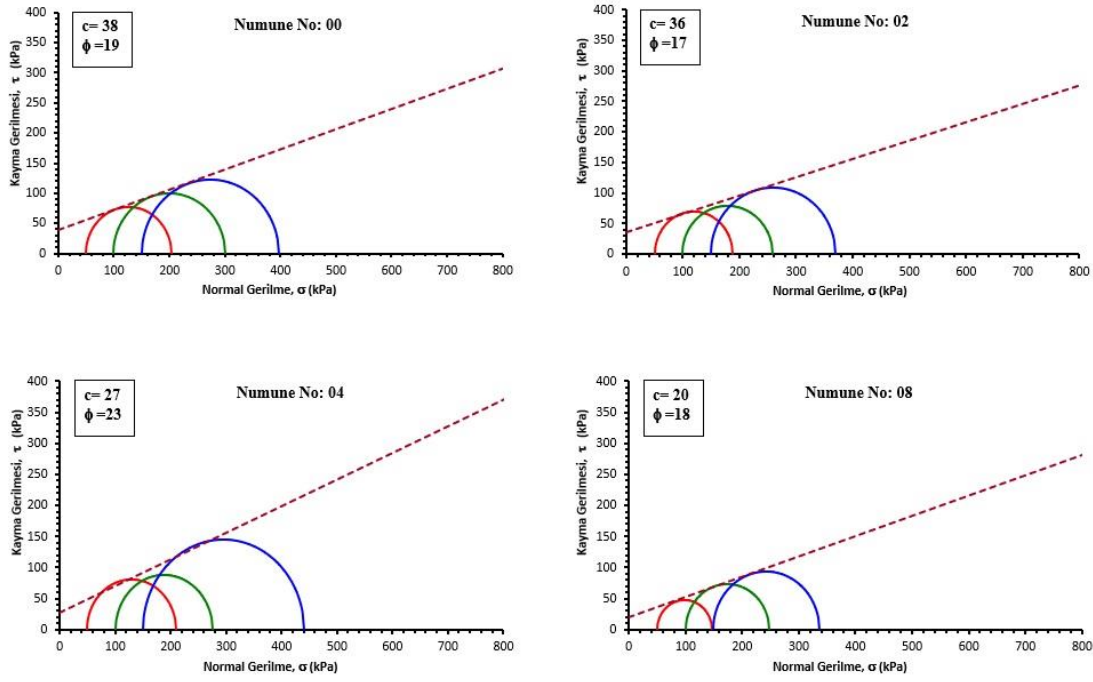


Şekil 5.3. 150 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 50$ kPa).

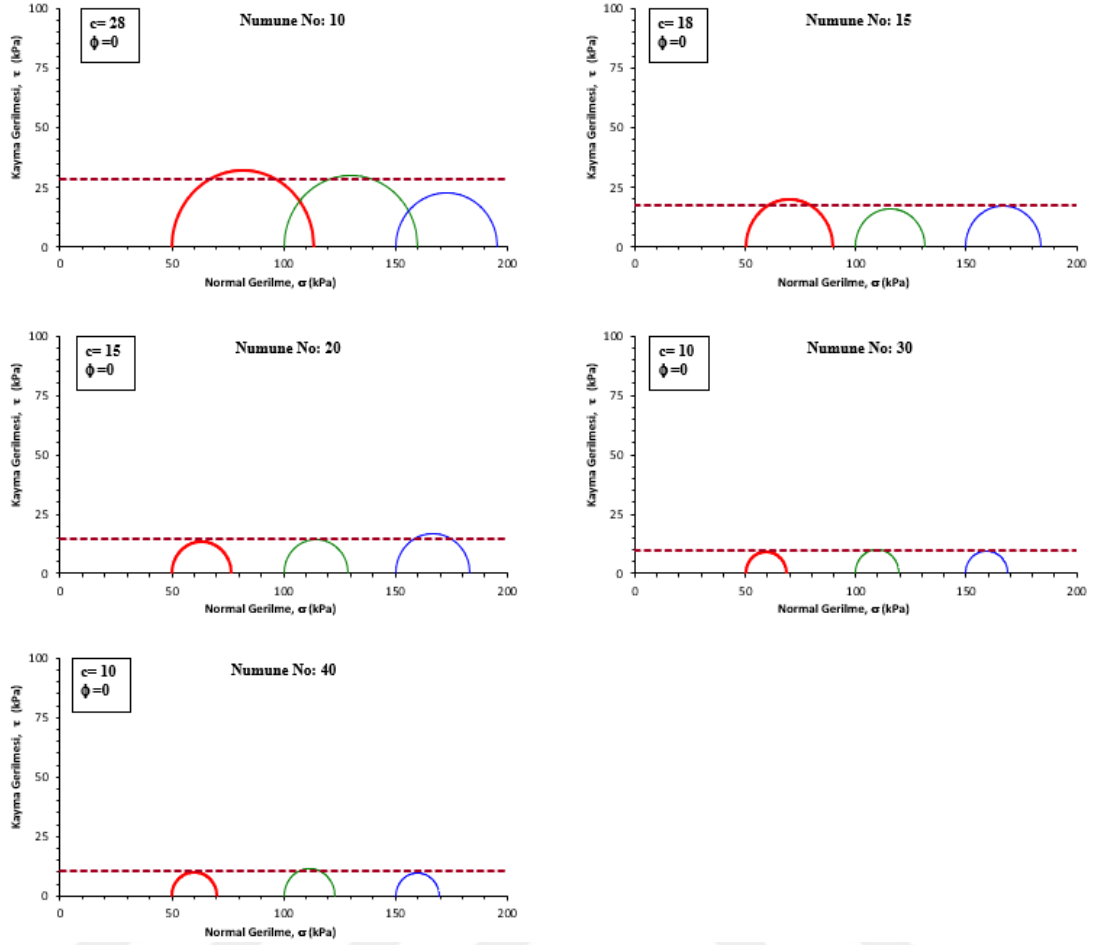
Şekil 5.4'de ise tüm 50 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip zeminler için UU deneyleri sonucunda elde edilen Mohr daireleri ve yenilme zarfları verilmektedir. Mohr daireleri arasındaki ilişki ele alındığında davranışsal farklılık dikkat çekici bir özellik olarak ortaya çıkmaktadır.

