

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

**KİL ORANININ SİTLİ ZEMİNLERDE
KONSOLIDASYON ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tuncay İMAMOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

OCAK 2024

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

**KİL ORANININ SİTLİ ZEMİNLERDE
KONSOLIDASYON ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tuncay İMAMOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Sedat SERT

OCAK 2024

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 “KİL ORANININ SİLTİLİ ZEMİNLERDE KONSOLİDASYON ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ” 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.

15/01/2024

Tuncay İMAMOĞLU

TEŞEKKÜR

Öncelikle bu ana kadar her zaman yanımda olan, beni bu yaşa kadar en iyi şekilde yetiştiren, eğitim-öğretim hayatım boyunca desteklerini hiç esirgemeyen değerli aileme teşekkür ederim.

Yüksek lisans öğrenimim boyunca her zaman bilgi ve birikimlerinden faydalandığım, benimle tecrübelerini paylaşan, geoteknik alanına yönelip ilgi duymamı sağlayan ve bu alanda kendimi geliştirmemde tüm içtenliğiyle bana yardım eden, çok değerli danışman hocam Doç. Dr. Sedat SERT'e teşekkürlerimi sunarım. Yine Sakarya Üniversitesi geoteknik çalışma grubu çatısı altında, beni TÜBİTAK proje bursiyeri olarak davet eden, en az danışman hocam kadar bana yardımcı olan, beni destekleyen ve fikir alışverişinde bulunarak geoteknik alanında bana büyük katkıları olan Prof. Dr. Ertan BOL ve Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK'a tüm içtenliğimle teşekkür ederim. Bu süreci tamamlarken tecrübe ve hoşgörü anlamında her daim beni destekleyen ve yardımını eksik etmeyen değerli laboratuvar görevlileri, Recep EYÜPLER, Sabahattin İŞ ve Mustafa ÖZDEMİR'e teşekkürlerimi sunarım. Tecrübe ve bilgi birikimleriyle en küçük zorlukta yanımda olan araştırma görevlileri Eylem ARSLAN, Kadir KOCAMAN ve Mustafa ÖZSAĞIR'a bana kattıklarından dolayı teşekkür ederim.

TÜBİTAK proje bursiyeri olduğum süreçte ve tez çalışması sürecimde birlikte uzun bir süre, varlığıyla çalışmalarımızı üst noktaya taşıyan, bilgiyi paylaşım ilerlediğim çalışma arkadaşım İrem BAĞCA'ya tüm içtenliğimle teşekkür ederim.

Ayrıca bu çalışmanın maddi açıdan desteklenmesine olanak sağlayan TÜBİTAK ARDEB-1001 kapsamında (Proje No: 221M166) projemize desteklerinden dolayı TÜBİTAK'a teşekkür ederim.

Tuncay İMAMOĞLU

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SİMGELER	xiii
TABLO LİSTESİ	xvii
ŞEKİL LİSTESİ	xix
ÖZET	xxiii
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ	1
2. KONSOLIDASYON TEORİSİ VE ZEMİNLERİN SIKIŞMASI.....	3
2.1. Zeminlerin Sıkışabilirliği	4
2.2. Konsolidasyon Esasları ve Kabulleri	7
2.3. Terzaghi Bir Boyutlu Sıkışma-Konsolidasyon Teorisi	8
2.3.1. Bir boyutlu sıkışma denklemi	9
2.4. Konsolidasyon Parametrelerinin Belirlenmesi	12
2.4.1. Sıkışma katsayısı	12
2.4.2 Hacimsel sıkışma katsayısı (m_v)	13
2.4.3 Sıkışma – yeniden sıkışma indisi (C_c-C_r).....	14
2.4.4 Aşırı konsolidasyon oranı	15
2.4.5 Ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi (σ_c)	16
2.4.5.1. Casagrande yöntemi	17
2.4.5.2. Onitsuka yöntemi	18
2.4.5.3. Oikawa-Sridharan yöntemi	18
2.4.5.4. Jose ve ark. yöntemi.....	19
2.4.5.5. Butterfield yöntemi	20
2.4.5.6. Silva yöntemi	20
2.4.5.7. Burland yöntemi.....	21
2.4.5.8. Janbu yöntemi	22
2.4.5.9. Van Zelts yöntemi	23
2.4.5.10. Tavenas yöntemi	24
2.4.5.11. Becker yöntemi	25
2.4.6 Konsolidasyon katsayısı (c_v).....	26
2.4.6.1. Logaritma-zaman yöntemi (Casagrande).....	29
2.4.6.2. Karekök-zaman yöntemi (Taylor).....	30
2.4.7 İkincil konsolidasyon	31
3. ZEMİNLERİN GEÇİRİMLİLİĞİ VE DARCY YASASI.....	35
3.1 Zeminin Permeabilitesine Etki Eden Faktörler	36
3.2 Geçirimsizlik Katsayısının Belirlenmesi ve Tipik Değerleri	37
3.2.1. Düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi.....	38

4. ZEMİNLERİN SWC EĞRİLERİ VE BOŞLUK BOYUTU DAĞILIMI	41
4.1. Boşluk Boyutu-Emme İlişkisi	41
4.2. Kılcal (Emme) Gerilme Kavramı ve Ölçülmesi	42
4.2.1. Efektif gerilme kavramı	44
4.2.2. Bağımsız gerilme değişkenleri kavramı	45
4.2.3. Boşluk suyu basıncı ve zemin sorpsiyon potansiyeli	46
4.3. Zemin Emmesi ve Kılcal Gerilme Ölçüm Yöntemleri	47
4.3.1. Basınç plakası	49
4.4. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi (SWCC)	50
4.5. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi-Boşluk Boyutu İlişkisinin Saptanması	52
5. MATERYAL VE METOT	53
5.1. Materyaller	53
5.1.1. Doğal silt ve bentonit	53
5.1.2. Sıfır numunesi	54
5.1.3. Karışımlar	58
5.1.3.1. Karışımların hazırlanması	58
5.1.3.2. Karışımların fiziksel özellikleri	60
5.2. Metot	68
5.2.1. Bulamaç (slurry) ile numune hazırlama	68
5.2.2. Konsolidasyon deneyleri	70
5.2.3. Düşen seviye permeabilite deneyi	73
5.2.4. Basınç plakası deneyi	74
6. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA	75
6.1. Konsolidasyon Deneyi Sonuçları	75
6.1.1. Sıkışma katsayısı (a_v) ve hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) sonuçları	76
6.1.2. Sıkışma indisi (C_c) ve yeniden sıkışma indisi (C_r) sonuçları	78
6.1.3. Konsolidasyon katsayısı (c_v) sonuçları	82
6.1.4. Taylor karekök yöntemi ile konsolidasyon katsayısı (c_v) sonuçları	83
6.1.5. Konsolidasyon deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları (k_v) sonuçları	84
6.1.6. Farklı metotlarla bulunan ön konsolidasyon basıncı (σ_c) değerlerinin karşılaştırılması ve irdelenmesi	86
6.2. Permeabilite (Geçirimsizlik) Deneyi Sonuçları	87
6.2.1. Düşen seviye permeabilite deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları (k) sonuçları	87
6.3. Basınç Plakası Deney Sonuçları	87
6.3.1. Su muhtevası – kılcal gerilme ilişkisi	87
6.3.2. Kümülatif boşluk hacmi – ortalama boşluk boyutu ilişkisi	88
6.4. Elde Edilen Geçirimsizlik Katsayısı Değerlerinin Karşılaştırılması	90
7. SONUÇLAR	93
KAYNAKLAR	95
ÖZGEÇMİŞ	101

KISALTMALAR

AKO	: Aşırı konsolidasyon oranı
B	: Temel genişliği [m]
E	: Zemin elastisite modülü
LL	: Likit limit
MI	: Orta plastisiteli silt
ML	: Düşük plastisiteli silt
PI	: Plastisite indisi
PL	: Plastik limit
RH	: Bağıl nem

SİMGELER

A	: Numunenin kesit alanı [cm^2]
a	: Sabit ve düşey borunun enkesiti [mm^2]
a_v	: Sıkışma katsayısı
C	: Kil yüzdesi
C_c	: Sıkışma indisi
C_r	: Yeniden sıkışma indisi
c_v	: Konsolidasyon katsayısı
C_u	: İkincil sıkışma indisi
$C_{\alpha\varepsilon}$: İkincil sıkışma oranı
e	: Boşluk oranı
e_0	: Başlangıç boşluk oranı
g	: Yer çekimi ivmesi [m/s^2]
γ_k	: Kuru birim hacim ağırlık
G_s	: Dane özgül ağırlığı
H_0	: Başlangıçtaki numune boyu
I_0	: Temel rijitlik katsayısı
I_v	: Boşluk oranı indisi
i	: Hidrolik eğim
k	: Geçirimsizlik katsayısı
L	: Zemin numunesinin yüksekliği
M	: Gerilme-deformasyon oranı
m	: Gerilme-M diyagramı eğimi
M_s	: Dane kütlesi
m_v	: Hacimsel sıkışma katsayısı
M_w	: Boşluk suyu kütlesi
P'	: Esas efektif gerilme (kritik durum)
p'	: Gerilme invaryanı
q	: Temel taban basıncı
R	: Korelasyon katsayısı
r_1, r_2	: Hava-su ara yüzeyi yarıçapı

r_k	: Kelvin boşluk yarıçapı
r_p	: Boşluk yarıçapı
S	: Özgül yüzey alanı
S_∞	: Konsolidasyon oturması
S_r	: Doygunluk derecesi
t	: Su filmi kalınlığı
t_{50}	: %50 oturmanın olduğu zaman dilimi
t_{90}	: %90 oturmanın olduğu zaman dilimi
T_s	: Yüzey gerilimi
T_v	: Boyutsuz zaman faktörü
u_a	: Boşluk hava basıncı
U_s	: Konsolidasyon yüzdesi
u_w	: Boşluk suyu basıncı
v	: Deşarj hızı
V	: Toplam hacim
V_a	: Boşluk hava hacmi
V_c	: Su zarı hacmi
V_o	: Başlangıçtaki numune hacmi
V_p	: Su veya hava dolu boşluk hacmi
V_s	: Katı dane hacmi
V_w	: Boşluk suyu hacmi
w	: Su muhtevası
w_{ilk}	: Deney başı su muhtevası
w_L	: Likit limit değeri
w_n	: Doğal su muhtevası
w_{son}	: Deney sonu su muhtevası
x	: Parçacık veya aralık yüzeyinden ortalama uzaklık
α	: Islatma açısı
Δe	: Boşluk oranındaki azalma
ΔH	: Boy değişim farkı
Δh	: Su seviyesi farkı
$\Delta H/H$: Yük kademelerindeki boy değişimi
Δq	: Su debisi farkı
Δt	: Suyun numune kolonunun içinden akması için geçen süre (t_2-t_1)
Δu_w	: Boşluk suyu basıncı değişimi

ΔV	: Hacim değişimi
$\Delta \sigma'$: Efektif gerilmedeki değişim
ε	: Eksenel deformasyon
Θ	: Hacimsel su muhtevası
γ_{ilk}	: Deney başı dane birim hacim ağırlığı
γ_{son}	: Deney sonu dane birim hacim ağırlığı
γ_{ω}	: Suyun birim hacim ağırlığı
σ'	: Efektif gerilme
σ_c'	: Ön konsolidasyon basıncı
σ_o'	: Efektif gerilme
τ	: Adsorbe su molekölü çapı
ν	: Poisson oranı
Ψ	: Emme değeri
Ψ_{ae}	: Hava giriş değeri
Ψ_r	: Kalıcı değer
Ψ_t	: Toplam emme değeri

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1. Bazı zeminlerin m_v değeri aralığı.....	14
Tablo 2.2. Konsolidasyon katsayısı için yapılmış çalışmalar.....	27
Tablo 4.1. Laboratuvar ve arazi emme ölçüm teknikleri.....	48
Tablo 4.2. Boşluk boyutu geometrisinin bulunma adımları.....	52
Tablo 5.1. Doğal ve bentonit numunesinin fiziksel özellikleri.....	54
Tablo 5.2. Hazırlanan karışımların içeriği.....	59
Tablo 5.3. Karışımların fiziksel özellikleri.....	60
Tablo 6.1. Literatürdeki Cc korelasyonları.....	80
Tablo 6.2. Killerin sıkışabilirliğe göre sınıflandırılması	82

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1. Yükleme ve boşaltma aşamasındaki sıkışma ve şişme örneği.....	4
Şekil 2.2. İri ve ince daneli zeminlerde konsolidasyon-zaman modeli.....	6
Şekil 2.3. Konsolidasyon-zaman ilişkisinde ani-birincil ve ikincil konsolidasyon aşaması	6
Şekil 2.4. Konsolidasyon süreci: Toplam gerilmenin zaman içinde efektif gerilmeye dönüşmesi.....	7
Şekil 2.5. Örnek bir kil zeminin toplam gerilme, boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme değişimleri.....	8
Şekil 2.6. Bir boyutlu sıkışma (a) Zeminin ani yüklenmesi (b) Boşluk oranında azalma	10
Şekil 2.7. Laboratuvar sıkışma eğrisi.....	13
Şekil 2.8. Sıkışma ve yeniden sıkışma indisi gösterimi.....	15
Şekil 2.9. Casagrande yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu	17
Şekil 2.10. Onitsuka yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.	18
Şekil 2.11. Oikawa-Sridharan yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu... ..	19
Şekil 2.12. Jose yöntemi ile ön konsolidasyon basıncı.	19
Şekil 2.13. Butterfield yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.....	20
Şekil 2.14. Silva yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.....	21
Şekil 2.15. Burland yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu	22
Şekil 2.16. Janbu yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.....	23
Şekil 2.17. Janbu yönteminde farklı zeminler için yaklaşımlar.....	23
Şekil 2.18. Van Zelts yöntemi ile ön konsolidasyon basıncı.	25
Şekil 2.19. Tavenas yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.....	25
Şekil 2.20. Becker yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.....	26
Şekil 2.21. Konsolidasyon katsayısı logaritma-zaman yöntemi grafiği.	30
Şekil 2.22. Konsolidasyon katsayısı karekök-zaman yöntemi grafiği.....	31
Şekil 2.20. Becker yöntemi ile ön konsolidasyon basıncı.	26
Şekil 2.21. Konsolidasyon katsayısı logaritma-zaman yöntemi grafiği.	30
Şekil 2.22. Konsolidasyon katsayısı karekök-zaman yöntemi grafiği.....	31
Şekil 2.23. Normal konsolide killer için doğal su içeriğine karşı modifiye ikincil sıkışma indisi.....	33
Şekil 3.1. Darcy yasası düzeneği.	36
Şekil 3.2. Zemin sınıflarına göre geçirimsizlik aralıkları.	38
Şekil 3.3. Düşen seviyeli permeabilite deneyi sistemi.....	39
Şekil 4.1. Farklı zeminler için kılcal gerilme-boşluk boyutu ilişkisi.....	41
Şekil 4.2. Kılcal gerilme kavramı a) Young Laplace eşitliği b) Kelvin eşitliği.....	43
Şekil 4.3. Birim hacimde gerilme durumları a) Kapiler ve etkin gerilme (Bishop) b) Bağımsız gerilme durumları c) Adsorptif gerilme ve etkin gerilme	45
Şekil 4.4. Genelleştirilmiş kılcal gerilme tanımının gösterimi	47
Şekil 4.5. Basınç plakası basınç deneyi	50

Şekil 4.6. Zemin su karakteristik eğrisi (SWCC) özellikleri	51
Şekil 4.7. Zemin su karakteristik eğrisinin farklı zeminlere göre tipik değişimi.....	51
Şekil 5.1. Çöktürme (yüzdürme) tekniği şematik gösterimi	55
Şekil 5.2. Doğal numunenin ön eleme işlemi	55
Şekil 5.3. Eleme sonrası elde edilen ham doğal numune.....	56
Şekil 5.4. Deney öncesi ayrıştırıcı madde ile bekletilmemiş (a) ve bekletilmiş numuneler (b)	56
Şekil 5.5. Çöktürme tekniği uygulama aşamaları	57
Şekil 5.6. Çöktürme işlemi sonrası elde edilen sıfır numunesi.....	58
Şekil 5.7. Doğal numune ve sıfır numunesinin dane dağılım eğrisi (granülometri eğrisi).....	58
Şekil 5.8. Karışımların hazırlanması.....	59
Şekil 5.9. Su içeriğine bağlı davranış.....	61
Şekil 5.10. Casagrande deneyi	62
Şekil 5.11. Düşen koni deneyi	63
Şekil 5.12. Casagrande ve koni penetrasyon yöntemlerine göre likit limitin bentonit katkısı ile değişimi	64
Şekil 5.13. Hidrometre deneyi hazırlığı.....	64
Şekil 5.14. Hidrometre deneyi	65
Şekil 5.15. Pipet deneyi.....	65
Şekil 5.16. Hidrometre ve pipet yöntemlerine göre kil yüzdesinin bentonit katkısı ile değişimi	66
Şekil 5.17. Plastik limit deneyi	67
Şekil 5.18. Piknometre deneyi	68
Şekil 5.19. Bulamaç (slurry) yöntemi şematik gösterimi.....	69
Şekil 5.20. Yapay numunelerde bentonit yüzdesi-boşluk oranı ilişkisi.....	70
Şekil 5.21. Numunenin konsolidasyon halkasına yerleştirilmesi	70
Şekil 5.22. Konsolidasyon deneyi.....	71
Şekil 5.23. Konsolidasyon deneyinde yükleme	72
Şekil 5.24. Konsolidasyon okumaları	72
Şekil 5.25. Konsolidasyon deneyi öncesinde numune tartımı	73
Şekil 5.26. Düşen seviyeli permeabilite deneyi	73
Şekil 5.27. Basınç plakası deneyi.....	74
Şekil 6.1. Mevcut tipik $e-\sigma'$ log eğrisi (ayrı grafik)	75
Şekil 6.2. Mevcut $e-\sigma'$ log eğrileri (tek grafik)	76
Şekil 6.3. Sıkışma katsayısı değerleri.	77
Şekil 6.4. Hacimsel Sıkışma Katsayısı değerleri.	77
Şekil 6.5. Bentonit içeriği değişime göre sıkışma indisi değerleri (200-1600 kPa)...	78
Şekil 6.6. Bentonit içeriği değişime göre sıkışma indisi değerleri (400-1600 kPa)...	79
Şekil 6.7. Bentonit içeriği değişime göre yeniden sıkışma indisi değerleri (400-100 kPa)	80
Şekil 6.8. Sıkışma indisi (C_c) ve (Casagrande) likit limit değerleri.	80
Şekil 6.9. Sıkışma indisi (C_c) ve (Düşen koni) likit limit değerleri.	81
Şekil 6.10. Casagrande logaritmik yöntemine göre elde edilen konsolidasyon katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi.....	82
Şekil 6.11. Taylor karekök yöntemine göre elde edilen konsolidasyon katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi.....	83
Şekil 6.12. k_{v50} permeabilite katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi.....	84

Şekil 6.13. k_{v90} permeabilite katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi	85
Şekil 6.14. Ön konsolidasyon basıncı değerlerinin farklı yöntemlere göre bentonit yüzdesi ile değişimi.....	86
Şekil 6.15. Düşen seviyeli permeabilite deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları	87
Şekil 6.16. Basınç plakası deney kılcal gerilme-ağırlıksal su muhtevası grafığı.....	88
Şekil 6.17. Numunelerin kümülatif boşluk hacmi - ortalama boşluk boyutu ilişkisi.....	88
Şekil 6.18. Suni zeminler için çalışılmış kılcal gerilme-su muhtevası grafikleri.....	89
Şekil 6.19. Kil içeriği 0, 5, 10, 15, 30 ve 60% olan kum - kil karışımları için SWCC değerleri.....	89
Şekil 6.20. Suni zeminler için çalışılmış kılcal gerilme - su muhtevası grafikleri.....	90

KİL ORANININ SİLTİLİ ZEMİNLERDE KONSOLIDASYON ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

ÖZET

Zemin mekaniğinde oldukça önemli konular olan, üst yapı yükü, dolgu, kazı, yer altı su seviyesindeki değişim ve titreşim gibi çok sayıda etki ile oluşabilecek zemindeki sıkışma, şişme ve oturma miktarları ile geçirimsizlik katsayısı, konsolidasyon (ödometre) deney verileri ile hesaplanabilmektedir. Siltli zeminlerde konsolidasyon konusunda yapılan çalışmaların az sayıda olması, bu tezde siltli zeminlerin konsolidasyon ve geçirimsizlik karakteristiklerinin ödometre deneyleri ve diğer ek deneyler yardımıyla incelenmesinin motivasyonu olmuştur. Bu hedef kapsamında, Adapazarı ilçesinden temin edilen doğal silt zemin öncelikle içerdiği kil ve kum boyutlarındaki danelerden ayrıştırılmış, sonrasında yine Adapazarı kiline benzer özellik gösteren bentonit kili katkısıyla 9 adet silt-kil karışımı deney numunesi hazırlanmıştır.

Hazırlanan bu numunelerin Casagrande ve Düşen Koni yöntemleri ile likit limit değerleri, yuvarlama (roll on) yöntemi ile plastik limit değerleri, hidrometre ve pipet yöntemleri ile kil içerikleri, piknometre deneyi ile özgül ağırlıkları bulunmuş ve dane dağılım eğrileri çizilmiştir. Fiziksel özellikleri belirlenmiş bu 9 adet numune laboratuvar ortamında su muhtevaları likit limit değerlerinin 1.3 katı oranında olan bulamaçlar halinde hazırlanmış ve 100 kPa gerilme uygulanması ile konsolide edilerek yeniden oluşturulmuşlardır. Bu ön konsolide edilerek yeniden oluşturulan numuneler, klasik ödometre aletinde konsolidasyon deneyine, düşen seviyeli permeabilite düzeneğinde geçirimsizlik deneyine ve basınç plakası deneyine tabi tutulmuşlardır. Deney sonuçlarından konsolidasyon eğrileri çizilmiş, sıkışma katsayısı, konsolidasyon katsayısı, sıkışma-yeniden sıkışma indisleri, geçirimsizlik katsayısı ve ön konsolidasyon basıncı gibi değerler elde edilmiştir. Bu elde edilen değerler düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi yapılmış aynı numunelerden gelen geçirimsizlik değerleriyle ve SWC eğrilerinden elde edilen boşluk boyutu dağılımları ile de karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlar doğrultusunda öncelikle Adapazarı bölgesinden temin edilen doğal silt zemin ve ona yakın kil yüzdesine sahip bentonit katkılı karışım numunesi farklı açılardan karşılaştırılmıştır. Adapazarı kiline benzer özellik gösteren bentonit katkılı bu karışım ile Adapazarı doğal silt zeminin, boşluk boyutu geometrisi açısından ve birçok deney sonucunda benzer özellik gösterdiği anlaşılmış ve böylece yapılan karışımların doğala uygun özellikte davranış gösterdiği doğrulanmıştır. Sonrasında Adapazarı silt zemininin kil içeriğinden olabildiğince arındırılmasıyla elde edilen ve sıfır numunesi olarak adlandırılan numuneye, %2, %4, %8, %10, %15, %20, %30 ve %40 oranlarında bentonit kili ilave edilerek yeni karışımlar hazırlanmıştır. Bu karışımlar üzerinde yapılan deneyler sonrasında, sıkışma davranışları incelenerek hangi kil oranının sınır değer olabileceğinin bulunması hedeflenmiştir.

THE EFFECTS OF CLAY CONTENT ON CONSOLIDATION PROPERTIES IN SILTY SOILS

SUMMARY

Compression, swelling, settlement and permeability values of the soil, which can occur due to many effects such as superstructure load, filling, excavation, change in ground water level and vibration, which are very important issues in soil mechanics, can be assessed through the parameters acquired in consolidation (oedometer) tests. The settlements that cause architectural and/or static damage to the building and sometimes irreversible problems due to the loss of function of the building should be determined before entering the construction phase, it is essential to undertake all required precautions in this regard.

Compression and therefore settlement occur at different rates and amounts depending on the properties of the soil such as cohesive, cohesionless, saturated, dry, etc. Sudden and time-dependent settlement is observed depending on the stresses applied to the soil. Due to the high permeability of coarse-grained soils, immediate settlement by absorbing the pore water pressure faster than fine-grained soils, and slower damping in fine-grained soils, a more time-dependent settlement effect will occur compared to immediate settlement.

Silty and clayey soils are grouped as fine-grained soils, but it is known as a result of studies that silty soils show similar behavior to sand soils at limit values. The limited number of studies on silty soils was important in examining the consolidation and permeability characteristics of silty soils with the help of oedometer tests and other additional tests. Within the scope of this target, after separating the clay and sand sized grains contained in the natural silty soil sample obtained from Adapazarı district, the test sample was prepared by making 9 different bentonite added silt-clay mixtures with the additive of bentonite clay, which has similar properties to Adapazarı clay. Liquid limit values of these prepared samples were determined by Casagrande and Falling cone tests, plastic limit values by rolling on method, clay contents by hydrometer and pipette test, specific gravity by pycnometer test and granulometer curves were drawn.

These 9 samples, whose physical properties were determined, were reconstituted by loading them gradually in the form of slurries prepared by adding water at a rate of 1.3 times the liquid limit values in the laboratory environment, and consolidated under 100 kPa tension. These pre-consolidated reconstructed samples were subjected to consolidation test in conventional oedometer device, permeability test in falling level permeability apparatus suitable for fine-grained soils, and pressure plate test in pre-consolidated state. From the consolidation test results, consolidation curves, coefficient of compression, coefficient of volumetric compression, coefficient of consolidation, compression index, re-compression index, permeability coefficient and pre-consolidation pressure of these specimens with known pre-consolidation values were obtained by existing methods.

The permeability coefficient value of the soil was found from the falling level permeability test, which is one of the preferred permeability tests for fine-grained soils. Matric suction-water content graphs were drawn with the pressure plate test, and then average pore size-cumulative pore volume curves were drawn by moving to the pore size distribution. These obtained values were also compared with the permeability values from the same samples where the falling level permeability test was performed and with the pore size distributions obtained from the SWC (Soil Water Characteristic) curves. In line with these results, the percentage of clay in the natural silty soil obtained from the Adapazari region and the mixture sample with physical properties close to this content were compared. This mixture with bentonite additive, which has similar properties to Adapazari soil, has been confirmed to behave in accordance with the Adapazari soil (natural condition) as a result of its pore size distribution and many physical experiments. Following this verification, the objective was to obtain specimens representing various percentages of bentonite clay added to the zero sample (designated as 0%), which was as purified as possible using the method of floating amounts of clay content from Adapazari natural silty soil. Specimens were prepared with the addition of bentonite clay at proportions of 2%, 4%, 8%, 10%, 15%, 20%, 30%, and 40%, aiming for comprehensive investigation. All mentioned experimental procedures were conducted to determine the relationships and boundary behavior of the mixed percentages.

As a result of the studies, preliminary consolidation methods whose applicability is problematic in silty soils, the consistency and relationship of the permeability coefficient found by the logarithm-time method and square root-time method from the consolidation test with the permeability coefficient found as a result of the falling level permeability test, the fact that the compaction coefficient differs in silty soils compared to other soil types. The aim is to find out the properties, whether there is a difference in the void geometries of the soil samples that may affect the consolidation, and the relationships between the physical parameters and the parameters obtained from these test results.

It is known that Adapazari silt behaves like clay within certain boundaries and sand-like at certain boundaries. The study conducted supports this approach. Looking at the consolidation results, the consolidation curves of 0% (zero sample), 2%, 4%, 8%, 10% and 15% bentonite added samples formed a different curve compared to the 20%, 30% and 40% samples. In line with these results, if we accept the 15% sample permeability values as the limit value, bentonite additives above this rate show more clay-like sample properties.

Again, the consolidation parameters, in terms of deformation and compression coefficient values, started to exhibit more clay-like behavior after 15% contribution rate, and this limit value is also seen in the gap size geometry.

In terms of permeability determination, when the consolidation permeability coefficients obtained from the consolidation test parameters were compared with the permeability values found using the parameters obtained from the Casagrande and Taylor methods, the permeability coefficient found with the Taylor square root method parameters gave more consistent results. These values are also consistent with the values obtained by the falling level permeability test. For this reason, the falling level permeability test is recommended for the permeability coefficient in silty and silty-clayey soils within the scope of this study. The reasons for this are that the test is less prone to error, is easier and time-consuming. It is a more economical experiment. In

geotechnical science, where pre-consolidation value and over-consolidation rate are very important, most pre-consolidation determination methods in the literature are on clays. This does not give sufficient confidence in the applicability of these methods in silty soils or soils containing silt. As a result of the study, general methods gave normal results on samples containing 10% or more bentonite additives, but the inconsistency was seen quite high in samples below this limit. Among these methods, the Tavenas method gives the best and consistent results for the samples.

1. GİRİŞ

Zeminin, gerilme artışı ya da azalışı oluşturabilecek herhangi bir yapı inşaatı, dolgu, titreşim veya kazı işlemi sonrasında sıkışması ya da şişmesi beklenir. Zemine uygulanan gerilmelere bağlı olarak zeminde ani ve zamana bağlı oturma gözlemlenir. İri daneli zeminlerin yüksek geçirimsizlikleri, boşluk suyu basıncının ince daneli zeminlere kıyasla daha hızlı sönümlenerek ani oturma meydana gelmesine neden olur. İnce daneli zeminlerde ise daha yavaş sönümlenme sebebi ile ani oturmaya oranla daha çok zamana bağlı oturma gerçekleşir. Zemin kitlesinin hacminde meydana gelen sıkışma veya konsolidasyon durumu, zemin mekaniğinin en önemli konularından olup, yapıların kazı ve inşaat aşamasında ve yapı inşaatı ardından kısa ve çok uzun süre diyebileceğimiz zaman dilimlerinde çeşitli oranlarda hasarlara ve göçmelere neden olabilmektedir. Bu sebeplerden herhangi bir inşaat işlemi öncesinde zeminlerin sıkışma (oturma) ve şişme (kabarma) potansiyeli laboratuvar ortamında yapılan deneylerle belirlenmelidir.

Konsolidasyon deneyi, zemin numunelerinin içerisinde bulunan suyun hareketine istenilen yönde izin verilerek, belirli gerilmeler altında sıkışma miktarlarının tespit edildiği bir laboratuvar prosedürüdür. Çoğunlukla ince daneli zeminlerden killi zeminler üzerinde çok sayıda deney mevcut olsa da silt içeriği baskın zeminlerde bu oranda çalışma yapılmamıştır.

Bu tez çalışmasında, Adapazarı bölgesinden elde edilen doğal silt zeminin az miktardaki kil içeriği önce daha da azaltılmış, ardından belli oranlarda bentonit kili eklenerek yeni karışımlar oluşturulmuştur. Silt içerikleri daha baskın olan 9 farklı numunenin sıkışma parametrelerini tespit etmek amacı ile ödometre cihazında konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Her numunenin sıkışma katsayısı, konsolidasyon katsayısı, sıkışma-yeniden sıkışma indisleri, farklı yöntemlerle ön konsolidasyon basınçları ve geçirimsizlikleri incelenmiştir. Hazırlanmış zeminlerin geçirimsizlik katsayılarının konsolidasyon deneyinden hesaplanmasını sağlayan mevcut yöntemlerle elde edilmiş değerlerinin tutarlılığının daha net karşılaştırılabilmesi için permeabilite deneyleri yapılmıştır. Ek olarak doğal zemin numunesi üzerinde basınç

plakası deneyi yapılarak diğler sonuçlarla uyumu irdelenmiştir. Çalışmalar sonrası silti fazla olan ince daneli zeminlerde, konsolidasyon parametreleri ve bu parametreleri bulmada kullanılan yöntemlerin uygulanabilirliği irdelenmiştir.

2. KONSOLİDASYON TEORİSİ VE ZEMİNLERİN SIKIŞMASI

Üzerine yük uygulanan ya da basınca maruz kalan malzemelerin deformasyona uğradıkları ve şekil değiştirdikleri bilinen bir gerçektir. Deformasyonlar, şekil değişimi ya da hacim değişimi şeklinde olabilir [1]. Farklı malzemelerin yük altında basınç-şekil değiştirme durumu incelendiğinde malzemelerin bir kısmının yük kaldırıldığında şekil değiştirmelerinin geri geldiği (elastik) görülmekte, bir kısmının ise kalıcı şekil değiştirme yaparak (plastik) eski şekline geri dönmediği bilinmektedir. Elastik davranış sergileyen bazı malzemelerde uygulanan yük ile şekil değiştirmeler arasında doğrusal bir ilişki mevcutken bazı malzemelerde ise doğrusal olmayan bir ilişki söz konusudur. Zeminlerde oluşan şekil değiştirmeler genellikle yüklenme ile doğrusal bir artış göstermez. Yükün kaldırılması ya da azaltılması durumunda malzeme eski haline dönmez ve geri gelen şekil değiştirmeler, toplam şekil değiştirmelere oranla daha küçük olur. Bu durumda zemin yapmış olduğu deformasyonunu büyük oranda korumaktadır [2].

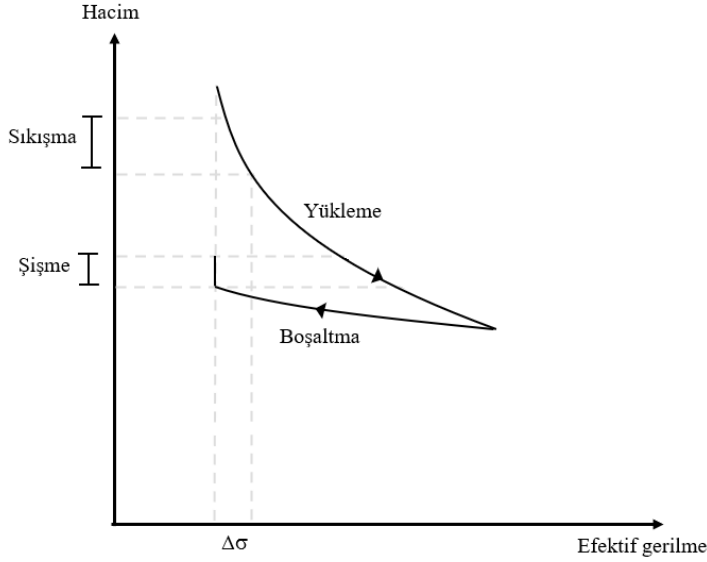
Zeminlerin şekil değiştirme davranışında önemli olan bir başka özellik ise geçmiş gerilmelerden etkilenip hafıza sahibi olmalarıdır [1]. Zemin, yüklenir ve daha sonra yük boşaltılırsa; bu durumda zemin, gerilme geçmişinin etkilerini korur. Bu durum, daha sonra tekrar yüklenmesi halinde zeminin davranışını etkilemektedir.

Zeminler gerilme-şekil değiştirme-zaman davranışı açısından oldukça karmaşık malzeme özellikleri gösterirler. Farklı zemin türleri farklı gerilmelerde farklı zaman değerleri içerisinde şekil değiştirme gösterir. Bu durum kumlu, siltli ve killi zeminler için birçok parametreye göre değişkenlik gösterir. Zeminin zamanla bağlantılı şekil değiştirmesi (konsolidasyonu) özellikle ince daneli zeminlerde oturma (deformasyon) hesabında kullanılmaktadır.

