

**T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BENTONİT KATKILI SİLT Lİ NUMUNELERİN
KESME KUTUSU DAVRANIŞI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İlknur BOZARSLAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

HAZİRAN 2025

**T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN
KESME KUTUSU DAVRANIŞI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İlknur BOZARSLAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ertan BOL

HAZİRAN 2025

İlknur BOZARSLAN tarafından hazırlanan “Bentonit Katkılı Siltli Numunelerin Kesme Kutusu Davranışı ” adlı tez çalışması 18.06.2025 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 “BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN KESME KUTUSU DAVRANIŞI ” 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.

(18/06/2025)

İlknur BOZARSLAN





Annem, Babam, kardeşlerim Yusuf, İrem Naz ve Elif Sare'ye



TEŞEKKÜR

Öncelikle hayatımın her alanında maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen, tüm hayatım ve eğitimim boyunca her zaman elleri üzerimde olan ve sonsuz fedakarlık yapan canım babama, canım anneme ve biricik kardeşlerime teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans eğitimim ve tez çalışmam sürecinde benimle her konuda bilgi ve deneyimlerini paylaşan, deneylerimde her türlü olanağı sağlayan, geoteknik alanında yüksek lisans yapmaya teşvik eden ve tamamlanmasında en büyük yer sahibi olan değerli hocam Prof. Dr. Ertan BOL'a teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmalarım boyunca bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK, Prof. Dr. Sedat SERT hocalarıma, canım arkadaşım Arş. Gör. Eylem ASLAN'a, laboratuvar çalışmalarımda yardımcı olan Tekniker Recep EYÜPLER ve Sebahattin İŞ'e teşekkürlerimi sunarım.

Bana tüm imkânlarını sağlayan, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen arkadaşlarım İnş. Müh. Yunus CANTÜRK'e, İnş. Müh. Semra Sena BOZKURT'a, İnş. Müh. Cemre MUHİKANCİ'ye teşekkürlerimi sunarım.

İlknur BOZARSLAN



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	ix
İÇİNDEKİLER	xi
KISALTMALAR	xiii
ŞİMGELER	xv
TABLO LİSTESİ	xvii
ŞEKİL LİSTESİ	xix
ÖZET	xxi
ABSTRACT	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Kapsamı	2
1.2. Tezin Amacı	3
1.3. Literatür Araştırması	3
2. ZEMİNLERİN KAYMA DİRENCİ	7
2.1. Zeminlerde Gerilme ile Birim Deformasyon Arasındaki İlişki	11
2.2. Drenajlı Kayma Direnci	13
2.3. Drenajsız Kayma Direnci	14
2.4. Kayma Direncinin Ölçümü	15
2.4.1. Laboratuvar deneyleri	16
2.4.1.1. Kesme kutusu deneyi	16
2.4.1.2. Üç eksenli basınç deneyi (TX)	18
2.4.1.3. Kanatlı kesici deneyi (VT)	20
2.4.2. Arazi deneyleri	21
3. MATERYAL VE METOD	25
3.1. Giriş	25
3.2. Malzemeler	25
3.2.1. Doğal siltli zemin	25
3.2.2. Bentonit kili	25
3.2.3. Sıfır numunesi hazırlanması ve bentonitin karıştırılması	26
3.3. Deney Numunelerinin Fiziksel Özellikleri	27
3.3.1. Atterberg kıvam limitleri	27
3.3.1.1. Likit limit tayini	27
3.3.1.2. Casagrande deneyi ile likit limit tayini	27
3.3.1.3. Plastik limitin tayini	28
3.3.1.4. Hidrometre deneyi	29
3.3.1.5. Piknometre deneyi (özellik ağırlık)	30
3.3.1.6. Fiziksel özellik değerlendirilmeleri	32
4. KESME KUTUSU DENEYİ	39
4.1. Kesme Kutusu Deney Aleti	39
4.2. Deney Numunelerinin Hazırlanması	40
4.3. Kesme Hızının Belirlenmesi	42

5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ	45
5.1. 100, 200, 300 kPa Normal Gerilmeler Altında Numunelerin Kayma Direnci İlişkilerinin Yorumlanması.....	45
5.2. 100,200,300 kPa Normal Gerilme Altında Numunelerin Yatay Yer Değiştirme, Düşey Deformasyon İlişkisinin Kil Oranlarına Göre Yorumlanması	49
5.3. 100, 200, 300 kPa Normal Gerilmeler Altında Tüm Numunelerin Yatay Yer Değiştirme- Kayma Direnci İlişkisi.....	51
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	55
KAYNAKLAR.....	57
ÖZGEÇMİŞ	61



KISALTMALAR

ASTM	: Amerikan test ve malzeme kurumu
CD	: Konsolidasyonlu – drenajlı
CH	: Yüksek plastisiteli kil
CI	: Orta plastisiteli kil
CL	: Düşük plastisiteli kil
CPT	: Koni penetrasyon testi
CU	: Konsolidasyonlu – drenajsız
LL	: Likit limit
MH	: Yüksek plastisiteli silt
MI	: Orta plastisiteli silt
ML	: Düşük plastisiteli silt
N	: Casagrande darbe sayısı
NP	: Plastik olmayan
OH	: Yüksek plastisiteli organik zemin
OL	: Düşük plastisiteli organik zemin
PI	: Plastisite indisi
PL	: Plastik limit
TS	: Türk Standardı
TX	: Üç eksenli basınç deneyi
USCS	: Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi
UU	: Konsolidasyonsuz-drenajsız
VST	: Kanatlı kesici deneyi



SİMGELER

σ	: Normal gerilme [kPa]
σ'	: Efektif normal gerilme [kPa]
$\tau_{\max}$	: Maksimum kayma dayanımı [kPa]
A	: Skempton boşluk suyu basıncı parametresi (Kesme sırasında)
A'	: Düzeltilmiş kesit alanı [m ²]
A_0	: İlk kesit alanı [m ²]
B	: Skempton boşluk basınçları parametresi (Çevre basıncı sırasında)
B_a	: Skempton hava basıncı parametresi
B_w	: Skempton boşluk suyu basıncı parametresi
c'	: Efektif kohezyon [kPa]
c	: Kohezyon [kPa]
c_u	: Drenajsız kayma dayanımı [kPa]
G_s	: Özgül ağırlık
H	: Numune boyu [m]
$P_{\max}$	: Eksenel maksimum yük [kN]
S_u	: Matrik emme [kPa]
t_{50}	: Birincil konsolidasyonun %50'sinin tamamlanması için gereken süre [dk]
t_f	: Deneyin tamamlanması için gereken süre [dk]
u_a	: Boşluk hava basıncı [kPa]
u_w	: Boşluk suyu basıncı [kPa]
w	: Su içeriği [%]
w_{opt}	: Optimum su içeriği [%]
Δl	: Boy değişimi [m]
τ	: Kayma dayanımı [kPa]
ϕ_b	: Matrik emme açısı [°]
ϕ'	: Efektif içsel sürtünme açısı [°]
ϕ	: İçsel sürtünme açısı [°]



TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 1.1. Karışımlara ait indeks deneyi sonuçları	5
Tablo 1.2. Karışımlara ait kayma direnci değerleri	5
Tablo 3.1. Doğal siltli zemin fiziksel özellikleri	25
Tablo 3.2. Bentonit kili fiziksel özellikleri.....	26
Tablo 3.3. Deney numunelerinin tanımlanması	26
Tablo 3.4. Karışımların fiziksel özellikleri.....	32
Tablo 4.1. 100 kPa normal gerilme için kesme hızı hesapları.....	43
Tablo 4.2. 200 kPa normal gerilme için kesme hızı hesapları.....	43
Tablo 4.3. 200 kPa normal gerilme için kesme hızı hesapları.....	43
Tablo 5.1. Kesme kutusu deneyleri ile hesaplanan c ve ϕ değerleri	48



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1. Kil içeriği artışının kayma direnci üzerindeki etkisi,	5
Şekil 2.1. Mohr kırılma hipotezi.	9
Şekil 2.2. Mohr zeminde kırılma düzlemleri.	9
Şekil 2.3. Mohr- coulomb kırılma hipotezi.....	10
Şekil 2.4. Mohr coulomb hipotezine göre a) kırılma öncesi gerilme koşulları, b) kırılma anına ait gerilme davranışı.	12
Şekil 2.5. Drenajlı ve drenajsız koşullardaki yenilme zarfları.....	15
Şekil 2.6. Kesme kutusu düzeneği	17
Şekil 2.7. UU-CU-CD Deneyleri için tipik üç eksenli deney sistemi konfigürasyonu.	18
Şekil 2.8. Kanatlı kesici deneyi (a) bıçak ve çevresinde gerilmeler (b) minyatür kanatlı kesici.	21
Şekil 3.1. Casagrande yöntemi ile likit limit tayini aşamaları.	28
Şekil 3.2. Plastik limit deney aşamaları.	29
Şekil 3.3. Numunelerin organik maddelerden arındırılma işlemi.....	30
Şekil 3.4. Hidrometre deneyi hazırlık ve okuma aşamaları.	30
Şekil 3.5. Piknometre deney aşamaları-1.....	31
Şekil 3.6. Piknometre deney aşamaları-2.....	31
Şekil 3.7. Numunelerin ASTM D2487-11'e göre plastisite kartındaki yerleşimi	32
Şekil 3.8. Casagrande yöntemine göre likit limit tayini.	33
Şekil 3.9. Casagrande yöntemine göre likit limit-bentonit oranı ilişkisi.	33
Şekil 3.10. Casagrande yöntemine göre likit limit-kil yüzdesi ilişkisi.	34
Şekil 3.11. Hidrometre sonrası yıkamalı elek analizi.	35
Şekil 3.12. Numunelerin dane çapı dağılım eğrisi.	36
Şekil 3.13. Tüm numunelerin hidrometre deneyi sonrası çökeltme davranışları.....	37
Şekil 4.1. Kesme kutusu deney aleti.	39
Şekil 4.2. Kesme kutusu deney aleti parçaları (Ürkmez, 2009).....	40
Şekil 4.3. Numune ön eleme, bulamaç ve vakum süreci.	40
Şekil 4.4. Numune ön konsolidasyon ve deneye hazırlık süreci.....	41
Şekil 4.5. Numunenin deney aletine yerleştirilerek deneye başlanması.	41
Şekil 4.6. Kesme kutusu deneyi gerçekleştirilen numuneler.	42
Şekil 4.7. %40 Bentonit katkılı numuneye ait, 100 kPa normal gerilme altında 0,0041 mm/dk ve 0,025 mm/dk kesme hızlarında elde edilen kesme gerilmesi–yer değiştirme eğrileri.	44
Şekil 5.1. Her bir numuneye ait farklı gerilmeler altında kayma direnci ilişkileri. ...	46
Şekil 5.2. Hesaplanan c ve ϕ değerlerinin kil oranlarına göre karşılaştırılması.....	48
Şekil 5.3. 100 kPa Normal gerilmeler altındaki deformasyonlar.....	49
Şekil 5.4. 100 kPa Normal gerilmeler altındaki deformasyonlar.....	50
Şekil 5.5. 300 kPa Normal gerilme altındaki deformasyonlar.....	50
Şekil 5.6. 100 kPa normal gerilme altında tüm numunelerin kayma gerilmesi değerleri.....	52

Şekil 5.7. 200 kPa normal gerilme altında tüm numunelerin kayma gerilmesi değerleri.....	53
Şekil 5.8. 300 kPa normal gerilme altında tüm numunelerin kayma gerilmesi değerleri.....	53



BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN KESME KUTUSU DAVRANIŞI

ÖZET

Zeminlerin kayma direnci parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ), geoteknik mühendisliği uygulamalarında temel öneme sahiptir. Bu iki parametre, zeminin kesme kuvvetlerine karşı ne ölçüde direnç gösterebileceğini belirler ve yapı temelleri, istinat duvarları, şevler, dolgu yapıları gibi birçok zemin-etkileşimli mühendislik sisteminin tasarımında kritik rol oynar. Bu nedenle, söz konusu parametrelerin doğru şekilde belirlenmesi hem yapısal güvenlik hem de ekonomik tasarım açısından büyük önem taşımaktadır.

Kayma direnci parametreleri, hem arazi şartlarında hem de laboratuvar ortamında gerçekleştirilen deneylerle belirlenebilir. Ancak laboratuvar deneyleri, zemin örneklerinin bileşiminin ve deney koşullarının hassas şekilde kontrol edilebilmesi sayesinde, özellikle farklı katkı malzemelerinin zemin üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla daha yaygın olarak tercih edilmektedir. Böylece, zemin içerisine katılan farklı malzemelerin, örneğin çeşitli kil türlerinin ve oranlarının, zemin mekanik davranışını nasıl etkilediği ayrıntılı biçimde analiz edilebilir.

Bu çalışmada, Sakarya ili Adapazarı yöresinden alınan doğal silt zemin kullanılarak, bentonit katkısı ile hazırlanan yapay zemin karışımlarının kayma direnci özellikleri incelenmiştir. Bentonit, yüksek plastisiteye ve şişme kapasitesine sahip bir kil mineralidir ve zemine kohezyonel bağ kazandırarak kesme direncini artırma potansiyeline sahiptir. Çalışmada, doğal silt zemin içerisine %0, %2, %4, %8, %10, %15, %20, %30 ve %40 oranlarında bentonit katılmış ve her karışım üzerinde drenajlı doğrudan kesme kutusu deneyleri uygulanmıştır. Her bir karışım $6 \times 6 \times 2$ cm boyutlarında hazırlanmış ve sabit 0,025 mm/dk kesme hızıyla 100, 200 ve 300 kPa normal gerilme altında test edilmiştir. Toplamda 27 farklı deney gerçekleştirilmiştir. Deneysel veriler, bentonit oranının artmasıyla kohezyon değerlerinin düzenli biçimde yükseldiğini; buna karşın içsel sürtünme açısında azalma eğilimi oluştuğunu göstermiştir. Bu durum, bentonitin su tutucu ve bağlayıcı özellikleri nedeniyle zeminde daha plastik ve kohezyonel bir yapı oluşturduğunu, ancak aynı zamanda tane sürtünmesini ve kilitlemeyi azalttığını ortaya koymaktadır.

Sonuç olarak, bentonit katkısının zeminlerin mekanik özellikleri üzerinde önemli etkileri olduğu anlaşılmaktadır. Kohezyonu artırması sayesinde geçirimsiz ve bağlayıcı yapı gerektiren projelerde avantaj sağlarken, içsel sürtünme açısını düşürmesi nedeniyle tüm projelerde yüksek oranlarda kullanılması uygun olmayabilir. Bu nedenle, bentonit katkı oranının mühendislik gereksinimlerine göre dikkatle belirlenmesi gerekmektedir.



SHEAR TEST BEHAVIOR OF SILTY SAMPLES WITH BENTONITE ADDITIVE

ABSTRACT

The shear strength parameters of soils, particularly cohesion (c) and the internal friction angle (ϕ), are fundamental concepts in geotechnical engineering and soil mechanics. These parameters directly influence the ability of soil to resist shear forces, which are typically induced by loading conditions from structures, slopes, and natural forces. A comprehensive understanding and accurate evaluation of these parameters are essential for the safe, reliable, and cost-effective design of various geotechnical structures such as foundations, retaining walls, embankments, earth dams, slopes, and pavements. These parameters not only influence the stability and safety of structures but also play a major role in assessing the risk of failure under different environmental and loading conditions.

Shear strength is considered the most crucial property of soil in the context of load-bearing capacity. It governs how soil will respond when subjected to stresses, particularly those that attempt to cause sliding or shearing. The two components of shear strength—cohesion and internal friction—arise from different sources within the soil matrix. Cohesion is generally associated with the electrochemical attractions and cementation between fine particles, while internal friction results from interparticle contact, surface roughness, and particle interlocking, primarily observed in granular soils. Together, these components determine the total shear resistance offered by soil under various loading conditions. The shear behavior of soil is not constant and can vary significantly based on numerous intrinsic and extrinsic factors, including soil type, mineral composition, grain size distribution, plasticity, water content, compaction level, and the applied confining stress. The presence of clay minerals, particularly those with high plasticity, can significantly influence these parameters. Clays tend to exhibit considerable cohesion due to their fine-grained nature and electrochemical interactions. Moreover, certain types of clay minerals such as bentonite, known for their expansive characteristics, can further alter the soil structure by filling voids and enhancing interparticle bonding, thereby increasing the overall cohesive strength of the soil. Due to the sensitivity of soil behavior to composition and environmental conditions, both field and laboratory tests are used to evaluate shear strength. However, laboratory testing is often preferred during the design and research phases because it allows for strict control over testing conditions, including sample composition, moisture content, density, and loading rate. Laboratory tests such as the direct shear test, triaxial shear test, and unconfined compression test provide valuable data under well-defined conditions. They are particularly useful when investigating the effects of additives or soil modifications, as precise proportions and environmental settings can be maintained throughout the testing process.

This study focuses on understanding the effect of adding bentonite clay to natural silt soil on its shear strength parameters, particularly cohesion and internal friction angle. Bentonite is a highly plastic clay composed primarily of montmorillonite, a mineral

known for its exceptional water absorption and swelling capabilities. When introduced into a soil matrix, bentonite can significantly increase the moisture retention and cohesion of the mixture due to its ability to form a gel-like structure upon hydration. It has a wide range of engineering applications, including use in slurry walls, landfill liners, drilling muds, and sealing materials. Its potential to improve the cohesive strength of soils makes it an attractive additive for soil stabilization, particularly in areas with loose or weak soils.

The soil used in this experimental study was a natural silt collected from the Adapazari region in Sakarya Province, Turkey. This region is characterized by alluvial silty soils, which typically exhibit low shear strength, high compressibility, and susceptibility to deformation under loading. Such properties pose considerable challenges for construction and infrastructure development, necessitating improvement techniques to enhance soil behavior. The experimental approach involved creating artificial mixtures of natural silt and bentonite in varying proportions to observe how different bentonite contents affect the shear strength behavior of the composite soil.

A total of nine soil-bentonite mixtures were prepared, corresponding to bentonite contents of 0%, 2%, 4%, 8%, 10%, 15%, 20%, 30%, and 40% by weight. The mixing was conducted in the dry state to ensure uniform distribution of bentonite particles within the silt matrix. The prepared mixtures were then statically compacted into standardized molds with dimensions of $6 \times 6 \times 2$ cm to achieve consistent sample size and density. This sample preparation method helped to minimize variability and ensure the reliability of test results. To evaluate the shear strength parameters, direct shear tests were performed under drained conditions, meaning that pore water pressure was allowed to dissipate during shearing. Drained tests simulate slow loading conditions commonly encountered in long-term geotechnical structures, where there is sufficient time for pore water to escape from the soil voids. This testing condition is particularly relevant for evaluating the true shear strength parameters of cohesive and fine-grained soils. Each specimen was subjected to three levels of normal stress: 100 kPa, 200 kPa, and 300 kPa. Shear loading was applied at a constant displacement rate of 0.025 mm/min until the peak shear strength was reached. This setup resulted in a total of 27 shear tests (9 mixtures $\times$ 3 normal stresses), providing a comprehensive dataset to analyze the variation of cohesion and internal friction angle with respect to increasing bentonite content.

The test results revealed that the addition of bentonite had a substantial and consistent effect on the shear strength parameters of the soil. Cohesion showed a steady increase as the bentonite content increased across all levels of normal stress. This is attributed to bentonite's ability to fill the pores between silt particles, absorb water, and form a cohesive gel-like structure. At lower percentages, bentonite enhances the bonding between particles and improves the structural integrity of the soil. At higher percentages, it begins to dominate the mixture, resulting in a soil matrix with significantly greater cohesion and plasticity. In particular, mixtures with 30% and 40% bentonite showed pronounced increases in cohesive strength, making them suitable for engineering applications that require low permeability and high cohesion, such as liners and core materials in embankments. In contrast, the internal friction angle exhibited a decreasing trend with the addition of bentonite. The pure silt soil (0% bentonite) had the highest internal friction angle due to the dominance of coarse, angular silt particles that interlocked effectively and resisted shearing through frictional contact. As the bentonite content increased, these coarse particles were gradually replaced by fine, platy clay particles with limited interlocking capability.

The bentonite particles, especially when hydrated, tend to slide past each other more easily, leading to a reduction in shear resistance through friction. Moreover, the water absorbed by bentonite can act as a lubricant, further decreasing friction between particles. The lowest internal friction angles were recorded in the 30% and 40% bentonite mixtures, highlighting the trade-off between improving cohesion and reducing frictional strength. This inverse relationship between cohesion and internal friction angle is critical to understand in geotechnical design. While increased cohesion improves the soil's ability to resist tensile or adhesive failure, a reduced friction angle may compromise the soil's ability to resist sliding or shear deformation under certain loading conditions. Thus, the choice of bentonite content must be made judiciously, considering the nature of the structure and the type of loading it will experience. For example, in applications where high shear resistance and low permeability are desired—such as landfill liners, slurry walls, or cutoff barriers—higher bentonite contents may be advantageous. On the other hand, in foundations or retaining walls where frictional resistance is essential to stability, a high bentonite content could lead to performance issues. The findings of this study emphasize the importance of material selection and proportioning in soil improvement strategies. The dual effect of bentonite—enhancing cohesion while diminishing frictional resistance—must be balanced carefully in order to optimize soil performance for specific engineering applications. The results also support the idea that bentonite, due to its unique mineralogical and structural properties, can be a powerful additive for stabilizing fine-grained or weak soils, particularly in scenarios where strength and impermeability are prioritized over frictional capacity. Furthermore, this experimental work contributes valuable insights into the broader understanding of soil behavior under modified conditions. By systematically varying the bentonite content and analyzing its impact on shear strength parameters, the study establishes a foundation for more advanced investigations into soil-bentonite mixtures. Potential future research directions may include studying the long-term behavior of such mixtures under cyclic loading, freeze-thaw cycles, and environmental exposure. Additionally, the interaction of bentonite with other soil types (e.g., sand, clayey silt, loam) and the influence of chemical additives or stabilizers could provide deeper insights into soil improvement techniques. In conclusion, the addition of bentonite to natural silt soil significantly affects the shear strength parameters of the mixture. The cohesion increases with bentonite content due to the swelling and binding characteristics of the clay, while the internal friction angle decreases as a result of reduced particle interlocking and increased lubrication. These findings highlight the importance of understanding the complex interactions between soil constituents in order to design safe, durable, and efficient geotechnical structures. The systematic laboratory approach adopted in this research has provided a robust and controlled means to evaluate the mechanical behavior of bentonite-treated soils, offering practical knowledge for engineers and researchers alike. The outcomes of this study not only enhance the theoretical understanding of soil mechanics but also offer practical guidance for the implementation of bentonite in geotechnical engineering projects.