Bentonit içeriği %10 ve toplam kil içeriği pipet deneyi sonucuna göre %11.3'den az olan numuneler için, hacim değişikliğine izin verilmeyen üç eksenli UU testte içsel sürtünme açısı ortaya çıkmıştır. Bu normalde UU test için beklenmeyen bir durumdur. Kil danelerinin etkin rol oynamadığı bu sınır değerinden önce siltli zeminin sürtünme davranışı gözlenmiştir. Daha önce de belirtildiği gibi kayma direnci açısının varlığı siltlerin kabarma özelliğinden kaynaklanmaktadır. Çoğunluğu kuvarstan oluşan silt taneleri kesme sırasında genişler. Siltli numuneler üzerinde yapılan UU testleri bu dilatasyon etkisinden dolayı farklı sonuçlar verebilmektedir (Arel ve Önalp 2012). Kabarma sonucu ortaya çıkan kavite nedeniyle doygunluk derecesi azalır. Doymunluk %100'ün altına düştüğü için siltler için $\phi=0$ koşulu uygulanamaz hale gelir ve sıfırdan büyük kayma direnci açısı ölçülür (Bishop ve Eldin, 1950; Nash 1953; Penman, 1953). Kil numunelerinde böyle bir kabarma oluşmayacağı için deneyin özel durumu korunmuş olup, kayma direnci açısı da oluşmamıştır. Bu özellik sayesinde bu çalışmadaki silt ve kil davranışı arasındaki ayırım daha net bir şekilde tanımlanabilmektedir.

Karışımlarda %10 bentonit içeriği de dahil olmak üzere daha yüksek bentonit katkılı numunelerin Mohr dairelerinin büyüklükleri birbirine yakın görünmektedir, dolayısıyla yataya yakın bir yenilme zarfı oluşumu dikkat çekmektedir. Tüm bu veriler, sırasıyla pipet ve hidrometre testlerine göre kilin %11.3 ve %15.1'ine karşılık gelen %10 bentonit içeriğinde, siltlerin kum benzerden kile benzer davranışa geçişini gösterebilir.



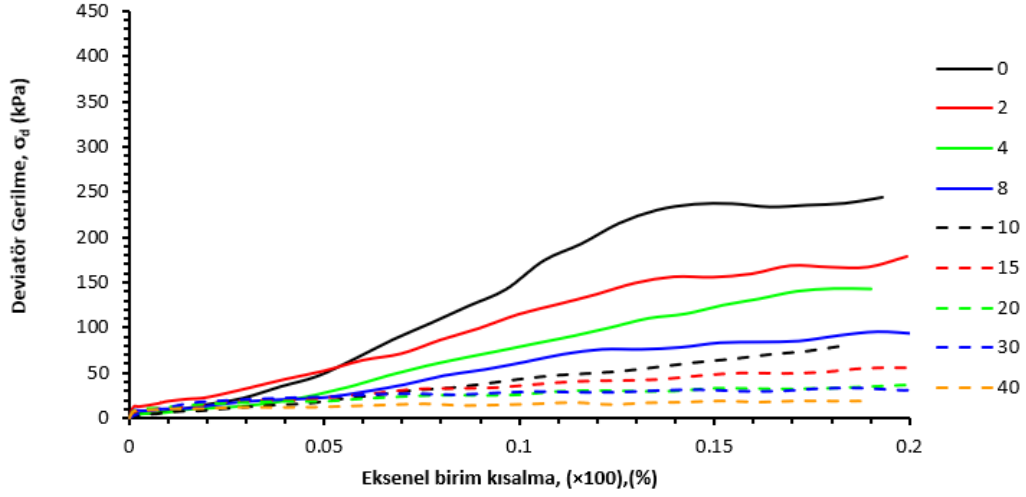
Şekil 5.4. Tüm karışımlara ait mohr daireleri ve yenilme zarfları ($\sigma_c = 50$ kPa).



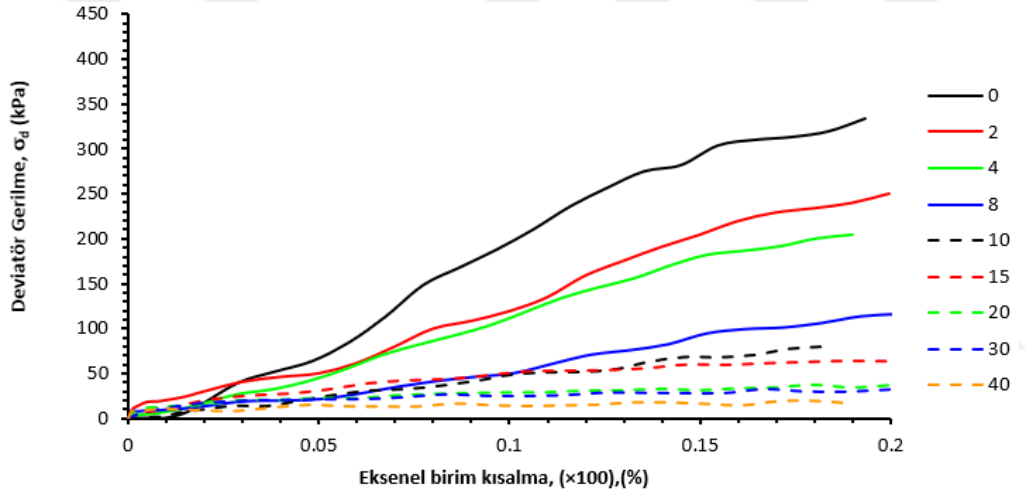
Şekil 5.4. Tüm karışımlara ait mohr daireleri ve yenilme zarfları ($\sigma_c = 50$ kPa) (Devamı).

5.2. 100 kPa Ön Konsolidasyon Basıncına Sahip Numuneler İçin Kil İçeriği İle Kayma Direnci İlişkisi

