

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BAŞLANGIÇ STATİK KAYMA GERİLMESİNE
MARUZ KİLLİ ZEMİNLERİN MONOTONİK VE
TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Uğur DAĞDEVİREN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ

Ocak 2012

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BAŞLANGIÇ STATİK KAYMA GERİLMESİNE
MARUZ KİLLİ ZEMİNLERİN MONOTONİK VE
TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Uğur DAĞDEVİREN


Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK

Bu tez 12 / 01 / 2012 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.



Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ
Jüri Başkanı



Prof. Dr. Mustafa TUNCAN
Üye



Prof. Dr. Seyhan FIRAT
Üye



Prof. Dr. Bilge SİYAHİ
Üye



Prof. Dr. Sami ARSOY
Üye

TEŞEKKÜR

Tez çalışmamın her aşamasında değerli bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşarak danışmalığımı yürüten, değerli hocam Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ'e sonsuz teşekkürler ederim. Tez çalışmam boyunca adeta ikinci bir danışman gibi çalışmalarında beni yönlendiren ve destek olan değerli hocam Prof. Dr. Mustafa TUNCAN ile fikirleri ve yapıcı eleştirileriyle teze katkı sağlayan Prof. Dr. Seyhan FIRAT'a teşekkür ederim.

Çalışmada yapılan deneylerin Karayolları Genel Müdürlüğü'nde gerçekleştirilebilmesi için yardım ve yönlendirmelerde bulunan Yrd. Doç. Dr. Mustafa KUTANİS'e, Yrd. Doç. Dr. M. Tolga YILMAZ'a, KGM Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı Zemin Mekaniği Laboratuvarının kullanımı için sınırsız imkan sağlayan laboratuvar şefi İnş. Yük. Müh. Şenda SARIALIOĞLU'na, deneylerin gerçekleştirilmesinde yardımlarından dolayı Turan Kaya ÖZBAY ve Ufuk GÜNDÜZTEPE başta olmak üzere tüm laboratuvar çalışanlarına ve karşılaştığım deneysel problemlerin çözümü sırasında desteklerini esirgemeyen değerli arkadaşım Kaveh Hassan ZEHTAB'a teşekkür ederim.

Doktora çalışmalarım sırasında maddi desteklerinden dolayı TÜBİTAK - BİDEB Yurt İçi Doktora Burs Programına ve Sakarya Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyon Başkanlığına teşekkür ederim.

Bu süreçte destekleriyle yanımda olan ve emeği geçen tüm arkadaşlarıma teşekkür ederim. Ayrıca, eğitim hayatım boyunca maddi ve manevi olarak her zaman yanımda olan, desteklerini eksik etmeyen aileme ve çalışmalarım sırasında sürekli olarak anlayış ve fedakarlıkta bulunan hayat arkadaşım, sevgili eşim Göksun DAĞDEVİREN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	ix
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	xiii
TABLolar LİSTESİ.....	xxviii
FOTOĞRAFLAR LİSTESİ.....	xxx
ÖZET.....	xxxı
SUMMARY.....	xxxii
BÖLÜM 1.	
GİRİŞ.....	1
1.1. Problemin Tanımı ve Çalışmanın Amacı.....	1
1.2. Çalışmanın İçeriği.....	4
BÖLÜM 2.	
TEKRARLI YÜKLEMELER ALTINDA KİLLİ ZEMİNLERİN	
DAVRANIŞI.....	6
2.1. Giriş.....	6
2.2. Zeminlerin Dinamik Gerilme-Birim Şekil Değişirme Özellikleri...	8
2.2.1. Maksimum dinamik kayma modülü.....	13
2.2.1.1. G_{max} üzerinde efektif çevre gerilmesi (σ_0') ve boşluk oranı (e) etkisi.....	14
2.2.1.2. G_{max} üzerinde gerilme tarihçesi (OCR) ve plastisitenin (I_p) etkisi.....	18
2.2.1.3. G_{max} üzerinde ikincil konsolidasyon etkisi.....	23
2.2.1.4. G_{max} üzerinde frekans etkisi.....	31

2.2.2. Dinamik kayma modülü oranı – birim deformasyon genliği ilişkisi.....	38
2.2.2.1. G/G_{max} üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisi.....	40
2.2.2.2. G/G_{max} üzerinde frekansın etkisi.....	43
2.2.2.3. G/G_{max} üzerinde gerilme tarihçesinin etkisi.....	44
2.2.2.4. G/G_{max} üzerinde plastisitenin etkisi.....	45
2.2.2.5. G/G_{max} için geliştirilmiş modeller.....	53
2.2.3. Sönüm oranı – birim deformasyon genliği ilişkisi.....	59
2.2.3.1. Sönüm oranına efektif çevre gerilmesinin etkisi.....	61
2.2.3.2. Sönüm oranına plastisite indisinin etkisi.....	61
2.2.3.3. Sönüm oranına frekansın etkisi.....	64
2.2.3.4. Sönüm oranı için geliştirilen modeller.....	64
2.3. Zeminlerin Dinamik Mukavemet Özellikleri.....	68
2.3.1. Yenilme kriteri.....	68
2.3.1.1. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminler için yenilme kriteri.....	71
2.3.2. Frekans.....	76
2.3.3. Plastisite indisi.....	82
2.3.4. Efektif çevre gerilmesi.....	93

BÖLÜM 3.

BAŞLANGIÇ STATİK KAYMA GERİLMESİNE MARUZ İNCE DANELİ

ZEMİNLERİN DAVRANIŞI.....	99
3.1. Giriş.....	99
3.2. Üniform Yüklü Dikdörtgen Temel Altında Zeminde Oluşan Kayma Gerilmelerinin Hesaplanması.....	102
3.2.1. Analitik çözüm.....	104
3.2.1.1. x yönündeki kayma gerilmesinin (τ_{zx}) belirlenmesi....	109
3.2.1.2. y yönündeki kayma gerilmesinin (τ_{zy}) belirlenmesi....	110
3.2.2. Nümerik çözüm.....	111
3.2.3. Unutmaz (2008) basitleştirilmiş prosedürü.....	114
3.3. Yapı Temelleri Altında Oluşacak Kayma Gerilmelerinin Değerlendirilmesi.....	116

3.4. Başlangıç Statik Kayma Gerilmesine Maruz Zeminlerin Modellenmesi.....	119
3.4.1. Tekrarlı basit kesme deney sistemi.....	120
3.4.2. Tekrarlı üç eksenli deney sistemi.....	120
3.5. Başlangıç Statik Kayma Gerilmesine Maruz İnce Daneli Zeminlerin Tekrarlı Yükler Altındaki Davranışının Değerlendirilmesi.....	122

BÖLÜM 4.

ÇALIŞMADA KULLANILAN ZEMİNİN ÖZELLİKLERİ ve NUMUNE HAZIRLAMA YÖNTEMİ.....	142
4.1. Kullanılan Malzeme.....	142
4.2. Numune Hazırlama Yöntemi.....	144

BÖLÜM 5.

TEKRARLI ÜÇ EKSENLİ DENEY SİSTEMİ.....	153
5.1. Zeminlerin Dinamik Özelliklerinin Ölçülmesi.....	153
5.2. İdeal Şartlar Altında Arazideki Zemin Elemanı İçin Gerilme Durumu.....	156
5.3. Tekrarlı Üç Eksenli Deneyin Mekanizması.....	157
5.4. Tekrarlı Üç Eksenli Deney Sırasında Gerilme İzleri.....	161
5.5. Tekrarlı Üç Eksenli Deney Sisteminin Avantajları ve Sınırlamaları	165
5.5.1. Avantajları.....	165
5.5.2. Sınırlamaları.....	165
5.6. Kullanılan Üç Eksenli Deney Sisteminin Tanıtımı.....	165
5.6.1. Üç eksenli hücre.....	166
5.6.2. Yükleme çerçevesi.....	166
5.6.3. Basınç sağlayıcılar / hacim ölçerler.....	168
5.6.4. Hidrolik güç ünitesi ve aktüatör.....	170
5.6.5. Veri toplama ünitesi.....	170
5.7. Uygulanan Deney Yöntemi ve Aşamaları.....	170
5.7.1. Başlangıç aşaması (Initialization).....	172
5.7.2. Doyurma aşaması (Saturation).....	172

5.7.3. Konsolidasyon aşaması (Consolidation).....	174
5.7.4. Monotonik deneylerde kesme aşaması (Shear).....	176
5.7.5. Tekrarlı yükleme aşaması (Cyclic).....	177

BÖLÜM 6.

MONOTONİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEY SONUÇLARI ve DEĞERLENDİRİLMESİ.....	185
6.1. Giriş.....	185
6.2. Monotonik Üç Eksenli Basınç Deneyleri.....	187
6.2.1. Yükleme hızı.....	187
6.2.2. Yenilme kriteri.....	192
6.3. İzotropik Olarak Konsolide Edilen Numunelerin Monotonik Davranışı.....	194
6.4. Başlangıç Statik Kayma Gerilmesine Maruz Zeminlerin Monotonik Davranışlarının Üç Eksenli Deneysel Sistemi ile Belirlenmesi.....	199
6.4.1. Üç eksenli deneysel sistemde başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma yöntemleri.....	200
6.4.2. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin monotonik davranışı.....	204
6.4.2.1. $p' = 200$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme durumu.....	205
6.4.2.2. $p' = 400$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme durumu.....	211
6.5. Monotonik Deneysel Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	218
6.5.1. Başlangıç statik kayma gerilmesinin drenajsız kayma mukavemetine etkisi.....	218
6.5.2. Başlangıç statik kayma gerilmesinin toplam deviatör gerilmeye etkisi.....	222
6.5.3. Başlangıç statik kayma gerilmesinin boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	224

6.5.4. Başlangıç statik kayma gerilmesinin efektif gerilme oranı (q/p') ve efektif asal gerilme oranına (σ_1'/σ_3') etkisi.....	226
--	-----

BÖLÜM 7.

TEKRARLI ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI ve DEĞERLENDİRİLMESİ.....	228
7.1. Giriş.....	228
7.2. Çalışmada Kullanılan Bazı Dinamik Kavramların Tanımlanması...	229
7.2.1. Tekrarlı gerilme oranı (CSR).....	229
7.2.2. Gerilme çevrilmesi derecesi (R).....	233
7.3. Tekrarlı Üç Eksenli Deney Programı.....	236
7.4. Tekrarlı Yükleme Altında Deformasyon Gelişimi.....	241
7.4.1. Başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı gerilme çevrilmeli ($R = -1$) numuneler için tipik deney sonuçları.....	242
7.4.2. Başlangıç statik kayma gerilmeli ve kısmi gerilme çevrilmeli ($-1 < R < 0$) numuneler için tipik deney sonuçları.....	242
7.4.3. Başlangıç statik kayma gerilmeli ve gerilme çevrilmeli olmayan ($R > 0$) numuneler için tipik deney sonuçları.....	245
7.5. Tekrarlı Yükleme Altında Boşluk Suyu Basıncı Oluşumu.....	247
7.5.1. Boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi.....	248
7.5.2. Başlangıç statik kayma gerilmesinin boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	250
7.5.3. Çevrim oranı – boşluk suyu basıncı oranı ilişkisi.....	256
7.6. Dinamik Mukavemet Davranışı.....	262
7.6.1. Dinamik mukavemetin CSR_1 açısından değerlendirilmesi.....	263
7.6.2. Dinamik mukavemetin CSR_3 açısından değerlendirilmesi.....	266
7.6.3. Dinamik mukavemetin CSR_2 açısından değerlendirilmesi.....	268
7.6.4. Normalizasyon ifadesinin seçimi.....	272
7.7. Killi Zeminlerin Dinamik Mukavemet Davranışının Yorulma Teorisi Işığında Değerlendirilmesi.....	277
7.7.1. Malzeme biliminde gerilme kontrollü yorulma analizleri.....	278
7.7.2. Yorulma analizlerinde ortalama gerilme etkisi.....	280

7.7.3. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin davranışı için yorulma analizlerine dayalı model geliştirilmesi.....	283
7.7.4. K_α düzeltme faktörünün belirlenmesi.....	286
BÖLÜM 8.	
SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	292
8.1. Sonuçlar.....	292
8.2. Öneriler.....	299
KAYNAKLAR.....	302
EKLER.....	319
EK A. İZOTROPİK VE ANİZOTROİK GERİLME ŞARTLARI İÇİN MONOTONİK ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI.....	319
EK B. İZOTROPİK VE ANİZOTROİK GERİLME ŞARTLARI İÇİN TEKRARLI ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI.....	329
ÖZGEÇMİŞ.....	351

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

A_c	: Konsolidasyon sonrası numune alanı
B	: Dikdörtgen temel genişliği
B	: Boşluk suyu basıncı parametresi
C_α	: İkincil sıkışma indisi
CDSS	: Tekrarlı basit kesme deney sistemi
CRR	: Tekrarlı direnç oranı
CSR	: Tekrarlı gerilme oranı
CSR_1	: Tekrarlı kayma gerilmesinin, efektif çevre gerilmesi ile normalizasyonundan elde edilen tekrarlı gerilme oranı
CSR_2	: Tekrarlı kayma gerilmesinin, efektif düşey gerilme ile normalizasyonundan elde edilen tekrarlı gerilme oranı
CSR_3	: Tekrarlı kayma gerilmesinin, drenajsız kayma mukavemeti ile normalizasyonundan elde edilen tekrarlı gerilme oranı
CSR_{anizo}	: Anizotropik gerilme şartlarındaki dinamik mukavemet
CSR_{izo}	: İzotropik gerilme şartlarındaki dinamik mukavemet
CTX	: Tekrarlı üç eksenli deney sistemi
D	: Sönüm oranı
D_{min}	: Minimum sönüm oranı
e	: Boşluk oranı
e_0	: Başlangıç boşluk oranı
e_c	: Konsolidasyon sonrası boşluk oranı
E	: Elastisite modülü
f	: Frekans
G	: Dinamik kayma modülü
G / G_{max}	: Modül azalım oranı
G_{max}	: Maksimum dinamik kayma modülü

G_{sec}	: Sekant kayma modülü
H_0	: Numunenin başlangıç yüksekliği
H_c	: Konsolidasyon sonrası numune yüksekliği
I_L	: Sıvılık indisi
I_P	: Plastisite indisi
I_{zx}	: x doğrultusundaki kayma gerilmesi etki sayısı
I_{zy}	: y doğrultusundaki kayma gerilmesi etki sayısı
K	: Anizotropik gerilme oranı
K_s	: Statik durum için başlangıç statik kayma gerilmesi oranı düzeltme faktörü
K_α	: Dinamik durum için başlangıç statik kayma gerilmesi oranı düzeltme faktörü
K_σ	: Örtü gerilmesi düzeltme faktörü
L	: Dikdörtgen temel uzunluğu
m	: Normalize edilmiş x doğrultusundaki temel boyutu
n	: Normalize edilmiş y doğrultusundaki temel boyutu
N	: Çevrim sayısı
N_f	: Yenilme anındaki çevrim sayısı
$N_{\varepsilon=5\%}$: $\varepsilon = 5\%$ yenilme anına ulaşabilmek için gerekli çevrim sayısı
$N_{\varepsilon=10\%}$: $\varepsilon = 10\%$ yenilme anına ulaşabilmek için gerekli çevrim sayısı
$N_{\dot{\gamma}-G}$: Kayma birim deformasyon oran modül faktörü
N_G	: Kayma modülü artış oranı
OCR	: Aşırı konsolidasyon oranı
P_{cyc}	: Tekrarlı yük büyüklüğü
P_i	: Eşdeğer tekil yük
p_a	: Atmosferik basınç
p'	: Ortalama efektif normal gerilme
q	: Üniform yüklü dikdörtgen temel taban basıncı
q'	: Deviatör gerilme
q_s	: Başlangıç statik deviatör gerilme
r_u	: Boşluk suyu basıncı oranı