1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliğinde zemin kavramı yapıların dayanımını etkileyen en önemli faktörlerden biridir. Bu nedenle mühendislik tasarımlarında zeminin davranışlarını doğru şekilde analiz etmek oldukça önemlidir. Zeminde yenilme, kırılma veya kayma, ortamın uygulanan gerilmelere dayanma yeteneğinin kaybolması olarak tarif edilebilir (Scott, 1987). Kayma direnci, kimilerinin kullandığı terimle “ kayma mukavemeti” bir zeminin göçme oluşmadan önce karşı koyabileceği en büyük kayma gerilmesi olarak tanımlanabilir. Zeminlerin kayma direnci basitçe boşluk oranı (e), içsel sürtünme açısı (ϕ), kohezyon (c), zeminin türü, almakta olduğu gerilmeler (σ), jeolojik geçmişinde geçirdiği evreler, ortam sıcaklığı (T), önceden almış olduğu birim kısılmalar/şekil değiştirmeler, şekil değiştirme hızı ve yapı dokusunun fonksiyonu olarak ifade edilebilir (Mitchell, 1992). Yapılan deneylerle birlikte kayma direncinin c ve ϕ olmak üzere iki parametreyle ifade edilmesi tercih edilmiştir. Zemin taşıyabileceği maksimum gerilme değerine ulaştıktan sonra zemin elastik sınırını aşar ve plastik deformasyon başlar ve zemin üzerindeki yapı zarar görebilir. Bu nedenle tasarım aşamasında zeminin kayma direncinin doğru olarak hesaplanması yapının güvenliği için büyük öneme sahiptir. Zeminin kayma direnci numuneye uygulanan kesme veya farklı normal gerilmelerle ölçülmektedir. Ölçüm şekilleri arazi ve laboratuvar deneyleri olmak üzere iki başlık altında incelenebilir. Laboratuvar ortamında; serbest basma, doğrudan kesme, üç eksenli kesme, basit kesme, kanatlı kesici ve halka kesme gibi deneyler yapılmaktadır. Arazi koşullarında ise; plaka yükleme, vidalı plaka, kanatlı kesici, dilatometre, presiyometre ve konik sonda gibi yöntemler kullanılmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerin kayma direnci özelliklerini ortaya koymak amacıyla çeşitli deneysel yöntemler kullanılmaktadır. Bu yöntemlerin büyük bir bölümü laboratuvar koşullarında gerçekleştirilir. En sık başvurulanan laboratuvar deneyleri arasında üç eksenli basınç deneyi, doğrudan kesme (kesme kutusu) deneyi ve serbest basınç dayanımı testi yer almaktadır. Özellikle kil içeriği yüksek zeminlerde, laboratuvar ortamında yürütülen bu testler, arazi koşullarını daha gerçekçi biçimde yansıtabilmeleri nedeniyle tercih edilmektedir.

Siltler, hem kumlara hem de killere benzer davranışlar gösterebildiğinden, bu zemin türünün davranışını doğru şekilde analiz etmek genellikle daha karmaşıktır. Kum ve kil arasındaki temel farklardan biri, hacim değişiminin meydana gelmesi için gereken süredir. Bu fark, büyük ölçüde iki zemin türünün geçirimsizlik özelliklerinden kaynaklanmaktadır (Holtz ve ark., 1981). Hacim değişimi, zeminlerin kayma direnci üzerinde doğrudan etkili olan önemli bir özelliktir. Gerilme altındaki zeminlerin hacimce genişlemesi (kabarması) veya daralması, kayma direncinin belirlenmesinde belirleyici rol oynar.

Killerle ilgili diğer bir önemli nokta, bu zeminlerin jeolojik geçmişinin kayma direnci üzerinde ciddi etkiler oluşturabilmesidir. Yapılan araştırmalar, killerin bu geçmişe göre sınıflandırılmasının daha anlamlı sonuçlar verdiğini göstermiştir. Bu sınıflandırma üç ana başlık altında toplanır: normal konsolide (NL), aşırı konsolide (OC) ve hiç konsolide olmamış (NC) killer (Önalp, 2018).

Kil danelerinin mikroskobik boyutlarda olması, yüzey kuvvetlerinin etkisini artırır. Bu kuvvetler, daneler arasında kohezyon adı verilen bağlayıcı bir etki oluşturur. Özellikle kilin yapısındaki 'kil köprüleri', silt ve kum taneciklerini bir arada tutan önemli bir mekanizmadır. Bu bağlar, tanecikler arasındaki çekim ve itme kuvvetlerinden kaynaklanır.

Kumların drenajsız kayma direnci ise literatürde tartışmalı bir konudur. Bir görüşe göre, kumlar drenajdan bağımsız şekilde önemli hacim değişiklikleri gösterebildiğinden, drenajsız deneylerin çok anlamlı olmadığı savunulmaktadır. Ancak gevşek kumların sıvılaşma potansiyeli ya da atık barajlarında sıvılaşmaya bağlı olarak gelişen göçme olayları dikkate alındığında, drenajsız koşullar altında gerçekleştirilen deneylerin önemi daha açık bir şekilde ortaya çıkmaktadır. (Önalp, 2018).

1.1. Tezin Kapsamı

Bu çalışmada, Sakarya ili Adapazarı yöresine ait silt zemin kullanılarak, farklı oranlarda bentonit kili katkısı ile oluşturulan yapay zemin numunelerinin mekanik özellikleri laboratuvar ortamında elde edilerek değerlendirilmiştir. Bentonit; yüksek plastisitesi, su tutma kapasitesi ve şişme özelliği ile bilinen, zemine kohezyonel bağ kazandıran aktif bir kil mineralidir. Çalışma kapsamında, silt zemine sırasıyla %0, %2, %4, %8, %10, %15, %20, %30 ve %40 oranlarında bentonit katılarak dokuz farklı

karışım hazırlanmış ve bu karışımlar üzerinde drenajlı doğrudan kesme kutusu deneyleri gerçekleştirilmiştir. Her bir numune 6×6×2 cm boyutlarında hazırlanmış ve 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa olmak üzere üç farklı normal gerilme altında, 0,025 mm/dk kesme hızında kesme kutusu deneyi uygulanmıştır. Toplamda 27 deney sonucunda elde edilen veriler değerlendirilerek, bentonit katkı oranının kayma direnci parametreleri üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

1.2. Tezin Amacı

Bu tez çalışmasının temel amacı, Sakarya ili Adapazarı yöresine ait silt zemin ile yüksek plastisiteli bir kil türü olan bentonitin farklı oranlarda karıştırılmasıyla elde edilen yapay zemin numunelerinin kayma direnci parametrelerini deneysel olarak incelemektir. Bu doğrultuda, bentonit ilavesinin zeminlerin mühendislik açısından kritik öneme sahip parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) üzerindeki etkilerinin analiz edilmesi amaçlanmıştır. Laboratuvar ortamında, drenajlı doğrudan kesme kutusu deneyleri ile gerçekleştirilen bu çalışmada, farklı normal gerilme koşullarında zeminlerin davranışı gözlemlenmiş ve bentonit katkısının zemin performansına katkısı sistematik olarak ortaya konulmuştur. Elde edilen bulguların, özellikle ince daneli zeminlerin iyileştirilmesine yönelik mühendislik uygulamalarında kullanılabilecek tasarım parametrelerinin belirlenmesine katkı sağlaması amaçlanmaktadır.

1.3. Literatür Araştırması

Siltlerin kayma direnci, birçok farklı faktöre bağlı olarak değişir. Su içeriği, sıkışma durumu, danelerin boyutu ve mineraloji gibi unsurlar bu direnci doğrudan etkiler. Zeminin güvenli tasarımı açısından, kayma direncinin doğru yöntemlerle belirlenmesi için yerel zemin koşullarına uygun deneysel testler yapılması önemlidir. Zemin mühendisliği uygulamalarında, bu parametrelerin titizlikle incelenmesi, yapıların uzun vadeli güvenliği açısından belirleyici bir faktördür.

Bentonit ilavesinin silt zeminlerin kayma direnci üzerindeki etkisi, gerek zemin mühendisliği gerekse inşaat mühendisliği uygulamaları açısından dikkat çeken bir araştırma konusudur; zira bentonit, zemin iyileştirme çalışmalarında sıkça tercih edilen etkin bir katkı malzemesidir. Su ile karıştığında şişerek hacmini artıran ve toprağın mekanik özelliklerini iyileştiren bir kil türü olan bentonit, silte

kariştırıldığında kayma direncini değiştirebilir. Bu değişiklik, özellikle sıvılaşma riski, zemin iyileştirme uygulamaları ve yapı temellerinin güvenliği açısından kritik bir önem taşır. Kayma direnci, siltin içsel sürtünme açısı (ϕ) ve kohezyonunun (c) eşitli faktörler tarafından şekillendirilen özellikleridir. Silt daneleri genellikle kuvars minerali içerir ve kabarma eğilimindedir (nalp ve Arel, 2018). Bu zellik, yapılan deneylerde yanıtıcı sonuçların ortaya çıkmasına yol açabilir. Bishop ve Eldin'in (1950) alışmaları, özellikle suya doğun kohezyonlu zeminler üzerinde odaklanmış drenajsız kayma direncinin temel ilkelerine göre, içsel sürtünme açısının sıfır olması gerektiğini savunmuşlardır. Ancak, bu ilke doğun killer için geçerli olmakla birlikte, siltler için aynı şekilde işlememiştir; siltlerde sıfırdan büyük drenajsız kayma direnci açıları ölçülmüştür. Golder ve Skempton (1948), siltlerin bu farklı davranışının, dilatasyon nedeniyle oluşan kavitasyonla ilişkili olduğunu ve bu kavitasyonun, siltin doğunluk oranının %100'n altına düşmesiyle bağlantılı olduğunu belirtmişlerdir. Penman (1953), doğun silt numunelerinde yapılan drenajsız testlerde, evre basıncının belirli bir limit değeri olduğunu, bu basıncın %28' lik eksenel gerilme ve maksimum deviatör gerilme ile elde edildiğini ve bu basıncın üzerinde kavitasyonun engellenebileceğini ne sürmüştür. Ancak daha düşük evre basınçlarında kavitasyonun engellenemediğini ve bunun da $\phi > 0$ davranışını ortaya çıkardığını ifade etmiştir. Brandon ve ark. (2006), siltli zeminlerde drenajsız kayma direncinde görülen değişken sonuçlar nedeniyle, uygun bir yenilme kriteri geliştirmeye çalışmışlardır.

Grgn ve Ural (2018) tarafından gerçekleştirilen laboratuvar çalışmalarında, Adapazarı yöresine ait siltli zemine %10, %20, %30, %40 ve %50 oranlarında kil ilave edilerek veyn tipi deneyler uygulanmıştır. Araştırmanın amacı, silt zeminlerde kil içeriğinin artmasının kayma direnci parametreleri üzerindeki etkilerini ortaya koymaktır. Bu kapsamda öncelikle numunelerin fiziksel özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Atterberg limitleri ve özgül ağırlık deneyleri gerçekleştirilmiş, ardından TS 1500/2000 standardına göre karişımların zemin sınıflamaları yapılmıştır (Tablo 1.1). Elde edilen bulgular, kil katkısının sıvılaşma eğilimindeki siltin plastikliğini artırdığını ve likit limit ile plastisite indeks değerlerinde belirgin bir yükselme meydana getirdiğini göstermiştir. Silt oranının azalması ve kil içeriğinin artmasıyla birlikte zemin sınıfının ML'den CI'a doğru değiştiği tespit edilmiştir. Örneğin, %10 kil içeren bir karişım ML (düşük plastisiteli silt) sınıfında yer alırken, %50 kil içeren karişım CI (orta plastisiteli kil) sınıfına geçiş yapmıştır. Bu durum, kil katkısının zeminin

kohezyonel yapısını güçlendirdiğini ve genel davranışında önemli değişikliklere yol açtığını göstermektedir. Ayrıca, kil oranındaki artışa paralel olarak dane özgül ağırlığı değerlerinde de artış gözlemlenmiştir.

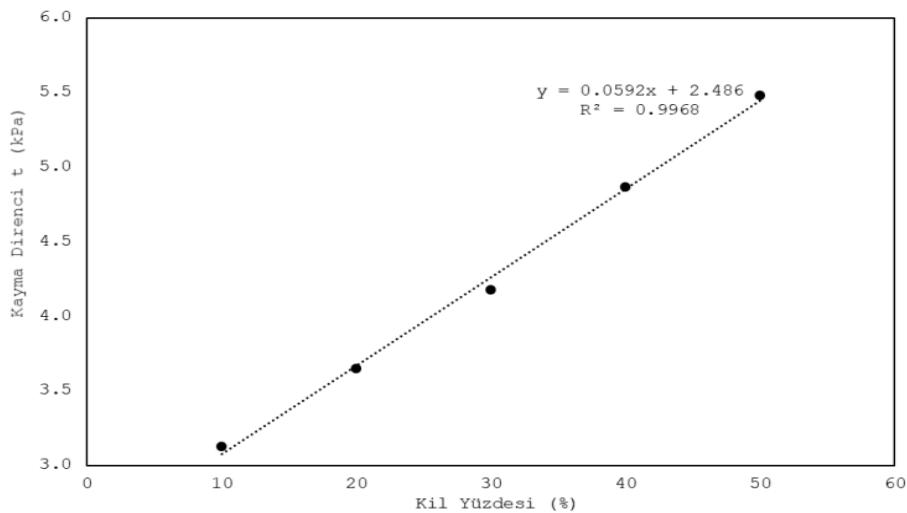
Tablo 1.1. Karışımlara ait indeks deneyi sonuçları (Görgün ve Ural 2018).

Karışım	%10Kil+ %90Silt	%20Kil+ %80Silt	%30Kil+ %70Silt	%60Kil+ %40Silt	%50Kil+ %50Silt
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

Karışımların fiziksel özelliklerinin belirlenmesinin ardından, Veyn deneyleri gerçekleştirilerek numunelerin kayma direnci ile ilgili parametreleri değerlendirilmiştir. Kohezyonlu zeminlerde kayma direnci (τ), çoğunlukla kohezyon katsayısı (c) ile doğrudan ilişkilidir. Yapılan deneysel çalışmalar neticesinde, kil içeriği arttıkça karışımların kohezyon değerlerinde de artış gözlemlenmiş; bu durum, kohezyon katsayısının yükselmesine neden olmuştur (Tablo 1.1). Elde edilen bulgular, bu artışın zeminlerin kayma direncini olumlu yönde etkilediğini ortaya koymaktadır. Ayrıca, ince taneli zeminlerde kil oranı ile kayma direnci arasında anlamlı bir ilişki olduğu belirlenmiştir (Tablo 1.2).

Tablo 1.2. Karışımlara ait kayma direnci değerleri (Görgün ve Ural 2018).

Karışım	%10Kil+ %90Silt	%20Kil+ %80Silt	%30Kil+ %70Silt	%60Kil+ %40Silt	%50Kil+ %50Silt
Kayma Direnci (t)	3.13kPa	3.65kPa	4.18kPa	4.87kPa	5.48kPa



Şekil 1.1. Kil içeriği artışının kayma direnci üzerindeki etkisi (Görgün ve Ural 2018).

Literatürde yapılan değerlendirmelere göre, zemindeki kil oranı arttıkça kohezyon değerinde genellikle bir artış gözlemlenmekte; buna karşılık içsel sürtünme açısı azalma eğilimi göstermektedir. Bu durum, zeminin genel kayma direncinde karmaşık bir etki yaratır. Kil, zemin yapısına daha yüksek kohezyon kazandırarak tanecikler arası bağları kuvvetlendirir. Artan kohezyon, zeminin dış yüklemelere karşı daha fazla direnç göstermesini mümkün kılabilir. Ancak, içsel sürtünme açısının düşmesi, zeminin daha plastik bir davranış sergilemesine ve zemin yüzeyinde kaymanın daha kolay oluşmasına neden olur. Başka bir ifadeyle, kil oranındaki artış zeminin dayanımını artırsa da, kaymaya karşı direncini düşürerek zemini kaymaya daha elverişli hale getirebilir. Bu karşılıklı etkileşim, zemin mühendisliği açısından yapılan tasarım ve stabilite analizlerinde dikkate alınması gereken önemli bir husustur.



2. ZEMİNLERİN KAYMA DİRENCİ

Zeminlerin kayma davranışı, geoteknik uygulamalarda dikkate alınan ve mühendislik tasarımlarını doğrudan etkileyen başlıca konulardandır. Bu parametre, zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarının belirlenmesinde, temellerin taşıma kapasitesinin hesaplanmasında, istinat yapılarına yönelik tasarımlarda, heyelan analizlerinde ve şev stabilitesi değerlendirmelerinde kullanılır. Kayma direnci, zeminlerin fiziksel ve mekanik özelliklerine bağlı olarak önemli ölçüde değişiklik gösterebilir. Bu faktörler arasında zemin tipi, içsel sürtünme açısı (ϕ), kohezyon (c), boşluk oranı (e), zeminlerin gerilme geçmişi, üzerine uygulanan gerilmeler ve ortam sıcaklığı gibi parametreler yer alır. Bu nedenle, zeminlerin kayma direncini matematiksel olarak doğru bir şekilde ifade edebilmek için bu parametrelerin tamamı dikkate alınmalıdır.

Geçmişte kayma direnci, genellikle sadece içsel sürtünme açısı (ϕ) ve kohezyon (c) gibi temel parametrelerle tanımlanmıştır. Ancak zamanla, zemin davranışlarını daha doğru şekilde modellemek amacıyla daha karmaşık analiz yöntemleri geliştirilmiştir (Önalp, 2018). Zeminlerin kayma direncini etkileyen faktörlerin birlikte ele alınması, özellikle göçme ve zemin hareketlerini açıklamak için birçok teorik model ve hipotez geliştirilmesine yol açmıştır. Bu teoriler arasında en basit ve en yaygın olarak kabul edilen model, Mohr-Coulomb göçme hipotezidir. Mohr-Coulomb kriteri, zeminlerin kayma direncini, uygulanan normal gerilme (σ) ile buna karşılık gelen kayma gerilmesi (τ) arasındaki ilişki çerçevesinde tanımlar (Özaydın, 2010). Bu model, özellikle pratikte yaygın şekilde kullanılarak mühendislik tasarımlarında önemli bir araç haline gelmiştir.

Kayma direncinin matematiksel olarak tanımlanmasında, Coulomb ve Tresca'nın katkıları büyüktür. Coulomb (1776), zeminlerin kayma direncini, uygulanan gerilmeye bağlı olarak içsel sürtünme açısı (ϕ) ve gerilmeden bağımsız olan kohezyon (c) ile ilişkilendiren ilk teoriyi geliştirmiştir. Bu yaklaşım, modern geoteknik mühendisliğinin temel taşlarından biri olmuştur. 20. yüzyılın başlarında Mohr, malzemelerin kırılma davranışlarını açıklamak amacıyla bir teori ortaya koymuş ve bu çerçevede herhangi bir düzlemde meydana gelen kayma gerilmesini (τ_f), o düzlemdeki

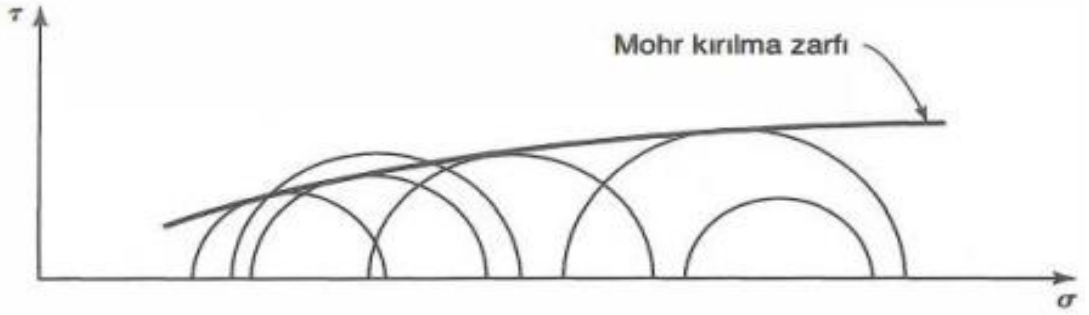
normal gerilmenin (σ_f) bir fonksiyonu olarak tanımlamıştır (Denklem 2.1). Bu yaklaşım, zeminlerin kayma dayanımı ve kırılma kriterlerinin anlaşılmasında temel bir kuramsal dayanak oluşturmuş; daha sonra geliştirilen pek çok analitik yöntemde de zemin hazırlamıştır (Holtz ve ark., 1981).