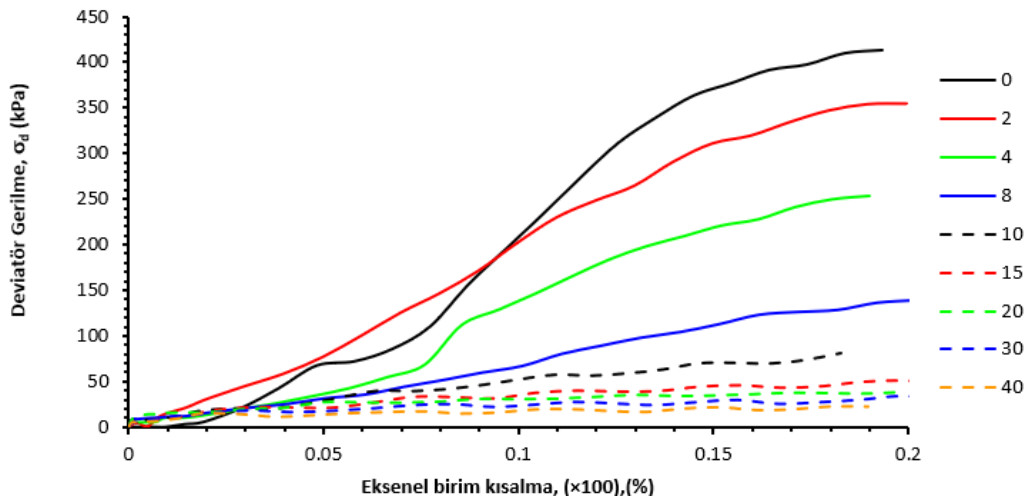
Şekil 5.5, Şekil 5.6 ve Şekil 5.7’te tüm 100 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip zeminler için UU deneyleri sonucunda elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri çevre basıncı 100, 200 ve 300 kPa olmak üzere verilmiştir. 50 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip numunelerde olduğu gibi silt numuneleri bir tepe noktası göstermekte ve gerinim yumuşama davranışı sergilemektedir. Killi numuneler ise daha sünek davranmakta ve akma sonrası σ - ε eğrileri yatay olarak devam etmektedir.



Şekil 5.5. 100 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 100$ kPa).

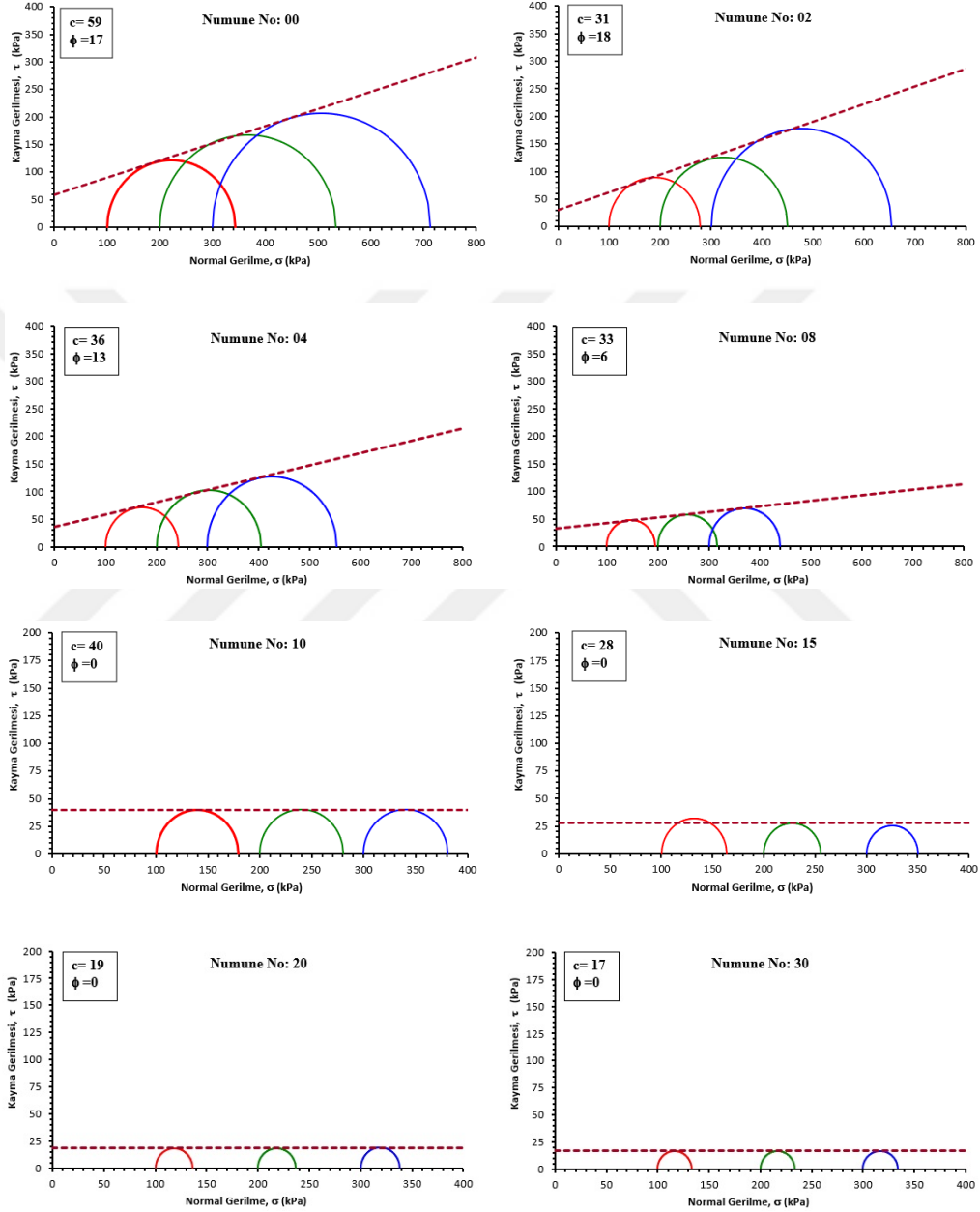


Şekil 5.6. 200 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 100$ kPa).

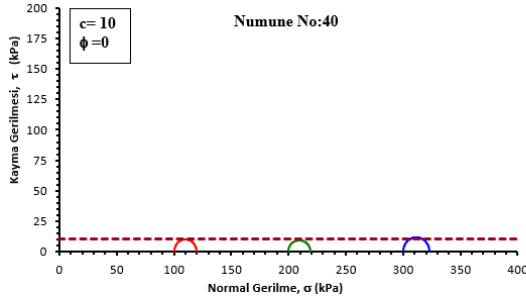


Şekil 5.7. 300 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 100$ kPa).

Şekil 5.8'de ise tüm 100 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip zeminler için UU deneyleri sonucunda elde edilen Mohr daireleri ve yenilme zarfları verilmektedir. Mohr daireleri ve elde edilen yenilme zarfları kil davranışının, sırasıyla pipet ve hidrometre testlerine göre %11.9 ve %16.6 kil içerikli (%10 bentonit katkılı) numuneden sonra başladığını göstermektedir.