$r_{u,max}$: Tekrarlı yüklemeden dolayı oluşacak en büyük boşluk suyu basıncı oranı
R	: Gerilme çevrilmesi derecesi
$R_{L(N=20)}$: $N = 20$ çevrimde yenilmeye sebep olacak tekrarlı gerilme oranı
S_r	: Doygunluk derecesi
S_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
$S_{u,anizo}$: Anizotropik olarak konsolide edilmiş numune için drenajsız kayma mukavemeti
$S_{u,izo}$: İzotropik olarak konsolide edilmiş numune için drenajsız kayma mukavemeti
t_f	: Yenilme zamanı
t_{50}	: Konsolidasyonun %50'sinin tamamlanması için geçen süre
u	: Boşluk suyu basıncı
u_{pik}	: Pik boşluk suyu basıncı
v_s	: Kayma dalgası hızı
V_0	: Numunenin başlangıç hacmi
w	: Su muhtevası
w_0	: Başlangıç su muhtevası
w_L	: Likit limit
w_P	: Plastik limit
z	: Derinlik
α	: Başlangıç statik kayma gerilmesi oranı
α_G	: Kayma modülü parametresi
ΔH_s	: Doyurma aşaması sırasında numune oluşan deformasyon
Δu	: Aşırı boşluk suyu basıncı
Δu_f	: Yenilme anındaki aşırı boşluk suyu basıncı
$\Delta \sigma_3$: Hücre basıncındaki artış
$\Delta \tau_a$: İlave ortalama kayma gerilmesi
ΔV_{sat}	: Doyurma aşaması sonunda numunedeki hacim değişimi
ϵ	: Eksenel birim deformasyon
ϵ_{DA}	: Çift genlikli eksenel birim deformasyon
ϵ_s	: Tek genlikli eksenel birim deformasyon

ϵ_p	: Pik eksenel birim deformasyon
$\dot{\epsilon}$: Birim şekil değiştirme hızı
γ_n	: Doğal birim hacim ağırlık
γ_k	: Kuru birim hacim ağırlık
γ	: Kayma birim deformasyonu
γ_c	: Tekrarlı kayma birim deformasyonu
γ_{ort}	: Ortalama kayma birim deformasyonu
γ_r	: Referans kayma birim deformasyonu
$\dot{\gamma}$: Kayma birim deformasyon oranı
η	: Efektif gerilme oranı
σ_{cyc}	: Tekrarlı deviatör gerilme
σ_d	: Deviatör gerilme
σ_{ters}	: Ters basınç
σ_{min}	: Minimum deviatör gerilme
σ_{max}	: Maksimum deviatör gerilme
σ_0'	: Efektif çevre gerilmesi
σ_c'	: Efektif çevre gerilmesi
σ_{3c}'	: Efektif üç eksenli hücre basıncı
σ_{1c}'	: Efektif düşey konsolidasyon gerilmesi
σ_{vc}'	: Düşey konsolidasyon gerilmesi
τ_{cyc}	: Tekrarlı kayma gerilmesi
τ_{eq}	: Eşdeğer kayma gerilmesi
τ_{max}	: Maksimum kayma gerilmesi
τ_{ort}	: Ortalama kayma gerilmesi
τ_s	: Başlangıç statik kayma gerilmesi
τ_{zx}	: z düzleminde x doğrultusundaki kayma gerilmesi
τ_{zy}	: z düzleminde y doğrultusundaki kayma gerilmesi
ν	: Poisson oranı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1.	Zeminlerin maruz kaldıkları tekrarlı yükleme türleri (O'Reilly ve Brown, 1991).....	7
Şekil 2.2.	Tipik tekrarlı yükleme diyagramları, a) Periyodik titreşim, b) Harmonik titreşim, c) Gelişigüzel titreşim, d) Geçici titreşim (Das, 1993).....	8
Şekil 2.3.	Şekil değiştirme seviyesine bağlı zemin davranış modelleri (Ishihara, 1996).....	9
Şekil 2.4.	Tekrarlı yükleme aşamasında gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi ve histeresis ilmiği.....	11
Şekil 2.5.	Tekrarlı yükleme durumunda gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Ishihara, 1996).....	12
Şekil 2.6.	Boşluk oranı ve çevre gerilmesinin fonksiyonu olarak kohezyonlu zeminlerin maksimum kayma modülü (Hardin ve Black, 1968).....	15
Şekil 2.7.	Maksimum kayma gerilmesinin boşluk oranı ile değişimi (Kokusho vd., 1982).....	17
Şekil 2.8.	Eşdeğer plastisite indisi ile başlangıç kayma modülü arasındaki ilişki (Yamada vd., 2008a).....	19
Şekil 2.9.	Kaolin kili üzerinde aşırı konsolidasyonun maksimum kayma modülüne etkisi (Humphries ve Wahls, 1968).....	21
Şekil 2.10.	Bentonit kili üzerinde aşırı konsolidasyonun maksimum kayma modülüne etkisi (Humphries ve Wahls, 1968).....	22
Şekil 2.11.	Aşırı konsolidasyon ve plastisite indisinin maksimum kayma modülüne etkisi (Ishihara, 1996).....	23
Şekil 2.12.	Maksimum kayma modülünün zamana bağlı değişimi (Anderson ve Stokoe, 1978).....	28

Şekil 2.13.	Plastisite indisi ile kayma modülü artış oranı arasındaki ilişki (Kokusho vd., 1982).....	30
Şekil 2.14.	İkincil sıkışma indisi ile kayma modülü artış oranı arasındaki ilişki (Lo Presti vd., 1996).....	31
Şekil 2.15.	İkincil sıkışma indisi ile kayma modülü artış oranı arasındaki ilişki (Lohani vd., 2001).....	32
Şekil 2.16.	Tekrarlı kayma birim deformasyonu ile kayma modülünün değişimi, a) Kiyohoro siltli kili, b) Kaolin kili (Shibuya vd., 1995).....	34
Şekil 2.17.	Tekrarlı yükleme deneylerinde frekans (kayma birim deformasyon oranı) ile kayma modülünün değişimi (Matesic ve Vucetic, 2003).....	36
Şekil 2.18.	Küçük birim deformasyon seviyelerinde, killi numuneler için kayma birim deformasyon oranı ile kayma modülü değişimi (Matesic ve Vucetic, 2003).....	36
Şekil 2.19.	Kayma birim deformasyon genliği ile $N_{\dot{\gamma}-G}$ faktörü ilişkisi (Matesic ve Vucetic, 2003).....	37
Şekil 2.20.	Kayma birim deformasyon genliği ile kayma modülü oranı ve sönüm oranının değişimi (Vucetic ve Dobry, 1991).....	39
Şekil 2.21.	Killer için tipik kayma modülü azalım eğrisi (Ishihara, 1996).....	39
Şekil 2.22.	Ortalama efektif çevre gerilmesinin kayma modülü azalım eğrisi üzerindeki etkisi (Zen vd., 1978).....	41
Şekil 2.23.	Nonplastik San Francisco körfez çamuru için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisi (Stokoe ve Lodde, 1978).....	42
Şekil 2.24.	Yüksek plastisiteli killi numuneler için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisi (Kokusho vd., 1982).....	42
Şekil 2.25.	Normalize edilmiş kayma modülü üzerinde frekansın etkisi (Shibuya vd., 1995).....	43
Şekil 2.26.	Kil ve kil-kum karışımı için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde yükleme frekansının etkisi (Yamada vd., 2008b).....	44

Şekil 2.27.	Dinamik kayma modülü azalım eğrisi üzerinde gerilme tarihçesinin etkisi (Kokusho vd., 1982).....	45
Şekil 2.28.	Farklı boşluk oranlı killer için kayma modülü azalım ilişkisi (Sun vd., 1988).....	46
Şekil 2.29.	Killerin kayma modülü oranı üzerinde plastisite indisinin etkisi (Zen vd., 1978).....	47
Şekil 2.30.	Normal konsolide numuneler için kayma modülü azalım eğrileri (Kokusho vd., 1982).....	47
Şekil 2.31.	Kayma modülü azalım eğrisi üzerinde plastisite indisinin etkisi (Zen ve Higuchi, 1984).....	48
Şekil 2.32.	Farklı plastisiteli killer için kayma modülü azalım ilişkisi (Sun vd., 1988).....	49
Şekil 2.33.	Normal konsolide ve aşırı konsolide zeminler için plastisite indisi ve $G/G_{max} - \gamma_c$ ilişkisi (Vucetic ve Dobry, 1991).....	50
Şekil 2.34.	Farklı plastisite indisli zeminler için kayma modülü oranının kayma birim deformasyonu ile değişimi (Okur, 2002).....	52
Şekil 2.35.	Farklı kayma birim deformasyon seviyeleri için a) Plastisite indisi, b) Eşdeğer plastisite indisi ile normalize edilmiş kayma modülü ilişkisi (Yamada vd., 2008b).....	53
Şekil 2.36.	Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Hardin ve Drnevich, 1972b).....	55
Şekil 2.37.	Modifiye edilmiş hiperbolik model için referans kayma birim deformasyon tanımı (Darendeli, 2001).....	58
Şekil 2.38.	Doygun killer için sönüm oranı aralığı (Seed ve Idriss, 1970).....	60
Şekil 2.39.	Plastik killer için efektif çevre gerilmesinin sönüm oranına etkisi (Stokoe vd., 1980).....	61
Şekil 2.40.	Farklı plastisite indisine sahip killerin sönüm oranı – kayma birim deformasyon ilişkisi (Kokusho vd., 1982).....	62
Şekil 2.41.	Normal konsolide ve aşırı konsolide zeminler için plastisite indisi ve $D - \gamma_c$ ilişkisi (Vucetic ve Dobry, 1991).....	63
Şekil 2.42.	Killer için analitik olarak türetilen sönüm oranı eğrileri üzerinde plastisite indisinin etkisi (EPRI, 1993).....	65