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

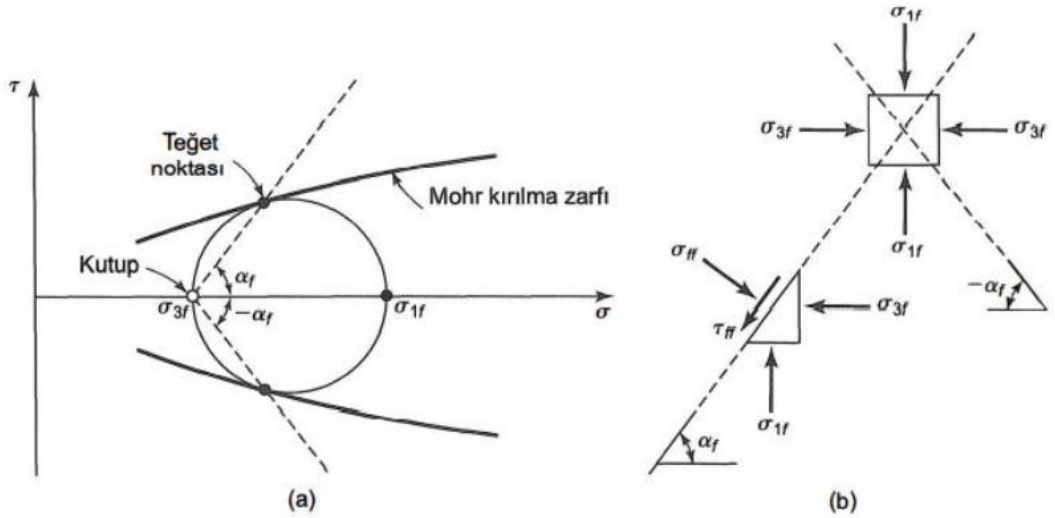
Kayma direncinin fonksiyonunu belirlemek amacıyla, normal gerilme (σ) değerleri değiştirilerek kayma gerilmesi (τ) deneysel olarak ölçülmektedir. Bu değerler, zeminlerin kesme dayanımını belirlemek ve analiz edebilmek açısından büyük öneme sahiptir. Ancak, bu sürecin doğru biçimde yürütülebilmesi için dikkate alınması gereken çeşitli kritik hususlar mevcuttur. Zeminlerin homojen olmayan yapısı ve özellikleri nedeniyle, farklı düzlemler boyunca kayma direnci farklılık gösterebilir. Örneğin, bir noktada oluşan en yüksek gerilme düzleminde kayma gerilmesi ve dolayısıyla dayanım en düşük seviyede olabilir. Bir başka deyişle, her zaman kırılma anındaki değer olmayabilir; bir noktadaki kayma direnci, o noktadan geçen çok sayıda düzlemin en zayıf olanına göre belirlenmiş olabilir.

Bu durum, zeminlerin yapısal heterojenliğini ve farklı düzlemlerdeki kayma davranışını yansıtır. Denklem 2.1’de de görüleceği üzere, kayma direnci genellikle normal gerilme ile doğrusal bir ilişki göstermez. Bu, zeminlerin kayma davranışlarının yalnızca normal gerilme ile doğrudan açıklanamayacak daha karmaşık tepkiler sergileyebileceğini göstermektedir. Bu nedenle, kayma direncini daha kapsamlı ve gerçekçi bir şekilde yorumlayabilmek için daha gelişmiş teorik modeller ve hipotezlere ihtiyaç duyulmaktadır. Zemine uygulanan gerilme bilindiğinde ve asal gerilmeler belirlendiğinde, Mohr dairesi çizilerek zemin davranışı analiz edilebilir. Şekil 2.1’de gösterildiği gibi, Mohr dairesi, zemin içerisindeki normal ve kayma gerilmelerinin ilişkisini görsel olarak ifade eder. Mohr dairesinin, zemin için kırılma zarfına teğet olması, zemin malzemesinin yenilme noktasına ulaştığını ve kayma gerilmesinin artık zeminin dayanım kapasitesini aştığını gösterir. Bu durumda zemin, plastikleşmeye başlar ve kayma kırılması meydana gelir. Ancak, Mohr dairesinin kırılma zarfının altında kalan bölgelerde, zemin hala elastik davranış sergiler. Yani, bu bölgelerde gerilmeler, zemin materyalinin elastik sınırları dahilinde kalır ve malzeme geri yüklenebilir bir şekilde davranır.

Öte yandan, Mohr dairesinin kırılma zarfının üzerinde kalan bölgeler geçerli değildir, çünkü bu gerilme durumları malzemenin kapasitesinin çok ötesindedir. Zemin, bu sınır eğrisine ulaşmadan önce kırılma noktasına gelir ve bu da zemin malzemesinin dayanım limitini aşması anlamına gelir. Kısacası, Mohr dairesi kullanılarak yapılan bu analiz, zeminlerin farklı gerilme koşulları altında nasıl davrandığını, hangi durumların elastik, hangi durumların plastik olduğunu ve ne zaman yenilme yaşanacağını belirlenmesinde etkili bir yöntem olarak öne çıkmaktadır.



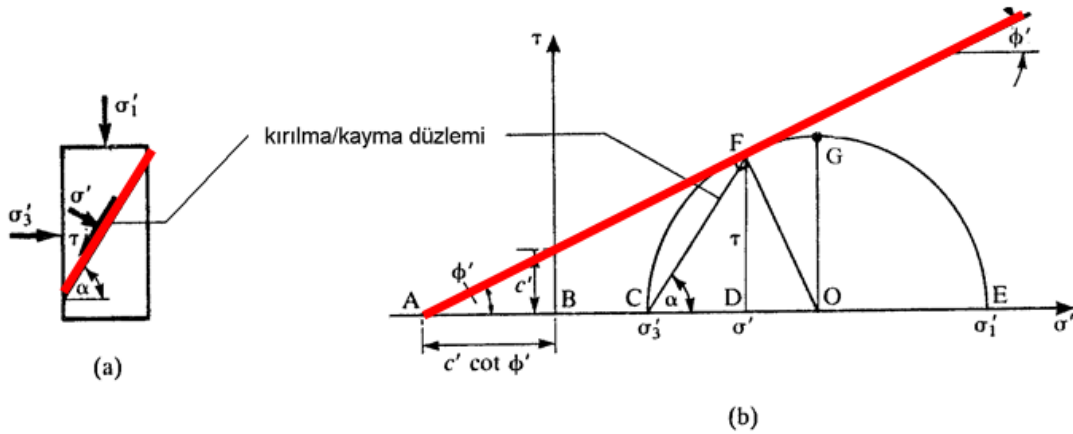
Şekil 2.1. Mohr kırılma hipotezi.



Şekil 2.2. Mohr zeminde kırılma düzlemleri (Önalp ve Arel, 2018).

Şekil 2.2(a)'da yer alan Mohr Kırılma Hipotezi, zemin elemanlarının kırılma koşullarını daha iyi anlamamıza yardımcı olan bir teodir. Bu hipotez, bir zemin elemanının kırılma düzleminin eğrisinin açısını belirlemek için kullanılan bir yaklaşımdır ve Şekil 2.2(b)'de detaylandırılmaktadır. Mohr Kırılma Hipotezi'ne göre, kutuplaşma noktası olan P'den başlayarak Mohr dairesinin kırılma zarfına teğet geçen noktaya bir doğru çizildiğinde, bu doğrunun normal gerilme eksenine (σ eksen) göre yaptığı açı, zemin elemanının kırılma düzlemiyle oluşturduğu eğrinin açısını verir.

Bu yaklaşım, zemin malzemesinin kırılma davranışını tanımlamada kritik bir rol oynar. Kırılma düzlemi, zemin elemanının içinde gerilme alanlarının dağılımına göre şekillenen ve malzemenin plastisiteye uğrayıp kayma kırılmasına uğradığı yüzeydir. Kırılma zarfı, bu düzlemin hangi koşullar altında aktif hale geleceğini belirler ve bu durum, zemin mühendisliğinde stabilite analizleri ve tasarımları açısından büyük öneme sahiptir. Mohr Kırılma Hipotezi, özellikle zeminlerin ve yapı temellerinin stabilitesini değerlendirmek için faydalıdır ve gerilme analizlerinin görsel bir şekilde yapılmasını sağlar.



Şekil 2.3. Mohr- coulomb kırılma hipotezi (Önalp ve Arel, 2018).

Mohr hipotezi, zamanla Coulomb'un yatay bağlanma kriteriyle birleştirilerek daha kapsamlı bir model halini almıştır. Bu birleşim, kayma gerilmesi (τ) ekseninde "kohezyon" (c) olarak adlandırılan bir ordinat değeri ile birlikte, zemin danecikleri arasındaki normal gerilmeye (σ) bağlı olarak gelişen eğimli bir doğrusal ilişkiyi ortaya çıkarmıştır (Şekil 2.3). Mohr-Coulomb modeline göre, bu doğrusal ilişki, zeminlerin kayma direncini, hem normal gerilme hem de kohezyon parametreleriyle tanımlar.

Kohezyon, daneler arasındaki bağlayıcı kuvveti temsil eder ve genellikle zeminlerin elastik ve plastik davranışları arasında geçiş sağlayan bir özellik olarak değerlendirilir. Mohr-Coulomb bağıntısı, bu iki parametreyi kullanarak zeminlerin kayma direncini hesaplamak için yaygın olarak kullanılır. Coulomb'un yatay kırılma kriterine göre, kayma gerilmesi zemin içerisindeki normal gerilme ile doğrusal bir ilişki içerisinde; ancak bu ilişki kohezyonel kuvvetin etkisiyle biçimlenir.

Bu model, Terzaghi'den önce geliştirilmiş olup yalnızca toplam gerilme cinsinden ifade edilmiştir; ancak sonraki yıllarda daha karmaşık analizlerin ve ilave parametrelerin dâhil edilmesiyle kapsamı genişletilmiştir. Sonuç olarak, Mohr-

Coulomb bağıntısı, zeminlerin kayma direncini belirlemede temel bir yöntem hâline gelmiş ve geoteknik mühendisliğinde yapıların güvenliği ile stabilitesinin değerlendirilmesinde yaygın olarak başvurulmuş bir yaklaşıma dönüşmüştür. Sonuç olarak Mohr-Coulomb bağıntısı;

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

biçimine dönüşmüştür. Bu ifadede, ϕ sürtünme katsayısının arktanjanı olarak tanımlanmıştır. Bununla birlikte, c ve ϕ , zeminin mekanik parametreleri olmaktan çok, bir matematiksel ifadenin öğeleri olarak kabul edilmelidir (Önalp, 2018).

Zeminin kırılma zarfının doğrusal olmadığı gerçeği bilindiği halde (Şekil 2.3), Mohr-Coulomb hipotezinin hâlâ günümüzde yaygın olarak kullanılmaya devam etmesi, özellikle asal gerilme σ_2 'nin kırılma koşullarında göz ardı edilmesi ve orta asal gerilmenin zeminin kırılmasında etkili olmadığı varsayımıyla açıklanabilir. Bu durum, Mohr-Coulomb hipotezinin sadece yaklaşık bir ifade sunduğunu gösterir. Mohr-Coulomb hipotezinin, zemin davranışlarını doğru bir şekilde açıklamada bazı hatalar ortaya koymasına rağmen, uzun yıllardır kullanılıyor olmasının sebeplerinden biri, orta asal gerilmenin ihmal edilmesinin genellikle güvenli tarafta kalmasına yol açmasıdır. Ancak, bu durum dikkate alındığında, daha hassas ve karmaşık analiz gereksinimlerine yönelik yaklaşımlar geliştirildiğinde, ileride yapılacak araştırmaların, daha isabetli ve kapsamlı modellemelere olanak sağlayacağı ifade edilebilir (Önalp, 2018).

Her ne kadar çeşitli kırılma teorileri geliştirilmiş olsa da, uygulamalarda en sık başvurulmuş ve en güvenilir kabul edilen model, Mohr-Coulomb Hipotezi olmuştur (Özaydın, 2010).

2.1. Zeminlerde Gerilme ile Birim Deformasyon Arasındaki İlişki

Zeminin lineer elastik davranışı, belirli bir yük aralığında, uygulanan gerilme ile doğru orantılı olarak deformasyon meydana getirdiği ve yük kaldırıldığında zemin yapısının tamamen eski haline döndüğü bir özelliktir.

ve uygulanan yük kaldırıldığında başlangıç durumuna geri dönebilen, doğrusal olmayan elastik davranış sergiler.

Zamana bağlı deformasyon gösteren malzemeler ise viskoelastik karakterdedir. Viskoelastik yapıya sahip malzemeler, hem elastik hem de viskoz davranış özelliklerini birlikte taşır. Bu tür malzemelerde, uygulanan yük altında hem elastik şekil değişimi hem de zamanla artan viskoz deformasyonlar meydana gelir. Elastik deformasyonlar yük kaldırıldığında geri dönerken, viskoz deformasyonlar zamanla birikerek kalıcı hale gelebilir. Viskoelastik malzemeler, yük altında hem belli bir süre boyunca deformasyon gösterir, hem de yük kaldırıldığında bir kısmı geri döner, bir kısmı kalıcı olur. Ancak literatürde, bu tür malzemelerin zamana bağlı davranışlarını doğru biçimde modelleyebilmek için daha fazla bilimsel araştırmaya ihtiyaç duyulmaktadır (Holtz ve ark., 1981).

Son olarak, plastik davranış sergileyen malzemeler yük altında kalıcı şekil değişimine uğrayan malzemelerdir. Bu malzemeler, belirli bir gerilme eşiği aşıldığında kalıcı deformasyon gösterir ve uygulanan yük kaldırıldığında bu deformasyonun geri dönüşü mümkün olmaz. Yani, şekil değişikliği bu malzemelerde kalıcıdır ve malzeme ilk formuna geri dönemez. Bu özellik, yüksek gerilme altında ve kalıcı şekil değişikliği gerektiren mühendislik uygulamalarında önemlidir.

2.2. Drenajlı Kayma Direnci

Kum ve çakıl gibi kaba daneli zeminlerin en belirgin özelliklerinden biri, yüksek geçirgenlik göstermeleridir. Bu tür geçirgen zeminler, yükleme altında farklı bir davranış sergileyebilir. Özellikle yükleme sırasında zemin içindeki boşluk suyu, drenaj yoluyla dışarıya çıkabilir ve bu durum, zemin dayanımının yalnızca zemin danelerinin özelliklerine bağlı hale gelmesine yol açar. Bu süreç, zeminlerdeki gerilme durumu üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda, Terzaghi tarafından geliştirilen efektif gerilme teorisi, zeminlerdeki bu davranışı açıklamaktadır. Efektif gerilme teorisine göre, zemin içindeki suyun etkisi ve zemin danelerinin etkileşimi birlikte değerlendirilir. Zeminlerin kayma dayanımının yanı sıra, zemin içinde meydana gelen hacimsel deformasyonlar da efektif gerilme ile doğru orantılıdır (Terzaghi, 1936). Bu nedenle, kayma dayanımının hesaplanmasında suyun etkisi göz ardı edilir ve zemin özellikleri yalnızca efektif gerilme parametreleri kullanılarak belirlenir.

Efektif gerilme parametreleri, zemin davranışlarını daha doğru şekilde modellemek için kullanılır ve bu parametreler Mohr–Coulomb kriterine dayalı olarak kayma dayanımı ilişkilerine dahil edilir. Kayma dayanımını ifade eden Denklem (2.3), efektif gerilme parametrelerine dayalı bir model sunar:

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

Denklem 2.3'te yer alan c' ve φ' , sırasıyla efektif kohezyon ve içsel sürtünme açısını; σ' ise boşluk suyu basıncının dikkate alınmadığı efektif gerilmeyi temsil eder. Bu denklem, zeminlerin dayanımını daha doğru bir şekilde hesaplamak için, sadece suyun etkisi göz önünde bulundurulmadan hesaplanan efektif parametreleri kullanır.

Drenajlı (veya efektif) kayma dayanımı parametreleri, genellikle arazi koşullarında yapılan ampirik testler ve laboratuvar ortamında gerçekleştirilen çeşitli testler ile belirlenebilir. Bu testler arasında kesme kutusu testleri ve üç eksenli basınç testleri yer alır. İnce daneli zeminlerde ise efektif dayanım, özellikle yavaş yükleme hızlarıyla ölçülür. Bu tür zeminlerin uzun dönemdeki davranışları önemli olduğunda, efektif parametreler kritik bir rol oynar. Örneğin, zamanla stabilite sorunları yaşayabilecek şevlerin analizinde, bu tür uzun vadeli etkilerin dikkate alınması gerekir. Bu bağlamda, efektif parametrelerin doğru bir şekilde belirlenmesi, şevlerin güvenliğini ve stabilitesini sağlamada büyük önem taşır.

2.3. Drenajsız Kayma Direnci

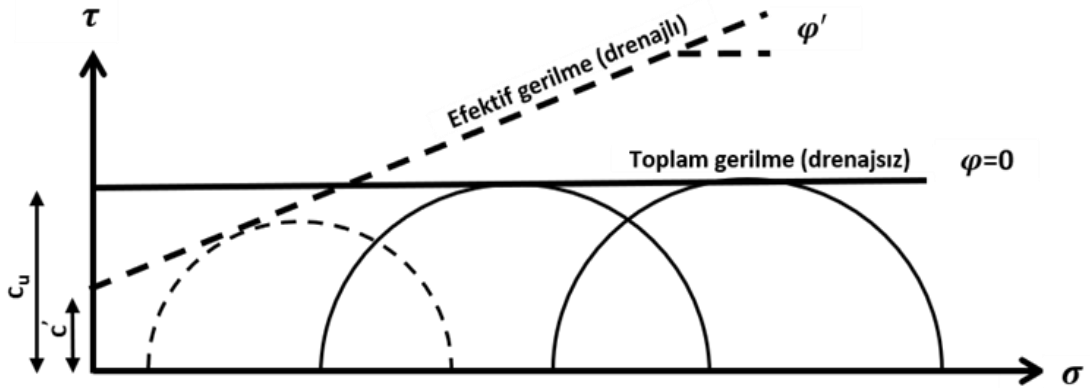
Zemin içindeki suyun drene olamayacağı kadar hızlı bir şekilde yapılan yüklemeler sonucunda, drenajsız koşullar hâkim olur. Bu durum, özellikle suya doymuş, düşük geçirgenliğe sahip ince daneli (kohezyonlu) zeminlerde kısa vadeli yüklemelerde gözlemlenir. Drenajsız koşullar altında, zemin kayma dayanımının hesaplanmasında toplam gerilmeler kullanılır. Bu tür koşullar altında, drenajsız kayma dayanımı (c_u) parametresi devreye girer. Drenajsız kayma dayanımı, zeminin yalnızca kısa süreli dayanımını temsil eder; bu nedenle uzun vadeli dayanım hesaplamaları için efektif parametrelerin dikkate alınması gerekir.

Teorik olarak, drenajsız yükleme koşulları altında suya doymuş ince daneli zeminlerde, uygulanan yükün zeminin su direncini aşması durumunda, tanecikler üzerindeki etkili gerilme tamamen boşluk suyu basıncına aktarılır. Bu da, etkili gerilme değerlerinde

herhangi bir değişim olmayacağı anlamına gelir. Bu yaklaşım, Terzaghi'nin etkili gerilme kuramının temel varsayımıyla örtüşmektedir (Terzaghi, 1936).

Toplam gerilme perspektifinden bakıldığında, uygulanan dış yükler arttıkça boşluk suyu basıncı da artar ve bu da Mohr dairelerinin sağa doğru ötelenmesine yol açar. Ancak bu koşullarda, dairelerin çapları (yani en büyük ve en küçük normal gerilmeler arasındaki fark) sabit kalır. Bu durumlar altında, Şekil 2.5'te de görüldüğü üzere, toplam gerilmelere göre çizilen Mohr dairesi doğrultusunda düz bir yenilme zarfı ortaya çıkar. Bu bağlamda içsel sürtünme açısı (ϕ) sıfır olarak kabul edilir ve yenilme zarfının dik eksene temas ettiği nokta, asal gerilmeler arasındaki farkın yarısı kadar olan değerle drenajsız kayma dayanımını (c_u) temsil eder.

Drenajsız koşullarda, yükleme süresince etkili gerilme sabit kaldığından, yenilme anına kadar etkili gerilme daireleri çakışık kalır ve tek bir daire olarak kalır. Bu koşullarda, yenilme zarfının eğimi ise etkili içsel sürtünme açısını temsil eder. Bu çerçevede zeminin dayanımı, sadece toplam gerilme, boşluk suyu basıncı gibi etmenlere bağlıdır. Bu nedenle, drenajsız kayma dayanım parametresi, yalnızca anlık koşullarda değil, uzun süreli davranışın bir göstergesi olarak da değerlendirilmeli ve bu tür analizlerde mutlaka etkili gerilme ile birlikte ele alınmalıdır (Bishop ve Eldin, 1960).



Şekil 2.5. Drenajlı ve drenajsız koşullardaki yenilme zarfları.

2.4. Kayma Direncinin Ölçümü

Zemin gibi doğal ve heterojen malzemelerin laboratuvar ortamında test edilmesi, homojen ve izotropik mühendislik malzemelerine kıyasla çok daha karmaşık bir süreçtir. Zeminlerin mekanik davranışı; numune alma, taşıma, hazırlık ve test süreçlerindeki birçok etkene duyarlıdır ve bu durum, elde edilen deneysel sonuçların

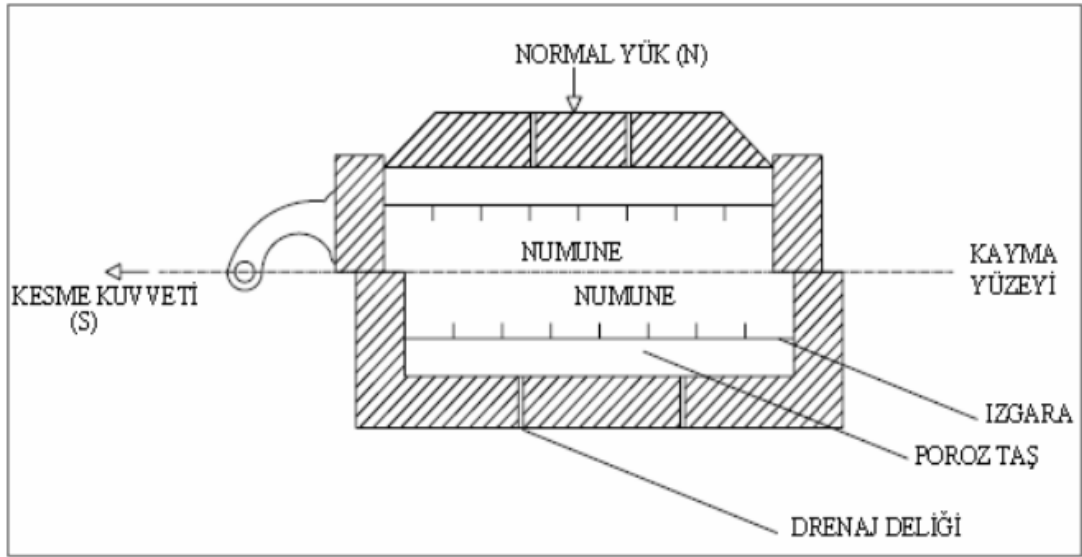
gerçek zemin davranışını yansıtmamasını zorlaştırmaktadır. Zeminlerin laboratuvar ortamında ölçülen parametrelerinin, doğal ortamlarındaki gerçek değerlerden farklı olmasına yol açmaktadır. Buna karşın, Coulomb'un katkılarıyla başlayan ve sonrasında gelişen laboratuvar deneyleri, bu zorluklara rağmen zemin davranışlarını anlamada önemli bir araç olmuştur. Ancak, 1970'lerden itibaren laboratuvar deneylerinin sınırlamaları fark edilerek, daha doğru ve güvenilir sonuçlar elde etmek amacıyla yerinde yapılan arazi deneylerinin önemi giderek artmıştır. Bu dönemde, arazi koşullarında yapılan deneylerin sonuçlarının, zeminlerin gerçek mekanik özelliklerini daha doğru şekilde yansıttığı anlaşılmıştır (Önalp, 2018).