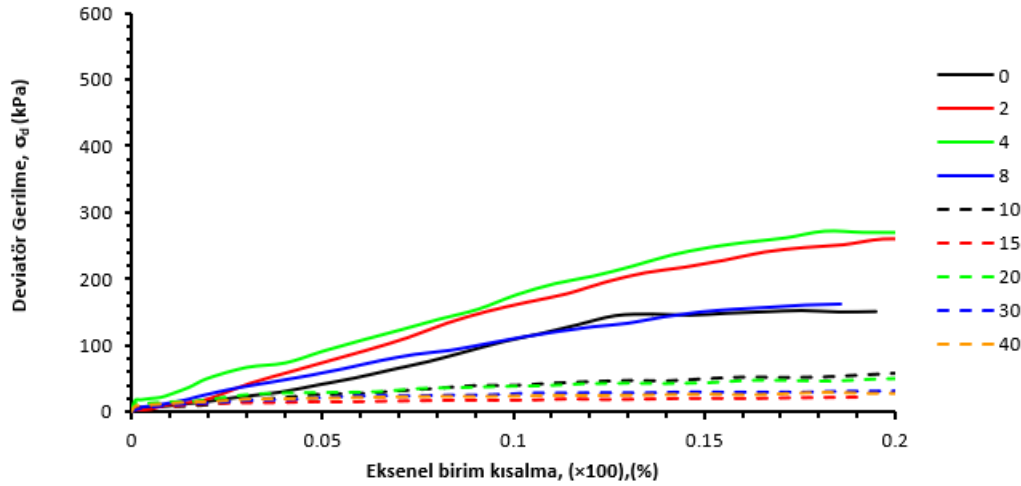
Şekil 5.8. Tüm karışımlara ait (a) mohr daireleri ve (b) yenilme zarfları ($\sigma_c = 100$ kPa).



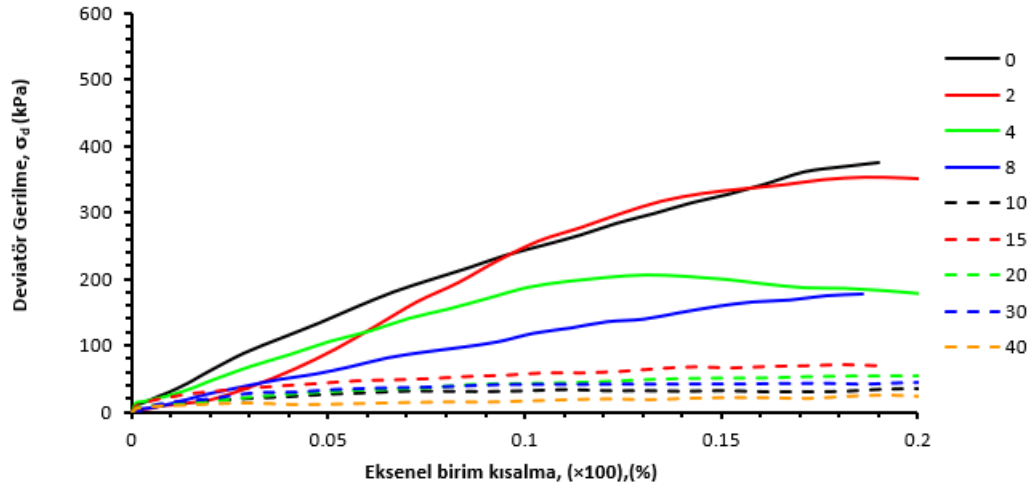
Şekil 5.8. Tüm karışımlara ait (a) mohr daireleri ve (b) yenilme zarfları ($\sigma_c = 100$ kPa) (Devamı).

5.3 150 kPa Ön Konsolidasyon Basıncına Sahip Numuneler İçin Kil İçeriği İle Kayma Direnci İlişkisi

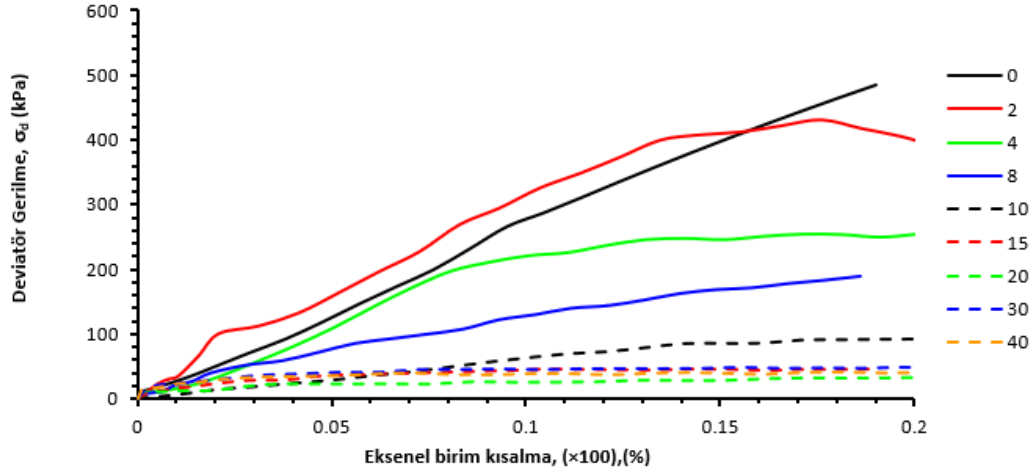
Şekil 5.9, Şekil 5.10 ve Şekil 5.11’de tüm 150 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip zeminler için UU deneyleri sonucunda elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri çevre basıncı 150, 300 ve 450 kPa olmak üzere verilmiştir. 50 ve 100 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip numunelerde olduğu gibi silt numuneleri bir tepe noktası göstermekte ve gerinim yumuşama davranışı sergilemektedir. Killi numuneler ise daha sünek davranmakta ve akma sonrası σ - ϵ eğrileri yatay olarak devam etmektedir.



Şekil 5.9. 150 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 150$ kPa).