Zemin oturmalarının hesabı, geoteknik mühendisliği açısından oturma sonucu oluşabilecek hasarların ve olumsuz sonuçların önlenmesi, yapı tasarım süreci ve zaman planlaması konularında oldukça önemlidir.

Zeminin, yapı yükü ya da çeşitli dış yüklemelerle birlikte deformasyon göstermesi en tipik oturma durumudur. Bazı durumlarda sadece zeminin yüklenmesi değil, daneleri

titreşime geçiren dış etkiler ya da yer altı su seviyesi değişiklikleri, oturmaya sebep olabilmektedir. Zeminde yapılan kazı çalışmaları ile örtü yükünün azalması ve yer altı su seviyesinin değişimi sonucu zeminde şişme (kabarma) gözlemlenmektedir. Şekil 2.1'de doğrusal olmayan ve elastik davranmayan özellikteki sıkışma durumu gerçek bir zeminin sıkışma davranışını temsil etmek amacıyla gösterilmektedir. [3].



Şekil 2.1. Yükleme ve boşaltma aşamasında sıkışma ve şişme örneği [3].

2.1. Zeminlerin Sıkışabilirliği

Zeminler, yüklendiklerinde sıkışma davranışı sergilerler. Sıkışma, zemin danelerinin sıkışması (deformasyonu, ufalanması), zemin danelerindeki boşluklarda yer alan suyun ve havanın sıkışması ve gerilme artışı sonucu artan boşluk suyu basıncının suyu dışarı atması ile sönmülenererek beliren hacim kaybı gibi nedenlerle olmaktadır.

Zemin daneleri olağan durumlarda dayanıklı minerallerden oluştuğu için danelerin sıkışması çok küçük olmaktadır. Boşlukların tamamen su ile dolu olması durumunda (suya doygun) suyun sıkışabilirliği de çok küçük derecelerde olacaktır. Bu sebeple özellikle suya doygun zeminlerde, sıkışma durumu suyun dışarı çıkması sonucu meydana gelmektedir. Sabit gerilme altında, zemin danelerinin boşluklarında bulunan suyun zaman içinde dışarı atılması sonucu ile zeminde oluşan hacim değişimi, zemin mekaniğinde konsolidasyon olarak tanımlanmıştır [2]. Belli bir gerilmeye (yüke) maruz kalan zeminde bu gerilme sebebiyle boşluk suyu dışarı çıkarken, zemin daneleri daha stabil ve sıkı bir şekilde dizilir ve hacim azalmasıyla birlikte oturma meydana gelir. Bu sürecin hızı zeminin iç yapısı, sıklığı, gerilme tarihçesi ve geçirimsizliğine

(permeabilitesine) göre değişmektedir. Zemin yüzeyine uygulanan yükler zeminde düşey ve yatay yönlerde gerilme etkisi göstermekte ve drenajlı, drenajsız (ani) oturma meydana getirmektedir. Zemin yapısının içindeki suyun hareket edebilme kabiliyeti farklı zeminlerde farklı olur. İri daneli zeminlerin aksine ince daneli zeminlerin permeabilitesi çok düşük olduğu için zeminden, suyun dışarı çıkma hareketi yavaş olur, zeminin sıkışması ise uzun sürer ve zamana bağlı olarak gerçekleşir.

Permeabilitesi düşük olan, doymuş ve ince daneli zeminlerde oluşan toplam oturma, üç ana bileşenden oluşmaktadır:

1) Zeminin ani oturması tüm zeminlerde gerçekleşen sıkışma türüdür. Zeminin düşük geçirimsizliğinden kaynaklı, çok önemli bir hacim değişimi olmasa da gerçekleşen ani oturma, doymuş olmayan zeminlerde önemsenmesi gereken değerlere ulaşmaktadır. Ani oturma, aslında elastik olmasa da, kil zeminlerde genellikle elastik teori kullanılarak hesaplanır. İri daneli zeminler tipik olarak yüksek geçirimsizliğe sahip olduklarından bu tip zeminlerde oluşan oturmaların çoğu anidir. Temel yapısının karakterine ve yüklemeye bağlı oluşan ani oturma değerleri, elastisite teorisine göre aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir (2.1)[5].

$$S_i = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_u} \cdot I_0 \quad (2.1)$$

Burada;

q: Temel taban basıncı

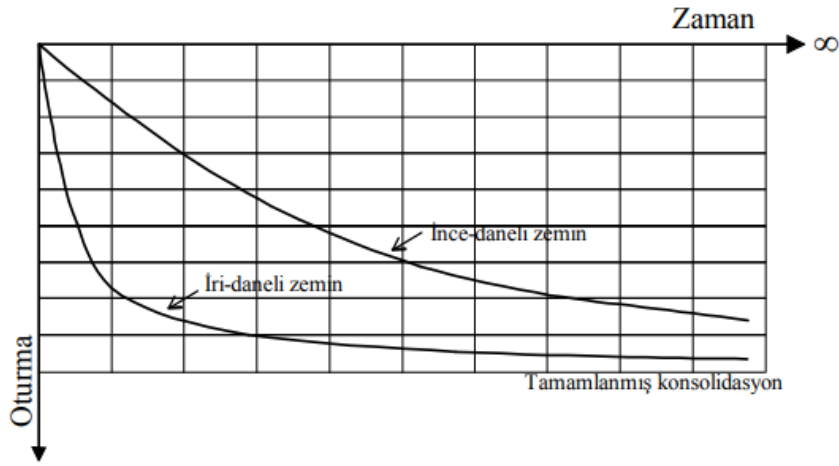
B: Temel genişliği

I₀: Temel rijitlik katsayısı

E_u: Zeminin drenajsız elastisite modülü

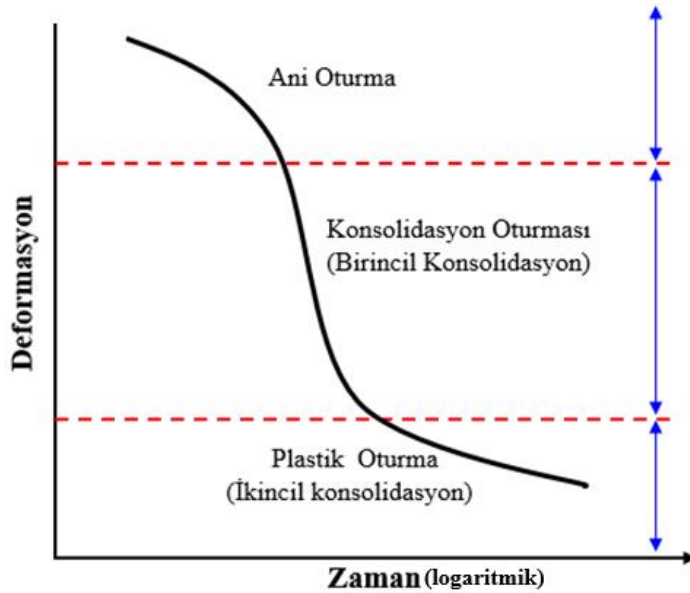
ν: Poisson oranı

2) Birincil konsolidasyon olarak adlandırılan konsolidasyon oturması; doymuş kohezyonlu zeminlere gelen gerilme artışının etkisiyle artan boşluk suyu basıncının sönmelenmesi (su çıkışı) ile oluşan hacim değişiklikleri (plastik) sonucundaki oturmalarıdır. Boşluk suyu basıncının sönmelenmesi iri daneli zeminlere oranla ince daneli zeminlerde daha yavaş olacağından sıkışma durumu da benzer şekilde yavaş şekilde oluşur. (Şekil 2.2.) [3].



Şekil 2.2. İri ve ince daneli zeminlerde konsolidasyon-zaman modeli [3].

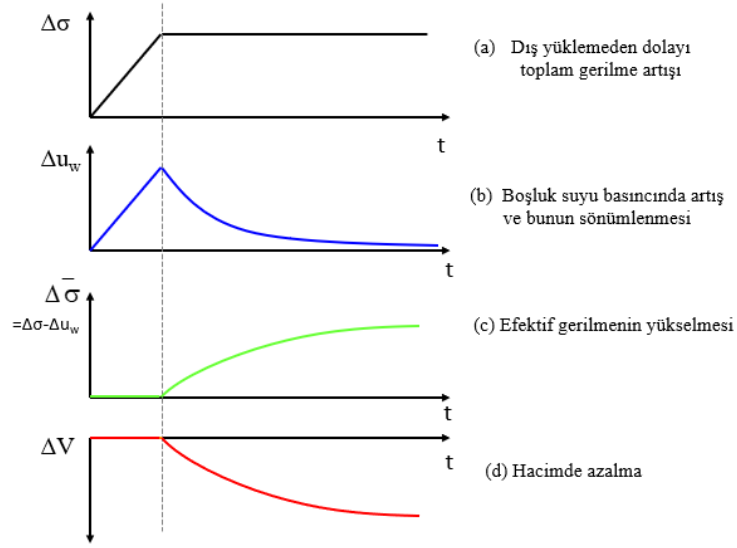
3) İkincil konsolidasyon, birincil konsolidasyon sona erdikten sonra, doymuş kohezyonlu zeminlerde, zemin yapısının plastik özelliği sonucunda görülen oturmalarıdır. Aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesinin ardından, sabit efektif gerilmelerin etkisiyle zamana bağlı olarak meydana gelir. Bazı zeminlerde, özellikle organik olmayan killerde birincil konsolidasyon toplam konsolidasyonun en büyük oranına sahip iken, organik madde içeriği yüksek olan zeminlerde ise toplam oturmanın önemli bölümünü ikincil konsolidasyon oluşturur (Şekil 2.3.) [1].



Şekil 2.3. Konsolidasyon-zaman ilişkisinde ani, birincil ve ikincil konsolidasyon aşamaları [1].

2.2. Konsolidasyon Esasları ve Kabulleri

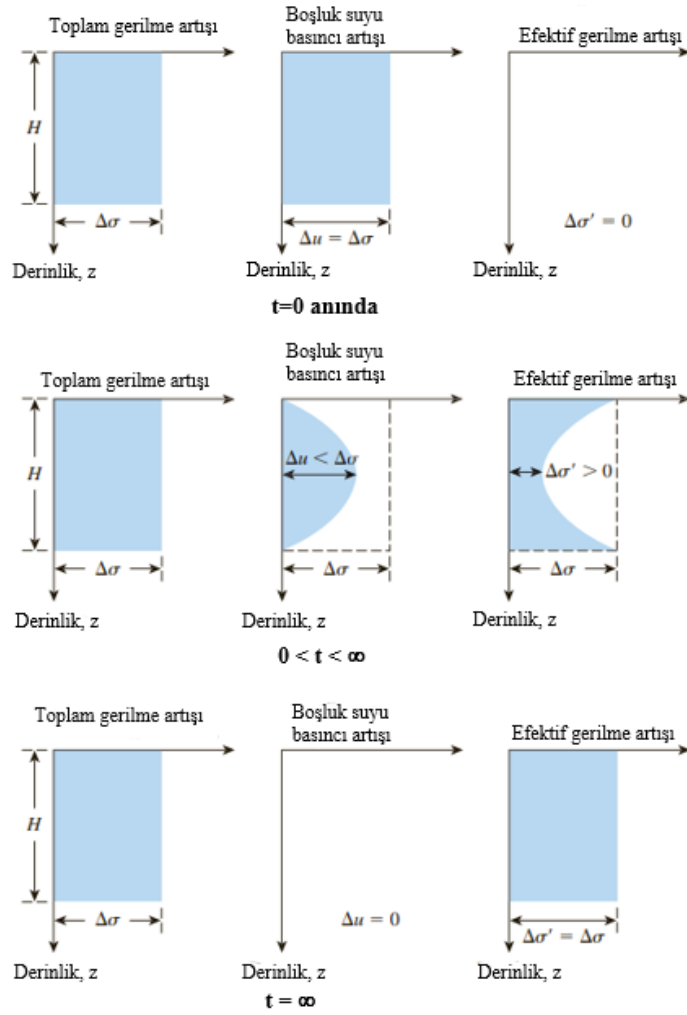
Terzaghi konsolidasyon teorisi, düşük geçirimli zeminlerde oluşan sıkışmanın yükleme işlemi ardından ilk aşamada dışarıya kaçamayarak oluşan fazla boşluk suyu basınçlarının geçen zaman zarfında sönümlenmesi ile olduğunu kabul etmektedir. Farklı bir ifadeyle, boşluk suyu basıncı parametresi, $B=1$ olan bir zemin ani bir gerilmeye maruz ($\Delta\sigma$) kaldığında, boşluk suyu basıncı da $\Delta\sigma_z=\Delta u_w$ şeklinde bu artış ile aynı paralellikte olacaktır (Şekil 2.4) [6].



Şekil 2.4. Konsolidasyon süreci: Toplam gerilmenin zaman içinde efektif gerilmeye dönüşmesi [6].

Geçirimsiz olmayan zeminlerde, fazladan olan boşluk suyu basıncı zaman (t) içerisinde sönümlenmektedir. Başlangıçta uygulanan $\Delta\sigma$ gibi bir toplam gerilmenin ilk aşamada tamamı su tarafından taşınırken zaman içinde boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile yük danelere aktarılacağından, efektif gerilme düşüncesine göre sistemdeki boşluk suyu basıncı sıfıra yönelirken efektif gerilme artışı toplam gerilme artışıyla eşitlenecektir. Bu durumun sonucu ise Şekil 2.4'te gösterilen hacim azalmasıdır (ΔV) [7].

İnce daneli geçirimsizliği düşük zeminlerde oturma, zeminin boşluklarından çıkan suyun miktarı ile doğrudan ilişkilidir. Çıkan su miktarı ve bu sebeple zeminin boşluk oranında meydana gelen değişim, sönümlenen ilave boşluk suyu basıncı ile doğru orantılıdır. Bu sebeple oturma hızı, ilave boşluk suyu basıncının sönümlenme hızı ile doğru orantılı olarak ilişkilidir (Şekil 2.5.) [1].



Şekil 2.5. Bir kil zeminde toplam gerilme, boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme değişimleri örneği [8].

2.3. Terzaghi Bir Boyutlu Sıkışma-Konsolidasyon Teorisi

Barajlar, bentler, taşkın koruma yapıları, yollar ve yumuşak zeminlere inşa edilmiş olan yapılar, konsolidasyon hesabı ve oturma güvenliği açısından geoteknik mühendisliğinde detaylı olarak incelenmesi gereken önemli yapılardır. Karl Terzaghi (1923) küçük hacim değişimleri gözlemlenen zeminlerde konsolidasyon teorisini ve oturmalarını ilk olarak incelemiştir. Teoride, zeminlerin mevcut ağırlığını ve fazla miktarda oluşacak oturmaları göz ardı ettiği için yüksek su muhtevasına sahip zeminlerin, fazla boşluk suyu basınçlarının zaman içinde dışarı atılması ile boşluk hacminin azalmasıyla, yeterli yaklaşıklıkta sonuçlar bulmuştur. Geoteknik mühendisliğinin ve zemin mekaniğinin temelini oluşturan teorilerden biri olan Terzaghi teorisi, konsolidasyon kavramının kullanılması ve literatüre sokulması sebebi ile oldukça önemli bir çalışmadır [9].

Terzaghi teorisinin kabulleri;

1. Zemin homojendir,
2. Tüm boşluklar sıkışmaz sıvıyla doludur ($S_r = \%100$), ancak su eriyik gaz içerebilir,
3. Danelerin sıkışabilirliği suyun kine oranla ihmal edilebilir,
4. Suyun sıkışabilirliği de zemin iskeletine göre ihmal edilebilir,
5. Darcy yasası geçerlidir ($v=k.i$),
6. Sıkışmalar ve suyun zeminde hareketi tek yönde oluşur ($k_x = k_y = 0$),
7. Sıkışabilirlik ve geçirimsizlik zeminin aldığı gerilme kademesinden bağımsızdır,
8. Boşluk oranı efektif gerilmenin fonksiyonu olup zamanla değişmez, $e = f(\Delta\sigma_0)$,
9. Oluşan sıkışmalar kilin ilk kalınlığına oranla küçük olduğundan ortalama özellikler ve ortalama boyutlar kullanılabilir ($\Delta H \ll H_0$),
10. Gerilme artışları ani olarak uygulanmaktadır ($t=0$),
11. Zemin iskeleti hacim değişimine viskoz direnç göstermez [6].

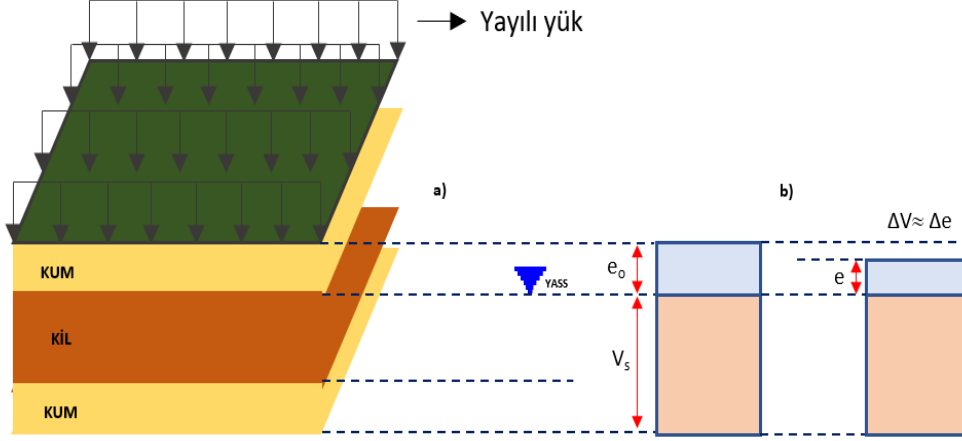
2.3.1. Bir boyutlu sıkışma denklemi

Terzaghi, konsolidasyon olayının kabullerle basit bir şekilde çözülebilmesini sağlayan kullanışlı bir teori geliştirmiştir. Bu kabul edilen yaklaşımlar bazı durumlarda gerçekçi değildir fakat çözümdeki basitlik ve sonuçların gerçeğe oldukça yakın olması Terzaghi bir boyutlu konsolidasyon teorisinin çok kullanılmasını ve yıllar boyu ilgi görmesini sağlamıştır. Şekil 2.6'da ifade edildiği gibi sonsuza uzanan bir yükleme ile ince daneli zeminde düşey yönlü sıkışma gözlemlenirken sınır koşulları nedeniyle yanıl deformasyon yok sayılabilir düzeydedir. Zeminde gözlemlenecek hacim bağıntıları Şekil 2.6'daki blok diyagramda gösterilmiştir. Varsayılan zemin doymuş olduğundan hacim değişimi sadece boşluk hacmindeki azalma sebebiyle olacaktır (Denklem 2.2).

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{V_s(1 + e_0) - V_s(1 + e)}{V_s(1 + e_0)} = \frac{e_0 - e}{1 - e_0} \quad (2.2)$$

Zemin hacmindeki azalma oranı bir boyutlu durumda yalnızca boydaki azalma oranına eşit olduğundan, bu teoride kabul edilen bir boyutlu sıkışma denklemi 2.3'teki gibi ifade edilebilir.

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.3)$$



Şekil 2.6. Bir boyutlu sıkışma (a) Zeminin ani yüklenmesi (b) Boşluk oranında azalma.

Terzaghi teorisi ile ilgili kabullerin ve analitik yaklaşımların iyi kavranması, teorisin belirli bir güven aralığında irdelenebilmesi ve kullanılabilmesi için çok önemlidir. Sıkışabilirlik özelliği gösteren zemin katmanı, homojen ve tamamen suya doymuş zemin olarak kabul edilir, ayrıca zemindeki mineral daneleri ve gözeneklerdeki suyun da sıkışabilirliği sıfır olarak kabul edilir. Darcy yasasını esas alan gözeneklerden suyun çıkışı bir boyutlu olarak düşünülür. Terzaghi teorisi, zemine uygulanan kademeli yükün zeminde birim deformasyonlar meydana getirdiği bir deformasyon teorisidir. Bu sebeple, sıkışabilirlik katsayısı a_v ve Darcy'nin permeabilite katsayısı k , konsolidasyon boyunca sabit kalmaktadır. Uygulanan kademeli gerilme artışlarına karşın a_v değeri sabit ve boşluk oranındaki değişim ile efektif gerilmedeki değişim $\Delta\sigma'$ arasında belirli bir ilişki söz konusudur. Bu düşünceyle ikincil sıkışmanın da daha gerçekleşmediği tespit edilebilir. İkincil sıkışmanın başlaması halinde Δe ile $\Delta\sigma'$ arasındaki ilişki artık özel bir durum değildir, çünkü ikincil sıkışmanın sabit efektif gerilme şartlarında oluşan boşluk oranı değişimi olduğu kabul edilmektedir. Terzaghi denkleminde sıkışabilir zeminden dışarı çıkan suyun hacmi hesaplanmaktadır. Darcy yasasında zemindeki suyun akış miktarının hidrolik eğim ve zeminin geçirimsizliğine bağlı olduğu bilinmektedir. Zemindeki doğal akışı sağlayan hidrolik eğim, zemin birim elemanındaki aşırı boşluk suyu basıncı ile $u/\rho_w g$ oranı olarak ilişkilendirilebilir. Suyun sıkışabilirliği sıfır olarak kabul edildiği için süreklilik prensibi yaklaşımı ile

birim elemandaki hacim değişimi, diferansiyel zamanda (dt) içeri (birim elemana) giren su ile dışarı çıkan suyun farkına eşittir. Denklemi aşağıdaki şekilde yeniden yazmak mümkündür (2.4):

$$\frac{-k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (2.4)$$

Denklemdaki z değeri, zemin elemanındaki derinlik değişkenidir. Kullanılan başka parametreler önceki kısımlarda tanımlanmıştı. u, hem pozisyon z'nin hem de zaman t'nin fonksiyonu olduğundan, kısmi türev alınmalıdır.

Denklemin diğer kısmı, hacim değişimi ya da zemin yapısının boşluk oranı değişimi ile konsolidasyon deneyinden elde edilen sıkışabilirlik katsayısı a_v 'nin neden olduğu efektif gerilme değişimi ile olan ilişkisinden bulunmaktadır (a_v değeri bu sebeple bir gerilme-birim deformasyon ilişkisidir.). Efektif gerilme yaklaşımıyla, efektif gerilme değişimi boşluk suyu basıncında oluşan değişime eşitlenebilir. Diğer bir deyişle, toplam gerilme sabit kaldığı süreçte aşırı boşluk suyu basıncı zamanla sönümlenirken efektif gerilmede de senkronize şekilde bir artış meydana gelmektedir ($\Delta\sigma' = -\Delta u$). Daha öncesinde olduğu gibi, u hem z'nin hem de t'nin bir fonksiyonudur. Eşitliğin bu kısmı genellikle (2.5.),

$$\frac{-a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} dt dz \quad (2.5)$$

şeklinde yazılmaktadır. İki kısım birleştirilerek (2.6),

$$\frac{-k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt = \frac{-a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} dt dz \quad (2.6)$$

elde edilir. Terimler yeniden düzenlenerek (2.7.),

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.7)$$

formu bulunur. Burada (2.8.),

$$c_v = \frac{k}{\rho_w} \frac{1 + e_0}{a_v} \quad (2.8)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Burada;

k : geçirimsizlik katsayısı

a_v : sıkışma katsayısı'nı göstermektedir.

Konsolidasyon katsayısının boyutsuz zaman faktörüyle bulunması Denklem 2.9'daki gibidir;

$$c_v = \frac{T_v H^2}{t} \quad (2.9)$$

Burada;

T_v : zaman faktörü (boyutsuz),

H : drenaj mesafesini belirtmektedir.

2.4. Konsolidasyon Parametrelerinin Belirlenmesi

Zeminin sıkışma özelliklerini belirlemek için çeşitli zemin değişkenleri geliştirilmiştir. Bu değişkenler sıkışma katsayısı (a_v), hacimsel sıkışma katsayısı (m_v), sıkışma indisi (C_c), yeniden sıkışma indisi (C_r), ön konsolidasyon basıncı (σ_c), konsolidasyon geçirimsizlik katsayısı (k) ve konsolidasyon katsayısı (c_v)'dır.

2.4.1 Sıkışma katsayısı (a_v)

Zeminin sıkışmasının boşluk hacminde azalma sonucu olduğu göz önüne alındığında sıkışma katsayısı (a_v) denklem 2.10 ile ifade edilmiştir. Sıkışma katsayısı boşluk oranının basınç ile değişim hızını gösterir. Konsolidasyon deneyi ile her yükleme aşamasına ait gerilme ve boşluk oranı değişimleri bulunur. Sıkışma katsayısı, her sıkışma kademesi için hesaplanır (2.10) (Şekil 2.7.)

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (m^2/kN) \quad (2.10)$$

Tablo 2.1. Bazı zeminlerin m_v değer aralığı

Zemin tipi	m_v (MPa ⁻¹)
Plastik kil	0.26-2.1
Sert kil	0.13-0.26
Orta sertlikte kil	0.069-0.13
Gevşek kum	0.052-0.1
Sıkı kum	0.013-0.021
Sıkı kumlu çakıl	(0.1-5.2) x 10 ⁻³
Çatlaklı kaya	(0.33-6.9) x 10 ⁻³
Sağlam kaya	≥ 0.33 x 10 ⁻³
Su	0.44 x 10 ⁻³

Hacimsel sıkışabilirlik katsayısı m_v , sınırlandırılmış D modülünün tersidir. Young modülü ile şu şekilde ilişkilidir (2.13);

$$D = \frac{1}{m_v} = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E = K + \frac{4}{3} G \quad (2.13)$$

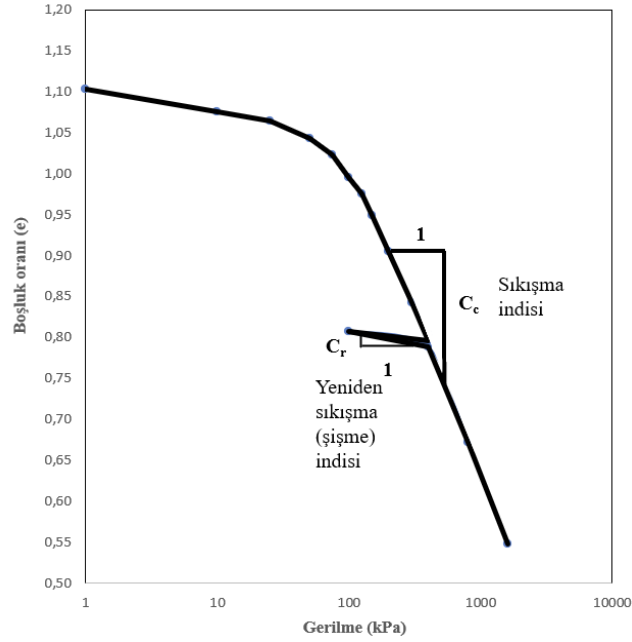
Burada, ν = Poisson oranı, E=Young modülü, K= sıkışmazlık modülü ve G= kayma modülüdür. Ödometre deneyinden belirlenen m_v ile Poisson oranı için bir değer varsayılarak E = Young modülü tahmin edilebilir.

2.4.3. Sıkışma-yeniden sıkışma indisi (C_c - C_r)

Sıkışma indisi [4,11], BS 1377- Bölüm 5 (1990) [12] veya TS 1900-2 (2006) [13]'de anlatılan yöntemlere göre laboratuvarında yapılan konsolidasyon deneyi ile belirlenmektedir [14]. Bu yöntemde ödometre halkasına yerleştirilen zemin numunesinin şişmesi engellendikten sonra 10, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 ve gerekirse 3200 kPa'lık gerilmeler kademeli olarak uygulanmakta ve bu aşamalarda zamana karşı zeminde oluşan boy kısaltmaları kayıt altına alınmaktadır. Şekil 2.8'de gösterildiği gibi boşluk oranı-gerilme (e - $\sigma(\log)$) eğrisinde, bakir sıkışma bölgesinin

doğrusal kısmının eğimi sıkışma indisini (C_c) vermektedir, yükleme sırasında genellikle bir boşaltma-yeniden yükleme işlemi uygulanarak yeniden sıkışma indis (şişme) (C_r veya C_s)'nin de bulunması sağlanır (2.14) [15].

$$C_c = -\frac{de}{d(\log\sigma')} \quad (2.14)$$



Şekil 2.8. Sıkışma ve yeniden sıkışma indisi gösterimi.

Sıkışma katsayısı ile sıkışma indisi arasında aşağıdaki bağıntı bulunmaktadır (2.15).

$$a_v = \frac{0.435C_c}{\sigma'} \quad (2.15)$$

Sıkışma indisi kullanılarak oluşturulan sıkışma denklemi (2.16)'da

$$S_\infty = \Delta H = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\Delta\sigma'} \quad (2.16)$$

biçimine dönüşmektedir [14].

2.4.4. Aşırı konsolidasyon oranı

Zeminler geçmiş zamanda maruz kaldıkları gerilmeler üzerinden değerlendirilerek konsolidasyon açısından normal konsolide ve aşırı konsolide zeminler olarak gruplandırılabilirler. Numune olarak alınan zeminin efektif gerilmesi, geçmiş zamanda

maruz kaldığı en büyük gerilmeden daha büyük ise zemin normal konsolide, gerilme değeri geçmiş zamanda aldığı gerilmelerden daha küçük değerlerde ise zemin aşırı konsolide olarak tanımlanmaktadır. Önceden yüklenmiş kil zemin ön konsolidasyon basıncına ulaşılan kadar alacağı yükler altında normal yüklenmiş duruma göre küçük sıkışmalar gösterir ve bu durumun bilinmesi oldukça önemlidir. Aşırı konsolide oranı bu durumda zeminin ön konsolidasyon basıncının örtü yüküne oranıdır ve denklem (2.17)'de verilmiştir.

$$AKO = \frac{P_c}{P_0} \quad (2.17)$$

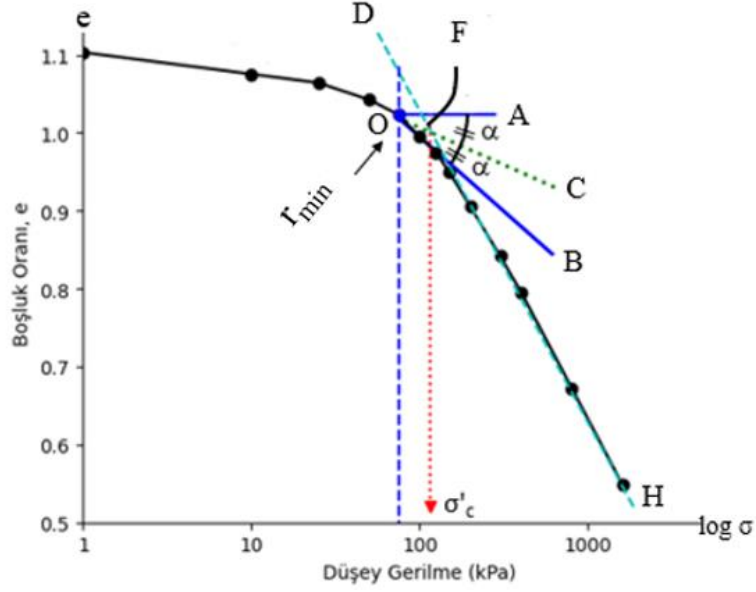
Normal yüklenmiş killerde $AKO=1$, aşırı konsolide killerde $AKO>1$ ve tortul kayalarda ise $AKO>>1$ olması gerekmektedir. Ön konsolidasyon basıncının sahadaki değeri açısından doğru belirlenebilmesi, oturma miktarlarının araziye daha uygun hesaplanabilmesinde, sıkışabilirlik ve kayma mukavemeti değerlerinin belirlenmesinde çok önemlidir.

2.4.5. Ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi (σ_c)

Zeminler, oluşum sürecinden itibaren maruz kaldıkları ve zaman zaman değişiklik gösteren gerilmelerin etkisinde kendilerine ait bir bellek oluştururlar. Ön konsolidasyon basıncı σ_c , bir zemin numunesinin veya kütlesinin, ömrü boyunca maruz kaldığı maksimum efektif gerilme olarak tanımlanır. Zemin mekaniği uygulamalarında ve zeminin oturma hesaplarında değerlendirilen ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi amacıyla birçok mühendislik çalışması yapılmış ve farklı metotlar geliştirilmiştir. Bu metotların bir kısmı zeminin cinsine göre değerlendirilip farklı çalışmalarla geliştirilmiş ve güncellenmiş, bir kısmı ise geçerliliğini yitirmiştir. Casagrande, Onitsuka, Oikawa-Sridharan, Jose ve ark., Butterfield, Silva, Jacobsen, Burland, Janbu, Tavenas, Becker ve Van Zelts günümüz çalışmalarında bilinen ve güncelliğini koruyan ön konsolidasyon basıncını belirleme metotlarıdır.

2.4.5.1. Casagrande yöntemi

Ön konsolidasyon basıncını tespit etmek için en çok kullanılan yöntemlerden biri Casagrande (1936) yöntemidir [16]. Bir kil zemin için tipik boşluk oranı-efektif konsolidasyon gerilmesi ($e-\sigma'(\log)$) bağıntısı ile ifade edilen yöntemin grafik hali Şekil 2.9'da sunulmuştur [17].



Şekil 2.9. Casagrande yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunması.

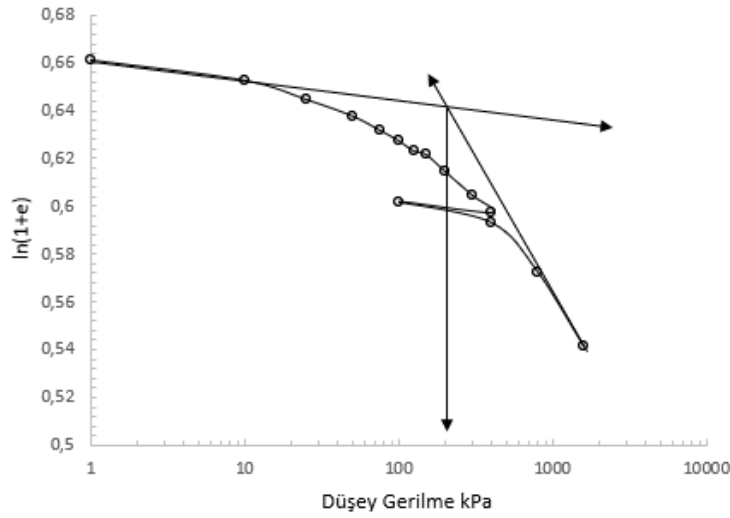
Casagrande yöntemi grafiksel bir yöntem olup aşamaları şu şekildedir;

1. Çizilen $e-\sigma'$ (log) eğrisi üzerinde minimum eğrilik yarıçapı (maksimum eğrilik noktası) veren O noktası tespit edilir. Bu nokta tespiti, eğriliğin en fazla olduğu nokta gözle seçilerek yapılır [16]. Sonraki aşamalarda devamlılığı sağlanacak teğet ve açı ortay da bu şekilde yaklaşımlarla daha pratik sonuçlar elde edebilmek amacıyla tercih edilmiştir.
2. Tespit edilen O noktasından yatay eksene paralel OA doğrusu çizilir.
3. Eğriye maksimum eğrilik noktası olan O noktasından teğet olan OB doğrusu çizilir.
4. Çizilen doğruların oluşturduğu AOB açısının açıortayı olan OC doğrusu çizilir.
5. Bakir sıkışma eğrisine teğet olarak çizilen DH doğrusunun 4. adımda çizilmiş olan açıortay OC doğrusuyla kesiştiği F noktasının yatay eksenindeki izdüşümü ön konsolidasyon basıncı olarak bulunmuş olur.

