

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Arzu PALALI

**HANDERE KİLİNDE SU İÇERİĞİ DEĞİŞİMİ VE KOMPAKSİYON
ENERJİSİNİN MUKAVEMETE OLAN ETKİSİ**

MADEN MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ADANA, 2006

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**HANDERE KİLİNDE SU İÇERİĞİ DEĞİŞİMİ VE KOMPAKSİYON
ENERJİSİNİN MUKAVEMETE OLAN ETKİSİ**

Arzu PALALI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MADEN MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**Bu tez / / 2006 Tarihinde Aşağıdaki Jüri Üyeleri Tarafından
Oybirliği/Oyçokluğu İle Kabul Edilmiştir.**

**İmza:.....
Doç. Dr. Ergül YAŞAR
DANIŞMAN**

**İmza:.....
Prof. Dr. Hasan ÇETİN
ÜYE**

**İmza:.....
Doç. Dr. Alaettin KILIÇ
ÜYE**

**İmza:.....
Doç. Dr. Suphi URAL
ÜYE**

**İmza:.....
Yrd. Doç. Dr. Ahmet M. KILIÇ
ÜYE**

Bu tez Enstitümüz Maden Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.

Kod No:

**Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ
Enstitü Müdürü
İmza ve Mühür**

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

ÖZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

HANDERE KİLİNDE SU İÇERİĞİ DEĞİŞİMİ VE KOMPAKSİYON ENERJİSİNİN MUKAVEMETE OLAN ETKİSİ

Arzu PALALI

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
MADEN MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Danışman : Doç. Dr. Ergül YAŞAR

Yıl : 2006, Sayfa : 98

Jüri : Prof. Dr. Hasan ÇETİN

: Doç. Dr. Alaettin KILIÇ

: Doç. Dr. Suphi URAL

: Doç.Dr. Ergül YAŞAR

: Yrd. Doç. Dr. Ahmet M. KILIÇ

Bu çalışmada su içeriği değişiminin ve kompaksiyon enerjisinin Adana'nın Kuzeyinde yeralan Handere kilinin mukavemetine etkisini belirlemek amacıyla laboratuvar deneyleri yapılmıştır. %20, %25, %30, %35, ve %40 olarak beş farklı su içeriğinde laboratuvarda hazırlanan kil zeminler üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmış ve bu değişimin mukavemet üzerine olan etkisi belirlenmiştir. Numune hazırlanırken kil, kalıp içerisine üç tabaka halinde yerleştirilmiştir. Her tabaka 25, 40, ve 50 gibi farklı sayıda darbe uygulanarak sıkıştırılmıştır. Böylece kompaksiyonun kilin mukavemeti üzerine etkisi araştırılmıştır.

Deneysel çalışma sonuçları kompaksiyon enerjisinin artmasıyla kilin mukavemetinde dikkate değer bir artışın olduğunu göstermiştir. Ayrıca, kilin su muhtevası arttıkça mukavemetinde de azalma olduğu gözlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kompaksiyon, Su İçeriği, Mukavemet, Handere kili

ABSTRACT

MSc THESIS

THE EFFECT OF CHANGING OF WATER CONTENT AND COMPACTION ENERGY TO STRENGT IN HANDERE CLAY
--

Arzu PALALI

DEPARTMENT OF MINING ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF ÇUKUROVA

Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Ergül YAŞAR

Year : 2006, Page : 98

Jury : Prof. Dr. Hasan ÇETİN

: Assoc. Prof. Dr. Alaettin Kılıç

: Assoc. Prof. Dr. Suphi URAL

: Assoc. Prof.Dr. Ergül YAŞAR

: Assist. Prof.Dr. Ahmet M. KILIÇ

In this study, the influence of moisture content and compaction energy on the strength of Handere clay soil from North of Adana was studied experimentally. Unconfined compression tests were conducted on laboratory prepared clay soil with five different water content values of 20%, 25%, 30%, 35% and 40% and strengths of Handere clay were determined in different water content. During the sample preparation, the clay was placed in the mold in three layers. Each layer was compacted by giving different blows such as 25, 40 and 50. The effect of this method compaction on the strength of clay was also investigated.

The results indicate that considerable improvement in the strength of clay was observed with the increase in compaction energy. It was also observed that the strength of clay was decreased with the increase in moisture content value.

Keywords: Compaction, Moisture content, Strength, Handere clay

TEŞEKKÜR

Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Maden Mühendisliği Anabilim Dalında yapmış olduğum Yüksek Lisans tez çalışmamın her aşamasında bana güvenen, özeleştiri ve önerileri ile beni yönlendirip destekleyen değerli hocam tez danışmanım Doç. Dr. Ergül YAŞAR'a teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarım sırasında İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği Laboratuvarının tüm aletleriyle çalışmalarım için kullanımına izin veren ve her türlü desteği sağlayan çok değerli hocam Prof. Dr. Mustafa LAMAN'a ve jüri üyelerimden Doç Dr. Alaettin KILIÇ'a teşekkür ederim.

Çalışmalarım süresince yardımlarını benden esirgemeyen arkadaşım İnşaat Mühendisliği Bölümü Arş. Gör. Ahmet DEMİR'e, Arş. Gör. Murat ÖRNEK ve Arş. Gör. Taha TAŞKIRAN'a teşekkür ederim.

Maddi ve manevi desteklerini benden esirgemeyen çok değerli aileme teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

SAYFA

ÖZ	I
ABSTRACT	II
TEŞEKKÜR	III
İÇİNDEKİLER	IV
SİMGELER VE KISALTMALAR	VII
ÇİZELGELER DİZİNİ	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
1. GİRİŞ	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	3
3. ZEMİN ETÜDLERİNDE İNCELEME TEKNİKLERİ	6
3.1. Yüzeysel İnceleme	6
3.2. Kapsamlı Zemin İncelemesi	6
3.3. Arazide Yapılan İnceleme Deneyleri	10
3.3.1. Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)	11
3.3.2. Plaka Yükleme Deneyi	16
3.3.3. Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)	18
3.3.4. Pressiyometre Deneyi (PMT)	22
3.3.5. Arazi Vein Deneyi	24
3.4. Jeofizik Yöntemler	25
3.4.1. Sismik Kırılma Yöntemi	25
3.4.2. Elektriksel Direnç Yöntemi (Rezistivite Yöntemi)	27
3.5. Laboratuvar Deneyleri	29
3.5.1. Sınıflandırma ve Tanımlama Deneyleri	29
3.5.1.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi	29
3.5.1.1.1. Tane Boyutu ve Tane Çapı Dağılımı	29
3.5.1.1.2. Elek Analizi	30
3.5.1.1.2. Hidrometre Deneyi	32
3.5.1.2. Rölatif Sıkılık Deneyi	35
3.5.1.3. Özgül Ağırlık Deneyi	36

3.5.1.4. Kıvam Limitleri Deneyi	37
3.5.1.4.1. İnce Taneli Zeminlerin Kıvam Limitleri	37
3.5.1.4.2. Likit Limit ve Plastik Limitin Deneyisel Olarak Saptanması	41
3.5.1.4.3. Kıvam Limitlerinin Mühendislikte Kullanımı	43
3.5.1.5. Kompaksiyon Deneyleri	44
3.5.1.5.1. Kompaksiyon	44
3.5.1.5.2. Tabii Malzemenin Kompaksiyon Durumu	45
3.5.1.5.3. Standart Proktor Deneyi.....	45
3.5.2. Kayma Mukavemeti Deneyleri	48
3.5.2.1. Kesme Kutusu Deneyi	48
3.5.2.2. Serbest Basınç Deneyi	51
3.5.2.3. Üç Eksenli Basınç Deneyi	53
3.5.3. Oturma Deneyleri	61
3.5.3.1. Ödometre (Konsolidasyon) Deneyi	61
4. MATERYAL ve METOD.....	67
4.1 Materyal.....	67
4.2. Metod.....	67
4.2.1. Arazi Öncesi Çalışmalar	67
4.2.1.1.Çalışma Alanı Hakkında Bilgiler	67
4.2.1.1.1. Handere Formasyonu	67
4.2.1.1.2. Adana Bölgesinin Depremselliği	69
4.2.1.1.3. Çalışma Alanı Heyelan Potansiyeli	70
4.2.2. Arazi Çalışmaları	70
4.2.3. Laboratuvar Çalışmaları.....	70
4.2.3.1. Deney Düzeneği ve Yöntemi	70
4.2.3.2. Numunenin Hazırlanması	72
4.2.3.3. Deneylerin Yapılması	73

5. ARAŞTIRMA BULGULARI	75
5.1. Giriş	75
5.2. Sınıflandırma ve Tanımlama Deneyleri	75
5.2.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi	75
5.2.2. Özgül Ağırlık Deneyi	76
5.2.3. Atterberg (Kıvam) Limitleri Deneyi	76
5.3. Kayma Mukavemeti Deneyleri	78
5.3.1. Serbest Basınç Deneyi	78
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	92
6.1. Sonuçlar	92
6.2. Öneriler	93
KAYNAKLAR	94
ÖZGEÇMİŞ	97
EKLER	98

ÇİZELGELER DİZİNİ

SAYFA

Çizelge 3.1. Sondaj Aralıkları ve Derinlikleri	7
Çizelge 3.3. Değişik Zeminlerin q_c/N_{60} oranı	21
Çizelge 3.4. Zemin Tanelerinin Boyutlarına Göre Sınıflandırılması.....	29
Çizelge 3.5. Zeminlerin Tane Çapı Dağılımını Belirlemek İçin Kullanılan Elekt Aralıkları	31
Çizelge 3.6. İri taneli Zeminlerin Sıkılık Derecesi	36
Çizelge 3.7. İnce taneli Zeminlerin Kıvamı	44
Çizelge 4.1. Handere Kili Üzerinde Vuruş Sayısı-Su İçeriği İle İlgili Yapılan Serbest Basınç Deneyleri Okumaları	71
Çizelge 4.2. Handere Kili Üzerinde Yapılan Serbest Basınç Deneylerin Özeti	72
Çizelge 5.1. Piknometre Deney Sonuçları	76
Çizelge 5.2. Kıvam Limitleri Deney Sonuçları	77
Çizelge 5.3. Handere Kili Üzerinde Yapılan Serbest Basınç Deneylerin Özeti	87
Çizelge 5.4. Handere Kili Üzerinde Yapılan Serbest Basınç Deneylerin Özeti	89

ŞEKİLLER DİZİNİ

SAYFA

Şekil 1.1. İnceleme Alanının Yer Bulduru Haritası	2
Şekil 3.1. Parçalayıcı ve Karotiyer uçlar.....	9
Şekil 3.2. Kamyon üzerine monte edilmiş sondaj makinesi	9
Şekil 3.3. SPT, Örselenmiş Numune Alıcı.....	12
Şekil 3.4. Donut Ağırlık Sistemi	13
Şekil 3.5. Emniyetli Ağırlık Düşürme.....	13
Şekil 3.6. Kohezyonlu Zeminlerde, SPT Sayısından Tek Eksenli Dayanımın Belirlenmesi.	15
Şekil 3.7. Plaka Yükleme Deneyi Düzeneği.....	16
Şekil 3.8. Plaka Yükleme Deneyinde Boyut Etkisi.....	17
Şekil 3.9. Mekanik Koni Penetrasyon Ucu	18
Şekil 3.10. Tipik bir CPT Grafiği	19
Şekil 3.11. Robertson, Campanella Zemin Sınıfı Kartı	20
Şekil 3.12. Pressiyometre Deney Düzeneği	22
Şekil 3.13. Presiyometre Sonuç Grafiği	23
Şekil 3.14. Vein Deney Aleti	24
Şekil 3.15. Sismik Kırılma Yöntemi	26
Şekil 3.16. Elektriksel Direnç Yöntemi	28
Şekil 3.17. Tipik Bir Tane Çapı Dağılımı (Granülometre) Eğrisi	31
Şekil 3.18. Çökeltme Deneyi.....	35
Şekil 3.19. Zeminlerde Su İçeriği-Hacim Değişimi Davranışı Kıvam Limitlerinin Tanımlanması	40
Şekil 3.20. Zeminlerde Su İçeriği-Hacim Değişimi Davranışı ve Kıvam Limitlerinin Tanımlanması	41
Şekil 3.21. (a) Likit Deney Aleti ve (b) Deney Sonuçlarının Grafiksel Olarak Gösterilmesi	42
Şekil 3.22. Kompaksiyon Deney Aleti	46
Şekil 3.23. Kompaksiyon Deneyinde Elde Edilen Kuru Yoğunluk Su İçeriği İlişkisi.....	48

Şekil 3.24. Kesme Kutusu Deneyi aleti	49
Şekil 3.25. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları	51
Şekil 3.26. Serbest Basınç Deneyi Ve Sonuçları	52
Şekil 3.27 Serbest Basınç Deneyi Sonuçlarını Gösteren Mohr Dairesi ve Mukavemet Zarfı	53
Şekil 3.28. Üç Eksenli Basınç Deneyi Aleti	55
Şekil 3.29.Üç Eksenli Basınç Deneyinde Hidrostatik Basınç Altında Gözlenen Zemin Davranışı	57
Şekil 3.30. Üç Eksenli Basınç Deneyinde Eksenel Yükleme Sırasında Gözlenen Zemin Davranışı.....	59
Şekil 3.31. Boşluk Basıncı Katsayısı A'nın Eksenel Şekil Değişme İle Değişimi.....	60
Şekil 3.32. Üç Eksenli Basınç Deneyinde Gerilme Durumu Gösteren Mohr Daireleri.....	60
Şekil 3.33. Ödometre Deney Aleti	63
Şekil 3.34. Ödometre Deneyinde Gözlenen Sıkışma Davranışı.	62
Şekil 3.35. Ödometre Deneyinde Değişik Yük Kademelerinde Gözlenen Sıkışma	64
Şekil 3.36. Ödometre Sonuçlarından Elde Edilen Sıkışma-Basınç Eğrileri.....	65
Şekil 3.37. Yükleme-Boşaltmalı Ödometre Deney Sonuçları	66
Şekil 4.1. Çalışma sahasının jeolojik haritası	68
Şekil 4.2. Çukurova Bölgesine Ait Fay Haritası.....	69
Şekil 4.3. 11 No'lu Numune için Elde Edilen Kayma Yüzeyi Şekli	74
Şekil 4.4. 15 No'lu Numune için Elde Edilen Kayma Yüzeyi Şekli	74
Şekil 5.1. Tane Boyu Dağılım Grafiği	75
Şekil 5.2. Likit Limit Deneyinin Grafikselsel Gösterimi	77
Şekil 5.3. 1 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	79
Şekil 5.4. 2 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	79
Şekil 5.5. 3 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	80
Şekil 5.6. 4 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	80

Şekil 5.7. 5 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	81
Şekil 5.8. 6 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	81
Şekil 5.9. 7 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	82
Şekil 5.10. 8 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	82
Şekil 5.11. 9 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	83
Şekil 5.12.10 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	83
Şekil 5.13. 11 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	84
Şekil 5.14. 12 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	84
Şekil 5.15. 13 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	85
Şekil 5.16. 14 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	85
Şekil 5.17. 15 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği.....	86
Şekil 5.18. 40 Vuruş için maksimum Kuru Birim HacimAğırlığı-Optimum Su içeriği ilişkisi	88
Şekil 5.19. Kohezyonun Vuruş Sayısına Bağlı Olarak Su İçeriği ile İlişkisi.....	90
Şekil 5.20. 40 Vuruş İçin Serbest Basınç Mukavemeti İle Farklı Su İçerikleri Arasındaki İlişki.....	91

SİMGELER ve KISALTMALAR

Ac	: Aktivite
A _j	: Mezurun kesit alanı (cm ²)
c	: Kohezyon (kg/cm ²)
C _c	: Sıkışma İndisi (cm ² /kg)
d	: Hidrometre düzeltme değeri
D	: Tane çapı (mm)
φ	: İçsel sürtünme açısı (kayma açısı) (°)
FS	: Serbest Şişme Yüzdesi (%)
γ _{k (max)}	: Maksimum kuru birim hacim ağırlık (gr/cm ³)
γ _σ	: Tane birim hacim ağırlığı (gr/cm ³)
G _s	: Numunenin özgül ağırlığı
G _w	: Suyun özgül ağırlığı
H	: Numunenin deney başlangıcındaki boyu (mm)
H ₁	: Numunenin deney sonundaki boyu (mm)
J	: 0.002 mm'den küçük tanelerin ağırlıkça yüzdesi (kil yüzdesi) (%)
LL	: Likit Limit (%)
M _m	: Kompaksiyon molt kütlesi (gr)
M _{ms}	: Kompaksiyonu yapılmış numune+molt kütlesi (gr)
N	: D tane çapından küçük tanelerin yüzdesi (%)
PI	: Plastite İndisi (%)
PL	: Plastik Limit (%)
r	: Süspansiyondaki düzeltilmiş hidrometre okuması
r _a	: Deney sırasında süspansiyondaki hidrometre okuması
RL	: Rötire Limit
r _s	: Sudaki hidrometre okuması
σ _v	: Kayma yüzeyine etkiyen normal gerilme (kg/cm ²)
σ _{ön}	: Ön konsolidasyon basıncı (kg/cm ²)
t	: Elastik dalganın numuneyi kat etme süresi

τ	: Makaslama Dayanımı (kg/cm^2)
V	: Ultrosonik Hız (m/sn)
V_H	: Hidrometre hacmi (cm^3)
V_m	: Kompaksiyon molt hacmi (cm^3)
W_{opt}	: Optimum su içeriği
W_{psw}	: Piknometre + numune + su ağırlığı (gr)
W_{pw}	: Piknometre + su ağırlığı (gr)
W_s	: Kuru numune ağırlığı (gr)
W_S	: Numunenin su ile teması ile meydana gelen boydaki artım (mm)
X	: Numune boyu (mm)
Z_r	: Süspansiyon üzerinden hidrometre hacim merkezine olan uzaklık (cm)
γ_n	: Islak yoğunluk (gr/cm^3)
σ_{log}	: Efektif gerilme (kg/cm^2)
γ_k	: Zemin kuru birim hacim ağırlığı (gr/cm^3)
μ	: Sıkışma faktörü
σ_v'	: Ortalama efektif gerilme
ψ	: Dilatasyon açısı
ν	: Zeminin poisson oranı
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
CPT	: Koni Penetrasyon Deneyi

1. GİRİŞ

Zemin mekaniği, çeşitli yükler ve çevre şartları altında zeminin ne tür davranışlar göstereceğini araştırır. Zeminler statik ve dinamik yapı yüklerini emniyetle taşıması yanı sıra, çimento hammaddesi ve agrega olarak da kullanılabilirler. Durum böyle olunca mühendislerin zemin hakkında fikir edinebilmeleri için çeşitli deneyler yapmaları gerekir. Bu deneyler çeşitli gruplara ayrılabilir. Zemin deneylerini üç ana başlık altında toplamak mümkündür. Bunlar;

- Endeks deneyleri,
- Mukavemet deneyleri,
- Zemin malzeme deneyleri

Endeks deneyleri; Elek analizleri, su içeriği, kıvam limitleri, piknometre deneyi, permeabilite deneylerini kapsar. Genel olarak zemine ait genel yapısal parametreleri bulmak amacıyla yapılır. Bu parametreler sayesinde hem zeminle ilgili genel bir görüş elde edilir, hem de elde edilen veriler diğer deneyleri hesaplanmasında kullanılır.

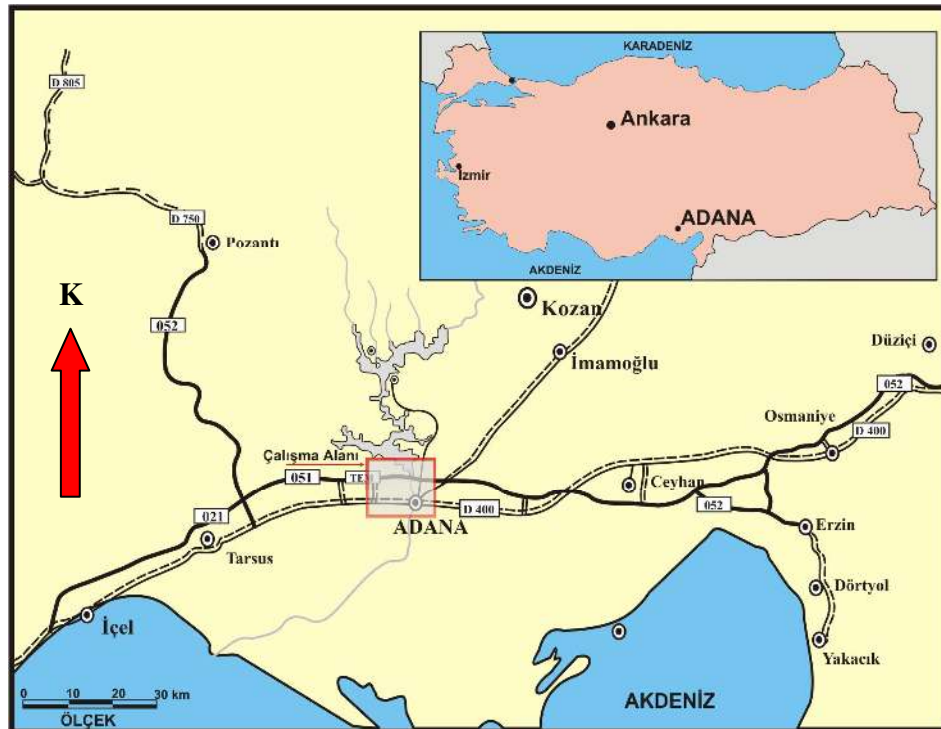
Mukavemet deneyleri; Tek eksenli basınç, üç eksenli basınç, konsolidasyon ve kesme kutusu deneylerini kapsar. Genel olarak zeminin değişik yönden gelen yükler altında nasıl davranacağı konusunda bilgi edinmek için yapılır. Yük altındaki zeminin içerisinde oluşan kesme kuvvetinin ve danelerin birbirlerini tutma kuvvetinin tayini için uygulanırlar.

Zemin malzeme deneyleri; Standart Proktor ve Kaliforniya taşıma oranı (CBR) deneylerini kapsar. Yapı ve dolgu malzemesi olarak kullanılan zeminin maksimum ne kadar yük taşıyacağı konusunda fikir edinmek için kullanılmaktadır. Değişik su içeriğinde ve sıkıştırma miktarı altında zeminlerin taşıma güçleri de değişmektedir.

Genel olarak üç gruba ayırdığımız bu deneylerden elde edilen sonuçlara bakarak zemin üzerine yorum yapmak daha sağlıklı olur. Ancak deneylerin biz mühendislere söyleyemediği bazı noktalar vardır. Bu nokta da ise mühendisin

önsezilerini kullanması gerekir. Deneyler genel olarak ideale yakın laboratuvar ortamında yapılmaktadır.

Çalışma alanı, esas olarak Adana ilinin kuzey bölümünde yeni yapılaşmanın devam ettiği bölgeyi kapsamaktadır (Şekil 1.1).



Şekil 1.1. İnceleme Alanının Yer Bulduru Haritası (www.mta.gov.tr).

Adana ili ve yakın çevresi topoğrafik açıdan dağlık ve ovalık alan olmak üzere iki bölümden oluşmaktadır. İlin kuzeybatı, kuzey ve kuzeydoğu bölümleri Orta Toroslar adı verilen dağlar ile çevrelenmiştir.

Çalışma alanının da içinde bulunduğu Adana ili iklimi, dağlık ve ovalık alanlarda farklılık göstermekle beraber Akdeniz ikliminin tipik özelliklerini taşır. Yazları sıcak ve kurak, kışları ılık ve yağışlıdır. Düşen yağışlar nedeniyle kışın şişmeler, yazın kurumalar ve çatlaklar görülmektedir.

Yeni yapılaşmanın olduğu Adana ilinin kuzey bölümü deprem bölgesi olması nedeniyle yapılacak mühendislik çalışmalarında depremden daha az etkilenmek için depreme dayanıklı yapı üretmek tek başına yeterli olmamaktadır. Yapılaşma için

daha uygun alanların belirlenmesi ve mevcut alanlar için detaylı jeoteknik çalışmaların yapılması ile maliyet azalması sağlanarak aynı zamanda ülke ekonomisi açısından kaynakların daha doğru kullanılması sağlanmış olacaktır.

Bu çalışmada Adana yöresindeki Handere formasyonunda yeralan kil zeminin mukavemetinin sıkışma ve su içeriği ile değişimi detaylı olarak araştırılmıştır. Yapılan mühendislik çalışmalarında zeminlerle ilgili olarak karşılaşılan problemlerin çoğu killi zeminlerden kaynaklanmaktadır. Anlatılan deneylerin bir kısmı için laboratuvar sonuçları tez içerisinde yer almaktadır. Konular şekil ve sayısal örnek desteği ile ayrıntılı bir şekilde izah edilmiş olup su içeriği değişimine ve sıkışmaya bağlı olarak mukavemet üzerindeki etkisi ortaya konulmuştur. Bu çalışma daha çok kil zeminin dolgu malzemesi olarak kullanımında ön plana çıkmaktadır.

Bu çalışmada hazırlanan yapay numuneler üzerinde üç farklı sıkışma oranlarında ve su içeriğinin %20, %25, %30, %35 ve %40 değişimine bağlı olarak mukavemette meydana gelen değişimleri tespit etmek amacıyla Zemin Mekaniği deneyleri (özellik ağırlık deneyi, hidrometre deneyi, Atterberg (kıvam) limitleri deneyi ve serbest basınç) deneyi yapılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Schmidt (1961), bölgede stratigrafik olarak detaylı çalışmaları yapan en eski araştırmacıdır. Adana havzasının büyük bölümünü çalışmış olan araştırmacı çoğu formasyonları da isimlendirip yaşlandıran kişi olmuştur.

İlker (1975), Adana havzasında yaptığı çalışmasında kuzey kesiminin jeolojisini incelemiş ve çalışma alanının 1/50.000 ölçekli haritasını hazırlamıştır.

Yalçın ve Görür (1983), Adana havzası içerisinde yer alan proje alanında genellikle petrol amaçlı jeolojik çalışmalar yapmışlardır.

Kapur ve ark (1984), bölgede yaygın olarak görülen kaliçi oluşumları üzerine çalışmalar yapmışlardır.

Gürbüz (1985), Karaömerli-Akkuyu-Balcalı (Kuzey Adana) Neojen istifinin sedimenter jeolojik incelemesini yapmıştır.

Yetiş ve Demirkol (1986) tarafından yapılan “Adana Baseni Batı Kesiminin Detay Jeoloji Etüdü” isimli çalışma ile Adana ili yerleşim alanının da içinde bulunduğu geniş bir alanın 1/25.000 ölçekli detay jeoloji haritası yapılmıştır. Bu çalışmaya göre çalışma alanında yer alan birimler temel olarak Handere Formasyonu, Kaliş, Taraça ve Alüvyon’ dan oluşmaktadır.

Literatürde çalışma alanını ilgilendirebilecek uygulamalı jeoloji amaçlı bir adet çalışmaya rastlanmıştır.

Lagap (1997), Adana Büyük Şehir Belediyesi Nazım İmar Planına esas olan çalışmasında bölgedeki eski ve yeni heyelanları ve kaya düşmelerinin beklendiği alanları haritalayarak bu bölgeleri imar için sakıncalı olarak değerlendirmiştir.

Bölge ile ilgili olmayan ancak içerik itibarıyla çalışma konusu ile ilgili olabilecek diğer çalışmalar şunlardır.

Blatt ve ark. (1980), “Origin of Sedimentary rocks” isimli çalışmalarında anhidritin jipse dönüşmesi sonucu %62’lik bir hacim artışının meydana geldiğini söylemişlerdir.

Zanbak ve Arthur (1986), anhidritli kalsiyum sülfat içeren zeminlerde göç ve şişme-büzülme gibi ciddi yapısal hasarların oluşabileceğini, bu tip zeminlerin periyodik olarak su almasıyla hasarların daha da kötüleşeceğini belirtmişlerdir.

Ko ve ark. (1995), The Transition from Weakening to Strengthening in Dehydrating Gypsum: çalışmalarında yerinde bulunan şişen kil mineralleri, kristallerindeki serbest suyu emebilme koşullarında zeminleri ağırlştırabildiklerini, yer altı su tablası seviyesi yükselmeksizin zeminlerin şişmesine neden olabildiklerini ve yapıların konumunu değıştirebildiklerini belirtmişlerdir.

Azam ve ark. (2000), çeşitli kalsiyum sülfat fazları arasında jipsin sınırsal, anhidritin ise yüksek şişme kapasitesine sahip olduğunu söylemişlerdir. Kalsiyum sülfat-kil karışımı zeminlerde kalsiyum sülfat miktarı artınca kilin şişme potansiyelinin azaldığını ve bu karışım eğer jips ise şişme potansiyelinin daha fazla azaldığını belirtmişlerdir.

Yıldırım (2002), sıkıştırılmış killi zeminlerin şişme basınçları ile emme kapasitelerini bazı zemin özelliklerinden yararlanarak belirlemeyi amaçlayan bir çalışma yapmıştır. Bu amaçla plastisite indisleri farklı olan 6 grup kil numuneleri kullanmıştır. Ödometre deneyi ile hesaplamış olduğu şişme basıncı sonuçlarından, su muhtevası artışına karşılık şişme basıncının azaldığını, kuru birim hacim ağırlığı ve plastisite indisinin artmasıyla şişme basıncının arttığını belirlemiştir. Çalışma ile belirli bir plastisite indisine sahip kilin emme kapasitesinin artmasıyla şişme basıncının azaldığı da ortaya konulan grafiklerle ifade edilmiştir.

3. ZEMİN ETÜDLERİNDE İNCELEME TEKNİKLERİ

3. 1. Yüzeysel İnceleme

Bu yöntemle çok basit ve önemsiz yapıların zemin incelemesi yapılabilir. İnşaat arazisi hakkında her şeyden önce ön araştırma yapılmalıdır. Bu işlem kapsamlı zemin incelemesi içinde geçerlidir.

Muayene çukuru, zemini doğal durumda olduğu gibi görmek, üzerinde deneyler yapmak ve örnek almak amacıyla açılır. Genellikle kuyular açılış sırasına göre numaralanır. Kuyuların bir bölümü açıldıktan sonra, zemin tabakalaşma ve karakterinin düşey ve yatay yönlerde değişmediği görülürse diğer kuyuların açılmasından vazgeçilebilir. Muayene çukurları genellikle 4-6 m derinliğe kadar açılmakla beraber önerilen, tekil ve şerit temelli yapılarda dar sömel genişliğinin 3 katı, radye temelli yapılarda ise 1.5 katıdır. Temel zemininin bozulma zayıflamasına yol açmamak için muayene çukurları yapı alanının dışarısına açılmalıdır. Bu yöntem genellikle küçük ve hafif yapılarda uygulanır. Çünkü bu tip yapılarda sondajla zemin araştırması ekonomik olmaz. Kısacası; zemini belirli bir derinliğe kadar incelemede, daha uygun koşullarda numune almada, yer altı suyu varsa statik seviyesi ve miktarı hakkında bilgi almada muayene çukurları tercih edilmelidirler. Sonuçta zemin cinsleri bir profil üzerinde belirtilir. Muayene çukurundan numune alınca numune alıcılar zemini örselemeyecek şekilde keskin ve ince cidarlı olmalıdır. (TS 1901). Numune düşey olarak alınmalı ve laboratuara getirilinceye kadar uygun şekilde korunmalıdır.

3.2. Kapsamlı Zemin İncelemesi

Yukarda belirtilen yüzeysel incelemede yapılan çalışmalara ek olarak genellikle;

- Sondajlar
- Sondajlar içerisinde yapılan deneyler (SPT, CPT, Presiyometre, vein gibi)
- Jeofizik yöntemler kullanılarak kapsamlı çalışma yapılır.

a) Sondajla Zemin Araştırması

Sondajlar, genellikle muayene çukurları ile ulaşamayan 6 m'nin altındaki incelemelerde, muayene çukurları için elverişsiz zemin şartlarında, yer altı su seviyesi altındaki derinliklerde kullanılırlar. Büyük ve önemli yapılarda gerekli derinliklere ancak sondajlarla inilebilir ve yer altı su seviyesinin sondajlara etkisi yoktur. Sondaj çapları genel olarak 50-250 mm arasında değişir. Sıkı zeminlerde sondaj deliği kemerleme etkisi ile desteksiz durabilir. Fakat yumuşak kil veya yer altı su seviyesi altındaki kum zeminlerde muhafaza borusu kullanılarak çukurun araştırmasında da önce arazide sondaj yerleri ve derinlikleri belirlenmelidir.

Jeoteknik mühendisi sondaj yerlerinin tespiti için, kendi tecrübesi ile yapının önemi, boyutu, yük dağılımı, arazi durumu ve topografyasını dikkate alır. Bina sondaj yerleri ve derinlikleri hakkında karar verilirken, kolon yükleri dikkate alınmaktadır. Buna göre 700-800 tonluk bir kolon yüküne sahip çok katlı bir bina ile 20-30 tonluk kolon yüküne sahip 2-3 katlı basit konut veya işyerlerinin aynı ölçüde sondaj aralıkları ve derinlikleri aşağıdaki Çizelge 3.1'de verilmektedir.

Çizelge 3.1. Sondaj Aralıkları ve Derinlikleri (Laman ve Yıldız, 1996).