Şekil 2.43.	Kohezyonlu zeminlerin sönüm oranı üzerinde frekansın etkisi (Shibuya vd., 1995).....	65
Şekil 2.44.	Çift genlikli ve tek genlikli eksenel birim deformasyon tanımı.....	71
Şekil 2.45.	Ortalama ve tekrarlı kayma gerilmesi ve eksenel birim deformasyon tanımı (Goulois vd., 1985).....	73
Şekil 2.46.	Başlangıç statik kayma gerilmesinin a) $\tau_s = 0$ olması, b) $\tau_s > 0$ olması durumunda, ortalama ve tekrarlı eksenel birim deformasyon gelişimi (Andersen ve Lauritzsen; 1988).....	74
Şekil 2.47.	Tek ve çift yönlü yükleme durumları için tekrarlı mukavemetin karşılaştırılması (Yasuhara vd., 1992).....	76
Şekil 2.48.	a) Kayma birim deformasyonu, b) Boşluk suyu basıncı oranı üzerinde frekansın etkisi (Ansal ve Erken, 1989).....	79
Şekil 2.49.	$I_p \leq 12$ numunelerin çekmede %3 eksenel birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve uygulanan pik deviyatör gerilme ilişkisi üzerinde frekansın etkisi (Sancio, 2003).....	80
Şekil 2.50.	Adapazarı siltinde %5 çift genlikli eksenel birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi üzerinde frekansın etkisi (Ural vd., 2007).....	81
Şekil 2.51.	Farklı plastisiteli doymuş zeminler için %5 çift genlikli eksenel birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Puri, 1984).....	84
Şekil 2.52.	Verilen çevrim sayısında yenilmeye sebep olacak tekrarlı gerilme oranı üzerinde plastisite indisi etkisi (Puri, 1984).....	84
Şekil 2.53.	Örselenmemiş numuneler üzerinde plastisite indisi - tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Guo ve Prakash, 1999).....	85
Şekil 2.54.	Düşük plastisiteli siltlerin sıvılaşması için gerekli çevrim sayısı – tekrarlı gerilme oranı (Prakash ve Sandoval, 1992).....	86
Şekil 2.55.	Siltli kil karışımları için plastisite indisi ve başlangıç boşluk oranı ile normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranı ilişkisi ve plastisite indisi ilişkisi (Guo ve Prakash, 1999).....	86
Şekil 2.56.	Normal konsolide killerin tekrarlı mukavemet eğrilerine plastisite indisinin etkisi (Hyodo vd., 1999).....	87

Şekil 2.57.	Normal konsolide killer için $N = 20$ çevrimdeki tekrarlı mukavemet ve plastisite indisi arasındaki ilişki (Hyodo vd., 1999).....	88
Şekil 2.58.	Plastisitenin dinamik kayma gerilmesi oranına etkisi (Özay ve Erken, 2003a).....	88
Şekil 2.59.	Plastisitenin dinamik mukavemete etkisi (Özay ve Erken, 2003a)	89
Şekil 2.60.	Tekrarlı gerilme oranı – plastisite indisi değişimi (Ülker, 2004)...	90
Şekil 2.61.	İzotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin $\varepsilon_p = \%3$ aksenal birim deformasyona ulaşması için gereken çevrim sayısı – tekrarlı gerilme oranı ilişkisi, a) $\sigma_c' = 40$ kPa, a) $\sigma_c' = 50$ kPa (Bray ve Sancio, 2006).....	90
Şekil 2.62.	Kaolin, illit ve bentonitli kum karışımları için 50 çevrim sonunda tekrarlı gerilme oranı ve plastisite indisi ilişkisi (Gratchev vd., 2006).....	91
Şekil 2.63.	Plastisite indisinin fonksiyonu olarak $N = 20$ çevrimdeki tekrarlı gerilme oranı değişimi (Beroya vd., 2009).....	92
Şekil 2.64.	Adapazarı zeminleri için dinamik mukavemet eğrileri (Kaya ve Erken, 2009).....	93
Şekil 2.65.	Farklı efektif çevre gerilmeleri için $\%5$ çift genlikli aksenal birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Puri, 1984).....	95
Şekil 2.66.	Efektif çevre gerilmesi ve tekrarlı gerilme ile çevrim sayısı ilişkisi (Wu, 1992).....	95
Şekil 2.67.	Farklı çevre gerilmeleri için $\varepsilon_{DA} = \% 5$ çift genlikli aksenal birim deformasyona neden olan çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Thammathiwat ve Chim-oye, 2004).....	96
Şekil 2.68.	Farklı efektif çevre gerilmesi altında konsolide edilen numunelerin $\varepsilon_p = \% -3$ 'a ulaşması için gereken çevrim sayısı – tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Bray ve Sancio, 2006).....	97
Şekil 2.69.	$I_p = 2$ olan ince daneli zemin için farklı efektif çevre gerilmelerinde gerçekleştirilen DSS deneyinde $\gamma = \%5$ 'e ulaşmak için gerekli çevrim sayısı – CSR ilişkisi (Donahue, 2007).....	98

Şekil 2.70.	$I_p = 10$ olan ince daneli zemin için farklı efektif çevre gerilmelerinde gerçekleştirilen DSS deneyinde $\gamma = \%5$ 'e ulaşmak için gerekli çevrim sayısı – CSR ilişkisi (Donahue, 2007).....	98
Şekil 3.1.	Yatay düzlemde başlangıç statik kayma gerilmesine maruz olan (Eleman A) ve olmayan (Eleman B) zemin elemanları: a) Yamaçlar, b) Dolgu ve Barajlar, c) Yapı temelleri.....	100
Şekil 3.2.	Üç boyutlu kartezyen koordinat sistemindeki zemin elemanı ve etkileyen gerilmeler.....	103
Şekil 3.3.	Üniform yüklü dikdörtgen alan.....	105
Şekil 3.4.	Kayma gerilmesi artışı için etki sayısı (I_{zx} veya I_{zx}^*).....	109
Şekil 3.5.	Kayma gerilmesi hesapları için süperpozisyon örnekleri.....	110
Şekil 3.6.	Küçük elemanlara bölme yöntemi.....	112
Şekil 3.7.	Nümerik çözüm için akış diyagramı.....	113
Şekil 3.8.	Program ekran görüntüsü.....	114
Şekil 3.9.	Program çıktısının Excel görüntüsü.....	115
Şekil 3.10.	a) Planı ve b) kesiti verilen kare temel altında c) farklı derinliklerde oluşacak kayma gerilmesi seviyesinin temel boyunca değişimi ($y = B/2$ düzlemi).....	118
Şekil 3.11.	Farklı geometrideki temellerin köşesinde oluşacak kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi.....	119
Şekil 3.12.	Tekrarlı basit kesme deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin modellenmesi.....	120
Şekil 3.13.	Üç eksenli deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin modellenmesi.....	122
Şekil 3.14.	$N = 100$ çevrimdeki eş-deformasyon eğrileri, a) Tekrarlı kayma birim deformasyonu, b) Ortalama kayma birim deformasyonu (Goulois vd., 1985).....	124
Şekil 3.15.	Üç eksenli deneylerde, başlangıç kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin kombinasyonlarında yenilme için gerekli çevrim sayıları (Andersen vd., 1988).....	125