Casagrande metodunun ölçüm hassaslığı, numunenin örselenmemiş olması, ortamın hava koşulları ve hesaplama yapan kişinin tecrübesi ile doğrudan ilişkilidir. Bu durumlar haricinde eğriliğin minimum olduğu noktanın tespit edilmesindeki zorluk ve logaritmik ölçek kullanılması belirsizliğe neden olmakla birlikte, Casagrande yöntemi, en çok kullanılan yöntem olarak bilinmektedir [18]. Yapılan çalışmada excel yazılımı kullanılmış ve bu konudaki belirsizlik en aza indirilmeye çalışılmıştır.

2.4.5.2. Onitsuka yöntemi

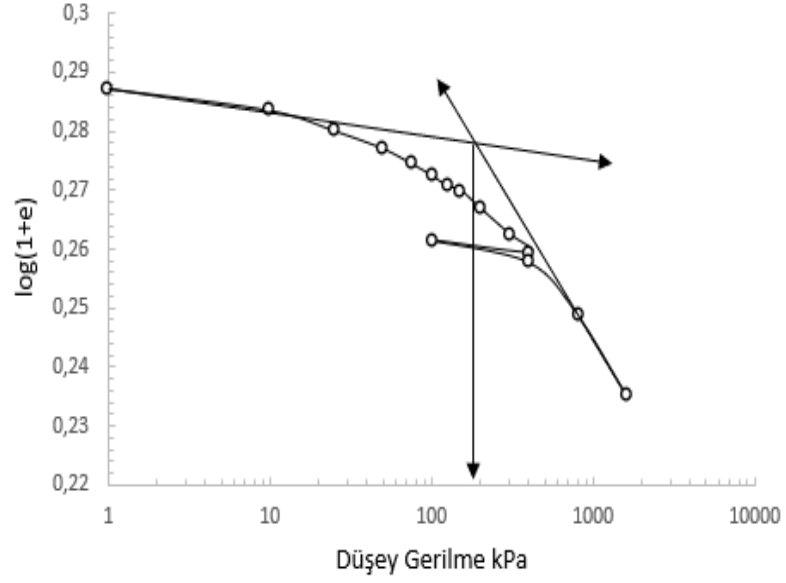
Onitsuka yöntemi deneysel gözleme ve yarı logaritmik grafik yönteme dayanır. Onitsuka ve diğerlerinin [19] σ_c 'yi daha net görebilmek için daha yuvarlak ve kavisli bir grafik elde etme yaklaşımıyla yaptıkları çalışmada $\ln(1+e)$ eğrisinin doğrusal kısmı ile logaritmik gerilme eksenlerinin kesişme noktası bulunur (Şekil 2.10.). Akma öncesi ve akma sonrası iki etkin gerilme durumunu temsil eden teğetlerin kesişim noktası Onitsuka ve ark. yaklaşıma göre ön konsolidasyon basıncı noktasını verir.



Şekil 2.10. Onitsuka yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.

2.4.5.3. Oikawa-Sridharan yöntemi

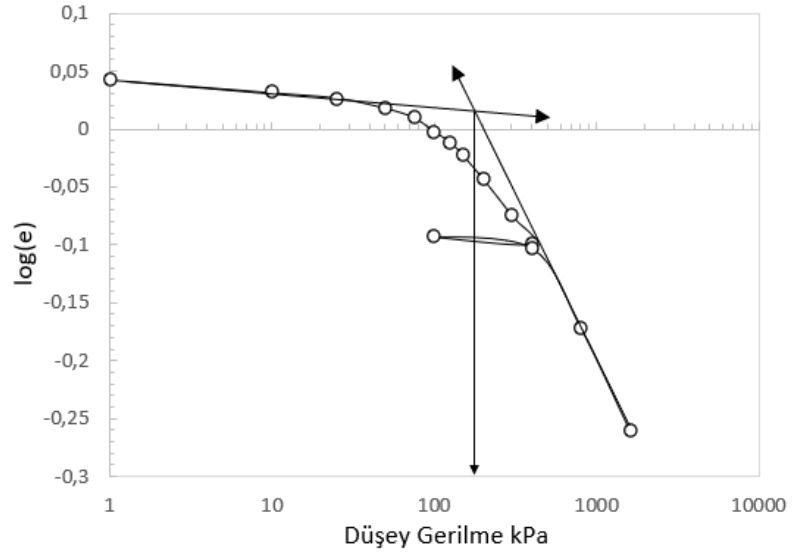
Bu yöntem deneysel ilişkiye ve yarı logaritmik grafik yönteme dayanır (Şekil 2.11.). Oikawa-Sridharan [20] ön konsolidasyon basıncını Onitsuka yöntemine benzer şekilde doğrusal olan $\log(1+e)$ ve gerilme eksenlerinin kesişim noktası olarak tanımlamıştır.



Şekil 2.11. Oikawa-Sridharan yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunması.

2.4.5.4. Jose ve ark. yöntemi

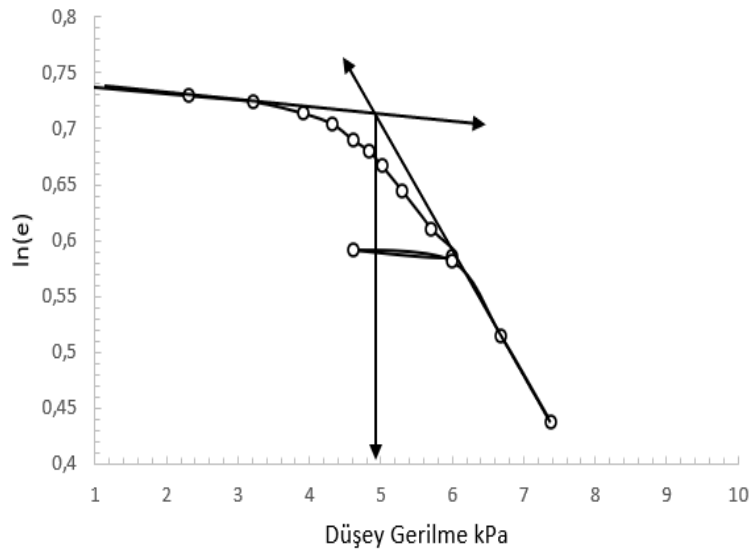
Jose, Sridharan ve Abraham (1989) [21], ön konsolidasyon basıncını $\log(e)-\sigma'(\log)$ dan değerlendirmek için basit bir yöntem önermiştir. Bu yöntemde, çizilen grafiğe lineerleşmeye yakın olan noktalardan atılan teğet çizgilerinin kesişme noktası σ'_c olarak tanımlanmıştır (Şekil 2.12.). Doğrudan bir yöntem olan bu yöntem maksimum eğrilik noktasının konumunda değerlendirme hatasını azaltma amaçlı tercih edilebilmektedir.



Şekil 2.12. Jose yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunması.

2.4.5.5. Butterfield yöntemi

Butterfield yöntemi (1979), efektif gerilme ve hacim değışiklikleri arasındaki değışim grafiğine dayanır. Şekil 2.13'deki gibi lineer uzayda çizilen $\ln(1+e)$ ve $\ln \sigma$ değerinin lineer uyum çizgilerinin (lineer teğetlerin) kesişimi ön konsolidasyon basıncı değerini verir [22]. Butterfield yöntemi çalışma kapsamında $\ln(1+e)$ - $\ln \sigma$ lineer uyumu içinde incelenmiştir. Yöntem bilim insanları tarafından farklı varyasyonlarda denenmiş ve gerilme eksenini bazı çalışmacılar tarafında logaritmik olarak da gösterilmiştir. Butterfield yöntemi, deney verileri iyi elde edildiği sürece kabul edilebilir sonuçlar vermektedir [23]. $\ln(1+e)$ - $\log \sigma$ grafiklerine, deney sonuçlarının hassasiyeti doğrudan etki etmektedir. Her konsolidasyon deneyi, yöntemle bütünüyle uygulanamamaktadır.



Şekil 2.13. Butterfield yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.

2.4.5.6. Silva yöntemi

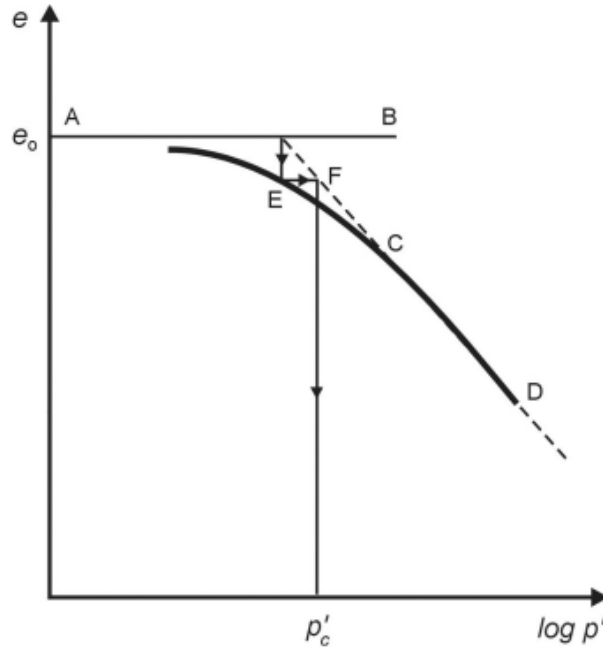
Bu yöntem Silva (1970) [24] tarafından σ_c yi belirlemek için önerilen bir yöntem olup Brezilya'da yaygın olarak kullanılmaktadır. Casagrande'ninkine benzer ve ampirik bir yöntemdir. e - $\log \sigma$, boşluk oranı-efektif gerilme eğrisi olarak çizilir.

Silva yöntemi ön konsolidasyon basıncını ödometre deney verilerinden grafiksel olarak belirler;

1. Numunenin başlangıç boşluk oranından (e_0), yani herhangi bir yük uygulanmadan önceki numune boşluk oranından geçen yatay bir çizgi (A-B) çizilir.

2. Bakir sıkışma eğrisinin (C-D) düz çizgi kısmı A-B çizgisini kesene kadar uzatılır.
3. A-B, C-D çizgilerinin kesişme noktasından, $e-\log \sigma_c$ eğrisini kesene kadar (E noktası) dikey bir çizgi çekilir.
4. E noktasında C-D hattını (F noktası) kesene kadar yatay bir çizgi çizilir.
5. F noktasının düşey izdüşümü (yatay eksendeki değeri) ön konsolidasyon basıncıdır (Şekil 2.14.).

Silva yöntemi Casagrande yönteminden farklı olarak çizim ölçeğinden bağımsızdır. Casagrande yönteminde değişen ölçek ön konsolidasyon sonuçlarında değişiklik verir, Silva yönteminde ise bu değişim söz konusu değildir.

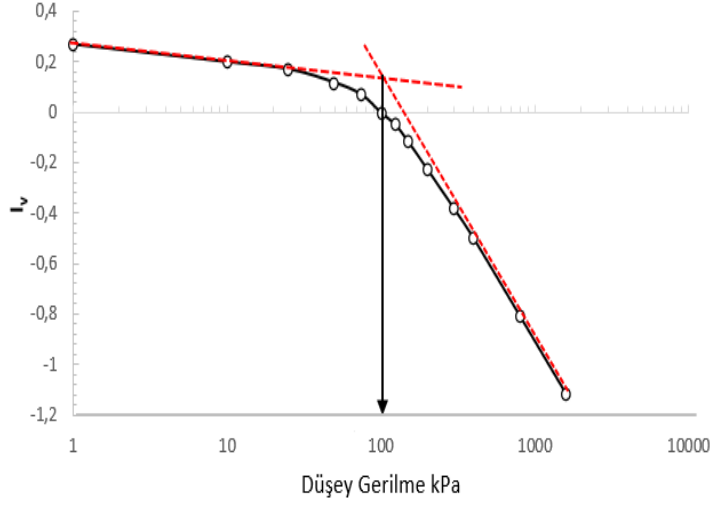


Şekil 2.14. Silva yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.

2.4.5.7. Burland yöntemi

Burland yöntemine göre ödometre deneyinin gerilme-boşluk oranı değerleri alındıktan sonra 100 kPa gerilme altındaki boşluk oranı ve C_c sıkışma indisi tanımlanır ve Denklem (2.18)'de verildiği gibi I_v boşluk oranı indisi bulunur. Bu işlemler ardından $I_v-\sigma(\log)$ grafiği çizilir, bu grafikteki bakir sıkışma ve yeniden sıkışma eğrilerinin kesişim noktası yani kırılma noktası ön konsolidasyon basıncını vermektedir (Şekil 2.15). e_{100} ve C_c değerleri belirli zemin için sabit olduğu için I_v basitçe boşluk oranının manipülasyonudur ve Casagrande grafiğine benzer bir grafik elde edilmektedir [25].

$$I_v = \frac{e - e_{100}}{C_c} \quad (2.18)$$

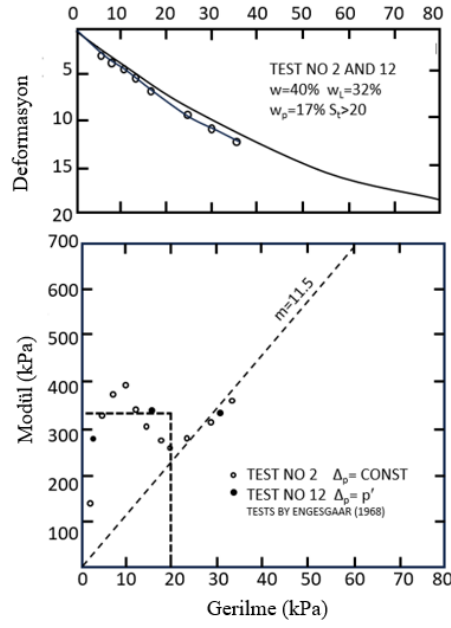


Şekil 2.15. Burland yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.

2.4.5.8. Janbu yöntemi

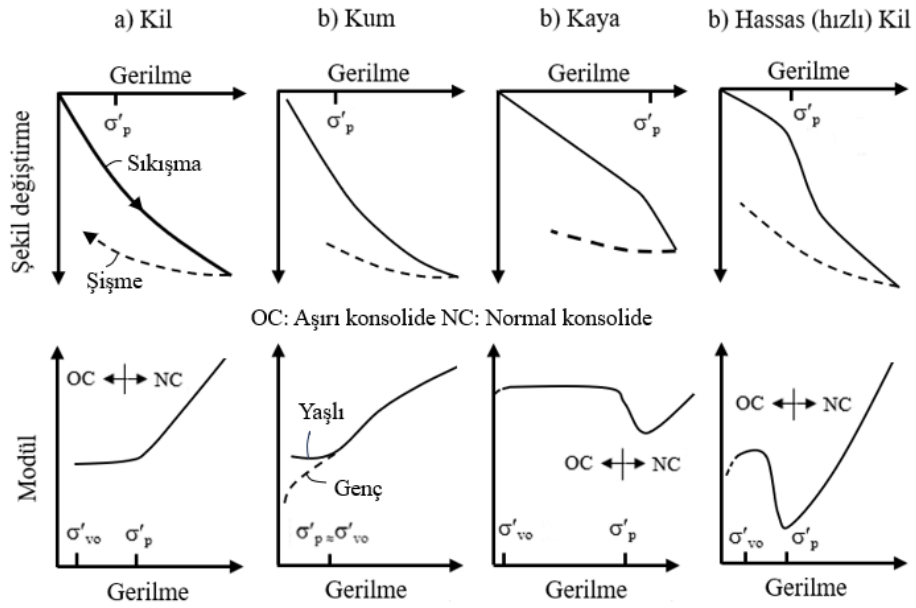
Janbu tanjant modülü yöntemi, logaritmik ölçekli $e-\sigma_c(\log)$ eğrilerinin ön konsolidasyon basıncı değerinin belirlenmesini iyi ifade etmediğini belirtmiştir. Yöntem, daha gerçekçi bir çözüm için kısıtlı modül M ($1/m_v$)'in gerilmeye karşı noktalanmasının (Denklem (2.19)) gerektiğini belirtmektedir. Killi zeminlerin yenildiği aşamada belirgin bir düşüş göstermesi beklenmeli ve σ_c' , M eğrisinin yataylaştığı bölge olarak seçilmelidir (Şekil 2.16) [26, 27].

$$M = -\frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (2.19)$$



Şekil 2.16. Janbu yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.

Bu çalışma Janbu tarafında daha da detaylandırılıp farklı zemin özellikleri için yaklaşımlar Şekil 2.17'deki gösterildiği gibi uyarlanmıştır.

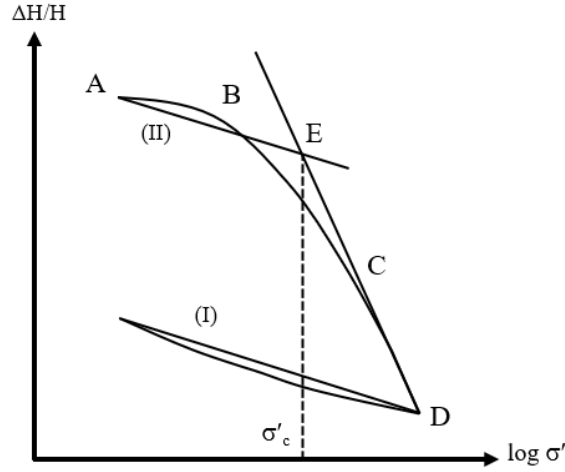


Şekil 2.17. Janbu yönteminde farklı zeminler için yaklaşımlar.

2.4.5.9. Van Zelts yöntemi

Ufak yükleme ve ileri yükleme değerlerinin lineer doğrularının uzantılarının kesişim noktasının ön konsolidasyon değeri olarak önerilen yöntemde, Casagrande yöntemindeki eksen takımı kullanılmaktadır. Bu yöntemde ön konsolidasyon basıncı,

Şekil 2.18’de gösterildiği gibi boşaltma eğrisine paralel olarak yüklemenin başlangıç noktasından çizilen diğer bir paralel ile yüklemenin lineer kısmının uzantısının kesiştiği nokta olarak tanımlanmıştır [23].

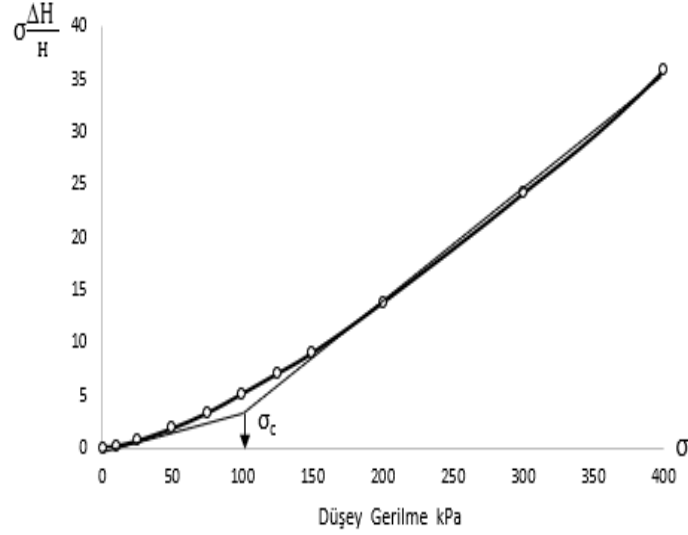


Şekil 2.18. Van Zelts yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunması.

2.4.5.10. Tavenas yöntemi

Tavenas, ön konsolidasyon basıncı değerini bulmak için enerji yaklaşımını kullanmış ve bu yaklaşım deformasyon ilişkisiyle öne sürülmüştür [28]. Konsolidasyon deneyinde yükleme altında olan zeminin gerilme değerlerine karşı noktalan deformasyon değerlerine ait eğrilerin altındaki alan bu enerjiyi sunmaktadır. Ön konsolidasyon değeri de bu çizilen, gerilme-deformasyon enerjisi ($\sigma' - \sigma' \Delta H/H$) grafiği incelenerek elde edilmektedir (Şekil 2.19.).

Tavenas yöntemi, gerilme-deformasyon enerjisi ilişkisinden yola çıkarak zeminin mevcut ön konsolidasyon basıncını bulmaya dayanır [29]. Deformasyon enerjisi, ödometre deneyinden elde edilen gerilme-deformasyon eğrisinin altındaki alana eşittir. Sıkıştırma eğrisi düşük bir eğimde ve doğrusal olarak başlar ve artan gerilme değerleri boyunca devam eden eğim, artan gerilme değeri belirli bir değere geldiğinde eğrinin doğrusal hareketinin eğimi büyük ölçüde değişir. Yeni eğim artan gerilmelere bağlı olarak tekrar doğrusallık kazanır, bu eğim değişiminin görüldüğü nokta ise ön konsolidasyon basıncıdır [30]. Mevcut doğruların kesişim noktası direkt ön konsolidasyon basıncı değerini vermektedir. Klasik yükleme eğrilerinden farklı olan bu yöntemin eğrisi herhangi bir ilave çalışma veya analiz yapmaya gerek duyulmaksızın ön konsolidasyon değerini bulmada oldukça pratiktir [28, 29, 31].



Şekil 2.19. Tavenas yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunuşu.

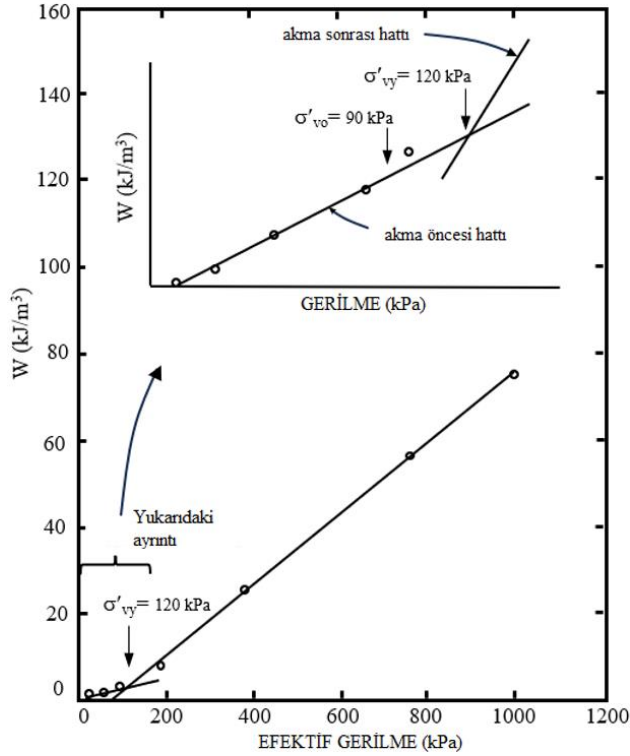
Eğri çizildiğinde başlangıç eğimi daha küçüktür. Kademeli yükleme artışlarında oluşan eğri belirli bir noktadan sonra mevcut eğime göre değişir ve büyük açılarla devam eder. Bu eğriler birbiri ardına çizilmiş şekilde belirir. Ana hatlarıyla ayrılan eğrilere çizilmiş iki doğrunun kesiştiği nokta direkt ön konsolidasyon basıncı olarak ele alınır. Yöntemin bu deformasyona bağlı oluşan analitik grafiğini çizdirdikten sonra diğer metotlara göre ön konsolidasyon değerinin tespiti farklı ve oldukça kolaydır [28, 29]. Sonuç olarak, kolay olması ve hemen hemen tüm deney verilerinde uygun sonuç vermesi Tavenas yönteminin en büyük avantajlarından biridir. Standart yüklemeli kademeli konsolidasyon deneylerinde literatürde yapılan çalışmalar uygun sonuçlar vermektedir.

2.4.5.11. Becker yöntemi

Killer üzerinde yapılan çalışmalarda ön konsolidasyon basıncının (σ_c) tanımlanabilmesi için geleneksel Casagrande ve Janbu yöntemlerinin çoğunlukla yeterli olduğu görülmektedir. Bunun yanında Becker ve ark. [6] e - $\sigma(\log)$ eğrisinin tam kırılma sergilemediği durumlarda çözüme, yükleme sırasında yapılan işin değerlendirilmesiyle ulaşılabileceğini göstermiştir. Her ek yükleme adımında yapılan iş [32]:

$$\Delta W_{\text{ödom}} = \left(\frac{\sigma'_{i+1} + \sigma_i}{2} \right) (\varepsilon_{i+1} + \varepsilon_i) \quad (2.20)$$

olacağından, aşırı konsolidasyon basıncının aşılmasından önceki noktalar yaklaşık doğrusal bir dizilim gösterirken, σ_c' den yüksek gerilmelerde kesin doğrusallık sağlanacağı gösterilmiştir (Şekil 2.20.). Burada σ_c , efektif gerilmeleri, i altlığı söz konusu adımı, e ise birim sıkışma değerlerini göstermektedir [24, 32].



Şekil 2.20. Becker yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının bulunması.

2.4.6. Konsolidasyon katsayısı (c_v)

Zeminin konsolidasyon katsayısı bahsedilen zemin değişkenlerinin diferansiyel denklemlerle ilişkisi irdelenerek Denklem (2.21) ve Denklem (2.22)' de ifade edilmiştir. Konsolidasyon katsayısı, konsolidasyon oranını belirleyen, zemin özelliklerini dikkate alan, zeminin geçirimsizlik ve sıkışabilirliğine bağlı bir parametredir. Konsolidasyon katsayısı, c_v , özetle zeminde oluşacak konsolidasyon oturmasının zamanla gelişimini tahmin etmek için kullanılır. Konsolidasyon katsayısı genel olarak zeminin rijitliğinin artması ile artış gösterir ve benzer şekilde aşırı konsolide killerde normal konsolide killere göre aldığı değerler daha büyük olur. Konsolidasyon katsayısı c_v , düşük geçirimsizliğe sahip killer için $1 \text{ m}^2/\text{yıl}$ ' dan az olurken, yüksek geçirimsizliğe sahip kumlu killer için $1000 \text{ m}^2/\text{yıl}$ ' a kadar değişebilir [10].

Terzaghi ve ark (1996) [33] , LL=10-100 olan killerin c_v değerinin 0.3-30 m²/yıl aralığında olduğunu öne sürmüştür. ABD donanması (1982) tarafından kaba bir kılavuz olarak oluşturulmuş laboratuvarında belirlenen c_v , konsolidasyon katsayısı değerleri örselenmiş ve örselenmemiş olarak ayrıştırılarak incelenmiş böylece örselenmiş ve örselenmemiş zeminlerin farklı davranış gösterdiği öne sürülmüştür [10]. Zemin örselenmesi konsolidasyonu geciktirir ve dolayısıyla hem normal konsolide hem de aşırı konsolide killerin konsolidasyon katsayısını azaltır.

Terzaghi'nin düşey drenaj durumu için türettiği Denklem (2.21);

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \quad (2.21)$$

Böylece;

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_v} \quad (2.22)$$

Burada;

u: boşluk suyu basıncı

z: sıkışabilir zeminin üst noktadan itibaren derinliği

t: zemine toplam gerilme artışının uygulandığı andan itibaren geçen süre

c_v : düşey yönde konsolidasyon katsayısı

k: permeabilite katsayısı

γ_w : suyun birim hacim ağırlığı

olarak belirtilmiştir.

Tablo 2.2. Konsolidasyon katsayısı için yapılmış çalışmalar.

Zemin tipi	Konsolidasyon katsayısı (m ² /yıl)	Konsolidasyon katsayısı (10 ⁻⁴ cm ² /sn)	Referans
Mexico City kili (MH)	0.9-1.5	0.28-0.47	Leonards ve Girault (1961)
Boston mavi kili	6-18	1.89-5.68	Ladd ve Luscher (1965)
Organik silt (OH)	0.6-3.0	0.19-0.95	Lowe ve ark. (1964)

Tablo 2.2. (Devamı) Konsolidasyon katsayısı için yapılmış çalışmalar.

Zemin tipi	Konsolidasyon katsayısı (m ² /yıl)	Konsolidasyon katsayısı (10 ⁻⁴ cm ² /sn)	Referans
Buzul göl kili (CL)	2.0-2.7	0.63-0.85	Wallace ve Otto (1964)
Chicago siltli kil (CL)	2.7	0.85	Terzaghi ve Peck (1967)
İsveç orta-hassas killeri	0.1-0.2	0.03-0.06	Holtz ve Broms (1972)
San Francisco çamuru	0.6-1.2	0.19-0.38	
Maine kili (siltli-buz kil)	6.3-13	1.99-3.97	
Sert kırmızı kil	3.17	1	
Kumlu kil	32-317	10-100	
Silt	317-31710	100-10.000	
London kili	1.90-6.34	0.6-2.0	Skempton ve Henkel (1957)
Kalkerli silt	1015	320	Poulos (1980)
Karbonatlı silt	222	70	
Deniz kili	634-6342	200-2000	Bishop ve Henkel (1962)
Kaya kili	63-634	20-200	
Kaya kili ve artık kil	3.17-63	1-20	

Konsolidasyon işleminin ne kadar hızlı tamamlanacağı c_v 'ye bağlıdır. Zemin mekaniği uygulamalarında ödometre verilerinden konsolidasyon katsayısının belirlenmesi için yapılan çalışmalar ve kabul gören yöntemler içerisinde Terzaghi teorisine uygun olarak önerilen iki yaygın standart yöntem vardır. Eğri uyarlama yöntemi olarak bahsedilen bu yöntemler logaritma yöntemi (Casagrande ve Fadum, 1940) [34] ve karekök yöntemidir (Taylor, 1942) [35]. Bu yöntemlerin haricinde başka yöntemler olsa da en çok tercih edilen yöntemler olarak literatürde yer almaktadırlar.

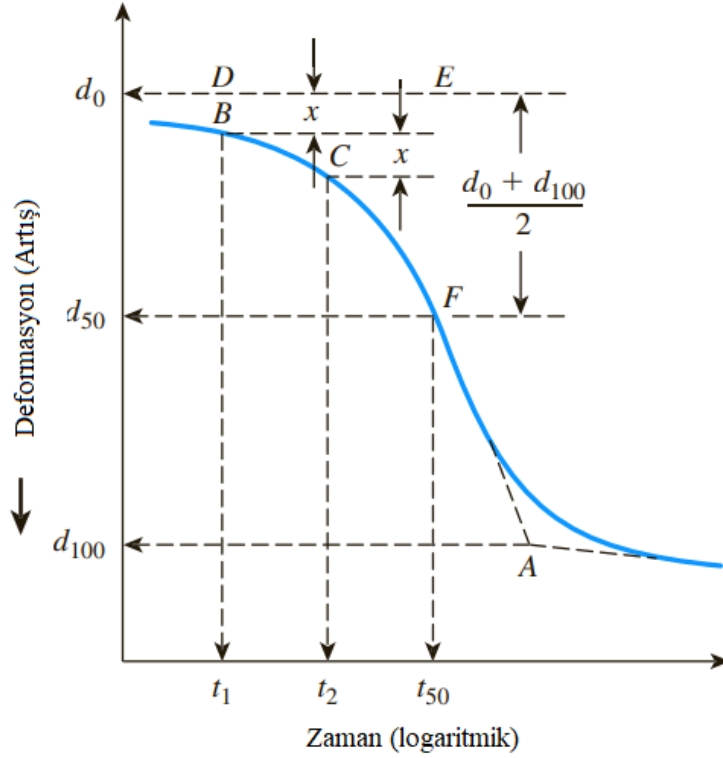
2.4.6.1. Logaritma-zaman yöntemi (Casagrande)

Ödometre deneyinin herhangi bir yükleme deformasyonunun, logaritmik zamanda noktalanması ile c_v , konsolidasyon katsayısının bulunması yöntemidir. c_v 'yi belirleyecek adımlar (Şekil 2.21);

1. Ödometre deneyinde noktalanmış eğride, birincil ve ikincil konsolidasyonların düzleştiği düz çizgi kısımları A noktasında kesişecek şekilde uzatılır. Bu nokta aynı zamanda birincil konsolidasyonun %100 olduğu noktadır.
2. Logaritma zamana karşı çizilen deformasyon grafiğinin başlangıçtaki eğri kısmı, bir parabol olarak tahmin edilir. Bu eğri üzerinde kavisli bölgede t_1 ve t_2 zamanları $t_2=4t_1$ olacak şekilde seçilir, bu süre farkı boyunca (t_2-t_1) deformasyon x 'e eşit olsun.
3. BD düşey mesafesi x 'e eşit olacak şekilde yatay bir DE çizgisi çizilir. DE çizgisine karşılık gelen deformasyon konsolidasyonun %0 olduğu d_0 noktasıdır.
4. Konsolidasyon eğrisi üzerindeki F noktasının ordinatı, %50 birincil konsolidasyondaki deformasyonu, apsisi ise geçen zamanı temsil eder.
5. %50'ye karşılık gelen konsolidasyon derecesi (T_{50}) kullanarak Denklem (2.24)'deki gibi c_v katsayısı bulunur. H_{dr} en uzun drenaj mesafesini temsil etmektedir [8].

$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2} \quad (2.23)$$

$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (2.24)$$



Şekil 2.21. Konsolidasyon katsayısı logaritma-zaman yöntemi grafiği.

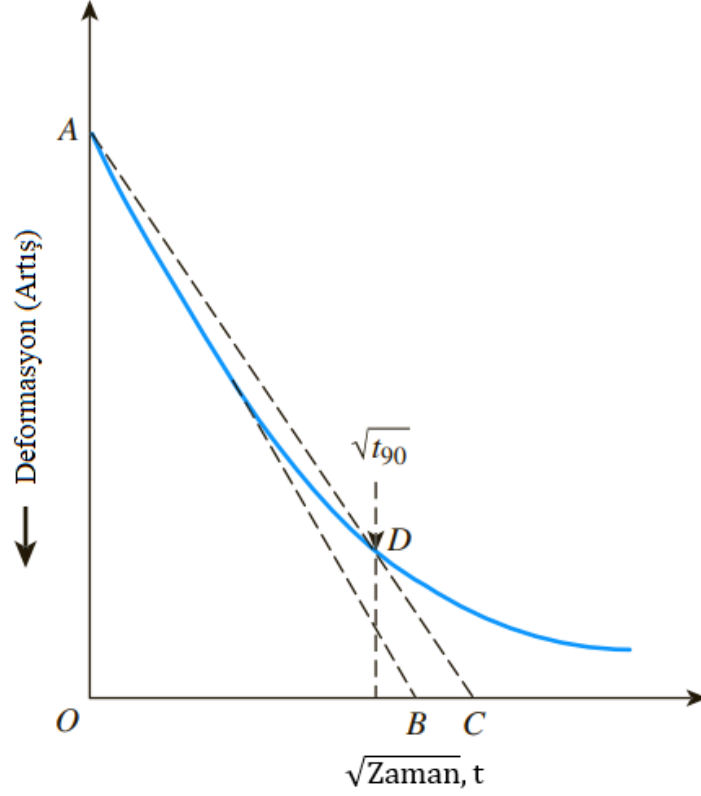
2.4.6.2. Karekök-zaman yöntemi (Taylor)

Ödometre deneyinin herhangi bir yükleme deformasyonunun, zamanın karekökünün noktalanması ile c_v , konsolidasyon katsayısının bulunması yöntemidir. c_v 'yi belirleyecek adımlar (Şekil 2.22);

1. Eğrinin ilk kısmından geçen, eğriye teğete yakın bir lineer doğru oluşturacak bir AB doğrusu çizilir.
2. $\overline{OC} = 1.15 \overline{OB}$ eşitliği olacak şekilde bir AC doğrusu çizilir. AC doğrusu ile konsolidasyon eğrisinin kesişimi olan D noktası %90 konsolidasyonun tamamlandığı karekök zaman değerini vermektedir.
3. $U=90'$ a karşılık olan T_v değeri 0,848 ile Denklem (2.25)'teki gibi c_v konsolidasyon katsayısı bulunur [8].