2.4.1. Laboratuvar deneyleri

Zeminlerin kayma direnci, temel mühendislik tasarımlarında dikkate alınan en önemli mekanik parametrelerden biridir. Bu parametrenin güvenilir şekilde belirlenmesi, temel tasarımı, şev stabilitesi, istinat yapıları ve zemin iyileştirme uygulamaları açısından kritik öneme sahiptir. Laboratuvar ortamında kayma direncinin belirlenmesinde çeşitli deney yöntemleri kullanılmaktadır. Zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinde kullanılan başlıca laboratuvar deneyleri; doğrudan kesme deneyi, üç eksenli basınç deneyi, serbest basma deneyi ve basit kesme deneyi olarak sıralanabilir. Bu deneyler, farklı zemin türlerine ve mühendislik ihtiyaçlarına bağlı olarak seçilir.

2.4.1.1. Kesme kutusu deneyi

Kesme kutusu deneyi, kayma direnci parametrelerinin ölçülmesinde kullanılan ilk yöntemlerden biridir. Şekil 2.8'de görüldüğü üzere, kare veya dairesel kesitli zemin numunesi, üst kısmında bir kapak bulunan metal bir kesme kutusuna yerleştirilir. Bu numune, zeminin doğal ortamda aldığı gerilmeleri taklit etmek amacıyla, başlangıçta bir normal gerilme (σ_n) ile yüklenir ve ardından konsolidasyon yüküne eşdeğer bir normal yük uygulanarak konsolidasyon süreci başlatılır. Bu aşama, zeminin sıkışarak suyun boşalmasını sağlamasını amaçlar. Konsolidasyon tamamlandıktan sonra, numuneye uygulanan kesme kuvveti ile numune, belirli bir hızda kesilmeye başlanır. Kesme sırasında yatay hareket, düşey hareketler ve uygulanan kesme kuvveti gibi ölçümler kaydedilir. (Önalp,2018)



Şekil 2.6. Kesme kutusu düzeneği (Önalp, 2007).

Kesme kutusu deneyinin bazı dezavantajları bulunmaktadır. Zemin numunesinin hangi hızla kesileceği konusunda tam bir kontrol sağlanamadığından, drenajın tamamen engellenmesi mümkün olmayabilir. Bu durum, gerçek anlamda konsolidasyonlu ve drenajsız (CU) bir deney yapılmasını zorlaştırır. Ayrıca, bu deney düzeneğinde boşluk suyu basıncı ölçülememektedir. Gerilme seviyeleri göçmeye ulaşmadan önce asal gerilme doğrultularının belirsizliği, bu deneyin zayıf yönlerinden biridir. Ancak, kuru kumlarda boşluk suyu basıncına ilişkin herhangi bir sorun yaşanmaz. Diğer bir sorun ise, kesme kutusunda gerilme dağılımının kırılma düzlemi boyunca tam olarak izlenememesidir. Bunun temel nedeni, numunenin sınırlı bir bölgesinde yüksek gerilme yoğunluğunun oluşmasıdır. Ayrıca, kesme işlemi sırasında zorlanan yüzey, zeminin en zayıf kayma düzlemiyle örtüşmeyebilir, bu da bu deneyin bir başka sınırlılığını oluşturur (Ürkmez, 2009). Kesme kutusu deneyinde, göçme anındaki normal gerilmeler (σ_n) ve kesme gerilmeleri (τ_n) aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$\sigma_n = \frac{N}{A} \quad (2.4)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \quad (2.5)$$

Daha doğru sonuçlar elde edebilmek için alan düzeltmesi yapılması gereklidir. Kesme işlemi sırasında kayma bölgesine etkiyen kuvvetler, üst kutunun hareketi (Δl) ile değişiklik gösterecektir. Örneğin, 60x60 mm boyutlarında bir kesme kutusunda alan düzeltmesi şu şekilde hesaplanır:

$$\text{Düzeltilmiş Alan} = 60 \times (60 - \Delta l) \quad (2.6)$$

Her bir deneyde elde edilen σ_n ve τ_n değerleri, τ - σ grafiğinde yerine yerleştirilerek c ve ϕ değerleri hesaplanır.

2.4.1.2. Üç eksenli basınç deneyi (TX)

Üç eksenli basınç testleri, zeminlerin kayma dayanımı ile ilgili parametrelerinin belirlenmesinde, arazi koşullarını laboratuvar ortamında en gerçekçi şekilde temsil edebilen yöntemlerden biridir. Bu deneylerde, zemin numunesi önce izotropik olarak gerilmelere maruz bırakılır ve ardından eksenel yükleme uygulanarak kesme süreci başlatılır. Bu iki aşamalı yükleme prosedürü, arazi şartlarının laboratuvar ortamında daha sağlıklı bir şekilde yansıtıldığını göstermektedir. Deneyler, uygulanacak yükleme koşulları ve zeminin fiziksel özellikleri dikkate alınarak drenajlı veya drenajsız olarak gerçekleştirilebilmektedir. Drenajlı koşullar altında yapılan deneylerde, zeminlerin efektif gerilme cinsinden kayma dayanımı parametreleri hesaplanabilirken, drenajsız koşullarda gerçekleştirilen testler sayesinde, toplam gerilme esas alınarak drenajsız kayma mukavemeti (c_u) elde edilebilir.

Bu deneyler yalnızca dayanım parametrelerinin belirlenmesiyle sınırlı olmayıp, aynı zamanda zemin numunesinin gerilme şekil değiştirme davranışını ve yükleme altındaki mekanik tepkilerini anlamaya da katkı sağlar. Üç eksenli deneylerde uygulanan sistemin şematik gösterimi Şekil 2.10'da yer almaktadır.



Şekil 2.7. UU-CU-CD Deneyleri için tipik üç eksenli deney sistemi konfigürasyonu.

TX hücresi içinde, zemin numunesine her yönden uygulanan çevre basıncı (σ_3), arazideki minimum yatay gerilmeleri temsil etmektedir. Bu deneyde, suya doymun silindirik zemin numunesi, belirli bir hızla eksenel yönde artan yüklemeye tabi tutulur ve maksimum normal gerilme (σ_1) düzeyine ulaşana kadar kesme işlemine devam edilir. Deney genellikle kohezyonlu ve suya doymun zemin numuneleri üzerinde uygulanmakla birlikte, şekil bütünlüğünü koruyabilen kohezyonsuz zeminler üzerinde de gerçekleştirilebilmektedir.

Deney prosedürü temelde iki ana aşamadan oluşur: konsolidasyon ve kesme. Ancak bu aşamalardan önce, deney numunesi kauçuk bir membranla sarılarak alt ve üst başlıklar arasına yerleştirilir ve ardından numunenin tam doymunluğa ulaşması için doyurma işlemi başlatılır. Doymunma işlemi, zemin içindeki çözünmüş ya da hapsolmuş hava kabarcıklarının, geri basınç yöntemiyle giderilmesi esasına dayanır. Bu süreçte, hem çevre basıncı hem de geri basınç belirli kademelerle artırılarak boşluk suyu basınçlarında ani artışlara neden olmadan denge sağlanması hedeflenir.

Doymunluk durumunun yeterli seviyeye ulaşp ulaşmadığı ise Skempton (1954)'ün geliştirdiği boşluk suyu basıncı parametrelerinden biri olan B_w değeri ile kontrol edilir. Bu parametre, boşluk suyu basıncındaki değişimin (Δu_w) uygulanan hücre basıncındaki değişime ($\Delta \sigma_3$) oranı olarak tanımlanır (Denklem 2.10). Elde edilen B_w değeri %95 veya üzerindeyse, numunenin tam doymun kabul edildiği varsayılır ve deneyin ilk temel aşaması olan konsolidasyon sürecine geçilir.

$$B_w = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \quad (2.7)$$

Konsolidasyon aşamasında izlenen yönetime bağılı olarak farklı üç eksenli deney türleri tanımlanmaktadır. İlk yöntemde, minimum normal gerilme yani çevre basıncı (σ_3) altında numuneden boşluk suyunun dışarı çıkmasına izin verilirse, zemin drenajlı koşullar altında konsolide olur ve bu tür deneyler “Konsolidasyonlu (C)” olarak adlandırılır. Konsolidasyonlu deneylerde, zemin numunesinin tamamen doymun olması temel bir gerekliliktir. Bu süreçte, belirli bir konsolidasyon gerilmesi altında numunenin hacimsel değişimlerine ve aşırı boşluk suyu basıncının zamanla sönümlenmesine izin verilerek numunenin denge durumuna ulaşması beklenir. Sürecin süresi zeminin cinsine göre değişmekle birlikte, kohezyonlu zeminlerde bu

süre genellikle saatler hatta günler sürebilirken, kohezyonsuz zeminlerde çok daha kısa sürelerde tamamlanabilir.

Alternatif olarak, ikinci yöntemde konsolidasyon aşamasında drenaj kapalı tutulur ve numune içerisindeki suyun dışarı çıkmasına izin verilmezse, bu durumda zemin konsolide olamaz ve deney “Konsolidasyonsuz (U)” olarak tanımlanır. Konsolidasyonsuz deneylerde numunenin tamamen doymuş olması zorunlu değildir. Ancak doymuş olmayan zeminlerde, hücre basıncının etkisiyle hacimsel değişimler meydana gelebilir ve bunun sonucunda negatif boşluk suyu basınçları oluşabilir (Fredlund ve Rahardjo, 1993).

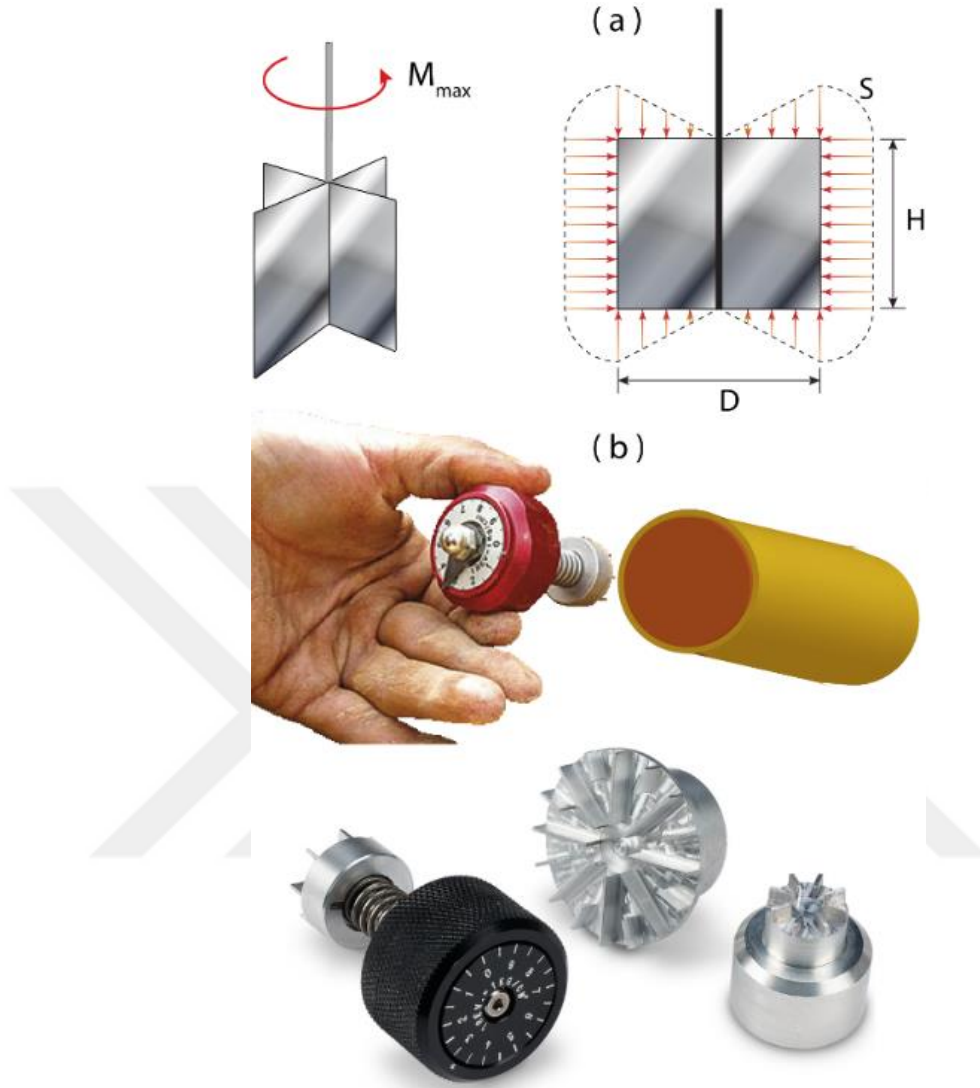
Deneyin ikinci aşamasında, çevre basıncı altında tutulan numune, düşey yönde sabit bir şekil değiştirme hızıyla kontrollü bir şekilde kesilmeye tabi tutulur. Kesme işlemi, deneyin amacına bağlı olarak drenajlı (D) veya drenajsız (U) koşullarda gerçekleştirilebilir.

Konsolidasyonlu-drenajlı (CD) deneylerden zeminin efektif gerilme altındaki dayanım parametreleri, konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) deneylerden toplam gerilme esaslı dayanım özellikleri, konsolidasyonlu-drenajsız (CU) deneylerden ise hem efektif hem de toplam gerilme verileri birlikte elde edilmektedir. CD tipi deneylerde drenaj süreci kademeli olarak sağlandığı için işlem oldukça yavaştır; bu nedenle bu deney tipi, daha uzun vadeli arazi koşullarını temsil eden dayanım parametrelerinin elde edilmesi açısından tercih edilir. UU deneyleri ise çok kısa süreli ve hızlı yüklemelerin etkili olduğu durumları modellemek için uygundur. CU tipi deneylerde, numune belli bir süre konsolide olduktan sonra drenaj kapatılır ve hızlı bir şekilde kesmeye başlanır; bu yöntem sayesinde hem ara yüklemeleri hem de kısa sürede ortaya çıkan dayanım özellikleri belirlenebilir.

2.4.1.3. Kanatlı kesici deneyi (VT)

Birçok normal yüklenmiş kilde kayma direnci o kadar düşüktür ki, zemin tamamen bozulmadan numune almak neredeyse imkansız hale gelir. Bu durumda, ölçümün yerinde yapılması tek seçenek olarak öne çıkar. Sondaj derinliği hedeflenen seviyeye ulaştığında, buraya kılıf içinde indirilen (+) kesitli ve çap/yükseklik oranı genellikle 0.5 olan çelik kanatlı kesici (vane) zemine itilir. Çubuğuna uygulanan burulma kuvvetiyle numune, zemin kesilene kadar çevrilir (Şekil 2.12a). Kayma direnci

ölçüldükten sonra, 25 ek döndürüşle silindirik kayma yüzeyindeki zemin yoğrulmuş kabul edilir ve deney, kalıcı direnç ölçülerek tamamlanır.



Şekil 2.8. Kanatlı kesici deneyi (a) bıçak ve çevresinde gerilmeler (b) minyatür kanatlı kesici.

Kanatlı kesici deneyinin, normal yük altında çalışan killer ve siltli killerde güvenilir sonuçlar verdiği söylenebilir. Ancak, aşırı konsolide killerde fisürlerin bulunması nedeniyle bu yöntemin uygulanabilirliği sorgulanmaktadır. Kumlu zeminlerde ise bu deneyin uygulanması mümkün değildir. Siltli zeminlerde ise, kabarma özellikleri nedeniyle başarı durumu tartışmalıdır. Bu nedenle, Türkiye’de zemin özelliklerinden ötürü her zaman bu deneyin uygulanması mümkün olamamaktadır (Önalp, 2018).

2.4.2. Arazi deneyleri

Zeminlerin kayma dayanımının doğrudan arazi koşullarında ölçülmesi, laboratuvar ortamında karşılaşılan örselenme etkilerinin önüne geçilmesi açısından tercih edilen

yaygın bir yaklaşımdır. Bu yöntem, özellikle numune alımının zor ya da güvensiz olduğu zemin koşullarında daha güvenilir sonuçlar sağlamaktadır. Arazi ortamında gerçekleştirilen bu testler, zeminin doğal yapısını koruyarak mühendislik parametrelerinin daha temsil edici şekilde elde edilmesine olanak tanır.

Kayma dayanımının sahada belirlenmesinde en çok kullanılan yöntemler arasında kanatlı kesme testi (VST), koni penetrasyon testi (CPT) yer almaktadır. Bu testler, farklı zemin türlerine ve projelendirme ihtiyaçlarına göre seçilmekte olup, arazi etütlerinde önemli mühendislik verilerinin elde edilmesini sağlar.

Arazi Kanatlı Kesici Deneyi (VST), özellikle yumuşak ve kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımını yerinde belirlemek için kullanılan pratik ve güvenilir bir yöntemdir. Test, uç kısmında dört dikdörtgen bıçaktan oluşan bir kanat düzeneğiyle gerçekleştirilir. Genellikle kanat boyunun çapına oranı 2 olacak şekilde ayarlanır. Deney sırasında, kesici uç belirli bir derinliğe yerleştirilip sabit bir hızla döndürülerek zeminin tork altında yenilmesi sağlanır. Maksimum tork değeri ölçülerek zeminin drenajsız kayma dayanımı hesaplanır. Zemin sertliğine göre kanat boyutları ve dönme hızı ayarlanarak ölçüm hassasiyeti artırılır. Bu yöntem, zeminlerin doğal yapısını bozmadan drenajsız kesme dayanımının belirlenmesini sağlar.

Koni Penetrasyon Testi (CPT), diğer adıyla statik sonda deneyi, zemine konik uçlu bir sondanın sabit bir hızla itilmesi esasına dayanan, yerinde (in-situ) bir zemin araştırma yöntemidir. Test sırasında uç direnci (q_c) ve çevresel sürtünme (f_s) olmak üzere iki temel parametre kaydedilir. Bu parametreler, zemin tabakalarının fiziksel özelliklerini sürekli ve ayrıntılı biçimde değerlendirmeyi mümkün kılar.

CPT, özellikle kohezyonlu ve zayıf zeminlerde yüksek güvenilirlik sunması nedeniyle yaygın şekilde tercih edilir. Ancak çok sert veya çakıllı zeminlerde, koninin ilerleyememesi nedeniyle testin uygulanabilirliği sınırlı olabilir. Bu kısıtlamaları aşmak ve test kapsamını genişletmek amacıyla farklı özelliklerde CPT sondaları geliştirilmiştir. Bu gelişmiş sistemlerle boşluk suyu basıncı ve kayma dalgası hızı gibi parametreler de ölçülebilmektedir. Testin elektronik sistemlerle yapılması, sürekli veri kaydına olanak sağlayarak hem ölçüm hassasiyetini artırmakta hem de kullanıcı bağımsızlığını güçlendirmektedir. Bu yönüyle CPT, yüksek çözünürlükte, tekrarlanabilir ve yorumlanabilir veriler sunar. CPT sonuçları sayesinde zemin tabakalarının sınıflandırılması, rölatif sıkılık, sıkışabilirlik, kayma modülü ve

sıvılaşma potansiyeli gibi birçok geoteknik özellik hakkında bilgi elde edilir. Özellikle zemin profilinin yatay ve düşey yöndeki değişimlerinin sürekli olarak izlenebilmesi açısından CPT, sahada en çok tercih edilen deneylerden biridir.

Drenajsız kayma dayanımı, CPT ile doğrudan ölçülemese de uç direnci verilerine dayalı ampirik bağıntılar yardımıyla dolaylı olarak hesaplanabilir. Bu hesaplamalarda kullanılan koni faktörü (N_k), zemin özelliklerine ve deney koşullarına bağlı olarak değişiklik gösterir. Literatürde, bu değerin zeminin konsolidasyon durumu, plastisite derecesi, dane boyutu ve su içeriği gibi birçok faktöre bağlı olduğu ifade edilmektedir.





3. MATERYAL VE METOD

3.1. Giriş

Bu tez çalışmasında, Adapazarı siltinin bentonit kili ile yapılan karışımlarının mekanik özellikleri incelenecektir. Bentonit kili, saf silte sırasıyla %0, %2, %4, %8, %10, %15, %20, %30 ve %40 oranlarında ilave edilecek ve bu katkı oranlarının kayma direnci parametreleri üzerindeki etkisi araştırılacaktır. Kayma direnci parametreleri, laboratuvar ortamında kesme kutusu deneyleri ile belirlenecektir.

3.2. Malzemeler

3.2.1. Doğal siltli zemin

Bu tez çalışmasında kullanılan doğal siltli zemin, Adapazarı Ovası'na Sakarya Nehri tarafından taşınarak birikmiş alüvyal, yani akarsu kökenli bir malzemedir (Bol, 2003). Tez kapsamında, Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı'na getirilen bu doğal siltli zemin numunesi, laboratuvar ortamında içerisinde yer alan zemin dışı maddelerden arındırılmak üzere ön eleme işlemine tabi tutulmuştur. Yapılan ön eleme ardından numune üzerinde hidrometre, özgül ağırlık ve Atterberg limit deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu zemine ait fiziksel özellikler Tablo 3.1'de sunulmuştur.

Tablo 3.1. Doğal siltli zemin fiziksel özellikleri (Bağca, 2024).