Şekil 3.16.	Basit kesme deneylerinde, başlangıç kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin kombinasyonlarında yenilme için gerekli çevrim sayıları (Andersen vd., 1988).....	125
Şekil 3.17.	Basit kesme deneylerinde, başlangıç kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin kombinasyonlarında yenilme için gerekli çevrim sayıları (Hyodo vd., 1994).....	127
Şekil 3.18.	Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı için CSR – N_f ilişkisi (Lefebvre ve Pfendler, 1996).....	128
Şekil 3.19.	Düşük plastisiteli killi zeminin dinamik mukavemeti üzerinde başlangıç drenajlı kayma gerilmesinin etkisi (Hyodo vd., 1999)...	130
Şekil 3.20.	Başlangıç drenajlı kayma gerilmesi ve plastisite ile dinamik mukavemetin değişimi (Hyodo vd., 1999).....	130
Şekil 3.21.	Dinamik mukavemetin, izotropik durumdaki dinamik mukavemetle normalizasyonu (Hyodo vd., 1999).....	131
Şekil 3.22.	Başlangıç kayma gerilmesinin CSR – N_f ilişkisine etkisi (Song, 2003).....	132
Şekil 3.23.	Tekrarlı basit kesme deneyinde, başlangıç kayma gerilmesinin CSR – N_f ilişkisine etkisi (Sancio, 2003).....	133
Şekil 3.24.	Üç eksenli deney sonuçları için a) σ_{cyc} – N_f ilişkisi, b) CSR ₁ ve CSR ₂ – N_f ilişkisi (Sancio, 2003).....	134
Şekil 3.25.	Farklı başlangıç statik kayma gerilmesi seviyeleri için mukavemet eğrileri, a) Gerilme çevrilmeli durum, b) Gerilme çevrilmemesi olmayan durum (Hyde vd., 2006).....	136
Şekil 3.26.	Tekrarlı basit kesme deneyinde, başlangıç kayma gerilmesinin CSR – N_f ilişkisine etkisi (Donahue, 2007).....	137
Şekil 3.27.	Killer için başlangıç kayma gerilmesi ile K_α düzeltme faktörü arasındaki ilişki (Boulanger ve Idriss, 2007).....	139
Şekil 4.1.	Kullanılan Kaolin kilinin plastisite kartındaki yeri.....	143
Şekil 4.2.	Yaygın kil minerallerinin plastisite kartı üzerindeki yeri (Holtz ve Kovacs, 1981).....	143
Şekil 4.3.	Kullanılan Kaolin kilinin dane dağılım eğrisi.....	144
Şekil 5.1.	Dinamik laboratuvar deneylerinin şekil değiştirme seviyeleri ve uygulama alanları.....	154

Şekil 5.2.	Açık deniz platformu altında potansiyel bir kayma düzlemi boyunca oluşan gerilme durumları (Andersen vd., 1988).....	156
Şekil 5.3.	Deprem sırasında zemin elemanında meydana gelen idealize edilmiş gerilme durumları.....	157
Şekil 5.4.	Üç eksenli deney numunesi için düzlemdeki tekrarlı kayma gerilmelerinin modellenmesi.....	159
Şekil 5.5.	Tekrarlı üç eksenli deney sırasında numuneye uygulanan gerilmeler.....	160
Şekil 5.6.	Dinamik üç eksenli deney sırasında oluşan gerilmeler (Das, 1993).....	161
Şekil 5.7	Arazideki bir zemin elemanının tekrarlı yükleme altındaki gerilme izi (Polito, 1999).....	162
Şekil 5.8.	İzotropik olarak konsolide edilmiş tekrarlı üç eksenli deney numunesi için a) uygulanan tekrarlı deviatör gerilme ve b) gerilme izi.....	163
Şekil 5.9.	Anizotropik olarak konsolide edilmiş ($\sigma_{cyc} > q_s$) tekrarlı üç eksenli deney numunesi için a) uygulanan tekrarlı deviatör gerilme ve b) gerilme izi.....	163
Şekil 5.10.	Anizotropik olarak konsolide edilmiş ($\sigma_{cyc} < q_s$) tekrarlı üç eksenli deney numunesi için a) uygulanan tekrarlı deviatör gerilme ve b) gerilme izi.....	164
Şekil 5.11.	Geocomp üretimi tekrarlı üç eksenli deney sistemi diyagramı (Geocomp Cyclic Stress Path User's Manual, 2007).....	167
Şekil 5.12.	Üç eksenli hücre elemanları.....	172
Şekil 5.13.	Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde tekrarlı yükleme aşamasında gerilme durumu.....	179
Şekil 5.14.	Tekrarlı yükleme aşamasında gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi ve histeresis ilmiği.....	181
Şekil 5.15.	Dinamik mukavemet için yenilme zarfı tanımı.....	184

Şekil 6.1.	$\sigma_c' = 400$ kPa altında $\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika ile gerçekleştirilen %15 birim deformasyona izin verilen monotonik deneyler a) Hücre basıncı sağlama motorunun hacim değişimi ifadesi (makine değeri), b) Aşırı boşluk suyu basıncı, c) Deviatör gerilmenin aksenal birim deformasyonla değişimi.....	189
Şekil 6.2.	$\sigma_c' = 400$ kPa altında $\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika ile gerçekleştirilen %20 birim deformasyona izin verilen monotonik deneyler a) Hücre basıncı sağlama motorunun hacim değişimi ifadesi (makine değeri), b) Aşırı boşluk suyu basıncı.....	190
Şekil 6.3.	$\sigma_c' = 400$ kPa altında $\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika ve $\dot{\epsilon} = 0.014$ %/dakika ile gerçekleştirilen monotonik deneylerin karşılaştırılması a) Hücre basıncı sağlama motorunun hacim değişimi ifadesi (makine değeri), b) Aşırı boşluk suyu basıncı, c) Deviatör gerilmenin aksenal birim deformasyonla değişimi.....	193
Şekil 6.4.	İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için deviatör gerilme – aksenal birim deformasyon ilişkisi.....	195
Şekil 6.5.	İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için normalize edilmiş deviatör gerilme – aksenal birim deformasyon ilişkisi.....	196
Şekil 6.6.	İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için aşırı boşluk suyu basıncı – aksenal birim deformasyon ilişkisi.....	196
Şekil 6.7.	İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için boşluk suyu basıncı oranı – aksenal birim deformasyon ilişkisi.....	197
Şekil 6.8.	İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için efektif asal gerilme oranı – aksenal birim deformasyon ilişkisi.....	197
Şekil 6.9.	Monotonik üç eksenli basınç deneyleri için gerilme izleri.....	198
Şekil 6.10.	Yenilme anındaki efektif gerilme esasına dayalı Mohr daireleri...	198
Şekil 6.11.	Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma yöntemleri (Yöntem I).....	201
Şekil 6.12.	Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma yöntemleri (Yöntem II).....	202

Şekil 6.13.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin kesme aşamasındaki deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	206
Şekil 6.14.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin ön-kesme ve kesme aşamasında maruz kaldıkları toplam deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	207
Şekil 6.15.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	208
Şekil 6.16.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin normalize edilmiş aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	209
Şekil 6.17.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin efektif asal gerilme oranı – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	210
Şekil 6.18.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numuneler için efektif ortalama normal gerilme ile normalize edilmiş deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	211
Şekil 6.19.	$p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin gerilme izleri.	212
Şekil 6.20.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin kesme aşamasındaki deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	213
Şekil 6.21.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin ön-kesme ve kesme aşamasında maruz kaldıkları toplam deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	214
Şekil 6.22.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	214
Şekil 6.23.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin normalize edilmiş aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	215
Şekil 6.24.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin efektif asal gerilme oranı – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	216
Şekil 6.25.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numuneler için efektif ortalama normal gerilme ile normalize edilmiş deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi.....	217