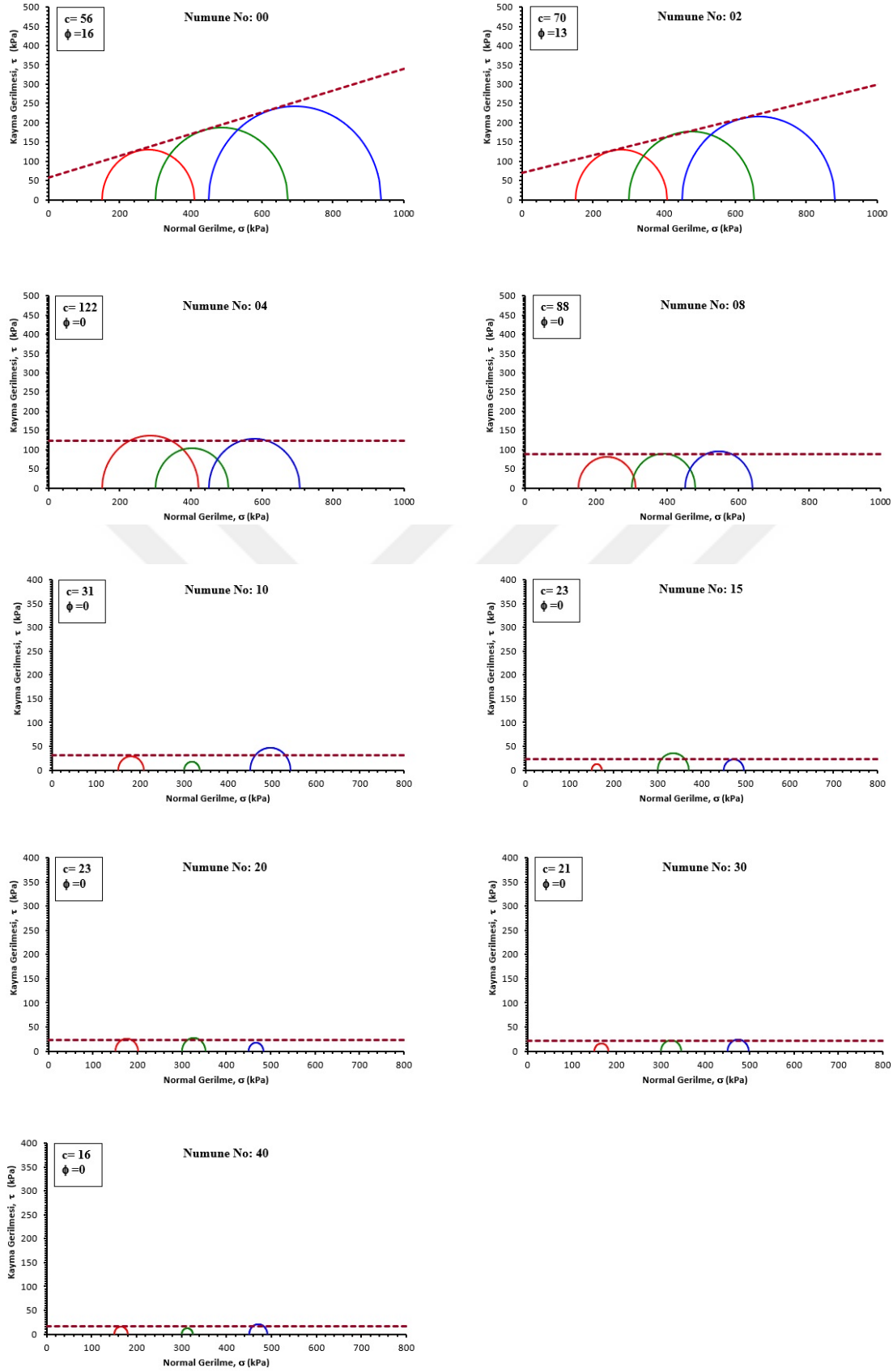


Şekil 5.10. 300 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 150$ kPa).



Şekil 5.11. 450 kPa çevre basıncı için gerilme-deformasyon eğrisi ($\sigma_c = 150$ kPa).

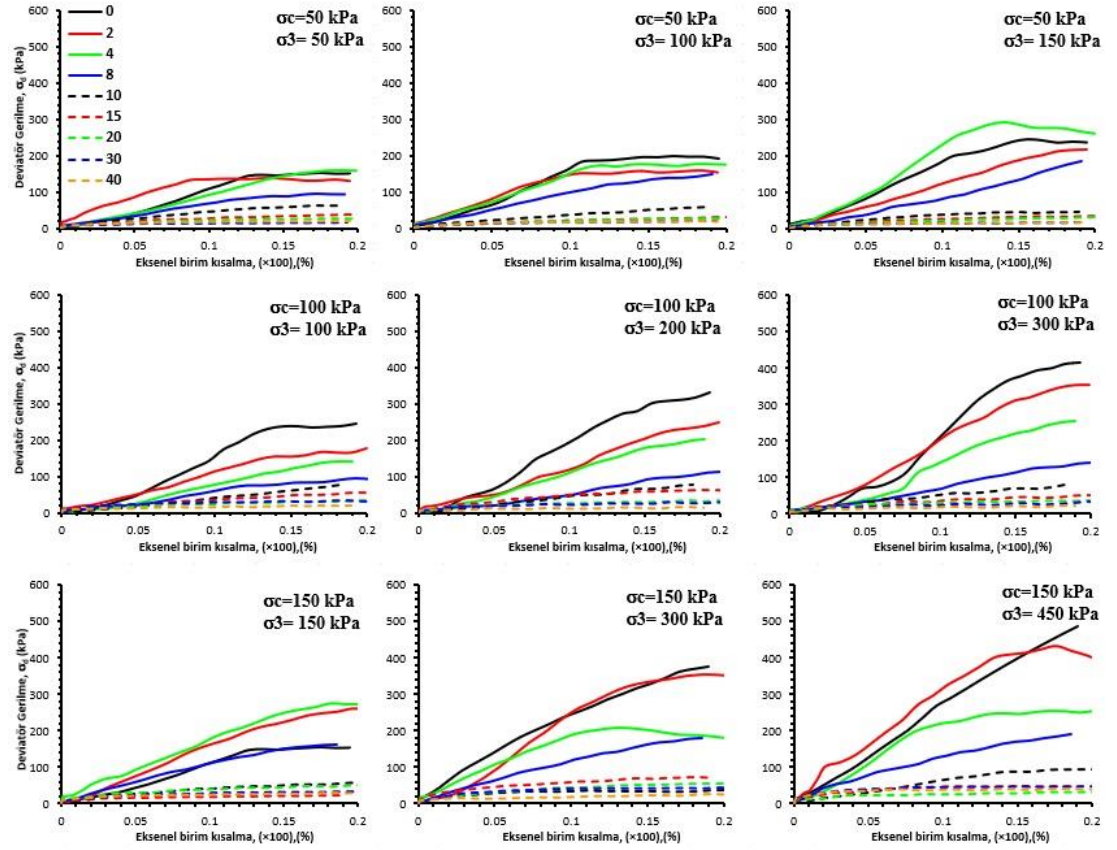
Şekil 5.12'de ise tüm 150 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip zeminler için UU deneyleri sonucunda elde edilen Mohr daireleri ve yenilme zarfları verilmektedir. Siltlerde meydana gelen kavitasyonun artan çevre basınçlarıyla azaltılabileceği belirtilmiş ve daha yüksek çevre basınçlarında yenilme zarfının yatay olma eğiliminde olacağı Fredlund ve Rahardjo (1993) tarafından da rapor edilmiştir. Mohr daireleri ve elde edilen yenilme zarfları kil davranışının 50 ve 100 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip numunelerden farklı olarak, sırasıyla pipet ve hidrometre testlerine göre %6.74 ve %11.21 kil içerikli (%4 bentonit katkılı) numuneden sonra başladığı ve artan çevre basıncının kavitasyon durumunun oluşmasını önlediği görülmüştür.