LL (Casagrande) (%)	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (GS)	Sınıf (ASTM D2487-11)
35	40,68	NP	NP	15,95	13,12	2,69	ML

3.2.2. Bentonit kili

Bentonit, volkanik kül ve mineral bileşimlerinden meydana gelen, kil bazlı bir mineraldir. Başlıca bileşeni montmorillonit minerali olup, oldukça ince daneli yapıya sahiptir. Bentonit, özellikle su emme yeteneği ve şişme özelliği nedeniyle pek çok endüstride yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu tez çalışması kapsamında kullanılacak olan kil türü bentonit olarak belirlenmiştir. Bentonit kiline ait fiziksel özellikler Tablo3.2'de sunulmuştur.

Tablo 3.2. Bentonit kili fiziksel özellikleri (Bağca, 2024).

LL (Casagrande) (%)	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (GS)	Sınıf (ASTM D2487-11)
119	122	32,00	87,00	79,37	73,94	2,70	CH

3.2.3. Sıfır numunesi hazırlanması ve bentonitin karıştırılması

Doğal siltli zemin numunesindeki kil oranını azaltmak amacıyla çöktürme (yüzdürme) yöntemi uygulanmıştır. Hedef, numunedeki kil oranını %5'in altına düşürmektir. Bu amaçla, farklı sürelerde (1–50 dakika) çöktürme işlemleri yapılmış ve hem kilin yeterince uzaklaştırılması hem de silt kaybının minimize edilmesi açısından en uygun sürenin 2 dakika ve 2 çevrim olduğu belirlenmiştir. Yaklaşık 5 kg ağırlığındaki zemin, içerisine su ve sodyum metafosfat çözeltisi eklenmiş bir tanka alınarak mikser yardımıyla süspansiyon haline getirilmiş ve bir gün dinlendirilmiştir. Ardından karışım tekrar karıştırılmış, 2 dakika bekletilerek çökelmeye bırakılmış, bu sürede üstte kalan yoğun kil süspansiyonu tanka yerleştirilen valfler yardımıyla ayrılmıştır. Aynı işlem ikinci kez tekrar edilerek iki çevrim tamamlanmıştır. İşlem sonunda elde edilen kili azaltılmış zemin etüvde kurutulmuş ve yapılan analizler sonucunda kil oranı yaklaşık %4 olarak belirlenmiştir (Bağca, 2024).

Çöktürme yöntemiyle kil oranı azaltılmış olan sıfır numunesi, çalışmanın devamında kullanılmak üzere dokuz parçaya ayrılmıştır. Her bir parça, farklı oranlarda bentonit kili ilave edilerek yeniden hazırlanmış ve homojen karışımlar oluşturulmuştur (Şekil 3.7). Bu karışımlarda kullanılan bentonit yüzdeleri ile oluşturulan numune gruplarına ait kodlamalar Tablo 3.3'te sunulmuştur. Bu aşamadan itibaren, yapılan deneysel değerlendirmelerde numuneler bu kodlara göre tanımlanacak ve analizler bu referans sistemine dayalı olarak yürütülecektir (Bağca, 2024).

Tablo 3.3. Deney numunelerinin tanımlanması (Bağca, 2024).

Numune No	Numune Kodu	Bentonit(%)
Sıfır numune	0	0
%2 bentonitli numune	2	2
%4 bentonitli numune	4	4
%8 bentonitli numune	8	8
%10 bentonitli numune	10	10
%15 bentonitli numune	15	15
%20 bentonitli numune	20	20
%30 bentonitli numune	30	30
%40 bentonitli numune	40	40

3.3. Deney Numunelerinin Fiziksel Özellikleri

Bölüm 3.2.3'te Bağca (2024)'ün tez kapsamında hazırlanmış olan 9 farklı numune üzerinde gerçekleştirilen deneyler sonucunda; likit limit (LL), plastik limit (PL), plastisite indisi (IP), özgül birim hacim ağırlığı (Gs) ve kil yüzdesi gibi temel mühendislik parametreleri incelenmiştir. Zemin sınıflandırması ASTMD2487-11 standardına göre yapılmıştır.

3.3.1. Atterberg kıvam limitleri

Zeminler, içerdiği su miktarına bağlı olarak katı, yarı katı veya sıvı benzeri davranışlar sergileyebilir. Bu davranış geçişleri belirli su içeriklerine bağlıdır ve bu kritik noktalar sırasıyla likit limit, plastik limit ve büzülme limiti olarak tanımlanır. Bu sınırlar, genel olarak kıvam limitleri ya da literatürde bilinen adıyla Atterberg limitleri olarak anılır ve özellikle ince daneli zeminlerin mühendislik davranışlarını değerlendirmede temel parametreler arasında yer alır.

Zemin kıvam limitleriyle ilgili ilk sistematik çalışmalar, 20. yüzyılın başlarında Atterberg (1911) tarafından yürütülmüştür. Daha sonra Terzaghi, Peck ve Mesri (1996), bu öncü çalışmaları esas alarak zeminlerin mühendislik sınıflamalarında kıvam limitlerine dayalı bir yaklaşım geliştirmiştir.

3.3.1.1. Likit limit tayini

Likit limit, zeminin akışkan halden plastik davranışa geçtiği su içeriğini ifade eden bir kıvam özelliğidir. Likit limitin belirlenmesinde Casagrande yöntemi ile düşen koni metodu olmak üzere iki yaygın yöntem kullanılmaktadır. Bu tez kapsamında, likit limit değeri Casagrande yöntemiyle ASTM D4318-10 standardına uygun şekilde belirlenmiştir.

3.3.1.2. Casagrande deneyi ile likit limit tayini

Deneyin uygulanmasında öncelikle, 200 gr etüv kurusu zemin numunesi karıştırma kabına alınır ve homojen bir yapı elde edinceye kadar karıştırılır. Gerekli görülmesi durumunda, numuneye az miktarda su eklenerek karışım likit limit kıvamına yakın hale getirilir. Hazırlanmış zemin karışımı spatula yardımıyla Casagrande cihazına dikkatlice yerleştirilir. Bu aşamada hava kabarcığı oluşmaması sağlanmalı ve numune yüzeyi yatay bir düzlemde olacak şekilde düzeltilmelidir. Numunenin tas içindeki maksimum derinliği yaklaşık 10 mm olacak biçimde ayarlanır.

Ardından, özel oluk açma bıçağı kullanılarak numunenin ortasına düzgün bir yarık açılır. Bu işlem hızlı ancak dikkatli bir şekilde yapılmalı, karışımın nem kaybı önlenmelidir. Tasın altında ya da cihazın tabanında yabancı bir cisim bulunmadığından emin olunduktan sonra çevirme kolu yardımıyla tas, saniyede 2 vuruş olacak şekilde çalıştırılır. Numunedeki yarığın tabanının 13 mm boyunca kapanması gözlemlendiğinde darbe işlemi sonlandırılır (Şekil 3.1). Kapanma sonrası yarığın iki tarafının simetrik olması önemlidir; asimetri veya numunenin tas yüzeyinde kayması gibi durumlar deneyin tekrarlanması gerektirir. Bu gibi durumlarda su içeriği yeniden ayarlanarak deney yeniden yapılır.

Yarığın kapanmasını sağlayan darbe sayısı (N) kaydedildikten sonra, kapanmanın olduğu bölgeden bir miktar numune alınarak su içeriği belirlenir. Cihaz temizlenip hazırlanarak deney, farklı su içeriklerine sahip olacak şekilde en az iki kez daha tekrarlanır. Her tekrarda darbe sayılarının 15–35 aralığında olacak şekilde yayılması hedeflenmelidir. Her denemeye ait darbe sayıları ile karşılık gelen su içerikleri belirlenerek, dik ekseni aritmetik, yatay ekseni logaritmik ölçekli yarı logaritmik bir grafiğe işlenir. Bu noktaların oluşturduğu eğri doğrusal bir çizgi ile temsil edilir. 25 darbe sayısına karşılık gelen su içeriği, zemin numunesinin likit limiti (LL) olarak tanımlanır.



Şekil 3.1. Casagrande yöntemi ile likit limit tayini aşamaları.

3.3.1.3. Plastik limitin tayini

Bu deneyin temel amacı, zeminin plastik davranış sergileyebildiği en düşük su içeriğinin, yani plastik limitin belirlenmesidir. Deneye başlamadan önce, likit limit deneyine benzer şekilde damıtılmış su eklenerek homojen kıvama getirilmiş numune, buzlu cam yüzey üzerine serilir ve bir süre kurumaya bırakılır. Ardından uygun miktarda numune alınarak yuvarlanarak top şekline getirilir ve cam yüzey üzerinde el ayasıyla yaklaşık 3 mm çapında ince silindirler oluşturulmaya çalışılır. Eğer bu

yuvarlama sırasında çatlama veya parçalanma meydana gelmezse numune yeniden yoğrulur ve işlem tekrarlanır.

Bu döngü, numune 3 mm çapa ulaştığında belirgin çatlaklar veya kopmalar görülene kadar devam ettirilir (Şekil 3.2). Bu noktada, artık plastik davranış sınırına ulaşılmış kabul edilir. Çatlayan numune parçaları toplanarak tartılır ve kurutma işlemi için etüve yerleştirilir. Kurutma sonrası belirlenen kuru ağırlıklar yardımıyla su muhtevası hesaplanır ve bu değer, zeminin plastik kıvam sınırı olan plastik limit (PL) olarak kabul edilir.



Şekil 3.2. Plastik limit deney aşamaları.

3.3.1.4. Hidrometre deneyi

Çapı 0.075 mm'den küçük olan ince daneli zeminlerin dane boyutu dağılımını belirlemek amacıyla hidrometre deneyi uygulanmaktadır. Bu yöntemde, zemin numunesi su dolu silindirik bir kap (mezür) içerisinde süspansiyon haline getirilir. Zemin danecikleri, kendi özgül ağırlıkları ve yerçekiminin etkisiyle çökmeye bırakılır. Belirli zaman aralıklarında, camdan yapılmış özel bir ölçüm cihazı olan hidrometre ile hem daneciklerin çökme mesafesi hem de süspansiyonun yoğunluğu ölçülür.

Deneye başlamadan önce, siltli veya killi zeminlerden alınan, 0.075 mm (No.200 eleği) altında kalan 50 gram ağırlığındaki numune hassas terazide tartılarak hazırlanır ve geniş ağızlı bir kaba alınır. Organik içeriğin ayrıştırılması amacıyla üzerine yaklaşık 150 ml hidrojen peroksit çözeltisi ilave edilir (Şekil 3.3). Karışım cam çubuk yardımıyla hafifçe karıştırıldıktan sonra kabın ağzı kapatılarak 24 saat boyunca bekletilir.

Ertesi gün, organik maddelerden arındırılmış karışım etüve yerleştirilerek kurutulur. Kurutulan numunenin üzerine ayrıştırıcı madde olarak sodyum hegzametafosfat

çözeltisi eklenir. Çözeltinin numune ile etkileşime geçmesi için karışım bir süre bekletildikten sonra mekanik karıştırıcı kullanılarak iyice karıştırılır. Elde edilen süspansiyon, 1000 ml hacmindeki silindirik ölçüm kabına aktarılır ve eksik kalan kısım damıtık su ile tamamlanarak toplam hacim 1000 ml'ye getirilir. Tam homojen bir dağılım sağlanana kadar mezür çalkalanır. Daha sonra silindir kap sabit sıcaklıkta tutulan bir su banyosuna yerleştirilir ve hidrometre ile ilk ölçüm alınır (Şekil 3.4). Hidrometre okumaları sırasıyla 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240 ve 1440. dakikalarda gerçekleştirilir.



Şekil 3.3. Numunelerin organik maddelerden arındırılma işlemi.



Şekil 3.4. Hidrometre deneyi hazırlık ve okuma aşamaları.

3.3.1.5. Piknometre deneyi (özellik ağırlık)

Numunelerin özgül ağırlığını belirlemek amacıyla piknometre deneyi uygulanmıştır. Deneye başlamadan önce, piknometre dikkatlice temizlenmiş ve belirlenen miktarlarda zemin numunesi ile birlikte etüve yerleştirilerek tam kuruma sağlanmıştır.

Tam kuruma sonrası piknometreler tartılarak ağırlıkları kaydedilmiştir($M1$). Deney için dövülerek toz haline getirilen numuneler piknometrelere huni yardımıyla aktarılmıştır. Piknometre+numune ağırlıkları da tartılarak kaydedilmiştir($M2$). Tartım işlemi sonrası numunelerin içerisine bir miktar su eklenerek numunede oluşan hava vakum işlemi ile boşaltılmıştır(Şekil 3.5). Vakum işlemi tamamlandıktan sonra piknometreler damıtık su ilavesi ile tamamen doldurulmuştur. Daha sonra piknometre+numune+su ağırlığı tartılarak kaydedilmiştir($M3$). Bu işlem sonrası piknometre içerisindeki numune ve su boşaltılarak piknometreler iyice temizlenmiştir. Temizlenen piknometreler tamamı damıtık su ile doldurularak tartılmış ve ağırlıkları kaydedilmiştir($M4$) (Şekil 3.6). Tüm zemin numuneleri için bu deney yapılarak denklem 3.1'e göre özgül ağırlık değerleri hesaplanmıştır.

$$G_s = \frac{(M4 - M1)}{(M3 - M2)M2 - M1} \quad (3.1)$$



Şekil 3.5. Piknometre deney aşamaları-1.



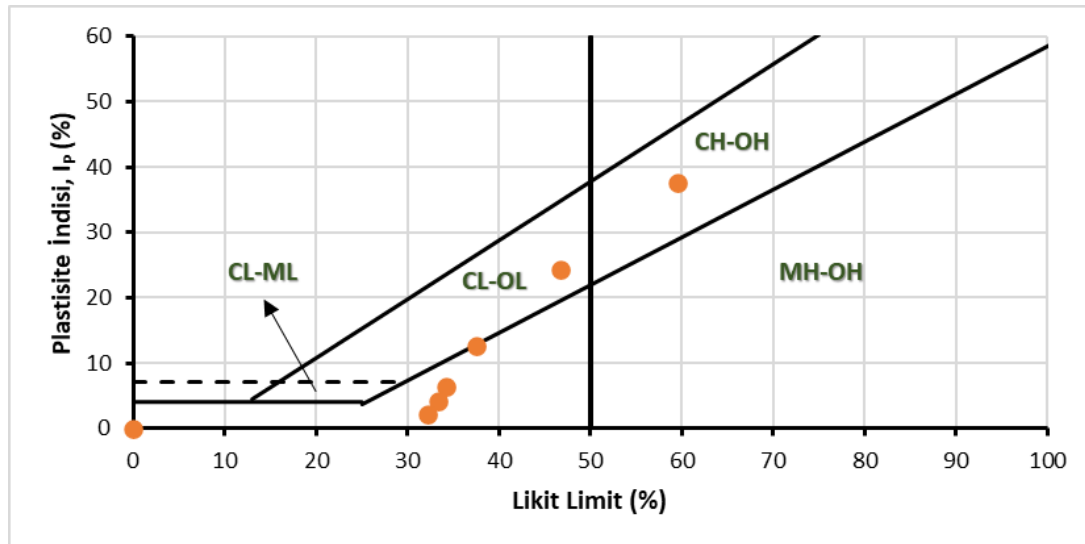
Şekil 3.6. Piknometre deney aşamaları-2.

3.3.1.6. Fiziksel özellik değerlendirmeleri

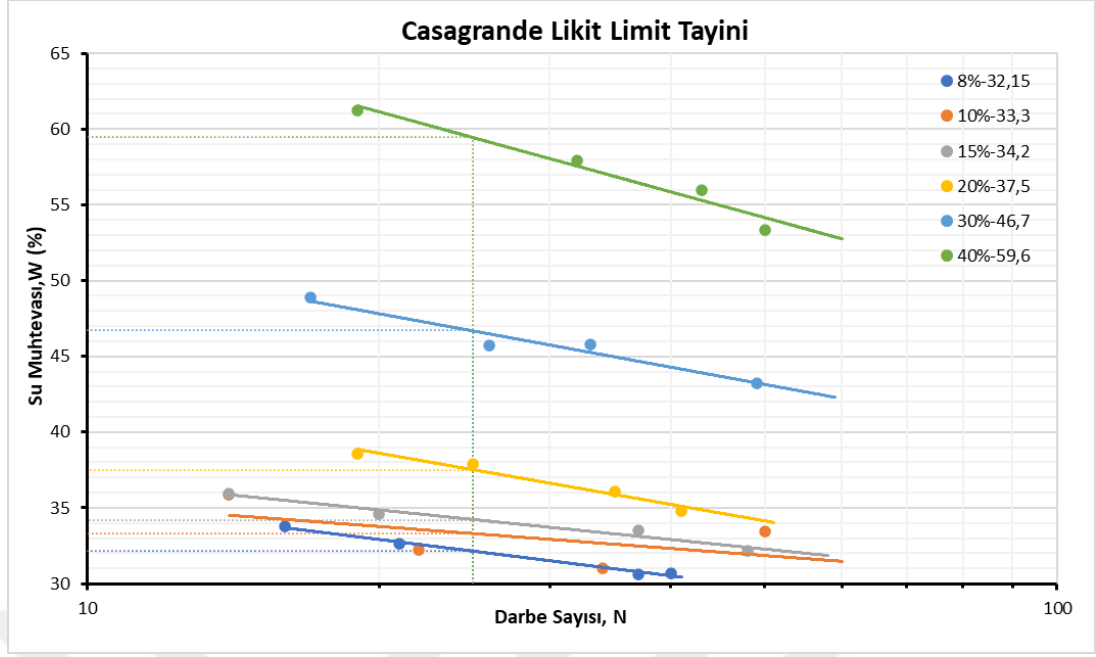
Likit limit ve plastik limit değerleri belirlendikten sonra ASTM D2487-11'e göre karışımın zemin sınıfları Tablo 3.4'te verilmiş ve plastisite kartındaki yerleri Şekil 3.7'de gösterilmiştir. Buna göre %0, 2, 4, 8,10,15 ve 20 bentonit katkı yüzdeli karışımlar düşük plastisiteli silt (ML) sınıfına girerken , %30 düşük plastisiteli kil (CL) ve 40 bentonit katkılı numuneler ise yüksek plastisiteli kil (CH) olarak belirlenmiştir.

Tablo 3.4. Karışımların fiziksel özellikleri.

Numune No	LL (Casagrande) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Özgöl ağırlık (GS)	Sınıf (ASTM D2487-11)
0	NP	NP	NP	7,56	2,64	ML
2	NP	NP	NP	9,16	2,65	ML
4	NP	NP	NP	12,95	2,66	ML
8	32,15	29,96	2,19	13,00	2,66	ML
10	33,30	29,17	4,13	13,79	2,67	ML
15	34,20	27,87	6,33	16,96	2,68	ML
20	37,50	24,79	12,71	21,50	2,69	ML
30	46,70	22,48	24,22	28,50	2,69	CL
40	59,50	21,93	37,57	34,22	2,69	CH

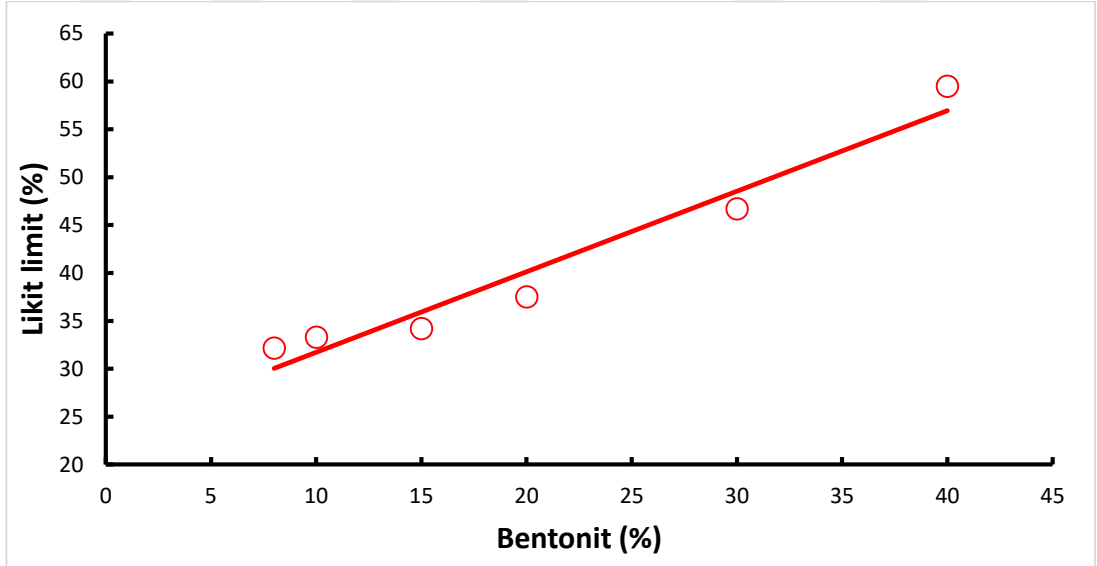


Şekil 3.7. Numunelerin ASTM D2487-11'e göre plastisite kartındaki yerleşimi.



Şekil 3.8. Casagrande yöntemine göre likit limit tayini.