Kolon veya Duvar Yüğü	Sondaj Aralığı (m)	Derinlik (m)
Hafif	30,0	6,0 – 7,5
Orta	25,0 - 30,0	9,0 – 12,0
Ağır	15,0 - 30,0	15,0 – 25,0

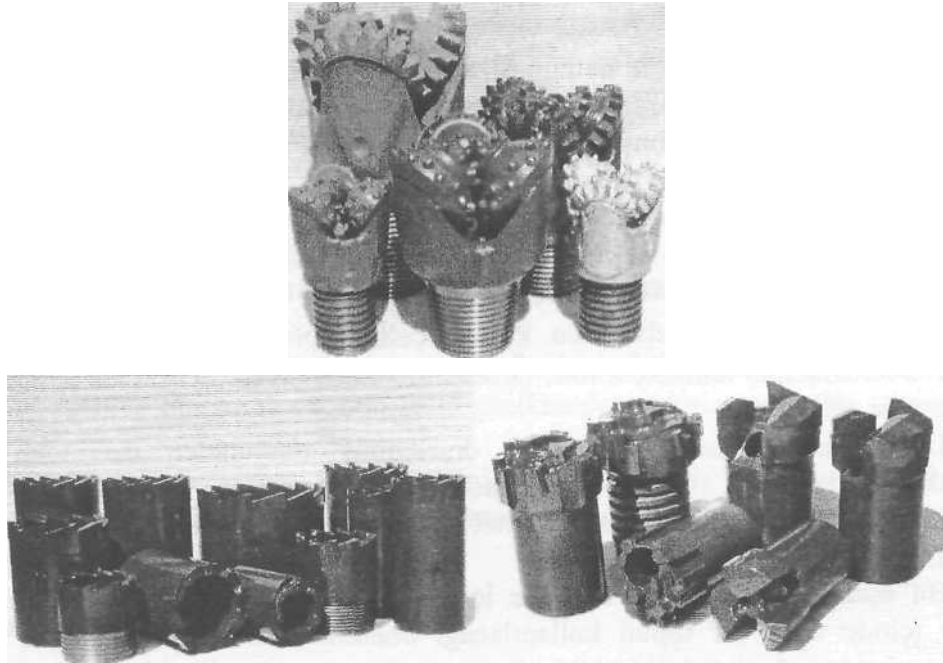
Zeminde sondaj ile delik açılması burgu, darbeli yıkama veya rotary (dönel) sondaj tekniklerinden birisi kullanılarak yapılabilir. Burgular el veya makine ile zeminde ilerler. Zeminin çok yumuşak veya yer altı su seviyesi altında çakıl olması durumunda darbeli sondajlar daha uygundur. Kil, kum veya yumuşak kaya zeminlerde rotary sondaj tekniği kullanılabilir. Tijlere parçalayıcı kafa veya karotiyer sondaj bağlanarak uygulanır. Bu yöntemin en önemli avantajı diğerlerine göre çok daha hızlı ilerleyebilmesidir. Bu teknikte ağızda kesici elmas diş, bulunan uç dönerek zeminde silindirik yüzeyi keser, kesici ağız içinde silindirik zemin numunesi

kalabilir. Sondaj sırasında numune alınarak saklanır. Sondaj deliğinin açılmasında kullanılan kaplama borusu delici ve burguların zemine uygun biçimde sokulmasını sağlamak üzere sondaj sehpaları veya geliştirilmiş sondaj kuleleri kullanılır. Bu kuleler hareketli araçlar üzerine monte edilebilirler. Şekil 3.1 ve 3.2 sırasıyla, parçalayıcı ve karotiyer uçlarını ve kamyon üzerine monte edilmiş bir sondaj makinesini göstermektedir. Sondaj çalışması sonunda her kuyuya ait sondaj logları hazırlanır.

Sondaj yerlerinin tespitinde üst yapı koşulları önemle dikkate alınıp alt zemin tabakalarının enine, boyuna ve diyagonal yönlerde profillerinin çok sayıda elde edilmesi amaçlanır. Farklı büyüklüğe, taban basıncına ve inşa şartlarına bağlı şekil değiştirmelerin bulunması sondaj yerlerine önemle etkir. Sondaj aralarında arazi altyapısına ve üst yapı koşullarına bağımlıdır. Bu hususlar şüphesiz ki sorumlu mühendisin yetkisi altında kalır. Sondaj derinliklerinin tespiti de yine sorumlu mühendisin yetkisi altında kalır. Genel yapılarda yapı kısa kenarının 1.5-3 katı arasında bir derinlik kontrol edilmelidir. Baraj genişliğinin en az 0.25 'i kadar, istinat duvarlarında duvar yüksekliğinin 1.5 katına kadar, kazılarda ise topuk altından olmak üzere en az kazı yüksekliği kadar bir derinlik kontrol edilir.

Sondajlardan numune alınmasında zemin cinsi ve kıvamı önemli rol oynar. Uygulamada genellikle Shelby tüpü kullanılmaktadır. Shelby tüpü numune alıcı zemin sert olmadıkça örselenme faktörü düşük olması nedeni ile tercih edilmelidir. Alüvyonik sahalardaki çok yumuşak kıvamlı kohezyonlu zemin tabakalarında ise başta pistonlu numune alıcı olmak üzere özel tüpler kullanılmalıdır.

Sondajlardan veya inceleme çukurlarından alınan numuneler ne kadar iyi muhafaza edilmiş olursa olsun, çok fazla gecikmeden, zemin mekaniği laboratuvarına ulaştırılmalıdır.



Şekil 3.1 Parçalayıcı ve Karotiyer Uçlar (Kanıt, 2003).



Şekil 3.2 Kamyon Üzerine Monte Edilmiş Sondaj Makinesi (Kanıt, 2003).

b) Numune Alınması

Açılan sondaj ve muayene çukurundan laboratuvar deneyleri için örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınır. Örselenmemiş numune, zeminin yerindeki durumunu mümkün olduğu kadar temsil eden, yapısı ve su içeriği korunmuş zemin numunesidir. Kayma direnci, konsolidasyon veya permeabilite deneyleri için alınır ve muhafaza edilir. Muayene çukurlarında örselenmemiş numuneler tüp çıkılarak, sondaj sırasında ise özel numune alıcılar ile alınırlar. Örselenmiş numuneler ise tabii yapısı bozulmuş sondaj ile ilerlerken veya muayene çukurlarından alınmış numunelerdir. Bu tip numuneler sınıflandırma ve tanımlama için kullanılırlar. Kavanoz, plastik torba , tüp veya muhafaza içinde korunurlar.

Örselenmemiş numuneler muayene çukurlarında zemine içi ve dışı yağlı bir taraftaki ağzı keskin hale getirilmiş ince cidarlı çelik tüp çıkılarak alınır. Su içeriğini korumak için çelik tüpün her iki ucu parafin ile kapatılır, örselenmemiş numuneler her tabaka değişiminde ve 1-1.5m aralıkla alınırlar. Alınan numuneler etiketlendikten sonra etiketin üzerine sondaj (veya çukur) numarası, derinliği, yeri ve tipi (örselenmiş veya örselenmemiş) yazılır.

3.3. Arazide Yapılan İnceleme Deneyleri

Özellikle çok hassas kil ve silt zeminlerde veya bazı kohezyonsuz zeminlerde örselenmemiş numune almak zor ve hatta imkansızdır. Bu nedenle zeminin tabii halde, yerinde özelliklerini tahmin etmek için bazı arazi deneyleri kullanılmaktadır. Ancak arazi deneylerinden elde edilen sonuçlar deney yaparak bu durum telafi edilmeye çalışılır. Ayrıca arazi deneyleri ile laboratuvar deneylerinin birlikte değerlendirilmesi ile daha güvenilir sonuçların elde edilmesi mümkündür.

Bu deneyler ;

- Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)
- Plaka Yükleme Deneyi (CBR)
- Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)

- Presiyometre Deneyi (PMT)
- Vein Deneyi

3.3.1. Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

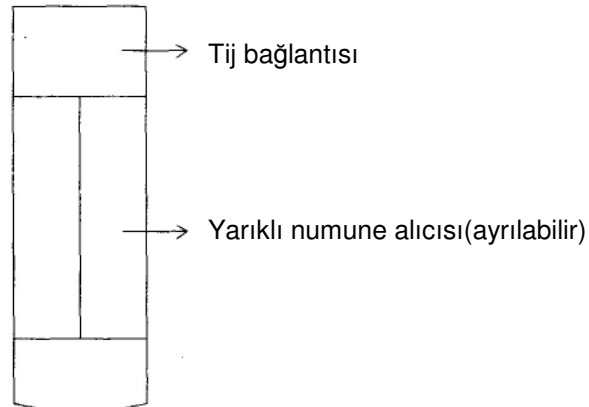
Standart penetrasyon deneyinde dış çapı 2 inç, iç çapı ise 1,38 inç olan standart bir "örselenmiş" numune alıcı; sondaj kulesinden ağırlığı 63.5 kg olan, bir kütlenin 76 cm uzaklıktan sistem üzerine serbest düşürülmesi ile zemine çakılır. 63.5 kg ağırlık test yapılan derinlikte, SPT ucu zemine toplam 45 cm derinliğe girene kadar 76 cm den serbest düşürülmeye devam edilir ve düşüş sayıları not edilir. İstenilen derinlikte deney yapabilmek için sondaj durdurulur, SPT ucu bu derinliğe indirilir ve deneye başlanır. İlk 15 cm penetrasyon için gereken düşüş sayısı yok sayılır. Son 30 cm penetrasyon için gereken düşüş sayısı rapor edilir. İlk 15 cm'lik penetrasyonun ihmal edilmesinin sebebi, bu kısımdaki zeminin sondajdan dolayı örselendiği ve zeminin davranışını temsil edemeyeceği düşüncesidir. Eğer 30 cm penetrasyon, 50 kez ağırlık düşürülerek elde edilemez ise SPT sonucu penetrasyon miktarı/50 şeklinde (örneğin 10cm/50) rapor edilir. Deneyin adı, standart penetrasyon deneyi olmasına rağmen gerçekte sadece SPT, örselenmiş numune alıcısı standarttır. Ağırlık düşürme sistemi ise çeşitlilik göstermektedir. İki adet ağırlık düşürme sistemi bulunmaktadır. Bunlar emniyet çekici ve donut (halka) çekicidir. Ayrıca ağırlık düşürme sistemi bir halat ve makara vasıtasıyla sondör tarafından, halat çekilip (76 cm) bırakılarak yapılabileceği gibi, otomatik bir makine tarafından da gerçekleştirilebilir. Bu durum çok önemlidir. Çünkü kullanılan sistem serbest düşen ağırlığın enerjisinin ne kadarının SPT ucuna iletileceğini belirler. Örneğin ülkemizde çok kullanılmakta olan halat-makara, donut gibi ağırlıktan oluşan elle yapılan sistemde, enerjinin yaklaşık %45'i SPT ucuna iletilmektedir. Bununla birlikte Amerika ve Avrupa ülkelerinde kullanılan sistemde (emniyet çekiçli-otomatik sistem) düşen ağırlığın enerjisinin %60 ile %70'i SPT ucuna iletilmektedir. SPT deneyini uygulayan kişi, kendi sisteminin enerji oranını bilmek ve bunu projeciye bildirmek zorundadır. Eğer enerji oranına ilişkin detaylı bilgi yoksa, ülkemizde sık kullanılan halatlı makaralı sistemde %45 enerji oranı kabul edilebilir.

Ancak şunu da belirtmek gerekir ki, yurdumuzda SPT ucunun bozulmuş, özelliğini kaybetmiş olması ve ağırlığın 76 cm yükseklikten düşürülmemesi gibi, operatör hatalarından kaynaklanan yanlış uygulamalara oldukça sık rastlanmaktadır. Bu duruma çok dikkat edilmesi gerekir. Çünkü zeminden örselenmemiş numune alınamadığında (özellikle kohezyonsuz zeminlerde), eldeki tek veri hemen hemen sadece SPT değeri olmaktadır.

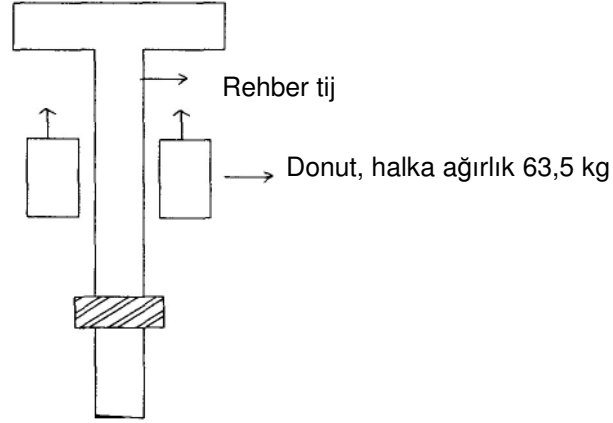
Zemine iletilen enerji oranının önemli olduğu yukarıda belirtilmiş ve SPT değeri kullanılarak hesap yapılırken (taşıma gücü, oturma, sıvılaşma potansiyeli vb.) hesap metodunda belirtilen enerji oranına SPT sayısının çevrilmesi gerekir. Örneğin kullanılacak metotta N_{70} yani %70 enerji oranlı SPT sayısı kullanımı belirtilmiş ise, enerji oranının ters orantı kullanılarak bu sisteme çevrilmesi gerekir. Eğer çevrilmez ise ve elde edilen değer %45 enerjiye göre düzenlenmiş ise, daha az enerji oranında, daha yüksek darbe sayıları elde edileceğinden, hesaplamalar sonucunda zemin olduğundan daha sağlamış gibi yorumlanabilir.

SPT arazide 1.5-2 m. gibi sabit aralıklarla, sondaj boyunca tekrarlanır. Örselenmiş numune alıcısından çıkartılan numuneler laboratuara sınıflandırma deneyleri yapılması için gönderilir.

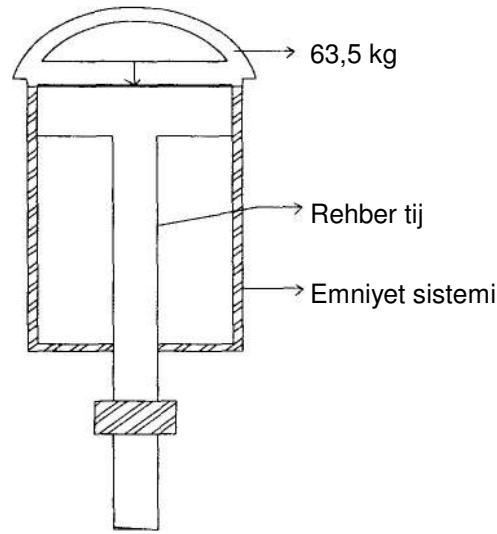
SPT, örselenmemiş numune alınamayan kohezyonsuz zeminler için geliştirilmiş olmakla birlikte kohezyonlu zeminlerde de başarılı sonuçlar vermektedir. Şekiller 3.3. 3.4 ve 3.5 sırasıyla, SPT ucu, donut ağırlık düşürme sistemi ve emniyetli ağırlık düşürme sistemi göstermektedir (Kanıt, 2003).



Şekil 3.3. SPT, Örselenmiş Numune Alıcı (Kanıt, 2003).



Şekil 3.4. Donut Ağırlık Sistemi (Kanıt, 2003).



Şekil 3.5. Emniyetli Ağırlık Düşürme (Kanıt, 2003).

SPT deneyi sonucunun sadece enerji oranı için değil aşağıda sıralanan, faktörler içinde düzeltilmesi gerekir. Aynı zemin, daha derin bir seviyede SPT yapılırken çevresel basıncın daha yüksek olması sebebiyle daha yüksek direnç gösterir ve dolayısıyla N sayısı daha yüksek elde edilir. Bunun getireceği yanlış değerlendirmeleri önlemek için, SPT sayılarının seçilen referans bir derinliğe göre

(efektif gerilmenin 1 atm olduğu derinlik) düzeltilmesi gerekir. Bu düzeltmeyi yapabilmek için gereken düzeltme katsayısı C_N aşağıdaki bağıntıyla belirlenir.

Zeminin ince kum-silt karışımından oluşması ve suya doygun olması halinde;

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma_v'}} \quad (3.1)$$

Bu eşitlikte;

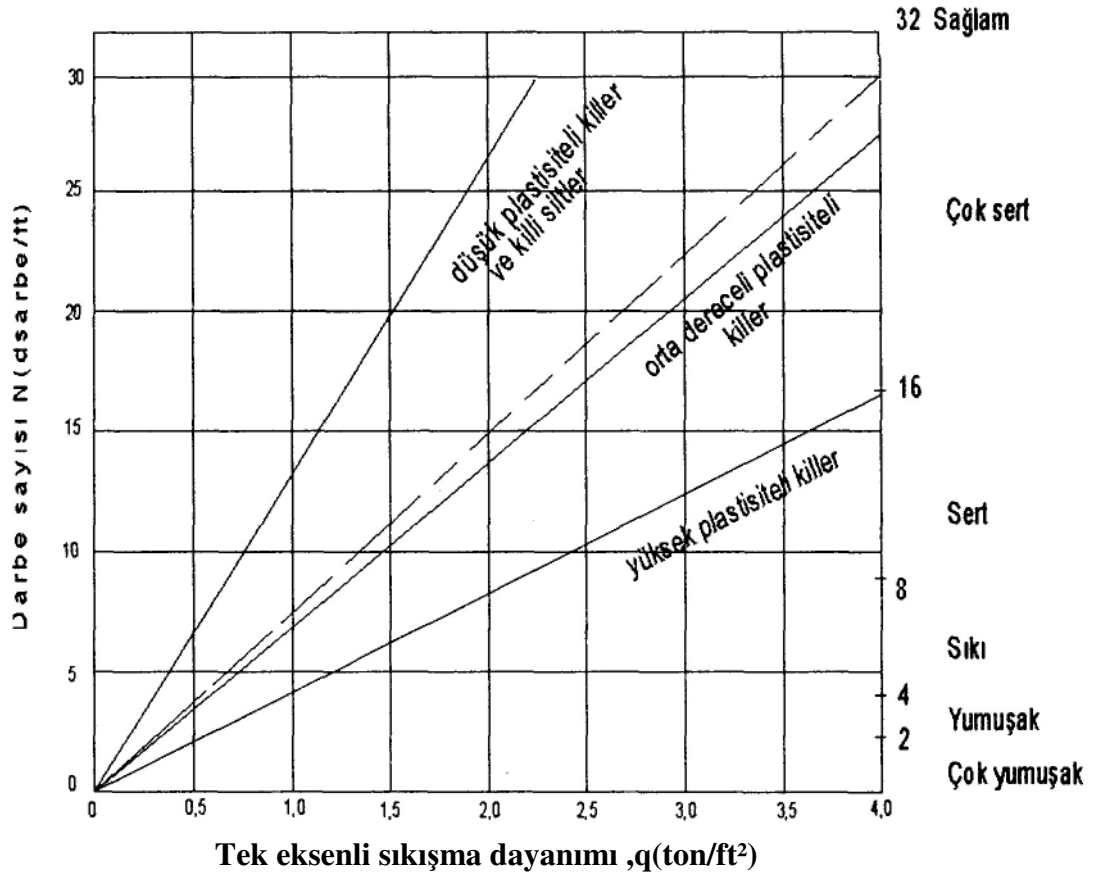
P_a = Referans derinlikteki gerilme (1 atm $\cong$ 95,76 kPa),

σ_v' = Test derinliğindeki efektif gerilmedir.

Test anında darbeden dolayı, zeminde aşırı boşluk suyu basıncı gelişimi oluşabilir. Bu durumun getireceği yanılmayı düzeltmek için eğer SPT sayısı 15'den büyük olarak elde edilmiş ise ($N > 15$ ise düzeltme yapılmaz)

$$N_{düz} = 15 + \frac{1}{2} (n - 15) \quad (3.2)$$

bağıntısıyla düzeltilir. Bu düzeltme tij çapları değiştikçe sistem sürtünmesinin değişebileceği vb. sebeplerden dolayı yapılır. Sondaj çapı düzeltme katsayısı (CB) aşağıdaki değerlerden seçilir. Eğer sondaj çapı 60-120 mm arasında ise düzeltme uygulanmaz; eğer çap 150 mm ise N sayısı 1,05 ile; çap 200 mm ise N, 1,15 ile çarpılır. Şekil 3.6. kohezyonlu zeminlerde SPT sayısı ile tek eksenli dayanımı arasındaki ilişkiyi göstermektedir (Ulusay, 2001).

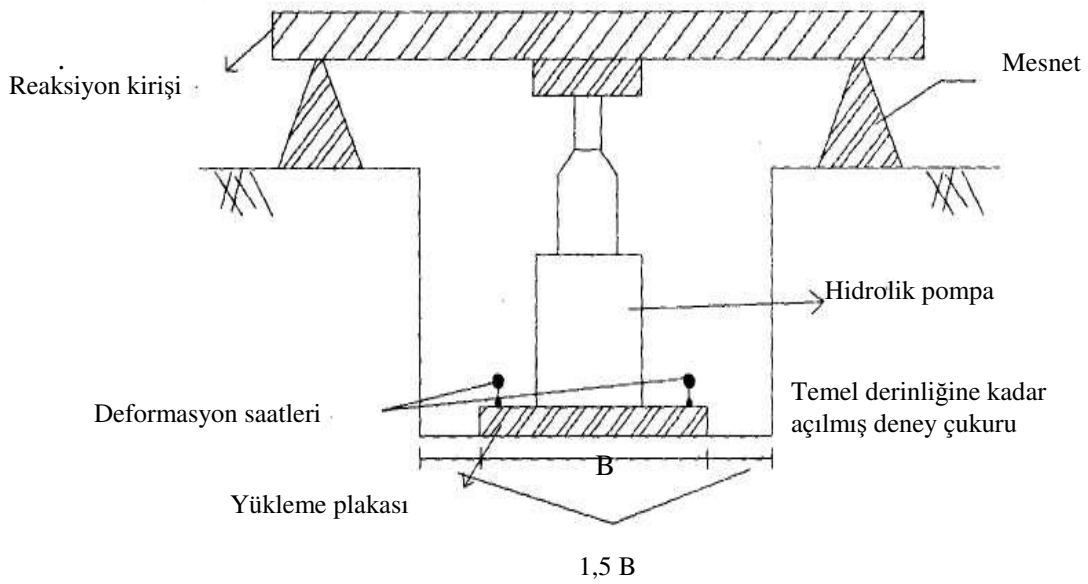


Şekil 3.6. Kohezyonlu Zeminlerde, SPT Sayısından Tek Eksenli Dayanımın Belirlenmesi (Ulusay, 2001).

Daha önce de belirtildiği gibi standart penetrasyon deneyi, orjinal olarak örselenmemiş numune alınamayan, kohezyonsuz zeminler için geliştirilmiştir, bu sebeple kohezyonlu zeminler için "N" değerini kullanan ampirik bağıntılar, kohezyonsuz zeminlerde olduğu kadar yaygın bir şekilde geliştirilmemiştir. Şekil 3.6'da verilen abak kullanılırken unutulmaması gereken, abağın verilen bir "N" değeri için tek eksenli sıkışma dayanımını oldukça geniş bir aralıkta tahmin etmesidir. Örneğin "N" değeri 15 olan, orta dereceli plastisitede bir kilin tek eksenli sıkışma dayanımı yaklaşık 2.2 ton/ft² ile 3.5 ton/ft² arasında tahmin edilir.

3.3.2. Plaka Yükleme Deneyi

Plaka yükleme deneyi, çapları 30-100 cm arasında değişen daire şeklindeki plakaların belli adımlarla yüklenmesi ve her bir adımda gerçekleşen oturma miktarının kayıt edilmesi şeklinde yapılır. Uygulanan her bir yük değerinde oturmalar stabil hale gelene kadar beklenmeli ve zemin yenilene kadar deneye devam edilmelidir. Şekil 3.7’ de tipik bir plaka yükleme deneyi düzeneğini görmektedir.



Şekil 3.7. Plaka Yükleme Deneyi Düzeneği (Kanıt, 2003).

Bu deneyin en büyük avantajı, yatak katsayısı "k"nın doğrudan ölçülebilmesidir. ($k = \text{gerilme} / \text{deformasyon}$)

Aynı şekilde, zeminin deformasyon modülü aşağıdaki eşitlikten de belirlenebilir.

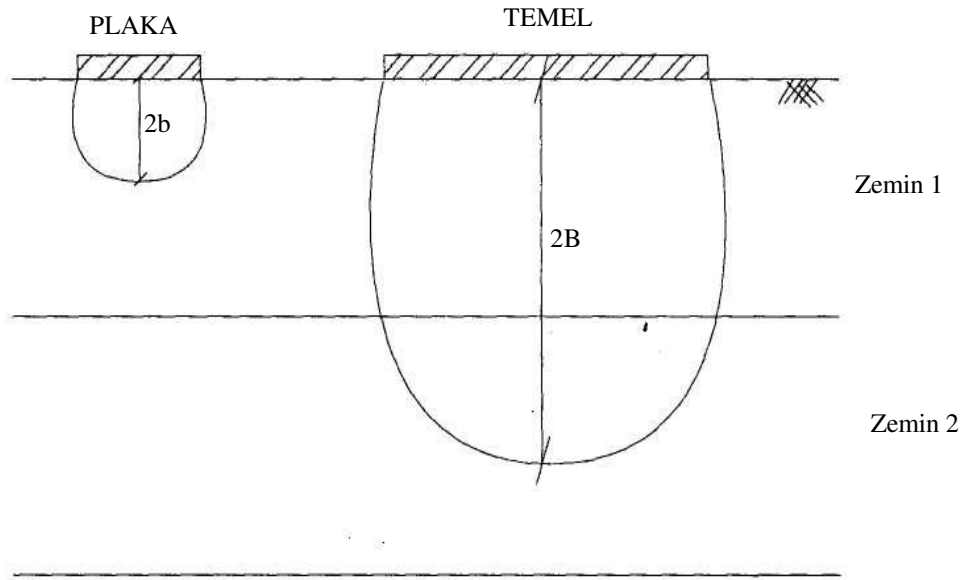
$$E = \frac{\pi \cdot q \cdot B (1 - \nu^2)}{4S} \quad (3.3)$$

Eşitlik (3.3)'teki q = plakaya uygulanan yükü, B = plaka çapını, ν = zeminin poisson oranını ve S = plakanın oturma miktarını göstermektedir.

Plaka yükleme deneyinin dezavantajı boyut etkisidir. En yaygın olarak kullanılan 30 cm çaplı plakanın boyutları temel boyutlarıyla kıyaslandığında oldukça küçüktür. Yüklü bir alanın gerilmesinden etkilenen bölge, yüklü alanın kısa kenarının 1,5-2,0 katı civarındadır. Dolayısıyla, plaka gerçekte temelin etkileyeceği alanın oldukça az bir miktarı için sonuç vermektedir. Bu durum Şekil 3.8 ile gösterilmiştir.

Boyut etkisi düşünüldüğünde; eğer zemin 1, zemin 2' den daha sağlam ise plaka yükleme deneyi temel tasarım için emniyetsiz sonuç verecektir. Tam tersi durumda ise temel tasarımı aşırı emniyetli yapılacaktır. Bu durumdan kaçınmak için ya 1 m çaplı plaka kullanılmalı (bu durumda bile, boyut etkisi önemlidir), ya da zemin profili gözden geçirilerek sonuçlar yorumlanmalıdır.

Plaka yükleme deneyinden, zemin taşıma gücü ve ani oturma miktarı hesaplanabilmektedir.

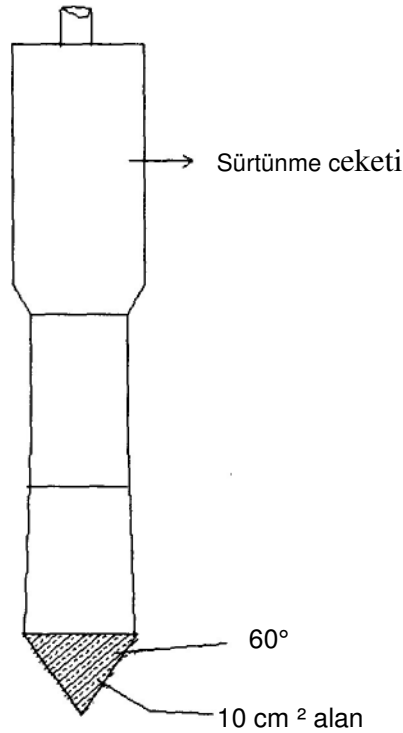


Şekil 3.8 Plaka Yükleme Deneyinde Boyut Etkisi (Kanat, 2003).

3.3.3. Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)

Koni penetrasyon deneyinde açısı 60° ve alanı 10 cm^2 olan bir koni, zemine hidrolik bir güç vasıtasıyla 20 mm/sn sabit hızda itilir. Bu sırada koninin uç kısmında meydana gelen uç resistansı ve koninin ceket kısmında (muhafaza kısmı) meydana gelen sürtünme resistansı ölçülür. Bu ölçümler deneyin yapıldığı profil boyunca sürekli olarak yapılır.

Bu deneyi yapabilmek için bir sondaj kuyusuna ihtiyaç yoktur. Bu sebeple maliyeti düşüktür. Deneyin bir başka avantajı da sürekli olarak zeminden değer alınabilmesidir. Ancak deney yapılan zemin profili boyunca numune alınamaması dezavantajıdır. Şekil 3.9 tipik bir koni penetrometresini göstermektedir.



Şekil 3.9 Mekanik Koni Penetrasyon Ucu (Kanıt, 2003).

Günümüzde konik penetrasyon deneyinin boşluk suyu basıncını ölçebilen piezocone, ucunda titreşim algılayıcısı bulunan ve kayma dalgası hızı ölçebilen

sismocone vb. oldukça gelişmiş çeşitleri bulunmaktadır. Şekil 3.10 tipik bir koni penetrasyon deneyi sonuç grafiklerini göstermektedir. Ceket direncinin uç direncine oranının yüzde cinsinden ifadesi sürtünme oranı (f_r) olarak tanımlanmıştır. Sürtünme oranı ise,

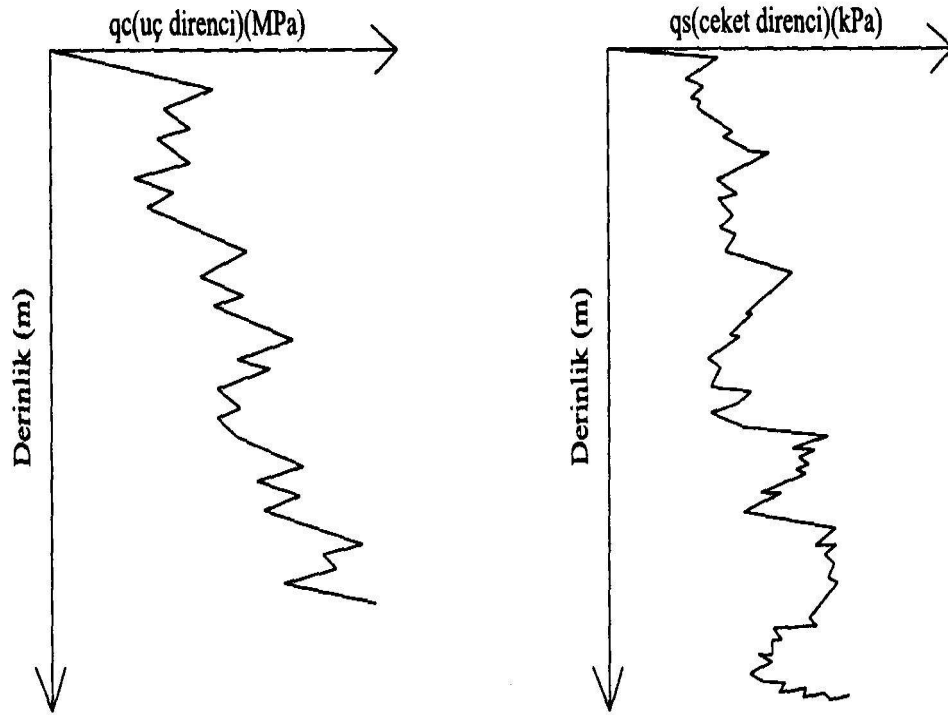
$$(f_r) = (q_s / q_c) \times 100 \quad (3.4)$$

Bu bağıntıda;

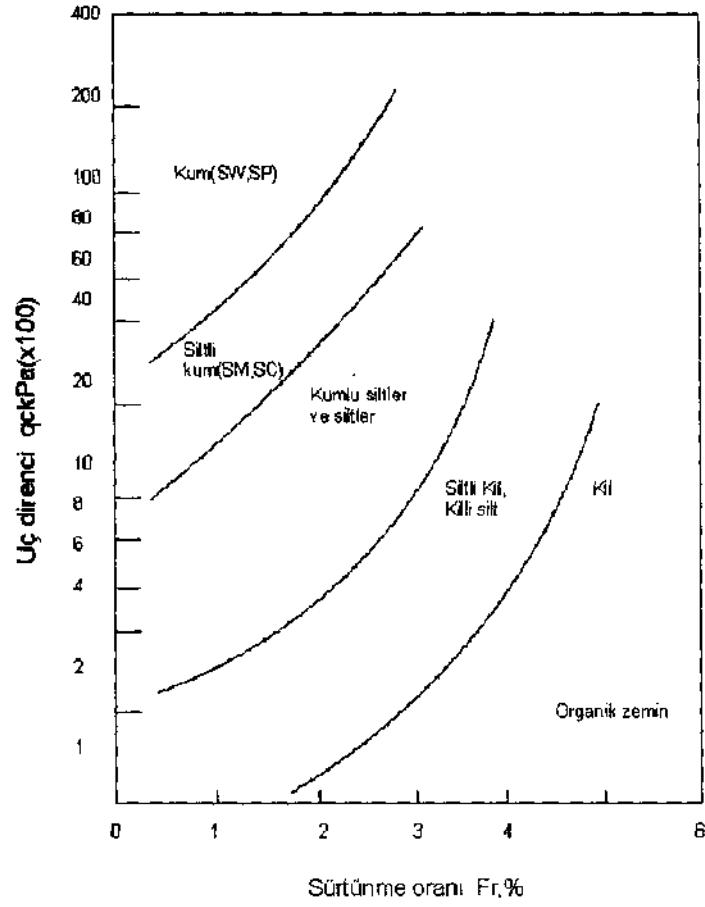
f_r = Sürtünme oranını (%),

q_s = Ceket direncini (kPa),

q_c = Uç direncini (MPa), gösterir.



Şekil 3.10. Tipik bir CPT Grafiği (Kanit, 2003).



Şekil 3.11. Robertson, Campanella Zemin Sınıfı Kartı (Kartı, 2003).

Robertson ve Campanella, 1983 tarafından geliştirilen abak yardımıyla, sürtünme oranı (f_r) ve uç direnci kullanılarak zemin tipini tahmin edebilmek mümkün olmaktadır. Şekil 3.11 Robertson ve Campanella'nın abağını göstermektedir. Kohezyonlu zeminlerin drenajsız kesme mukavemeti, uç direnci değeri kullanılarak elde edilebilir. Aşağıdaki bağıntı bunu göstermektedir.

$$S_u = \frac{q_c - P_0'}{N_K} \quad (3.5)$$

Bu bağıntıda;

S_u = (kPa) da, tek eksenli dayanım değerini,

q_c = Uç direncini (kPa),

P_0' = Test derinliğindeki efektif gerilme düzeyini (kPa),

N_K = Koni faktörünü (genellikle 15-20 cm arası), göstermektedir.

Kohezyonsuz zeminlerin içsel sürtünme açıları ϕ ($^\circ$), q_c (MPa), uç direnci kullanılarak elde edilebilir. Aşağıdaki bağıntı Bowles, J., (1996)'dan geliştirilmiştir.

$$\phi = 29^\circ + \sqrt{q_c} \quad (3.6)$$

Bu bağıntıda;

ϕ = İçsel sürtünme açısını

q_c = Uç direncini (MPa) göstermektedir.

Yukarıdaki bağıntıda 29° yerine çakıllar için 34° ve siltli kumlar için ise 24° yazılır. Bu bağıntıda q_c 'nin birimi MPa'dır. CPT deneyinden elde edilen q_c uç direnci kullanılarak SPT değerine veya N'den q_c 'ye geçiş yapabilmek mümkün olmaktadır. Bu ikisi arasındaki korelasyon zeminin ortalama tane çapına (D_{50} , mm) bağlıdır. Çizelge 3.2 değişik tane çaplarındaki zeminlerin, q_c/N_{60} oranını göstermektedir.

Çizelge 3.2. Değişik Zeminlerin q_c/N_{60} oranı (Kanit, 2003).