Şekil 6.26.	$p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin gerilme izleri.	217
Şekil 6.27.	Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının drenajsız kayma mukavemetine etkisi.....	221
Şekil 6.28.	Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının toplam deviator gerilmeye etkisi.....	223
Şekil 6.29.	Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	225
Şekil 6.30.	Başlangıç statik kayma gerilmesi oranının boşluk suyu basıncı oranına etkisi.....	226
Şekil 7.1.	Ortalama gerilme ve tekrarlı gerilme genliğinin farklı kombinasyonları için tipik üniform tekrarlı yükleme grafikleri.....	234
Şekil 7.2.	Ortalama gerilme ve tekrarlı gerilme kombinasyonları için R değerleri.....	236
Şekil 7.3.	Gerilme çevrilmesi derecesi, $R = -1$ için tipik tekrarlı üç eksenli deney sonuçları, a) $\sigma_d - N$, b) $\varepsilon - N$, c) $\sigma_d - \varepsilon$ ilişkisi.....	243
Şekil 7.4.	Gerilme çevrilmesi derecesi, $-1 < R < 0$ için tipik tekrarlı üç eksenli deney sonuçları, a) $\sigma_d - N$, b) $\varepsilon - N$, c) $\sigma_d - \varepsilon$ ilişkisi.....	244
Şekil 7.5.	Gerilme çevrilmesi derecesi, $R > 0$ için tipik tekrarlı üç eksenli deney sonuçları, a) $\sigma_d - N$, b) $\varepsilon - N$, c) $\sigma_d - \varepsilon$ ilişkisi.....	246
Şekil 7.6.	$\tau_s / p' = 0.00$ olan numuneler için farklı tekrarlı deviator gerilmeler için boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi.	249
Şekil 7.7.	$\tau_s / p' = 0.45$ olan numuneler için farklı tekrarlı deviator gerilmeler için boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi.	250
Şekil 7.8.	$\tau_s / p' = 0.15$ olan numuneler için farklı tekrarlı deviator gerilmeler için boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi.	251
Şekil 7.9.	Farklı başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesine maruz numunelerde gözlenen boşluk suyu basıncının hiperbolik fonksiyonlarla modellenmesi.....	252
Şekil 7.10.	$\varepsilon = \%5$ yenilme kriteri için yenilme anındaki çevrim sayısı - boşluk suyu basıncı değişimi.....	252
Şekil 7.11.	$\varepsilon = \%10$ yenilme kriteri için yenilme anındaki çevrim sayısı - boşluk suyu basıncı değişimi.....	254

Şekil 7.12.	$\varepsilon = \%5$ yenilme kriteri için ölçülen ve tahmin edilen boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması.....	255
Şekil 7.13.	$\varepsilon = \%10$ yenilme kriteri için ölçülen ve tahmin edilen boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması.....	255
Şekil 7.14.	a) $\varepsilon = \%5$, b) $\varepsilon = \%10$ yenilme kriteri için gözlenen ve tahmin edilen boşluk suyu basıncı oranlarının karşılaştırılması.....	257
Şekil 7.15.	Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	258
Şekil 7.16.	Çevrim sayısı oranı için boşluk suyu basıncı gelişimi (El Hosri vd., 1984).....	260
Şekil 7.17.	Normalize edilmiş boşluk suyu basıncı ve normalize edilmiş çevrim sayısı arasındaki ilişki için tanımlanan alt ve üst sınır eğrileri.....	262
Şekil 7.18.	$CSR_1 - N_{\varepsilon=\%5}$ dinamik mukavemet ilişkisi.....	264
Şekil 7.19.	$CSR_1 - N_f$ üzerinde yenilme kriterinin dinamik mukavemete etkisi.....	265
Şekil 7.20.	$CSR_3 - N_{\varepsilon=\%5}$ dinamik mukavemet ilişkisi.....	267
Şekil 7.21.	$CSR_3 - N_{\varepsilon=\%10}$ dinamik mukavemet ilişkisi.....	268
Şekil 7.22.	$CSR_1 - N_{\varepsilon=\%5}$ dinamik mukavemet ilişkisi.....	269
Şekil 7.23.	$CSR_2 - N_{\varepsilon=\%10}$ dinamik mukavemet ilişkisi.....	270
Şekil 7.24.	$N = 20$ çevrim için dinamik mukavemet üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının etkisi.....	271
Şekil 7.25.	CDSS deney sisteminde yükleme durumları için Mohr daireleri..	273
Şekil 7.26.	CTX deney sisteminde yükleme durumları için Mohr daireleri....	274
Şekil 7.27.	Killi zeminler üzerinde yer alan yapıların deprem sırasındaki davranışı.....	276
Şekil 7.28.	Kumların sıvılaşması ve killerin tekrarlı yenilmesi mekanizmaları (Hyodo vd., 1999).....	277
Şekil 7.29.	Metaller için tipik yorulma deney sonuçları için S-N eğrisi.....	279
Şekil 7.30.	a) Tekrarlı gerilme genliği – çevrim sayısı (S-N) ilişkisi ve yorulma diyagramı üzerinde ortalama gerilme etkisi (Schijve, 2004).....	281

Şekil 7.31.	Sabit malzeme ömrü (N) için Gerber ve Goodman yorulma diyagramları.....	282
Şekil 7.32.	$N = 10^7$ çevrimlik malzeme ömründe çeliklerin yorulma mukavemeti üzerinde ortalama gerilme etkisi (Stephens vd., 2001).....	283
Şekil 7.33.	Dinamik mukavemet eğrilerinden, dinamik mukavemet diyagramlarına geçiş.....	284
Şekil 7.34.	%5 yenilme kriteri için sabit çevrim sayılarına karşılık gelen dinamik mukavemetin normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ile değişimi.....	285
Şekil 7.35.	$p' = 200$ kPa'da oluşabilecek maksimum statik deviatör gerilme değerinin bulunması.....	286
Şekil 7.36.	İzotropik gerilme şartlarındaki $CSR_{2,izo}$ ile normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranının (CSR_2) - normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ile değişimi.....	287
Şekil 7.37.	Bu çalışmadan elde edilen başlangıç statik kayma gerilmesi düzeltme faktörü (K_α) ile modifiye edilmiş Gerber ve Goodman eğrilerinin karşılaştırılması.....	288
Şekil 7.38.	Başlangıç statik kayma gerilmesi düzeltme faktörü (K_α) ifadelerinin karşılaştırılması.....	291
Şekil A.1.	$\sigma'_c = 100$ kPa izotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	320
Şekil A.2.	$\sigma'_c = 200$ kPa izotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	321
Şekil A.3.	$\sigma'_c = 400$ kPa izotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	322
Şekil A.4.	$p' = 200$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.15$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	323
Şekil A.5.	$p' = 200$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.30$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	324
Şekil A.6.	$p' = 200$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.45$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi üç eksenli için deney sonuçları.....	325

Şekil A.7.	$p' = 400$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.15$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	326
Şekil A.8.	$p' = 400$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.30$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları.....	327
Şekil A.9.	$p' = 400$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.45$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi üç eksenli için deney sonuçları.....	328
Şekil B.1.	$\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 150$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	330
Şekil B.2.	$\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 106$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	331
Şekil B.3.	$\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 89$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	332
Şekil B.4.	$\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 60$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	333
Şekil B.5.	$\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 49$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	334
Şekil B.6.	$\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 111$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	335
Şekil B.7.	$\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 82$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	336
Şekil B.8.	$\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 68$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	337
Şekil B.9.	$\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 56$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	338
Şekil B.10.	$\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 43$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	339
Şekil B.11.	$\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 113$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	340
Şekil B.12.	$\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 90$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	341
Şekil B.13.	$\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 73$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	342

Şekil B.14.	$\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 59$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	343
Şekil B.15.	$\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 45$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	344
Şekil B.16.	$\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 35$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	345
Şekil B.17.	$\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 115$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	346
Şekil B.18.	$\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 87$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	347
Şekil B.19.	$\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 63$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	348
Şekil B.20.	$\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 42$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	349
Şekil B.21.	$\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 36$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları.....	350

TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1.	Kohezyonlu zeminler için G_{max} ilişkileri.....	25
Tablo 2.2.	Plastisite indisine bağlı K katsayısı.....	27
Tablo 2.3.	Literatürdeki kayma modülü azalım eğrilerine karşılık gelen modifiye edilmiş hiperbolik model parametreleri (Phillips ve Hashash, 2009).....	57
Tablo 2.4.	Farklı dinamik durumlar için tipik yükleme frekansları (Meng, 2003).....	77
Tablo 2.5.	Wu (1992)'nin çalışması için efektif çevre gerilmesi – tekrarlı gerilme oranı ilişkisi.....	94
Tablo 3.1.	Kayma gerilmesi artışı için etki sayısı (I_{zx} veya I_{zx}^*)	108
Tablo 4.1.	Kullanılan Kaolin kilinin geoteknik özellikleri.....	144
Tablo 5.1.	Dinamik ya da tekrarlı laboratuvar deneylerinde ölçülen parametreler (Das, 1993).....	154
Tablo 5.2.	Ölçülen dinamik zemin özellikleri için laboratuvar deneylerinin nitel karşılaştırması (Silver, 1981).....	155
Tablo 6.1.	Yenilme zamanına ulaşmak için gereken süre, t_f (Head, 1986).....	191
Tablo 6.2.	Likit limitin fonksiyonu olarak geçmedeki minimum süre (Sancio, 2003).....	191
Tablo 6.3.	Monotonik basınç deneylerinde uygulanan gerilmeler ve yükleme hızı.....	192
Tablo 6.4.	Monotonik basınç deneylerinde yenilme anındaki değerler.....	194
Tablo 6.5.	Anizotropik konsolidasyon şartlarında uygulanan gerilme durumu ($p' = 200$ kPa).....	206
Tablo 6.6.	Anizotropik konsolidasyon şartlarında uygulanan gerilme durumu ($p' = 400$ kPa).....	212
Tablo 6.7.	Değerlendirmede kullanılan zeminlerin özellikleri.....	219

Tablo 6.8.	Değerlendirmede kullanılan numunelerin gerilme durumları.....	220
Tablo 7.1.	Tekrarlı deneylerde kullanılan numunelerin fiziksel özellikleri....	238
Tablo 7.2.	Tekrarlı deneylerde kullanılan numunelerin gerilme şartları.....	239
Tablo 7.3.	Tekrarlı deneylerde kullanılan numunelerin tekrarlı yükleme özellikleri.....	240
Tablo 7.4.	Tekrarlı deneylerde yenilme için gerekli çevrim sayıları ve yenilme anındaki maksimum boşluk suyu basıncı oranı.....	241

FOTOĞRAFLAR LİSTESİ

Foto 4.1.	Numune hazırlama yöntemi	150
Foto 5.1.	Geocomp üretimi tekrarlı üç eksenli deney sistemi.....	167
Foto 5.2.	Kullanılan tekrarlı üç eksenli deney sisteminin parçaları.....	168

ÖZET

Anahtar kelimeler: Kil, Tekrarlı Üç Eksenli Deney, Başlangıç Statik Kayma Gerilmesi, Dinamik Mukavemet, Düzeltme Faktörü

Killi zeminlerin tekrarlı yükler karşısında kumlara göre daha dengeli olduğu düşünülmektedir. Bu düşünce, yapıların olmadığı eğimsiz zemin yüzeyli killi zemin tabakaları için doğrudur. Ancak, bu durum killerin her zaman tekrarlı yükler altında güvenilir ve dengeli olduğunu göstermemektedir. Yapı yükü altındaki veya eğimli zemin yüzeyli killi zemin elemanları da sismik etkilerden dolayı yenilebilmektedir. Bu şartlardaki zemin elemanları, tekrarlı yüklerden önce de başlangıç kayma gerilmelerine maruzdurlar.

Bu durumu modellemek için, üç eksenli deney numunelerinin anizotropik olarak konsolide edilmesi gerekmektedir. Tekrarlı yükler altındaki killi zeminlerin davranışlarının incelendiği laboratuvar çalışmalarında genellikle numuneler izotropik olarak konsolide edilmektedir. Ancak, izotropik gerilme şartları, yapı altındaki gerilme koşullarını tam olarak yansıtamamaktadır. Bu nedenle, izotropik şartlardan elde edilen bulguların kullanılabilmesi için, yapı yüklerinden kaynaklanan başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini hesaba katabilecek bir düzeltme faktörüne ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu amaç için, farklı başlangıç statik kayma gerilmesi seviyeleri için laboratuvarda hazırlanmış killi numuneler üzerinde monotonik ve tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar, başlangıç statik kayma gerilmesinin killi zeminlerde hem monotonik hem de tekrarlı mukavemetin azalmasına sebep olduğunu göstermiştir. Ayrıca, başlangıç statik kayma gerilmesi arttıkça, tekrarlı yüklemeye kaynaklanan aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu azalış göstermektedir.

Dinamik mukavemet üzerinde, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini hesaba katmak için tanımlanan K_{α} düzeltme faktörü, yorulma analizleri ışığında geliştirilmiştir. Geliştirilen modeller ile K_{α} düzeltme faktörü için beklenen alt ve üst sınırlar tanımlanmıştır. Ayrıca, deney sonuçlarından elde edilen düzeltme faktörü ile bu sınırlar arasındaki ilişki incelenmiştir. Bu düzeltme faktörü, özellikle yapı altındaki killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki mukavemetinin doğru olarak belirlenebilmesi için büyük önem taşımaktadır.

THE BEHAVIOR OF CLAYEY SOILS SUBJECTED TO INITIAL STATIC SHEAR STRESS UNDER THE MONOTONIC AND CYCLIC LOADS

SUMMARY

Key Words: Clay, Cyclic Triaxial Test, Initial Static Shear Stress, Dynamic Strength, Correction Factor

Clays have been considered to be stable than sandy soils during cyclic loads. This idea is true for clayey soil layers without structures and without sloping ground surface. However, it doesn't show that clays are always safe and stable under cyclic loadings. Cyclic failures have been observed on the clays below structures or soil elements in slopes due to seismic effects. In the conditions, soil elements subjected to initial shear stresses before cyclic loadings.

In order to simulate these situations, it has been required to perform on anisotropically consolidated triaxial test specimens. Laboratory experiments which have been carried out to understand behavior of clayey soils under cyclic loadings, generally are performed on the isotropically consolidated specimens. However, isotropic stress conditions don't reflect exactly stress situation under structures. In order to use finding that obtained from isotropically consolidated specimens, it has been required to a correction factor. The correction factor must be used to take into account initial static shear stresses.

For this aim, monotonic and cyclic triaxial test performed on the reconstituted clay specimens at different static shear stresses ratios. The results obtained from tests showed that initial shear stress caused reduction on both monotonic strength and cyclic strength of clayey soil. Furthermore, cyclic loading induced pore water pressure decreased as initial static shear stress increased.

K_α correction factor has been defined to account for initial static shear stress effect on the dynamic strength. K_α correction factor has been generated in the light of the fatigue analysis. Lower and upper limits for K_α correction factor have been defined by using proposed models. Additionally, the relationship between correction factor obtained from experimental results and these limits are investigated. This correction factor is of great importance, because of determination the dynamic strength of clayey soils.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Zeminlerin ve zemin yapılarının stabilitesinin statik yükleme durumlarının yanı sıra, tekrarlı yükleme durumları için de araştırılması geoteknik mühendisliğin önemli konularından birisini oluşturmaktadır. Zeminler; depremler, patlamalar, dalga yükleri, makine temel titreşimleri ve trafik yükleri gibi farklı tekrarlı yüklere maruz kalabilmektedir. Tekrarlı yüklemeler altında zeminlerin davranışı oldukça karmaşık bir yapıda olup zeminlerin fiziksel özellikleri, gerilme tarihçeleri ve maruz kaldıkları tekrarlı yükleme karakteristikleri gibi pek çok faktörden etkilenmektedir. Bu etkiler, zeminlerin tekrarlı yükler altında birbirinden farklı davranış sergilemesine neden olmaktadır. Zemin ve zemin yapılarının tekrarlı yüklemeler sırasında, üst yapıda meydana gelebilecek hasar olasılığının en aza indirilebilmesi için çeşitli arazi ve laboratuvar deneyleri kullanılarak, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet davranışları belirlenmeye çalışılmaktadır. Uygun mühendislik önlemlerinin alınmaması durumunda, çok büyük yapısal hasarlar, insan ölümleri ve maddi kayıplar ile karşı karşıya kalınması kaçınılmaz olacaktır.

1.1. Problemin Tanımı ve Çalışmanın Amacı

Sismik etkilerden kaynaklı zemin yenilmelerinin ilk örneği olan sıvılaşmanın, suya doygun gevşek kumlarda gözlenmiş oluşundan dolayı, tekrarlı yükler altındaki zeminlerin davranışı ile ilgili çalışmalar kohezyonsuz zeminler üzerinde yoğunlaşmıştır. Yaşanılan tecrübelerin ardından, siltli zeminlerin de kumlarınkine benzer bir davranış göstererek sıvılaşabileceği ortaya çıkmıştır. Özellikle ülkemizde yaşanan 1999 Kocaeli Depremi ardından, Adapazarı'ndaki siltlerin sıvılaşmasından kaynaklanan büyük yapısal yıkımların olması, dikkatlerin ince daneli zeminlerin üzerine çevrilmesine neden olmuştur.