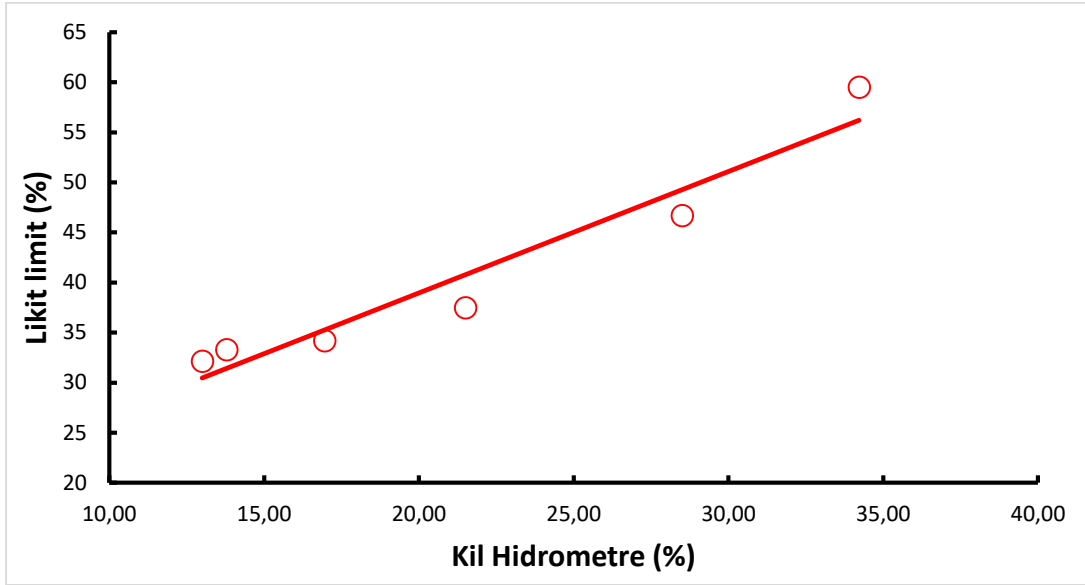
%0, %2, %4 bentonit içeren numuneler non-plastik özellik gösterdiğinden likit limit değerleri belirlenememiştir. Casagrande deneyine göre bulunan likit limitler Tablo 3.4'te sunulmuştur.



Şekil 3.9. Casagrande yöntemine göre likit limit-bentonit oranı ilişkisi.

Şekil 3.9 incelendiğinde farklı bentonit oranlarına sahip zemin karışımları üzerinde yapılan likit limit deneyleri sonucunda, bentonit miktarının artışıyla birlikte likit limit değerlerinde belirgin bir artış gözlemlenmiştir. Elde edilen regresyon denklemine göre, her %1 bentonit artışı likit limiti yaklaşık 0,84 birim artırmaktadır. Bu durum,

bentonitin su tutma kapasitesinin yüksek olması nedeniyle zeminin plastisite özelliklerini belirgin şekilde yükselttiğini ortaya koymaktadır.



Şekil 3.10. Casagrande yöntemine göre likit limit-kil yüzdesi ilişkisi.

Şekil 3.10'a bakıldığında yapılan Casagrande deneyleri sonucunda, kil oranının artmasına bağlı olarak likit limit değerlerinde düzenli bir artış gözlemlenmiştir. Regresyon analizi sonucunda elde edilen doğrusal denklem, her %1 kil artışının likit limiti yaklaşık 1,21 puan artırdığını göstermektedir. Elde edilen R^2 değeri 0,9374, kil oranı ile likit limit arasında güçlü bir korelasyon olduğunu ortaya koymaktadır. Bu sonuç, kil minerallerinin yüksek su tutma kapasitesi nedeniyle zeminin plastisite özelliklerini belirgin şekilde artırdığını ve kil oranının likit limite doğrudan etkili bir parametre olduğunu göstermektedir.

Zeminlerin dane dağılım eğrilerini elde edebilmek için çakıl, kum, silt ve kil yüzdeleri belirlemek gerekmektedir. Bu ayrışımı yapabilmek için yıkamalı elek yöntemi kullanılmaktadır. Hidrometre deneyi sonunda malzeme 0.075 mm gözlü elekte yıkanarak silt ve kilin ayrışması sağlanır. Elek üzerinde kalan numune etüve konularak kuruması beklenir. Etüvden çıkarılan malzeme kuru elek yöntemi ile ayrıştırılıp tartılarak kum ve çakıl yüzdeleri hesaplanmış olur(Şekil 3.11).



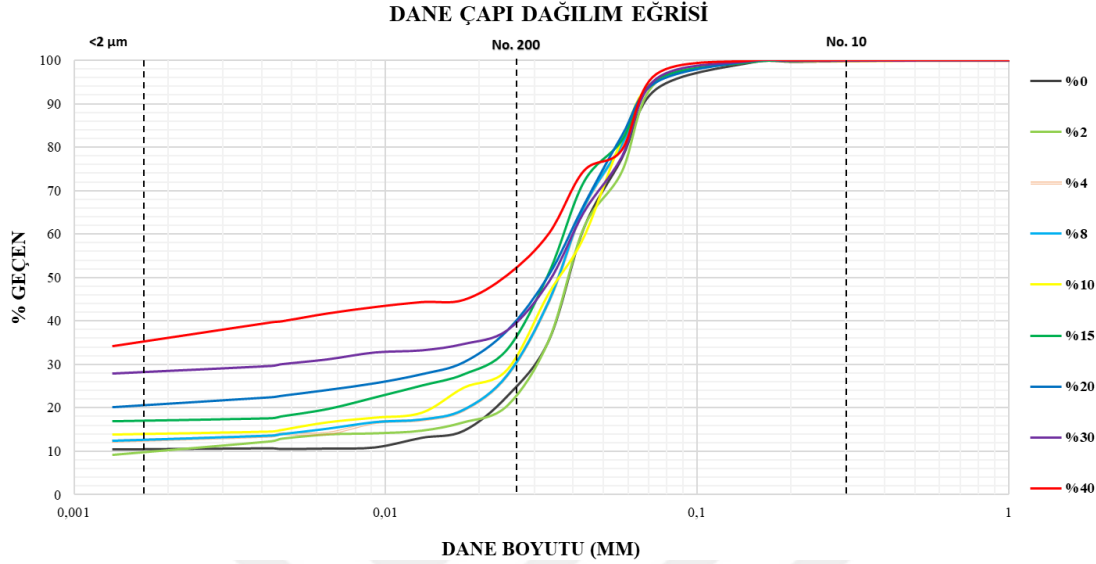
Şekil 3.11. Hidrometre sonrası yıkamalı elek analizi.

Hidrometre ve yıkamalı elek analizi deneyleri sonunda dane dağılım eğrileri elde edilir. Elde edilen dane dağılım eğrisi grafiği Şekil 3.12’de sunulmuştur.

Zeminlerin sınıflandırılmasında sadece dane boyutları değil, aynı zamanda bu danelerin örnek içerisindeki yüzde oranları da dikkate alınmaktadır. Bu amaçla kullanılan tipik dane dağılım eğrisi, yatay eksenini logaritmik ölçekli olan ve belirli eşdeğer dane çaplarından daha büyük olan danelerin kümülatif yüzde oranlarını gösteren bir grafikdir. Bu eğri, zemindeki dane boyutu dağılımının genel yapısını ortaya koyar. Eğrinin belirli bölgelerinde gözlemlenen doğrusallıktan sapmalar, belirli boyutlarda danelerin aşırı miktarda bulunması veya eksikliği ile ilişkilidir. Bu durum literatürde "boşluklu dağılım" (gap grading) olarak tanımlanır ve zeminin granülometrik yapısında süreksizlik olduğunu ifade eder (Önalp ve Arel, 2018).

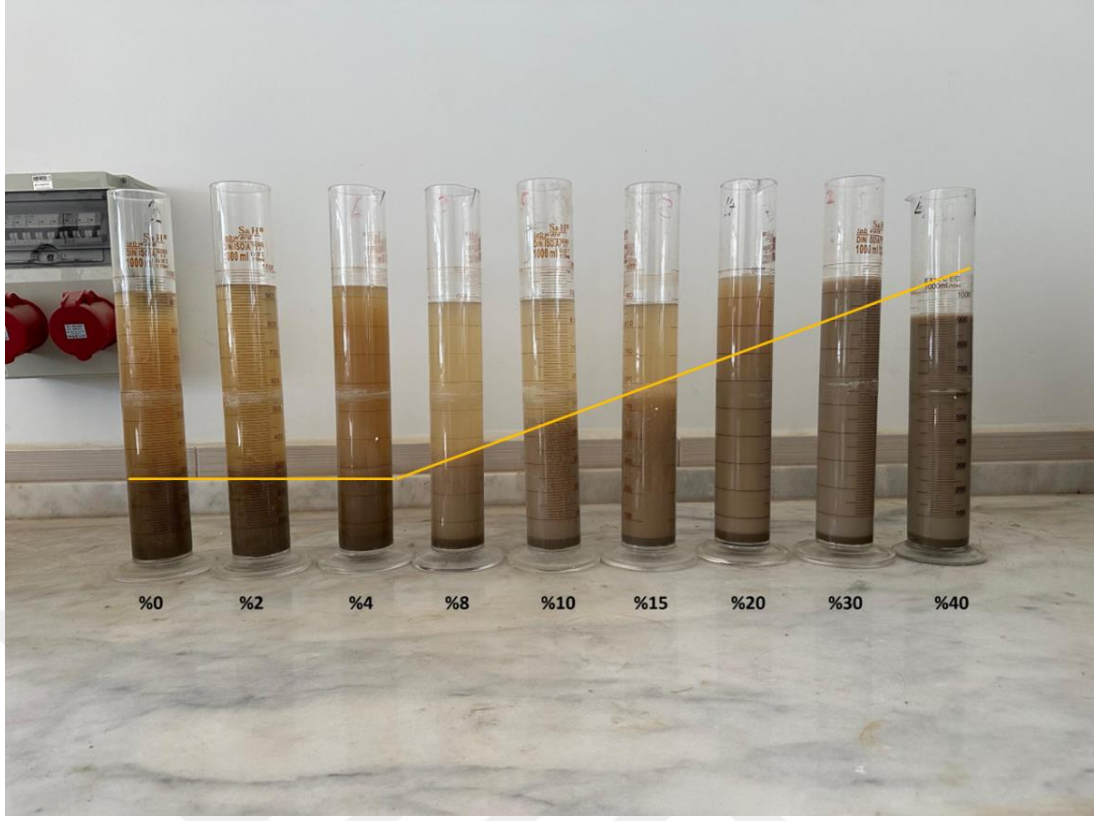
Şekil 3.12’ye bakıldığında dane çapı dağılım eğrisi, bentonit katkı oranının artmasıyla zemin içerisindeki ince daneli fraksiyonun belirgin şekilde yükseldiğini göstermektedir. Grafik incelendiğinde, bentonit oranı arttıkça eğrilerin sola doğru kaydığı, yani daha küçük dane boyutlarında % geçen oranının yükseldiği görülmektedir. Özellikle %30 ve %40 bentonit katkılı karışımlarda, $<2 \mu\text{m}$

boyutundaki dane oranı dikkat çekici şekilde artmıştır. Bu durum, bentonitin ince ve plastik yapısı nedeniyle zemine daha kohezyonel bir karakter kazandırdığını göstermektedir.



Şekil 3.12. Numunelerin dane çapı dağılım eğrisi.

Şekil 3.13'te hidrometre deneyi sonrası çökelme davranışları görsel olarak sunulmaktadır. Numunelerin tamamı aynı zamanda karıştırılıp beklemeye bırakıldığında, danelerin çökelme eğiliminde katkı oranına bağlı sistematik bir değişim gözlenmektedir. Düşük bentonit içeriğine sahip (%0–%2) numunelerde su fazının daha berrak olduğu ve danelerin büyük oranda çöktüğü görülmektedir. Bu durum, iri daneli silt fraksiyonunun hakimiyetini ve kil miktarının düşüklüğünü göstermektedir. Bentonit oranı arttıkça süspansiyonun opaklığı artmakta ve çökelme hızı önemli ölçüde azalmaktadır. Özellikle %30 ve %40 oranlarına sahip numunelerde bulanıklık belirgin biçimde devam etmektedir. Bu davranış, bentonitin su içinde dispersiyon eğilimi, dane boyutunun küçüklüğü ve şişme özelliği ile doğrudan ilişkilidir. Bentonit içeriği arttıkça, daneler çökmeye direnç göstererek süspansiyonun stabil kalmasına neden olmaktadır. En sağda yer alan %40 bentonit katkılı numunenin bulunduğu mezür, diğerlerinden daha geniş çapa sahiptir. Bu nedenle aynı hacimde su içermesine rağmen su yüksekliği diğer mezürlere göre daha düşük görünmektedir.



Şekil 3.13. Tüm numunelerin hidrometre deneyi sonrası çökelme davranışları.



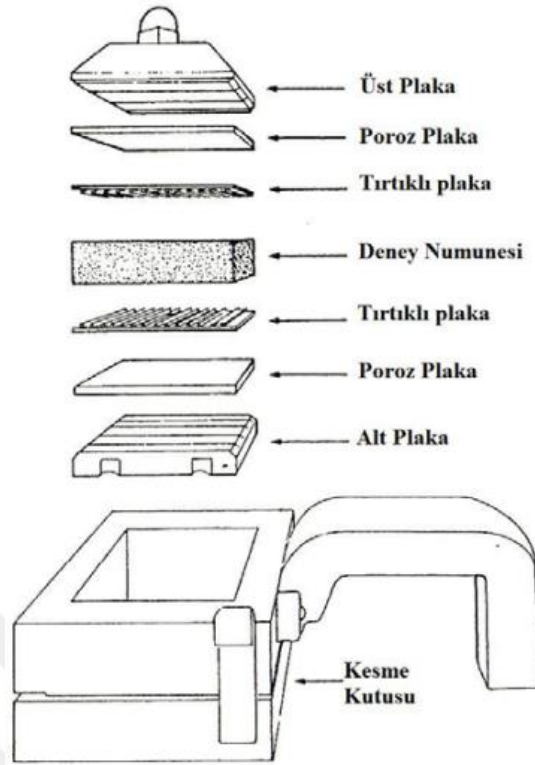
4. KESME KUTUSU DENEYİ

4.1. Kesme Kutusu Deney Aleti

Kesme kutusu deneyi, zeminlerin kayma mukavemetini belirlemek amacıyla uygulanan en eski ve en yaygın laboratuvar deney yöntemlerinden biridir. Deney düzeneğinin temel özelliği, iki parçadan oluşan kutunun üst bölümünün sabit kalması ve alt kısmının yatay düzlemde hareket ederek numuneyi ortasından geçen yatay bir düzlem boyunca kaymaya zorlamasıdır. Bu yöntem sayesinde, uygulanan farklı normal gerilmeler altında zeminin kalıcı kayma direnci belirlenebilir. Kesme kutusu düzeneğinin en kesit görünümü Şekil 4.1’de, deney aleti parçaları ise Şekil 4.2’de sunulmaktadır.



Şekil 4.1. Kesme kutusu deney aleti.



Şekil 4.2. Kesme kutusu deney aleti parçaları (Ürkmez, 2009).

4.2. Deney Numunelerinin Hazırlanması

Kesme kutusu deneyleri için bulamaç yöntemi kullanılarak karışımlar hazırlanmıştır. Hazırlanan karışımlar, sıvı limitinin 1,5 katına karşılık gelen miktarda su eklenerek bir mikser yardımıyla karıştırılmış ve homojen bir karışım elde edilmiştir. Daha sonra desikatörde bir süre bekletilerek karışımların içerisindeki havanın vakum ile alınması sağlanmıştır (Şekil 4.3).



Şekil 4.3. Numune ön eleme, bulamaç ve vakum süreci.

Hazırlanan bulamaç numunesi bir metal hücreye yerleştirilerek ön konsolidasyona bırakılmıştır. Ön konsolidasyon aşaması tamamlandıktan sonra, kayma direnci parametrelerini bulmak için tüm numuneler üzerinde kesme kutusu deneyleri gerçekleştirilmiştir (Şekil 4.4) (Şekil 4.5).



Şekil 4.4. Numune ön konsolidasyon ve deneye hazırlık süreci.

Kesme sırasında alınan ölçümler yatay hareket (δ), düşey hareket (ΔH) ve kesme kuvvetidir (T). Sıkı kumlar ve aşırı konsolide kil zeminlerde, kayma işlemi sırasında kayma gerilmeleri genellikle bir maksimum değere (τ_f) ulaşır. Ancak kesme hareketi devam ettikçe bu gerilmelerde azalma görülür ve sonunda belirli bir sabit değere ulaşılır. Buna karşılık, normal konsolide ya da hafif aşırı konsolide killeri ile gevşek kumlarda, kayma sırasında belirgin bir tepe (peak) gerilmesi oluşmayabilir. Bu tür zeminlerde, (TS 1900-2, 2006)' önerildiği gibi deformasyonun %20'ye ulaştığı andaki kayma gerilmesi, son kayma gerilmesi olarak kabul edilir (Bol ve İspiroğlu, 2016).



Şekil 4.5. Numunenin deney aletine yerleştirilerek deneye başlanması.

Numuneler 100 kPa gerilme altında ön konsolidasyona tabi tutulduktan sonra 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa olmak üzere 3 farklı normal gerilme altında, 9 set ve toplam 27 numune üzerinde kesme kutusu deneyleri gerçekleştirilmiştir (Şekil 4.6).



Şekil 4.6. Kesme kutusu deneyi gerçekleştirilen numuneler.

4.3. Kesme Hızının Belirlenmesi

Konsolidasyonu tamamlanan numune, askıdan alınarak dikkatli bir şekilde kesme kutusu deney düzeneğine yerleştirilmiştir. Bu deney yöntemiyle boşluk suyu basıncı ölçülemediğinden, drenajın gerçekleşmesine olanak tanıyacak bir hızda kesme işlemi uygulanması gerekmektedir. Bu nedenle, numuneler kesme işlemine başlanmadan önce kesme kutusu içerisinde ilave olarak konsolide edilmiştir. Uygulamada, deneyin gerçekleştirildiği zemin türüne bağlı olarak kesme hızları ASTM (D3080/D3080M–11 standardı esas alınarak hesaplanmıştır (Denklem 4.1).

$$t_f = 50. t_{50} \quad (4.1)$$

t_f numunenin yenilme anına ulaşması için geçen tahmini toplam süre (dak), t_{50} ise uygulanan normal gerilme altında, numunenin toplam konsolidasyonunun %50'sine ulaşması için geçen süredir (dak).

Tablo 4.1. 100 kPa normal gerilme için kesme hızı hesapları.

$\sigma = 100 \text{ kPa}$			
Bentonit Oranı (%)	$t_{50} \text{ (dk)}$	$t_f \text{ (dk)}$	Ortalama Hız (mm/dk)
0	7	350	0,034
2	9	450	0,027
4	11	550	0,022
8	15	750	0,016
10	22	1100	0,011
15	20	1000	0,012
20	33	1650	0,007
30	50	2500	0,005
40	59	2950	0,004

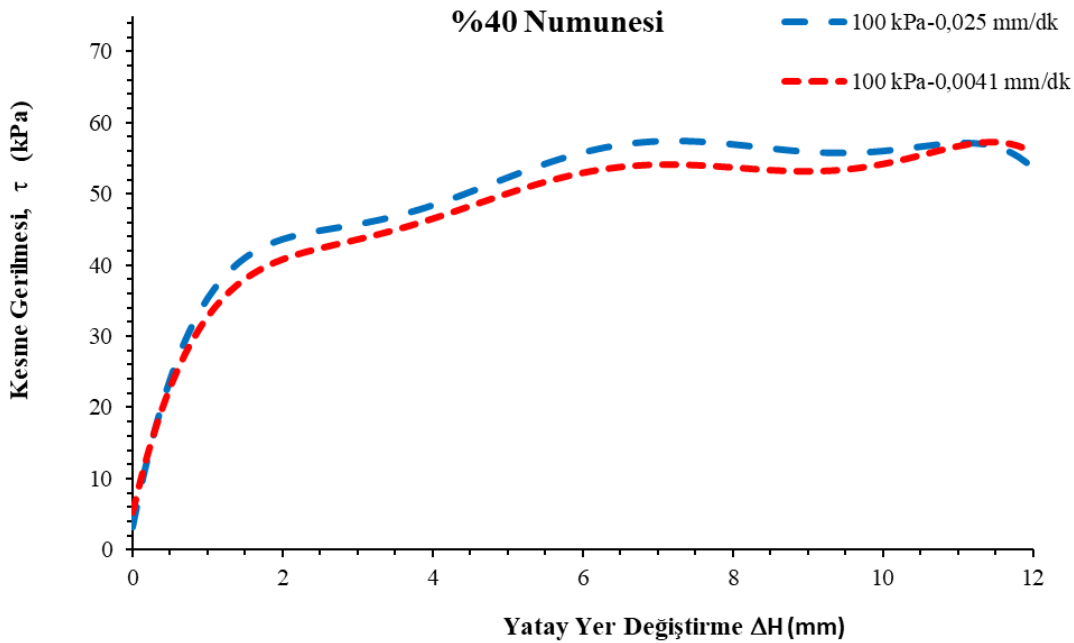
Tablo 4.2. 200 kPa normal gerilme için kesme hızı hesapları.

$\sigma = 200 \text{ kPa}$			
Bentonit Oranı (%)	$t_{50} \text{ (dk)}$	$t_f \text{ (dk)}$	Ortalama Hız (mm/dk)
0	6	300	0,040
2	7	350	0,034
4	10	500	0,024
8	10	500	0,024
10	25	1250	0,010
15	28	1400	0,009
20	27	1350	0,009
30	31	1550	0,008
40	50	2500	0,005

Tablo 4.3. 300 kPa normal gerilme için kesme hızı hesapları.

$\sigma = 300 \text{ kPa}$			
Bentonit Oranı (%)	$t_{50} \text{ (dk)}$	$t_f \text{ (dk)}$	Ortalama Hız (mm/dk)
0	1,8	90	0,133
2	9	450	0,027
4	12	600	0,020
8	14	700	0,017
10	15	750	0,016
15	17	850	0,014
20	20	1000	0,012
30	31	1550	0,008
40	34	1700	0,007

Farklı normal gerilme seviyelerine karşılık gelen kesme hızı hesaplamaları, sırasıyla 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa için sırasıyla (Tablo 4.1), (Tablo 4.2) ve (Tablo 4.3)’te sunulmuştur. Hesaplamalar sonucunda, en düşük kesme hızı 100 kPa normal gerilme altında test edilen %40 bentonit katkılı numune için elde edilmiştir. Yapılan hesaplamalara göre en düşük kesme hızında deney süresi 48 saat olarak hesaplanmıştır. Deney sürelerinin oldukça uzun olması nedeniyle, deneysel süreçte uygulanabilirliği artırmak amacıyla bu numune öncelikle hesaplanan 0,0041 mm/dk kesme hızıyla kesilmiştir. Daha sonra aynı numune 0,025 mm/dk hızında tekrar teste tabi tutulmuştur.