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2} \quad (2.25)$$

$$c_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (2.26)$$



Şekil 2.22. Konsolidasyon katsayısı karekök-zaman yöntemi grafiği [10].

2.4.7. İkincil konsolidasyon

Zemin mekaniği üzerine yapılan son çalışmalarda ikincil oturmaların etkisinin göz ardı edilmeyecek şekilde olduğu anlaşılmıştır. Yumuşak kil ve türevi zeminlerde inşa edilmiş ve uzun süre oturma etkisi gözlemlenebilecek havalimanı, baraj ve enerji santralleri gibi önemli ve büyük hacimli yapıların toplam oturmalarının hesabı için ikincil konsolidasyonun da göz önüne alınması gerekliliği çalışmalar ve tecrübelerle ortaya çıkmıştır.

Arazi ve laboratuvarında yapılan gözlemler birincil konsolidasyon sürecinde aşırı boşluk suyu basıncının dağılmasının ardından, oturmaların sabit efektif gerilme altında da devam ettiğini göstermektedir. Literatürde, bu hidrodinamik etkilere karşı oluşan hacim değişimleri, birincil konsolidasyon olarak adlandırılırken, kalan hacim değişimleri ise ikincil konsolidasyon ya da gecikmiş sıkışma olarak adlandırılır.

İkincil konsolidasyon için katsayısının tarifinde fikir birliği uzun bir süre sağlanamamıştır. İkincil konsolidasyon katsayısını anlatmak için sık kullanılan ve

deney koşullarından en az etkilenen katsayı, Mesri [36] tarafından Denklem (2.27)'deki biçimde ifade edilmiştir.

$$C_a = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2.27)$$

Δe logaritmik apsisde seçilen iki zaman aralığında ölçülen boşluk oranı azalmasıdır. Bu yaklaşım sıkışma indisi C_c 'ye göre paralellik göstermekte, ancak apsisde efektif gerilme yerine zaman bulunmaktadır. Kısaca, C_a 'nın zaman içinde değişimi ve değerleri C_c 'nin konsolidasyon basınçlarına olan ilişkisine paralellik göstermektedir. Böylece düşey deformasyon cinsinden deneysel verilere dayanan ikincil konsolidasyon oranı Denklem (2.28)'de verilmiştir [6]:

$$C_{a\varepsilon} = \frac{C_\alpha}{1+e_p} \quad (2.28)$$

Burada e_p terimi e-log zaman eğrisinin doğruya döndüğü aşamadaki boşluk oranını göstermektedir. İkincil konsolidasyon değeri (indisi) eğrinin doğruya döndüğü bölgede logaritmik çevrim aralığındaki eğim olarak bulunur. Böylece kilin ikincil konsolidasyonundan ortaya çıkacak konsolidasyon denklemini (2.29)'de verilmiştir [6].

$$\Delta H = H_t C_\alpha \log \left(\frac{t_{iki}}{t_\infty} \right) \quad (2.29)$$

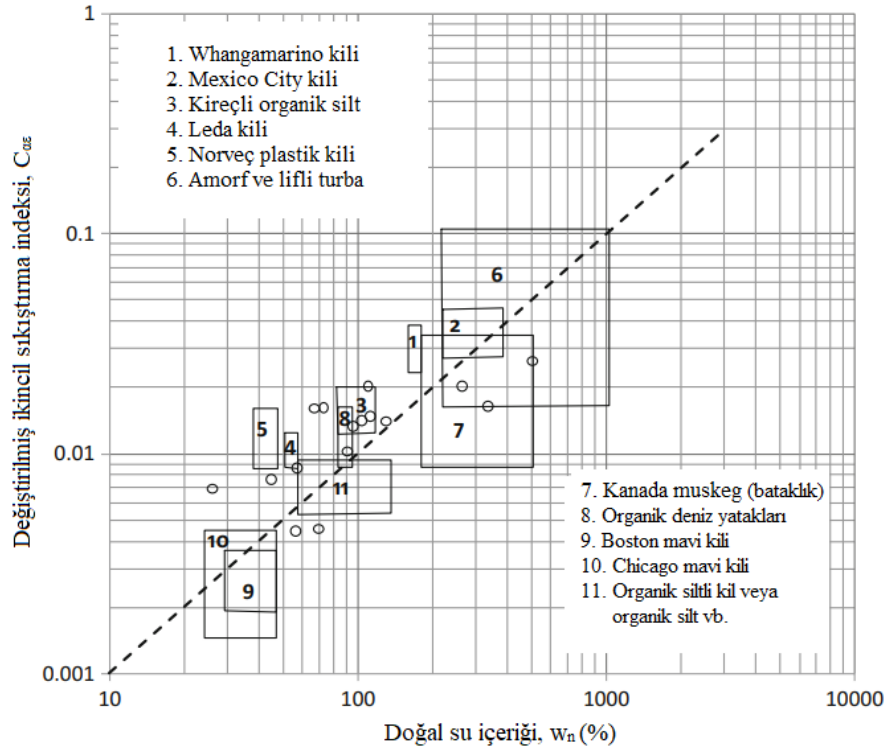
H_t = ikincil konsolidasyon gösterecek tabakanın kalınlığı ($H_t < H_0$)

t_{iki} = ikincil konsolidasyonun yapının ömrü içinde etkin olacağı zaman

t_∞ = birincil konsolidasyon tamamlanma süresi

İkincil konsolidasyonun hesaplanmasında tabaka kalınlığının kilin ilk kalınlığından birincil konsolidasyon miktarı azaltılarak alınması önerilmektedir [6].

Aşırı konsolide edilen killer için $C_{a\varepsilon}$ ve C_α değerleri, normal konsolide killerde görülen değerlerin %30-%50 oranında altındadır. Şekil 2.23' de normal konsolide (NC) killer için doğal su içeriği ve modifiye edilmiş ikincil konsolidasyon indisi, Mesri (1973) tarafından ilişkilendirilmiştir [10].



Şekil 2.23. Normal konsolide killeri için doğal su içeriğine karşı modifiye ikincil sıkıştırma indeksi.

3. ZEMİNLERİN GEÇİRİMLİLİĞİ VE DARCY YASASI

Zeminler farklı geometrik şekil ve boyutlarda katı danelerin bir araya gelmesi ile oluşan ve boşluklarında sıvı ya da hava içeren halleriyle bir bütün olarak ele alınırlar. Zeminlerin bu düzenleri onların özel olarak farklı boşluk boyutlarına sahip olmalarına ve bu boşluklu yapılar sayesinde sıvılara karşı geçirimli olmalarına olanak sağlamıştır. Geçirimlilik konusu, deneysel olarak ilk kez Darcy tarafından ele alınmış ve literatüre girmiştir. Kurduğu düzenek ile kum numuneler üzerinde çalışan Darcy, farklı kalınlıktaki (uzunluk) numuneler üzerinde ve basınç altında sabit bir hızda kararlı akım şartlarının sağlandığı deneylerde, numune içinden geçen sıvının sızma hızının, hidrolik eğimle doğrusal ilişkisi olduğunu saptamıştır [4, 33].

Darcy yasası, laminer akış koşullarında doygun zemin için akış hızı V , zemin kütlesinin kesit alanı (A) boyunca ifade edilerek Şekil 3.1' de ve Denklem (3.1)' deki gibi ifade edilebilmektedir:

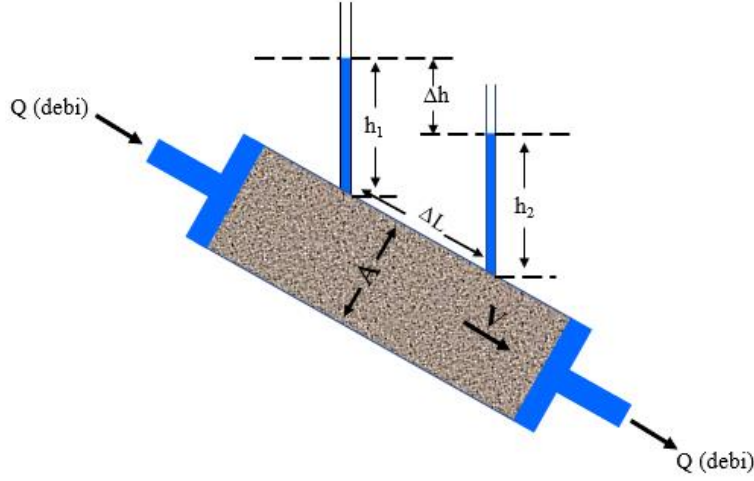
$$V = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad (3.1)$$

k : zeminin geçirimliliği

i : hidrolik eğim ($\Delta h/L$)

Δh : su seviyeleri arasındaki kot farkı

L : zemin kütlesinin (kalınlığı) uzunluğu



Şekil 3.1. Darcy yasası düzeneği.

Darcy yasası, prensip gereği akımın laminer olması durumu içindir, akım hızının arttığı ve türbülanslı akım oluşan durumlarda yasa geçerliliğini kaybetmektedir. Akım hızı ve hidrolik iletkenlik arasındaki doğrusal ilişki türbülanslı durumda sağlanamamaktadır.

Bu olumsuzluğa benzer bir durum da su geçirimsizliği aşırı düşük olan bazı killerde gözlemlenir. Geçirimsizliği son derece küçük olan bu killer yeterli bir akış sağlamaya izin vermez ve bu doğrusallığı engeller. Buradan yola çıkarak geçirimsizliği çok yüksek ve aşırı düşük olan zeminler üzerinde geçirimsizlik analizi yapılırken akım hızı ve hidrolik eğim arasındaki bu doğrusal ilişkinin oluşabilmesine dikkat edilmesi gerekir.

3.1. Zeminin Permeabilitesine Etki Eden Faktörler

Zeminlerin permeabilitesi (geçirimsizlik) birçok etkene bağlı olarak değişkenlik gösterebilen bir özelliktir. Geoteknik ve hidrolik prensiplerin önem arz ettiği yapıların tasarımında permeabilitenin doğru olarak belirlenmesi oldukça önemlidir. Yapı temelleri, baraj yapıları, depolama alanlarının temelleri ve toprak dolgular bu yapılara örnek olarak verilebilir. Permeabilite katsayısını etkileyen faktörler;

- Zeminin dane çapı ve dağılımı
- Zeminin geometrik şekli ve yapısı
- Zeminin mineralojik yapısı
- Zeminin ortalama boşluk oranı
- Zeminin doygunluk derecesi
- Zeminin tabakalaşma durumu

→ Akışkanın yapısı, kimyasal özellikleri ve vizkozitesi

→ Akımın türü ve sıcaklık

gibi bahsedilen özelliklerdir [36].

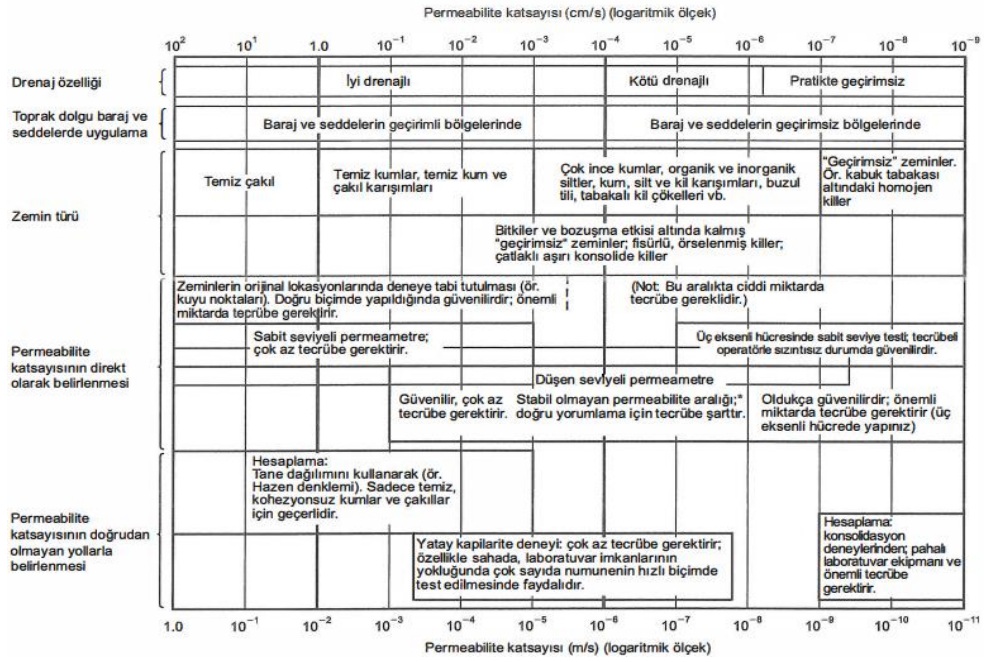
Zemini oluşturan danelerin iyi derecelenmiş granülometriye sahip olmaları, ince danelerin daha büyük daneler arasında oluşan boşlukları doldurması ile permeabilite değerini azaltır. İnce dane oranı az, örneğin çakıl-kum zeminler gibi daha iri daneli zeminler daha büyük boşluklar içerdiğinden daha yüksek geçirimliliğe sahiptirler. Bu zeminlerde akışkan hızı da normale göre yüksek olacağından kritik hız seviyesi aşılarak türbülanslı akım meydana gelebilir. Zemin içerisinde türbülanslı akımın oluşması da yüksek geçirimliliği ifade eder. Uzun ve köşeli daneler küresel yapıya sahip danelere göre daha pürüzlü akım yolları oluşturacağından hidrolik iletkenliği azaltıcı etki yapabilir. Bu bağlamda pürüzlü bir dış yüzeye sahip zemin daneleri de pürüzsüz dış yüzeye sahip danelere oranla sıvı akımına karşı kıyasla fazla direnç gösterirler [36].

Permeabilite deneylerinde laboratuvar ortamı da oldukça önemlidir. Sıcaklık artışı genellikle akışkan maddelerin özelliklerinde değişim göstermelerine sebep olur. Sıcaklık artışı geçirimliliği arttırabilmektedir [36].

3.2. Geçirimlilik Katsayısının Belirlenmesi ve Tipik Değerleri

İngiliz (British Standard) ve ASTM standartlarına göre birçok laboratuvar ve arazi yöntemleri yanında konsolidasyon deneyleri, üç eksenli hücre deneyleri, dane büyüklüğü dağılımı ve ampirik korelasyonlar ile geçirimlilik katsayısı elde edilir. Belli sınırlar dahilinde zemin tipine göre geçirimlilik katsayısını ölçmek için uygun olan yöntemler genellikle Şekil 3.2' de verilen aralıklar değerlendirilerek tercih edilir.

Geçirimlilik katsayısı yaygın olarak laboratuvar ve arazi yöntemleri ile bulunur. Laboratuvar yöntemleri Sabit Seviyeli Geçirimlilik Deneyi ve Düşen Seviyeli Geçirimlilik Deneyi olmak üzere ikiye ayrılırken arazi yöntemleri de kendi içlerinde farklı kategorilere ayrılmaktadır.

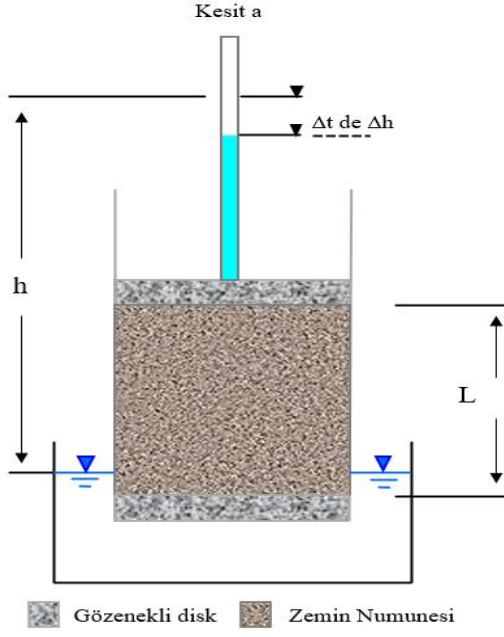


Şekil 3.2. Zemin sınıflarına göre geçirimsizlik aralıkları.

3.2.1. Düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi

Düşen seviyeli geçirimsizlik deneyinde permeabilite katsayısının bulunması (Şekil 3.3.) zemin numunesi üzerindeki hidrolik yükün zamanla değişiminin Darcy yasasından faydalanarak ölçülmesine dayanmaktadır. Belirli bir zaman aralığında zeminden geçen su miktarı (debi) matematiksel ilişkilendirilerek Denklem (3.2) 'de ifade edilmiştir. Uygun olarak örselenmemiş numunelere uygulanabilen düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi, silt, kil ve silt-kil karışımı gibi orta-düşük geçirimsizliğe sahip ince daneli zeminlerin geçirimsizliğini bulmak için kullanılan laboratuvar deneyidir.

$$k = L \frac{a}{A} \frac{1}{t_2 - t_1} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (3.2)$$



Şekil 3.3. Düşen seviyeli permeabilite deneyi sistemi.

L: zemin numunesinin yüksekliği

A: zemin numunesinin kesit alanı

a: sabit ve düşey borunun enkesiti

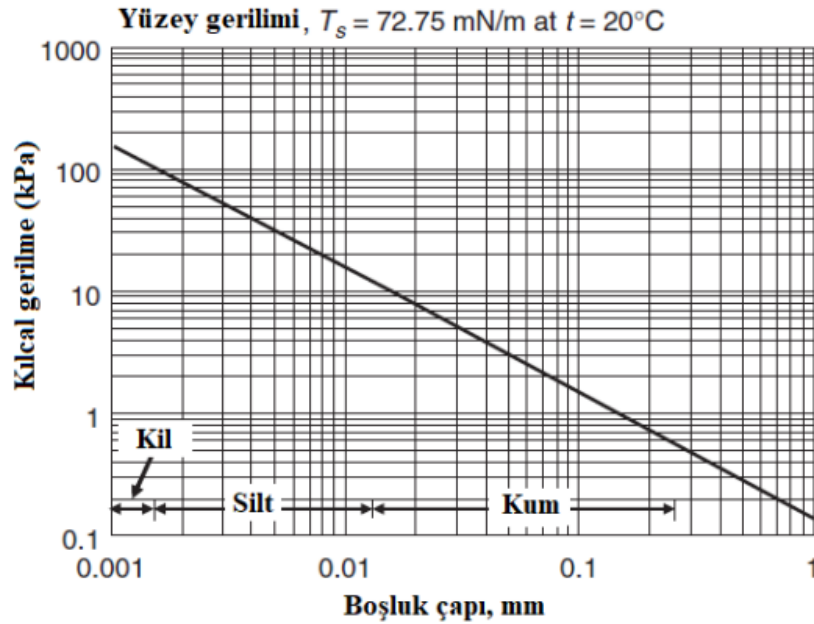
Δt : suyun numune içinden akması için geçen zaman (t_2-t_1)

h_1 ve h_2 : aynı referans kullanılarak ölçülen borudaki suyun üst ve alt seviye kotu (Δh)

4. ZEMİNLERİN SWC EĞRİLERİ VE BOŞLUK BOYUTU DAĞILIMI

4.1. Boşluk Boyutu-Emme İlişkisi

Zeminlerin boşluk yapısı ve geometrisi zeminin davranışı ve mühendislik açısından oldukça önemlidir. Boşluk yapıları, kayma mukavemeti, sıkışabilirlik, konsolidasyon, hidrolik eğim ve zemin-su karakteristiği bakımından ayırt edici bilgiler sunmaktadır. Boşlukların geometrisi ve boyutları gerilme durumuna, su alış-veriş özelliğine bağlı olarak değişmektedir [37]. Zemindeki boşlukların boyutu, geometrisi ve dağılımı zemin yapısına ait belirleyici özelliklerdir ve çoğunlukla zeminin mühendislik davranışını belirleyen önemli parametrelerdir. Zemin boşluklarına ait fiziksel ve kimyasal özellikleri ölçmek ve değerlendirmek; zemin mukavemetinin, sıkışabilirliğinin ve geçirirmliliğinin tahmin edilmesine önemli katkılar sağlamaktadır. [38]. Zeminin boşluk çapının küçük olması daha büyük kılcal gerilmeye ve bundan dolayı farklı emme değerine sahip olabileceğini göstermektedir (Şekil 4.1.) [39, 40].



Şekil 4.1. Farklı zeminler için kılcal gerilme-boşluk boyutu ilişkisi [39].

Zeminlerde boşlukların geometrisi ve boyutları kapilarite için de oldukça önemlidir, kapilaritenin eğimi ve biçimi, öncelikle zeminin boşluk boyutu dağılımı ile ilişkilidir.

Boşluk boyutu dağılımı daha dar olan zeminlerde, boşlukların çoğunluk kısmı dar bir emme aralığında bulunduğundan daha düz karakterli eğrilerle karşılaşılmaktadır. Siltli zeminlerin kumlara göre özgül yüzey alanları daha büyük olduğu için dar emme aralığında su absorbe etme yeteneği daha fazladır. Bu kıyasla killerin de siltlerden daha büyük özgül yüzey alanı olacağından siltlere göre daha yüksek su emme kapasitesi olur. Zeminde boşluk geometrisi, boşluk hacmi, ortalama boşluk yarıçapı, dane yüzeyindeki su zarı kalınlığı ve bu değerlerin yüzey alanına oranlarıyla ilişkisini göstermektedir [38].

4.2. Kılcal (Emme) Gerilme Kavramı ve Ölçülmesi

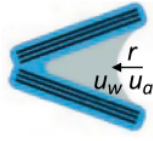
Kılcal (emme) gerilmesi, doygun olmayan zemindeki gerilme ifadeleri parametreleri içinde değerli bir özelliktir ve doygun olmayan zeminlerin mühendislik özelliklerini belirleyen ana parametrelerden biridir [41]. Doygun zeminlerde pozitif boşluk suyu basıncının önemi gibi doygun olmayan zeminlerde de zemin emmesi o derece önemlidir [42].

Doygun olmayan zeminlerdeki negatif boşluk suyu basıncına zemin emmesi denmektedir. Zeminin su emmesi en basit ifadeyle zeminin suyu almaya ve tutmaya olan baskın karakteri olarak tanımlanabilir [43].

Zeminin emme gerilmesi, genellikle zemin suyunun serbest enerji durumu olarak ifade edilir, farklı olarak anlatılmak istenirse zemindeki birim hacimdeki suyun zeminden ayrılması için, kapiler emme etkisine ve kütle çekim kuvvetlerine karşı gelebilecek enerji miktarıdır [44].

Zemin-su etkileşimi, kapilerite ve adsorpsiyon (tutunma) etkisi olarak iki farklı fiziksel mekanizmayı içermektedir. Kapilerlik, hava ve su (sıvı) arayüzeyinde veya hava, su ve zemin arayüzeyinde meydana gelir. Adsorpsiyon ise zemin ve su arayüzeyinde veya yakınında gerçekleşir. Bu nedenle, boşluk suyu basıncı, genellikle suyun parçacık yüzeyinden uzaklığına göre mekânsal olarak değişim gösterir [45].

Boşluk boyutuna, su içeriğine ve zemin adsorpsiyon potansiyeline bağlı olarak, boşluk suyu basıncı, hava-kapiler su arayüzüne yakın en düşük seviyede Young-Laplace denklemi tarafından belirlenirken (Şekil 4.2.a.), parçacık-adsorptif su arayüzünde ise en yüksek seviyededir (Şekil 4.2.b.).



Kapiler rejim

Young-Laplace eşitliği:
 Kılcal gerilme $u_m = u_a - u_w = 2T_s/r$
 u_a = boşluk hava basıncı
 u_w = boşluk suyu basıncı
 T_s = su yüzey gerilimi
 r = hava-su yüzeyi yarıçapı

(a)



Adsorptif rejim

Kelvin eşitliği:
 Kılcal gerilme $u_m = -$ kılcal potansiyel ψ_m
 $= -(RT/\omega_w)\ln(RH)$
 ω_w = su molekül ağırlığı
 RH = su buharının bağıl nemi
 R = evrensel gaz sabiti
 T = sıcaklık

(b)

Şekil 4.2. Kılcal gerilme kavramı a) Young Laplace eşitliği b) Kelvin eşitliği [45].

Zeminde kapiler su varlığının ölçeği, molekül boyutundan (nanometre) kum boyutuna (milimetre) kadar değişirken, adsorpsiyon suyu çoğunlukla nanometre boyutlarındadır. Bu nedenle kapiler su, adsorpsiyon suyuna göre 5 kademedен daha yüksek ölçekle işlem görür. Öte yandan kapiler su sadece kavitasyon buhar basıncında geçerli doymuş basınçtan daha büyük olan boşluk suyu basıncı için var olabilir. 25°C ortam sıcaklığı ve 101.3 kPa hava basıncında doymuş buhar basıncı yaklaşık 3.2 kPa olduğundan, kapiler su basıncı $101.3 - 3.2 = 98$ kPa veya hava basıncına göre -98,1 kPa olur. Buna karşılık (tersi olarak) adsorpsiyon nedeniyle parçacık (dane) yüzeyine yakın boşluk suyu basıncı sıkıştırıcı (negatif) ve hava basıncına göre GPa düzeyinde olabilir. Bu zeminin su tutma ve hareket etme özelliklerinde önemli bir etkiye sahiptir [46].

Ayrıca kumlu zeminlerde, özgül yüzey alanı (10^{-2} m²/g düzeyde) killi zeminlere (10^{-2} m²/g düzeyde) göre ihmal edilir düzeydedir [47].

Kapiler su ve adsorpsiyon suyu farklı uzunluk, alan ölçeği ve basınçlarda farklı şekillerde çalışma mekanizmasına sahiptir, bu sebepten kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncı kapiler mekanizma tarafından yönetilirken, kil zeminde su daneciği yüzeye yakın olduğunda adsorpsiyon mekanizması tarafından yönetilir.

Kapiler su var olduğunda, hava-su arayüzleri kavislidir ve zemin-su potansiyeli Young-Laplace denklemi tarafından yönetilir (Şekil 4.2.a.), bu da boşluk suyu

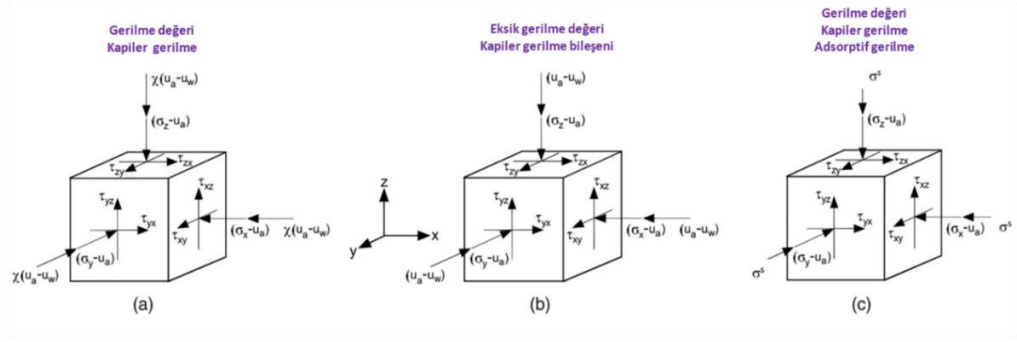
basıncının düşmesine neden olur. Ancak kapiler su kaybolduğunda zemin-su potansiyeli tamamen adsorptif olur ve hava-su arayüzleri düzleşir (Şekil 4.2.b), bu da arayüzün geçişinde hiçbir basınç düşümüne neden olmaz. Zemindeki adsorptif rejim, zemin suyu potansiyeli artık Young-Laplace denklemi tarafından değil de Kelvin denklemi tarafından yönetilir. Kelvin denklemi, boşluk havası (buhar fazı) ve boşluk suyu arasındaki su potansiyelinde denge talep eder. Bu nedenle kılcal gerilme, $(u_a - u_w)$ klasik tanımıyla tanımlanamaz veya ölçülemez. Sadece adsorptif su varken iki temel soru ortaya çıkar. Matris emme nasıl tanımlanır veya ölçülür, zemin [47] suyunda boşluk suyu basıncı veya basınç dağılımı nedir [45]?

4.2.1. Efektif gerilme kavramı

Bishop efektif gerilmesi şu şekilde tanımlanır $\sigma = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$. Mekanik açıdan, Bishop' un efektif gerilme kavramı (Şekil 4.3.a)' da gösterildiği gibi zemin-su-hava temsili birim (element) hacminde (REV) gerilme veya değişkeni olduğu için uygun ve güvenilirdir.

Bishop' un efektif gerilme için bir gerilme niceliği olması, boyutsuz bir ölçek faktörü χ birleştirilmiş kapiler basınç $(u_a - u_w)$ ile sağlanır. Bishop'un etkili gerilme formülasyonunun bir postülasyonu (önermesi), $\chi = 1$ olduğunda yani zemin doyduğunda ve $\chi = 0$ olduğunda yani zemin kuru olduğunda Terzaghi'nin etkili gerilme formülasyonuna indirgenebileceğidir, yani $\sigma' = \sigma - u_a$. Bununla birlikte, Bishop, kuru ve doymuş koşullar arasındaki χ değerleri için geçerli bir işlevsel form önermemiştir. Son yirmi yılda birçok araştırma aktivitesi χ 'nin belirli formlarını aramıştır (örneğin, Khalili ve Khabbaz 1998; Khalili vd. 2004; Lu vd. 2010) [48-50].

Kılcal gerilme ve boşluk suyu basıncının tanımlanmasındaki zorluklar dikkate alındığında, fiziksel bir bakış açısından, χ 'nin belirli formu ne olursa olsun, Bishop' un efektif gerilme formu sadece kapiler su nedeniyle ara danecik gerilimini yakalayabilir. Bishop' un efektif gerilme formu, emilim nedeniyle ara danecik gerilimini tamamen göz ardı eder, çünkü sorpsiyon (emilim), kapiller basınç $(u_a - u_w)$ terimleriyle etkili bir şekilde ifade edilemez [46]. Sorpsiyonel suyun etkisini dahil etmek için, Lu ve Likos (2004, 2006) tarafından kavramsallaştırılan ve Şekil 4.3.c'de gösterilen emme gerilmesi adlı genel bir ara partikül gerilmesi kullanılır [45].



Şekil 4.3. Birim hacimde gerilme durumları a) Kapiler ve etkin gerilme (Bishop) b) Bağımsız gerilme durumları c) Adsorptif gerilme ve etkin gerilme.

4.2.2. Bağımsız gerilme değişkenleri kavramı

Efektif gerilme prensibine alternatif olarak, bağımsız gerilim durum değişkenleri teorisi (yani $(\sigma - u_a)$ ve $(u_a - u_w)$) oluşturulmuştur (Coleman 1962; Matyas ve Radhakrishna 1968; Fredlund ve Morgenstern 1977; Alonso ve ark. 1990). Bu teori unsurlu koşullar altındaki dayanıklılık ve deformasyonu tanımlamak ve çökme yapabilen zeminlerden yapılmış kara yapılarının tasarımı ve analizi için protokoller geliştirmek için öne sürülmüştür (örneğin, Fredlund ve Houston 2009) [45].

Bağımsız gerilme değişkenlerinin temel taşı, zemin-hava-su birim hacim elemanı için Şekil 4.3.b'de gösterilmiştir. Açıkça, $(u_a - u_w)$ değişkeni bir gerilme miktarı olarak kabul edilmektedir. Bu işlem mekanik ve fiziksel olarak yanlıştır. Mekanik olarak, $(u_a - u_w)$ değişkeni zemin-su-hava birim hacim elemanında bir gerilim değildir [51]. Bu nedenle, mukavemet (dayanıklılık) ve şekil değiştirme için geliştirilen teoriler net bir fiziksel yorumlama olmadan kaçınılmaz olarak oluşturulmuş parametrelerdir ve karakterize edilmeleri zordur [51].

Fiziksel olarak, $(u_a - u_w)$ değişkeninin kılcal gerilme olarak kullanımı, klasik tanımdan alınsa da, yalnızca kapiler basıncı temsil eder. Zemin suyu yalnızca adsorpsiyonlu su olduğunda, yani tüm zemin düşük su içeriği veya yüksek kılcal gerilmede ($> \sim 10$ MPa) evrensel olarak meydana geldiğinde, kılcal gerilmenin $(u_a - u_w)$ olarak tanımlanması tamamen çöker. Adsorpsiyonlu su tutma rejiminde boşluk suyu basıncı her zaman ortam boşluklarının hava basıncından veya basınçtan yüksektir ve GPa düzeyinde olabilir [46].

Bu, doğal koşullar altında zemin suyunun neden sıvı halde kalabileceğinin fiziksel nedenidir. Bu nedenle, genişlen ve çöken topraklarla ilgili yapıların tasarımı ve analizi

için geleneksel kılcal gerilme tanımına dayanan prensipler, zemin-su etkileşiminin uygun fiziksel ve mekanik temsili eksikliğinden dolayı doğuştan yetersizdir [45].