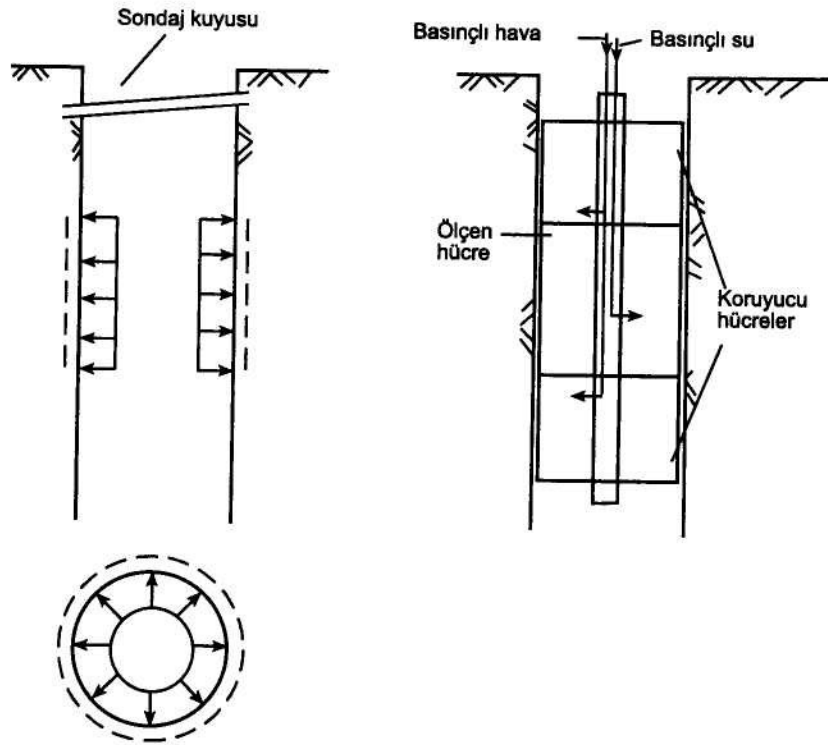
Zemin tipi	q_c/N_{60}
Siltler, kumlu Siltler, biraz kohezyonlu silt-kum karışımları	0,1 - 0,2
Temiz ince-orta taneli kumlar, az siltli kumlar	0,3 - 0,4
Kaba taneli kumlar, az çakıl içeren kumlar	0,5 - 0,7
Kumlu çakıllar, çakıllar	0,8 - 1,0

CPT deneyi sonuçlarından temellerin taşıma güçlerini, oturma miktarlarını, kazık taşıma güçlerini, sıvılaşma potansiyelini vb. belirlemek mümkündür.. Özellikle, taşıma amaçlı kullanılan kazıkların tasarımında CPT başarılı sonuçlar vermektedir. Bunun sebebi CPT'nin kazıkların çalışmasıyla benzeşmesidir.

3.3.4. Pressiyometre Deneyi (PMT)

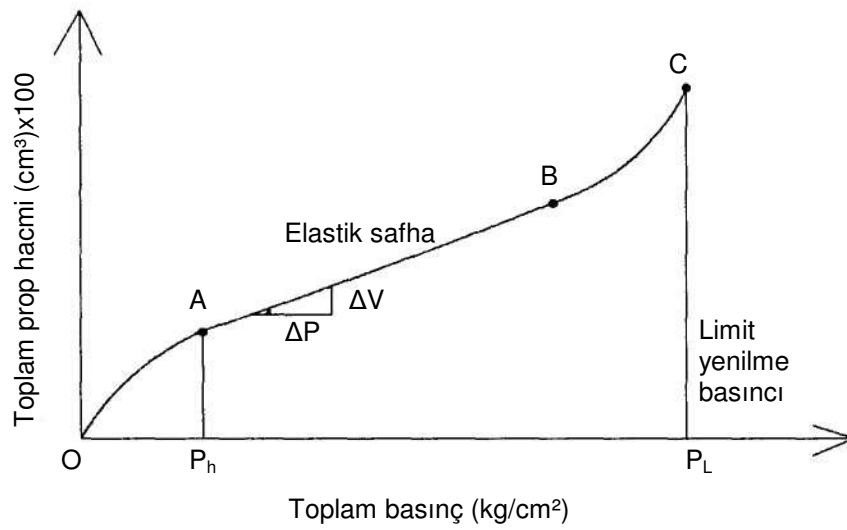
Pressiyometre deneyi, üstünde ve altında koruyucu hücreler olan ölçüm hücresinin kuru hava veya azot gazı basıncıyla şişirilerek, her bir basınç değeri için meydana gelen hacim değerlerinin ölçülmesi esasına dayanır. Ölçüm hücresine basınç uygulamadan önce, basınç uygulanarak şişirilen, ölçüm hücresinin üzerinde ve altında yer alan koruyucu hücrelerin görevi, ölçüm hücresinin sadece yanlara doğru genişmesini sağlamamaktır.

Pressiyometre deneyinin, diğer arazi deneylerine göre en önemli üstünlüğü, yatay zemin gerilmesinin (P_h), zeminin gerilme deformasyon ilişkisinin ve zeminin yenilme basıncının (P_L), doğrudan yerinde ölçülebilmesini sağlamaktadır. Şekil 3.12 pressiyometre deney düzeneğini göstermektedir.



Şekil 3.12 Pressiyometre Deney Düzeneği (Uzuner, 2000).

Bu deneyin dezavantajı ise, sondaj deliğine ihtiyaç duyulmasıdır. Dolayısıyla test edilen zemin ister istemez bir miktar örselenmiş olmaktadır. Bunu önleyebilmek için günümüzde kendiliğinden sondaj açabilen (self boring pressuremeters SBPMT) presiyometre geliştirilmiştir. Ne varki bu tip presiyometre her zeminde kullanılamamaktadır ve bu sebeple kullanımı da yaygınlaşmamıştır. Şekil 3.13 tipik bir presiyometre sonuç grafiğini göstermektedir.



Şekil 3.13. Presiyometre Sonuç Grafiği (Kanit, 2003).

Yukarıdaki şekilde görüldüğü gibi A noktasında zeminin elastik deformasyon safhası başlamıştır. Bu safhaya gelebilmek için gereken basınç yatay zemin basıncına eşittir. Elastik safhanın (AB) eğiminden zeminin elastisite modülü belirlenebilir. C noktasında ise zemin plastik safhaya geçmiş yani yenilmiştir. Bu basınca limit basınç (P_L) denilmektedir. Limit basınç kullanılarak zemin taşıma gücü elde edilebilir. AB bölgesi eğiminin tersi kullanılarak ($\Delta P/\Delta V$), aşağıdaki bağıntıdan zeminin elastisite modülü belirlenir.

$$E = 2.(1 + \nu).V_0'.(\Delta P/\Delta V) \quad (3.7)$$

bu bağıntıda;

ν = Zeminin poisson oranı,

V_0' = Ölçüm hücresinin ortalama basınç düzeyindeki hacmini,

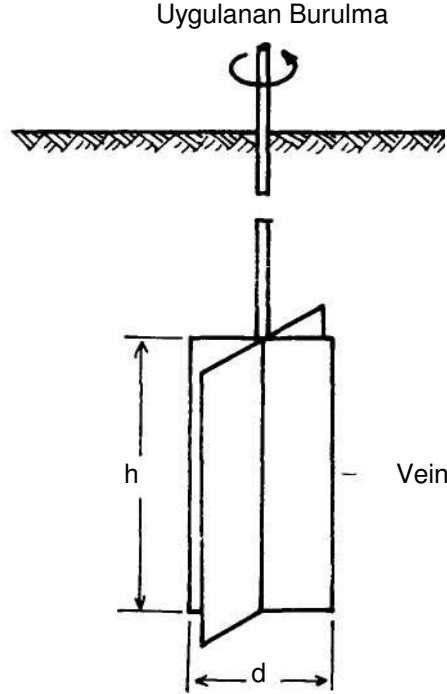
E = Zeminin elastisite modülünü, göstermektedir

V_0' değeri, kullanılan ölçüm hücreye ait bir değerdir.

Pressiyometre deneyine başlamadan önce sistem kalibre edilmeli ve kalibrasyon eğrileri de sonuç grafiği ile birlikte sunulmalıdır. Bu işlemler cihazların kullanım kılavuzlarında detaylı bir şekilde anlatılmaktadır.

3.3.5. Arazi Vein Deneyi

Bu deney laboratuarlarda kullanılan vein deneyi cihazının sondajda kullanılabilecek büyüklükte olanıyla yapılır ve sadece yumuşak killerde uygulanabilir. Yumuşak killerde örselemeden ve uygun bir şekilde numune alabilmek güç olduğundan bu cihaz geliştirilmiştir. Şekil 3.14'de vein deney aleti gösterilmektedir.



Şekil 3.14 Vein Deney Aleti (Özaydın, 1997).

Kanatlı kesici uç, tijler yardımıyla sondaj tabanına yani test derinliğine indirilir, hidrolik basınçla zemine itilir, tijlerin yukarıda kalan ucuna bir torkmetre bağlanır ve tijler kendi etrafında döndürülerek kanatlı kesici ucun zemini yenmesi ve kendi etrafında dönmesi sağlanır. Bu sırada torkmetreden okunan en yüksek tork değeri ile zeminin drenajsız kesme mukavemeti doğrudan orantılıdır. Çakıllı-kumlu ve sert kil zeminlerde (tek eksenli > 100 kPa) bu deney uygulanmaya çalışılmamalıdır. Kanatlı kesici uç zemine en az sondaj çapının üç katı kadar itilmelidir. Aşağıdaki bağıntı, zeminin drenajsız kesme dayanımı ile yenilme torku arasındaki ilişkiyi göstermektedir.

$$T = \pi \cdot S_u \cdot \left(\frac{d^2 \cdot h}{2} + \frac{d^3}{6} \right) \quad (3.8)$$

bu ifadede,

T: yenilme anında ölçülen torku

d: kanatlı kesicinin çapı

h: kanatlı kesicinin yüksekliği

S_u : zeminin drenajsız kesme mukavemeti olarak tanımlanmaktadır.

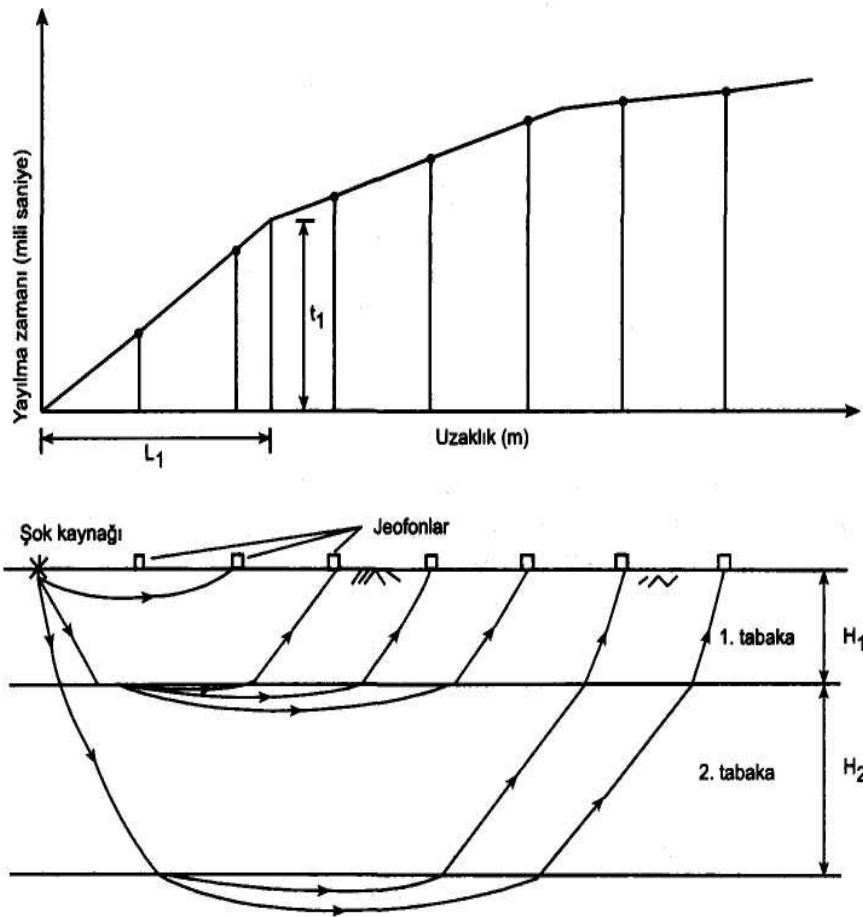
3.4. Jeofizik Yöntemler

Zemin etütlerinde, geniş alanların zemin yüzünden hızlı (çabuk) bir şekilde incelenmesinde kullanılan başlıca jeofizik yöntemler, aşağıda açıklanmaktadır.

3.4.1. Sismik Kırılma Yöntemi (Sismik Yöntem)

Bu yöntemde, zeminde şok (titreşim) dalgaları oluşturularak, bunların yayılma süreleri, jeofon(sismograf) denilen aletlerle belirlenir. Zeminde şok dalgaları oluşturmak için; ya, bir miktar patlayıcı sığ bir derinlikte patlatılır, veya ağır bir çekiçle zemin yüzündeki bir metal plakaya vurulur. Zemin üzerinde, bir doğrultu boyunca yöntem uygulanır. Ya çok sayıda jeofon kullanılır veya, bir jeofon, sabit şok

kaynağından, gittikçe uzaklaştırılarak, deney tekrarlanır (Şekil 3.16.). Deney sonunda, uzaklık-yayılma süresi grafiği çizilir. Bu grafik, tabakalı zeminde, kırık doğru parçalarından oluşur. Şok kaynağından çıkan dalgalardan, 1. tabaka içinde doğrudan yayılanlar, ilk jeofonlara daha önce varırlar. Daha sonraki jeofonlara ise; alttaki tabakaya ulaşp, onun içinde yayılıp, tekrar yüzeye varanlar, doğrudan yayılanlara göre, daha önce varırlar. Bunların kat ettikleri yol daha uzun olsa da, alttaki tabakada yayılma hızı daha büyük olduğu için, jeofonlara daha erken varırlar. Böylece, bu yöntemde tabakaların, aşağıya doğru gittikçe artan dalga yayılma hızlarına sahip olmaları gerektiği anlaşılmış olur. Uzaklık-yayılma süresi grafiğinde, kırılma noktaları, yeni bir tabakanın varlığına işaret eder.



Şekil 3.15. Sismik Kırılma Yöntemi (Uzuner, 2000).

Grafik ve bazı bağıntılarla, tabaka kalınlıkları, zemin cinsleri vb. belirlenir. Örneğin 1. tabakadaki Şekil 3.15'te yayılma hızı (v_1) 3.9 denklemiyle hesaplanır.

$$v_1 = \frac{L_1}{t_1} \quad (3.9)$$

bu ifadede,

v_1 : dalga yayılma hızı

L_1 : uzaklık

t_1 : yayılma zamanı olarak tanımlanmaktadır.

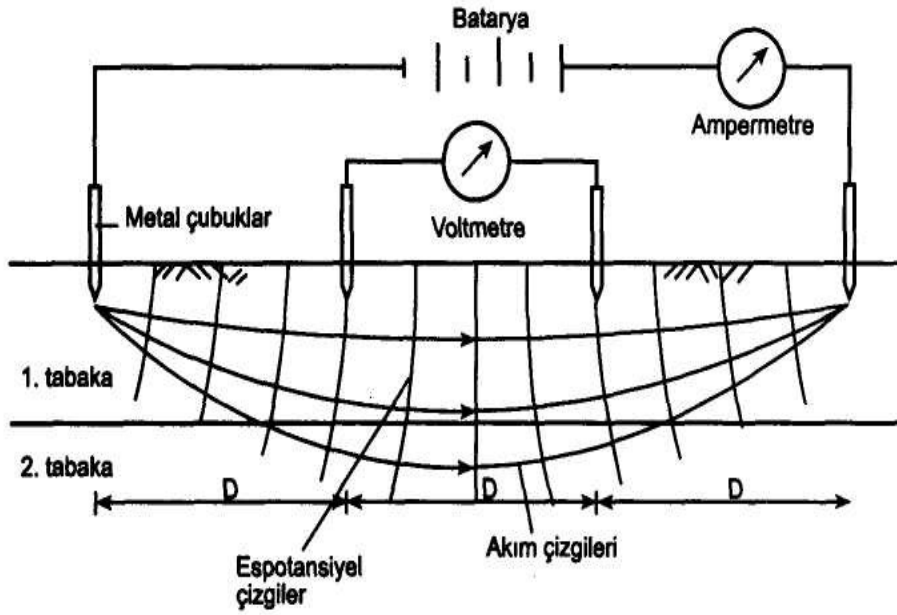
İlgili tablolardan, v hızından zemin cinsi (sınıfı) tahmin edilir. Çünkü, her zeminin kendine özgü bir dalga yayılma hızı vardır. Benzer işlemlerle, tabaka kalınlıkları ve zemin cinsleri belirlenir (Hvorslev, 1949).

3.4.2. Elektriksel Direnç Yöntemi (Rezistivite Yöntemi)

Bu yöntemde, zemin üzerinde, bir doğrultuda, 4 metal çubuk, elektrot olarak eşit aralıklarla zemine çakılır (Şekil 3.16). Dıştaki iki çubuk arasında, doğru akım (batarya vb.) oluşturulur. İçteki iki çubuk arasında, potansiyel farkı (V) ölçülür. Rezistivite zeminlerin su içeriğine oldukça hassas bir şekilde bağlıdır. Örneğin suya doymun killer oldukça düşük rezistiviteye; kuru zeminler ve kayalar ise, yüksek rezistivite değerlerine sahiptirler.

Rezistivite bu özelliğinden dolayı, yer altı suyu seviyesinin belirlenmesinde başarılı bir şekilde kullanılabilmekte ve zemin tabakalarının neler olabileceğini de tahmin edebilmektedir.

Rezistivite yöntemi özellikle yer altı suyu seviyesini belirlemede ve ana tabaka değişimlerini belirlemede oldukça başarılı sonuçlar vermektedir. Ancak önemle bilinmesi gereken husus bu yöntemin “zemin mukavemetine” ilişkin yorumda bulunabilecek bir parametre sağlamlığıdır.



Şekil 3.16. Elektriksel Direnç Yöntemi (Uzuner, 2000).

Zeminin ortalama elektriksel direnci(R) aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır.

$$R=2 \pi D \frac{V}{I} \quad (3.10)$$

Burada, R: Elektriksel direnç (Ohm.cm), D: Uzaklık (cm), V: Potansiyel farkı (Volt), I: Akım şiddeti (Amper) dir. Hesaplanan dirençten, zemin cinsi, yeraltı su düzeyi, varlığı, tabakalar vb. tahmin edilir. Her zeminin kendine özgü bir elektriksel direnci vardır. Yöntem iki türlü uygulanır. Ya, sistem ötelenerek, alan, yatay doğrultuda öğrenilir. Sistemin simetri eksenini sabit tutularak, D gittikçe artırılır. Bu şekilde, zemin, derinlik boyunca öğrenilir. Çünkü, D arttıkça, elektrik akımının kapsadığı derinlik artar. Jeofizik yöntemler, tahmini bilgi verirler. Bunların sonuçları, sondaj veya sondalama ile kesinleşir.

3.5. Laboratuvar Deneyleri

3.5.1. Sınıflandırma ve Tanımlama Deneyleri

- Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi
- Relatif Sıkılık Deneyi
- Özgül Ağırlık Deneyi
- Kıvam Limitleri Deneyi
- Standart Proktor Deneyi

3.5.1.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi

3.5.1.1.1. Tane Boyutu ve Tane Çapı Dağılımı

Tabii zeminleri oluşturan katı taneler çok değişik boyutlarda olabildiği gibi, aynı zemin içinde birbirinden çok farklı boyutlarda taneler bir karışım halinde bulunabilmektedir. Zeminleri bu açıdan bir sınıflandırmaya tabi tutabilmek için, boyutları belirli büyüklükler arasında kalan taneleri tanımlayan bazı terimler kullanılmaktadır. Zemin taneleri, büyükten küçüğe doğru, çakıl, kum, silt ve kil olmak üzere dört ana gruba ayrılmaktadır. Bu grupları birbirinden ayıran boyut aralıkları değişik sınıflandırma sistemlerinde bazı küçük farklılıklar göstermekle beraber, yaygın olarak kabul gören sınır değerleri Çizelge 3.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.3. Zemin Tanelerinin Boyutlarına Göre Sınıflandırılması (Özaydın, 1997).

Zemin Cinsi	Tane Boyutu (mm)
Çakıl	2.00 (veya 4.75- 75.0)
Kum	0.075-2.00 (veya 4.75)
Silt	0.002 (veya 0.005) - 0.0075
Kil	<0.002 (veya 0.005)

Yukarıdaki ilk iki grubu oluşturan zeminler (çakıllar ve kumlar) iri taneli zeminler, siltler ve killeri ise ince taneli zeminler olarak nitelendirilmektedir. İri taneli zeminler, tane boyutuna göre, kaba, orta ve ince kum (veya çakıl) olarak alt gruplara ayrılmaktadır.

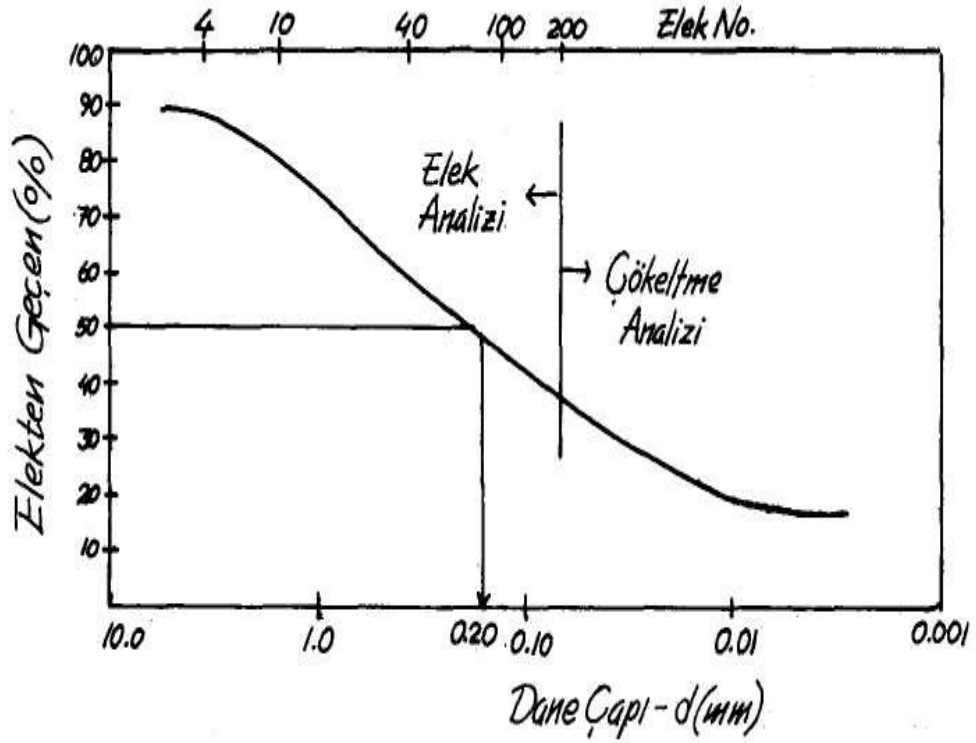
Tabii zeminler değişik boyutlarda tanelerin karışımından meydana geldiği için, bunların içindeki tane boyutlarının istatistiksel dağılımını ve zeminin esas olarak hangi gruba girdiğini deneysel olarak saptamak gerekmektedir. Gerçekte, taneler küresel olmadıkları için, tek bir tane çapının onların üç boyutlu büyüklüklerini tanımlamakta yeterli olmadığı açıktır. Fakat kullanılan deneysel yöntemlerin gereği, iri taneli zeminlerde tane çapı tanenin en büyük boyutuna, ince taneli zeminlerde ise eşdeğer kürenin çapına eşit olarak kabul edilmektedir.

3.5.1.1.2. Elek Analizi

İri taneli zeminlerdeki tane çapı dağılımını bulmak için, zemin değişik büyüklükte açıklıkları olan bir seri standart elekten geçirilmekte ve değişik boyutlar arasında kalan tanelerin ağırlık yüzdesi (toplam kuru ağırlığa oranı) saptanmaktadır. Yaygın olarak kullanılan standart elekler Çizelge 3.4'te gösterilmiştir. Zemin sırasıyla en büyük açıklıklı elekten en küçük açıklıklı eleğe doğru bir seri elekten geçirildiği zaman, birbirini takip eden bir elekten geçip öbürünün üzerinde kalan tanelerin içinde kaldığı çap sınırları belirlenmiş olmaktadır, örneğin, No. 10 elekten geçip 40 No'lu eleğin üzerinde kalan taneler çapları 2.00 mm ile 0.425 mm arasında kalan taneler olmaktadır. Deney sonuçları kümülatif dağılım eğrileri olarak gösterilmektedir. Şekil 3.17'de yatay eksenle tane çapı (log) düşey eksenle ise değişik eleklerden geçen (belirli çaptan küçük) tanelerin kuru ağırlığının toplam kuru ağırlığa oranı (yüzde olarak) gösterilmiştir. Tane çapları çok geniş bir aralık içinde değiştiği için yan-logaritmik çizimler kullanılmaktadır. Şekil 3.17 gösterilene benzer eğriler zeminlerin tane çapı dağılımı (granülometri) eğrileri olarak nitelendirilmektedir.

Çizelge 3.4. Zeminlerin Tane Çapı Dağılımını Belirlemek İçin Kullanılan Elek Aralıkları (Özaydın, 1997).

Elek No	Elek Açıklığı (mm)
4	4.75
10	2.00
20	0.85
40	0.425
60	0.25
100	0.15
200	0.075



Şekil 3.17. Tipik Bir Tane Çapı Dağılımı (Granülometre) Eğrisi (Özaydın, 1997).

Bu eğri üzerinde herhangi bir eğrinin koordinatları bize, ağırlık oranı olarak, zemin içindeki tanelerin ne kadarının belirli bir çaptan daha küçük olduğunu

göstermektedir. Örneğin, granülometri eğrisi Şekil 3.17.'de gösterilen zeminde tanelerin % 50'si (ağırlık oranı olarak) 0.20 mm'den daha küçük olmaktadır. Elek analizi yaparken dikkat edilmesi gereken en önemli noktalar, deney uygulanan numunenin arazideki tabakayı temsil etmesinin ve tanelerin birbirinden ayrılmasının sağlanması olmaktadır. Özellikle içinde ince taneler bulunan zeminlerde (siltli ve killi zeminler) taneler birbirine yapışmaktadır. Bu tür zeminler eleklerden geçirilmeden önce, tanelerin mekanik olarak veya yıkamak sureti ile (su altında eleklerden geçirmekten ibaret olan bu yöntem ıslak analiz adı verilmektedir) birbirinden ayrılması sağlanmadığı takdirde çok yanıltıcı sonuçlar elde edebilmektedir.

Zemin mekaniğinde kullanılan en ince elek (açıklıkları en küçük elek) 200 No'lu elek olmaktadır. Bu elekten geçen taneler silt ve kil sınıfına girmekte, bu eleğin üstünde kalanlar ise kumları ve çakılları oluşturmaktadır (Çizelge 3.3 ve 3.4). Dolayısıyla No.200 no'lu elek ince ve iri taneli zeminleri birbirinden ayırmaktadır. Aynı şekilde, 4 No'lu (veya 10 No'lu) elek'te zeminlerin kum ve çakıl kısımlarını birbirinden ayırmakta kullanılmaktadır. 200 No'lu elekten geçen ince taneli zeminlerin çapı dağılımının saptanması için ise başka bir deney yöntemi kullanmak gerekmektedir.

3.5.1.1.3. Hidrometre Deneyi

İnce taneli zeminlerin (siltler ve killer) tane çapı dağılımını deneysel olarak saptamak için bir süspansiyon içindeki küresel katı maddelerin çökelme hızlarının onların tane çapına bağlı olarak değiştiğini gösteren Stoke kanunundan yararlanmak mümkün olmaktadır. Stoke yasasında, viskoz sıvı içinde düşen tanelerin hızı tanenin çapına ve süspansiyon halindeki taneler ile sıvının yoğunluğuna bağlıdır. Düşüş mesafesi ve zamanı bilindiği için tanenin çapı hesaplanabilmektedir.

Deneyde kullanılan araçlar; desikatör, terazi, etüv, ayrıştırma aleti (mikser), termometre, kronometre, saf su, 2 adet mezür, hidrometre, spatula ve ayrıştırıcı madde olarak kalgon.

Deneyin yapılışı ise; killi zeminler için 50 gr etüvde kurutulmuş numune alınarak numunenin üstünü örtecek şekilde saf su eklenir, karıştırılır ve numune bu şekilde 24 saat bekletilir. Numune saf su kullanılarak karıştırma kabı içerisine alınarak içerisine kalgon eklenir. Karıştırıcıya konan malzeme 10 dakika süreyle karıştırılır. Daha sonra karışım mezüre aktarılır ve mezürün 1000 ml çizgisine kadar su eklenir. Okumalara başlamadan önce, mezürün ağzı avuç içiyle kapatılarak birkaç kez baş aşağı getirilir. Böylece homojen karışım elde edilir. Yaklaşık 60 saniye bu işlem tekrarlanır ve 0.25., 0.50., 1., 2. dakikalarda hidrometre süspansiyondan çıkarılmadan okumalar alınır. Daha sonra hidrometre süspansiyondan çıkartılarak karışım yukarıda belirtildiği gibi homojenlik sağlanmak için tekrar çalkalanır ve ilk 2 dakika için yeni okumalar alınır. Bu işlemler çok yakın son iki okuma dizileri alınıncaya kadar tekrarlanır. Karışımın sıcaklığı ölçülür.

Bu işlemden sonra süspansiyon tekrar karıştırılır ve ilk 2 dakika için okuma alınmadan bundan sonraki aşamalarda 5., 10., 20., 30. dakikalarda ve bunu takip eden 1., 2., 4., 8., ve 24. saatlerde hidrometre ve sıcaklık ölçümleri yapılır (Şekil 3.18).

Hesaplamalarda ise, hidrometre okumaları için düzeltmeler yapılır. Düzeltme için okumalar alınması sırasındaki suyun ölçülen sıcaklığı baz alınır. Sıcaklığa karşılık gelen hidrometre düzeltme katsayısı belirlenir. Alınan hidrometre okumalarından düzeltme katsayısının çıkartılması ile düzeltilmiş hidrometre okuması elde edilir.

$$r = r_a - d \quad (3.11)$$

r = Süspansiyondaki düzeltilmiş hidrometre okuması

r_a = Deney sırasındaki süspansiyondaki hidrometre okuması

d = Hidrometre düzeltme değeri (EK-2A'daki eğriden bulunur).

Tane çapı hesabı 2 şekilde yapılır. Bunlardan birincisi ilk 2 dakikadaki ölçümler için tane çapı hesabı, ikincisi ise 2. dakikadan sonraki ölçümler için tane çapı hesabıdır.

İlk 2 dakikadaki ölçümler için tane çapı hesabı Stoke kanununa göre serbest düşen kürenin hızı aşağıdaki formül yardımıyla bulunur:

$$V = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) \times 980}{30 \times \mu} \times D^2 \quad D = \sqrt{\frac{30 \times \mu}{(\gamma_s - \gamma_w) \times 980}} \times \sqrt{\frac{Z_r}{t}} \quad (3.12)$$

2 dakikadan sonraki ölçümler için tane çapı hesabı;

$$D = \sqrt{\frac{30 \times \mu}{(\gamma_s - \gamma_w) \times 980}} \times \sqrt{\frac{Z_r - (V_h / 2 \times A_j)}{t}} \quad (3.13)$$

D = Tane çapı (mm)

μ = Deney sıcaklığındaki suyun viskozitesi (puaz) (EK-3A)

γ_s = Tane birim hacim ağırlığı (gr/cm³)

γ_w = Deney sıcaklığındaki suyun birim hacim ağırlığı (gr/cm³) (EK-3B)

Z_r = Süspansiyonun yüzeyinden hidrometre hacim merkezine uzaklık (cm) (EK-2B)

V_h = Hidrometre hacmi (cm³)

A_j = Mezürün kesit alanı (cm²)

t = Toplam geçen zaman (dk)

Geçen yüzde hesabında ise herhangi bir hidrometre okumasına karşılık bulunan D çapından daha küçük tanelerin yüzdesi aşağıdaki formül yardımı ile bulunur:

$$N = \frac{G_s}{G_s - 1} \times \frac{V_{sp}}{W_s} \times (r - r_s) \times 100 \quad (3.14)$$

N = D tane çapından küçük tanelerin yüzdesi (%)

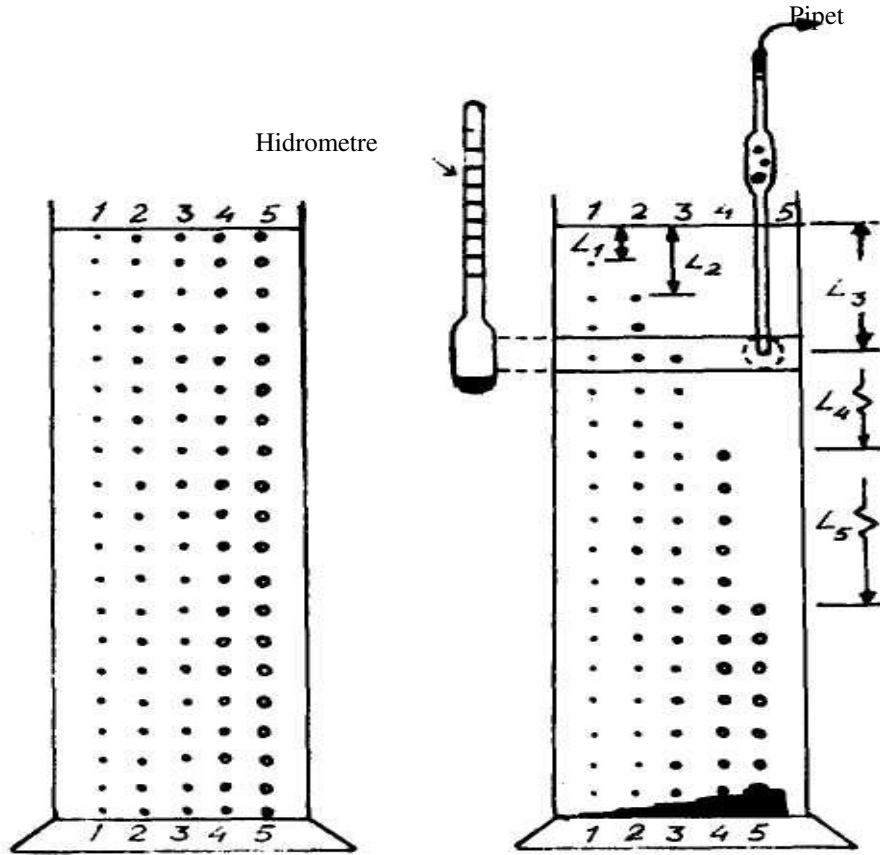
G_s = Numunenin özgül ağırlığı

V_{sp} = Süspansiyonun hacmi (cm³)

W_s = Kuru zemin ağırlığı (gr)

r = Süspansiyondaki düzeltilmiş hidrometre okuması

r_s = Sudaki hidrometre okuması



Şekil 3.18 Çökeltme Deneyi (Özaydın, 1997).