Şekil 4.7. %40 Bentonit katkılı numuneye ait, 100 kPa normal gerilme altında 0,0041 mm/dk ve 0,025 mm/dk kesme hızlarında elde edilen kesme gerilmesi–yatay yer değiştirme eğrileri.

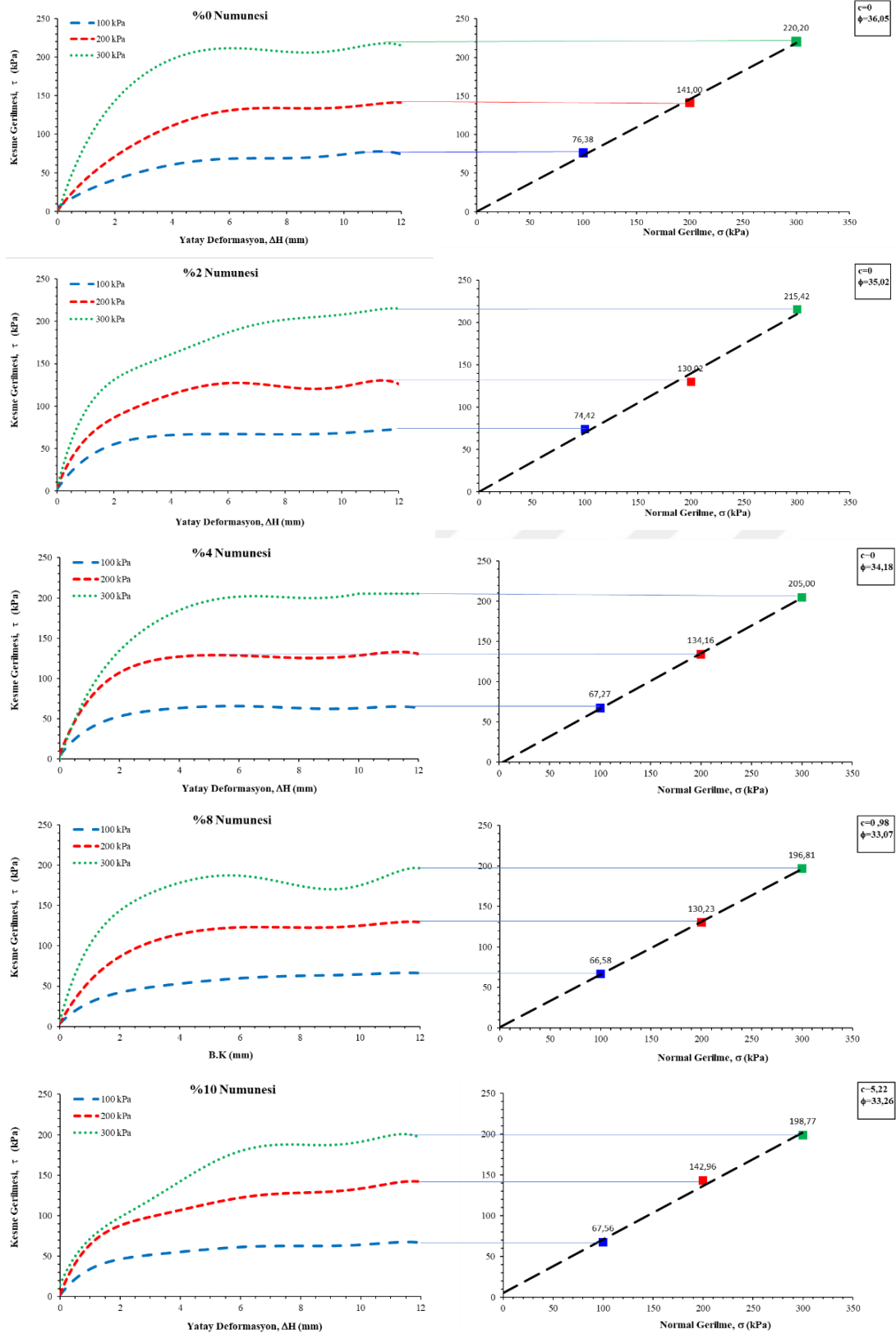
%40 bentonit katkılı numune için 100 kPa normal gerilme altında uygulanan iki farklı kesme hızında (0,0041 mm/dk ve 0,025 mm/dk) elde edilen kesme gerilmesi–yatay yer değiştirme eğrileri büyük oranda örtüşmektedir (Şekil 4.7). 0,0041 mm/dk kesme hızı için kesme gerilmesi 56,60 kPa olarak hesaplanırken, 0,025 mm/dk kesme hızı için 57,92 kPa olarak hesaplanmıştır. Bu durum, 0,025 mm/dk’lık kesme hızının boşluk suyu basıncının güvenli şekilde sönmülmesine olanak tanıdığını ve sonuçları etkilemediğini göstermektedir. Dolayısıyla deney süresini makul düzeyde tutmak amacıyla tüm numunelerde bu hızın standart olarak uygulanmasının uygun olduğu sonucuna varılmıştır.

5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

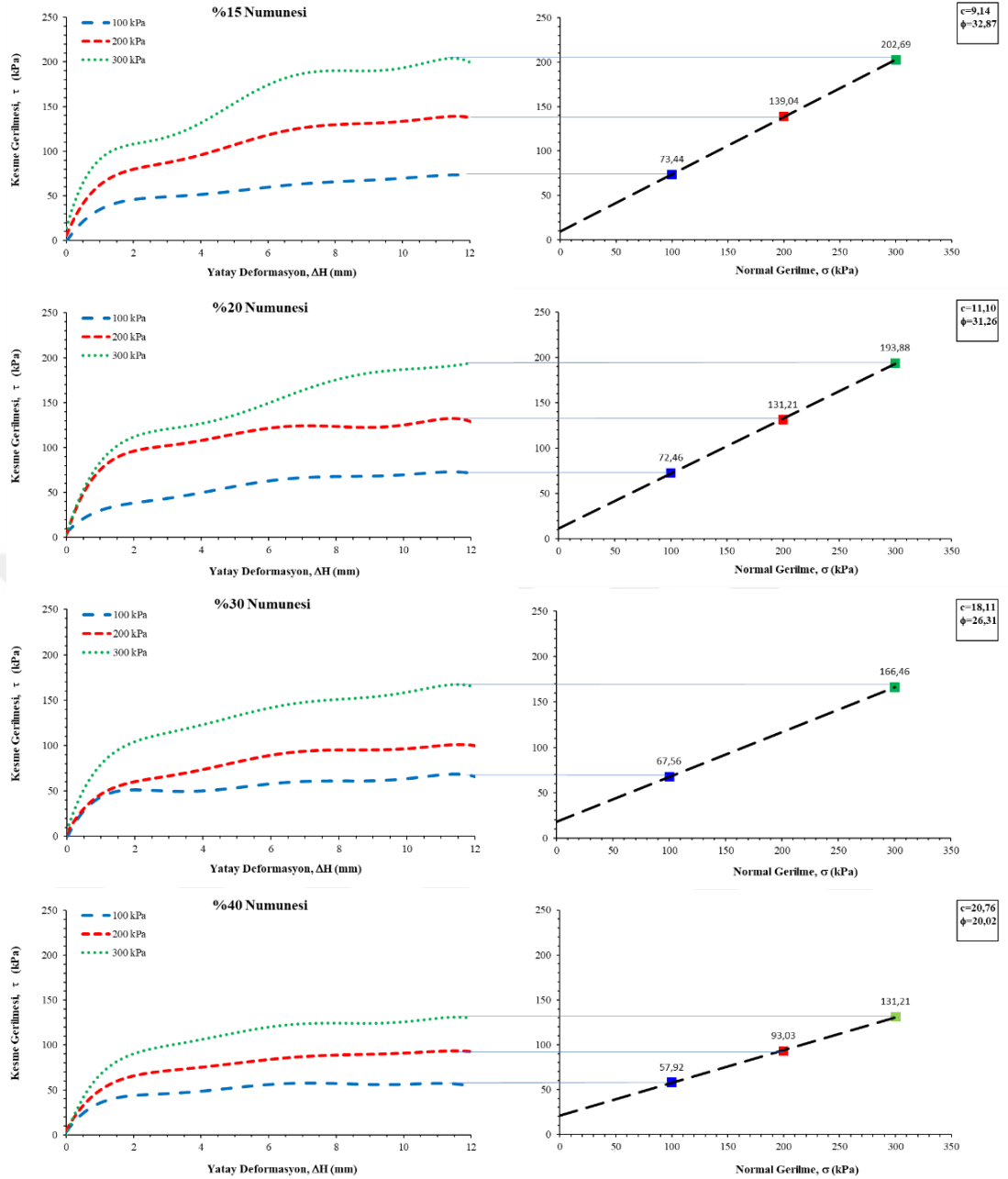
Tez çalışmasının bu bölümünde, elde edilen deneysel verilerin analizi ve yorumu sunulacaktır. Farklı oranlarda bentonit kili ilave edilerek oluşturulan dokuz farklı zemin numunesi, 100 kPa ön konsolidasyon basıncına tabi tutulmuş ve her bir numuneye 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa olmak üzere üç farklı normal gerilme altında kesme kutusu deneyi yapılmıştır. Deney sonuçları ile, bentonit katkısının zeminin mühendislik açısından kritik öneme sahip olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi hedeflenmiştir. Laboratuvar ortamında gerçekleştirilen doğrudan kesme kutusu deneyleri ile farklı normal gerilme seviyeleri altında zeminlerin mekanik davranışları incelenmiş ve bentonit katkı oranlarına bağlı olarak bu davranışlarda meydana gelen değişimler sistematik biçimde analiz edilmiştir. Ayrıca bu deneysel çalışma sonucunda kum-benzeri veya kil-benzeri davranış gösteren siltlerin bu özellik sınırlarının belirlenmesi de çalışmanın temel hedeflerinden bir diğeridir. Bu kapsamda, bentonit katkı oranındaki değişimle birlikte siltlerin hangi noktadan itibaren farklı mühendislik karakteristikleri sergilediği analiz edilerek, bu davranışsal geçişin eşiği ortaya konulmaya çalışılmıştır.

5.1. 100, 200, 300 kPa Normal Gerilmeler Altında Numunelerin Kayma Direnci İlişkilerinin Yorumlanması

Şekil 5.1 incelendiğinde, bentonit içeriğinin artmasının zeminlerin kayma direnci parametrelerini önemli ölçüde değiştirdiğini göstermektedir. Düşük bentonit oranlarında (%0–10), içsel sürtünme açısı nispeten yüksekken kohezyon değeri sıfıra yakın kalmıştır. Ancak bentonit oranı arttıkça sürtünme açısında kademeli bir azalma ve kohezyonda belirgin bir artış gözlenmiştir. Bu durum, bentonitin zeminin plastisitesini ve kohezyonunu artırırken, aynı zamanda daneler arası sürtünmeyi azalttığını ortaya koymaktadır.



Şekil 5.1. Her bir numuneye ait farklı gerilmeler altında kayma direnci ilişkileri.



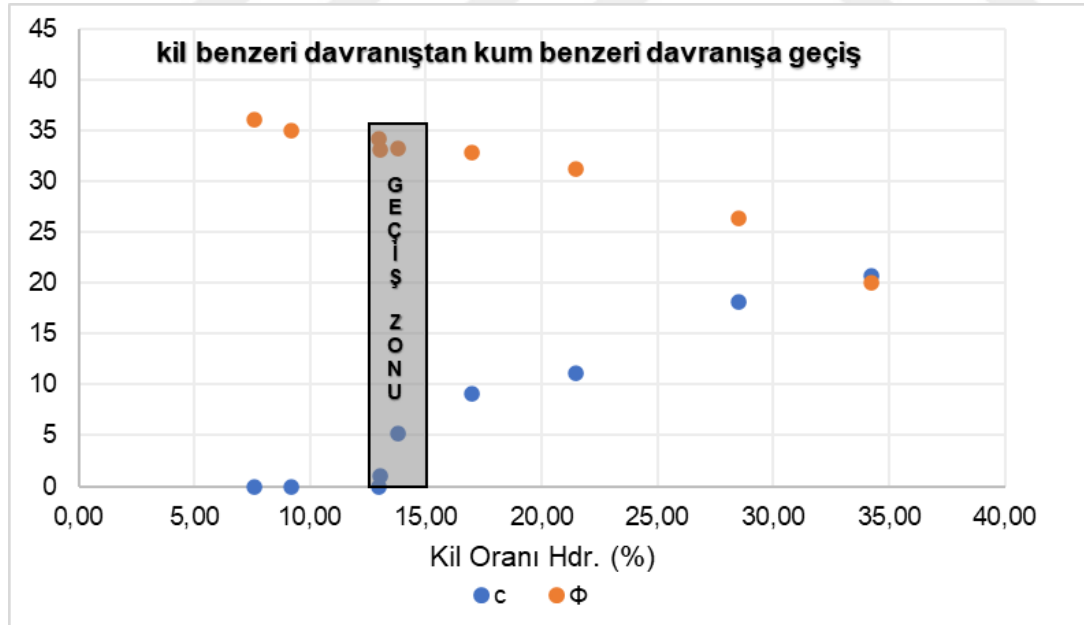
Şekil 5.1. (Devamı) Her bir numuneye ait farklı gerilmeler altında kayma direnci ilişkileri.

Tablo 5.1’de kesme kutusu deneyleri sonucu hesaplanan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerleri sunulmuştur. Tablo incelendiğinde bentonit oranı arttıkça kohezyon değerinin belirgin şekilde arttığını; buna karşılık içsel sürtünme açısının düzenli biçimde azaldığını ortaya koymaktadır. %13–15 arası kil oranı aralığı geçiş zonu olarak gözlemlenen eşik bölgesini işaret etmektedir (Şekil 5.2).

Tablo 5.1. Kesme kutusu deneyleri ile hesaplanan c ve ϕ değerleri.

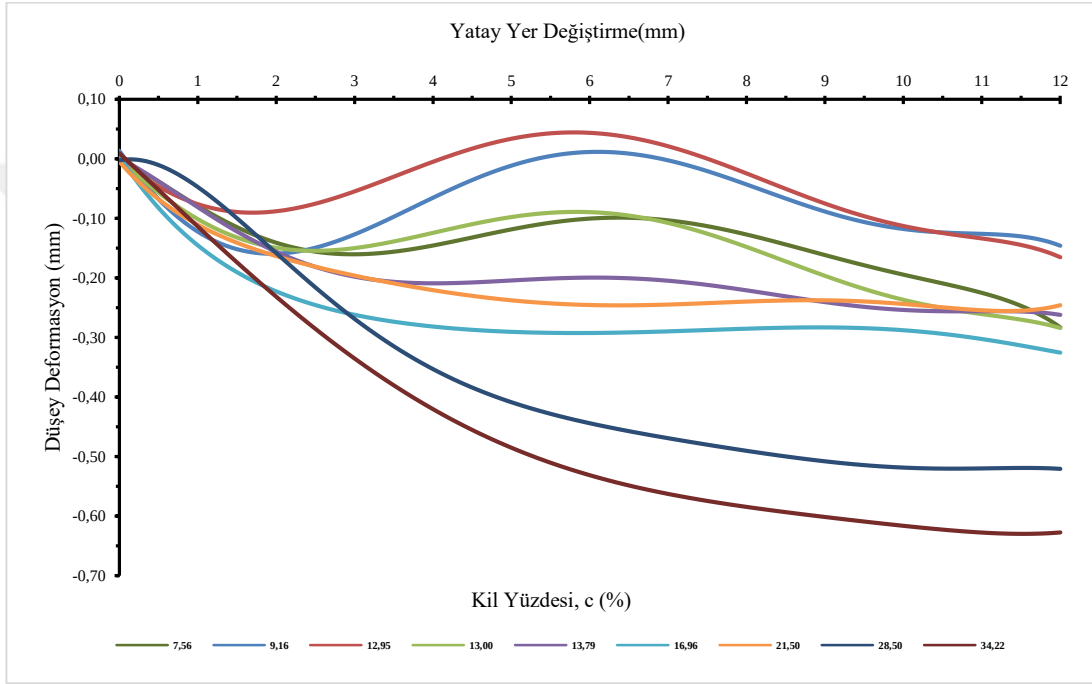
Numune No (%)	Kil Oranı Hdr. (%)	c'	ϕ'
0	7,56	0	36,05
2	9,16	0	35,02
4	12,95	0	34,18
8	13,00	0,98	33,07
10	13,79	5,22	33,26
15	16,96	9,14	32,87
20	21,50	11,10	31,26
30	28,50	18,11	26,31
40	34,22	20,76	20,02

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerinin kil oranıyla ilişkisini gösteren Şekil 5.2' de kil oranının artmasıyla kohezyon değerinde önemli bir yükseliş gözlemlenirken, içsel sürtünme açısında belirgin bir düşüş meydana gelmiştir. Bu durum, zeminin davranış karakterinin kum-benzeri yapıdan, kil-benzeri yapıya geçişiyle ilişkilendirilebilir. Ayrıca %13-15 kil oranı aralığının kum benzeri davranıştan kil benzeri davranışa bir geçiş zonu niteliğinde olduğu görülmektedir.

**Şekil 5.2.** Hesaplanan c ve ϕ değerlerinin kil oranlarına göre karşılaştırılması.

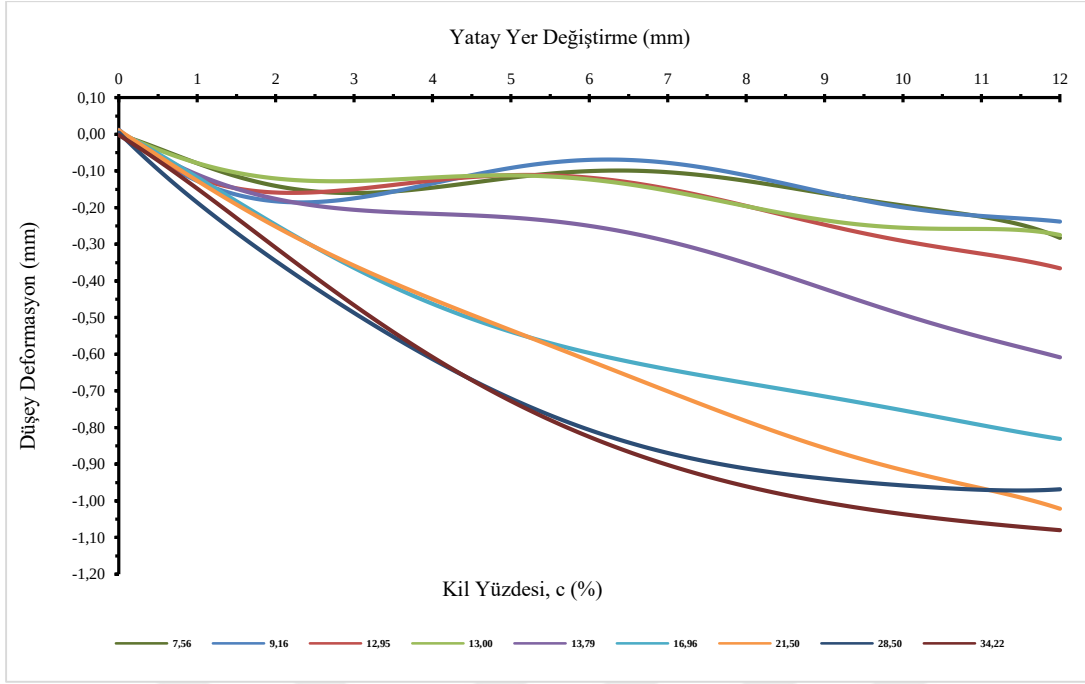
5.2. 100,200,300 kPa Normal Gerilme Altında Numunelerin Yatay Yer Değiştirme, Düşey Deformasyon İlişkisinin Kil Oranlarına Göre Yorumlanması

Şekil 5.3'te 100 kPa normal gerilme altında 9 farklı kil oranındaki numunelerin deformasyon davranışları sunulmuştur. Grafik incelendiğinde 100 kPa normal gerilme altında %28,50 ve %34,22 kil içeriğine sahip numunelerde belirgin sıkışma görülürken, %7,56-%21,50 aralığında olan diğer numunelerde hacim artışı gözlemlendiği tespit edilmiştir.



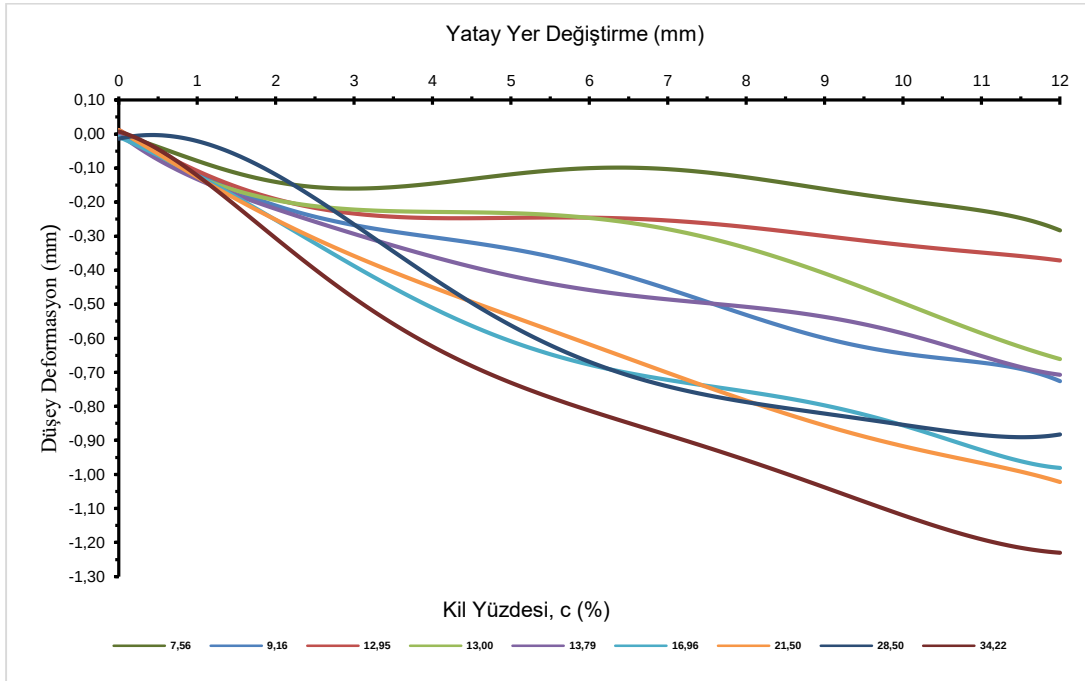
Şekil 5.3. 100 kPa Normal gerilmeler altındaki deformasyonlar.