4.2.3. Boşluk suyu basıncı ve zemin sorpsiyon potansiyeli

Son çalışmalar (Lu ve Zhang 2019), zemin su potansiyeli teorileri arasında sentezlenmiş bir kavram olan zemin emme potansiyelinin, doygun ve doymamış koşullarda zeminde boşluk suyu basıncı dağılımının nicel olarak belirlenebileceğini göstermektedir. Elektrik çift tabakası (örneğin van Olphen 1977), katyon hidrasyonu (örneğin Israelachvili 2011), toprak parçacığı yüzey hidrasyonu (örneğin Butt ve Kappl 2009) ve van der Waals (örneğin Derjaguin ve ark. 1987) gibi bu potansiyeller, son yüz yılda farklı disiplinlerde ayrı ayrı belirlenmiştir. Bu potansiyeller arasındaki ortak noktanın; zemin parçacıkları etrafındaki elektromanyetik potansiyel alan olduğunu ve hepsinin zemin parçacığı veya ara katman yüzeyinden uzaklığa bağlı olduğunu kabul ederek, zemin sorpsiyon potansiyeliyle, $\psi_{sorp}(x)$ kılcal gerilme kavramını genelleştirir ve uzamsal olarak kılcal gerilme $u_m(w)$ ve boşluk suyu basıncı $u_w(x,w)$ arasındaki ilişkiyi bağlar (Şekil 4.4.) [52].

$$u_m(w) = u_a - u_w(x,w) - \psi_{sorp}(x) \quad (4.1)$$

Burada w = ağırlıksal su içeriği; ve x = parçacık veya aralık yüzeyinden ortalama uzaklık olarak belirtiliyor. Boşluk suyu basıncı $u_w(x,w)$, kapiler basınç bileşeni $u_{w-cap}(w)$ ve sorpsiyon (emici) basınç bileşeni $u_{w-sorp}(x)$ olarak daha da ayrılabilir, yani;

$$u_w(x,w) = u_{w-kap}(w) + u_{w-sorp}(x,w) \quad (4.2)$$

Yukarıdakileri Denklem (4.2)' ye yerleştirerek, genelleştirilmiş kılcal gerilme aşağıdaki gibi elde edilir:

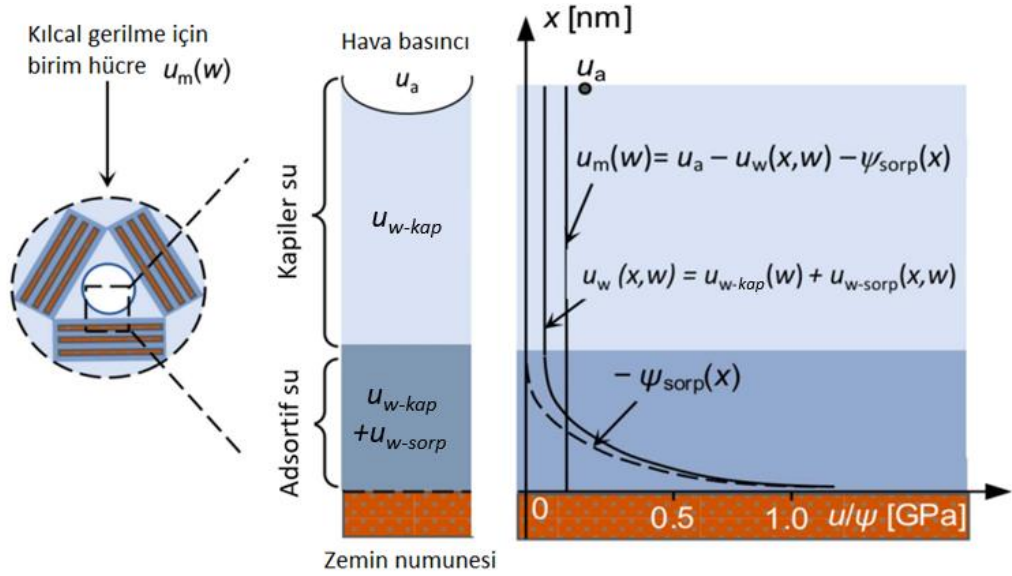
$$u_m(w) = u_a - u_{w-kap}(w) - u_{w-sorp}(x,w) - \psi_{sorp}(x) \quad (4.3)$$

Sağ taraftaki ilk iki terim, zemin-su içeriği w ' ye bağlı olarak kapiler su için zemin-su tutma eğrisi olarak gösterilen klasik kılcal gerilmeyi yansıtır (Şekil 4.4.). Sağ taraftaki son iki terim, zemin-sorptif nedeniyle yükseltilmiş boşluk suyu basıncını, hem zemin-su içeriği w (%), hem de parçacık yüzeyinden uzaklık x fonksiyonu olan zemin-sorptif

potansiyeli temsil eder. Genel olarak, zemin-sorptif potansiyel, x mesafesi 100 nanometreden büyük olduğunda yok olur.

Yukarıdaki tekil kılcal gerilme tanımı, zeminin hem doymun olduğu hem de doymamış olduğu koşullarda geçerlidir. Doymuş durumda matris potansiyeli u_m sıfır olduğundan, kapiler basınç [$u_a - u_{w\text{-kap}}(w)$] yok olur ve boşluk su basıncı $u_{w\text{-sorp}}(x)$, Eşitliği (4.3) tarafından öngörüldüğü gibi, negatif toprak emici potansiyeli $-\psi_{\text{sorp}}(x)$ olarak, x uzaklığına bağlıdır. Doymamış durumda kılcal gerilme $u_m(w)$, zemin su içeriği w ' nin bir fonksiyonudur ve gözenekli su basıncı $u_w(x,w)$, yukarıdaki denklemde olduğu gibi, kapiler basınç [$u_a - u_{w\text{-kap}}(w)$]' dir [45].

$$u_m(w) = u_a - u_{w\text{-kap}}(w) - u_{w\text{-sorp}}(x,w) - \psi_{\text{sorp}}(x) \quad (4.4)$$



Şekil 4.4. Genelleştirilmiş kılcal gerilme tanımının gösterimi.

4.3. Zemin Emmesi ve Kılcal Gerilme Ölçüm Yöntemleri

Doymun olmayan zeminlerin davranışı ile ilgili olarak 21. yüzyılda teorik ve deneysel çalışmalar yapılmakta ve sayısal teknikler geliştirilmektedir. Hem teknolojik hem tecrübesel gelişmeler neticesinde, kılcal gerilmeler daha ucuz ve pratik şekilde ölçülebilmektedir. Zemin emmesinin ölçülmesi doymun olmayan zeminin mühendislik davranışının, teorilerini uygulama açısından gerekli şartlardan biridir. Emme ölçümü yapan aletlerin çoğu ölçüm aralığı, dengeye ulaşma süresi ve maliyet açısından belirli

sınır değerlere sahiptir [53]. Kılcal gerilme kavramı ölçümü için kullanılan yöntemler genellikle 100 ile 1000 kPa değerleri arasında ölçüm yapmaya olanak tanır [54, 55].

Emme ölçümü yapan aletler doğrudan veya dolaylı ölçüm yapanlar olmak üzere iki çeşittir [56]. Tablo 4.1.' de verilen ölçme metotları, ölçüm aralığı, ölçüm mekanı ve algılanan değişkenlere göre listelenmiştir [7].

Zemin emmesini doğrudan ölçen aletler cihazla zemin arasındaki su değişimini kullanırlar. Bunu sağlayan kuvvet negatif boşluk suyu basıncıdır. Doğrudan ölçüm cihazları ile boşluk suyu enerjisi tespit edilmektedir [54, 56].

Basınç plakası aleti, filtre kağıdı tekniği ve psikrometre gibi ve Tablo 4.1'de detaylı olarak verilen yöntemler kullanılarak toplam ve kılcal emme değerlerini ölçmek mümkündür.

Tablo 4.1. Laboratuvar ve arazi emme ölçüm teknikleri [7].

Alet	Emme	Ölçülen değişken	Ölçüm aralığı	Dengeye ulaşma süresi	Uygulama yeri	Kaynak
Transistörlü psikrometre	Toplam	Bağıl nem	100-70000	Dakika	Lab-Arazi?	Truong ve Holden, 1995
Termokupl psikrometre	Toplam	Bağıl nem	100-8000	Dakika	Lab-Arazi?	Brown ve Collins, 1980
Süzgeç kadığı (temassız)	Toplam	Su içeriği	400-30000	7-14 gün	Lab-Arazi	Al Khafaf ve Hanks, 1974
Emme plakası	Kılcal	Boşluk suyu gerilmesi	0-90	Saat	Lab	Dineen, 2000
Süzgeç kağıdı	Kılcal	Su içeriği	30-30000	7 gün	Lab-Arazi	Gardner, 1930
Basınç plakası	Kılcal	Boşluk suyu gerilme etkisi	0-10000	Saat	Lab	Hilft, 1951
Tansiyometre	Kılcal	Boşluk suyu gerilmesi	0-90	Dakika	Lab-Arazi	Soil Moisture Equipment
TDR sonda	Kılcal	Su içeriği	0-1500	Saat	Lab-Arazi	Cook ve Fredlund, 1998
Eriyik tansiyometresi	Kılcal Toplam?	Boşluk suyu gerilme etkisi	0-1500	Saat	Lab-Arazi	Bocking ve Fredlund, 1998

Tablo 4.1. (Devamı) Laboratuvar ve arazi emme ölçüm teknikleri [7].

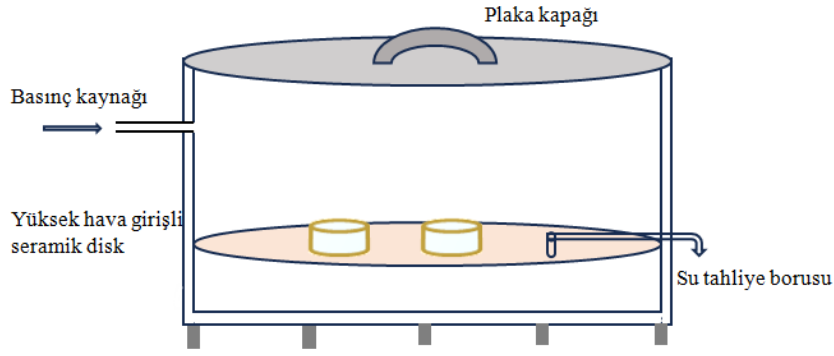
Alet	Emme	Ölçülen değişken	Ölçüm aralığı	Dengeye ulaşma süresi	Uygulama yeri	Kaynak
IC tansiyometresi	Kılcal Toplam?	Boşluk suyu gerilmesi	0-1500	Dakika	Lab-Arazi?	Ridley ve Burland,1993
Alçı blok	Kılcal	Elektriksel direnç	30-30000	Hafta	Lab-Arazi	Aitchison ve Richards,1965
Isıl iletkenlik	Kılcal	İletkenlik	0-300	Hafta	Lab-Arazi	Sattler ve Fredlund,1989
Sızma	Eriyik	İletkenlik	30-30000	Saat	Lab	Mannheim,1966
Süzme	Eriyik	İletkenlik	30-30000	Saat	Lab	Mannheim,1966

4.3.1. Basınç plakası

Birçok yöntem olmasına karşın zeminin su karakteristik eğrisini elde etmek için kullanılan ve oldukça basit bir deney olan basınç plakası deneyi, zemin yapısı ve kılcal gerilme (emme) büyüklüğüne bağlı olarak bu eğriyi elde etmemizi sağlar. Basınç plakası deneyinde iri daneli zeminler için 0-500 kPa, ince daneli zeminler için ise 1500 kPa değerine kadar kılcal gerilme uygulanıp ölçüm yapılabilmektedir [56, 57].

Denyede kullanılacak zemin numuneleri genellikle 50-75 mm çap ve 20 mm yüksekliğe sahip olarak hazırlanmaktadır. Doygun olarak hazırlanan zemin numuneleri basınç plakasındaki seramik diske yerleştirilir ve belirli basınç değerleri uygulanarak hidrolik eğim oluşturularak zemin numunesinden seramik diske bir su geçişi sağlanır (Şekil 4.5) [56, 58].

Uygulanan basınç değerleri sonucunda bir denge durumuna ulaşılır, bu denge durumuna ulaşılması süresi iri daneli zemin numuneleri için 1-2 gün, ince daneli zeminler için ise ortalama 7 gündür. Denge durumuna gelinen sürede mevcut kılcal gerilme değerine karşılık zemin numunesinin su muhtevası noktalanır ve mevcut eğri çıkarılır [56].



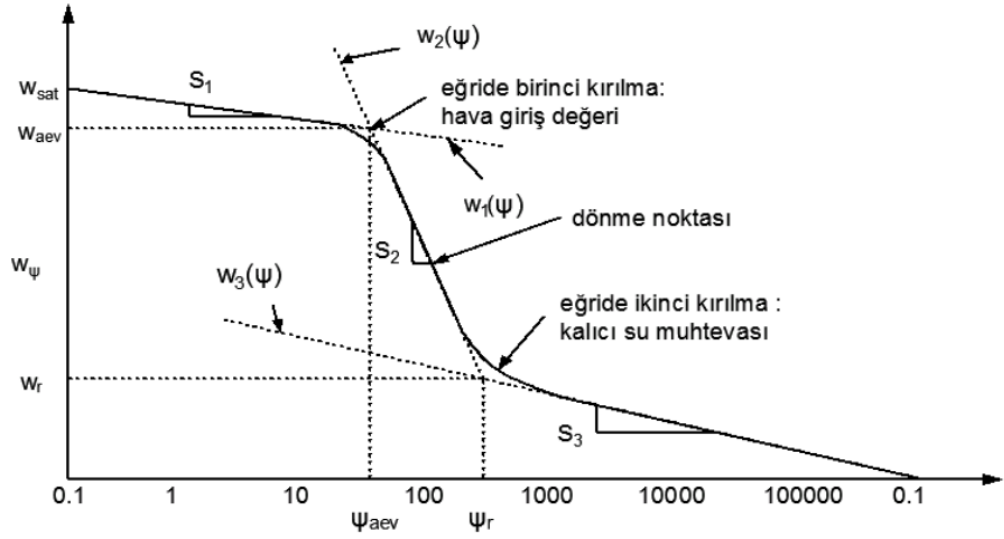
Şekil 4.5. Basınç plakası deney şeması.

4.4. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi (SWCC)

Zemin su karakteristlik eğrisi (Soil Water Characteristic Curve-SWCC), zeminin su muhtevası ile su emme isteğinin arasındaki ilişkiyi faydalanılarak çizilen bir eğridir. Doymun zeminlere göre farklı davranış sergileyen doymun olmayan zeminler için geçirimsizlik, hacimsel değişim, boşluk boyutu dağılımı ve kayma mukavemeti gibi geoteknik parametrelerin bulunması için bu eğrilere ihtiyaç duyulmaktadır.

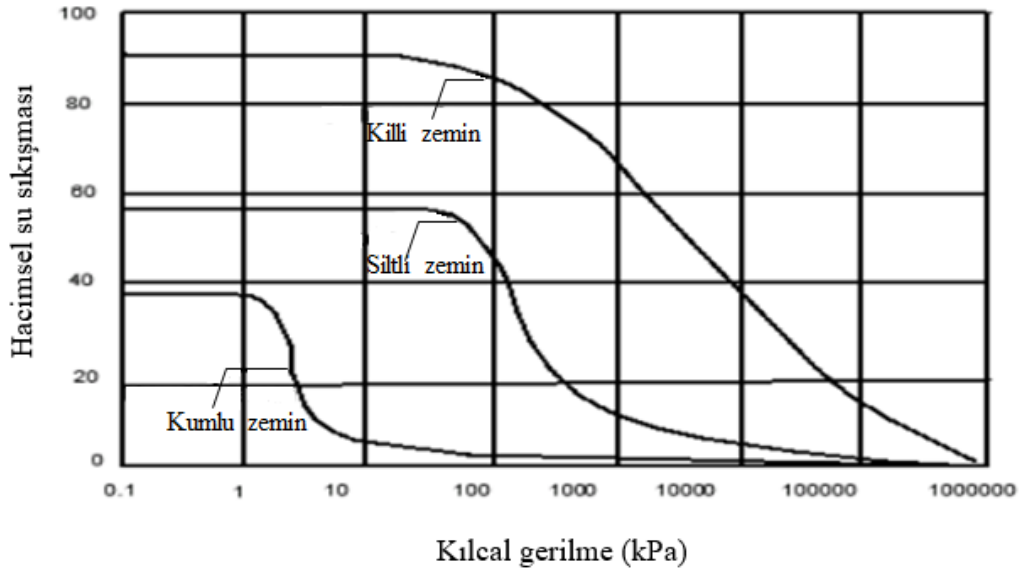
Doymun zeminlerin davranışının incelenmesinde zemine uygulanan gerilmeler ve boşluk oranı arasındaki değişimi gösteren konsolidasyon eğrisi ne kadar önemli ise doymun olmayan zeminlerde de zemin davranışının incelenmesinde zemin su karakteristlik eğrisi bir o kadar önemlidir [59].

Şekil 4.6' da yatay eksenini kılcal gerilme değerini, düşey eksenini ise gravimetrik su muhtevası, hacimsel su muhtevası ya da doymunluk derecesinin gösterilebildiği tipik bir zemin su karakteristlik eğrisi sunulmaktadır. Doymunluk derecesinin kullanımının, hava giriş değerini daha kesin göstermesi ve doymun olmayan zeminin özelliklerini yakından kontrol eden bir değişken olması nedeni ile tercih edilmesi önerilmektedir [6].



Şekil 4.6. Zemin su karakteristik eğrisi (SWCC) özellikleri [1].

Şekil 4.6' da da gösterildiği gibi hava girişi basıncı ve kalıcı (rezidüel) doymuluk zemin su karakteristik eğrisinden elde edilen iki önemli değeri yansıtmaktadır. Kılcal gerilme (emme) değerinin artışıyla zeminin belli bir süre doymuluğunu korumasının ardından bu artış sonucunda boşluklardaki havanın sürekli hale gelmesiyle hızla doymuluğun azaldığı ve ardından zemin numunesinin karakteristik olarak kalıcı doymuluğa eriştiği görülmektedir. Şekil 4.7' deki grafik ise zemin su karakteristik eğrisinin farklı geometrik özellik gösteren çeşitli zeminlere göre değişimini sunmaktadır [60].



Şekil 4.7. Zemin su karakteristik eğrisinin farklı zeminlere göre tipik değişimi.

4.5. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi-Boşluk Boyutu İlişkisinin Saptanması

Lu ve Likos (2004) tarafından sunulan çalışmada, boşluk boyutu-SWCC ilişkisinin belirlenmesi için çeşitli denklemler ve hesap adımları kullanılmıştır. Bu adımlar ve denklemler, Tablo 4.2' de ayrıntılı olarak listelenmiştir [38].

Tablo 4.2. Boşluk boyutu geometrisinin bulunma adımları.

Aşama	İşlem	Kullanılan eşitlik
1	Zemin-su karakteristik eğrisinin çizilmesi	
2	Hacimsel su muhtevası değerlerinin ağırlıksal su muhtevası değerine dönüştürülmesi	
3	Kılcal gerilme değerlerinin bağıl nem değerlerine çevrilmesi	
4	Ağırlıksal su muhtevası değerlerinin su dolu boşluk hacmi/birim kütle değerlerine dönüştürülmesi	$V_p^i = \frac{w^i}{\rho_w}$
5	Kelvin yarıçapının hesaplanması	$r_k^i = \frac{2T_s}{u_a - u_w}$
6	Yüzeydeki su filmi kalınlığının hesaplanması	$t^i = \tau \left[-\frac{5}{\ln RH^i} \right]^{\frac{1}{3}}$
7	Boşluk hacminin hesaplanması	$r_p^i = r_k^i + t^i$
8	Bağıl nemde meydana gelen değişime bağlı olarak birim kütledeki boşluk hacmi azalımının hesaplanması	
9	Azalma boyunca ortalama Kelvin yarıçapının hesaplanması	
10	Azalma boyunca ortalama boşluk yarıçapının hesaplanması	
11	Varsayılan boşluk geometrisi için yüzey alanında meydana gelen artışın hesaplanması	$\Delta S^i = \frac{2\Delta V_p^i}{r_p^i}$ veya $\Delta S^i = \frac{3\Delta V_p^i}{r_p^i}$
12	Boşluk hacmi artışına bağlı olarak kümülatif boşluk hacimlerinin hesaplanması	
13	Boşluk hacmi-ortalama boşluk yarıçapı ilişkisinin belirlenmesi	
14	Kümülatif boşluk hacmi-boşluk yarıçapı ilişkisinin belirlenmesi	

5. MATERYAL VE METOT

5.1. Materyaller

5.1.1. Doğal silt ve bentonit

Bu çalışmada Adapazarı ilçesinde N40.728935 ve E030.432957 koordinatlarından alınan doğal numunenin içerdiği kil oranının düşürülerek elde edilen sıfır numunesine farklı oranlarda bentonit kili katılarak hazırlanan numunelerin konsolidasyon deneyleri yapılarak konsolidasyon davranışları, geçirimsizlik değerleri ve boşluk geometrilerinin incelenmesi amaçlanmıştır.

Doğal numunenin fiziksel özellikleri Tablo 5.1.' de verilmiştir. Doğal numunenin sınıfı USCS sınıflandırma sistemine göre düşük plastisiteli silt olarak bulunmuştur. Siltler genellikle kuvars danelerinin parçalanmasıyla oluşmuş, malzeme boyutu olarak kum ve kil arasında bir büyüklüktedir. Çalışmada kullanılacak Adapazarı silti akarsu kökenli (flüviyal) bir malzemedir [61]. Sakarya Nehri sel ve menderes etkileriyle Adapazarı Ovasına bu siltleri kısıtlı hacimlerde biriktirmiştir. Siltlerin her zemin ortamında bulunmamasından dolayı geoteknik özelliklerinin belirlenmesi için kapsamlı çalışmalara ihtiyaç duyulmuştur.

Bu tez çalışmasında yeniden oluşturulmuş numuneler ile deneysel çalışmalar yürütülmüştür. Bunun nedeni laboratuvar ortamında doğal silt numunesinden elde edilen ve içerdiği kilden büyük ölçüde ayrıştırılmış, yüksek silt oranına sahip (sıfır numunesi) numuneye farklı oranlarda kil eklenerek geniş bir zemin sınıfı oluşturmaktır. Bray ve ark. (2004), Willamette Geological Service laboratuvarında yapılan deneyde (X-Ray Diffraction) Adapazarı zeminlerinin kil içeriğinin tüm durumlarda %85 smektit, %10 illit ve %5 klorit ve kaolinit içerdiğini söylemişlerdir [62]. Bu sebeple çalışma kapsamında katkı olarak kullanılacak kil ürünün bentonit kili olmasına karar verilmiştir. Bentonit, alüminyum ve magnezyum içeren volkanik kül, tuf ve lavların kimyasal tepkimeleri sonucu meydana gelmiş, baskın olarak montmorillonit içeren bir kil türüdür.

Karışımlarda kullanılacak bentonit kilinin ve doğal numunenin fiziksel özellikleri ve bu özelliklerin bulunmasında kullanılan yönetmelik ve standartlar Tablo 5.1' de

gösterilmiştir. Yapılan deneylerden elde edilen sonuçlarda tercih edilen değerlerden sebepleri ile bahsedilmiştir.

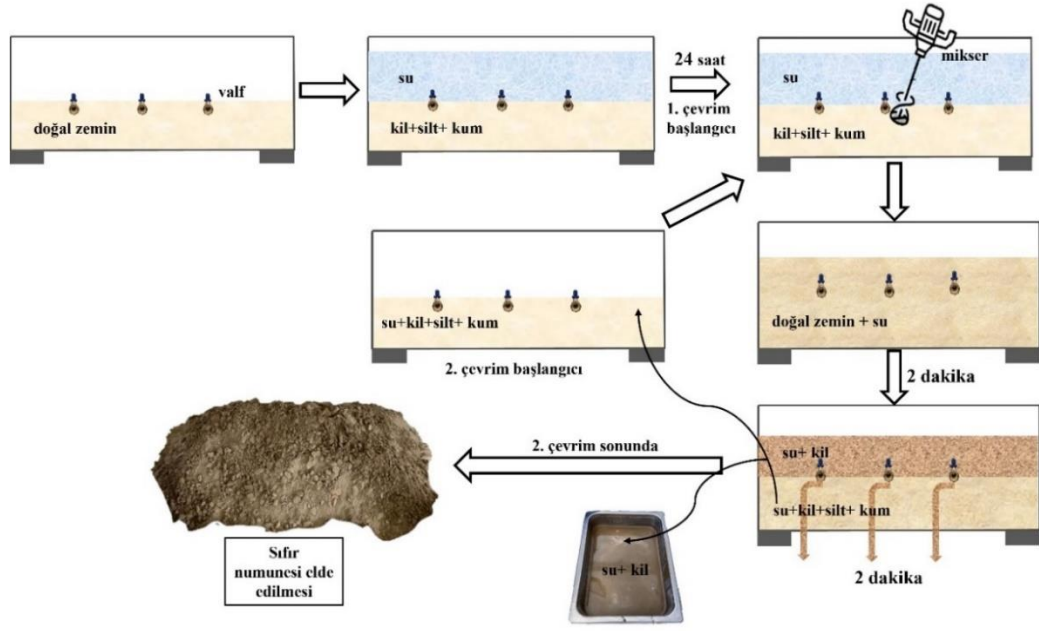
Tablo 5.1. Doğal zeminin ve bentonitin fiziksel özellikleri.

Özellik	Silt	Bentonit	Standart
w _L , düşen koni (%)	37	122	BS 1377-2 [63]
w _L , casagrande (%)	34	119	ASTM D4318-17 [64]
w _P (%)	NP	32	ASTM D4318-17 [64]
I _p (%)	NP	87	ASTM D4318-17 [64]
G _s	2.70	2.72	ASTM D854-14 [65]
D ₅₀ (mm)	0.031	-	ASTM D1140-17 [66]
Kil _{,hidrometre} (%)	15.95	79.37	ASTM D7928-21 [67]
Kil _{,pipet} (%)	10.11	73.94	BS 1377-2 [63]
Zemin sınıfı, USCS	ML	CH	ASTM D2487-11 [76]

Yeniden oluşturulan numuneler için önce doğal numunenin hidrometre ve pipet deneyleri ile belirlenen %10.11-15.95 kil oranının azaltılması gerekmiştir. Doğal numunenin kil içeriğini azaltmak için yüzdürme (çöktürme) yöntemi uygulanmıştır.

5.1.2. Sıfır numunesi

İnce daneli zeminlerin kayma direnci hakkında bir yargıya varabilmek için karşılaştırılacak numunelerin fiziksel özellikleri birbirinden farklı ve geniş bir aralıkta olmalıdır. Doğal numunenin tespit edilen %10.11-15.95 aralığındaki kil yüzdesinin düşürülüp bu amaca uygun hale getirilmesi gerekmiştir. Benzer silt numunesi TÜBİTAK (106M042) projesinde kullanılmış ve içerisindeki kil miktarı yüzdürme (çöktürme) tekniği ile %4' e kadar düşürülmüştür [68]. Bu çalışma kapsamında da doğal numunenin kil oranının yaklaşık %4'e düşürülmesi hedeflenmiş ve aşamaları Şekil 5.1'de gösterilen çöktürme (yüzdürme) tekniği uygulanmıştır.



Şekil 5.1. Çöktürme (yüzdürme) tekniği şematik gösterimi.

Araziden alınan doğal numune, öncelikle içerisindeki iri malzemeler ve diğer yabancı bileşenlerin ayıklanması için Şekil 5.2'deki gibi bir ön eleme işleminden geçirilmiştir. Bu ön eleme işlemi ardından elde edilen ham doğal numune Şekil 5.3'te gösterilmiştir.



Şekil 5.2. Doğal numunenin ön eleme işlemi.



Şekil 5.3. Eleme sonrası elde edilen ham doğal numune.

Hedeflenen kil oranının %5 olması sebebiyle uygun çöktürme süresini tespit etmek için farklı seferlerde 50, 25, 10, 6, 3, 2 ve 1 dakika boyunca çöktürme işlemi yapılarak her çöktürme süresince elde edilen numune hidrometre ve pipet deneylerine tabi tutulmuştur. Başlangıçta yapılan deneylerde 50 gr etüv kurusu numune direkt olarak hidrometre ve pipet deneyinde kullanılmıştır. Bunun sonucunda hidrometre ve pipet okumaları beklenenin çok altında kil yüzdesi değerleri vermiştir. Bu durumun sebebinin kil ve silt danelerinin birbirine yapışarak hızlı bir şekilde çökmesi olduğu anlaşılmış ve deney öncesinde numunenin sodyum hegzametafostat (ayırıştırıcı madde) ile karıştırılmış suda yaklaşık bir saat bekletilmesine karar verilmiştir. Ayırıştırıcı maddenin kil ve silt danelerinin birbirinden ayrılmasına yardımcı olduğu gözlemlenmiş olup bu fark Şekil 5.4.'de gösterilmektedir.



Şekil 5.4. Deney öncesi ayırıştırıcı madde ile bekletilmemiş (a) ve bekletilmiş numuneler (b).

Yapılan ön deneyler sonucunda test edilen çökelme sürelerinde 5 dk çöktürme süresi ve üstü için kil oranının yeterli derecede düşürülememesi, bir dakika çöktürme süresi ve altı için ise kilin yanında fazla oranda silt numunesi de alınması sebebiyle en uygun sürenin 2 dakika ve 2 çevrim olduğuna karar verilmiştir.

Doğal numuneye uygulanacak çöktürme yöntemi için Şekil 5.5' te gösterildiği gibi önce yüksekliği yeterli görülen bir tank içerisine 5 kg doğal numune konulmuş ve belirli bir yüksekliğe kadar su-sodyum hegzametafostat karışımı ilave edilip mikser ile karıştırılmıştır. Elde edilen süspansiyon bir gün bekletildikten sonra tekrar mikser ile karıştırılarak 2 dakika bekletilmiş, bekleme sonunda silt ve kum daneleri çökmüş, su yüzeyinde kalan kil süspansiyonu tankta bulunan valfler vasıtasıyla ayrılmıştır. Çöken siltli numuneye su eklenerek mikser ile karıştırılmış ve 2 dakika bekletilerek tekrar ayırma işlemi uygulanmış ve kili ayrılmış numune kaplara konarak etüvde kurutulmuştur.

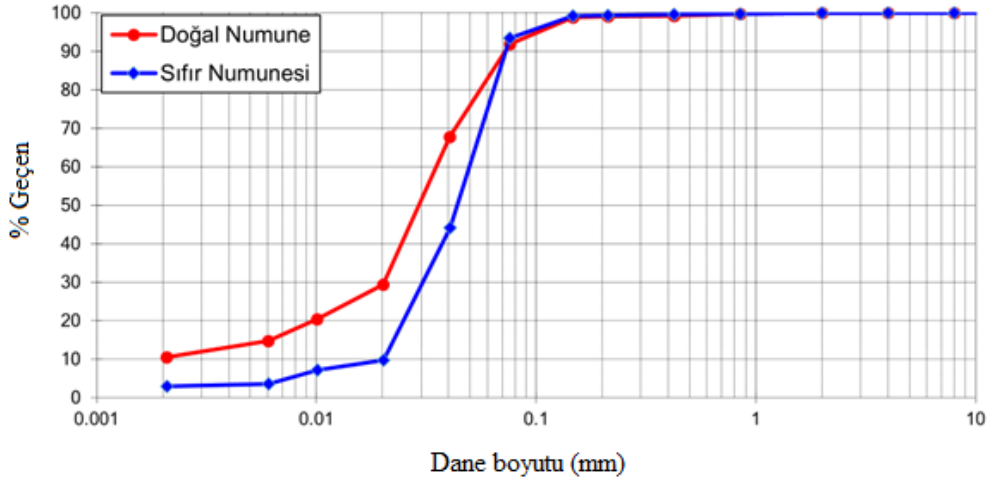


Şekil 5.5. Çöktürme tekniği uygulama aşamaları.

Sonuçta tüm fiziksel ve mekanik deneylerde kullanılmak üzere biriktirilmiş sıfır numunesinin genel görünümü Şekil 5.6' da verilmiştir. Ayrıca Şekil 5.7' de doğal numune ve çöktürme yöntemi ile kili ayrılmış (sıfır numunesi) numunelerin dane dağılımı eğrisi (granülometri eğrisi) verilmiştir.



Şekil 5.6. Çöktürme işlemi sonrası elde edilen sıfır numunesi.



Şekil 5.7. Doğal numune ve sıfır numunesinin dane dağılım eğrileri (granülometri eğrileri).

5.1.3. Karışımlar

5.1.3.1. Karışımların hazırlanması

Proje kapsamında farklı fiziksel özelliklere sahip numune elde edilebilmesi için belli oranlarda (% 0, 2, 4, 8, 10, 15, 20, 30 ve 40) bentonit kilinin sıfır numunesine eklenmesi amaçlanmıştır. Karışım için hazırlanan sıfır numunesi 9 eşit parçaya ayrılmıştır. Bu kapsamda bentonit kili sıfır numunesine belli oranlarda katılmış ve homojen olacak şekilde karıştırılmıştır (Şekil 5.8).

Karışımların hazırlanmasının ardından her bir karışıma bentonit içeriğine uygun olarak kod verilmiştir. Bu çalışmada numuneleri belirtmek için Tablo 5.2’ de verilen numune numaraları kullanılacaktır.

Tablo 5.2’ de numunelerin bentonit yüzdeleri ile karışıma giren sıfır numunesinin ve bentonitin kuru ağırlıkları verilmiştir.



Şekil 5.8. Karışımların hazırlanması.

Tablo 5.2. Hazırlanan karışımların içeriği.

Numune Tanımı	Numune No	Bentonit (%)	Sıfır Numunesi Kuru Ağırlığı (g)	Bentonit Ağırlığı (g)
Sıfır Numunesi	00	0	20000	0
%2 Bentonit katkılı sıfır numunesi	02	2	19600	400
%4 Bentonit katkılı sıfır numunesi	04	4	19200	800
%8 Bentonit katkılı sıfır numunesi	08	8	18400	1600

Tablo 5.2. (Devamı) Hazırlanan karışımların içeriği.

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

5.1.3.2. Karışımların fiziksel özellikleri

Tablo 5.2.' de belirtilen karışımların hazırlanmasının ardından tüm karışımlar için TS1900-1/2006 yanı sıra ilgili İngiliz ve Amerikan standartları uyarınca Atterberg limitleri, elek analizi, özgül ağırlık, hidrometre ve pipet deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda her bir karışımın likit limiti (w_L), plastik limiti (w_P), özgül ağırlığı (G_s), dane dağılımı eğrisi, kil oranları (%C) bulunmuş ve TS1500/2000 uyarınca zeminler sınıflandırılmıştır. Yapılan tüm deneylere ait sonuçlar ve sınıflandırmalar Tablo 5.3'te verilmiştir.

Tablo 5.3. Karışımların fiziksel özellikleri.

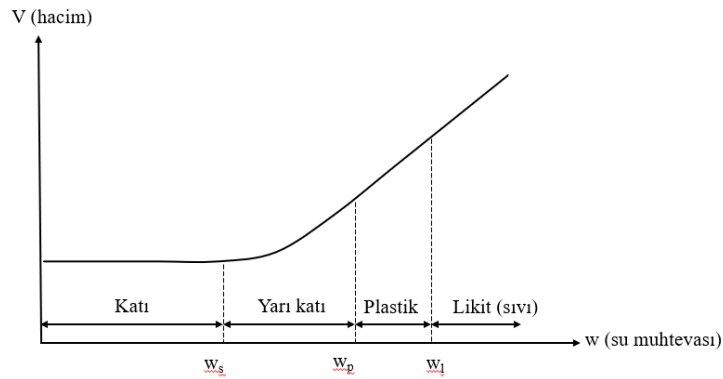
Numune No	w_L (%) (Casagrande)	w_L (%) (Düşen Koni)	w_P (%)	I_p (%)	Kil Oranı (%) (Hidrometre)	Kil Oranı (%) (Pipet)	Özgül Ağırlık	Sınıf (TS1500)
00	NP	NP	NP	NP	8.4	2.8	2.65	ML
02	NP	NP	NP	NP	9.2	5.2	2.65	ML
04	NP	NP	NP	NP	11.3	6.4	2.66	ML
08	NP	NP	NP	NP	16.0	10.2	2.66	ML

Tablo 5.3. (Devamı) Karışımların fiziksel özellikleri.