3.5.1.2. Rölatif Sıkılık Deneyi

İri taneli zeminlerin sıkılık derecesini tanımlamakta kullanılan bir başka kavram ise relatif sıkılık olmaktadır. (Çizelge 3.5). Zeminin tabii haldeki (arazideki) sıkılık derecesinin aynı zeminin tanelerinin en gevşek ve en sıkı yerleşim konumlarına karşılık gelen sıkılık dereceleri ile karşılaştırılması relatif sıkılığı vermektedir. Yerleşim sıkılığını zeminin boşluk oranı veya kuru yoğunluğu ile ifade ederek

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\frac{1}{\rho_{\min}} - \frac{1}{\rho}}{\frac{1}{\rho_{\min}} - \frac{1}{\rho_{\max}}} \quad (3.15)$$

Dr: Relatif sıkılık şeklinde tanımlamak mümkün olmaktadır. Burada, e , $e_{\max}$ ve $e_{\min}$ sırasıyla zeminin tabii durumdaki, en gevşek yerleşimdeki ve en sıkı yerleşimdeki boşluk oranları (ρ , $\rho_{\min}$ ve $\rho_{\max}$ bunlara karşılık gelen kuru yoğunluklar) olmaktadır.

En gevşek ve en sıkı yerleşimdeki boşluk oranları (veya kuru yoğunluklar) laboratuarda basit deneysel yöntemle saptanabilmektedir.

Çizelge 3.5. İri taneli Zeminlerin Sıkılık Derecesi (Özaydın, 1997).

Sıkılık Derecesi	Relatif Sıkılık (Dr)
Çok gevşek	0.00-0.15
Gevşek	0.15-0.35
Orta sıkı	0.35-0.65
Sıkı	0.65-0.85
Çok sıkı	0.85-1.00

Boş mold ağırlığı belirlenir. Moldun içerisine numune olabildiğince gevşek olarak huni yardımıyla yerleştirilir ve üzeri bıçak yardımıyla düzeltilir. Tekrar mold+numune terazide tartılır. Bu ağırlık ve moldun iç hacmi kullanılarak minimum kuru birim hacim ağırlığı ($\gamma_{k \min}$) elde edilir. Bu işlemten sonra mold boşaltılır. Moldun 1/3 lük kısmı doldurulur ve çivi yardımıyla 25 defa şişlenir. Sonra geri kalan kısımlarda aynı şekilde doldurulur ve bıçak yardımı ile üzeri sıyrılır düzgün bir hale getirilir. $\gamma_{k \min}$ hesabına benzer şekilde maksimum kuru birim hacim ağırlığı ($\gamma_{k \max}$) hesaplanır. Bu iki parametre ve önceden belli olan γ_k değeri kullanılarak Dr relatif sıkılık hesaplanır.

3.5.1.3. Özgül Ağırlık Deneyi

Özgül Ağırlık: Zeminin tane birim hacim ağırlığının suyun birim hacim ağırlığına oranıdır. Çeşitli büyüklüklerdeki piknometreler kullanılarak farklı boyutlardaki zemin tanelerinin kuru birim hacim ağırlıkları belirlenebilir.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_1}{W_1 + W_2 - W_3} \quad (3.16)$$

W_1 = Numune Ağırlığı

W_2 = Su 1 + Piknometre Ağırlığı

W_3 = Su 2 + Piknometre + W_1

γ_s = Tane Birim Hacim Ağırlığı

Kum-çakılda 100gr, kil-silt de 40-50 gr civarında numune üzerinde deney yapmak yeterlidir. Piknometrenin tamamı su ile doldurulur ve piknometre+su tartılır. Daha sonra işaretli yere kadar su boşaltılır ve üzerine numune ilave edilerek vakum yapılır ve piknometre içerisindeki hava alınır. Tekrar piknometre tamamen su ile doldurulur ve terazide piknometre+su+zemin tartılır.

3.5.1.4. Kıvam Limitleri Deneyi

3.5.1.4.1. İnce Taneli Zeminlerin Kıvam ve Kıvam Limitleri

İnce taneli zeminlerin mühendislik davranışının büyük oranda içerdikleri su içeriğine bağlı olarak değişiklik gösterdiği bilinmektedir. Killi bir zeminin kıvamı, yalnızca içindeki su miktarı artırılarak, çok katı bir kıvamdan viskoz bir sıvı kıvamına kadar çok geniş bir aralık içinde değiştirebilmektedir. Buna bağlı olarak da, mukavemet, yük altında şekil değiştirme ve sıkışma gibi mühendislik özelliklerinde büyük farklılıklar meydana gelebilmektedir. İnce taneli zeminlerin mühendislik özelliklerinde su içeriğine bağlı olarak meydana gelen değişiklikler, esas olarak taneleri oluşturan minerallerin kristal yapısına, zeminin arazideki çökelme koşullarına ve boşluklardaki zemin suyunun kimyasal özelliklerine bağlı olmaktadır. Bu açıdan, tabii zeminlerin kıvamında ve mühendislik özelliklerinde su içeriğine bağlı olarak gözlenen değişimler büyük farklılıklar gösterebilmektedir.

Killi zeminlerin, belirli su içerik aralıklarında, plastik davranış (uygulanan yükler altında kalıcı şekil değiştirmeler) gösterdiği çok eskiden beri bilinmektedir.

Killi zeminlere yeterince su eklenince, istenilen şekil verilebilmekte ve kurumaya bırakılınca bu verilen şekli koruyabilmektedirler. Bu özelliklerinden dolayı çok eski zamanlardan beri insanlar killi zeminlerden kaplar, çanaklar ve heykelcikler yapmak için yararlanmışlardır.

Killerin kıvamının su içeriğine bağlı olarak katı-plastik-viskoz sıvı kıvamları arasında değişmesinin nedenlerini anlayabilmek için, taneleri oluşturan minerallerin kristal yapısını ve taneler ile boşluklardaki suyun ve içindeki kimyasal maddelerin çökelme sırasında ve daha sonraki arazi koşullarında karşılıklı etkileşimini incelemek gerekmektedir. Bu üçlü etkileşim oldukça karmaşık bir problem oluşturmakla beraber, yapılan birçok araştırmalar sonucu konunun oldukça açıklığa kavuştuğu söylenebilir.

Killi zeminlerin tanelerini oluşturan minerallerin ince plakalardan oluşan bir kristal yapısına sahip oldukları anlaşılmıştır. Bu nedenle kil taneleri plakalar şeklindedir. Bu plakaların genişlik, uzunluk ve kalınlık oranları mineral yapılarına bağlı olarak farklılıklar göstermektedir. Plaka şeklindeki kil tanelerinin yüzeylerinde negatif elektrik şarjları, kenarlarında ise negatif veya pozitif elektrik şarjları bulunmaktadır. Su molekülleri ise, bir ucu negatif bir ucu pozitif elektrik yüklü çift polariteli bir karaktere sahiptir. Ayrıca, zemin suyu içinde bulunabilecek kimyasal maddeler negatif (katyonlar) veya pozitif (anyonlar) elektrik yüklü olabilmektedir. Kil tanelerinin yüzeyinde ve su molekülleri ile kimyasal maddelerde birbirinden farklı elektrik yüklerinin mevcut olması sonucu aralarında elektriksel çekim ve itki kuvvetleri ortaya çıkmaktadır. Bu kuvvetlerin şiddeti büyük oranda tanelerin mineral yapısına bağlı olmaktadır.

Elektriksel çekim kuvvetleri sonucu su molekülleri kil tanelerinin yüzeyine yapışmakta ve taneler yüzeylerinin adsorbe su olarak nitelendirilen bir su tabakası ile kaplanmasına yol açmaktadır. Adsorbe su, yüksek viskoziteye ve yoğunluğa sahip olmakla beraber tane yüzeyinden uzaklaştıkça elektriksel kuvvetlerin şiddeti uzaklığın karesi ile ters orantılı olarak azaldığı için, özellikleri değişmekte ve belli bir uzaklıktan sonra boşluklardaki serbest suya dönüşmektedir. Zeminin düşük su muhtevalarına sahip olduğu durumlarda taneler arasında adsorbe su tabakaları ile temas meydana gelmekte ve bu su tabakasının sahip olduğu yüksek viskoziteden

dolayı tanelerin birbirine göre hareketi zorlaşmaktadır (Zemin katı bir kıvamdadır). Zeminin su içeriği arttıkça, taneler birbirinden uzaklaştığı için adsorbe su tabakaları arasında temas kaybolmakta, taneler birbirine göre daha kolay hareket edebilmekte ve zemine istenilen şeklin verilmesi kolaylaşmaktadır (dolayısıyla zemin plastik bir kıvama gelmiş olmaktadır.) Su içeriğinin çok yüksek değerlerinde ise çok küçük olan kil taneleri su içinde bir süspansiyon haline gelmektedir.

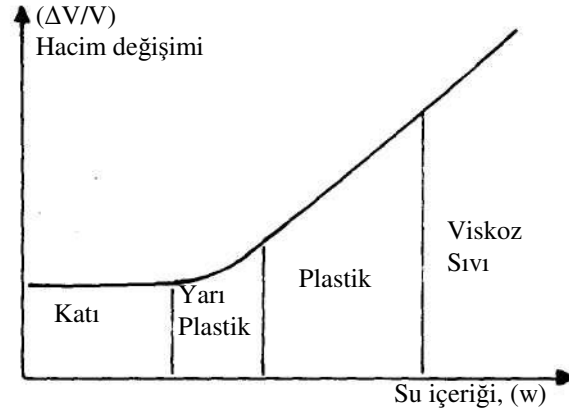
Yukarıda killi zeminlerin kıvamlarında su içeriğine bağlı olarak meydana gelen değişimler basitleştirilmiş şekilde açıklanmıştır. Tabii zeminlerde tanelerin mineral yapısının ve zemin suyunun kimyasal özelliklerinin farklılıklar gösterdiği bilinmektedir. Killerin kıvamında su içeriğine bağlı olarak meydana gelen değişimleri deneysel olarak saptayabilmek için bazı sınır su içeriği değerleri tanımlamıştır. Başlıca üç kıvam limiti tanımı kullanılmaktadır:

a) Likit limit (W_L) : Zeminin viskoz bir sıvıdan plastik bir kıvama dönüştürdüğü su içeriğidir. Başka bir deyişle, zeminin kendi ağırlığı altında akabildiği en düşük su içeriğidir. 25 vuruşa karşılık gelen su içeriğidir.

b) Plastik limit (W_p): Zeminin plastik bir malzemeden yarı plastik bir malzemeye dönüştüğü su içeriğidir. Diğer bir deyişle, zeminin el altında cam bir yüzey üzerinde , çubuk haline getirilirken çubukların çapları yaklaşık 3 mm olduğunda, kopmaların meydana geldiği durumdaki su içeriğidir.

c) Büzülme limiti (W_s): Zeminin yarı plastik bir malzemeden katı bir malzemeye dönüştüğü su içeriğidir. Diğer bir tanımla, zeminin suya tam doymuş olabildiği en düşük su içeriğidir.

Su içeriğine bağlı olarak zeminin hacminde meydana gelen değişimlerin kıvam limitleri ile ilişkisi ile Şekil 3.19'da gösterilmiştir. Likit limit değerine kadar su içeriği değişimleri ile hacim değişimi arasında doğrusal bir ilişki varken likit limit ile plastik limit arasında bu ilişki doğrusal olmaktan uzaklaşmakta, büzülme limiti değerinden sonra ise zeminin hacmi sabit kalmaktadır (daha fazla kuruma zemin hacminde azalmaya yol açmamaktadır).



Şekil 3.19. Zeminlerde Su İçeriği-Hacim Değişimi Davranışı ve Kıvam Limitlerinin Tanımlanması (Özaydın, 1997).

Likit limit ile plastik limit arasında kalan su içeriklerinde zemin plastik davranış gösterdiği için, bu iki limitin farkı plastisite indisi (I_p) olarak tanımlanmaktadır.

$$I_p = (W_L - W_p) \quad (3.17)$$

Bu bağlamda;

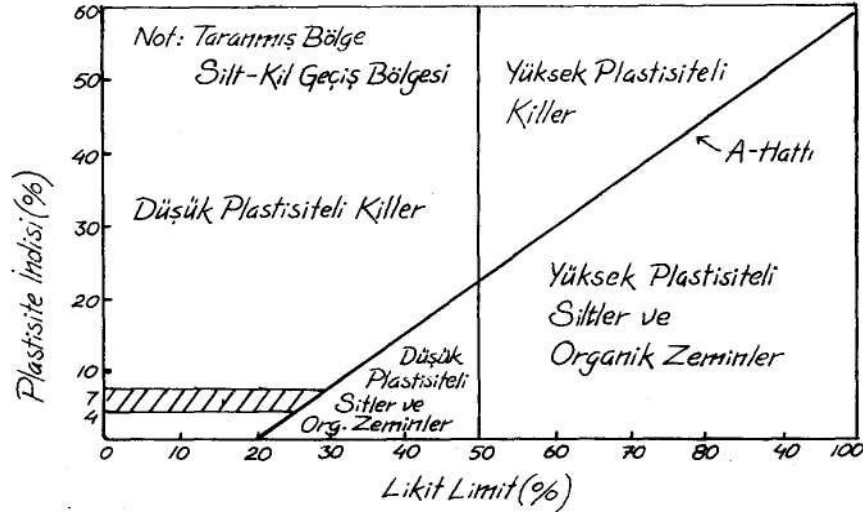
I_p : plastisite indisi,

W_L : likit limit,

W_p : plastik limit'i göstermektedir.

Plastisite indisi, zeminin plastik davranış gösterdiği su içerikleri aralığının genişliğini göstermektedir. Likit limit ve plastisite indisinin birlikte değerlendirilmesi zeminin plastisitesinin bir ölçüsü olarak kullanılmaktadır. Şekil 3.20'de gösterilen Casagrande plastisite kartında, $W_L = \% 50$ 'den geçen düşey doğru ile A-hattı olarak bilinen eğik doğrunun (bu doğrunun denklemi $I_p = 0.73 (W_L - 20)$ olmaktadır), ayırdığı dört bölge tanımlanmaktadır. Yüksek plastisiteli zeminlerin $W_L = \% 50$ doğrusunun sağında, düşük plastisiteli zeminlerin ise bu doğrunun solunda yer aldığı kabul

edilirken, A hattının üstündeki zeminler killeri, altındaki zeminler ise siltleri oluşturmaktadır. Casagrande plastisite kartı olarak bilinen bu şekildeki taranmış alana düşen zeminlerin ise düşük plastisiteli siltler ile killeri arasında geçiş bölgesi oluşturduğu kabul edilmektedir.



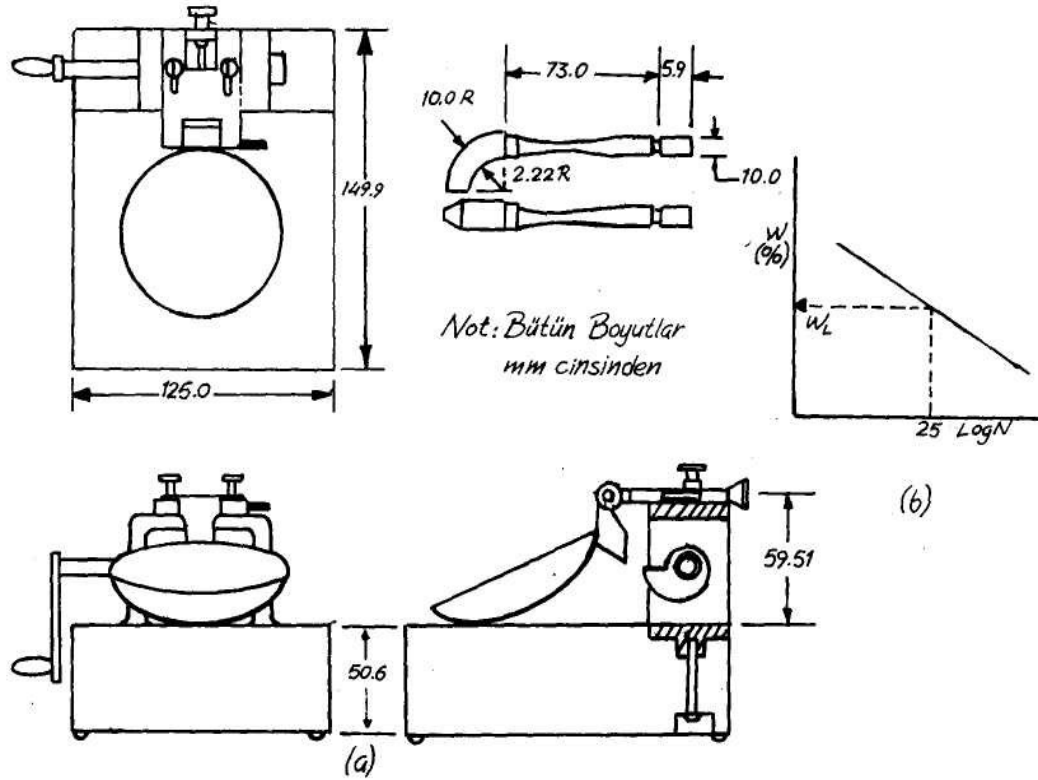
Şekil 3.20 Casagrande Plastisite Kartı (Özaydın, 1997).

3.5.1.4.2. Likit Limit ve Plastik Limitin Deneysel Olarak Saptanması

İnce taneli zeminlerin viskoz bir sıvı kıvamından plastik bir kıvama dönüştüğü su içeriği olarak kabul edilen likit limit değerinin saptanması için kullanılan laboratuvar aleti Şekil 3.21'de gösterilmiştir. Deney, değişik su içeriklerinde hazırlanan zemin numunelerinin şekilde gösterilen kaba doldurulması, bu numune içinde standart boyutlarda bir yarık açılması ve aletin kolu çevrilerek kabın 1.0 cm yükseklikten birçok defa düşürülmesi yolu ile yapılmaktadır. Açılan yarığın 1.25 cm kadarlık kısmının kapanmasına yol açan düşüş sayısı ile zeminin su içeriği arasındaki ilişki deneysel olarak saptanmakta (Şekil 3.21 b) ve 25 düşüşte yarığın kapanmasına karşılık gelen su içeriği değeri zeminin likit limiti olarak kabul edilmektedir.

İnce taneli bir zemine, kırılmalara yol açmadan, yoğrularak istenilen şekil verilebiliyorsa o zeminin plastik bir kıvamda olduğu kabul edilmektedir. Zeminin

plastik özelliğini koruduğu en düşük su içeriği ise, plastik limit olarak tanımlanmaktadır. Deneysel olarak bir zeminin plastik limitinin saptanması için, nemli bir numune düzgün bir yüzey üstünde yuvarlak ince silindirler haline getirilmeye çalışılmaktadır. Zeminin kırılmadan yaklaşık 3 mm kalınlığında bir silindir haline getirilebildiği su içeriği plastik limit olarak kabul edilmektedir. Eğer zeminin su içeriği tam plastik limit değerinde ise silindir 3 mm kalınlığa ulaştığı zaman kırılmalar başlayacaktır. Bu su muhtevası değeri deneme-yanılma yöntemi ile bulunmaya çalışılmalıdır.



Şekil 3.21. (a) Likit Deney Aleti ve (b) Deney Sonuçlarının Grafikselsel Olarak Gösterilmesi (Özaydın, 1997).

İnce taneli zeminlerin büzülme limitini saptayabilmek için, Şekil 3.19'da gösterilen su içeriği-hacim değişimi ilişkisinin deneysel olarak saptanması gerekmektedir. Yaklaşık likit limit değeri civarında bir su içeriğinde hazırlanan belirli hacimdeki bir zemin numunesi kurutulduktan sonra kuru hacmi ölçülmekte (genellikle civa içine batırmak suretiyle) ve zeminin büzülme limiti

$$W_s = \left[\frac{W_1 - W_s}{W_s} - \frac{\gamma_w (V_1 - V_s)}{W_s} \right] \times 100 \quad (3.18)$$

ilişkisinden hesaplanmaktadır. Burada W_1 ve V_1 zeminin başlangıç ağırlığı ve hacmi, W_s ve V_s ise kuru ağırlığı ve hacmi olmaktadır.

3.5.1.4.3. Kıvam Limitlerinin Mühendislikte Kullanımı

Kıvam (Atterberg) limitleri esas olarak ince taneli zeminlerin değişik su içeriklerindeki mukavemetlerinin bir göstergesi olmaktadır. Zeminin tabii su içeriğinin kıvam limitleri ile karşılaştırılması bize o zeminin mukavemeti hakkında bir fikir vermektedir. Bu karşılaştırmayı yaparken bazı boyutsuz katsayılar kullanmak yararlı olmaktadır. Bunlar arasında yaygın olarak kullanılan iki tanesi:

Likitlik indisi;

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{I_p} \text{ ve} \quad (3.19)$$

Relatif konsistans,

$$I_C = \frac{W_L - W}{W_L - W_p} = \frac{W_L - W}{I_p} \quad (3.20)$$

olmaktadır. Bu katsayıların değerleri ile zeminin kıvamı arasındaki ilişki Çizelge 3.6.'da gösterilmiştir.

Çizelge 3.6. İnce Taneli Zeminlerin Kıvamı (Özaydın, 1997).

Zeminin Kıvamı	I_L	I_c
Viskoz sıvı	$I_L > 1$	$I_c < 0$
Plastik	$0 < I_L < 1$	$0 < I_c < 1$
Katı	$I_L < 0$	$I_c > 1$

Ayrıca, kıvam limitleri zeminin plastisitesine göre sınıflandırılmasını sağlamakta, ince taneli zeminlerin yükleme tarihçesi, su geçirgenlik özellikleri, değişik amaçlar için inşaat malzemesi olarak seçilmesi, yükler altında sıkışması, şişme potansiyeli ile arazi sıkıştırma ve çalışma koşulları yönünden çok yararlı ön bilgiler vermektedir. Genel olarak, zeminin plastisitesi arttıkça sıkışma ve şişme potansiyeli artmakta, su geçirgenliği azalmakta, arazi kazı ve dolgu işlemleri sırasında ise zorluklarla karşılaşmaktadır. İnce taneli zeminlerin plastisite indisinin kil yüzdesine (0.002 mm'den küçük taneler miktarı) oranı ise zeminin aktivite katsayısı olarak tanımlanmaktadır.

$$A = \frac{I_p}{\text{Kil Yüzdesi}} \quad (3.21)$$

A, ağırlıkça kil yüzdesi olarak tanımlanmaktadır.

3.5.1.5. Kompaksiyon Deneyleri

3.5.1.5.1. Kompaksiyon

Kompaksiyon ve konsolidasyon arasındaki farkın açık olarak anlaşılması gerekir. Konsolidasyon devamlı basınç altında kohezyonlu zeminin boşluklarındaki suyun azar azar dışarı atılması ve hacimde bir azalmanın meydana gelmesidir.

Kompaksiyon ise yalnız havanın dışarı atılması ile zemin tanelerinin birbirine yaklaşmasıdır. Bu, silindiraj, vibrasyon ve tokmaktama ile meydana getirilir ve neticede hava boşluklarının hacmi azaltılarak, zeminin birim hacim ağırlığı arttırılır.

Kompaksiyonun gayesi temel zemininin faydalı özelliklerinin ıslahıdır. Yol ve hava meydanı inşaatında önemli olan 3 özellik vardır.

- Yüksek kayma mukavemeti,
- Düşük permeabilite ve su emme.
- Tekrarlanan yüklemeler altında hasıl olan oturmanın azlığı.

Bir yol veya hava meydanı pistini taşıyacak bir temel zeminine uygulanacak kompaksiyonun, ne şekilde uygulanırsa faydalı olacağını incelemek için bilinmesi gereken hususlar şunlardır :

- Temel zeminindeki tabii malzemenin kompaksiyon durumu,
- Bahis konusu malzeme için erişilmesi mümkün maksimum kompaksiyon,
- Mahallinde kompaksiyon aletleri ile bu maksimum kompaksiyonun yüzde ne kadarı elde edilebilir.

3.5.1.5.2. Tabii Malzemenin Kompaksiyon Durumu

Bir zeminin kompaksiyon durumu onun kuru birim hacim ağırlığı ile ölçülür. Kompaksiyon durumunun tayini için iki farklı fiziksel özelliğe ihtiyaç vardır:

(γ_n) Malzemenin tabii halindeki birim hacim ağırlığı (ton/m³)

(w) Malzemenin tabii haldeki su içeriği.

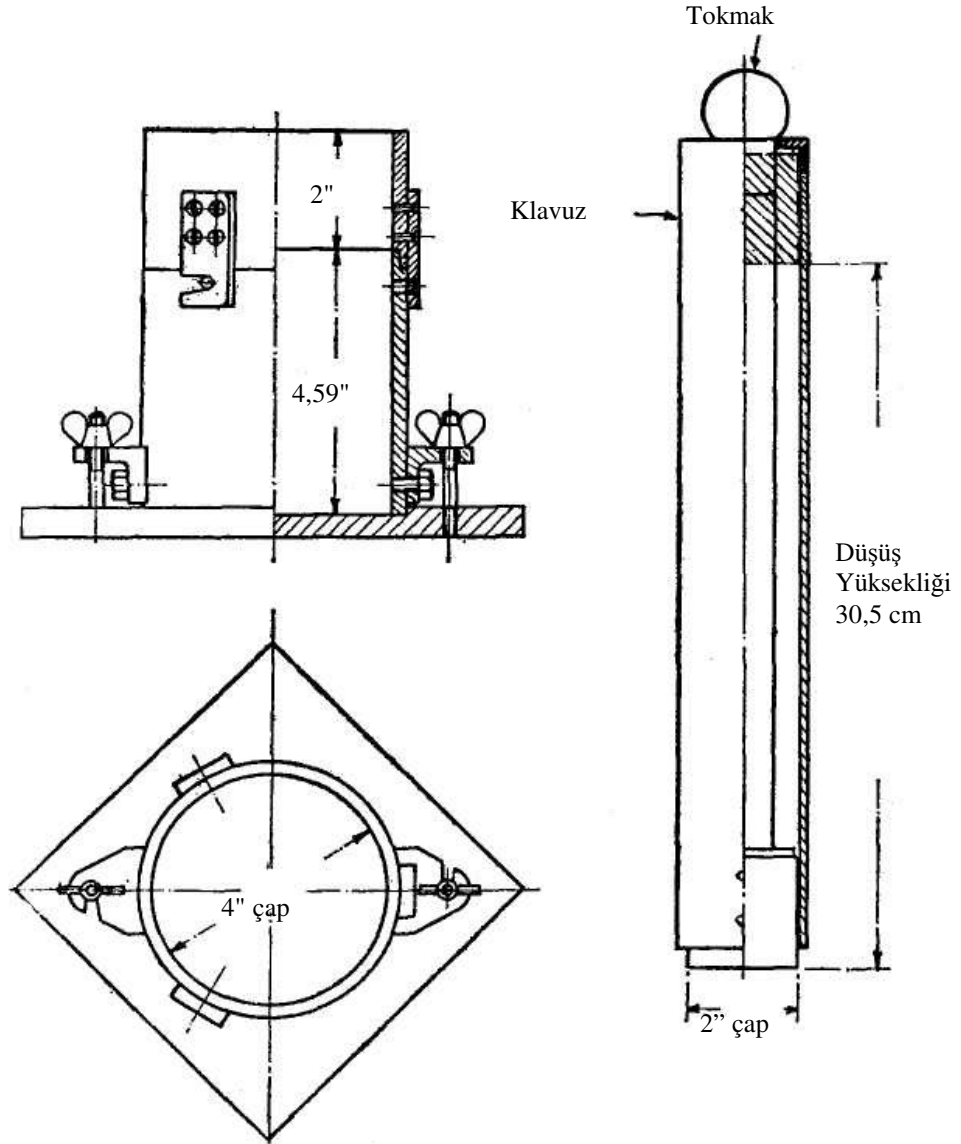
(γ_k) Kuru birim hacim ağırlığı aşağıdaki formülden bulunur :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_n}{1 + w} \quad (3.22)$$

3.5.1.5.3. Standart Proktor Deneyi

Bir zemin kompaksiyona tabi tutularak, teorik olarak, boşluklarında mevcut su ve hava karışımındaki bütün hava dışarı atılırsa, zemin doymun hale gelmiştir, denilir. Eğer zeminin tane birim hacim ağırlığı biliniyorsa, her hangi bir su içeriği için doymun haldeki kuru birim hacim ağırlığı bulunabilir. Bu değer arazide elde olunması imkânsız bir kompaksiyona tekabül ettiğinden, varılması mümkün olan

daha ufak bir kuru birim hacim ağırlığı "maksimum kompaksiyon durumu" olarak seçilir. Kompaksiyon deney aleti Şekil 3.22’de gösterilmektedir.



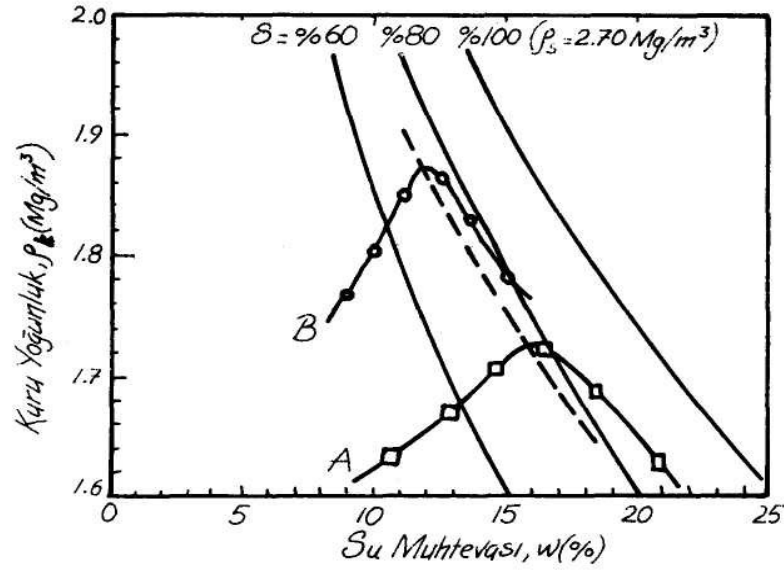
Şekil 3.22. Kompaksiyon Deney Aleti (Kumbasar, 1973).

Genel olarak kabul edilen teamüle göre maksimum kuru birim hacim ağırlığı, Proktor deneyi ile tayin edilir. Bu deneyde 950 cm³ lük bir silindir kalıp içine her biri, 2.5 kg. ağırlığındaki standart bir tokmağın 30,5 cm. den 25 defa düşürülmesi ile

dövülerek 3 tabaka halinde zemin doldurulur. Silindirik kalıp üstüne takılan bir yaka, zeminin kalıp kenarında bir miktar daha yukarıdaki bir seviyeye kadar sıkıştırılmasını sağlar. Sonra yaka çıkarılır ve zeminin yüzü silindir kalıp kenarı ile aynı seviyeye gelinceye kadar dikkatle tesviye edilir. Zeminle dolu silindir tartılarak zeminin görünen birim hacim ağırlığı hesap olunur ve alınan bir miktar zemin numunesinden de su içeriği belirlenir. Bu değerlerden kuru birim hacim ağırlığı hesaplanır. Deney muhtelif su içerikleri için tekrar olunarak, kuru birim hacim ağırlığı ile su içeriği arasındaki bağıntıyı gösterir, eğri çizilir (Şekil 3.23). Maksimum kuru birim hacim ağırlığının elde edildiği su içeriğine «Optimum Su İçeriği» denilir.

Arazide kullanılan kompaksiyon makineleri gittikçe ağırlaşmakta daha etkili olmakta ve hava meydanı temellerinin daha fazla kompaksiyona tabi tutulması istenmekte olduğundan, «American Association of State Highway Officials» ikinci ve daha ağır bir standart hazırlamışlardır. Bu deneyde de aynı silindirik kalıp kullanılmakta fakat zemin 5 tabaka halinde ve sefer tabaka 25 darbe ile sıkıştırılmaktadır. Kompaksiyon işinde kullanılan tokmak 4.53 kg. ağırlığında olup, 45.7 cm. den düşürülür.

Standart proktor deneyinden veya ağır kompaksiyon makineleri söz konusu ise, değiştirilmiş (modifiye) A.A.S.H.O. proktor deneyinden elde edilen sıkıştırma «maksimum» veya %100 kompaksiyon olarak kabul edilir. Tabii ve suni olarak stabilize edilmiş zeminlerde elde edilecek kompaksiyona «Relatif Kompaksiyon» denilir ve o durumdaki zeminin kuru birim hacim ağırlığının, maksimum standart kuru birim hacim ağırlığına oranı olarak belirtilir.



Şekil 3.23. Kompaksiyon Deneyinde Elde Edilen Kuru Yoğunluk Su İçeriği İlişkisi (Özaydın, 1997).

3.5.2. Kayma Mukavemeti Deneyleri

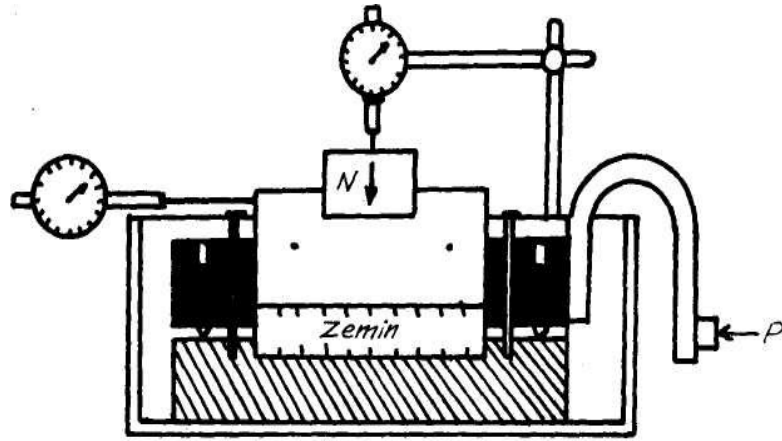
Arazide bir yapı temeli veya toprak dolgu altında kalacak veya herhangi bir başka yüklemeye maruz kalacak zemin tabakalarının gerilme-şekil değiştirme davranışlarını ve kayma mukavemetlerini belirlemek için, bu tabakalardan numune almak ve bunları laboratuarda deneye tabi tutmak amacı ile birçok deneysel yöntem geliştirilmiştir. Bunlar arasında, daha yaygın olarak kullanılan yöntemler:

- Kesme Kutusu Deneyi
- Serbest Basınç Deneyi
- Üç Eksenli Basınç Deneyi

3.5.2.1. Kesme Kutusu Deneyi

Kesme kutusu deneyinde, zemin numunesi dikdörtgen veya dairesel kesitli ve iki parçadan oluşan rijit bir kutu içine yerleştirilmektedir. Uygulanan bir kesme kuvveti altında, kutunun üst parçası sabit tutulurken alt parçası yatay bir düzlem

üzerinde hareket edebilmekte ve böylece numunenin ortasından geçen yatay düzlem boyunca zemin kaymaya zorlanmaktadır. Şekil 3.24 kesme kutusu deney düzeni şematik olarak gösterilmiştir. Numune üzerine normal gerilme uygulamak ve böylece kesmeden önce zeminin konsolide olması ve kesme sırasında normal gerilmelerin kontrol altında tutulması mümkün olmaktadır.