Şekil 5.12. Tüm karışımlara ait mohr daireleri ve yenilme zarfları ($\sigma_c = 150$ kPa).

5.4 Tüm Deney Numunelerinin Ön Konsolidasyon Ve Çevre Basınçları Basınçlarına Göre Karşılaştırılması

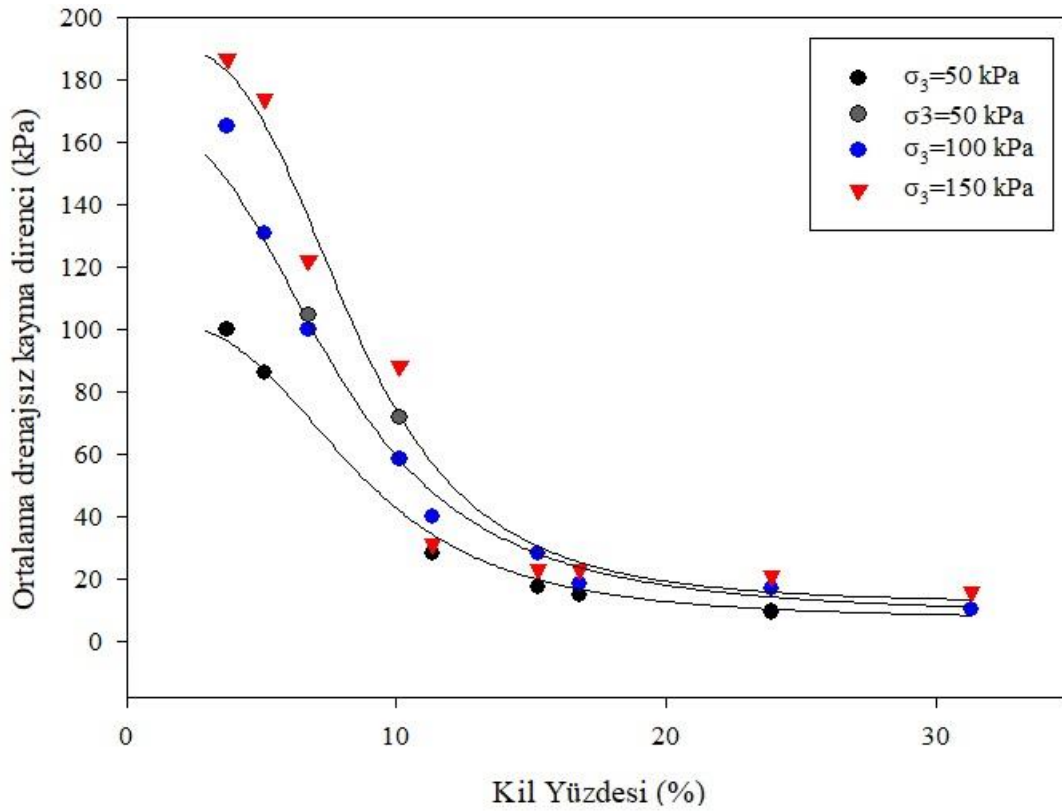
Şekil 5.13’de bu tez kapsamında yapılan UU deney sonuçlarına göre gerilme-deformasyon eğrileri karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Karşılaştırma sonuçlarına göre aynı ön konsolidasyon basıncı altında, çevre basıncındaki artış numunelerin daha gevrek davranmasına neden olmuştur. Ayrıca ön konsolidasyondaki artış, siltlerin maksimum mukavemetini daha belirgin hale getirmiştir. Ancak ne numune hazırlanırken uygulanan ön konsolidasyon basıncı ne de deney sırasındaki çevre basıncı kil gibi davranış gösteren örneklerin deformasyon eğrilerinde belirgin bir değişime yol açmamıştır.



Şekil 5.13. Farklı ön konsolidasyon ve çevre basınçları altında gerilme-deformasyon eğrileri.

Şekil 5.14’ de kil yüzdesinin ortalama drenajsız kayma direnci üzerindeki etkisi (σ_c) 100, 150 ve 50 kPa ön konsolidasyon basınçları için aynı grafik üzerinde karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Hesaplanan ortalama drenajsız kayma direnci

değerlerinin artan kil oranına bağlı olarak tüm ön konsolidasyon değerlerinde üstel bir ilişki ile azaldığı anlaşılmıştır. Ayrıca aynı kil oranına sahip farklı ön konsolidasyon değerindeki numunelere bakıldığında, ön konsolidasyon basıncının artışı özellikle kum benzeri olarak tanımlayabileceğimiz %11.32 sınır kil oranına sahip numunelere kadar kayma direncini artırıcı bir etkiye sahip olmuştur. %11.32 kil oranından sonra ‘kil benzeri’ davranış gösteren numunelerde ise ön konsolidasyon basıncının belirgin bir etkisi olmadığı görülmüştür.



Şekil 5.14. Kil yüzdesinin kayma direnci açısı ve kayma direncine etkisi ($\sigma_c = 50, 100$ ve 150 kPa).

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Birçok stabilite probleminin çözümünde zeminlerin kayma direnci parametrelerinin kullanılması gerekmektedir. Kayma direnci bir zeminin alabileceği maksimum gerilme değeridir. Bu değerden sonra zeminde oluşan deformasyonlar kalıcı hale gelmektedir. Bu nedenle zeminlerin kayma direncininin doğru olarak belirlenmesi bir mühendislik yapısının güvenli geoteknik tasarımı için önemlidir. Zemin türü ve yükleme koşullarına bağlı olarak kayma direnci parametreleri, kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ), toplam veya efektif gerilmeler cinsinden bulunabilir. Suyu doymun ince daneli zeminlerin yükleme altındaki kısa dönem davranışına hakim olan drenajsız kayma direnci parametleri, yaygın olarak kullanılan drenajsız konsolidasyonsuz üç eksenli (UU) test ile toplam gerilmeler cinsinden bulunur. Toplam gerilme parametrelerinin elde edildiği koşullar tasarımların alt sınırlarını oluşturmaktadır.