Numune No	w _L (%) (Casagrande)	w _L (%) (Düşen Koni)	w _P (%)	I _p (%)	Kil Oranı (%) (Hidrometre)	Kil Oranı (%) (Pipet)	Özgül Ağırlık	Sınıf (TS1500)
10	35	40	NP	NP	16.6	11.9	2.67	ML
15	36	42	NP	NP	18.8	15.7	2.67	MI
20	41	43	18	23	23.7	18.5	2.67	CI
30	48	51	20	28	28.2	24.7	2.68	CI
40	59	63	21	38	33.6	31.3	2.69	CH

Atterberg (kıvam) limitleri

Zeminlerin su içeriğine bağlı olarak davranışlarında değişiklik göstermesi Atterberg tarafından tarif edilmiştir. Tanımlanan sınır su içerikleri Atterberg limitleri veya kıvam limitleri olarak tanımlanır. Zemindeki su içeriğinin değişimine bağlı olarak Şekil 5.9’ da gösterilen değişimler meydana gelmektedir.

**Şekil 5.9.** Su içeriğine bağlı davranış.

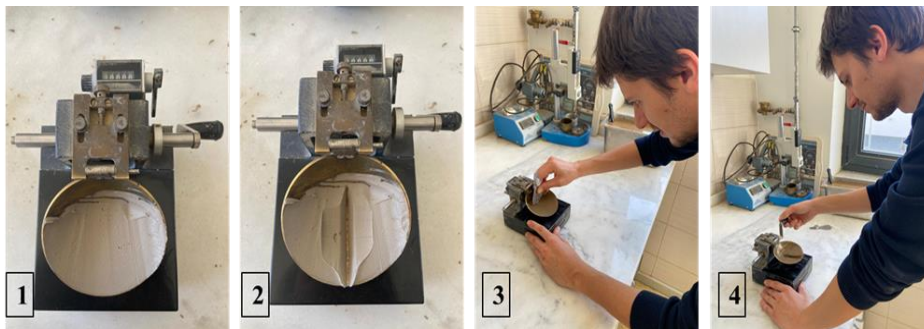
Likit limit

İnce daneli zeminlerde zeminin göreceli olarak yumuşak ya da sert olma durumu kıvam ile belirtilir. İnce daneli zeminlerin içeriğindeki su miktarı arttıkça zemin, çok katı bir durumdan akıcı bir sıvı kıvamına gelene kadar çok geniş bir aralık içinde değişim gösterir. Likit limit, zeminin plastik bir malzemeden akıcı bir malzemeye dönüştüğü andaki su içeriğidir. Likit limitin ölçümü için kullanılan iki yöntem vardır. Birinci yöntem Casagrande yöntemi, diğeri ise koni düşürme yöntemidir. Casagrande

yöntemi ile deneyler ASTM D-4318, düşen koni yöntemi ile deneyler ise BS-1377 standartlarına uygun olarak yapılmıştır.

Casagrande deneyi

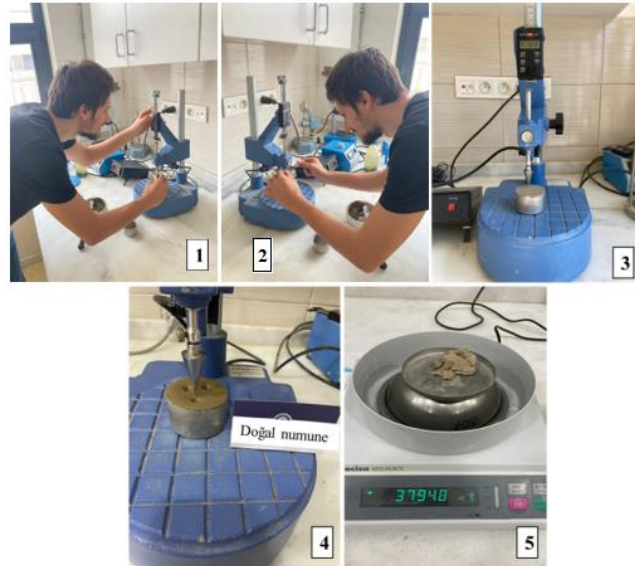
Zemin numunesinden, bir miktar alınarak etüve atılır. Kurutulan zemin 40 numaralı elekten elenerek ortalama 1000 gr numune alınır. Numune bir kap içerisine konular, az miktarda damıtık su aşamalı olarak homojen bir hamur durumuna gelinceye kadar numuneye eklenir ve karıştırılır. Daha sonra bu karışım, suyun zemin numunesinin her tarafına homojen olarak işlenmesini sağlamak maksadıyla hava geçirmez bir kap içerisinde yaklaşık bir gün bekletilir. Deneye hazır durumdaki numunedan bir miktar alınarak Casagrande aletinin içerisine yerleştirilir. İçerisine yerleştirilen numune Şekil 5.10' da gösterildiği gibi yüzeye paralel olacak şekilde düzeltilir. Casagrande aletinin içerisine yerleştirilen numunenin orta bölgesinden standart oyuk açma aparatı ile bir oyuk açılır. Casagrande aletinin kolu saniyede 2 devir yapacak şekilde çevrilir. Numune ortasında açılmış olan yarığın tabanındaki kapanmanın yaklaşık 13 mm olması durumunda çevirme işlemi sona erer ve darbe sayısı not edilir. Çevirme işlemi durdurulduktan sonra kuru ve temiz bir kazıyıcı kullanılarak 13 mm' lik kapanmanın olduğu bölgeden bir miktar numune alınarak tartılır, kütlesi kaydedilir ve su içeriğinin belirlenmesi için etüve konular. Casagrande aletinde kalan numune alınarak önceki kabına koyular. Casagrande aleti tamamen temizlenir ve kurular, sonraki deneye hazır hale getirilir. Kapta bulunan numuneye bir miktar daha damıtık su ilave edilerek iyice karıştırılır. Deney dört kez tekrarlanarak, dört tane su içeriği ve bunlara karşılık gelen darbe sayıları (N) elde edilir. Elden edilen su muhtevaları (y eksenini) ve bunlara karşılık gelen darbe sayıları (logaritmik x eksenini) grafikte noktalanarak lineer bir doğru çizilir. 25 darbe sayısına karşılık gelen su muhtevası likit limit değerini vermektedir.



Şekil 5.10. Casagrande deneyi.

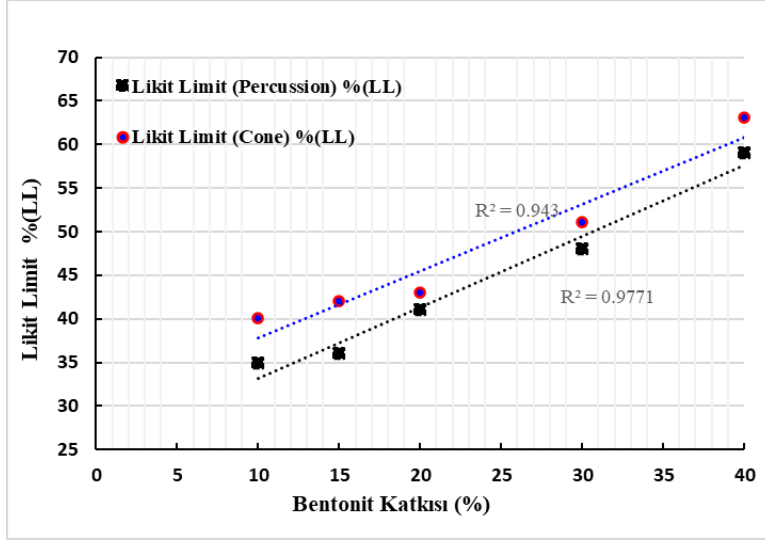
Düşen koni deneyi

Düşen koni deneyinde numune hazırlama aşamaları Casagrande deneyi ile aynı olup, numune deneye hazır hale geldikten sonra deney kabına içinde hava kalmayacak şekilde doldurulur ve üst yüzeyi aparat yardımı ile düzeltilerek penetrometre aletinin tabanına yerleştirilir. Düşen koni ucu numune yüzeyini belli belirsiz çizecek şekilde yüzeye indirilir ve mikrometre sıfırlanır. Alet çalıştırılır ve konik ucun 5 s süre ile numune içine batması sağlanır (Şekil 5.11). Süre sonunda mikrometre okuması yapılır ve bu işlem kurudan ıslak karışıma doğru üç farklı su içeriği için penetrasyon miktarı 15 ile 25 mm arasında değişecek şekilde tekrarlanır. Her denemede elde edilen su muhtevalarına (x eksen) karşı koni batma miktarları (y eksen) grafik üzerinde işaretlenir. İşaretlenen üç noktaya en iyi uyan doğru çizilir ve 20 mm okumaya karşılık gelen su içeriği zemine ait likit limit değerini verir.



Şekil 5.11. Düşen koni deneyi.

Casagrande ve Koni düşürme yöntemleri ile yürütülen deneylerden elde edilmiş likit limitin bentonit katkısına göre değişim grafiği Şekil 5.12’ de gösterilmiştir. Çok yüksek plastisiteli killer hariç düşen koni yönteminin Casagrande yöntemine göre daha yüksek değerler verdiği, bu değerlerin yaklaşık %2-3 oranında olduğu belirtilmektedir [68]. Yapılan çalışmada sonuçlar bu değerlendirmelere uygunluk sağlamaktadır. Çalışmanın devamında veri çokluğu ve yaygın kullanımı sebebiyle Casagrande yöntemi tercih edilmiş ve irdelemelerde Casagrande deneyinden elde edilen likit limit değerleri kullanılmıştır.



Şekil 5.12. Casagrande ve koni penetrasyon yöntemlerine göre likit limitin bentonit katkısı ile değişimi.

Hidrometre deneyi

Bir viskoz sıvı içinde düşen danelerin hızı danenin çapına ve sıvının yoğunluğuna bağlıdır. Hidrometre deneyinde amaç, düşüş mesafesi ve zaman ile danenin çapını hesaplayarak kil ve silt yüzdeleri bulmaktır.

Hidrometre deneyi için 50 gr etüv kurusu numune alınarak (Şekil 5.13) içerisindeki organik maddeleri yakmak için 150 ml hidrojen peroksit çözeltisi eklenir. Çözelti-zemin karışımı bir gün bekletilerek etüvde kurutulur. Organik maddelerinden ayrışan numuneye 100 ml sodyum heksametafosfat çözeltisi (1000 ml su içinde 40 g sodyum heksametafosfat olacak şekilde) eklenerek danelerin ayrışması sağlanır. Daha sonra mekanik karıştırıcı ile karıştırılan numune 1000 ml' lik mezüre aktarılarak homojen bir süspansiyon oluşturulana kadar çalkalanır. Çalkalama işlemi biter bitmez mezürün sabit sıcaklık seviyeli havuza konulmasıyla hidrometre okumaları eş zamanlı olarak başlatılır ve 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 ,60, 120, 240, 1440 dakikalarınca okumalar yapılır (Şekil 5.14.).



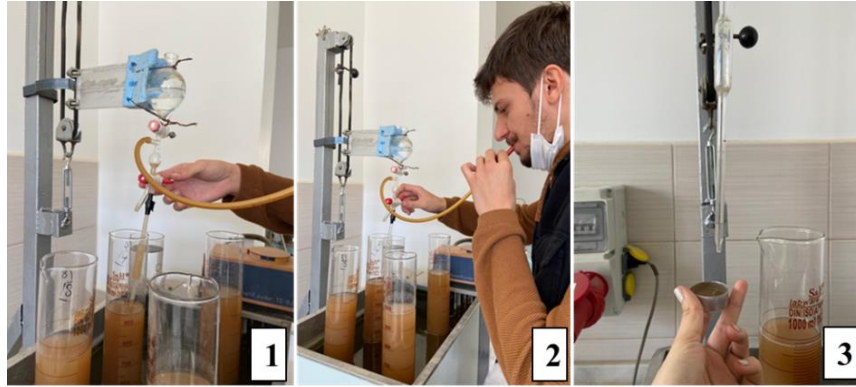
Şekil 5.13. Hidrometre deneyi hazırlığı.



Şekil 5.14. Hidrometre deneyi.

Pipet deneyi

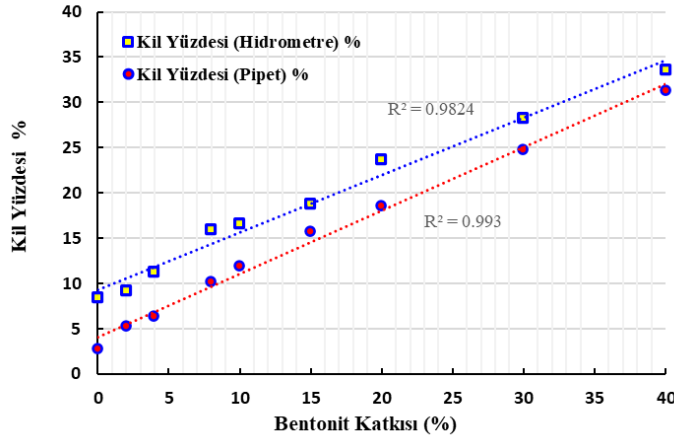
Deney öncesi numune hazırlama işlemi hidrometre deneyinde anlatıldığı gibidir. Numune deneye hazır hale getirildikten sonra, yarım litrelik bir mezürde 10 gram veya bir litrelik bir mezürde 50 gram zemin çözülür. Belirli aralıklarla numune pipeti eriyiğe 10 cm derinliğe kadar daldırılır ve 10 cm^3 numune alınır. Daha sonra alınan bu numunenin suyu buharlaştırılır ve katıların ağırlığı ölçülür. Bu süreler özellikle seçilir, böylece belirli bir çaptan daha büyük olan parçacıklar 10 cm' den daha derinlere çöker ve alınan numune içinde bu çaptan daha küçük olan parçacıklar bulunur. Pipet yönteminde ağırlıkların doğru bir şekilde ölçülmesi çok önemlidir.



Şekil 5.15. Pipet deneyi.

Arel ve Önalp (2012) yaptıkları çalışmada hidrometre testi tarafından belirlenen kil yüzdesinin her zaman pipet testinden yaklaşık yüzde 5 daha yüksek olduğunu göstermişlerdir [69]. Bu etkinin, hidrometrenin süspansiyona yerleştirilmesi sırasında oluşan türbülans kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu fark killer için kabul edilebilir olsa da siltler için önemlidir ve kil içeriğinin pipet testi ile ölçülmesi tavsiye edilir.

Şekil 5.16’da görüldüğü üzere pipet deneyine göre bulunan kil yüzdeleri hidrometre deneyine göre yaklaşık %5 daha düşük çıkmıştır ve daha tutarlıdır. Bu yüzden değerlendirmelerde pipet deneyi sonuçları kullanılmıştır.



Şekil 5.16. Hidrometre ve pipet yöntemlerine göre kil yüzdesinin bentonit katkısı ile değişimi.

Plastik limit

Bu deneyin amacı zemin-su karışımının 3 mm çapında silindirik çubuk şekline çatlamadan getirilebildiği ve bu şekli değiştirmedeği en düşük su içeriği değerinin yani plastik limit değerinin bulunmasıdır.

Plastik limit deneyi için, buzlu cam üzerine serilen numuneye el ayasıyla şekil verilir (Şekil 5.17.). Numune 3 mm inceliğe geldiğinde numune üzerinde çatlamalar ve kopmalar gözlemleniyorsa su muhtevası hesaplanması için bir kaba alınır ve tartılır. 3 mm incelikte çatlamalar gözlemlenmeyen numuneler bir süre daha yoğrulur ve işlemler tekrarlanır. Daha sonra elde edilen numuneler etüve atılarak kurutulur ve kuru ağırlıkları tartılır. Burada bulunan su içeriği zemine ait plastik limit değeridir.



Şekil 5.17. Plastik limit deneyi.

Dane dağılım eğrisi (Granülometre eğrisi)

Zeminin dane dağılım eğrisini elde etmek için, dane çapı 76.2 mm ile 0.074 mm arasında olan kum ve çakıl için elek analizi yapılırken 0.074 mm'den daha küçük daneler (kil ve silt) için hidrometre deneyi veya pipet deneyi uygulanır.

Piknometre deneyi

Özgül ağırlığı bulmak amacıyla ASTM D854-02 standardına uygun şekilde piknometre deneyi yapılmıştır (Şekil 5.18.). Basit bir ifadeyle;

M_1 boş piknometre kütlesi, M_2 Piknometre+zemin kütlesi, M_3 Piknometre+zemin+su kütlesi, M_4 Piknometre+su kütlesi olarak alındığında özgül ağırlık Denklem (5.1) ile bulunur.

$$G_s = \frac{(M_2 - M_1)}{(M_2 - M_1) - (M_3 - M_4)} \quad (5.1)$$



Şekil 5.18. Piknometre deneyi.

5.2. Metot

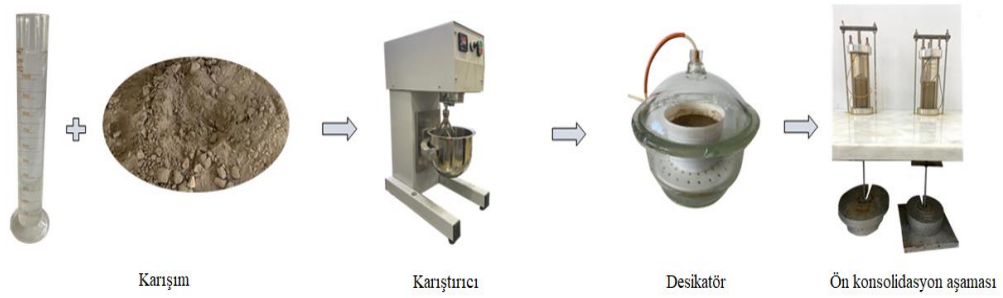
5.2.1. Bulamaç yöntemi ile numune hazırlama

Numune hazırlama metodunun laboratuvar deneylerinde zemin davranışı üzerindeki etkisini görmezden gelmek zordur. Laboratuvarda yeniden oluşturulmuş numunelerde kontrol edilen temel parametre su içeriği, yoğunluk veya boşluk oranıdır. Başlangıç durumuna ve arzu edilen zemin parametrelerine bağlı olarak çeşitli numune hazırlama teknikleri geliştirilmiştir. Üç eksenli hücre kesme deneyleri için tercih edilen numune hazırlama teknikleri: Islak tokmaklama, kuru yağmurlama, suda yağmurlama ve bulamaç yöntemi (slurry method) olarak özetlenebilir.

Islak tokmaklama yöntemi ile numune hazırlamada, zemin daneleri arasındaki su emme kuvvetleri siltli zeminlerde diğer zeminlere oranla daha büyüktür ve dourma işlemi sırasında daneler arasındaki su emme kuvvetlerinin ortadan kalkması nedeniyle numuneler büyük deformasyonlara uğrayabilecek kadar gevşek bir duruma gelebilirler (Casagrande 1976; Chang ve diğ. 1982) [70]. Kuru ve suda yağmurlama tekniklerinin dezavantajı ise daneler arası segregasyona yol açmalarıdır.

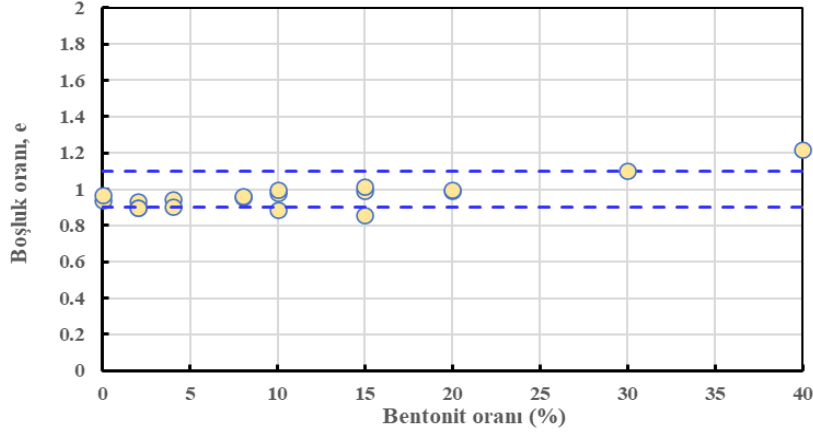
Yağmurlama teknikleriyle ilişkili segregasyon problemlerinden (Kuerbis ve diğ., 1988) [71] kaçınmak ve homojen numuneler oluşturmak için bu çalışma kapsamında bulamaç (slurry) yöntemi ile numune hazırlanması tercih edilmiştir.

Yapılan çalışma kapsamında hazırlanan kuru karışımlar likit limit değerlerinin 1.3 katı oranında su muhtevasına karşılık gelecek ölçüde su eklenerek bir karıştırıcı yardımıyla karıştırılıp homojen bir bulamaç haline getirilmişlerdir. Ardından numuneler, vakum işlemine tabi tutulmuşlar ve böylece numunelerin içerisindeki havanın alınması sağlanmıştır. Ön konsolidasyon işlemi için hazırlanan bulamaç bir plastik cam içine yerleştirilmiştir (Şekil 5.19). Böylece, numune ön konsolidasyona hazır hale gelmiştir. Konsolidasyon aşamasında numuneler 100 kPa'lık gerilmeye tabi tutulmuştur. Şekil 5.19'da bulamaç (slurry) hazırlama aşamaları şematik olarak sunulmuştur.



Şekil 5.19. Bulamaç (slurry) yöntemi şematik gösterimi.

Şekil 5.20'de bulamaç yöntemi ile hazırlanan yapay numunelerin kil oranları ile boşluk oranları arasındaki ilişki verilmiştir. Buradan artan bentonit kili yüzdesine karşın boşluk oranlarında önemli bir değişiklik olmadığı, boşluk oranının genellikle 0.90-1.10 gibi dar bir aralıkta kaldığı anlaşılmaktadır. Bu durumun bulamaç yöntemi ile hazırlanacak yapay numunelerin başlangıç koşullarının benzer olmasının sağlanacağına bir göstergesi olduğu düşünülmektedir. Ayrıca bu yöntemin fluvial kökenli bir zemin numunesinin doğadaki çökme ortamına benzer koşulları sunduğunu söylemek yanlış olmayacaktır.



Şekil 5.20. Yapay numunelerde bentonit yüzdesi-boşluk oranı ilişkisi.

5.2.2. Konsolidasyon deneyleri

Konsolidasyon deneyleri bulamaç yöntemiyle hazırlanan numunelerin 100 kPa düşey gerilme altında konsolide edilmesi ile hazırlanan numuneler üzerinde yapılacaktır. Ön konsolidasyona bırakılan yeniden oluşturulmuş numunelerin konsolide işlemleri ağırlıkların aşamalı yüklenmesi ile 3 ile 7 gün arasında sürmüştür.

Yeniden oluşturulmuş numuneler 50 mm çapında ve 20 mm yüksekliğinde paslanmaz çelik konsolidasyon halkasına örselenme olmadan yerleştirilmiş, alt ve üst yüzeyler halka ile aynı hizada olacak şekilde düzeltilmiş ve yüzeyler arasında paralellik sağlanarak konsolidasyon deneyleri başlamak üzere hale getirilmiştir (Şekil 5.21.).



Şekil 5.21. Numunenin konsolidasyon halkasına yerleştirilmesi.

Bu adımlar uygulanırken numunenin su içeriğinin korunması adına çalışma ortamının sıcaklığı ve deneyi hazırlama süresi gibi ayrıntılara dikkat edilmiştir. Bu işlemlerden önce kullanılacak konsolidasyon halkası hassas terazide tartılmış ve halka ağırlığı

deney f6yüne not alınmıştır. Aynı şekilde elik halkaya numune yerleştirme işlemi ardından numune ve halka birlikte tartılarak not alınmıştır.

Konsolidasyon halkasının içindeki numunenin alt ve st yüzünü kaplayacak şekilde filtre kağıtları yerleştirilerek (şekil 5.22) g6zenekli diske (poroz taş) oturtulmuştur. Bu işlemin ardından bu birleşim konsolidasyon hücresine yerleştirilmiş ve st kısma da g6zenekli disk konarak bunun ardından yükleme plakası ile birlikte hücreye ortalanmış ve yerleştirme halkasıyla birlikte vidalarla konsolidasyon hücresine sabitlenmiştir. B6ylece konsolidasyon hücresi, 6dometre düzeneğine yerleştirmek için hazır hale getirilmiştir. 6dometre yükleme düzeneğine yerleştirilen hücrenin yükleme başlığına, yükleme uygulayan kol dengelenerek eksenel gerilmeyi iletcek şekilde yerleştirilmiştir. Deney düzeneği hassaslık açısından düz bir zeminde ve korunaklı bir alanda bulunmaktadır. Yükleme kolu hassas bir şekilde yatay duruma getirilerek yükü aktaracak parça yükleme başlığına değecek şekilde ayarlanmış, mekanik mikrometre, yükleme başlığına deformasyonu 6lebilecek şekilde sabitlenmiştir. Konsolidasyon hücresinin içerisine su doldurularak deney başlatılmaya hazır hale getirilmiş ve aşamalı yükleme işlemi başlatılmıştır.



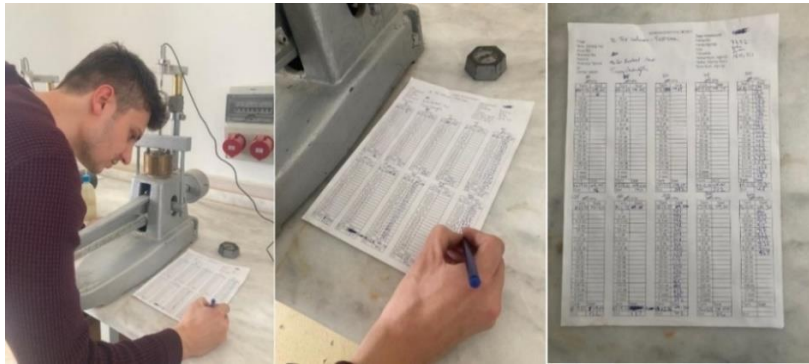
şekil 5.22. Konsolidasyon deneyi.

Deney aşamasında numuneye uygulanacak yükler sırası ile 10-25-50-75-100-125-150-200-300-400-100-400-800-1600 kPa olarak arttırılmış ve her yükleme kademesinde bir gün süre ile beklenmiştir (şekil 5.23).



Şekil 5.23. Konsolidasyon deneyinde yükleme.

Konsolidasyon deneyinin yükleme aşamalarında 100-200-400 kPa yükleme değerlerinde tam seri okuma yapılmıştır. Konsolidasyon saati sıfırlanıp gerekli konsolidasyon bilgileri föye not alınmıştır. Bu işlem ardından yük, sisteme eklenerek kaldırkaç kolunu tutan aparat çevrilerek sistemin yükü alması sağlanmış, yükün etki ettiği analog saatin hareket etmesi ile teyit edilmiştir. Bu aşamada bir yandan da kronometre aktif hale getirilmiş ve belirli süreler sonunda göstergeden deformasyon okumaları not edilmiştir. Bu okumaların, yükün uygulandığı andan itibaren 0, 4'', 8,5'',15'', 30'', 1', 2,25', 4', 6,25', 9', 16', 25', 36', 49', 64', 81', 100', 121', 4, 9 ve 24 saat sonunda not alınması, konsolidasyon katsayısının tayini için gereklidir (Şekil 5.24.).



Şekil 5.24. Konsolidasyon okumaları.

Her bir deney sona erdiğinde numune ve konsolidasyon halkası birlikte hassas terazide tartılmış, bu işlemin ardından numune konsolidasyon halkasından çıkartılarak etüve konulmuştur (Şekil 5.25.). Numuneler en az 24 saat sonunda etüvden çıkarılarak tekrardan tartılmıştır. Bu işlemlerin ardından kuru numune ağırlığı belirlenmiş ve gerekli hesaplamalar yapılmıştır.



Şekil 5.25. Konsolidasyon deneyi öncesinde numune tartımı.

5.2.3. Düşen seviyeli permeabilite deneyi

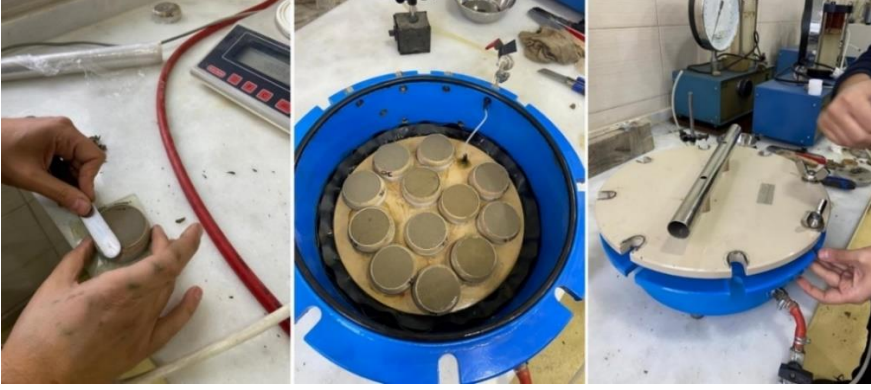
Geçirimsizliği düşük olan ince daneli (kil, silt) zeminler için uygun olan düşen seviyeli permeabilite deneyi önceden bahsedildiği gibi ön konsolidasyona tabi tutulan ve doygunluğa ulaşan deney numunelerinde yapılmıştır. Doygunluğundan emin olunan zemin numunesinin üzerine saydam ve standartlara uygun bir boru yerleştirilmiş ve bu boru su ile doldurulmuştur. ASTM D-5084 standartlarınca uygulanan bu deneyde düşüm yüksekliği belirlendikten sonra borudaki su düşüme bırakılmış ve zemin numunesinin içinden geçen su sistemden dışarı verilmiştir. Bu düşüm ve geçen süre deney föyüne not alınarak uygun hesaplamalarla zeminin geçirimsizlik katsayısı hesaplanmıştır (Şekil 5.26).



Şekil 5.26. Düşen seviyeli permeabilite deneyi.

5.2.4. Basınç plakası deneyi

Basınç plakası deneyinde önce doymuş hale getirilmiş ve ön konsolide edilmiş zemin numuneleri deneye hazır hale getirilmiştir. Deneye başlamadan önce seramik disk önceden elde edilmiş saf (distile) su ile doyurulmuştur. Doyurma aşamasında seramik disk gözeneklerde hava kabarcıkları oluşmaması amacı ile küçük değerlerde basınç (5-10 kPa) uygulanmıştır. Desikatörde bekletilen seramik doymuş hale geldikten sonra deney başlanması için uygun hale gelmiştir. Bu aşamalar tamamlandıktan sonra numuneler seramik diske yerleştirilmiştir (Şekil 5.27). Plakanın kapağı hava giriş-çıkışı engelleyecek şekilde özenle kapatılmış ve basınç uygulanmaya başlanmıştır. Oluşan kılcal gerilme sonucunda zemin numunesinden su çıkışı olmuş ve denge noktasına gelene kadar beklenen süre sonucunda plaka açılıp tartım yapılmıştır. Bu işlem belirlenmiş basınç değerlerince tekrarlanmış ve o basınç değerlerinde elde edilen su muhtevaları not alınarak eğri çizilmiştir.

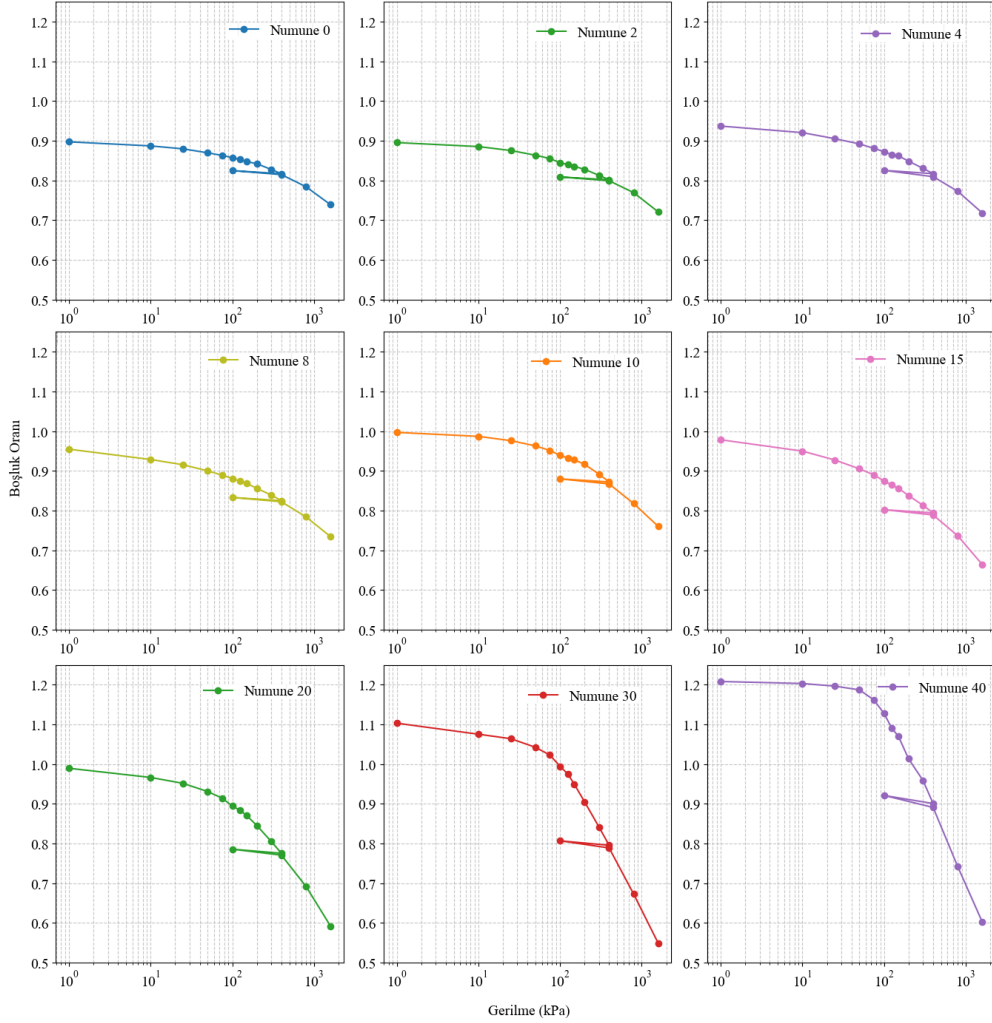


Şekil 5.27. Basınç plakası deneyi.

6. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

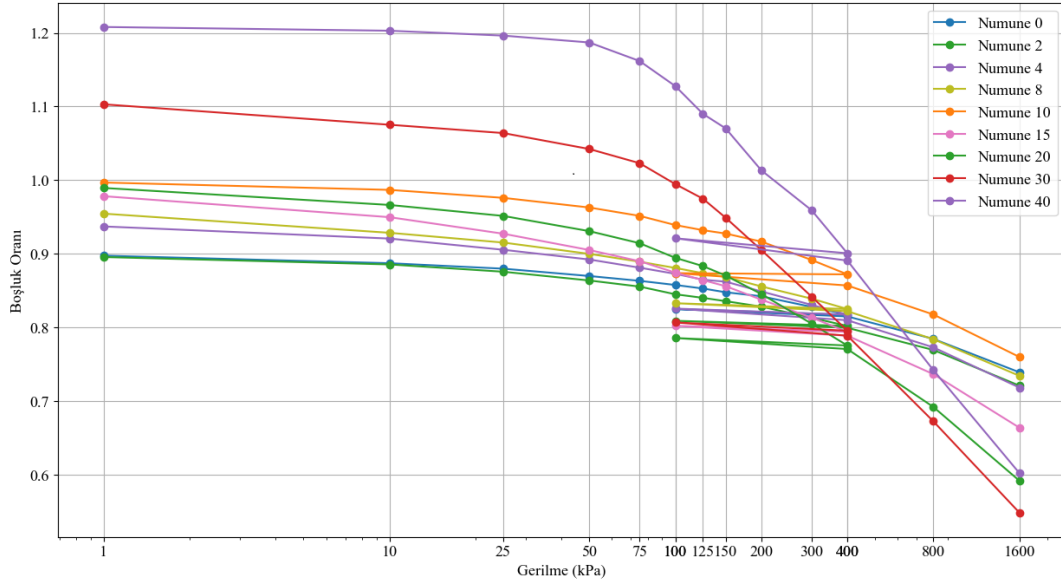
6.1. Konsolidasyon Deneyi Sonuçları

Konsolidasyon deneyleri sonucunda farklı oranda bentonit kili içeren silt numunelerin hem fiziksel deney sonuçları hem de konsolidasyon deneyi sonucu sıkışma ($e-\sigma(\log)$) eğrileri elde edilmiştir. Sıkışma ($e-\sigma(\log)$) eğrileri tek tek ve bir bütün halinde Şekil 6.1’ de verilmiş, devamında ise çalışmadan elde edilen parametreler olarak sıkışma katsayısı (a_v), sıkışma indisi (C_c), yeniden sıkışma indisi (C_r), konsolidasyon katsayısı (c_v), ön konsolidasyon basıncı (σ_c) sonuçları irdelenmiştir.



Şekil 6.1. Mevcut ($e-\sigma(\log)$) eğrileri (ayrı grafik).

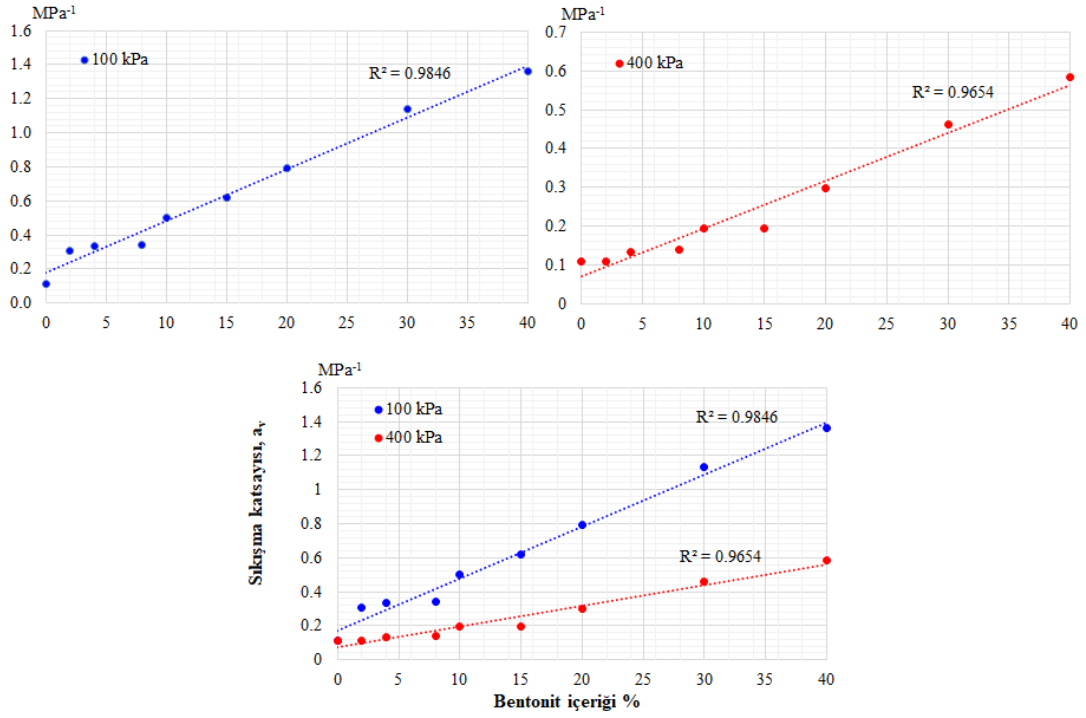
Konsolidasyon eğrilerine bakıldığında genel olarak numunelerin kil oranı arttıkça başlangıç boşluk oranının daha büyük olduğu ve boşluk oranındaki değişimin daha çok olduğu görülmüştür. Yine kil oranı artan numunelerde eğrinin dönüş noktasının belirginliği artmıştır (Şekil 6.2).



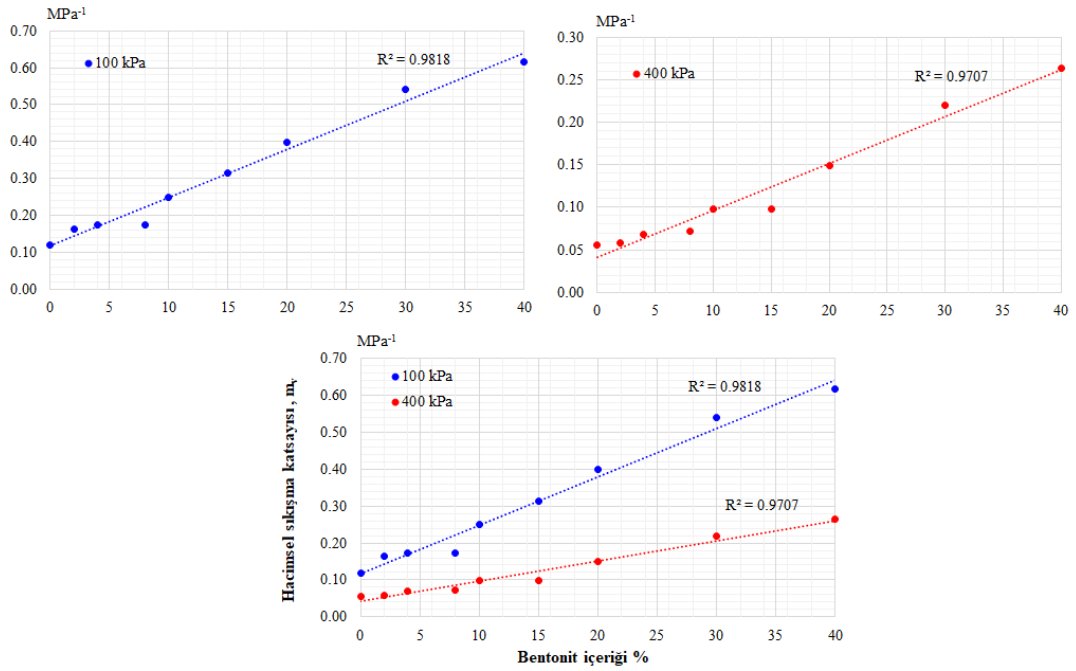
Şekil 6.2. Mevcut (e-σ(log)) eğrileri (tek grafik).

6.1.1. Sıkışma katsayısı (a_v) ve hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) sonuçları

Şekil 6.3 ve Şekil 6.4' de numunelerin $\sigma=400$ kPa ve $\sigma=100$ kPa' daki sıkışma katsayısı (a_v) ve hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) değerleri bentonit içeriğinin değişimine göre noktalanmıştır.



Şekil 6.3. Sıkışma katsayısı değerleri.



Şekil 6.4. Hacimsel sıkışma katsayısı değerleri.

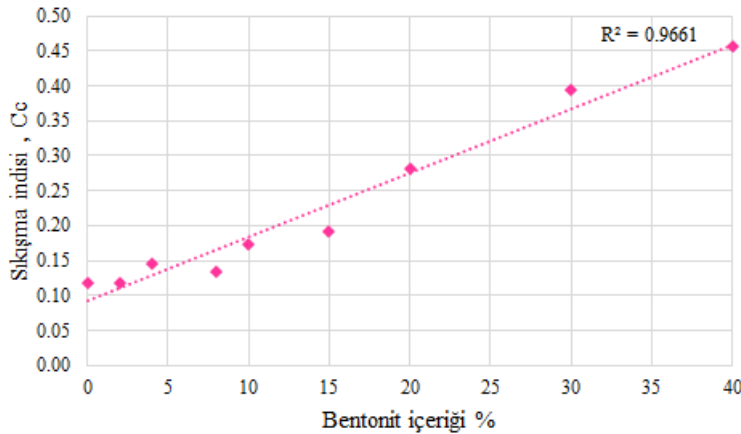
Mevcut grafikler incelendiğinde bentonit içeriği yüzdesine göre sıkışma katsayısının ve hacimsel sıkışma katsayısının lineer artış gösterdiği anlaşılmaktadır. 100 kPa ve 400 kPa gerilme altında oluşan sıkışma katsayıları daha düşük bentonit yüzdelerinde

birbirlerine daha yakın değerler alırken bentonit içeriği arttığında 100 kPa' da oluşan a_v ve m_v değerlerinin daha fazla artış gösterdiği bulunmuştur.

Tablo 2.1' de Domenico ve Miffilin (1965) tarafından yapılmış çalışmalara bakıldığında bu çalışmada 400 kPa gerilme durumunda elde edilen hacimsel sıkışma katsayısı m_v değerleri ile daha çok benzerlik ve tutarlılık taşıdığı görülmektedir [10, 69].

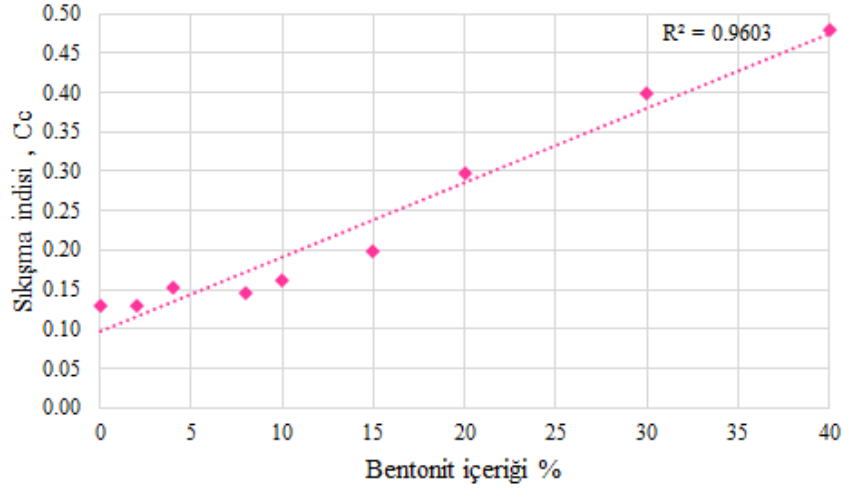
6.1.2. Sıkışma indisi (C_c) ve yeniden sıkışma indisi (C_r) sonuçları

Konsolidasyon deneyleri sonrasında her karışım numune için boşluk oranı-gerilme ($e-\sigma(\log)$) eğrileri çizilmiş, sıkışma indisi (C_c) ve yeniden sıkışma indisi (C_r) değerleri bulunmuştur. Şekil 6.5 ve Şekil 6.6' da sıkışma indisi (C_c), Şekil 6.7' de ise yeniden sıkışma indisi (C_r) değerlerinin kil oranı ile değişimi noktalanmıştır. Tablo 6.2' de belirli zeminler için bulunmuş sıkışma indisi ve yeniden sıkışma indisi korelasyon bağıntıları literatür taranarak verilmiştir. Tipik sıkıştırma indisi değerleri ise Tablo 6.3' te özetlenmiştir.

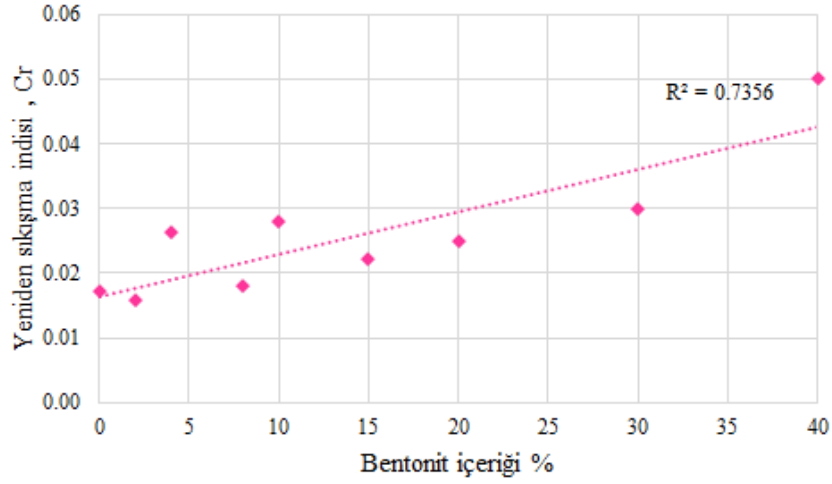


Şekil 6.5. Bentonit içeriği değişimine göre sıkışma indisi değerleri (200-1600 kPa).

Şekil 6.5' te sıkışma indisi ve bentonit içeriği yani dolaylı yoldan kil yüzdesi artışına bağlı doğrusal bir ilişki belirlenmiştir. Numunedeki kil oranı arttıkça sıkışma indisinde artış hem sıkışma hem de yeniden sıkışma eğrilerinde görülmektedir.



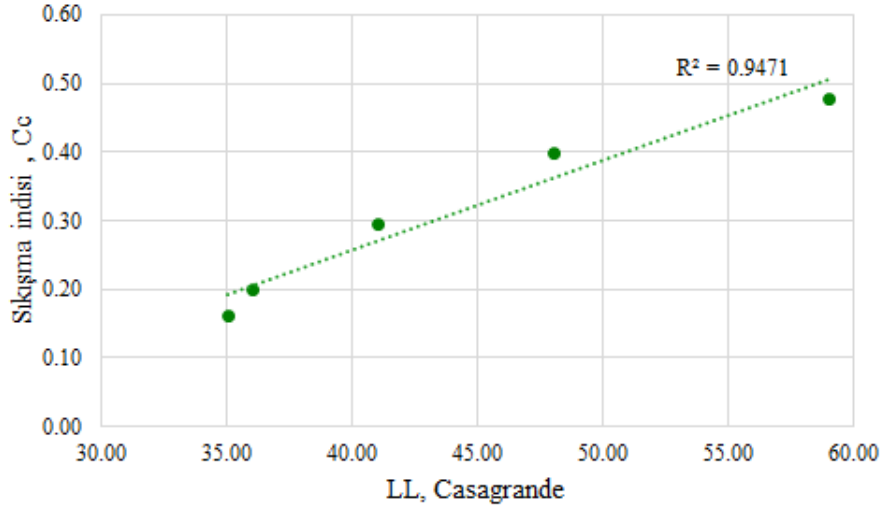
Şekil 6.6. Bentonit içeriği değişimine göre sıkışma indisi değerleri (400-1600 kPa).



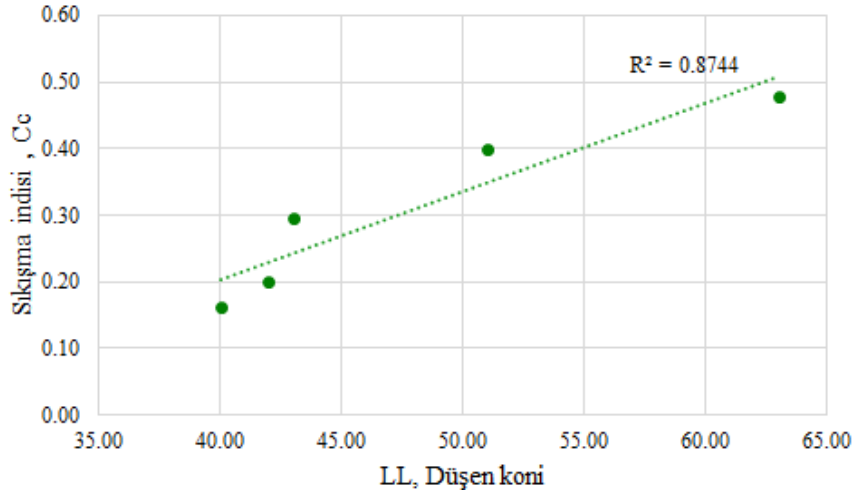
Şekil 6.7. Bentonit içeriği değişimine göre yeniden sıkışma indisi değerleri (400-100 kPa).

Sıkışma indisine oranla yeniden sıkışma indisinin noktalanın değerlerinin daha dağınık olduğu görülmektedir. Silt yüzdesi baskın (bentonit katkısı düşük) numunelerde sıkışma indisindeki doğrusal artış, yeniden sıkışma indisi değerlerinde elde edilememiştir.

Sıkışma indisi ile likit limit değerleri arasındaki ilişki Şekil 6.8’ de Casagrande metoduna göre, Şekil 6.9’ da ise düşen koni metoduna göre ayrı ayrı gösterilmiştir. Bu ilişkilere bakıldığında çalışma kapsamında Casagrande metodu ile bulunmuş likit limitler ile sıkışma indisleri arasında daha tutarlı bir ilişki gözlemlenmiştir.



Şekil 6.8. Sıkışma indisi (C_c) ve (Casagrande) likit limit değerleri ilişkisi.



Şekil 6.9. Sıkışma indisi (C_c) ve (düşen koni) likit limit değerleri ilişkisi.

Tablo 6.1. Literatürdeki C_c korelasyonları [10].

Korelasyon	Zemin türü	Referans
$C_c = 0.009$ (w_L-10)	Hassaslık seviyesi 4'ten az örülenmemiş kil	Terzaghi ve Peck (1948)
$C_c = 0.007$ (w_L-10)	Yeniden yoğrulmuş kil	Skempton (1944)
$C_c = 0.0046$ (w_L-9)	Sao Paulo, Brezilya kili	Cozzolino (1961)
$C_c = 0.0186$ (w_L-30)	Yumuşak siltli Brezilya kili	Cozzolino (1961)
$C_c = 0.01$ (w_L-13)	Tüm killer	USACE (1990)
$C_c = 0.008$ ($w_L-8.2$)	Indiana zeminleri	Lo ve Lovell (1982)

Tablo 6.1. (Devamı) Literatürdeki C_c korelasyonları [10].

Korelasyon	Zemin türü	Referans
$C_c = 0.21 + 0.008 w_L$	Örselenmiş ve yumuşak Bangkok killeri	Balasubramaniam ve Brenner (1981)
$C_c = 0.30 (e_0 - 0.27)$	İnorganik silt kil	Hough (1957)
$C_c = 1.15 (e_0 - 0.35)$	Tüm killer	Azzouz ve ark. (1976)
$C_c = 0.75 (e_0 - 0.50)$	Düşük plastisiteye sahip zeminler	Azzouz ve ark. (1976)
$C_c = 0.4 (e_0 - 0.25)$	Yunanistan ve ABD bölgelerinden killer	Azzouz ve ark. (1976)
$C_c = 0.54 (e_0 - 0.35)$	Tüm killer	Nishida (1956)
$C_c = 0.22 + 0.29e_0$	Örselenmiş ve yumuşak Bangkok killeri	Balasubramaniam ve Brenner (1981)
$C_c = 0.496e_0 - 0.195$	Indiana zeminleri	Lo ve Lovell (1982)
$C_c = 0.40 (e_0 - 0.25)$	Yunanistan ve ABD bölgelerinden killer	Azzouz ve ark. (1976)
$C_c = 0.0115w_n$	Organik zemin, turba	USACE (1990) ve
$C_c = 0.012w_n$	Tüm killer	USACE (1990)
$C_c = 0.01 (w_n - 5)$	Yunanistan ve ABD bölgelerinden killer	Azzouz ve ark. (1976)
$C_c = 0.0147w_n - 0.213$	Fransız kili	Balasubramaniam ve Brenner (1981)

Literatüre bakıldığında çoğu çalışma kil zemin numunelerinde olduğu için kil yüzdesi artan numunelerde ilişki sağlansa da kil içeriği düşük, silt içeriği yüksek olan numunelerde tutarlı bir ilişki gözlemlenmemektedir. Kaufman ve Sherman (1964) [72] siltli zeminlerde sıkışma indisi değerlerini 0.16-0.84 aralığında ve ABD ordusu ise mühendis el kitabında 0.20 değerlerindeki aralıklarda tanımlamıştır [11, 12]. Killerin sıkışabilirliğine göre sınıflandırması ise Tablo 6.2' de gösterilmiştir. Bu sıkışabilirliklere göre %15 bentonit katkılı numune orta düzeyde sıkışabilirliğe sınır çizgisi oluşturacak değer olarak bulunmuştur.

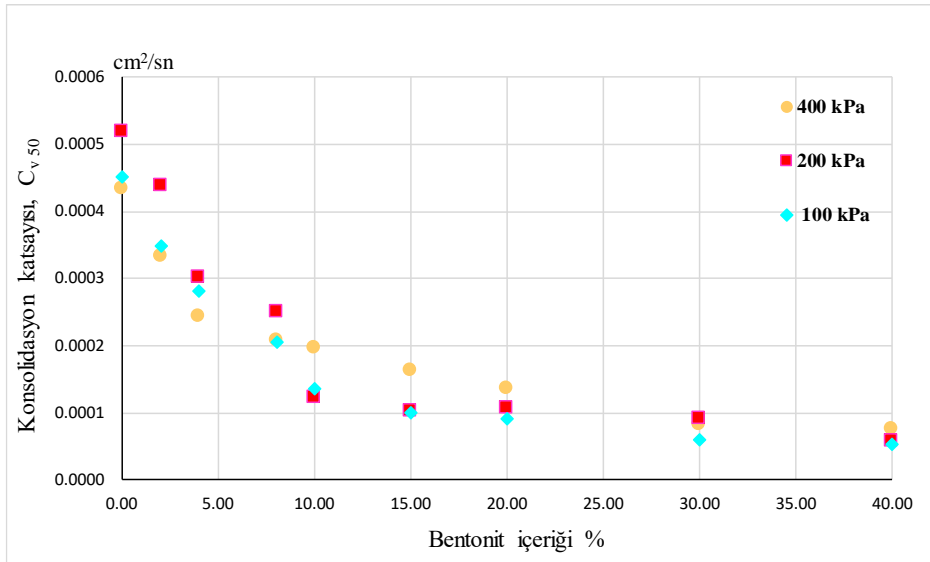
Tablo 6.2. Killerin sıkıştırılabilirliğe göre sınıflandırılması [9].

Sıkıştırılabilirlik	C_c
Hafif veya düşük	<0.2
Orta düzeyde	0.2-0.4
Yüksek	>0.4

6.1.3. Konsolidasyon katsayısı (c_v) sonuçları

Tez kapsamında yapılan deneylerde her numune için, 100-200-400 kPa yüklemelerinde zamana bağlı sıkışma okumaları alınmıştır. Bu okumalarla Casagrande logaritmik yöntem ve Taylor karekök yöntemi ile konsolidasyon katsayısı (c_v) değerleri hesaplanmıştır. Numunelere uygulanan yüklerle ters orantılı olarak t_{50} değerleri azalmakta, numunelerde kil yüzdesi arttıkça t_{50} değerleri doğru orantılı olarak artmaktadır.

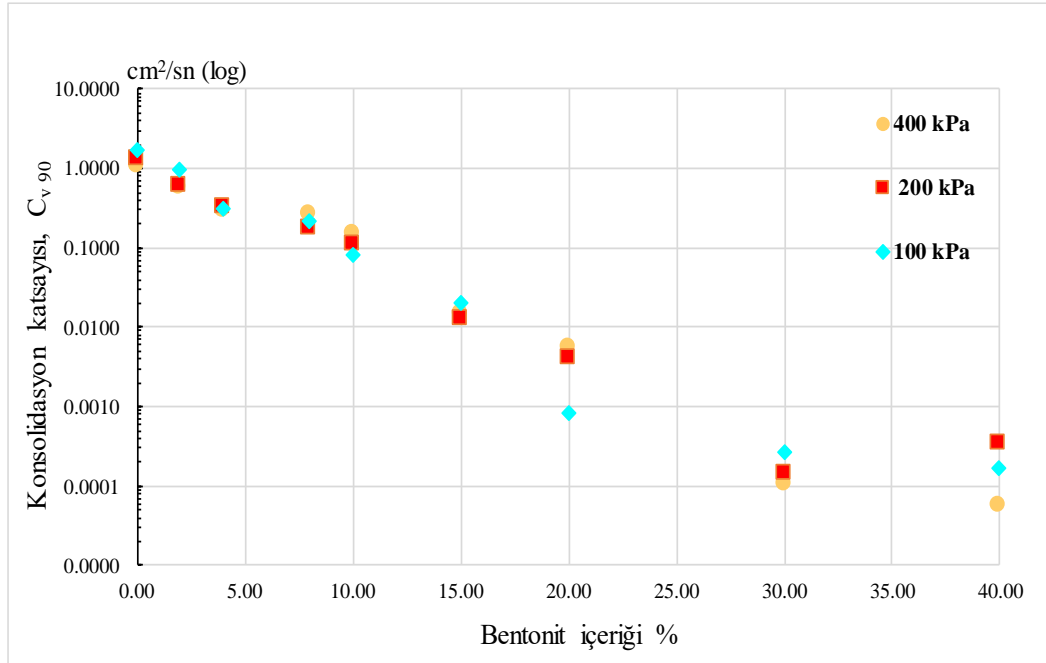
Şekil 6.10.'da görüldüğü gibi kil yüzdesinin artışı ile Casagrande logaritmik yöntemle elde edilen konsolidasyon katsayısı değerlerinde ters orantılı olarak azalma gözlemlenmiştir. Konsolidasyon katsayısı değerlerinde ise bir azalma meydana gelmiştir.



Şekil 6.10. Casagrande logaritmik yöntemine göre elde edilen konsolidasyon katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi.

6.1.4. Taylor karekök yöntemi ile konsolidasyon katsayısı (c_v) sonuçları

Elde edilen okumalar ve hesaplamalar sonucunda 100-200-400 kPa yüklemelerinde her numune için zaman-deformasyon eğrisi çizilip, t_{90} değerleri tespit edilip konsolidasyon katsayısı (c_v) değerleri hesaplanmıştır. Numunelere uygulanan yüklemelerin artması ile t_{90} değerleri ters orantılı olarak azalmakta, numunelerde kil oranı arttıkça t_{90} değerleri doğru orantılı olarak artmaktadır. Şekil 6.11' de numunelerin farklı yüklemelerdeki konsolidasyon katsayısı (c_v) değerleri ile kil oranı değişimi noktalanmıştır. Şekil 6.11' de görüldüğü gibi kil oranı arttıkça Taylor karekök yöntemine göre elde edilen konsolidasyon katsayısı değerlerinde çok fazla olmasa da yine de belirgin bir azalma gözlemlenmiştir. Konsolidasyon katsayısı değerlerinde 100 kPa, 200 kPa ve 400 kPa yüklemelerinde ise doğrusal bir azalma oluşmuştur.

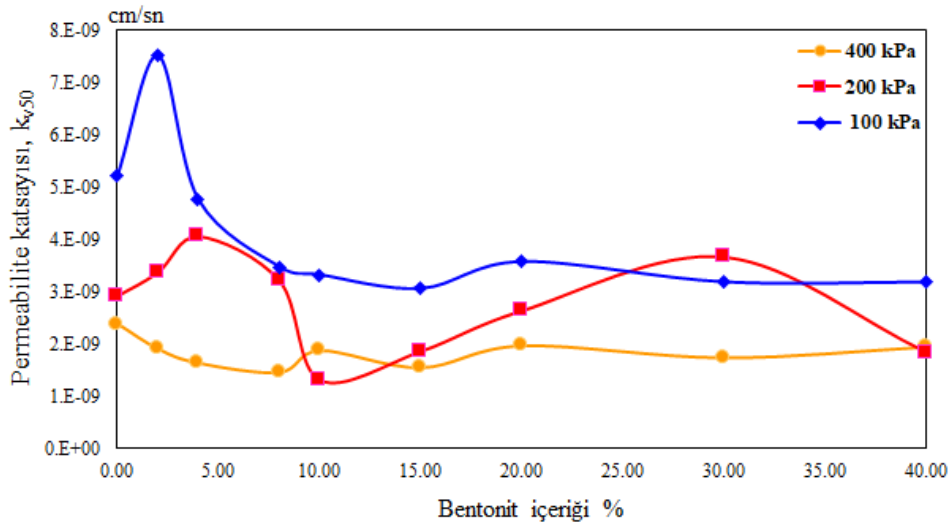


Şekil 6.11. Taylor karekök yöntemine göre elde edilen konsolidasyon katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi.

Bu çalışmada elde edilen deney sonuçları, Tablo 2.2' de farklı zemin tipleri için verilen konsolidasyon katsayıları değerleri ile kıyaslandığında silt baskın numunelerin ve kil baskın numunelerin mevcut literatüre kısmen uygunluk gösterdiği anlaşılmaktadır. Literatürdeki çalışmalarda benzer zeminlerin konsolidasyon katsayıları bölgesel olarak farklılık gösterse de incelenen silt ve kil baskın zeminlerin konsolidasyon katsayısı değerlerinin farkı, tez kapsamında yapılmış çalışmalarda da görülmüştür.

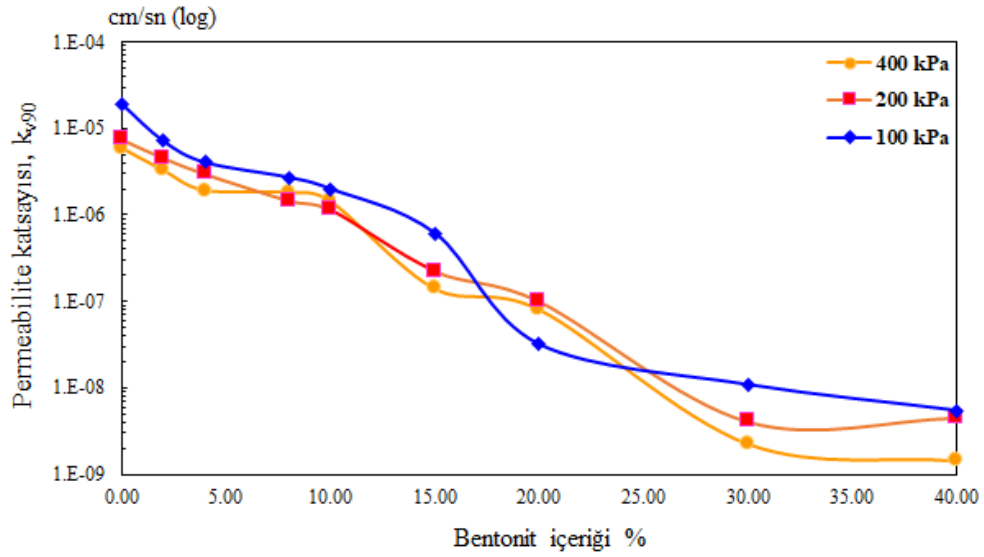
6.1.5. Konsolidasyon deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları (k_v) sonuçları

Tez kapsamında yapılan deneylerde farklı kil içerikli her numune için, 100-200-400 kPa yüklemelerinde zamana bağlı olarak sıkışma okumaları sonucunda permeabilite, k_v (geçirimsizlik) katsayıları da hesaplanmıştır. Casagrande logaritmik yöntemi ve Taylor karekök yöntemi ile konsolidasyon katsayısı (c_v) değerlerinin bulunması ardından k_{v50} ve k_{v90} değerleri hesaplanmıştır. Bu değerler Şekil 6.12 ve Şekil 6.13'te verilmiştir.



Şekil 6.12. k_{v50} permeabilite katsayısı değerlerinin bentonit içeriği ile değişimi.

Değerleri hesaplanan k_{v50} ve k_{v90} permeabilite katsayısı değerleri incelendiğinde çalışılan deney numuneleri için k_{v50} değerleri; c_{v50} değerlerinde olan kil yüzdesindeki artış ve konsolidasyon katsayısındaki düşüşe kıyasla benzer bir değişim göstermemiş (Şekil 6.12.) ve tutarlı sonuçlar elde edilememiştir. Diğer permeabilite katsayısı olan k_{v90} değerlerine bakıldığında ise Şekil 6.13' ten yorumlanabileceği gibi literatüre uygun ve tutarlı sonuçlar elde edilmiştir.

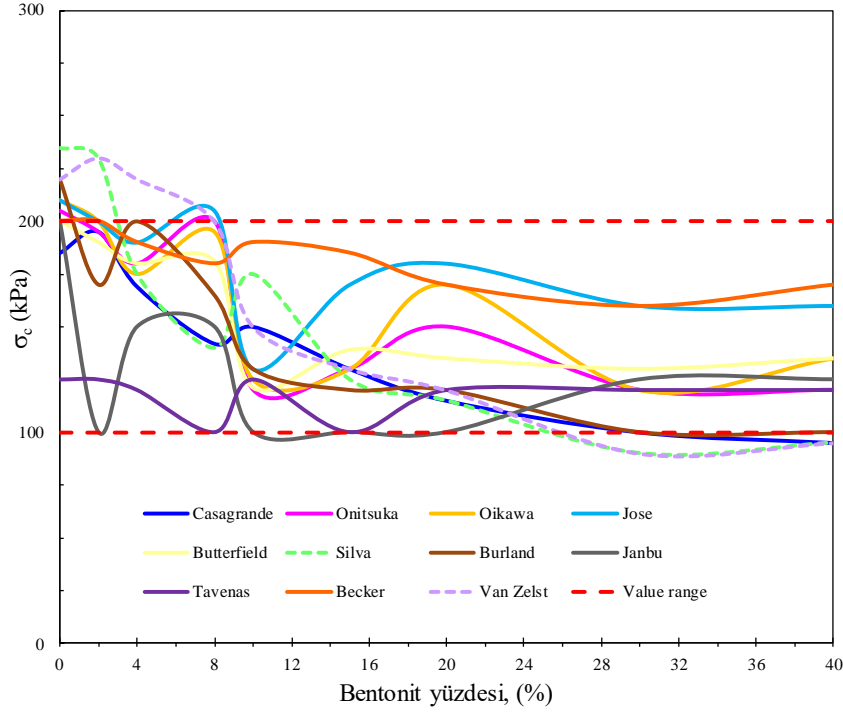


Şekil 6.13. k_{v90} permeabilite katsayısı değerlerinin bentonit içeriği oranı ile değişimi.

6.1.6. Farklı metotlarla bulunan ön konsolidasyon basıncı (σ_c) değerlerinin karşılaştırılması ve irdelenmesi

Ön konsolidasyon basıncı üzerinde birçok etken olabilme ihtimali olmasına karşın bu çalışmada standart boyutlarda hazırlanan numuneler farklı metotlar çerçevesinde incelenmiştir.