Şekil 3.24. Kesme Kutusu Deneyi aleti (Özaydın, 1997).

Bu deneyde, zemin önceden belirlenmiş (numunenin ortasından geçen) yatay bir düzlem boyunca kırılmaya (göçmeye) zorlanmaktadır. Belirli bir normal gerilme altında, uygulanan kesme kuvveti ile meydana gelen yatay yer değiştirmeler ölçülmekte ve Şekil 3.25'te gösterilene benzer deneysel eğriler elde edilmektedir. Eğrilerin şeklinin zeminin cinsine ve başlangıç durumuna bağlı olduğu gözlenmektedir. Deney sırasında ulaşılan en büyük kayma gerilmesi veya göçme kabul edilebilecek şekil değiştirmelere yol açan kayma gerilmesi zeminin belirli bir normal gerilme altında kayma mukavemetini vermektedir. Deney değişik normal gerilmeler altında tekrarlanarak Şekil 3.25'te gösterildiği gibi zeminin mukavemet zarfını elde etmek mümkün olmaktadır.

Bu deney düzeni ile, kesme sırasında zeminin drenajını kontrol etmek ancak yükleme hızını zeminin permeabilitesine göre ayarlamak ile mümkün olmaktadır. Permeabilitesi yüksek zeminlerde (kumlarda) drenajlı koşullar geçerli olurken, düşük

permeabiliteli zeminlerde (killer gibi) normal yükleme hızlarında drenajsız, çok yavaş yükleme hızlarında drenajlı koşullar geçerli olmaktadır. Kesme sırasında oluşan boşluk suyu basıncı artışlarını ölçmenin mümkün olmaması, göçmeye ulaşmadan önceki gerilme seviyelerinde asal gerilme doğrultularının belirsiz olması ve kırılma düzlemi boyunca gerilme dağılımının üniform olmaması bu deneyin kısıtlayıcı yönlerini oluşturmaktadır. Uygulamada, kesme kutusu deneyi daha çok kumların kayma mukavemetini saptamak için kullanılmaktadır. Kum zeminler için elde edilen kayma mukavemeti açısı ϕ drenajlı yükleme durumları için olup, arazi koşulları ile uyumlu olduğu kabul edilebilir. Deney numunesinin arazi boşluk oranına sahip olacak şekilde hazırlanmasına dikkat etmek gerekmektedir.

a) Kesme Kutusu Deneyleri Sonuçlarının Kullanılması

Kesme deneyleri zeminlerin arazideki gerçek kırılma şart ve şekillerini laboratuarda oluşturacak nitelikte olmalıdır. Bu sebeple yapılacak kesme deneyinin tipi, incelenecek, problemin karakterine bağlı olarak seçilmelidir.

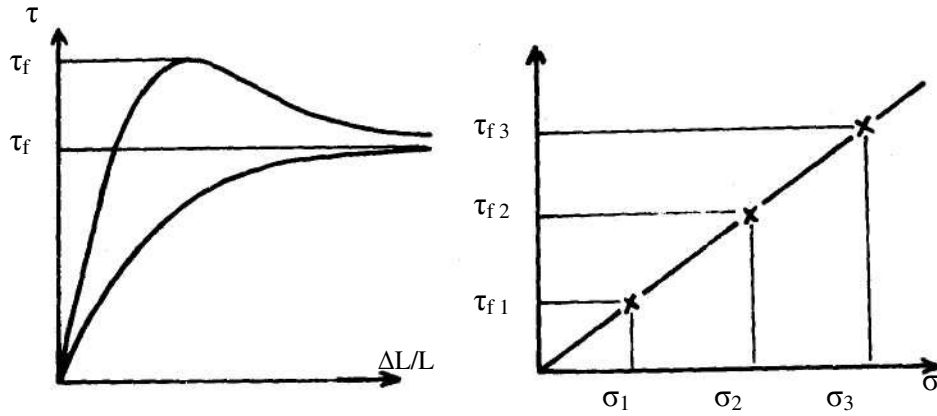
a) Temeller altındaki killi zeminler, genellikle öyle bir hızla yüklenirler ki, üst yapı (katlar) tamamlandığı anda drenaj pek olmamıştır. Yapı yükü nedeniyle oluşan boşluk suyu basıncının dağılması uzun yıllar süren bir zaman alır. Bu durumda drenajsız (çabuk) bir kesme deneyi yapmak yerinde olur. Zemin basınçları ve geçici yarmalardaki şev stabilitesi hakkında tahminlerde bulunmak için de drenajsız kesme deneylerinden faydalanılır.

b) İnşa hızı sebebiyle yüksek boşluk suyu basınçlarının olduğu toprak barajların projelendirilmesinde, boşluk suyu basınçlarının ölçüldüğü drenajsız kesme deneyleri yapmak doğru olur.

Mevcut bir toprak barajda su seviyesinin çabuk indirilmesi, konsolide olmuş zeminin gerilme durumunda ani bir değişiklik yaparak bölgesel kırılmalara yol açabilir. Böyle durumlarda stabilitenin konsolidasyonlu - drenajsız kesme deneyleri ile incelenmesi uygun olur.

c) Şevler ve istinat duvarları üzerinde toprak basınçları ile ilgili uzun süreli stabilite problemleri genellikle drenajlı kesme deneylerine ihtiyaç gösterir. Drenajlı deneylerde suya doymun killer dahi gözle görülür sürtünme açıları verirler.

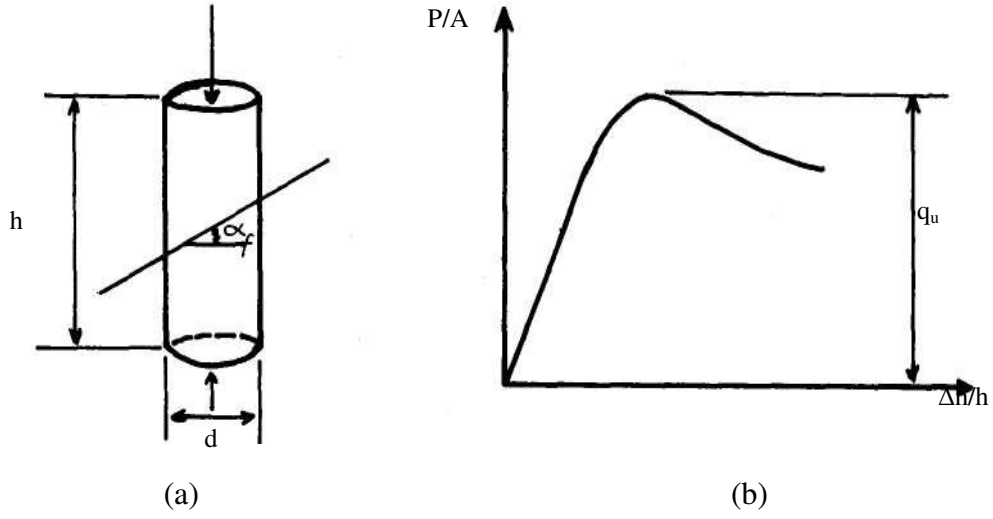
d) Kumlu zeminler son derece geçirgen oldukları için en hızlı yüklemelerde dahi boşluk suyu basıncı oluşmaz. Bu yüzden kumlu zeminlerin direnci genellikle drenajlı deneylerle bulunur.



Şekil 3.25 Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları (Özaydın, 1997).

3.5.2.2. Serbest Basınç Deneyi

Serbest basınç deneyinde silindirik bir zemin numunesi yalnızca eksenel doğrultuda yüklemeye tabi tutulmaktadır (Şekil 3.26 a). Eksenel yük artışları altında meydana gelen numunenin boy kısılması (eksenel şekil değiştirme) ölçülmekte ve Şekil 3.26 b 'dekine benzer gerilme-şekil değiştirme eğrileri elde edilmektedir. Eksenel gerilmenin en büyük değeri (veya göçme kabul edilebilecek şekil değiştirme seviyesine karşılık gelen değeri) zeminin serbest basınç mukavemeti (q_u) değerini vermektedir. Numunede oluşan kayma düzleminin alt ve üst yükleme başlıkları ile kesişmemesi için, boy uzunluğu/çap oranının $h/d > 2$ olarak seçilmesi uygun olmaktadır.

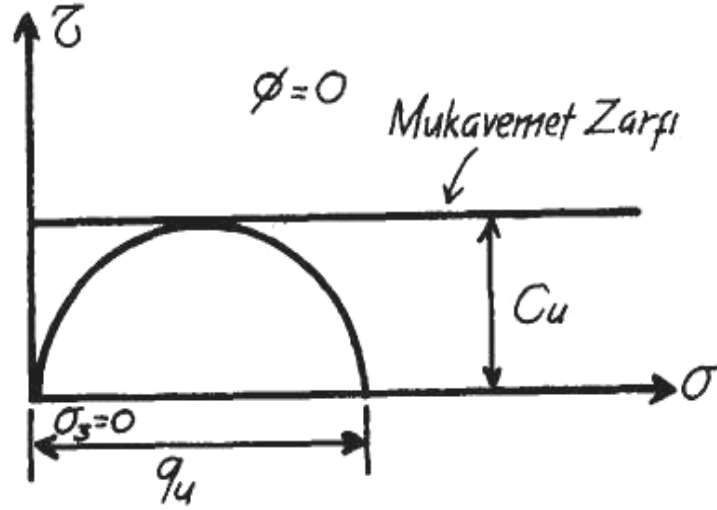


Şekil 3.26 Serbest Basınç Deneyi ve Sonuçları (Özaydın, 1997).

Serbest basınç deneyi ancak herhangi bir yanal destek olmaksızın kendi kendini dik olarak ayakta tutabilecek özelliklere sahip zeminler üzerinde uygulanabilmektedir. Bu yönden kumlar üzerinde uygulanması mümkün değildir, yalnızca killi zeminler için kullanılan bir deney yöntemi olmaktadır. Deney sırasında numunenin drenaj koşulları kontrol edilmediği için, hızlı yükleme yapılarak zeminin drenajsız kayma mukavemetinin elde edildiği kabul edilmektedir. Eksenel yüklemeden önce zemini konsolide etmek ve eksenel yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basınçlarını ölçmek mümkün olmamaktadır. Bu kısıtlayıcı yönlerine karşın, serbest basınç deneyi killerin drenajsız kayma mukavemetini belirlemede yaygın olarak kullanılan bir deney yöntemi olmaktadır. Bir serbest basınç deneyinde göçme anındaki gerilme durumunu gösteren Mohr dairesi ve drenajsız kayma mukavemeti zarfı Şekil 3.27 de gösterilmiştir. Drenajsız kayma mukavemetinin

$\tau_f = c_u = \frac{1}{2}q_u$ olarak elde edilebileceği bu şekilden açık olara görülebilmektedir.

Fakat bu şekilde elde edilen kayma mukavemetinin, ancak özel arazi yükleme ve drenaj koşullarında geçerli olacağını aklımızdan çıkarmamamız gerekmektedir.



Şekil 3.27. Serbest Basınç Deneyi Sonuçlarını Gösteren Mohr Dairesi ve Mukavemet Zarfı (Özaydın, 1997).

3.5.2.3. Üç Eksenli Basınç Deneyi

Zeminlerin kayma mukavemetini saptamak için kullanılan laboratuvar deney yöntemleri arasında üç eksenli basınç deneyi en gelişmişlerinden biri olmaktadır. Bu deney düzeni ile, zeminin arazi koşullarında sahip olacağı kayma mukavemetini gerçeğe en yakın olarak belirlemek mümkün olmaktadır. Üç eksenli basınç deneyinde kontrol edilebilen ve/veya ölçülebilen parametreler şu şekilde sıralanabilir.

- Zemin numunesi arazi gerilmeleri altında konsolide edilmekte ve suya doygunluk derecesi kontrol edilebilmektedir.
- Yanal ve eksenel gerilmeler uygulamak sureti ile arazi yükleme izlerine yakın yüklemeler yapılabilmektedir,
- Eksenel yükleme sırasında drenajsız veya drenajlı koşullar geçerli kılınabilmektedir.
- Drenajsız yüklemelerde numunede oluşan boşluk suyu basıncı artışları, drenajlı deneylerde ise meydana gelen hacim değişimleri ölçülebilmektedir.

Üç eksenli basınç deneyinde, silindirik bir zemin numunesi bir hücre içine yerleştirilmekte ve hücreye uygulanan basınç (hava veya su basıncı) vasıtası ile zemin numunesi üzerinde hidrostatik bir basınç uygulanabilmektedir. Deney düzeni Şekil 3.28’de gösterilmiştir. Numune etrafına geçirilen bir lastik kılıf zeminin hücreyi dolduran su ile temas etmesini önlemekte ve numune içine ve dışına ayrı ayrı basınçlar uygulanmasını mümkün kılmaktadır. Numune üst başlığına temas eden bir piston vasıtası ile eksenel gerilme uygulanmakta, numune alt ve üst başlıklarına bağlı ince kanallar vasıtası ile de deney sırasında drenaj durumu (zemin suyunun dışarı çıkıp çıkmaması) kontrol edilebilmektedir.

Üç eksenli basınç deneyi iki aşamadan oluşmaktadır.

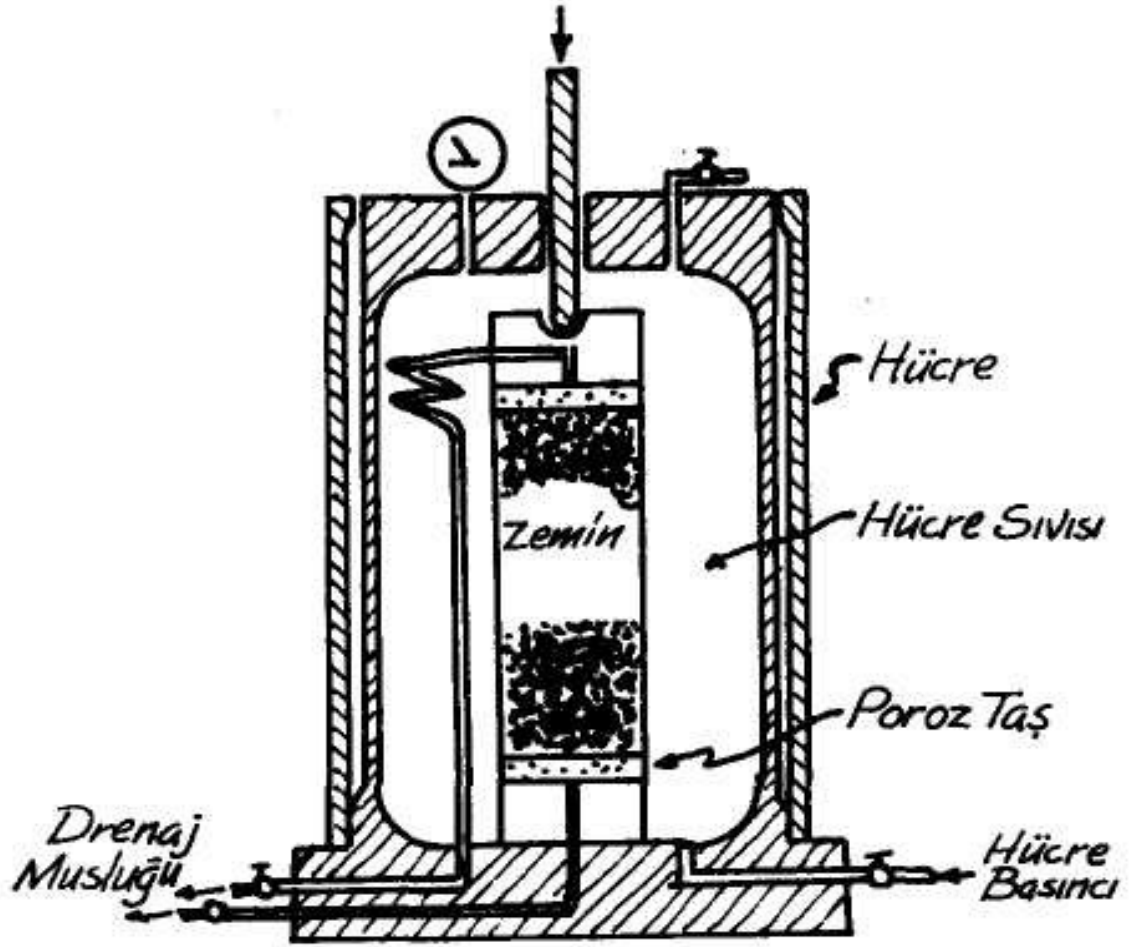
1. Aşama: Zemin numunesi üzerine arazide yüklenmeden önce etkiyen gerilmelerin hücre basıncı vasıtası ile uygulanması. Bu aşamada drenaja izin verilirse numune konsolide edilebilmektedir.

2. Aşama: Eksenel basınç uygulanması. Bu aşama drenajlı ve drenajsız olarak gerçekleştirilebilmektedir. Drenajlı deney yapılması durumunda, yükleme hızının zeminin permeabilitesine göre seçilerek, zemin içindeki suyun rahatlıkla dışarı çıkmasına, dolayısıyla boşluk suyu basıncı artışları oluşmamasına dikkat etmek gerekmektedir. Yukarıdaki aşamaların her ikisinde de drenaj durumu kontrol edilerek, üç değişik türde üç eksenli basınç deneyi yürütmek mümkün olmaktadır.

- **Konsolidasyonsuz-Drenajsız Deneyler (UU- deneyleri):** Bu tür deneyde, zemin suyunun gerek hücre basıncı uygulanmasında gerekse eksenel yükleme sırasında numuneden dışarı çıkmasına izin verilmemektedir.

- **Konsolidasyonlu-Drenajsız Deneyler (CU-deneyleri):** Birinci aşamada hidrostatik basınç altında zemin suyunun dışarı çıkmasına (numunenin konsolide olmasına) izin verdikten sonra, ikinci aşamada drenajsız durumda eksenel yükleme yapılan deneyler.

- **Konsolidasyonlu-Drenajlı Deneyler (CD- deneyleri):** Her iki aşamada da (hidrostatik hücre basıncı uygulanması ve eksenel yükleme) drenaja izin verilen tür deneyler.



Şekil 3.28. Üç Eksenli Basıncı Deneyi Aleti (Özaydın, 1997).

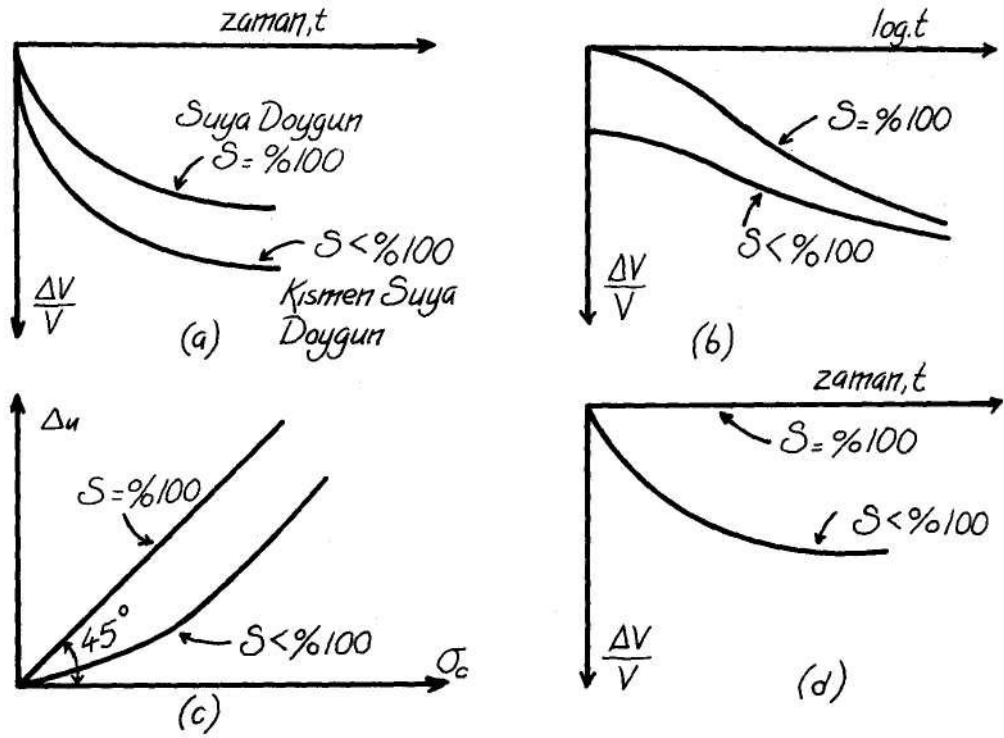
Değişik türde üç eksenli basınç deneyleri uygulayarak, arazideki zemin tabakalarının farklı yükleme ve drenaj koşulları altında gösterecekleri gerilme-şekil değiştirme davranışlarını ve kayma mukavemetlerini belirlemek mümkün olmaktadır. Bu deneylerde farklı zeminler için gözlenen davranış biçimleri aşağıda incelenmiştir.

Üç Eksenli Basıncı Deneyinde Gözlenen Zemin Davranışları

Üç eksenli basınç deneyi daha önce gördüğümüz gibi iki aşamadan oluşmaktadır. Bu aşamalarda gözlenen zemin davranışlarını ayrı ayrı inceleyeceğiz.

a) Hidrostatik Yükleme

Zemin tabakaları arazide belirli jeolojik yüklerin etkisi altındadır. Deneye tabi tutulan zemin numunesini arazideki durumuna getirmek için uygulanan hidrostatik hücre basıncı altında, drenajlı ve drenajsız durumda gözlenen davranış biçimleri Şekil 3.29'da gösterilmiştir. Drenajlı durumda uygulanan basınç altında, zeminde hacim değişimleri (konsolidasyon) meydana gelirken (Şekil 3.29 a) drenajsız durumda boşluk suyu basıncında artışlar meydana gelmektedir (Şekil 3.29 c). Zemin davranışının, başlangıç suya doygunluk derecesine bağlı olarak farklılıklar gösterdiği gözlenmektedir. Şekil 3.29 a ve 3.29 b'de drenajlı durumda gözlenen aynı deneysel sonuçlar farklı biçimde çizilerek gösterilmiştir. Suya doygun zeminin hacim değiştirme davranış eğrileri, ödometre deneyinde gözlenen konsolidasyon davranış eğrilerine büyük benzerlik göstermektedir. Kısmen suya doygun zeminde ise önce ani bir hacim azalması (boşluklardaki havanın sıkışması sonucu) meydana gelmekte, ondan sonra suya doygun zemininkine benzer bir davranış gözlenmektedir. Şekil 3.29 c ve 3.29 d de ise drenajsız durumda ortaya çıkan davranış gözlenmektedir. Tamamen suya doygun zeminde, hacim sabit kalırken, boşluk suyu basıncında uygulanan hidrostatik basınca eşit bir artış meydana gelmektedir. Suya doygun olmayan zeminde ise önce bir miktar hacim değişikliği (sıkışma) ve boşluk suyu basıncında küçük artışlar meydana gelmekte daha yüksek basınçlar altında ise zemin içindeki hava hacmi iyice küçüldüğü için, hacim sabit kalmakta ve hidrostatik basınç artışları oranında boşluk suyu basıncı artışları meydana gelmeye başlamaktadır.



Şekil 3.29 Üç Eksenli Basınç Deneyinde Hidrostatik Basınç Altında Gözlenen Zemin Davranışı (Özaydın, 1997).

Drenajsız durumda hidrostatik basınç altında meydana gelen boşluk suyu basıncı artışlarını zeminin suya doygunluk derecesini ölçmek için kullanmak mümkün olmaktadır. Meydana gelen boşluk suyu basıncı artışının uygulanan hidrostatik basınca oranı,

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (\Delta \sigma_c = \text{hidrostatik basınç artışı}) \quad (3.23)$$

Skempton (1954) tarafından tanımlanan iki boşluk suyu basıncı katsayısından birini oluşturmaktadır. Suya doygunluk derecesi $S = \% 100$ olan zeminlerde $B = 1.0$ değerini alırken, kısmen suya doymun zeminlerde ($B < 1.0$) olmaktadır.

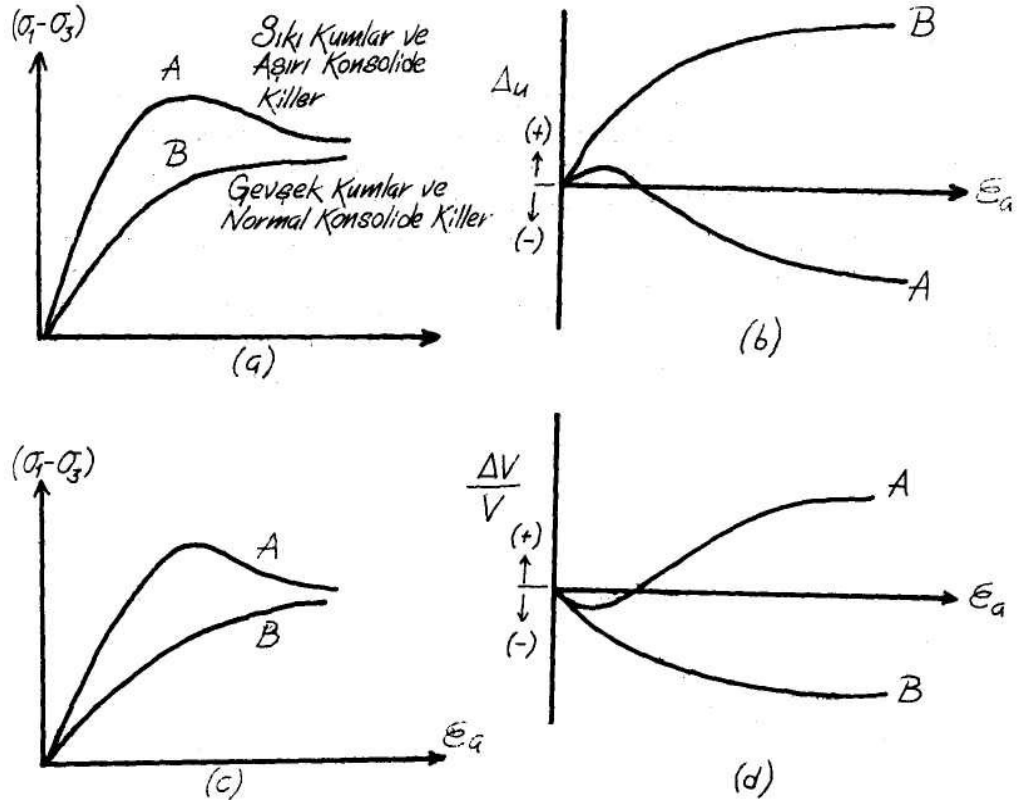
b) Eksenel Yükleme

Üç eksenli basınç deneyinin ikinci aşamasını oluşturan eksenel yükleme sırasında, zemin içindeki suyun dışarı çıkmasına izin verilip verilmemesine göre, drenajlı ve drenajsız durumlarda suya doygun zeminlerde gözlenen davranış biçimleri Şekil 3.30'da gösterilmiştir. Drenajsız deneylerde eksenel yükleme altında boşluk suyu basıncı değişimleri, drenajlı deneylerde ise hacim değişimleri meydana gelmektedir. Şekil 3.30 a ve 3.30 b'de drenajsız deney sonuçları, Şekil 3.30 c ve 3.30 d'de ise drenajlı deney sonuçları gösterilmiştir. Bu şekilde gösterilen eğrilerde, gerilme ekseninde ($\sigma_1 - \sigma_3$) kullanılmasının nedeni, eksenel gerilmenin (σ_a) daha önce her doğrultuda uygulanan hücre basıncına ($\sigma_c = \sigma_3$) ek olarak uygulanmasıdır. En büyük asal gerilme

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_a \quad (3.24)$$

$$\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.25)$$

olmaktadır. En büyük asal gerilme farkı ($\sigma_1 - \sigma_3$) aynı zamanda deviatorik gerilme olarak nitelendirilmektedir. Deneylerde gözlenen gerilme-eksenel şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı (veya hacim) değişimleri eksenel şekil değiştirme davranışları, zeminin başlangıç durumuna göre (killi zeminlerde konsolidasyon derecesi, kumlu zeminlerde sıkılık derecesi) farklılıklar göstermektedir.

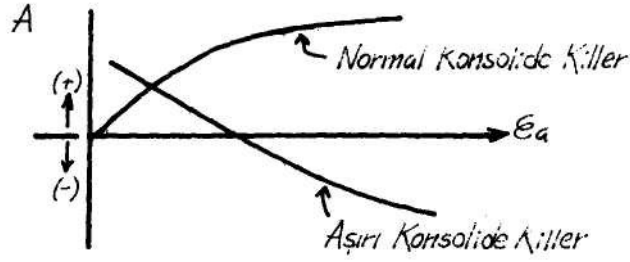


Şekil 3.30 Üç Eksenli Basınç Deneyinde Eksenel Yükleme Sırasında Gözlenen Zemin Davranışı (Özaydın, 1997).

Drenajsız deneylerde, eksenel yükleme sırasında, zeminin boşluk suyu basıncında meydana gelen değişimler, ikinci bir boşluk suyu basıncı parametresinin tanımlanmasında kullanılmaktadır (Skempton, 1954).

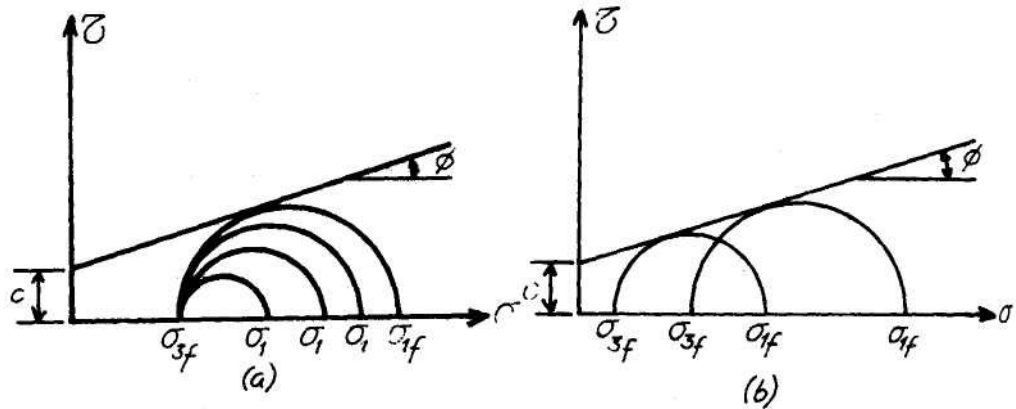
$$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad (3.26)$$

A parametresinin değeri yükleme boyunca sabit olmayıp, şekil değiştirme seviyesine bağlı olarak değişmektedir. Şekil 3.31'de (Özaydın, 1997). A parametresinin yükleme sırasında değişimi gösterilmiştir.



Şekil 3.31 Boşluk Basıncı Katsayısı A 'nın Eksenel Şekil Değişme İle Değişimi (Özaydın, 1997).

Üç eksenli basınç deneyinde, zemin numunesinde göçme meydana gelinceye kadar eksenel yük artırılmaktadır. Göçme anındaki gerilme durumunu gösteren Mohr dairelerine teğet olarak çizilen doğru zeminin kayma mukavemeti zarfını vermektedir. Şekil 3.32 a'da bir üç eksenli basınç deneyinde, sabit hücre basıncı ($\sigma_c = \sigma_3$) altında gittikçe artan eksenel gerilme seviyeleri için Mohr gerilme daireleri gösterilmiştir. Deviatorik gerilme ($\sigma_1 - \sigma_3$)_F değerine ulaşıncaya zeminde göçme meydana gelmektedir. Kırılma (mukavemet) zarfının elde edilebilmesi için en az iki deney yapılması ve Şekil 3.32 b'de gösterildiği gibi göçme durumunu gösteren gerilme dairelerine ortak teğetin çizilmesi gerekmektedir. Konsolidasyonlu-drenajsız deneylerde genellikle boşluk suyu basıncı artışları da ölçüldüğü için, toplam gerilme daireleri yanında efektif gerilme dairelerini de çizmek ve böylece kayma mukavemeti parametrelerini hem toplam gerilmeler hem de efektif gerilmeler için bulmak mümkün olmaktadır.



Şekil 3.32. Üç Eksenli Basınç Deneyinde Gerilme Durumu Gösteren Mohr Daireleri (Özaydın, 1997).

3.5.3. Oturma Deneyleri

Yüklenen bir zeminin sıkışmasının aşağıdaki nedenlerden dolayı meydana geleceği düşünülebilir:

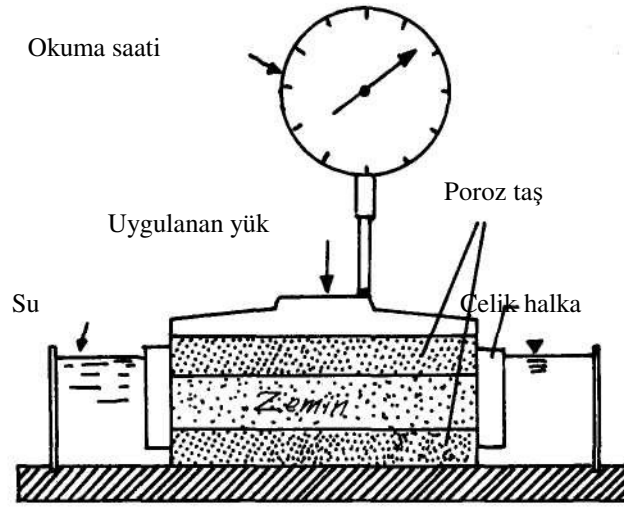
- Zemin tanelerinin sıkışması,
- Zemin boşluklarındaki hava ve/veya suyun sıkışması,
- Boşluklardaki hava ve suyun dışarı çıkması sonucu tanelerin birbirine yaklaşması ve zeminin toplam hacminin azalması.

Zemin taneleri genellikle oldukça sert minerallerden oluştuğu için bunların sıkışması çok küçük olmaktadır. Boşlukların tamamen su ile dolu olması durumunda (suya doymuş zemin) suyun sıkışabilirliğinin çok küçük olması nedeni ile bunun zeminin sıkışmasına katkısı da ihmal edilebilecek mertebelerde kalacaktır. Özellikle suya doymuş zeminlerde, sıkışma esas olarak boşluklardaki suyun dışarı çıkması sonucu meydana gelmektedir. Sabit bir yük altında, boşluklardaki suyun dışarı çıkması sonucu zeminlerde meydana gelen hacimsel şekil değiştirmelere zemin mekaniğinde konsolidasyon adı verilmektedir. Zemin içinde suyun hareket edebilme özelliklerinin değişik zeminlerde birbirinden çok farklı olduğu bilinmektedir. İnce taneli zeminlerin permeabilitesi çok düşük olduğu için, yüklenen zeminden suyun dışarı çıkması yavaş olacaktır ve buna bağlı olarak zeminin sıkışması da zamana bağlı olarak gelişecektir. Dolayısıyla, zeminlerin sıkışmasının hesaplanmasında gerilme-şekil değiştirme-zaman ilişkilerinin incelenmesi gerekli olmaktadır. Bu ilişkiler deneysel olarak laboratuvarda ödometre aleti kullanılarak, kuramsal olarak ise konsolidasyon teorisi ile incelenmektedir.