Bu tez kapsamında suya doymun ince daneli zeminlerin (silt ve kil) drenajsız koşullar altında kayma direncinin, içerdiği kil miktarı ile nasıl değiştiği belirlenmek istenmiştir. Ayrıca literatürde geçiş malzemeleri olarak da bilinen siltlerin kum benzeri durumdan kil benzeri yapıya doğru davranışsal değişimine odaklanılmıştır. Bu amaçla Adapazarı ilinden alınan doğal silt numunesinin %10.11 olan kil içeriği çöktürme yöntemi ile azaltılarak kil içeriği %3.72 olan ve 'sıfır' numunesi adı verilen zemin numunesine artan oranlarda bentonite kili ilavesi yapılarak farklı fiziksel özelliklerde 9 adet karışım numunesi elde edilmiştir. Laboratuvar ortamında yeniden oluşturulmuş olan bu karışımların likit limit, plastik limit, özgül ağırlık değerleri ve kil içerikleri belirlenmiş olup ayrıca her bir karışımın granülometri eğrileri oluşturulmuştur. Drenajsız kayma direnci parametrelerinin belirlenmesi için gerçekleştirilen UU testlerden önce başlangıç koşullarının birbirine benzer ve doymun test numuneleri elde etmek amacıyla numuneler bulamaç (slurry) yöntemi ile hazırlanmış ve arazideki farklı derinlik durumlarını yansıtmaları için numunelere 50, 100 ve 150 kPa olmak üzere ön konsolidasyon basınçları uygulanmıştır. Sonuçların değerlendirilmesinde kil içeriğinin kayma direnci parametrelerini nasıl etkilediği sorusuna cevap bulmak amacıyla farklı karışım numunelerinin kohezyon ve kayma direnci açıları karşılaştırılmıştır. Bu yaklaşım aynı zamanda siltin kum benzeri davranıştan kil

benzeri davranışa dönüştüğü eşiğin belirlenmesini de mümkün kılmıştır. İndeks testlere göre temel fiziksel özelliklerin birbirleriyle yüksek derecede ilişkili olması, bentonit katkısının hem kil yüzdesini hem de likit limit değerini yükseltecek şekilde değiştirdiğini açıkça göstermektedir. Kil yüzdesi belirlenirken uygulanan hidrometre ve pipet deneylerine göre, pipet deneyinden elde edilen kil yüzdesi değerleri hidrometre deneyine kıyasla daha düşük sonuçlar vermektedir. Ayrıca likit limitin belirlenmesinde uygulanan Casagrande ve koni penetrasyon deneylerinde ise Casagrande deney sonuçları koni penetrasyon deney sonuçlarına göre daha düşük değerler verdiği saptanmıştır. UU deney sonuçlarına göre bentonit katkısı ve kil miktarının drenajsız kayma direnci parametrelerini nasıl etkilediği bulunmuştur. Ayrıca bentonite yüzdesi ve kil miktarı açısından siltlerin kum benzeri ve kil benzeri davranışını gösterdiği eşik değer belirlenmiştir.

Belirgin bir eğime sahip yenilme zarfları, bentonitin belirli bir yüzdesinden sonra bu özelliğini kaybederek, UU testlerinde olması gerektiği gibi sadece kohezyon değeri göstermeye başlamıştır. UU testte kayma direnci açısının belirmesinin nedeninin, drenajsız koşullardaki siltli numunelere hakim olan dilatasyon olgusundan kaynaklandığı düşünülmektedir. Siltli zeminlerde ortaya çıkan bu genleşme, doyumluk derecesini düşüren kavitasyonun gelişmesiyle ilişkilidir. UU deney sonuçları, düşük kil içerikli numunelerin geleneksel yaklaşımın aksine kayma direnci açılarının $\phi > 0$ olduğunu göstermektedir ve düşük kil içeriğine sahip siltlerin kum benzeri davranış gösterdiği anlamına gelir. Bu bulgu bizleri Boulanger ve Idriss (2006)'nın önerdiği "kum benzeri, kil benzeri" ayırımına götürmektedir. Yapılan UU deneyleri sonuçlarına göre 50 ve 100 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip numunelerde %10 bentonit katkısı ve buna karşılık gelen pipet testine göre toplam kil içeriği %11.32 olan karışım numunesi ve daha yüksek kil oranlarında açık olarak kil davranışı hakim olmuştur. %11.32 kil içeriğinin burada belli bir sınır oluşturduğu ifade edilebilir. Bu eşik değerinden önce numunelerde kum benzeri davranış hakim olmuştur ve kayma direnci açısı 0'dan büyük ölçülmüştür. Fakat $\sigma_c = 150$ kPa olan numunelerde ise kayma direnci açısının 0 ölçülmesi, yani kil davranışının hakim olmaya başlaması %4 bentonit ilavesinde ve toplam kil oranının sırasıyla pipet ve hidrometre testlerine göre %6.74 ve %11.21 olduğu sınır değerinde başlamıştır. Buradan ön konsolidasyon basıncı artışının siltlerde meydana gelen dilatasyon davranışından kaynaklı kavitasyon olayını önlediği sonucuna ulaşılmıştır. Test sonuçları, silt-kil karışımlarının drenajsız

kayma direncinin kil içeriğinden ve çevre basıncından önemli ölçüde etkilendiğini göstermektedir. Belirli bir çevre basıncı değerinde karışımların kayma dirençleri karşılaştırıldığında, artan kil oranı drenajsız kayma direncini azaltıcı yönde etki göstermiştir. Bununla birlikte ön konsolidasyon basıncı yüksek olan numunelerde kayma direnci değerinin daha yüksek sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir.

Tüm bunların yanında bulamaç (slurry) yöntemi ile hazırlanan numunelerin artan bentonit kili yüzdesine karşın boşluk oranlarında önemli bir değişiklik olmadığı anlaşılmıştır.