Yapılan çalışmada 100 kPa düşey gerilme altında konsolide edilen numuneler kullanıldığından aslında numunelerin ön konsolidasyon basıncı değerlerinin 100 kPa civarında olması beklenmiştir. Literatürde ön konsolidasyon basıncını belirlemede kullanılan metotlar genellikle kil içeriğinin baskın olduğu, yüklemenin aşamalı olarak yapıldığı durumlar için üretilmiştir. Mevcut birçok yöntem incelendiğinde, Şekil 6.14' te de görüldüğü gibi tez kapsamındaki numuneler için ön konsolidasyon basıncı değerleri daha çok 100-200 kPa arasında hesaplanmış ve özellikle silt içeriğinin fazla, kil içeriğinin daha düşük oranda olduğu numunelerde bu değer 200 kPa değerini aştığı da görülmüştür. Böylece silt içeriğinin arttığı numunelerde mevcut yöntemlerin büyük bir kısmı beklenen değerleri yansıtmamaktadır.



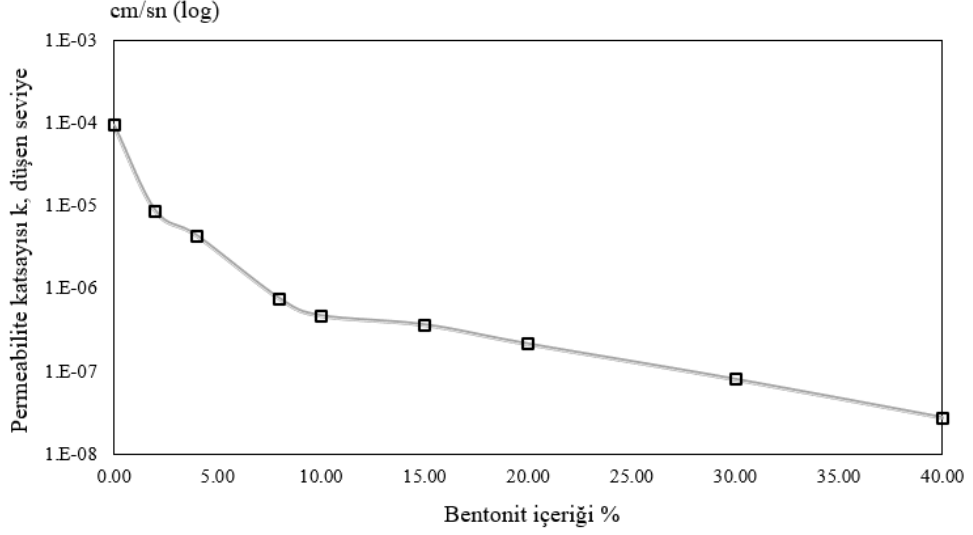
Şekil 6.14. Ön konsolidasyon basıncı değerlerinin farklı yöntemlere göre bentonit yüzdesi ile değişimi.

Bilinen ön konsolidasyon basıncı değeri karşılaştırıldığında Casagrande, Butterfield, Burland gibi çok kullanılan ön konsolidasyon basıncı bulma yöntemleri, numunelerdeki kil oranı arttıkça pratik olarak doğru sonucu bulmaya yaklaşmakta, ancak silt oranı daha fazla olan numunelerde hatalı sonuçlar verebilmektedir. Uygulanan metotlar arasında siltli zeminler için gözlemlenen en başarılı ön konsolidasyon basıncı bulma yöntemi Tavenas yöntemi olarak tespit edilmiştir.

6.2. Permeabilite (Geçirimsizlik) Deneyi Sonuçları

6.2.1. Düşen seviye permeabilite deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları (k) sonuçları

Siltli ve killi ince daneli zeminler için permeabilite katsayısı değerinin ölçümü için uygulanan düşen seviyeli permeabilite deneyi sonuçları Şekil 6.15.' de verilmiştir.

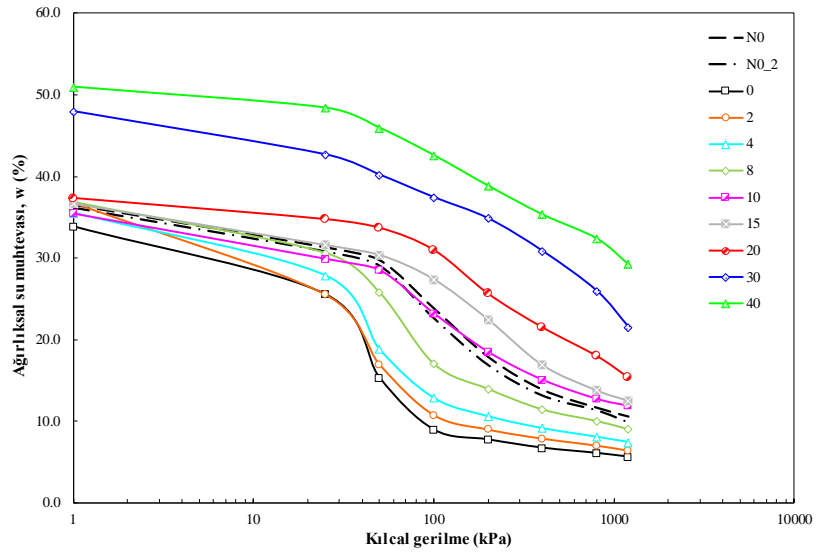


Şekil 6.15. Düşen seviye permeabilite deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları (k_v).

6.3. Basınç Plakası Deney Sonuçları

6.3.1. Su muhtevası-kılcal gerilme ilişkisi

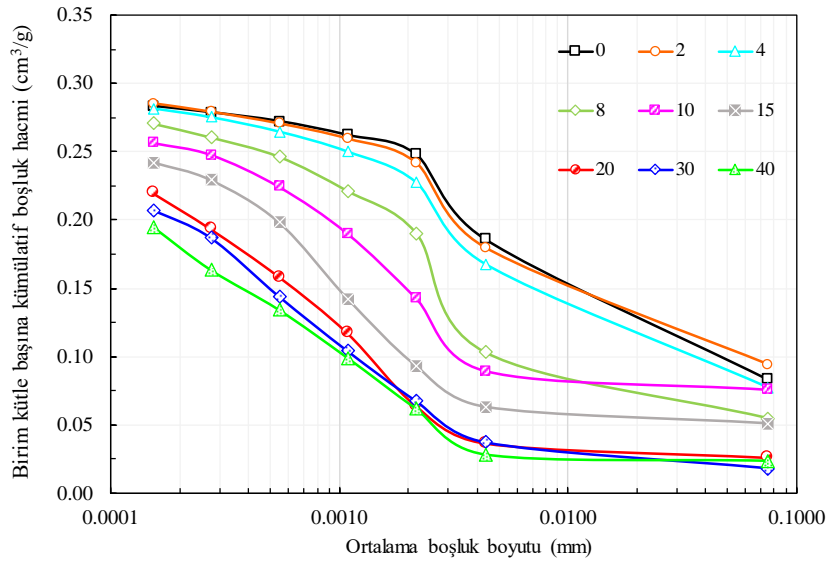
Zemindeki su miktarı, üç farklı değişkenle ifade edilmektedir. Bunlar; gravimetrik su içeriği, hacimsel su içeriği ve doygunluk derecesidir. Yapılan tez çalışmasında gravimetrik su içeriği ile olan ilişki değerlendirilmiş, ön konsolidasyona tabi tutulan zemin numunelerinin kılcal gerilme etkisinde, zeminin su muhtevası değişimini ve SWC eğrisinden faydalanarak birbirleriyle kıyasla boşluk boyutu geometrisini incelemek amaçlı basınç plakası deneyi yapılmış ve SWC eğrileri çizilmiştir (Şekil 6.16).



Şekil 6.16. Basınç plakası deney kılcal gerilme-ağırlıksal su muhtevası grafiği.

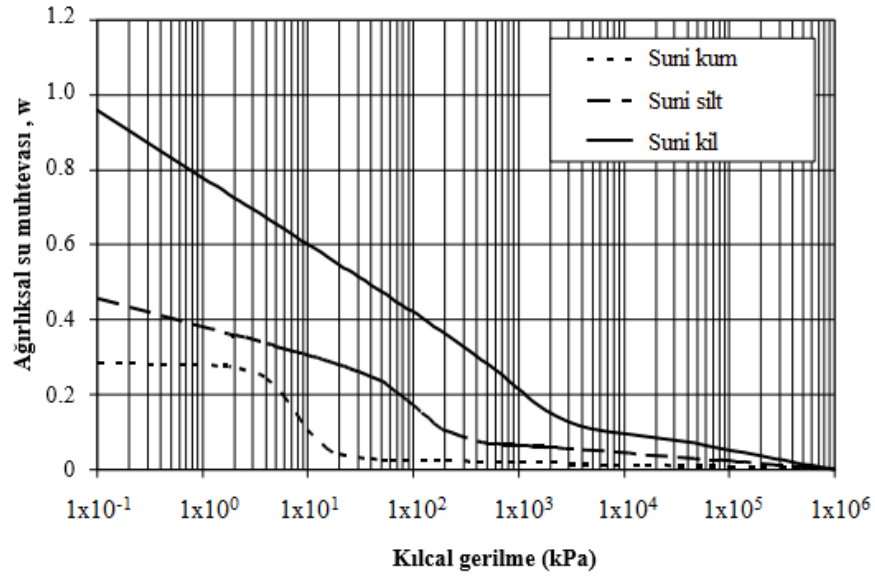
6.3.2. Kümülatif boşluk hacmi–ortalama boşluk boyutu ilişkisi

Tüm zemin numunelerinde ortalama boşluk boyutunun 10^{-4} ila 10^{-1} mm arasında değiştiği gözlemlenmiştir. Özellikle %10 bentonit karışımı numuneden itibaren silt özelliği baskın şekilde görülmeye başlanmış ve bunların doygunluktan daha hızlı ayrıldıkları gözlemlenmiştir. Hava giriş değerleri (AEV) silt numunelerde daha belirgin kırılma göstermiş ve bu bakımdan numuneler arasında kayda değer bir sıralama oluşmuştur (Şekil 6.17).



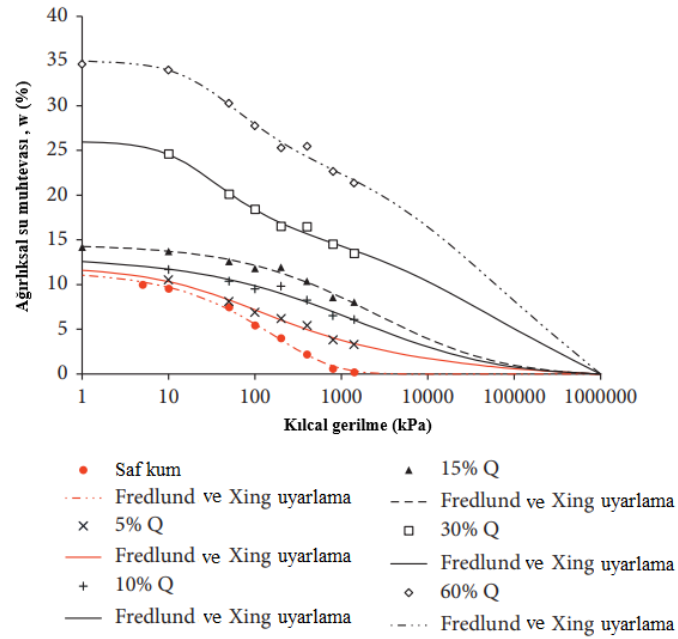
Şekil 6.17. Numunelerin kümülatif boşluk hacmi-ortalama boşluk boyutu ilişkisi.

Pham ve Fredlund (2011) çalışmalarında mevcut deney çalışmasındaki baskın kil ve baskın silt özellik gösteren bentonit karışım örneklerinin sıkışma indisleriyle benzer suni kil ve suni silt değerlerini Şekil 6.18’ deki gibi sunmuştur [73].



Şekil 6.18. Suni zeminler için çalışılmış kılcal gerilme-su muhtevası grafikleri.

Basra körfezi kıyılarında yapılmış bir çalışmada bu çalışmadaki bentonit kilinin fiziksel özelliklerine yakın özellikteki bölge kili kullanılmıştır. Belli karışım oranlarıyla yapılmış deneylerde kil katkısının bu çalışmaya benzer davranış ve karakter gösterdiği görülmüştür. Mevcut deneyde belirli bir kılcal gerilme değeri uygulanabilmiş olsa da Şekil 6.19’ da görüldüğü gibi uyarlama yapılmış grafikte daha yüksek gerilmelerdeki davranışlar yaklaşım sağlamaktadır [74].

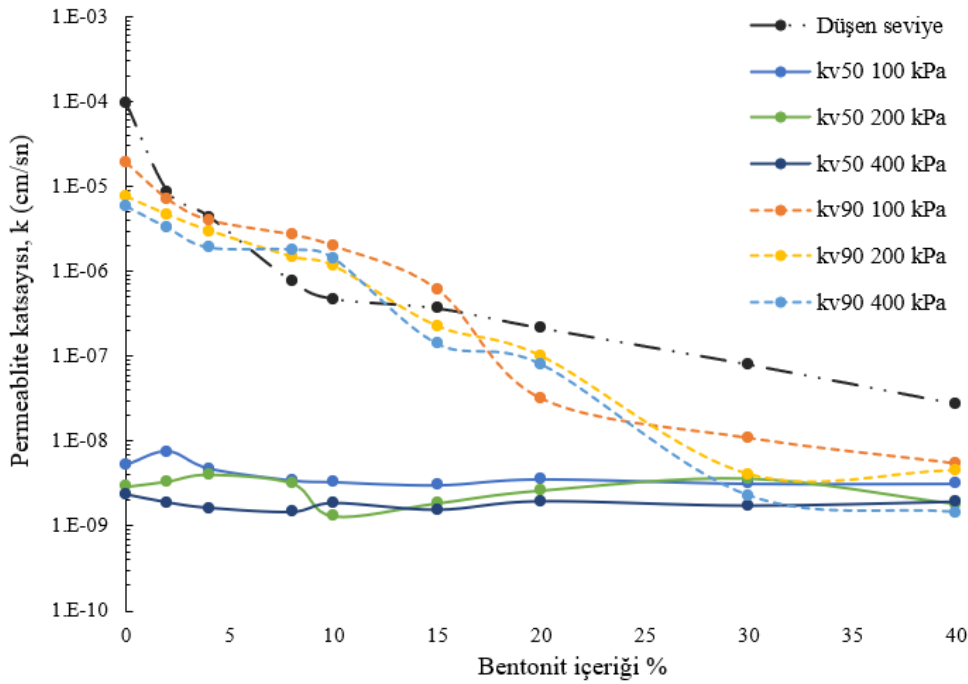


Şekil 6.19. Kil içeriği 0, 5, 10, 15, 30 ve 60% olan kum-kil karışımları için SWCC değerleri [74].

6.4. Elde Edilen Geçirimsizlik Katsayısı Değerlerinin Karşılaştırılması

Tez kapsamında dokuz farklı kil içeriğine sahip deney numunelerinden hem konsolidasyon deneyi hem de düşen seviyeli permeabilite deneyi yapılarak geçirimsizlik katsayısı değerleri bulunmuştur.

Şekil 6.20' de konsolidasyon deneyi sonucu bulunan k_{v50} ve k_{v90} , düşen seviyeli permeabilite deneyi sonucu bulunan k_v geçirimsizlik katsayıları numunelerin bentonit içeriğine karşı noktalanmıştır.



Şekil 6.20. Konsolidasyon ve düşen seviyeli geçirimsizlik katsayıları.

Yapılan deneyler sonucunda konsolidasyon deneyinden elde edilen k_{v90} ve düşen seviyeli deneyden elde edilen permeabilite katsayısı değerleri bentonit içeriğince değişim göstermiş olup birbirleri ile daha fazla tutarlılık sağlamaktadır.

Konsolidasyon deneyinden elde edilen k_{v50} değeri ise kendi içerisinde ve diğer yöntemlere göre tutarlılık sağlamamaktadır. Konsolidasyon deneyinden elde edilen geçirimsizlik katsayısı eğri üzerinden grafik çizimi ile elde edildiğinden hata payı açısından düşen seviyeli geçirimsizlik deneyine göre hata yapmaya daha açıktır ve değişkenlik gösterme ihtimali söz konusudur.

Yine yapılan bazı çalışmalarda permeabilite deneyinde bulunan permeabilite katsayısının konsolidasyon deneylerinde bulunan permeabilite katsayılarına oranla

daha büyük olduğu gözlemlenmiş ve permeabilite katsayısı bulunurken konsolidasyon deneyiyle bulunan yöntemlerin kullanılması sırasında dikkat edilmesi gerektiği vurgulanmıştır [75].

7. SONUÇLAR

Mevcut tez çalışmasında, Adapazarı bölgesinden temin edilmiş doğal silt zemin numunesinin içerisindeki az miktarda olan kil içeriği azaltılmış, yine bu bölge ve ayrıştırılan kil zemin numunesine benzer özellik gösteren bentonit kili ile istenilen oranlarda karışımlar hazırlanarak çeşitlilik sağlayan numuneler oluşturulmuştur. Bu çalışmada ortaya çıkan farklı karakterdeki siltli numunelerin fiziksel özelliklerinin ve sıkışma parametrelerinin incelenmesi hedeflenmiştir. Bu hedef doğrultusunda laboratuvar ortamında bulamaç halinde yeniden oluşturulmuş ve 100 kPa düşey gerilme altında ön konsolide edilmiş 9 farklı numune üzerinde klasik ödometre deney aletiyle konsolidasyon deneyleri yapılmıştır.

Bu yeniden oluşturulmuş numunelerin, Casagrande yöntemi ve düşen koni penetrasyon yöntemi ile likit limit değeri, yuvarlama (roll on) deneyi ile plastik limit değeri, hidrometre ve pipet deneyi yapılarak kil içeriği, piknometre deneyi ile özgül ağırlıkları ve elek analizi yapılarak granülometri eğrileri çizdirilmiştir.

Konsolidasyon deneyi ile konsolidasyon eğrileri, sıkışma katsayısı, konsolidasyon katsayısı, sıkışma-yeniden sıkışma indisi-geçirimsizlik katsayısı ve ön konsolidasyon basıncı gibi değerler elde edilmiştir. Bu elde edilen parametreler, numunelerin fiziksel özellikleriyle karşılaştırılmış ve ilişkileri incelenmiştir. Özellikle silt içeriği baskın numunelerin konsolidasyon deneylerinin çok hassas çalışma gerektirmesi sebebi ve literatürde konsolidasyon sonucu elde edilen değerlerin güvenilirliğinin az ve yapılan çalışmaların çok az olmasından dolayı konsolidasyon deneyinden elde edilen parametreler bu parametreleri karşılaştırılabilecek farklı deneylerle desteklenmiş ve karşılaştırılmıştır. Bu kapsamda, aynı numuneler üzerinde düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi ile geçirimsizlik katsayısı ve basınç plakası deneyinden elde edilen SWC eğrilerinden boşluk boyutu dağılımları bulunarak bu sonuçlar incelenmiştir.

Yeniden hazırlanan numunelerde doğal zeminin kilinden farklı bir kil kullanılarak sıfır numunesine (kilden arındırılmış) ilave edilmiştir. Kullanılan bentonit kili doğal zemin içeriğindeki kile benzer özellik gösterdiği için tercih edilmiştir. Doğal numunenin fiziksel özelliklerine yakın olan yeniden oluşturulmuş numune, boşluk boyutu dağılımı

bakımından da benzer olarak tespit edilmiş ve mekanik davranış açısından oldukça önemli olan bu özellik, bentonit kili katkısını daha anlamlı kılmıştır.

Yapılan deneyler sonucu, sıkışma katsayısı (a_v), hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) ve sıkışma-yeniden sıkışma indisi (C_c , C_r) değerleri numunelerin kil içeriğiyle orantılı olacak şekilde artış göstermiştir.

Yapılan konsolidasyon deneyleri ve hesaplamalar sonucunda hazırlanan numunelerde kil oranı arttıkça elde edilen konsolidasyon katsayısı (c_v) değerlerinde genel bir azalma meydana gelirken bu hesaplar literatür kapsamında incelendiğinde, özellikle silt içeriği baskın numunelerde c_{v90} değerleri c_{v50} değerlerine göre daha tutarlı ve literatüre uygun sonuçlar vermiştir.

Benzer şekilde konsolidasyon deneyinden elde edilen permeabilite katsayılarına bakıldığında karekök-zaman yöntemiyle elde edilmiş sonuçlar logaritma-zaman yöntemine göre daha tutarsız ve ilişki oluşturmayan sonuçlar vermiştir.

Konsolidasyon deneyi ile bulunan permeabilite katsayıları, karşılaştırma yapılması amacıyla düşen seviyeli permeabilite deneyi ile de bulunmuş ve bu sonuçlar değerlendirildiğinde logaritma-zaman yöntemi kullanılarak bulunmuş k_{v90} değerleri ile benzer sonuçlar elde edilmiştir.

Geçirimsizlik açısından bakıldığında bentonit karışım oranı %10 olan yani kil içeriği yaklaşık %12 olan numunede davranış değişikliği gözlemlenmiş, bu değere kadar daha hızlı bir değişim gösteren geçirimsizlik değeri bu değerden sonra daha az değişimle lineer bir noktalamaya yapmıştır.

Konsolidasyon deneyi ile bulunan permeabilite katsayısı deney yapımı ve hesaplama açısından daha zor olduğu için siltli numunelerde hata payının daha az olduğu düşen seviyeli permeabilite deneyi önerilmektedir.

Tüm deney numuneleri 100 kPa ön gerilmeye tabii tutulmuş ve elde edilen gerilme-boşluk oranı eğrilerinden faydalanarak, siltli numunelerde literatürdeki mevcut yöntemlerle ön konsolidasyon değerinin bulunmasındaki doğruluk ve tutarlılık incelenmiştir. Özellikle silt içeriği baskın numunelerde hata payının yükseldiği, kil oranının artmaya başladığı yeniden oluşturulmuş numunelerde mevcut yöntemlerin yaklaşık değerler verdiği tespit edilmiştir. Mevcut deneyler arasında ön konsolidasyon basıncı değerini bulmada en başarılı metot Tavenas metodu olarak görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Holtz, R. D. Kovacs, W. D. ve Sheahan, T.C. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering, *Prentice-Hall, Inc.*
- [2] Özaydın, K. (2011). *Zemin Mekaniği*. Birsen Yayınevi.
- [3] Cernica, I.N. (1995). Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, *John Wiley & Sons, U.S.A.*, pp.453
- [4] Head, K. H. *Manual of Soil Laboratory Testing-Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*, Second Edition
- [5] Uzuner, B.A. (1990). *Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği*. İMO Trabzon Şubesi, Teknik Yayınevi.
- [6] Önalp, A. ve Arel, E. (2013). *Geoteknik Bilgisi 1 Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği*. Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [7] Özocak, A. (2003). *Doygun Olmayan Siltli Zeminlerin Sıkışabilirliği*. [Doktora Tezi] Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü
- [8] Das, B.M. ve Sobhan, K. *Bundle: Principles of Geotechnical Engineering*, 9th.
- [9] Karaman, N. (2008). *Terzaghi Konsolidasyon Kuramının Non-Linear Nümerik Analizi* [Yüksek lisans tezi] Yıldız Teknik Üniversitesi
- [10] Ameratunga, J. Sivakugan, N. ve Das, B. M. (2016). Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering. doi: 10.1007/978-81-322-2629-1
- [11] ASTM D2435 (2023). Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils. <https://www.astm.org/d2435-96.html>
- [12] BS 1377 (1990). Soils For Civil Engineering Purposes. Part 1: General Requirements And Sample Preparation,” BRITISH STANDARD, pp. 4–5.
- [13] TS 1900- (2006). İnşaat mühendisliğinde zemin lâboratuvar deneyleri- Bölüm 2: Mekanik özelliklerin tayini
- [14] Terzaghi, K. Peck, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. *John Wiley & Sons*, New York. References- Scientific Research Publishing
- [15] Yurtçu, Ş. ve Özocak, A. (2016). İnce daneli zeminlerde sıkışma indisi'nin istatistiksel ve yapay zekâ yöntemleri ile tahmin edilmesi. *Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University*, vol. 31, no. 3, pp. 597–608. doi: 10.17341/gummfd.95986
- [16] Casagrande, A. (1936). Determination of the preconsolidation load and its practical significance. In: *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass, 22–26 June 1936. Harvard Printing Office, Cambridge, Mass. Vol. 3, pp. 60–64

- [17] Casagrande, A. Farum, R.E. (1944). Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundation. *Transaction ASCE* Vol.109
- [18] Leonards, G. A. (1962). Foundation engineering : international student edition.
- [19] Onitsuka, K. Hong, Z. Y. Yoshitake Hara, S. (1995). Interpretation of Oedometer Test Data for Natural Clays, *Soils and Foundations*, vol. 35, no. 3, pp. 61–70, Sep. doi: 10.3208/SANDF.35.61
- [20] Oikawa, H. (1987). Compression Curve of Soft Soils, *Soils and Foundations*, vol. 27, no. 3, pp. 99–104, Sep. doi: 10.3208/SANDF1972.27.3_99
- [21] Jose, B. T. Sridharan, A. ve Abraham, B.M. (1989). Log-Log Method for Determination of Preconsolidation Pressure, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 12, no. 3, pp. 230–237. doi: 10.1520/GTJ10974J
- [22] Butterfield, R. (2015). A natural compression law for soils (an advance on e–log p’),” <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.4.469>, vol. 29, no. 4, pp. 469–480, May. doi: 10.1680/GEOT.1979.29.4.469
- [23] Şenol, A. (1997). Zeminlerde ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi. Sep. 02, 2023. <http://hdl.handle.net/11527/16466>
- [24] Grozic, J. L. H. Lunne, T. ve Pande, S. (2011). An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays. vol. 40, no. 5, pp. 857–872, Oct., doi: 10.1139/T03-043
- [25] Burland, J. B. (2015). On the compressibility and shear strength of natural clays. vol. 40, no. 3, pp. 329–378. doi: 10.1680/GEOT.1990.40.3.329
- [26] Di Buò, B. (2020). Evaluation of the Preconsolidation Stress and Deformation Characteristics of Finnish Clays based on Piezocone Testing.
- [27] Janbu, N. (1969). The Resistance Concept Applied To Deformation Of Soils, *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Mexico)*, ISSMGE
- [28] Tavenas, F., La Rochelle, P. Roy, M. J. Des Rosiers, P. ve Leroueil, S (1979). The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays, *Geotechnique*, vol. 29, no. 3, pp. 285–303, doi: 10.1680/GEOT.1979.29.3.285
- [29] F. Tavenas, S. Leroueil, P. La Rochelle, and M. Roy, “Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay,” <https://doi.org/10.1139/t78-037>, vol. 15, no. 3, pp. 402–423, 2011, doi: 10.1139/T78-037
- [30] Karagöz, G (1999). *Determination of pre-consolidation pressure in excess consolidated clays by odometer experiments*. [Yüksek lisans tezi]. Atatürk University, Institute of Science, Erzurum, Turkey (in Turkish).
- [31] Tavenas, F. ve Leroueil S. (1979). Clay behavior and selection of design parameters, in: *Proc. 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 281–291
- [32] Becker, D. E., Crooks, J. H. A. Been, K. ve Jefferies, M. G. (2011). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. vol. 24, no. 4, pp. 549–564. doi: 10.1139/T87-070

- [33] Terzaghi, K., Peck, R.B. ve Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd Edition, *John Wiley and Sons, Inc.*, New York. - References-Scientific Research Publishing.”
- [34] Casagrande, A., Fadum, R. E. (1940). Notes On Soil Testing For Engineering Purposes.
- [35] Taylor, W. D. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. *John Wiley and Sons Inc.*, 711.
- [36] Mesri, G. ve Choi, Y. K. (1979). Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay: Discussion, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 16, no. 4, pp. 831–834, Nov. doi: 10.1139/T79-092
- [37] Li, X. ve Zhang, L. M. (2009). Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil <https://doi.org/10.1139/T08-110>, vol. 46, no. 2, pp. 129–141, Feb. doi: 10.1139/T08-110.
- [38] Lu, N. Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil mechanics* p. 556.
- [39] Fredlund, D. G. Rahardjo, H. ve Fredlund, M. D. (2012). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice, *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*, Jul. doi: 10.1002/9781118280492
- [40] Fredlund, D. G. ve Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils,” *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Aug. doi: 10.1002/9780470172759
- [41] Ng, C. W. W. ve Menzies, B. (2014). Advanced unsaturated soil mechanics and engineering, *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*, pp. 1–688
- [42] Houston, S. L. Houston, W. N. ve Wagner A. M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 17, no. 2, pp. 185–194, doi: 10.1520/GTJ10090J
- [43] Bulut, R., Wray, W. K. (2005). Free energy of water-suction-in filter papers,” *Geotechnical Testing Journal*, vol. 28, no. 4, pp. 355–364, doi: 10.1520/GTJ12307
- [44] Sreedeeep, S., Singh, D. N. (2005). A Study to Investigate the Influence of Soil Properties on Suction,” *J Test Eval*, vol. 33, no. 1, pp. 61–66, doi: 10.1520/JTE11981
- [45] Lu, N. (2020). Unsaturated Soil Mechanics: Fundamental Challenges, Breakthroughs, and Opportunities, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 146, no. 5, p. 02520001, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943
- [46] Zhang, C., Lu, N. (2019). Unitary Definition of Matric Suction, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 145, no. 2, p. 02818004, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943
- [47] Nitao, J. J., Bear, J. (1996). Potentials and Their Role in Transport in Porous Media, *Water Resour Res*, vol. 32, no. 2, pp. 225–250. doi: 10.1029/95WR02715.

- [48] Lu, N. Godt, J. D. W.-W. R. (2010). A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil, *Wiley Online Library*, vol. 46, no. 5, p. 5515, doi: 10.1029/2009WR008646
- [49] Khalili, N. Geiser, F., Blight, G. E. (2004). Effective Stress in Unsaturated Soils: Review with New Evidence, *International Journal of Geomechanics*, vol. 4, no. 2, pp. 115–126, doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:2(115)
- [50] Khalili, N., Khabbaz, M. H. (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils, *Geotechnique*, vol. 48, no. 5, pp. 681–687. doi: 10.1680/GEOT.1998.48.5.681
- [51] Lu, N. (2008). Is Matric Suction a Stress Variable?, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 134, no. 7, pp. 899–905, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:7(899)
- [52] Lu, N., Zhang, C. (2019). Soil Sorptive Potential: Concept, Theory, and Verification, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 145, no. 4
- [53] Bulut, R. Lytton, R. L. ve Wray, W. K. (2001). Soil Suction Measurements by Filter Paper, Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations, pp. 243–261, doi: 10.1061/40592(270)14
- [54] Ridley A. M, Borland, J. B. (2015). A new instrument for the measurement of soil moisture suction, <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.2.321>, vol. 43, no. 2, pp. 321–324, doi: 10.1680/GEOT.1993.43.2.321
- [55] Catana, M. C. Vanapalli, S. K. ve Garga, V. K. (2006). The Water Retention Characteristics of Compacted Clays pp. 1348–1359. doi: 10.1061/40802(189)111.
- [56] Vanapalli, S. K. Salinas, L.M. Avila, D. Karube, D. (2004). Suction and storage characteristics of unsaturated soils. *In Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils*, Vol. 3
- [57] Wang, X., Benson, C. H. (2004). Leak-free pressure plate extractor for measuring the soil water characteristic curve, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 27, no. 2, pp. 163–172, doi: 10.1520/GTJ11392
- [58] Cresswell, H. P. Green, T. W. ve McKenzie, N. J. (2008). The Adequacy of Pressure Plate Apparatus for Determining Soil Water Retention, *Soil Science Society of America Journal*, vol. 72, no. 1, pp. 41–49, doi: 10.2136/SSSAJ2006.0182
- [59] Barbour, Lee, S. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, no. 5, pp. 873–894, doi: 10.1139/T98-040.
- [60] Gökşan, T. Ş. (2007). *Zeminlerin Emme Özelliklerinin Belirlenmesinde Bir Yaklaşım*, [Doktora Tezi], Süleyman Demirel Üniversitesi.
- [61] Bol E. (2003). Adapazarı zeminlerinin geoteknik özellikleri.
- [62] Bray, J.D. Sancio, R.B. Durgunoglu, T. Onalp, A. Youd, T.L. Stewart, J.P. Seed, R.B. Cetin, O.K. Bol, E. Baturay, M.B. Christensen, C. Karadayılar, T. (2004). Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazarı, Turkey. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130 (7), 673–685.

- [63] BS 1377-2 (1990). Methods of test for soils for civil engineering purposes, classification tests, British Standard
- [64] ASTM D4318-17e1 (2017). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA
- [65] ASTM D854-14 (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA
- [66] ASTM D1140-17 (2017). Standard Test Methods for Determining the Amount of Material Finer than 75-Micrometer (No. 200) Sieve in Soils by Washing. ASTM International, West Conshohocken, PA
- [67] ASTM D7928-21E1 (2021). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis.” ASTM International, West Conshohocken, PA
- [68] Özocak, A. Sert, S. Önalp, A. Arel, E. Bol, E. Ve Ural, N. (2010). İnce daneli zeminlerin sismik koşullarda yenilmesinin Adapazarı kriterleri ile tanısında dinamik deneylerin etkisi
- [69] Arel, E. ve Önalp, A (2012). Geotechnical properties of Adapazarı silt, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 71, no. 4, pp. 709–720, doi: 10.1007/S10064-012-0443-6
- [70] Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review. *Harvard Soil Mechanics Series No. 88*
- [71] Kuerbis, R. Vaid, Y. P. (1988). Sand Sample Preparation-The Slurry Deposition Method, *SOILS AND FOUNDATIONS*, vol. 28, no. 4, pp. 107–118, doi: 10.3208/SANDF1972.28.4_107
- [72] Kaufman, R. I. ve ShermanJr, W. C. (1964). Engineering Measurements for Port Allen Lock, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, no. 5, pp. 221–247, doi: 10.1061/JSFEAQ.0000653
- [73] Pham, H. Q., Fredlund, D. G. (2011). Volume–mass unsaturated soil constitutive model for drying–wetting under isotropic loading–unloading conditions,” <https://doi.org/10.1139/t10-061>, vol. 48, no. 2, pp. 280–313. doi: 10.1139/T10-061
- [74] M. A. Dafalla, A. M. Al-Mahbashi, Almajed, A, Al-Shamrani, M. (2020). Predicting Soil-Water Characteristic Curves of Clayey Sand Soils Using Area Computation, *Math Probl Eng*, vol. 2020 doi: 10.1155/2020/4548912
- [75] Arsoy, S. Keskin, E. ve Yılmaz C. (2007). Permeabilite ve konsolidasyon deneyleri ile elde edilen permeabilite katsayılarının karşılaştırılması
- [76] ASTM D2487-11 (2018). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)87

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Tuncay İMAMOĞLU

ÖĞRENİM DURUMU:

- Lisans** : 2020, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- Yüksek Lisans** : 2024, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği EABD, Geoteknik Bilim Dalı

MESLEKİ DENEYİM:

- 2021-2024 yıllarında Sakarya Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı tarafından yürütülen, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından finanse edilen 221M166 No.lu proje kapsamında bursiyer olarak görev almaktadır.

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- A new AI-based prediction model for compression index of fine-grained soils.