3.5.3.1. Ödometre (Konsolidasyon) Deneyi

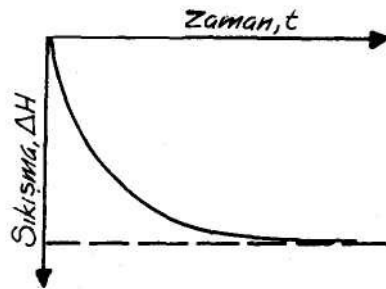
Arazideki zemin tabakalarının düşey yüklemeler altında sıkışması esas olarak tek boyutlu bir sıkışma (düşey doğrultuda) problemi oluşturduğu için, laboratuvar deney düzeninde zeminin yanal genişlemesine izin verilmemekte ve belirli düşey yükler altında zeminin boy kısalması ölçülmektedir. Şekil 3.33'te gösterilen ödometre aletinde zemin numunesi rijit bir çelik halka içine yerleştirilmektedir.

Numunenin alt ve üst yüzeylerine konan poroz (geçirimli) taşlardan zemin içindeki suyun düşey doğrultuda hareketle dışarı çıkması sağlanmakta, uygulanan sabit bir yük altında meydana gelen düşey şekil değiştirmeler hassas bir okuma saati vasıtası ile zamana bağlı olarak sürekli ölçülmektedir. Zemin numunesinin alanı sabit kaldığı için boy kısalması ölçümlerinden hacim değişimlerinde kolaylıkla hesaplanabilmektedir.



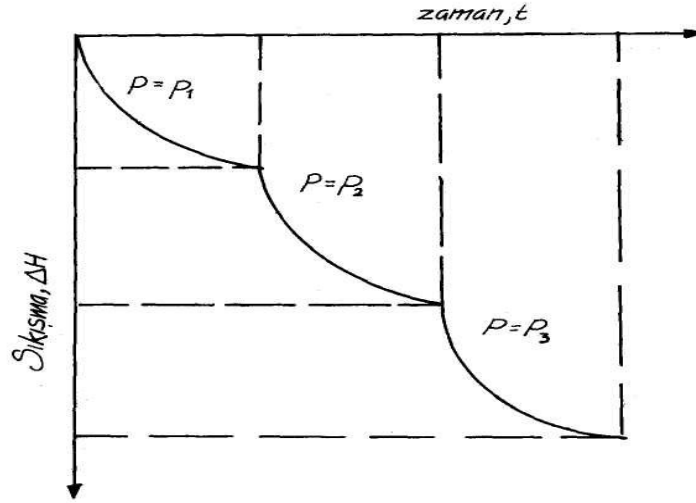
Şekil 3.33. Ödometre Deney Aleti (Özaydın, 1997).

Şekil 3.34'te belirli bir düşey gerilme altında zemin numunesinin boy kısalmasının (sıkışmasının) zamanla değişimi gösterilmiştir. Bu genel davranış eğrisinin incelenmesinden, zemindeki sıkışmanın başlangıçta hızla geliştiği, zaman geçtikçe sıkışma hızının yavaşladığı ve belirli bir süre sonunda hemen hemen tamamen sona erdiği gözlenmektedir.



Şekil 3.34 Ödometre Deneyinde Gözlenen Sıkışma Davranışı (Özaydın, 1997).

Sıkışma-zaman ilişkisi zeminin permeabilitesine bağımlı olmaktadır. Yüksek permeabiliteli zeminlerde suyun dışarı çıkması kolay olduğu için sıkışma hızla ilerleyerek kısa bir süre sonunda o yük altında ulaşabileceği nihai değere varmaktadır, killer gibi düşük permeabiliteli zeminlerde ise sıkışma çok daha yavaş ilerlemektedir. Sıkışma zemin içindeki suyun dışarı çıkması sonucu gerçekleştiği için sıkışma-zaman ilişkisinin numunenin kalınlığına (arazide tabaka kalınlığına) ve suyun iki yönden de (üstten ve alttan) dışarı çıkabilme olanağına bağımlı olduğu açıktır. Laboratuvar deney numunesi genellikle 2 cm kadar kalınlıkta olup çift yönlü drenaj koşullarında deneye tabi tutulmaktadır. Arazide ise daha kalın zemin tabakalarının bazen çift yönlü bazen ise tek yönlü drenaj koşullarında sıkışma gösterdiği durumları incelememiz gerekmektedir. Laboratuvar deney koşulları arazi koşulları ile yeterli benzerlik göstermektedir ve ödometre deney sonuçları arazideki zemin tabakalarının sıkışması ve oturmaların hesaplanmasında çok yararlı olmaktadır. Şekil 3.34'te sabit bir yük altında zeminin sıkışma-zaman eğrisi gösterilmiştir. Yeterli bir süre geçtikten sonra o yük altında sıkışma sona ermektedir (veya ihmal edilebilecek kadar yavaşlamaktadır). Zemin numunesi üzerindeki yük arttırılırsa, zemin tekrar sıkışmaya başlayacaktır. Uygulanan gerilme ile meydana gelen nihai sıkışma arasındaki ilişkiyi saptamak için, ödometre deneyi kademeli yükleme altında gerçekleştirilmektedir. Şekil 3.35'de değişik yük kademeleri altında sıkışma-zaman eğrileri gösterilmiştir. Uygulanan p_1 , p_2 ve p_3 gibi düşey gerilmeler altında, her yük kademesinde yeterince (sıkışmanın sona ermesi sağlanıncaya kadar) beklemek şartı ile gerilme-sıkışma davranışı deneysel olarak saptanabilmektedir.

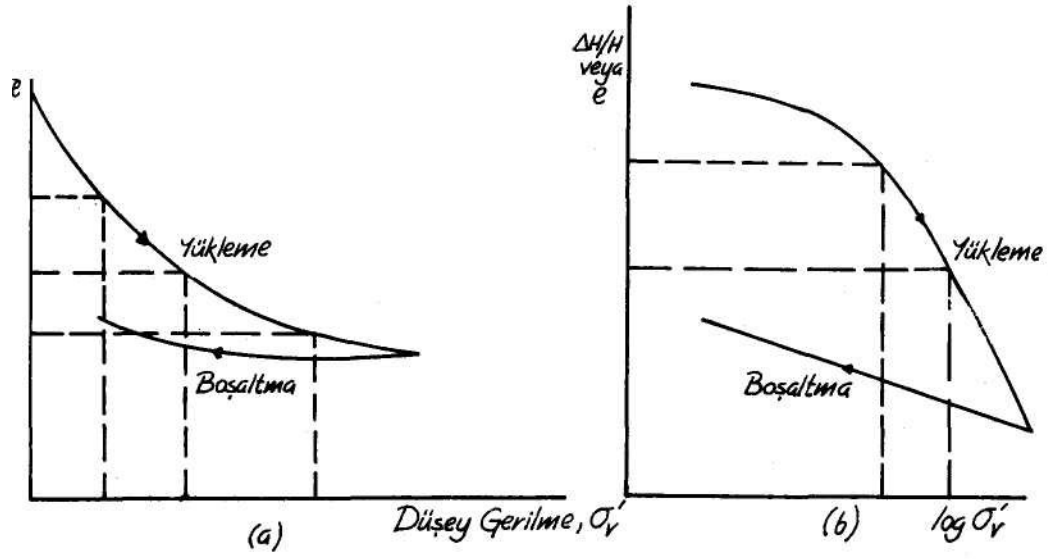


Şekil 3.35 Ödometre Deneyinde Değişik Yük Kademelerinde Gözlenen Sıkışma (Özaydın, 1997).

a) Sıkışma-Basınç Eğrileri

Ödometre deneyinin sonuçları toplu olarak (bütün yük kademeleri için) sıkışma-basınç eğrileri şeklinde (Şekil 3.36 a) gösterilebilmektedir. Zeminin sıkışması esas olarak boşluk hacminin azalması sonucu meydana geldiği ve numune alanı sabit kaldığı için, boy kısalmasından kolaylıkla boşluk oranı değişimlerini hesaplamak mümkündür ($\Delta e / 1 + e = \Delta H / H$). Şekil 3.36 b'de aynı deney sonuçları boşluk oranı-logaritma gerilme şeklinde çizilerek gösterilmiştir.

Zemin üzerindeki yük kaldırıldığı zaman, düşey şekil değiştirmelerin bir kısmı geri gelmektedir (zemin şişme göstermektedir). Ödometre deneyinde son yük kademesinden sonra yine kademeli olarak uygulanan düşey yük azaltılmakta ve zeminin şişmesi deneysel olarak saptanabilmektedir. Şekil 3.36'da boşaltma eğrileri de gösterilmiştir. Şekil 3.36'daki eğriler üzerinde yer alan deney noktalarının her yük kademesinde ölçülen nihai boy değişimlerine karşılık geldiği hatırdan çıkarılmamalıdır.



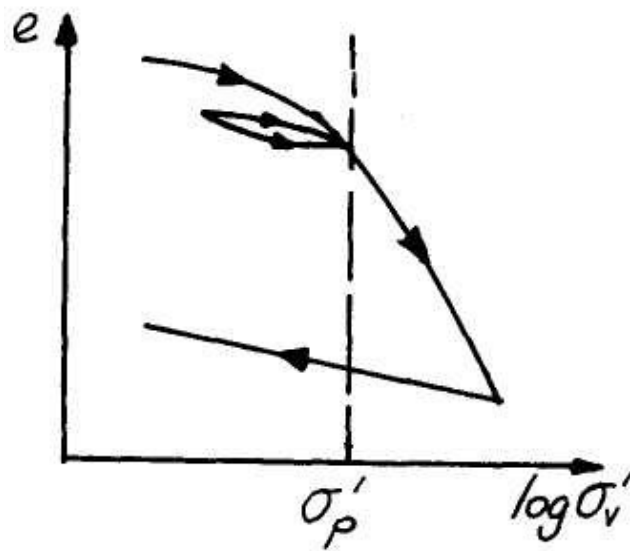
Şekil 3.36. Ödometre Sonuçlarından Elde Edilen Sıkışma-Basınç Eğrileri (Özaydın, 1997).

Ödometre deneyinde zemin numunesi belli bir yük kademesine kadar yüklendikten sonra boşaltma yapılırsa sıkışmanın bir kısmı geri gelmektedir. Aynı numune tekrar yüklemeye tabi tutulunca ise, ilk yüklemede boşaltmanın başladığı gerilmeye kadar oldukça küçük sıkışma göstermekte, bu önyükleme değeri (σ_p') aşıldıktan sonra sıkışma tekrar hızlanmaktadır. Şekil 3.37'de bu şekilde gerçekleştirilmiş bir deneyin sonuçları gösterilmiştir. Tekrar sıkışma sırasında gözlenen bu davranış arazideki zemin tabakalarının sıkışmasını anlamamız açısından çok yararlı olmaktadır. Deney eğrilerinin başlangıç kısmında görülen az eğimli kısmı da aynı şekilde açıklamamız mümkün olmaktadır. Bu gerilme seviyelerinde, gerçekte zemin numunesi tekrar sıkışma davranışı göstermektedir.

Değişik zeminlerin birbirinden farklı sıkışma özellikleri gösterdiği bilinmektedir. Genel olarak, plaka şeklinde ince tanelerden oluşan zeminler (özellikle killeri) yuvarlak iri taneli zeminlere (kumlar ve çakıllar) göre daha büyük oranda sıkışmaya uğramaktadır. Kumlarda sıkışma boşluk oranı arttıkça artmaktadır. Killerde ise sıkışma miktarı genel olarak tabii su içeriğine, bağlı olarak artmaktadır. Boşluk oranı-logaritma basınç ($e - \log \sigma_v'$) eğrilerinin genel biçimi bütün zeminler için birbirine benzemektedir. Bütün deneysel eğriler önce az eğimli doğrusal bir

kısım ile başlamakta belirli bir gerilme seviyesine (bu gerilmenin önyükleme gerilme seviyesi olduğunu göreceğiz) yaklaştıkça aşağı doğru konkav bir eğri haline almakta, bu gerilme seviyesinden sonra ise eğimi çok daha fazla bir doğrusal kısım ile devam etmektedir. Bu ikinci doğrusal kısım, kumlarda tanelerin ezilmesine yol açacak gerilme seviyelerine (1000 kN/m^2 - 10000 kN/m^2) killerde ise 200.000 kN/m^2 seviyelerine kadar devam etmektedir. Zemin problemlerinde zeminlere aktarılan gerilmeler genellikle bu seviyelerin altında kaldığı için, laboratuvar deneyinde de bu değerler aşılmamaktadır. Laboratuvar yükleme kademeleri genellikle numune üzerine 25, 50, 100, 200, 400 (veya 500) ve 800 (veya 1000) kN/m^2 gerilme uygulanacak şekilde seçilmektedir. Her yük kademesinde, konsolidasyonun sona ermesine kadar beklemek gerektiğine daha önce değinilmişti. Kumlarda toplam süre olarak (her yük kademesi için) yarım saat kadar bir zaman yeterli olurken, killerde 24 saat beklemek ve bu süre içinde sürekli olarak sıkışma (boy kısalması) ölçümleri almak gerekli olmaktadır. Sıkışma-zaman eğrisinin hassas bir şekilde çizilebilmesi için, okuma aralıkları genel olarak 1/4, 1/2, 1,2, 5, 10, 30 dak., 1, 2, 4,8,24 saat şeklinde seçilmektedir.

Ulaşılmayı istenilen en büyük gerilme seviyesine vardıldıktan sonra, numune üzerindeki yük yine kademeli olarak (ve her kademedede şişme sona erinceye kadar bekleyerek) boşaltılmaktadır.



Şekil 3.37. Yükleme-Boşaltmalı Ödometre Deney Sonuçları (Özaydın, 1997).

4. MATERYAL VE METOD

4.1. Materyal

Bu çalışmada, Adana baseninde Handere Formasyonu olarak haritalanan birim, kilitaşı-kumtaşı ve şeyl seviyelerinden oluşan Handere Formasyonuna ait kil zeminleri kullanılmıştır. Araştırma kapsamında Adana ili, Seyhan İlçesi 100. Yıl semtinin yaklaşık 1 km Kuzeyinde, yüzeyde görülebilen Handere Formasyonuna ait killerdir.

4.2. Metod

Bu çalışma arazi öncesi çalışmalar, arazi çalışmaları ve laboratuvar çalışmaları olmak üzere üç aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada, çalışma alanına ait jeolojik harita temin edilip, bölge ile ilgili önceki çalışmalar derlenmiştir. İkinci aşamada ise, araziye gidilerek arazi çalışmaları yapılmış, laboratuvar çalışmaları için gerekli olan örselenmiş numuneler alınmıştır. Üçüncü aşamada ise, araziden alınan örselenmiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak elde edilen deney sonuçları değerlendirilmiştir.

4.2.1. Arazi Öncesi Çalışmalar

Bu çalışmada ilk olarak çalışma alanına ait jeolojik harita temin edilmiştir. Şekil 4.1’de verilmiştir. Harita üzerinde bölge ile ilgili önceki çalışmalardan raporlar, makaleler ve tezler incelenmiştir.

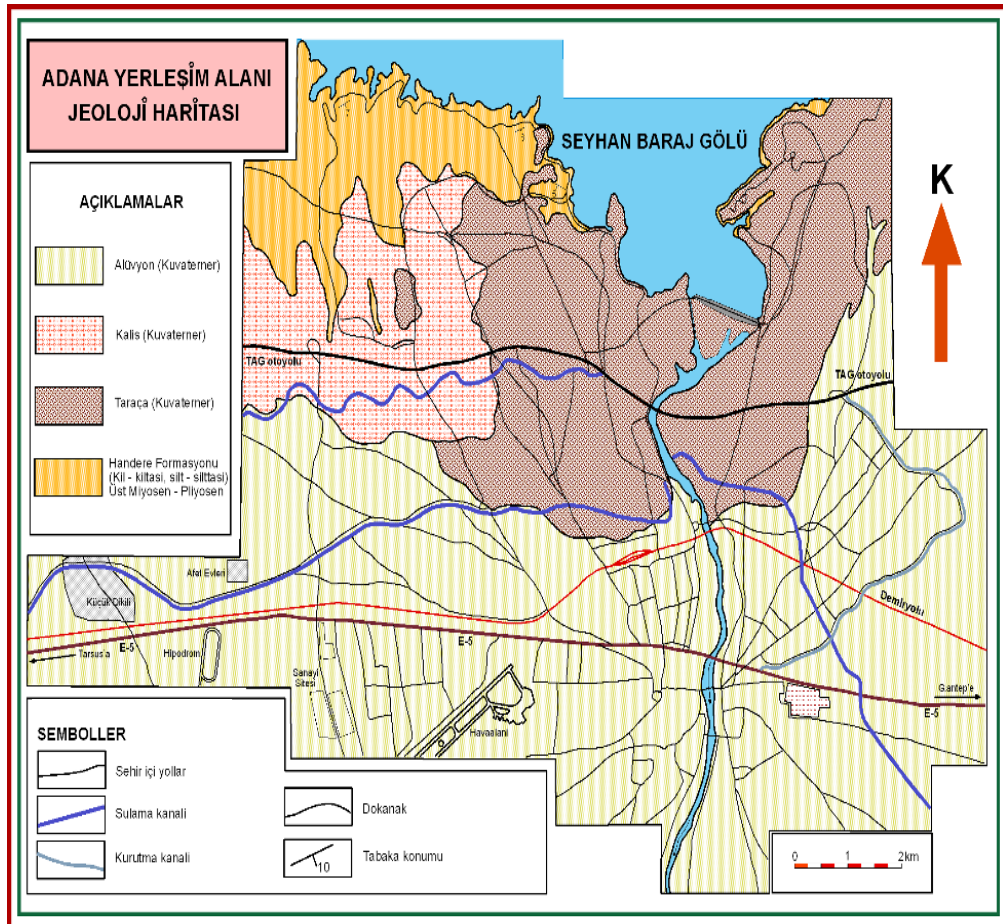
4.2.1.1. Çalışma Alanı Hakkında Bilgiler

4.2.1.1.1. Handere Formasyonu

Formasyon niteliğinde ilk olarak Schmidt (1961) tarafından adlandırılan birim Adana ili yerleşim alanı kuzeyinde geniş yayılım sunmaktadır. Bu yayılım

Çalışma alanı içerisinde de verdiği geniş mostralarla dikkat çekmektedir. Birimin esas olarak çakıltaşı, kumtaşı ve silttaşından oluştuğu bildirilmiş ve birime Üst Miyosen – Pliyosen yaşı verilmiştir (Schmidt, 1961). Birimin kalınlığı Yetiş ve Demirkol (1986) tarafından 120 – 700 m olarak bildirilmiştir.

Birim, inceleme alanı içerisinde geniş yayılım sunan Kuvaterner yaşlı taraça, kaliş ve alüvyon çökelleri ile örtölmektedir. Ortam olarak Handere Formasyonunun tabandan tavana doğru sığ deniz, akarsu ve göl ortamlarını karakterize eden istifler sunduğu bildirilmiştir (Yetiş ve Demirkol, 1986).

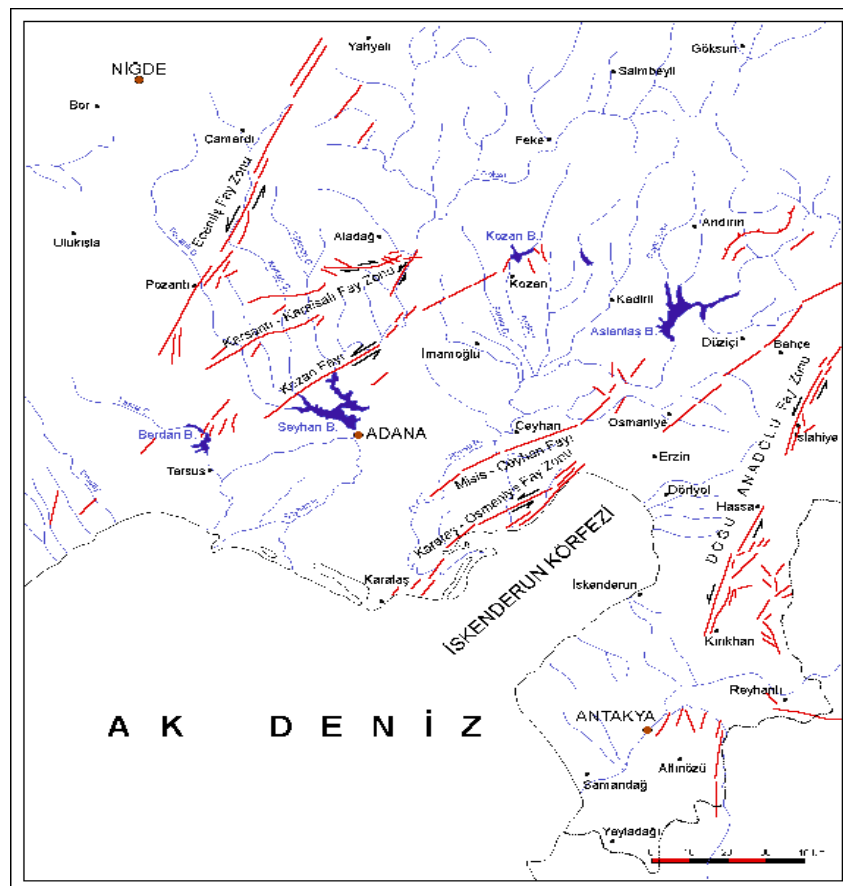


şekil 4.1. Çalışma sahasının jeolojik haritası (İlker, 1975'ten değiştirilerek).

İnceleme alanı içerisinde yayılım sunan birimin geneline yakını kil, kilaşı ve silt türündeki ince taneli malzemelerden oluşmaktadır. Bu bakımdan Handere Formasyonu'na ait mühendislik özelliklerinin incelenmesinde birim için “Handere Kili” adının kullanılması tercih edilmiştir. Birim, arazide genellikle açık kahverengi, bej ve sarımsı renklerde yayılım sunmaktadır.

4.2.1.1.2. Adana Bölgesinin Depremselliği

Adana ili yerleşim alanının da içinde bulunduğu Çukurova havzasının oluşumunda da etkili olan en önemli faylar batıda Kozan fayı, Kuzeydoğuda Misis fayı (Misis – Ceyhan fayı) ve bölgenin yaklaşık 55 km Kuzeybatısında yer alan Ecemiş fayıdır. Bölgede yer alan faylar Şekil 5.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Çukurova Bölgesine Ait Fay Haritası (Şaroğlu ve ark, 1992'den değiştirilerek).

1945 Misis (M: 5.7) ve 1998 Adana - Ceyhan (M: 6.3) depremlerini üreten ve Adana ili yerleşim yeri içerisinde de hasar yapan Misis fayının toplam uzunluğu 24.5 km'dir. 27 Haziran 1998 günü Adana ili ve ilçelerinde büyüklüğü 6.3 (Ms) olarak açıklanan deprem can ve mal kaybına neden olmuştur.

4.2.1.1.3. Çalışma Alanı Heyelan Potansiyeli

Çalışma alanı sınırları içerisinde heyelanlar meydana gelmiştir. Bu heyelanlar 60 civarında konutu etkilemiş ve bu konutların yarısına yakın kısmı oturulmaz hale gelip boşaltılmak zorunda kalınmıştır. Heyelan bölgesinde, yağışlı mevsimlerde biriken suların Handere formasyonunun yüksek eğimli killi kesimlerine akması sonucu duraylılık bozulmakta ve yamaç hareketlerine neden olmaktadır.

Bölgede yapılaşma sonrasında zemine akan sularla beraber yoğun yağışların olması nedeniyle zemin doymuş hale gelmiştir. Dolayısıyla killi kesimlerin şişmesine, boşluk suyu basıncının artmasına ve kohezyonun azalmasına neden olmuştur.

4.2.2. Arazi Çalışmaları

Arazi çalışmalarında ilk olarak, zemini sınıflamak amacıyla, özgül ağırlık deneyi, tane boyutu analizi (granülometrik analiz), Atterberg (kıvam) limitleri ve mukavemet deneylerinden ise serbest basınç deneyi yapmak için gerekli örselenmiş Handere kil numuneleri alınmıştır.

4.2.3. Laboratuvar Çalışmaları

4.2.3.1. Deney Düzeneği ve Yöntemi

Laboratuvar çalışmalarında, Adana'nın 100. Yıl semti yakınından alınan Handere formasyonuna ait kil numuneler laboratuvara getirilerek hem sınıflama hem de mukavemet deneyleri yapılmıştır. Sınıflama deneylerinden özgül ağırlık deneyi,

hidrometri deneyi ve kıvam limitleri deneyleri yapılmış, mukavemet deneylerinden ise, serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

Ayrıca mevcut araştırmanın temel amacı, Handere formasyonuna ait kil zeminlerin farklı su içerikleri ile serbest basınç mukavemetlerinin nasıl bir ilişki içerisinde olduğunu tespit etmektir. Bu amaçla, %20 - %40 arasında eşit aralıklarla 5 farklı su içeriğinde hazırlanan numuneler 36 mm çaplı ve 72 mm yükseklikteki önceden hazırlanan pvc kalıplar içerisine farklı enerjilerle yerleştirilerek serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

Serbest basınç deneylerinde önerilen numune yüksekliğinin numune çapının iki katı olması gerektiği dikkate alınmıştır. Bu veriler göz önünde bulundurularak aşağıdaki deney düzeneği kurulmuştur (Çizelge 4.1 ve 4.2).

- Numune hacmi = $(1.8)^2 \times \pi \times 7.2 = 73 \text{ cm}^3$
- Tokmak ağırlığı = 0.74 kg
- Düşüş yüksekliği = 4 cm
- Tabaka sayısı = 3
- Tabaka başına düşüş sayısı = 25
- Numuneye verilen toplam enerji = $3 \times 25 \times 0,74 \times 4 = 222 \text{ kg.cm}$
- Birim numune başına verilen enerji = $222/73 = 3.04 \text{ kg/cm}^2$

Çizelge 4.1. Handere Kili Üzerinde Vuruş Sayısı-Su İçeriği İle İlgili Yapılan Serbest Basınç Deneyleri

Öngörülen Su İçeriği w(%)	25 Vuruş	40 Vuruş	50 Vuruş
	Numune No	Numune No	Numune No
20	1	6	11
25	2	7	12
30	3	8	13
35	4	9	14
40	5	10	15

Çizelge 4.2. Handere Kili Üzerinde Yapılan Serbest Basınc Deneylerin Özeti

Numune No	Her Tabakadaki Tokmak Düşüş Sayısı	Öngörülen Su İçeriği W(%)	Birim Numune Başına verilen Enerji(kg/cm ²)
1	25	20	3.04
2	25	25	3.04
3	25	30	3.04
4	25	35	3.04
5	25	40	3.04
6	40	20	4.80
7	40	25	4.80
8	40	30	4.80
9	40	35	4.80
10	40	40	4.80
11	50	20	6.08
12	50	25	6.08
13	50	30	6.08
14	50	35	6.08
15	50	40	6.08

4.2.3.2. Numunenin Hazırlanması

Yüzüncüyıl mevkiinden elde edilen Handere killeri (zemin sınıfı CH türü ve doğal halde %21-%32 su içeriği aralığında olan) ufalanıp etüvde 24 saatin üzerinde kurutulduktan sonra Maden Müh. Bölümü Kaya Mekaniği laboratuvarında numune öğütücü yardımıyla dağıtılarak ayrılmıştır. 40 no'lu elekten geçirildikten sonra planlanan su içeriklerinde ağırlıkça % ler belirlenip su ve zeminler yeterince homojen bir karışım elde edilinceye kadar karıştırılmıştır. Her su içeriği için hazırlanan numuneler (Numune No:1-15) suyun kil zemine homojen bir şekilde nüfuz edebilmesi için en az 24 saat süreyle küvezde tutulmuştur. Daha sonra numunenin kalıptan çıkarma işleminin kolay olması için önceden yağlanmış olan pvc borudan imal edilen (standart boyutlarda 1 çap 2 boy) 36 mm çap ve 72 mm yükseklikteki kalıplar içerisine farklı kompaksiyon enerjileri verilerek 3 tabaka

halinde sıkıştırılmıştır. Her bir su içeriğinde hazırlanan numune üzerinde kalıba yerleştirilme sırasında tabakalara 25, 40 ve 50 darbe uygulanmak suretiyle 3 farklı numune elde edilir. Tüm deneysel çalışmalar boyunca gerektiğinde kullanılmak üzere yedek numunelerde hazırlanmıştır.

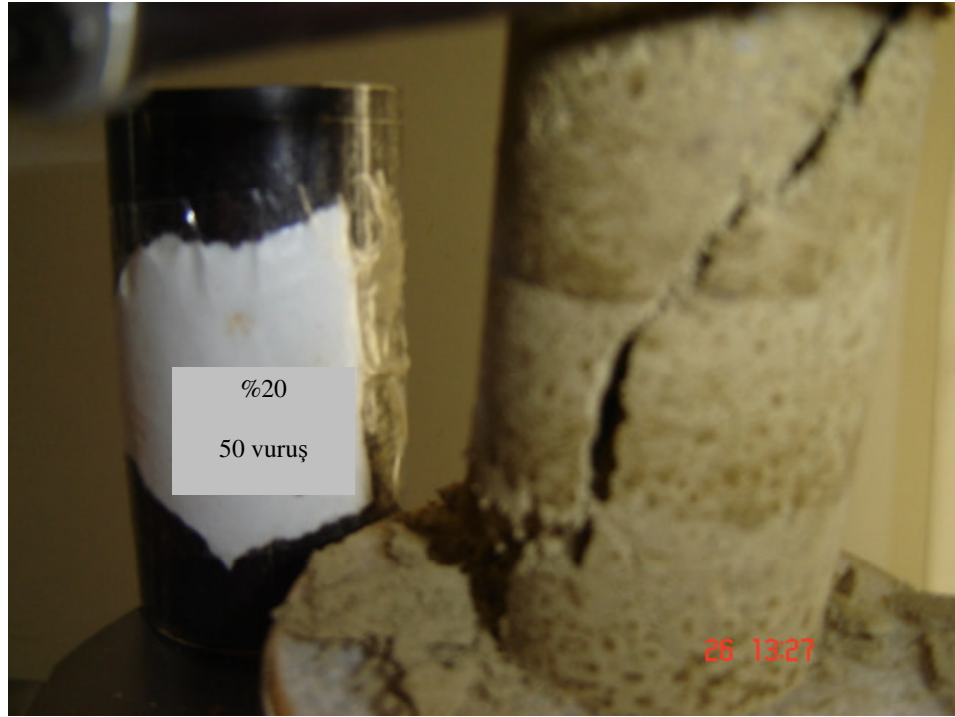
Farklı su içerikleri ve kompaksiyon enerjileri ile hazırlanan numuneler yine su içeriğinin numuneye homojen dağılması için kalıp içerisinde ve küvez ortamında 24 saat bekletilip kalıptan çıkarılmıştır. Numunelerin hazırlanması, korunması ve deney düzeneğine taşınması aşamalarında oldukça dikkatli davranılarak elde edilen numunelerin mevcut özelliklerinin muhafaza edilmesine özen gösterilmiştir.

4.2.3.3. Deneylerin Yapılması

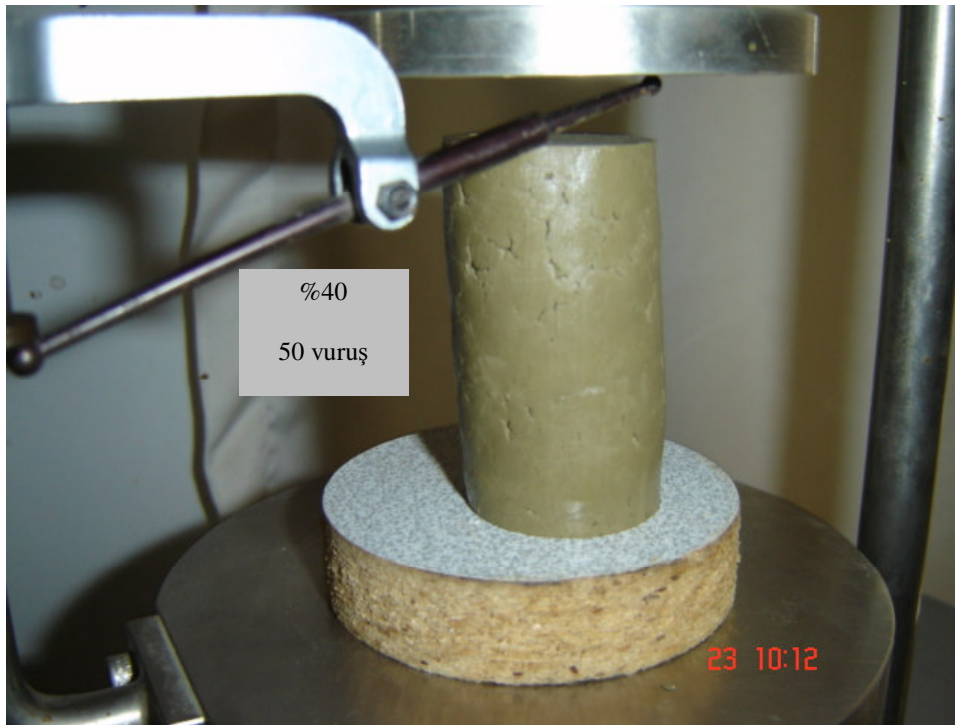
Serbest basınç aletine yerleştirilmeden önce kumpas yardımıyla yeniden boyutları belirlenip alete yerleştirilip yüklemeye geçilmiştir. Etüvde kurutulan kilin su içeriği sıfır (0) alınarak yapılan hesaplamalarla %20-%25-%30-%35 ve %40 değerlerindeki su içeriklerinin oluşmasına çalışılmıştır.

Değerlendirmeler için dikkate alınan su muhtevaları olarak ise, numune hazırlıklarında öngörülen su içeriği değerleri yerine, deneyden sonra ölçülen su içeriği değerleri dikkate alınmıştır. Öngörülen ve ölçülen su içeriklerindeki küçük farklılıkların numune ile suyu birbirine homojen bir şekilde karıştırma işleminin el yordamıyla yapılması ve bu işlemin belirli bir zaman alması ve bu zaman zarfında bir miktar suyun buharlaşmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Deneylerde su içeriğine bağlı olarak yaklaşık 3-6 dakika arasında göçmeye ulaşılacak şekilde hızlı yükleme (drenajsız koşul) yapılmıştır. Deney sonu numunelerde gözlenen göçme şekilleri su içeriğine bağlı olarak kayma yüzeyleri vererek yada şişme (varilleşme) şeklinde gerçekleşmiştir (Şekil 4.3 ve Şekil 4.4).