KAYNAKLAR

- Akayuli, C., Ofosu, B., Nyako, S. O., Opuni, K. O. (2013). The influence of observed clay content on shear strength and compressibility of residual sandy soils. *International Journal of Engineering Research and Applications*, **3**(4), 2538-2542.
- Al-Shayea, N. A. (2001). The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. *Engineering geology*, **62**(4), 319-342. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(01\)00032-1](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00032-1)
- Amar S., Jézéquel J.F. (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents: comparaison des résultats. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*. 58, 97-108.
- Arel, E., Önalp, A. (2012). Geotechnical properties of Adapazari silt. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **71**, 709-720. <https://doi.org/10.1007/s10064-012-0443-6>
- ASTM D2850-95 (1999), Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, West Conshohocken, USA.
- ASTM D3441-16 (2016). Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration. West Conshohocken, USA.
- ASTM D4318-10 (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit Plastic Limit and Plasticity Index of Soils. West Conshohocken, USA.
- Atterberg, A. (1911). Die Plastizität der Tone. *Int. Mitt. Bodenkd*, **1**, 10–43 (in German).
- Azzouz, A. S., Baligh, M. M., Ladd, C. C. (1983). Corrected field vane strength for embankment design. *Journal of Geotechnical Engineering*, **109**(5), 730-734.
- Biscontin, G., Pestana, J. M. (2001). Influence of peripheral velocity on vane shear strength of an artificial clay. *Geotechnical Testing Journal*, **24**(4), 423-429. <https://doi.org/10.1520/GTJ11140J>
- Bishop, A.W., Eldin, G. (1950). Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Geotechnique*, **2**(1), 13-32. <https://doi.org/10.1680/geot.1950.2.1.13>
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, **3**, 111-159.
- Bol, E. (2003). *Adapazari Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri* [Doktora Tezi] Sakarya Üniversitesi.
- Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S., & Özocak, A. (2010). Liquefaction of silts: the Adapazari criteria. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **8**, 859-873. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9174-x>

- Boulanger, R.W., Idriss, I. M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, **132**(11), 1413-1426. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:11\(1413\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413))
- Brandon, T.L., Rose, A.T., Duncan, J.M. (2006). Drained and undrained strength interpretation for low-plasticity silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(2), 250–257. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:2\(250\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:2(250))
- Bray J.D., Sancio R.B., Durgonoglu T., Onalp A., Youd T.L., Stewart J.P., Seed R.B., Cetin O.K., Bol E., Baturay M.B., Karadayilar T. (2004). Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazari,Turkey. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130**(7), 673–685. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:7\(673\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:7(673))
- BS 1377-1990 (1990). Methods of test for soils for civil engineering purposes Part 2: Classification tests.
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations* (3). John Wiley and Sons.
- Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review. Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Chandler, R. J. (1988). *The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane* (13-44). West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- Coulomb, C.A. (1776). *Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimis a Quelques Problemes de Statique*. Ralatifs a l'Architecture'' Memories de Mathematique et de Physique, Presentes, a l'Academie Royale des Sciences. 3(38), 343.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics For Unsaturated Soils*. John Wiley Sons.
- Golder, H. Q., Skempton, A. W. (1948). The angle of shearing resistance in cohesive soils for tests at constant water content. *Proceedings 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, The Netherlands, 185-192.
- Görgün, B., Ural, N. (2018). Veyn kesme deneyi ile siltli zeminlerin kayma dayanımına kil yüzdesinin etkisinin incelenmesi. *Engineering Sciences*, **13**(4), 334-343. <http://dx.doi.org/10.12739/NWSA.2018.13.4.1A0424>
- Güven, C. (2007). Yüksek Plastisiteli Bir Kilde Kum Miktarının Kayma Mukavemetine Etkileri [Yüksek lisans tezi]. Sakarya Üniversitesi.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., Sheahan, T. C. (1981). *An introduction to geotechnical engineering* (2nd ed.). Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- Kim, D., Nam, B. H., Youn, H. (2018). Effect of clay content on the shear strength of clay–sand mixture. *International Journal of Geo-Engineering*, **9** (19), 1-12. <https://doi.org/10.1186/s40703-018-0087-x>
- Knappett, J.A., Craig, R.F. (2012). *Craig's Soil Mechanics* (8th ed). Spon Press.
- Kuerbis, R., Vaid, Y.P. (1988). Sand sample preparation-the slurry deposition method. *Soils Found*, **28**(4), 107-118.

- Kumar, A., Walia, B. S., Mohan, J. (2006). Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay. *Construction and building materials*, **20**(10), 1063-1068. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.02.027>
- Nash, K. L. (1953). The shearing resistance of a fine closely graded sand. *Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland, **1**, 160-164.
- Nocilla, A., Coop, M. R., Colleselli, F. (2006). The mechanics of an Italian silt: an example of ‘transitional’ behaviour”. *Geotechnique*, **56**(4), 261–271. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.4.261>
- Ölmez, M. S. (2008). *Shear strength behaviour of sand - clay mixtures* [Yüksek lisans tezi]. Orta Doğu Teknik Üniversitesi.
- Önalp, A. ve Arel, E. (2018). *Geoteknik Bilgisi 1 Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği* (5. Baskı). Birsen Yayınevi.
- Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S., Ural, N. (2010). The effect of dynamic tests on recognition of failure of fine grained soils in seismic conditions by using Adapazari Criteria (in Turkish). Project No: 106M042; The Scientific and Technological Research Council of Turkey- TÜBİTAK, Ankara, Turkey.
- Özaydın, K. (2010). *Zemin Mekaniği*. Birsen Yayınevi.
- Penman, A.D.M. (1953). Shear characteristics of a saturated silt measured in triaxial compression. *Geotechnique*, **3**(8), 312-328. <https://doi.org/10.1680/geot.1953.3.8.312>
- Scott, R. F. (1987). Failure. *Géotechnique*, **37**(4), 423-466. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.4.423>
- Terzaghi, K. (1936). The Shearing Resistance of Saturated Soils. *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 54-56.
- Terzaghi, K. ve Peck, R.D. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (2nd ed.). John Wiley.
- Torrey, V. H. (1982). *Laboratory shear strength of dilative silts*. Report prepared for the Lower Mississippi Valley Division, U. S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Tresca, H. (1869). Memoire sur poinçonnage et la theorie mecanique de la deformation des metaux. *Comptes Rendus Acad. De Sciences*, **68**, 1197.
- TS 1900-2 (2006). İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri – Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini.
- Vallejo, L. E., Mawby, R. (2000). Porosity influence on the shear strength of granular material–clay mixtures. *Engineering Geology*, **58**(2), 125-136. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00051-X](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00051-X)
- Yamamuro, J. A., Wood, F. M. (2004). Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(9-10), 751-760. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.06.004>

Wilson, L. J., Kouretzis, G. P., Pineda, J. A., Kelly, R. B. (2016). On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays. *Australian Geomechanics Society*, Sydney.



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : İrem BAĞCA

ÖĞRENİM DURUMU:

- Lisans** : 2021, Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- Yükseklisans** : Mezuniyet yılı, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2021-2023 yıllarında Sakarya Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı tarafından yürütülen, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından finanse edilen 221M166 No.lu proje kapsamında bursiyer olarak görev aldı.
- 2024 yılından itibaren Gazi Üniversitesi'nde Araştırma Görevlisi olarak görev yapmaktadır.

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- The Effects of Clay Fraction on Cyclic Liquefaction Response of Adapazari Silts.