Şekil 5.4 incelendiğinde 200 kPa normal gerilme altında genel olarak deformasyon değerlerinde artış gözlenmiştir. Yüksek kil içeriğine sahip zeminlerde düşey deformasyonlar -1.0 mm'ye yaklaşmaktadır. %28,50, %34,22 ve %21,50 kil içeriğine sahip numunelerde sıkışma görülürken, %7,56-%16,96 aralığında olan diğer numunelerde hacim artışı gözlemlendiği tespit edilmiştir.



Şekil 5.4. 100 kPa Normal gerilmeler altındaki deformasyonlar.

Son olarak Şekil 5.5'te 300 kPa normal gerilme altındaki sonuçlar incelendiğinde normal gerilmenin artmasıyla birlikte en yüksek deformasyonlar bu gerilme seviyesinde meydana gelmiştir. %34,22 kil içeriğindeki zemin -1.4 mm'ye kadar sıkışmıştır. Hacim artışı %7,56-%13,00 aralığında gözlemlenmiştir.



Şekil 5.5. 300 kPa Normal gerilme altındaki deformasyonlar.

Yüksek kil (%28,50- %34,22) içeren numuneler, tüm gerilme seviyelerinde sürekli sıkışma (negatif düşey deformasyon) göstermiştir. Bu davranış plastisite, su tutma kapasitesi ve partiküller arası kohezyonun fazla olmasıyla açıklanabilir. Düşük kil içerikli numunelerde (%7.56 ve %13), 300 kPa gerilme seviyesinde sınırlı da olsa hacim artışı (pozitif deformasyon eğilimi) görülmüştür. %13-%21,50 aralığındaki kil içeriğine sahip numuneler, gerilme düzeyine bağlı olarak farklı davranışlar sergilemektedir. Bu durum, siltin bu davranışının düşük kil içeriği (%10 ve altı) nedeniyle kuma benzer davranış sergilemesinden kaynaklandığını; kil içeriği yüksek olduğunda ise bu etkinin görülmediğini ortaya koymuştur (Önalp, 2018).

5.3. 100, 200, 300 kPa Normal Gerilmeler Altında Tüm Numunelerin Yatay Yer Değiştirme- Kayma Direnci İlişkisi

100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa normal gerilmeler altında gerçekleştirilen drenajlı doğrudan kesme kutusu deneyleri sonucunda elde edilen kesme gerilmesi–birim şekil değiştirme eğrileri incelendiğinde, özellikle düşük bentonit oranlarında (örneğin %2, %4 ve %8 bentonit katkılı karışımlar) dikkat çekici bir şekilde çift pikli kayma direnci davranışı gözlemlenmiştir. Bu davranışın, zemin içyapısındaki mikroyapısal düzenlenme ve dane etkileşimlerinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Şekil 5.6’ da 100 kPa normal gerilme altında elde edilen eğrilerde, düşük bentonit katkısına sahip numunelerde ilk pik değerine kısa sürede ulaşıldığı, ardından kesme gerilmesinde belirgin bir azalma gözlemlendiği ve bu düşüşü takiben ikinci bir pik değer ortaya çıktığı görülmüştür. Benzer eğilim, 200 kPa (Şekil 5.7) ve 300 kPa (Şekil 5.8) normal gerilmeler altında da tekrarlanmıştır.

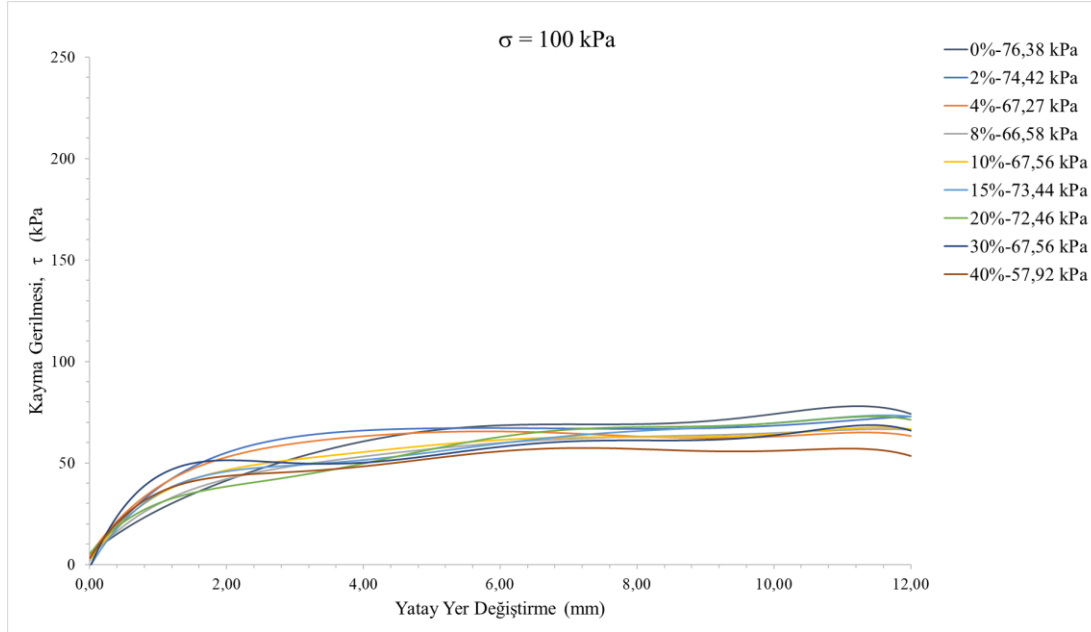
Çift pikli bu davranışın ilk aşaması, yapısal dayanımın zirveye ulaştığı ve zayıf kohezyonel bağların çözülmeye başladığı noktayı temsil eder. Özellikle düşük bentonit içeriğine sahip numunelerde, ilk yükleme sırasında silt daneleri arasında nispeten zayıf kohezyonel bağlar mevcut olduğundan, numune kısa sürede içsel direncin sınırına ulaşır. Bu aşamada numune bir miktar deformasyon geçirmekte ve kesme gerilmesinin böylece düşmeye başladığı şeklinde yorumlanmıştır.

Takip eden ikinci aşamada, dane yönlenmesi ve yeniden düzenlenmenin etkisiyle zemin yapısının yük taşıma kapasitesine katkı sağlayabilecek yeni bir içsel denge formu geliştirdiği gözlemlenmiştir. Düşük plastisiteli silt zeminlerde, bu yeniden yapılanmanın gerçekleşme ihtimalinin daha yüksek olabileceği ve kesme düzlemi

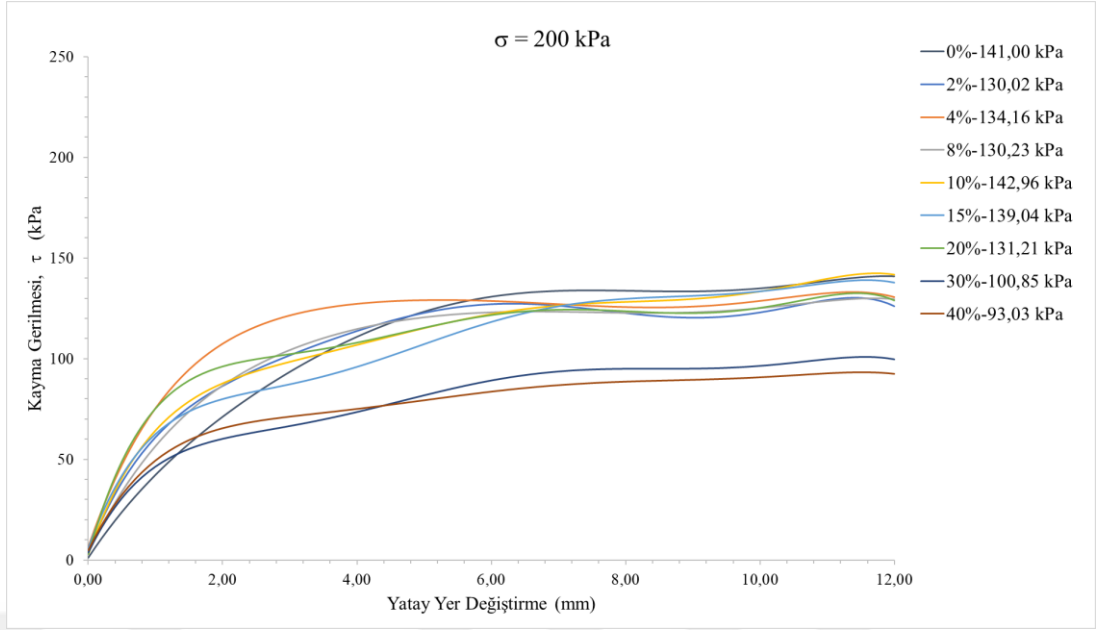
boyunca danelerin yeniden düzenlenmesiyle birlikte kesme gerilmesinde ikinci bir artışın meydana geldiği değerlendirilmiştir. Bu artış, bazı deneylerde grafik üzerinde ikinci bir pik değeri olarak izlenmiştir. Özellikle 100 kPa ve 200 kPa normal gerilme seviyelerinde bu tür bir davranış daha belirgin şekilde gözlemlenirken, 300 kPa seviyesinde ikinci pik oluşumu daha sınırlı kalmıştır.

Bentonit oranının artmasıyla birlikte, özellikle %20 ve üzeri katkı oranlarında, kesme direncinin zamana bağlı değişiminde gözlemlenen çift pikli davranışın, daha çok klasik tek pikli kil davranışına dönüştüğü görülmüştür. Yüksek bentonit içeriğinin, zemine artan plastisite, su tutma kapasitesi ve kohezyon özellikleri kazandırdığı, buna karşılık dane hareketliliğini ve yeniden yapılanmayı sınırladığı değerlendirilmektedir. Bu durumun sonucunda, kesme direnci genellikle bir zirve noktasına ulaştıktan sonra ikinci bir artış göstermemekte; grafiklerde ise, ilk pikten sonra azalan ya da sabit kalan bir direnç eğilimi izlenmektedir.

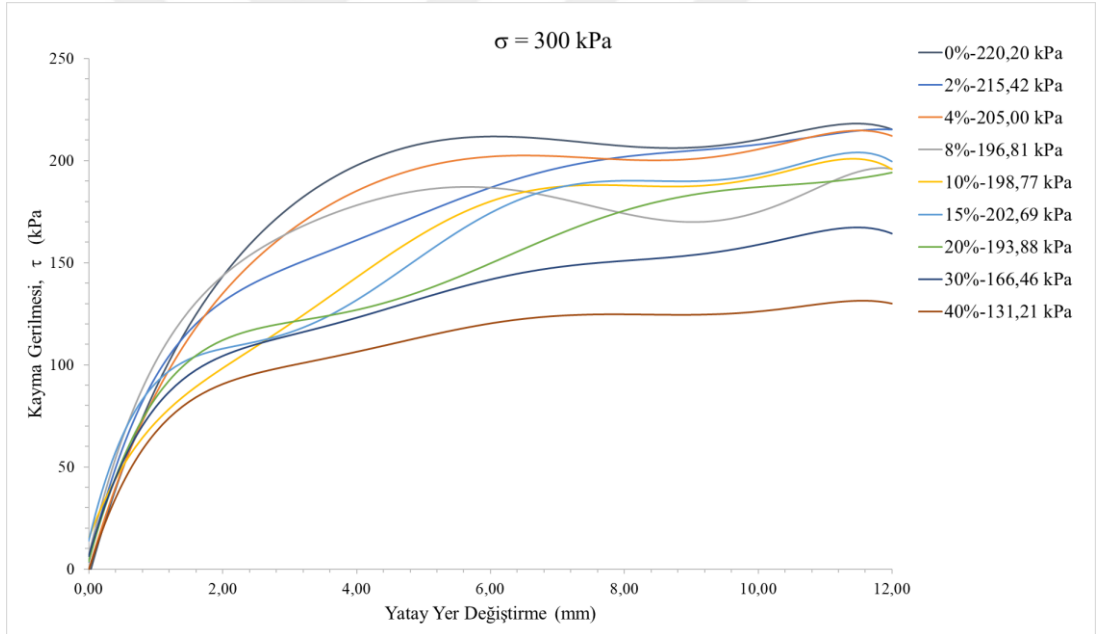
Yapılan deneysel gözlemler doğrultusunda, 100, 200 ve 300 kPa normal gerilme koşullarında, bentonit oranı düşük ve silt oranı yüksek olan karışımların, belirgin şekilde çift pikli kayma direnci davranışı gösterdiği tespit edilmiştir. Bu davranışın, dane teması, kohezyonel bağ yapısı ve kesme düzlemi boyunca oluşabilecek yeniden düzenlenme potansiyeli ile ilişkili olabileceği düşünülmektedir.



Şekil 5.6. 100 kPa normal gerilme altında tüm numunelerin kayma gerilmesi değerleri.



Şekil 5.7. 200 kPa normal gerilme altında tüm numunelerin kayma gerilmesi değerleri.



Şekil 5.8. 300 kPa normal gerilme altında tüm numunelerin kayma gerilmesi değerleri.



6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, farklı oranlarda bentonit katkısı içeren silt zemin numunelerinin drenajlı doğrudan kesme kutusu deneyleri aracılığıyla kayma direnci parametreleri ve deformasyon davranışları değerlendirilmiştir. Deneysel bulgular, bentonit katkısının zeminlerin mühendislik özellikleri üzerinde belirleyici etkiler oluşturduğunu göstermektedir. Özellikle kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri, bentonit oranındaki artışa bağlı olarak sistematik değişimler göstermiştir. Düşük bentonit katkısı (%0–10) içeren karışımlarda, kohezyon değeri sıfıra yakın kalırken içsel sürtünme açısı yüksek seyretmiştir. Ancak katkı oranı arttıkça kohezyonda belirgin bir artış, buna karşın içsel sürtünme açısında kademeli bir düşüş gözlenmiştir. Özellikle %13–15 kil oranları, siltli zeminlerin kum-benzeri davranıştan kil-benzeri davranışa geçtiği geçiş zonunu temsil etmektedir. Bu davranış geçişi, hem kayma gerilmesi hem de şekil değiştirme karakteristiklerinde belirgin olarak izlenmiştir.

Deformasyon analizleri, düşük kil içerikli numunelerde pozitif hacim değişimi yani kabarma eğilimi görülürken, yüksek kil içerikli numunelerde tüm normal gerilme seviyelerinde sürekli sıkışma davranışı tespit edilmiştir. Bu durum, bentonitin su tutma kapasitesi, plastisite artışı ve kohezyonel bağ yoğunluğundaki artışla ilişkilendirilebileceği düşünülmektedir. Özellikle %28,50 ve %34,22 bentonit oranlarına sahip numunelerde, 300 kPa normal gerilme altında -1.4 mm'ye kadar ulaşan negatif düşey deformasyon değerleri elde edilmiştir. Şekil değiştirme eğrilerinde ise bentonit oranı düşük olan (%2–8) karışımlarda çift pikli kayma gerilmesi davranışı gözlenmiştir. Bu çift tepe yapısı, ilk aşamada yapısal dayanımın aşıldığını, ardından dane yönlenmesi ve iç yapının yeniden organize olması ile ikinci bir denge durumunun geliştiğini göstermektedir. Ancak bentonit oranı %20'nin üzerine çıktığında bu çift pikli davranış ortadan kalkmış ve tek pikli klasik kil davranışı belirginleşmiştir. Bu bulgu, bentonit içeriği arttıkça danelerin yeniden düzenlenme potansiyelinin azaldığını, yeniden düzenlenme olsa da hakim kilin bu durumu tolere ettiği, bu nedenle ikincil direnç artışlarının meydana gelmediğini ortaya koymaktadır. Elde edilen bulgular, bentonit katkısının yalnızca dayanım parametreleri üzerinde değil, deformasyon biçimi ve yeniden yapılanma eğilimleri üzerinde de etkili

olduğunu ortaya koymaktadır. Bentonite bağı bu mekanik davranış geçişi, zeminlerin mühendislik uygulamalarındaki işlevselliğini doğrudan etkileyebilecek niteliktedir.

Ayrıca, elde edilen bulgular, zeminlerin kayma direncine ilişkin parametrelerinin yalnızca anlık koşullara bağlı olarak değil, zamanla değişen drenaj koşulları çerçevesinde de değerlendirilmesi gerektiğini göstermektedir. Özellikle kohezyon parametresi, drenajsız koşullarda gerçekleştirilen kısa vadeli analizlerde zeminin dayanımını yansıtmada etkili olmakla birlikte; drenajın tamamlandığı uzun süreli mühendislik senaryolarında, içsel sürtünme açısı daha temsil edici ve güvenilir bir parametre haline gelmektedir. Bu durum, zeminlerin geçici ve kalıcı yüklemeler altındaki davranışlarının farklılaşabileceğini ortaya koymakta olup, güvenli bir geoteknik tasarım için kayma direnci parametrelerinin yükleme süresine, drenaj durumuna ve zemin türüne bağlı olarak dikkatle seçilmesi gerekliliğini ortaya koymaktadır.

KAYNAKLAR

- Arel, E. &. (2012). Geotechnical properties of Adapazari silt. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(4), 709–720. <https://doi.org/10.1007/s10064-012-0443-6>.
- ASTM. (2015). ASTM D2573/D2573M-15: Standard test method for field vane shear test in saturated fine-grained soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D4318. (2010). *ASTM D4318-10: Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. West Conshohocken: ASTM International.
- ASTM. (2016). ASTM D3441-16: Standard test method for mechanical cone penetration testing of soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTMD2487-11. (tarih yok). ASTM D2487-11: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International. doi:<https://doi.org/10.1520/D2487-11>
- Atterberg, A. (1911). Über die physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone. *Internationale Mitteilungen für Bodenkunde*, 1., s. 10–43.
- Bağca, İ. (2024). İnce daneli zeminlerde kil içeriğinin kayma direncine etkisi / Effect of the clay content on shear strength in fine-grained soils. *Yüksek lisans tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği ABD, Geoteknik BD.*, 34-36.
- Bishop, A. W. (1950). Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Géotechnique*, 2(1), 13–32. <https://doi.org/10.1680/geot.1950.2.1.13>.
- Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft grounds: state-of-the-art report. *Performance of Earth and Earth-supported Structures*, Georgia.
- Bol, E. İ. (2016). Determination of the shearing rate in drained direct shear test. *4th International Symposium on Innovative Technologies in Engineering and Science (ISITES2016)*, 3–5 November 2016, (s. 979-980). Alanya/Antalya, Turkey.
- Bol, E. Ö. (2010). Liquefaction of silts: The Adapazari criteria. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(4), 859–873. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9174-x>.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Brandon, T. L. (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)).

- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimis à Quelques Problemes de Statique Ralatifs à l'Architecture. *Mémoires de Mathématique et de Physique, Présentés à l'Académie Royale des Sciences*, 3(38), 343.
- D3080/D3080M-11, A. (tarih yok). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM International. doi:ASTM. (2011). ASTM D3080/D3080M-11: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. ASTM International. https://doi.org/10.1520/D3080_D3080M-11
- Fredlund, D. G. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. *John Wiley & Sons*.
- Fredlund, D. G. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons.
- Fugro. (2004). *Cone penetration testing (CPT): Simplified description of the use and design methods for CPTs in ground engineering*. Fugro Engineering Services Ltd.
- Golder, H. Q. (1948). The angle of shearing resistance in cohesive soils for tests at constant water content. *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 38–41.
- Görgün, B. &. (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>.
- Holtz, R. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Holtz, R. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Lunne, T. &. (1981). Role of CPT in North Sea foundation engineering. (s. 76-107). *Proceedings of Cone Penetration Testing*, Missouri.
- Mitchell, J. K. (1992). *Fundamentals of soil behavior*. New York: John Wiley & Sons.
- Nishimura, T. (2006). Drained shear test for unsaturated soil with different axial strain rate. *Geo-Kanto, Japanese Geotechnical Society*, 240–241.
- Önalp A, A. E. (2018). *Geoteknik Bilgisi 1: Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Önalp, A. (2007). *Geoteknik bilgisi 1: Çözümlü problemlerle zeminler ve mekaniği*. Cağaloğlu, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Önalp, A. (2018). *Zemin mekaniği ve geoteknik mühendisliğine giriş*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Önalp, A. A. (2018). *Geoteknik Bilgisi 1: Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği* (5 b.). İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Özaydın, K. (2010). *Zemin Mekaniği*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Penman, A. D. (1953). Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression. *Géotechnique*, 3(8), 312–329. <https://doi.org/10.1680/geot.1953.3.8.312>.

- Scott, R. F. (1987). *Principles of soil mechanics*. Reading, MA: Addison-Wesley.
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4), 143–147. doi:<https://doi.org/10.1680/geot.1954.4.4.143>
- 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. P. (1996). *Soil mechanics in engineering practice (3rd ed.)*. Wiley-Interscience.
- TS 1900-2. (2006). TS 1900-2: İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği Laboratuvarları Deneyleri – Bölüm 2. Ankara: Türk Standardları Enstitüsü.
- Ürkmez, A. R. (2009). Kalıcı kayma mukavemetinin tekrarlı kesme kutusu deney yöntemi ile belirlenmesi Kalıcı kayma mukavemetinin tekrarlı kesme kutusu deney yöntemi ile belirlenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*.





ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : İlknur BOZARSLAN

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2019, Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : 2025, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Bilim Dalı

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- Epas Proje ve Müşavirlik, Saha Kontrol Mühendisi, 2019-2022
- Gün İnşaat, Şantiye Şefi, 2022-2022
- Mir Yapı Endüstri, Teknik Ofis Mühendisi, 2022-2024

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- Determination Of Shear Strength Parameters Of Fine-Grained Soils, <https://doi.org/10.30546/19023.978-9952-8566-2-0.2025.6310>.