Şekil 4.3. %20 Su İçeriği İçin Kayma Yüzeyi Şekli



Şekil 4.4. %40 Su İçeriği İçin Kayma Yüzeyi Şekli

5. ARAŞTIRMA BULGULARI

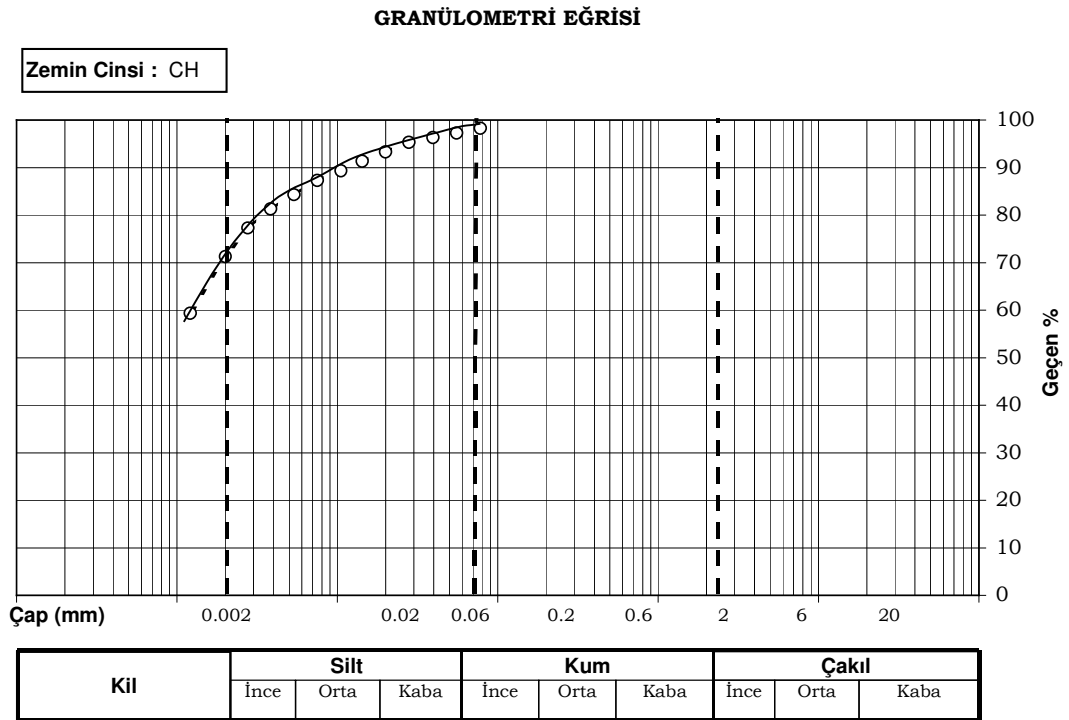
5.1. Giriş

Deneylerde kullanılan numune yöremize ait Handere formasyonun kilidir. 2.5-3.0 metre derinliğindeki bir çatlak içerisinde kil taşı büyük parçalar halinde çıkartılıp laboratuara getirilmiştir. Numunenin doğal haldeki su içeriği %21-32 civarındadır. Kil numuneler üzerinde öncelikle sınıflandırma ve tanımlama deneyleri ile kayma mukavemeti deneyleri yapılmıştır.

5.2. Sınıflandırma ve Tanımlama Deneyleri

5.2.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi

Burada Handere formasyonuna ait kil numunesinin tane çapı dağılımı, Stoke Kanunu' na göre bulunmuştur. (Şekil 5.1).



Şekil 5.1. Tane Boyu Dağılım Grafiği

Kil zeminin taneciklerinin akışkan ortam içerisinde serbest düşmeye bırakıldığında tane çapı büyüklüğüne bağlı olarak farklı çökme hızlarına sahip olacakları yaklaşımla tane boyutu belirlenmektedir. Yapılan hidrometre deney sonucuna göre, zeminin %70'nin kil boyutunda %30'nun da silt boyutunda olduğu tesbit edilmiştir.

5.2.2. Özgül Ağırlık Deneyi

Kil zemin numunesinin tane birim hacim ağırlığını tesbit etmek amacıyla yapılan piknometre deney sonuçları Çizelge 5.1'de gösterilmektedir.

Çizelge 5.1. Piknometre Deney Sonuçları

Piknometre Deneyi		
Numune No	1,00	2,00
Numune Ağırlığı (gr)	50,64	51,25
Pik.+Su Ağırlığı (gr)	633,03	632,79
Pik.+Su+Num. Ağırlığı (gr)	664,87	665,34
Tane Birim Hacim Ağır. (γ_s gr/cm ³)	2,69	2,74
Ort. Tane Birim Hacim Ağır. (γ_s gr/cm ³)	2,73	

Sonuçta, Handere kil numunesinin tane birim hacim ağırlığı 2.73 g/cm³ olarak tespit edilmiştir.

5.2.3. Atterberg (Kıvam) Limitleri Deneyi

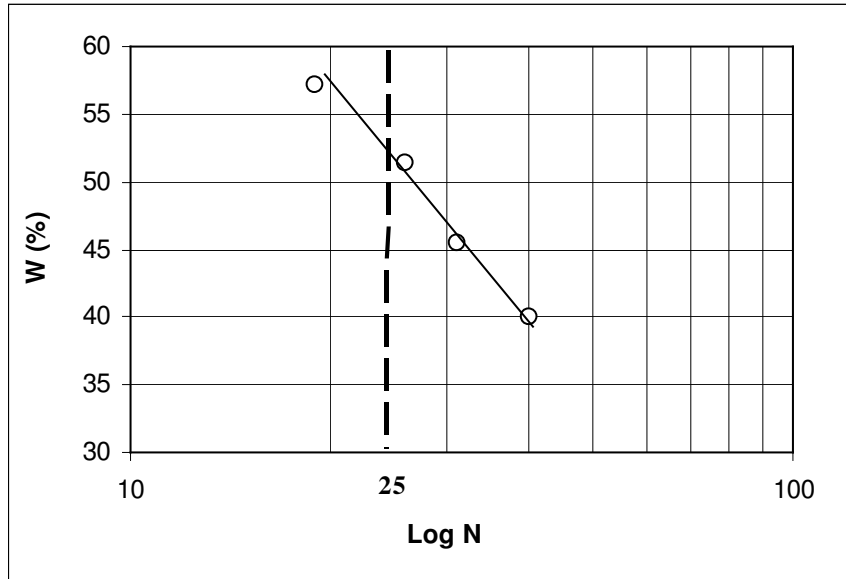
Zeminlerin kıvamı ile mühendislik özellikleri arasında yakın bir ilişki vardır. Örneğin, yumuşak kil zemin yapı yükleri altında fazlaca oturma yaptığı halde, katı ve sert kil zeminlerde böyle bir sorun olmaz. Dolayısıyla, arazide karşılaşılan kohezyonlu zeminlerin (silt ve killerin) kıvamını belirlememiz ve bu kıvamları belirli ölçütlere göre değerlendirmemiz gerekmektedir. Kohezyonlu zeminlerin kıvam limitlerinin belirlenmesinde isveçli Atterberg (1911) tarafından tanımlanan su muhtevası değerleri kullanılmaktadır.

Mevcut araştırmada da kil zemin numunesinin kıvam limitlerinin belirlenmesi amacıyla Casagrande yöntemi kullanılmıştır. Likit limit ve plastik limit deney sonuçları Çizelge 5.2’de gösterilmektedir.

Çizelge 5.2. Kıvam Limitleri Deney Sonuçları

Likit Limit Deneyi				
Kap No	29	49	26	36
(Vuruş Sayısı)	40	31	26	19
Y+D(gr)	44,88	49,11	52,90	45,13
K+D(gr)	41,07	44,43	44,74	40,45
Dara(gr)	31,55	34,14	28,91	32,26
W(%)	40	46	51	57

Plastik Limit Deneyi		
Kap No	10	14
Y+D(gr)	51,43	50,54
K+D(gr)	49,56	48,00
Dara(gr)	41,43	36,93
W(%)	23	23



Şekil 5.2. Likit Limit Deneyinin Grafiksel Gösterimi

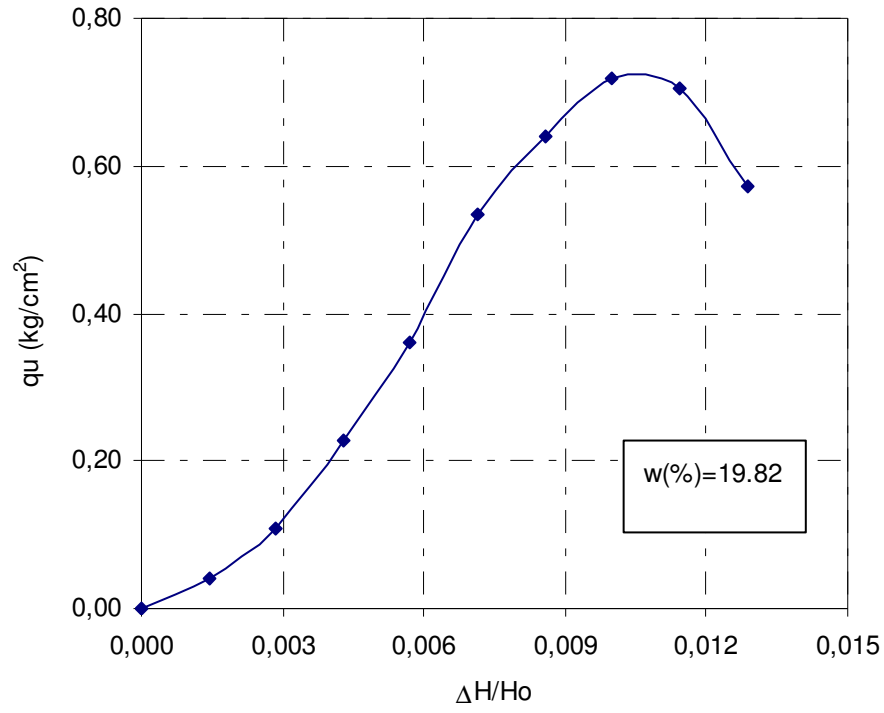
Deneyler sonunda, likit limit (LL) %52, plastik limit (PL) ise, %23 olarak bulunmuştur (Şekil 5.2.). Bu sonuçlara göre, plastisite indisi (PI) %29 olarak hesaplanmış olup zemin sınıfı ise, yüksek plastisiteli kil (CH) olarak tespit edilmiştir.

5.3. Kayma Mukavemeti Deneyleri

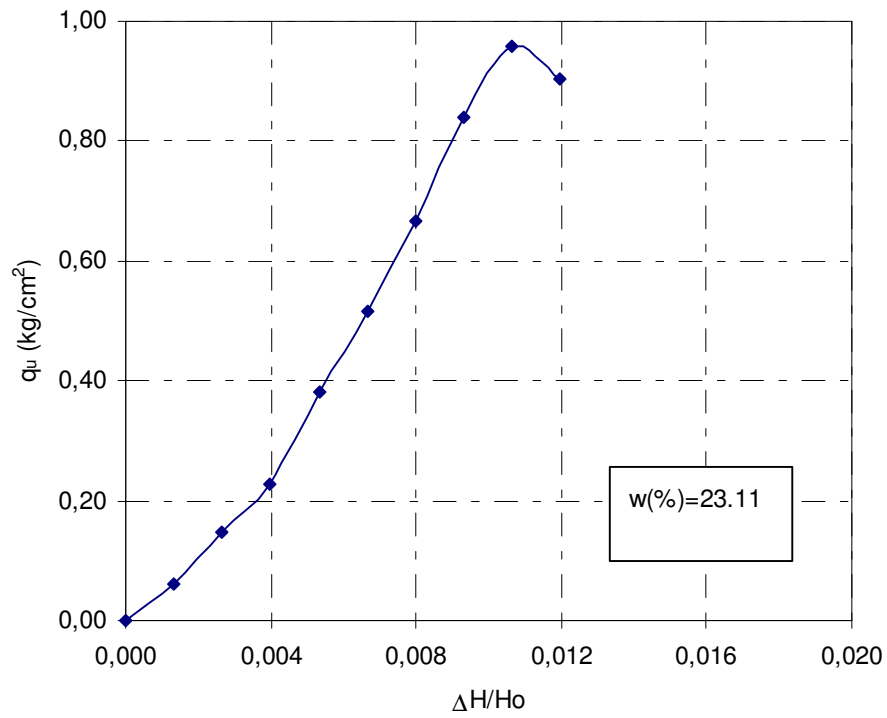
5.3.1. Serbest Basınç Deneyi

Bölüm 3'te verilen Çizelge 3.2'de gösterildiği gibi elde edilen numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deney sonunda numuneler etüve konarak gerçek su içerikleri elde edilmiştir. Her bir deneyden elde edilen ham datalar yükleme halkası kalibrasyon faktörü (0.134) ile çarpılarak kg cinsinden yük değerleri elde edilmiştir.

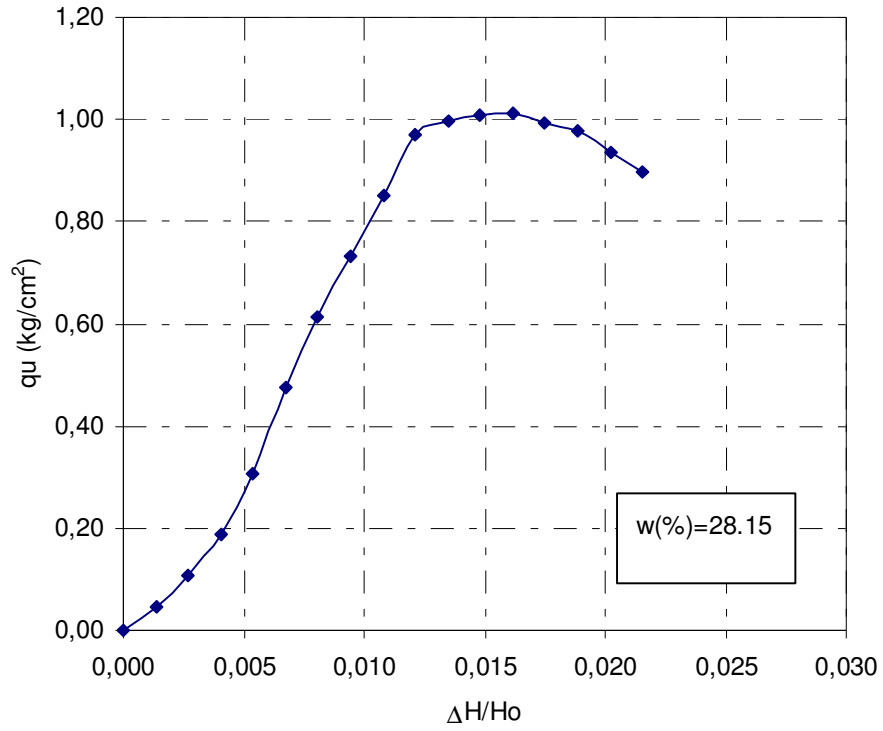
Elde edilen yük değerleri numune kesit alanına bölünerek gerilme değerlerine geçilmiştir. Deneylerden elde edilen gerilme – deformasyon değerleri grafiklere dönüştürülmüştür. Elde edilen grafikler Şekil 5.3 ile Şekil 5.17 arasında görülmektedir.



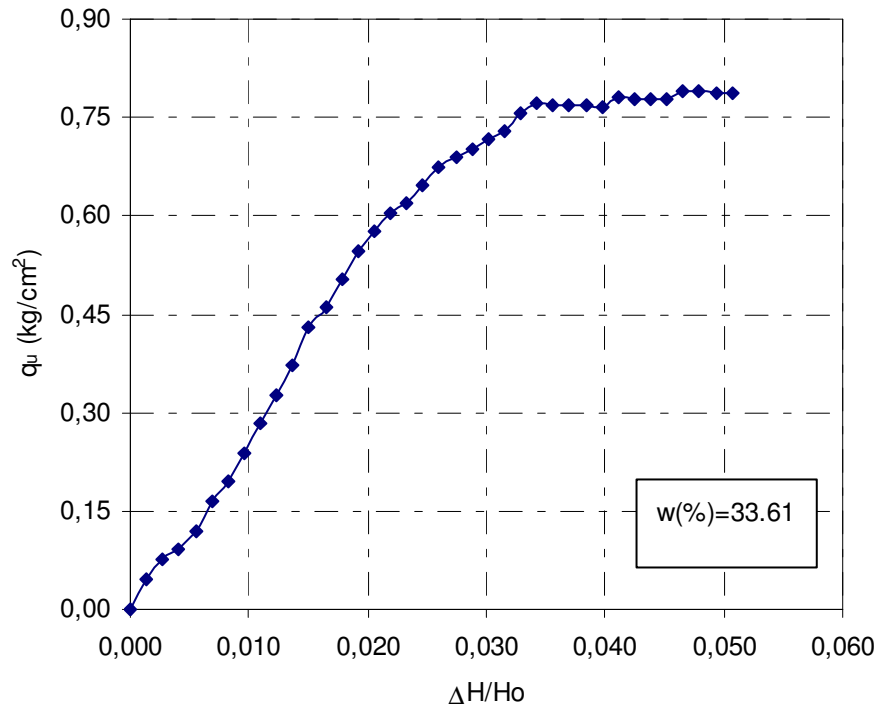
Şekil 5.3. 1 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği



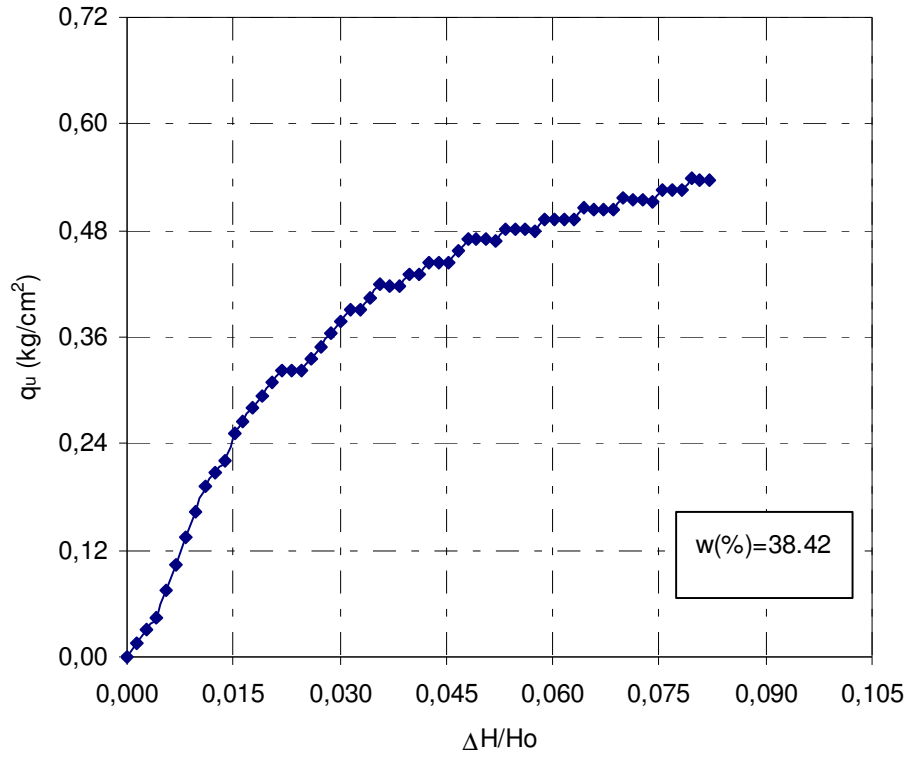
Şekil 5.4. 2 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği



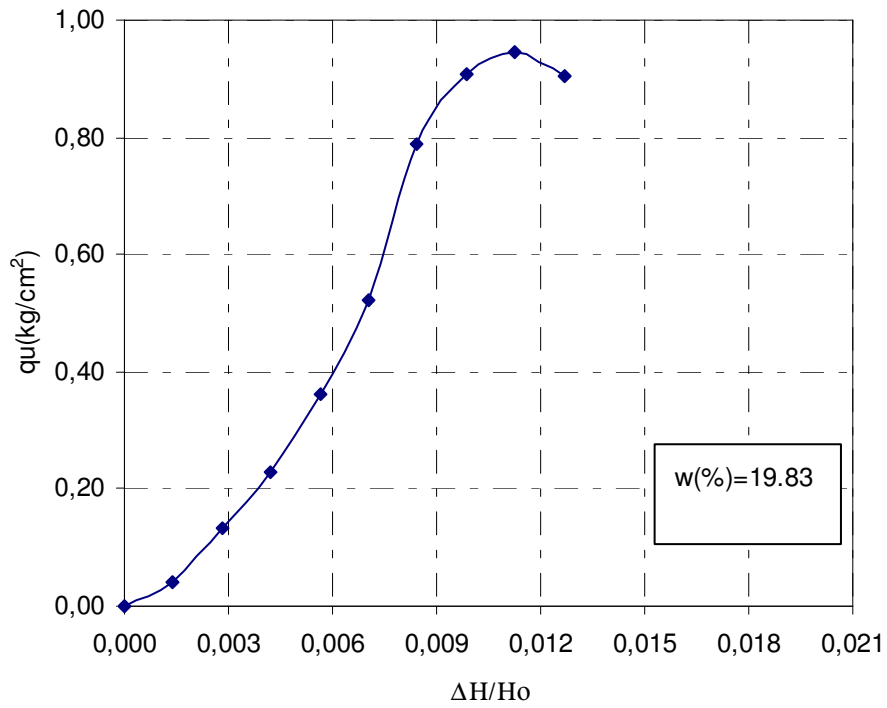
Şekil 5.5. 3 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınc Deney Grafiği



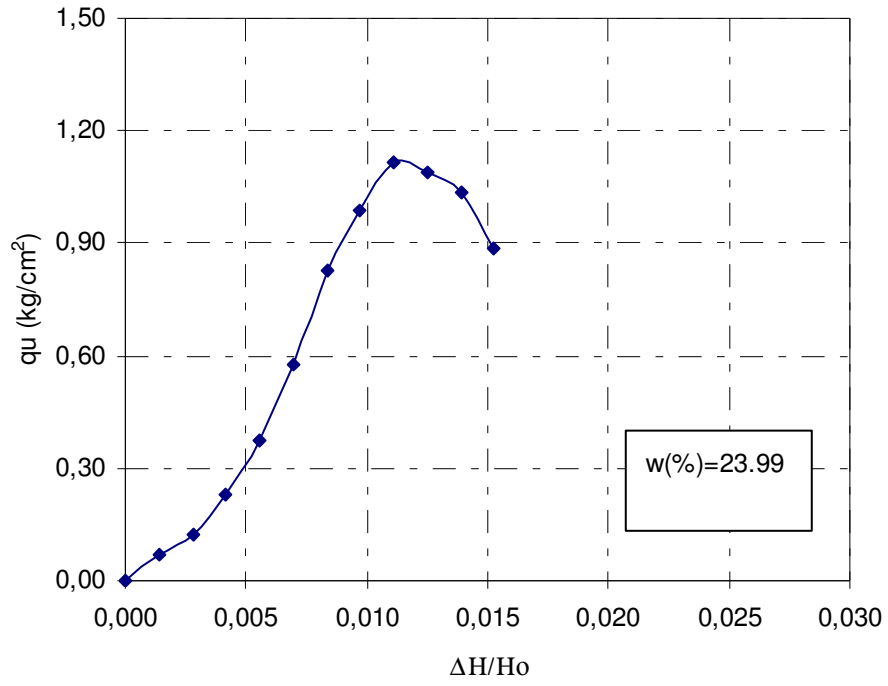
Şekil 5.6. 4 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınc Deney Grafiği



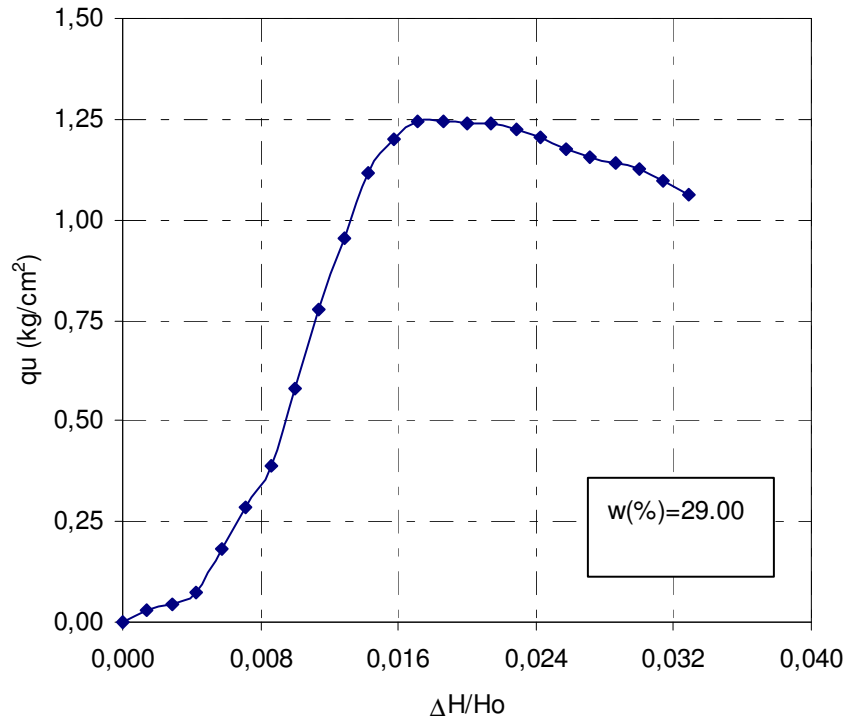
Şekil 5.7. 5 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınc Deney Grafiği



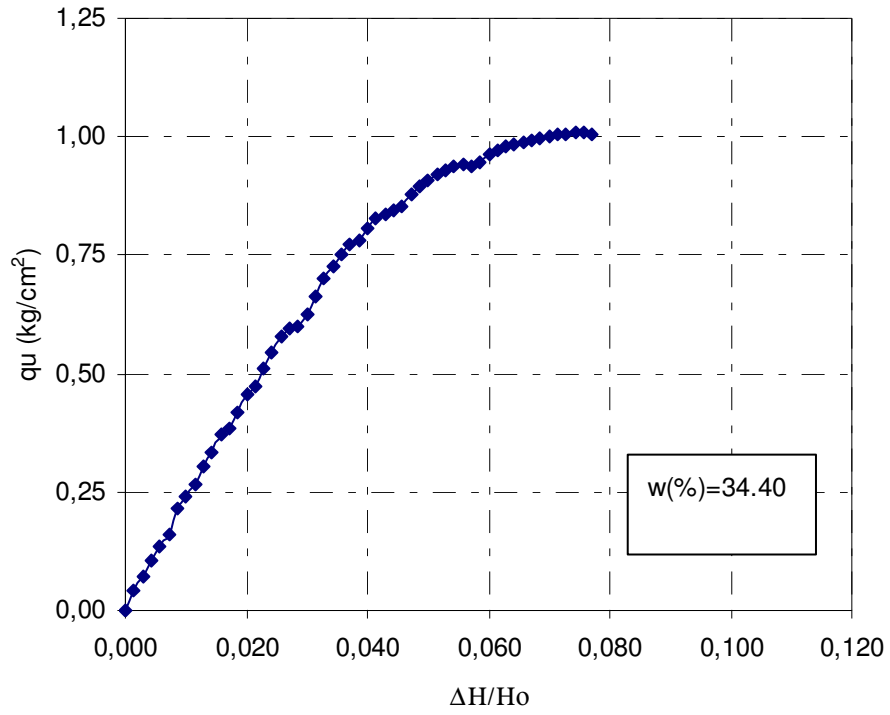
Şekil 5.8. 6 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınc Deney Grafiği



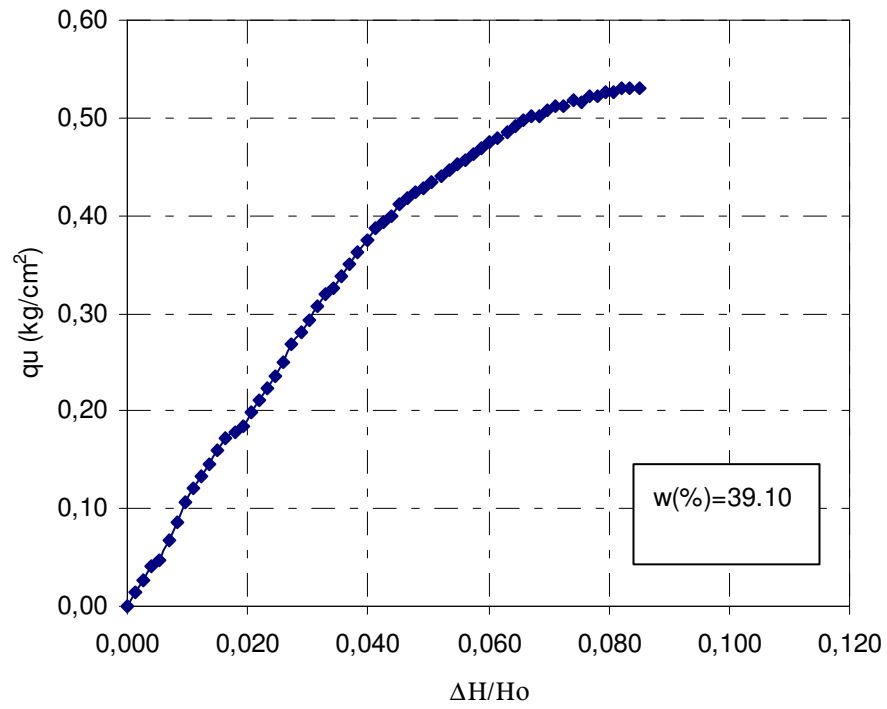
Şekil 5.9. 7 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basıncı Deney Grafiği



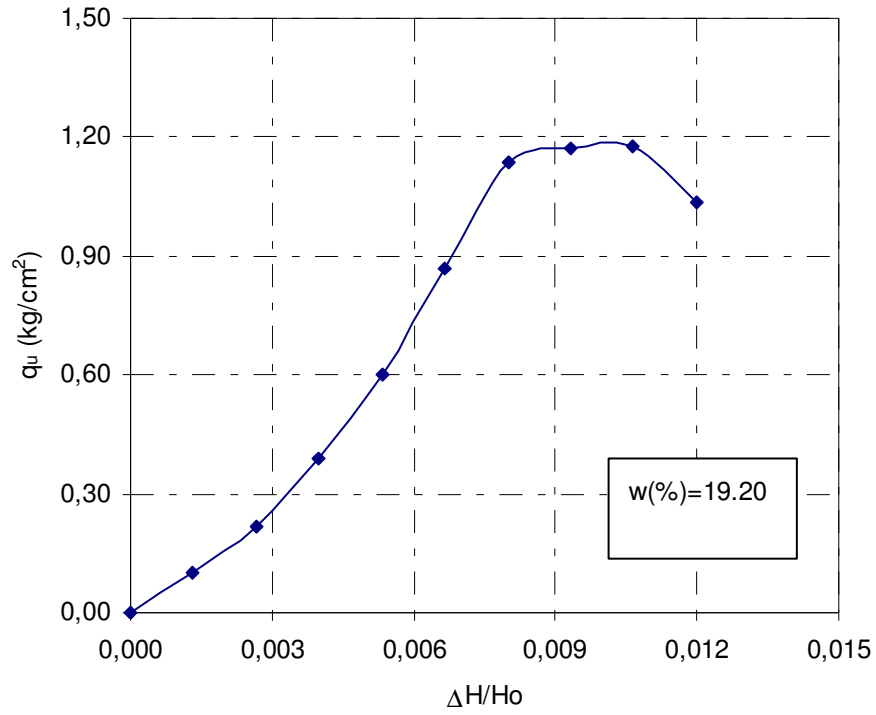
Şekil 5.10. 8 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basıncı Deney Grafiği



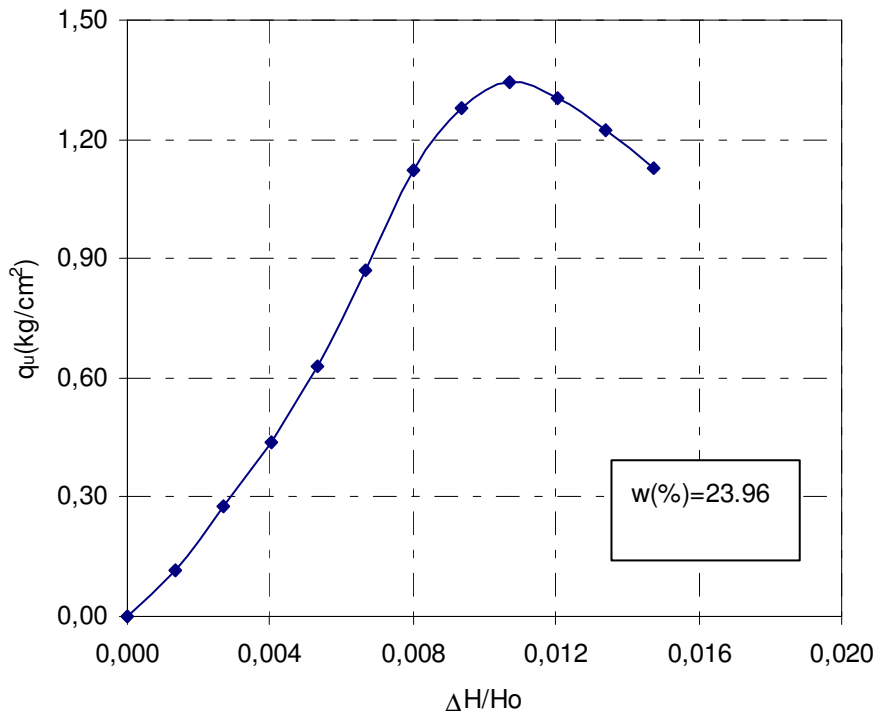
Şekil 5.11. 9 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınc Deney Grafiği



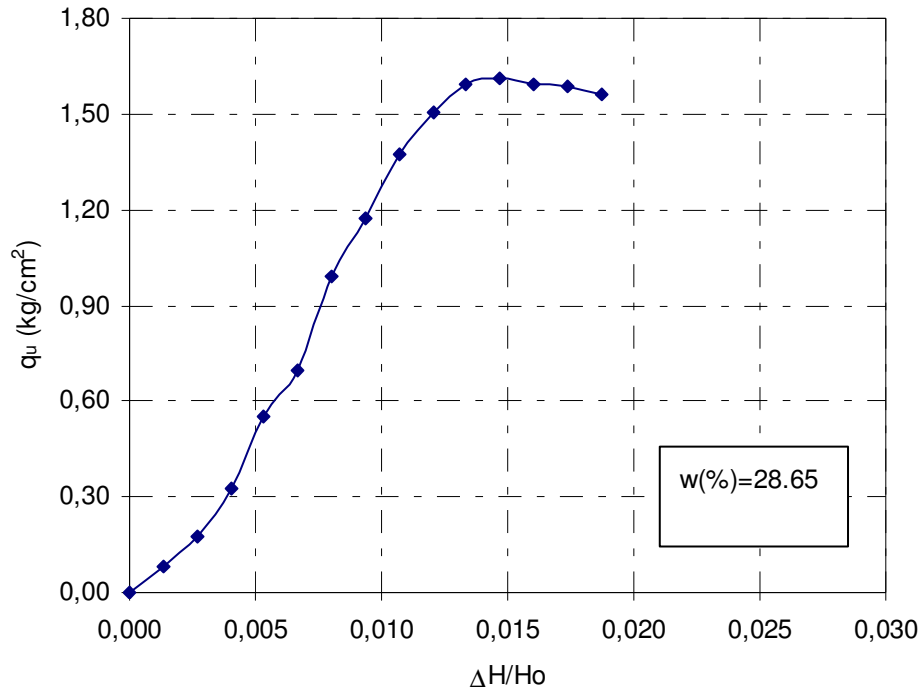
Şekil 5.12. 10 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınc Deney Grafiği



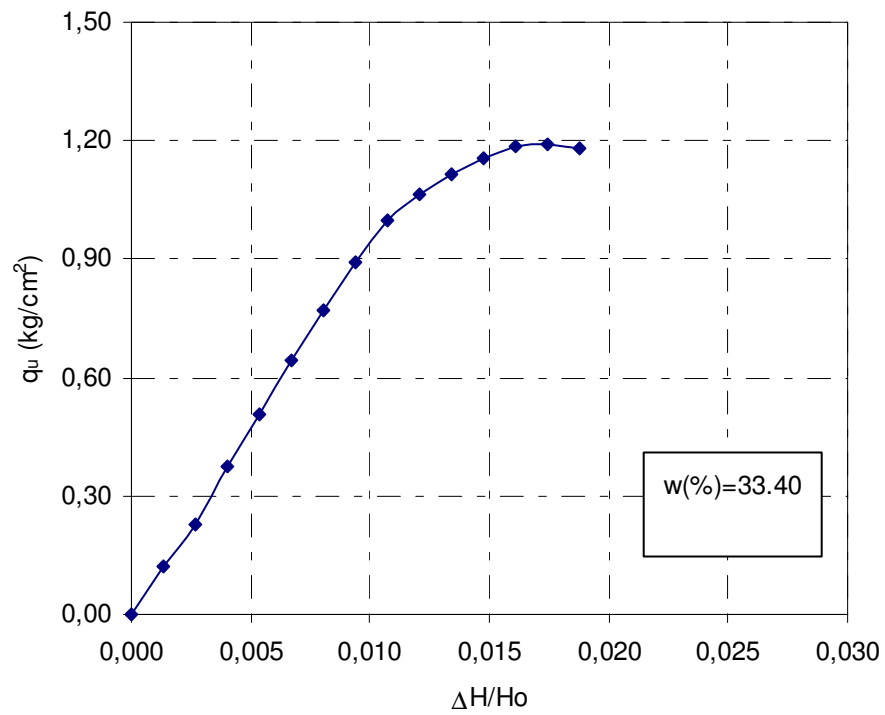
Şekil 5.13. 11 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği



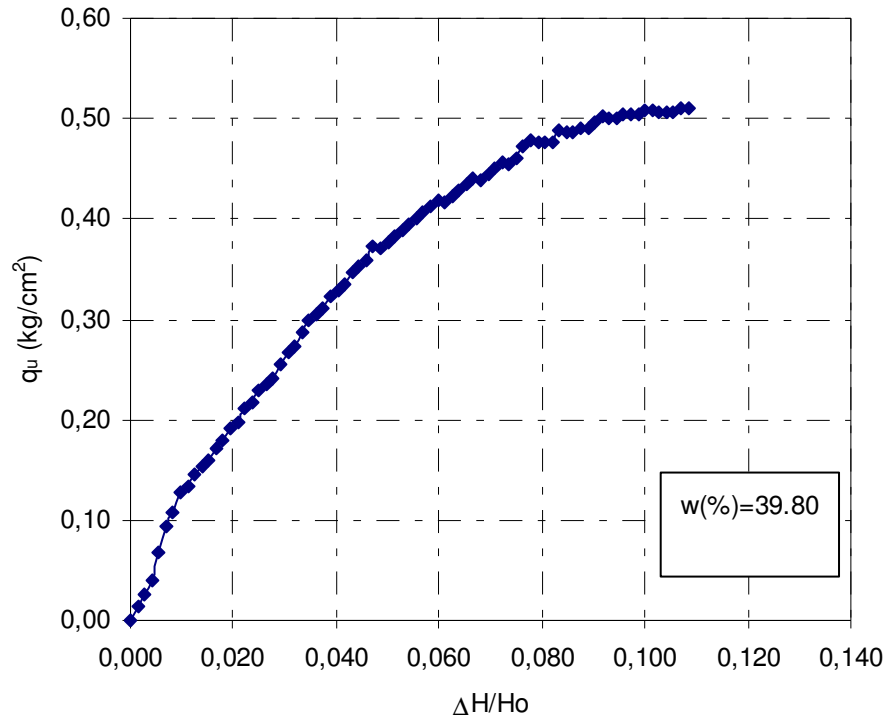
Şekil 5.14. 12 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği



Şekil 5.15. 13 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği



Şekil 5.16. 14 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği



Şekil 5.17. 15 No'lu Numune için Elde Edilen Serbest Basınç Deney Grafiği

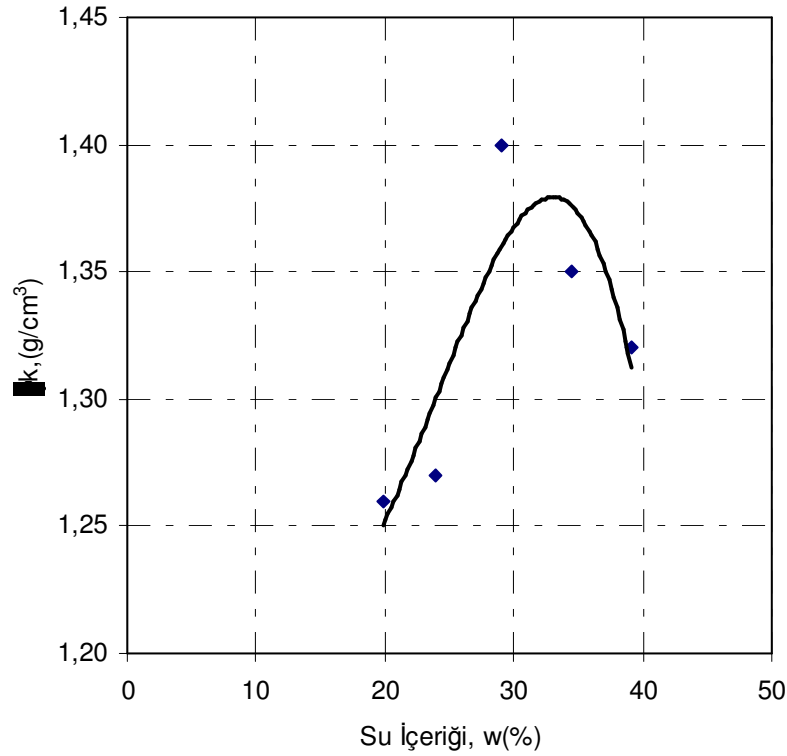
Ayrıca 25, 40 ve 50 vuruş için yapılan serbest basınç deneylerinden elde edilen serbest basınç mukavemeti-deformasyon ilişkisine bağlı grafiklerden göçme anını gösteren en büyük gerilme değerleri elde edilmiştir. Elde edilen göçme yükleri, bu değerlere bağlı hesaplanan kohezyon değerleri ve deney sonunda ölçülen su içerikleri toplu olarak Çizelge 5.3'te verilmektedir.

Çizelge 5.3. Handere Kili Üzerinde Yapılan Serbest Basınç Deney Sonuçları Özeti

Numune No	Ölçülen Su İçeriği w(%)	Göçme Yüğü (kg/cm ²)	Kohezyon, c (kg/cm ²)
1	19.82	0.720	0.360
2	23.11	0.959	0.479
3	28.15	1.013	0.507
4	33.00	0.786	0.393
5	38.42	0.536	0.268
6	19.83	0.945	0.473
7	23.99	1.118	0.559
8	29.00	1.244	0.622
9	33.00	1.009	0.505
10	39.10	0.613	0.307
11	19.20	1.179	0.589
12	23.96	1.345	0.673
13	28.65	1.612	0.806
14	32.50	1.190	0.595
15	39.80	0.511	0.255

Her bir deney için ayrıca, tabi birim hacim ağırlıkları, kuru birim hacim ağırlıkları, boşluk oranı, doygunluk dereceleri hesaplanarak 25, 40 ve 50 vuruş için Çizelge 5.4'te sırasıyla sunulmuştur.

Bu çizelgelerde verilen değerlerden kuru birim hacim ağırlığı ve su içeriği arasındaki ilişki üç set için ayrı ayrı grafiğe dönüştürülmüştür.



Şekil 5.18. 40 Vuruş İçin Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığı-Optimum Su İçeriği İlişkisi (Kompaksiyon Eğrisi)

Şekil 5.18’de 40 vuruş için optimum su içeriği %33 iken $\gamma_k = 1.38 \text{ g/cm}^3$ olduğu görülmüştür. Benzer grafiklerden; 25 vuruş için optimum su içeriği %33 iken $\gamma_k = 1.37 \text{ g/cm}^3$, ve 50 vuruş için optimum su içeriği %32.5 iken $\gamma_k = 1.40 \text{ g/cm}^3$ olarak tesbit edilmiştir. Grafiklerin yorumlanmasından belli bir su içeriğinde kuru birim hacim ağırlığının maksimum bir değere ulaştığı ve bu değer genel olarak verilen enerji ile arttığı anlaşılmaktadır. Genel olarak enerji artımı ile kuru birim hacim ağırlığı artarken optimum su içeriği de azalmalıdır. Burada sadece optimum suyun 50 vuruş için azalması beklenirken bir miktar arttığı gözlenmiştir.

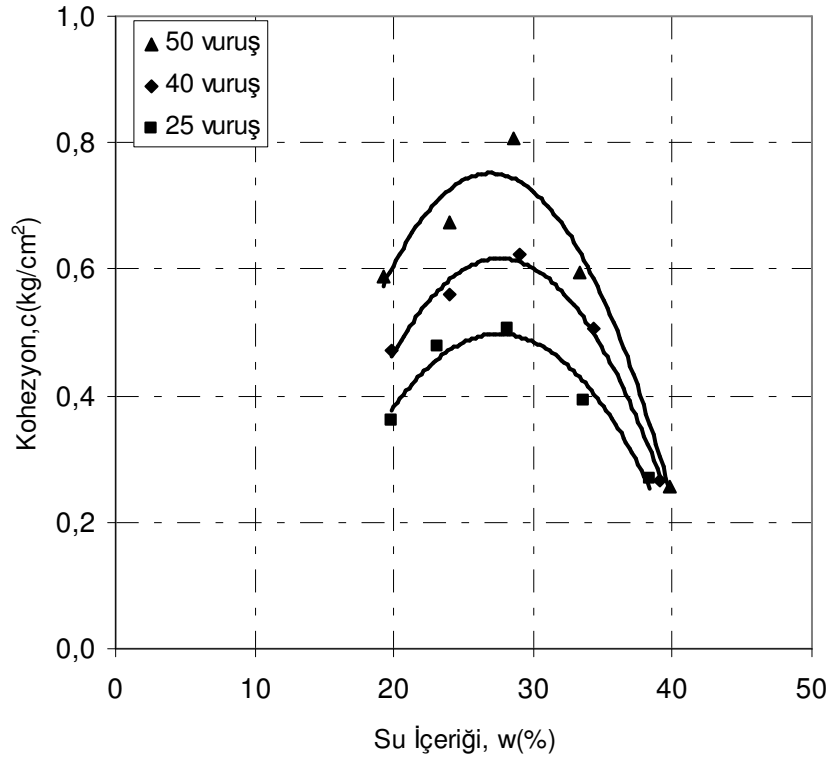
Ayrıca boşluk oranının, optimum su içeriğinde minimum öncesi ve sonrasında ise daha büyük olduğu gözlenmiştir. Bu sonucun kompaksiyon teorisi ile uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Yapılan tüm deneylerde beklendiği üzere, su içeriğinin artırılmasıyla doygunluk derecesinin de arttığı görülmüştür.

Çizelge 5.4. Handere Kili Üzerinde Yapılan Serbest Basınç Deney Sonuçları Özeti

Numune No	Tabi Birim Hacim Ağ.γ _n (g/cm ³)	Kuru Birim Hacim Ağ.γ _k (g/cm ³)	Boşluk Oranı, e(%)	Doygunluk Derecesi, Sr(%)
1	1.40	1.17	133	43.08
2	1.51	1.23	122	50.24
3	1.62	1.27	116	61.18
4	1.84	1.37	98	73.04
5	1.78	1.29	112	83.51
6	1.51	1.26	117	43.09
7	1.58	1.27	115	52.15
8	1.81	1.38	95	63.03
9	1.82	1.35	102	74.78
10	1.84	1.32	107	84.99
11	1.53	1.28	113	41.73
12	1.57	1.26	116	52.08
13	1.77	1.37	99	62.28
14	1.87	1.40	94	72.61
15	1.81	1.29	111	86.51

Tüm deney sonuçları kullanılarak çizilen su içeriği kohezyon grafikleri Şekil 5.19’da verilmektedir. Burada her bir sıkıştırma enerjisinde su içeriği artarken kohezyonun bir miktar artış eğiliminde olduğu ancak optimum su değerinden sonra ise, azaldığı görülmektedir.

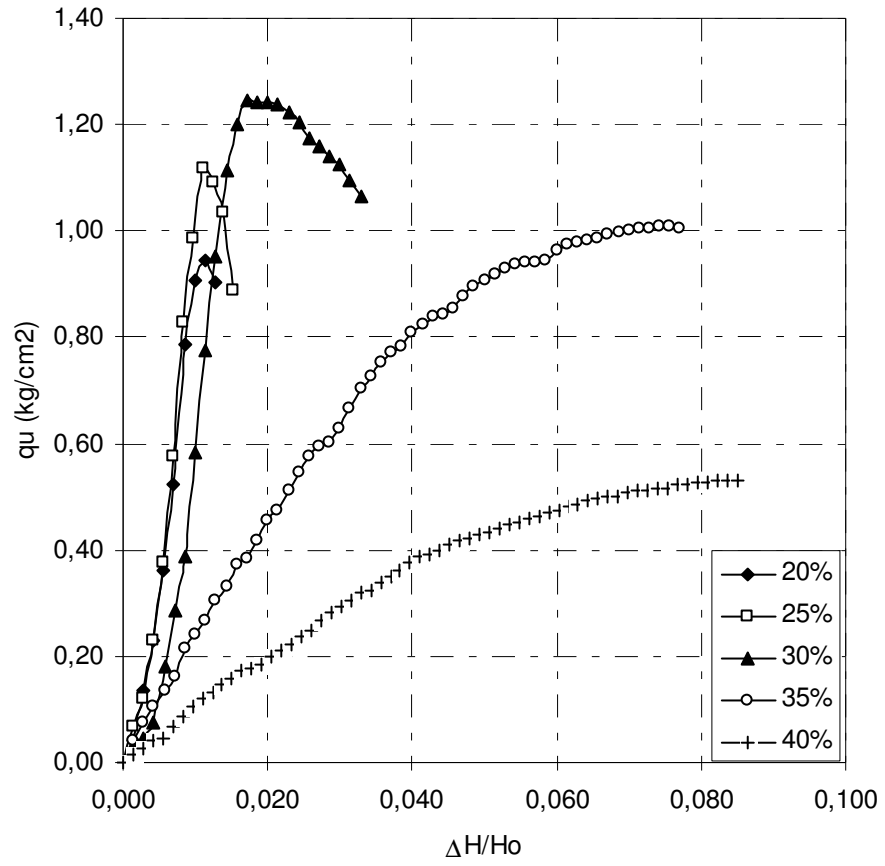
Bu görüntü bilinen geleneksel kompaksiyon eğrisi ile birebir uyumlu görülmektedir. Normalde kil bir zeminin su içeriği arttıkça kohezyon değerinin azalması beklenir. Optimum su içeriğinden daha fazla su içeriklerinde bu çalışmada da bu durum gözlenmektedir. Optimum su içeriği öncesi bu durum görülmemesi birim hacme giren zemin tane miktarının az olmasından dolayıdır (Çizelge 5.4’ten de gözlenebilir).



Şekil 5.19. Kohezyonun Vuruş Sayısına Bağlı Olarak Su İçeriği İle İlişkisi

Sabit enerji (40 vuruş için birim numune başına verilen enerji 4.80 kg/cm^2) altında farklı su içeriklerinde hazırlanan numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneylerinde, daha düşük su içeriklerinde daha düşük deplasmanlarda göçme yüklerine ulaşılırken, su içeriğinin artmasıyla göçme yüklerinin daha büyük deplasmanlarda meydana geldiği görülmüştür (Şekil 5.20).

Bu durum birim numune başına verilen diğer enerji değerlerinde de benzer özellik göstermektedir.



Şekil 5.20. 40 Vuruş İçin Serbest Basınç Mukavemeti İle Farklı Su İçerikleri Arasındaki İlişki

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

6. 1. Sonuçlar

Bu çalışmada, Adana ili, Seyhan ilçesi 100. Yıl semti yakınından alınan Handere formasyonuna ait kil numuneler laboratuara getirilerek hem sınıflama hem de mukavemet deneyleri yapılmıştır.

Bu araştırmanın temel amacı, Handere formasyonuna ait kil zeminlerin farklı su içerikleri ve sıkışma enerjisi ile serbest basınç mukavemetlerinin nasıl bir ilişki içerisinde olduğunu tespit etmektir. Bu amaçla, %20 - %40 arasında eşit aralıklarla 5 farklı su içeriğinde hazırlanan numuneler 36 mm çaplı ve 72 mm yükseklikteki önceden hazırlanan plastik boru kalıplar içerisinde farklı enerjilerle yerleştirilerek serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

Zemin sınıflamasına yönelik yapılan araştırmalar sonunda, zeminin yüksek plastisiteli (CH) ve orta dayanımlı bir zemin olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca granülometre analizinden zeminin %70'nin kil %30'nun silt içerikli olduğu bulunmuştur. Özgül ağırlık deneyinden ise, zeminin tane birim hacim ağırlığı 2.73g/cm^3 olarak elde edilmiştir.

Yapılan serbest basınç deneyleri sonunda;

1. Belli bir su içeriğinde kuru birim hacim ağırlığının maksimum bir değere ulaştığı ve bu değer genel olarak uygulanan enerji ile arttığı anlaşılmaktadır. Buna göre; 25 vuruş için optimum su içeriği % 33 ;ken $\gamma_k = 1.37 \text{ g/cm}^3$, 40 vuruş için optimum su içeriği % 33 ;ken $\gamma_k = 1.38 \text{ g/cm}^3$ ve 50 vuruş için optimum su içeriği % 32.5 ;ken $\gamma_k = 1.40 \text{ g/cm}^3$ olarak tespit edilmiştir. Genel olarak enerji artımı ile kuru birim hacim ağırlığı artarken optimum su içeriği de azalmalıdır. Burada sadece optimum suyun 50 vuruş için azalması beklenirken bir miktar arttığı gözlenmiştir.

2. Ayrıca boşluk oranı, optimum su içeriğinde minimum olmakta, optimum su içeriği öncesi ve sonrasında ise daha büyük olduğu gözlenmiştir. Bu sonucun kompaksiyon teorisi ile uyum içerisinde olduğu görülmektedir.

3. Burada her bir sıkıştırma enerjisi için su içeriği, arttırıldığında kohezyonun bir miktar artış eğiliminde olduğu ancak, optimum su değerinden sonra ise, azaldığı

görülmektedir. Normalde kil bir zeminin su içeriği arttıkça kohezyon değerinin azalması beklenir. Optimum su içeriğinden daha fazla su içeriklerinde bu çalışmada da bu durum gözlenmektedir. Optimum su içeriği öncesi bu durum görülmemesi birim hacme giren zemin tane miktarının az olmasından dolayıdır. Optimum su içeriği sonrasında ise boşluklardaki suyun zemin tanelerini daha sıkı halde yerleşmeye engel olacak şekilde davranmasından birim hacme giren zemin tane miktarının az olmasına sebep olmaktadır.

4. Sabit enerji (40 vuruş için birim numune başına verilen enerji 4.80 kg/cm^2) altında farklı su içeriklerinde hazırlanan numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneylerinde, daha düşük su içeriklerinde daha düşük deplasmanlarda göçme yüklerine ulaşılırken, su içeriğinin artmasıyla göçme yüklerinin daha büyük deplasmanlarda meydana geldiği görülmüştür. Bu durum birim numune başına uygulanan diğer enerji değerlerinde de benzer özellik göstermektedir. Göçme şekilleri de kuru zeminlerde ani kırılma şeklinde yüzeyler vererek oluşurken zemin kıvamı (su içeriği) arttıkça varilleşme şeklinde ve grafikte açık bir maksimum değer vermeden gerçekleşmiştir.

6.2. Öneriler

1. Yapılan bu çalışmalar farklı kil zemin numunelerinde de yapılabilir.
2. Farklı enerji seviyeleri uygulanarak zeminin davranışının nasıl değiştiği detaylı olarak araştırılabilir.
3. Bu zemin numunesi üzerine uygulamış olduğumuz dinamik enerjiler sabit statik yükler halinde verilerek farklı enerji türleri için kil zeminin serbest basınç mukavemetleri karşılaştırılabilir.

KAYNAKLAR

- AZAM, S., ve ABDULJAUWAD., S.N., 2000, Influence of Gypsification on Engineerig Behavior of Expansive clay, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 126(6), pp.538-542.
- BLATT, H., MIDDLETON, G., ve MURRAY, R., 1980, Origin of Sedimantry Rocks, 2nd ed., Prentice-Hall Inc., New York, pp. 538-567
- BOWLES, J.E. 1996, Foundation Analysis and Design, MCGRAW- HILL Book Company, USA, 1173s.
- CAN, H., GÜNTEKİN, A., ASLAN, M., ve DEMİRAN, D., 1992. Alt Yapı Laboratuvarı. Milli Eğitim Bakanlığı Basımevi, İstanbul, 33s.
- ÇETİN, H., 1998, Zemin Mekaniği Ders Notları. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Adana.
- DAD (Deprem Araştırma Dairesi), 2004, www.deprem.gov.tr.
- GÜRBÜZ, K., 1985, Karaömerli-akkuyu-Balcalı Bölgesi (Kuzey Adana) Tersiyer İstifinin Sedimanter Jeolojik İncelemesi: Ç.Ü. Fen Bilimleri Ens. Yüksek Lisans Tezi, Adana, 77s.
- GÜZEL, H., 2005, Evaporitik Mineraller İçeren Killi Zeminlerin Jeoteknik Özellikleri: Ç.Ü. Fen Bilimleri Ens. Yüksek Lisans Tezi, Adana, 4-5s.
- HVORSLEV, M.J., 1949, Subsurface Exploration and Sompling of Soils for Civil Engineering Purposes, U.S. Army Engineer Waterways Experimant Station, Vicksburg, Mississippi, 521 pp; reprinted by the Engineering Foundation, 1962.
- İLKER, S., 1975, Adana Baseni Kuzey Batısının Jeolojisi ve Petrol Olanakları: TPAO Arama,Arşiv, No: 973, Ankara, 63s., (yayımlanmamış).
- KANIT, R., 2003, Temel İnşaatı, Gazi Kitabevi, Ankara 1-90s.
- KAPUR, S., GÖKÇEN, S., YAMAN, S., 1984, Caliche Formations in the Late Tertiary Adana Basin-Turkey in 5th European Regional Meeting of Sedimentology pp. 230-231.

- KO, S., OLGAARD, D.L., ve BRIEGEL, U., 1995, The Transition from Weakening To Strengthening in Dehydrating Gypsum. Eolution of Excess Pore Pressure, Geophysical Research Letters, Vol. 22, no. 9, pp. 1009-1012.
- KUMBASAR, V., 1973, İnşaat Mühendisleri için Zemin Mekaniği, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 56-72s.
- LAGAP, H., 1997, Adana Büyükşehir Belediyesi Nazım İmar Planalama Dairesi Başkanlığı, 8. Bölge Müdürlüğü, Adana.
- LAMAN, M., ve YILDIZ, A.A., 1996. Çukurova Bölgesinde Yapılan Zemin ve Teknik Etütlerinden Bazı Uygulamalar. Akdeniz Zemin 96, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sergi ve Semineri, Antalya, 6-24s.
- ÖZAYDIN, K., 1997, Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul, 140-166s.
- ROBERSTON, P.K., and Campanella, R-G 1983. "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part 1 Sand. Canadian Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 4, pp. 662-674.
- ŞAROĞLU, F., EMRE, Ö., KUŞÇU, İ., 1992, Türkiye Diri Fay Haritası, 1:2,000,000 ölçekli, M.T.A. Genel Müdürlüğü, Ankara.
- SCHMIDT, G.C., 1961, Stratigraphic Nomenclature for the Adana Region Petroleum District, VII: Petroleum Administration Bull., 6, Ankara, 47-63s.
- SKEMPTON, A. W., 1953, The Collaidal Activity of Clays, Proceedings of the Third İnternational Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, pp. 57-61.
- TS. 1901, (Nisan 1975) İnşaat Mühendisliğinde Sondaj Yolları ile Örselenmiş ve Örselenmemiş Numune Alma Yöntemleri, 28-37.
- ULUSAY, R., 2001. Uygulamalı Jeoteknik Bilgiler, 2. Baskı, TBMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, No: 38, Ankara, 385s.
- UZUNER, B.A., 2000, Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği, Teknik Yayınevi, Ankara, 376s.
- YALÇIN, M.N., GÖRÜR, N., 1984, Sedimentological Evolution of the Adana Basin: International Symposium on the Geology of the Taurus Belt, Ankara, 165-172S.

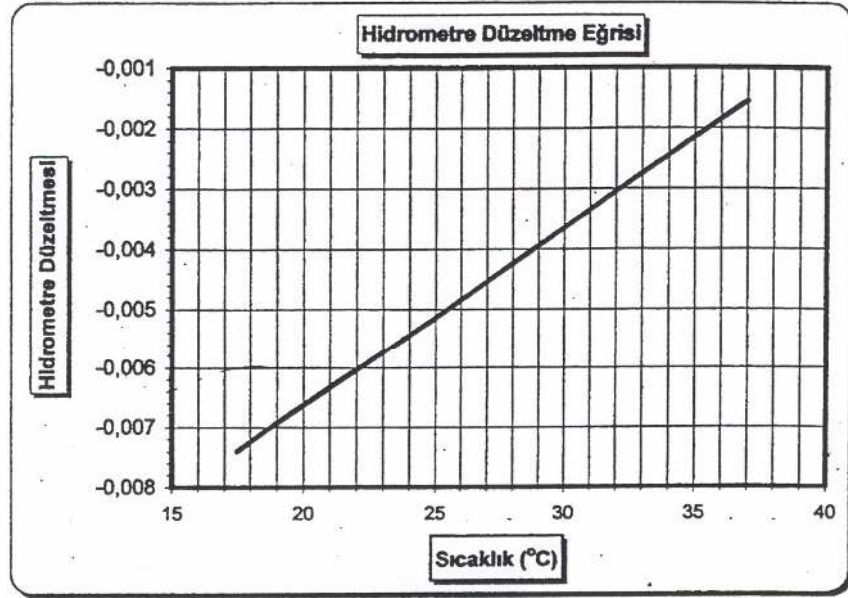
- YETİŞ, C., ve DEMİRKOL, C., 1986, Adana Baseni Batı Kesiminin Detay Etüdü, M.T.A. Derleme Rapor No.8037, Ankara, 187s. (yayınlanmamış).
- YETİŞ, C., 1988, Some Remarks on the Drying Time of the Mediterranean: Adana Basin, 2nd Geological Congress of Turkey: Ankara 43-44s.
- YILDIRIM, S., 2002, “Aşırı Konsalide Kilde Yer Alan Yarmalarda Kabarma Potansiyeli”, Mühendislik Jeolojisi Bülteni, Sayı 12, pp.29-33.
- ZANBAK, C., ARTHUR, R.C., 1986, Geochemical and Engineering Aspects of Anhydrite/Gypsum Phase Transitions, Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol.23, No. 4, pp. 419-433

ÖZGEÇMİŞ

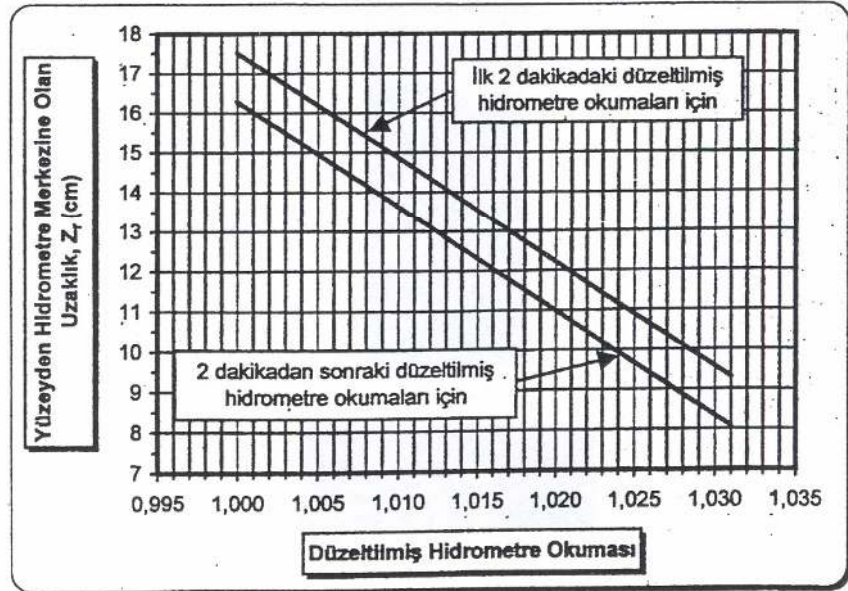
1977 yılında Adana’da doğdu. İlk ve orta öğrenimini Adana’da tamamladı. 1999 yılında Çukurova Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümünden Maden mühendisi olarak mezun oldu. 2002 yılında Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Maden Mühendisliği Anabilim Dalı’nda tezli yüksek lisans çalışmalarına başlamış ve halen çalışmalarına Çukurova Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Maden Mühendisliği Bölümünde devam etmektedir. Evli ve bir çocuk annesidir.

EKLER

**HİDROMETRE DÜZELTME EĞRİSİ VE
HİDROMETRE DENEYİNDE EFEKTİF DERİNLİK EĞRİSİ**



EK 1A. HİDROMETRE DÜZELTME EĞRİSİ (Çetin, 1998)



EK 1B. HİDROMETRE DENEYİNDE EFEKTİF DERİNLİK EĞRİSİ (Çetin, 1998)

SUYUN VİSKOZİTESİ
SICAKLIĞA GÖRE SUYUN BİRİM HACİM AĞIRLIĞI VE ÖZGÜL AĞIRLIĞI

EK 2A. SUYUN VİSKOZİTESİ (μ , milipuz) (Can ve diğerleri, 1992)

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	17.94	17.32	16.74	16.19	15.68	15.19	14.73	14.29	13.87	13.48
10	13.10	12.74	12.39	12.06	11.75	11.45	11.16	10.88	10.60	10.34
20	10.09	9.84	9.61	9.38	9.16	8.95	8.75	8.55	8.36	8.18
30	8.00	7.83	7.67	7.51	7.36	7.31	7.06	6.92	6.79	6.66
40	6.54	6.42	6.30	6.18	6.08	5.97	5.87	5.77	5.68	5.58
50	5.29	5.40	5.32	5.24	5.15	5.07	4.99	4.92	4.84	4.77
60	4.70	4.63	4.56	4.50	4.43	4.37	4.31	4.24	4.19	4.13
70	4.07	4.02	3.96	3.91	3.86	3.81	3.76	3.71	3.66	3.62
80	3.57	3.53	3.48	3.44	3.40	3.36	3.32	3.28	3.24	3.20
90	3.17	3.13	3.10	3.06	3.03	2.99	2.96	2.93	2.90	2.87
100	2.84	2.82	2.79	2.76	2.73	2.70	2.67	2.64	2.62	2.59

EK 2B. SICAKLIĞA GÖRE SUYUN BİRİM HACİM AĞIRLIĞI VE ÖZGÜL AĞIRLIĞI (γ_w , r_s , G_w) (Can ve diğerleri, 1992).

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.9999	0.9999	0.9998
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9947	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9926
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9700	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9667	0.9660
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

BİRLEŞTİRİLMİŞ ZEMİN SINIFLANDIRMA SİSTEMİ (USCS)

ANA GRUPLAR (7,5 cm'den iri malzeme hariç tutulmuştur)			GRUP SEMBOLÜ	TİPİK İSİMLER
İRİ TANELİ MALZEMELER (Malzemenin % 50'sinden fazlası 200 No'lu elek çapından büyüktür)	ÇAKIL İri malzemenin % 50'sinden fazlası No:4 elekten büyüktür.	Temiz çakıl (İnce az veya yok)	GW	İyi derecelenmiş çakıl, çakıl-kum karışımları (İnce taneleri az veya hiç olmayan)
			GP	Kötü derecelenmiş çakıl, çakıl-kum karışımları (İnce taneleri az veya hiç olmayan)
		Çakıl İnce malzemeli (oldukça ince var)	GM	Siltli çakıllar, fena derecelenmiş çakıl-kum silt karışımları
			GC	Killi çakıllar, kötü derecelenmiş çakıl-kum kil karışımları
	KUM İri malzemenin % 50'sinden fazlası No:4 elekten küçüktür.	Temiz kum (İnce az veya yok)	SW	İyi derecelenmiş kumlar ve çakıllı kumlar (İnce taneleri az veya hiç olmayan)
			SP	Kötü derecelenmiş kumlar ve çakıllı kumlar (İnce taneleri az veya hiç olmayan)
		Kum İnce malzemeli (oldukça ince var)	SM	Siltli kumlar, kötü derecelenmiş kum-silt karışımları
			SC	Siltli kumlar, kötü derecelenmiş kum-kil karışımları
İNCE TANELİ MALZEMELER (Malzemenin % 50'sinden fazlası 200 No'lu elek çapından küçüktür)	Siltler ve Killer Likit Limit<50	ML	İnorganik silt ve çok ince kumlar, kaya tozu çok az plastik siltli veya killi ince kumlar	
		CL	İnorganik killer (düşük ile orta plastisitede) çakıllı killer, kumlu killer, siltli killer, yağsız killer	
		OL	Organik siltler ve düşük plastisiteli organik silt-kil karışımları	
	Siltler ve Killer Likit Limit>50	MH	İnorganik siltler, diatomeli veya mikalı ince kumlu veya siltli zeminler, elastik siltler	
		CH	Yüksek plastisiteli inorganik killer, yağlı killer	
		OH	Ortadan yükseğe plastisiteli organik killer	
Fazla organik zeminler			Pt	Turba ve diğer fazla organik zeminler

BİRLEŞTİRİLMİŞ SINIFLANDIRMA SİSTEMİ (USCS)