Geçmiş yıllarda yapılan araştırmaların büyük bir bölümünün sıvılaşma kaynaklı problemlere yönelmiş oluşu, killi zeminlerin tekrarlı yükler karşısında daha dengeli olduğu gibi bir düşünceyi doğurmuştur. Bu düşünce, yapıların olmadığı eğimsiz zemin yüzeyli killi zemin tabakaları için doğrudur. Örneğin, depremler sırasında serbest saha koşullarındaki kumlu zemin tabakalarında sıvılaşma, kum kaynaması şeklinde gözlenebilirken, serbest saha koşullarındaki killi zemin tabakalarında gözlenen herhangi bir yenilme literatürde rapor edilmemiştir. Ancak, bu durum killi zemin tabakalarının, tekrarlı yükler altında güvenilir ve yenilmez olduğunu göstermemektedir. Örneğin, 1964 Niigata Depremi'nde kil tabakalarının yenilmesinden dolayı pek çok dolguda göçmeler gerçekteleşmiştir. 1985 Mexico City, 1989 Loma Prieta ve 1999 Kocaeli Depremi'nde, depremin odağından uzak bölgelerde bile kalın kil tabakaları üzerindeki yapılarda ciddi boyutlarda aşırı ve farklı oturmalar gözlenmiştir (Hyodo vd., 1999). 1994 Northridge Depremi'nde ise düşük eğimli arazilerdeki yumuşak killerde tekrarlı yük kaynaklı yenilmelerin meydana geldiği rapor edilmiştir.

Deprem gözlemlerinden edinilen bilgiler ışığında, killi zeminlerde sismik kaynaklı yenilmenin gerçekteleşebilmesi için, ya bu zemin tabakası üzerinde bir yapının bulunması, ya da zemin tabakasının eğimli olması gerektiği ortaya çıkmıştır. Bu koşullardaki zemin elemanlarının, serbest saha koşullarındaki zemin elemanlarından en büyük farkı, tekrarlı yüklerden önce de başlangıç kayma gerilmelerine maruz kalıyor olmalarındır.

Literatürde zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği çalışmaların çok büyük bir bölümünde, yapı yüklerinden oldukça uzakta ve eğimsiz zemin düzlemindeki zemin elemanları üzerine yoğunlaşıldığı görölmektedir. Ancak, pratikte, yapı yükü altındaki temel zeminleri ile şevler ve dolgular gibi eğimli yüzeyli zemin elemanları, tekrarlı kayma gerilmelerinden önce de statik kayma gerilmelerine maruz durumdadırlar. Özellikle, yapıların köşesi altında yer alan zemin elemanları, yapı yükünden dolayı yatay düzlemde önemli statik kayma gerilmelerine maruz kalmaktadırlar.

İri daneli zeminlerin tekrarlı yükler altındaki mukavemeti, başlangıç statik kayma gerilmesinin artışı ile birlikte yükselmektedir. Yani, izotropik gerilme şartları altında sıvılaşma potansiyeli oldukça yüksek olan iri daneli bir zeminin, üstyapıdan kaynaklanan gerilme artışına maruz kalması durumunda sıvılaşma direnci artış gösterecektir. Ancak, killi zeminler üzerine gerçekleştirilmiş çalışmaların büyük bir bölümünde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının dinamik mukavemeti azalttığı gözlenmiştir. Dolayısıyla, özellikle başlangıç statik kayma gerilmesinin büyük değerlere ulaşabildiği yapı köşeleri altındaki zeminler ele alındığında, killerin tekrarlı yükleme sırasında kumlu zeminlere göre yenilme potansiyeli daha yüksek olmaktadır. Bu durum, killerin tekrarlı yükler altında göçmesinin, yapı altındaki anizotropik gerilme şartları durumunda oluşacağı anlamına gelmektedir.

Yapıdan kaynaklanan ilave gerilmelerin zemine aktarıldığı düşünüldüğünde, yenilme potansiyelinin en yüksek olduğu yapı köşesi altındaki zemin elemanları anizotropik gerilme şartları altındadır. Ancak, killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği deneysel çalışmalarda, numunelerin izotropik şartlarda konsolide edildikleri görülmektedir. Bu durumda, üç eksenli deney sisteminde uygulanan izotropik gerilme şartlarının arazideki başlangıç şartlarını tam olarak yansıtması beklenmemektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin kilin dinamik mukavemetini azalttığı düşünüldüğünde ise, izotropik şartlarda gerçekleştirilen tekrarlı deneylerden elde edilen sonuçlar, arazideki zeminin göstereceği dinamik mukavemetten daha büyük değerler gösterecektir. Bu durum, deney sonuçlarının güvensiz tarafta kalmasına yol açacaktır. Bu nedenle, killi zeminlerin dinamik mukavemetleri değerlendirilirken, hem deney yöntemlerinde hem de dinamik analiz hesaplarında yapı yüklerinden kaynaklanan başlangıç statik kayma gerilmesinin dikkate alınması gereği ortaya çıkmaktadır.

Bu tezin en önemli hedefi, izotropik gerilme şartlarında gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deneylerin, yapı yükü altındaki anizotropik gerilme şartlarını temsil edemediği için bu durumun bir düzeltme faktörü kullanarak ortadan kaldırılmasıdır. Bunun için, ilk olarak, killi zeminlerde başlangıç statik kayma gerilmesi seviyelerine bağlı olarak dinamik mukavemette oluşacak değişimlerin belirlenebilmesi için sistematik bir deney programı ile bu düzeltme faktörünün belirlenmesi

hedeflenmiştir. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar değerlendirilerek, diğer ince daneli zeminleri de kapsayacak şekilde, düzeltme faktörünün teorik bir tabana oturtulması ve sonuçların kullanılabilirliğinin artırılması amaçlanmıştır.

Monotonik ve tekrarlı yükleme durumlarında, başlangıç statik kayma gerilmesinin statik ve dinamik mukavemet üzerinde sebep olacağı etkilerin belirlenmesiyle, yapı yükü altındaki killi zeminlerin ilave gerilmeler karşısında nasıl bir davranış sergileyeceği hakkında fikir sahibi olunabilecektir. Bu nedenle, çalışmada, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin gerek monotonik gerekse tekrarlı yükler altındaki davranışının net bir şekilde ortaya konulması hedeflenmiştir.

Buna ilave olarak, depremler sırasında yenilme gerçekleşme dahi, boşluk suyu basıncının sönümlenmesinden kaynaklanan yeniden sıkışma oturmalarının yüksek seviyelere ulaşması yapının kullanımını sınırlandırabilmektedir. Bu çalışmada, ayrıca, yapı altındaki killi zemin tabakalarında beklenen oturmaların belirlenebilmesi için gerekli olan aşırı boşluk suyu basıncı oluşumlarının, başlangıç statik kayma gerilmesine bağlı değişimlerinin tahmin edilmesi amaçlanmıştır.

1.2. Çalışmanın İçeriği

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin monotonik ve tekrarlı yükler altındaki davranışının incelendiği bu çalışmanın ikinci bölümünde; killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet davranışlarıyla ilgili olarak literatürde yer alan çalışmalar özetlenmiştir.

Üçüncü bölümde; üniform yüklü dikdörtgen temeller altında oluşacak kayma gerilmelerinin hesaplanabilmesi için geliştirilen analitik ve nümerik çözümler verilmiştir. Ayrıca, bu bölümde, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını içeren literatür çalışmalarına yer verilmiştir.

Dördüncü bölümde; deneysel çalışmada kullanılan killi zeminin geoteknik özellikleri ve numune hazırlama yöntemi hakkında bilgi verilmiştir.

Çalışmanın beşinci bölümünde; killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını belirlemek için kullanılan tekrarlı üç eksenli deney sisteminin mekanizması, tanıtımı ve uygulanan deney yönteminin aşamaları açıklanmıştır.

Altıncı bölümde; izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde üç eksenli basınç deneyleri gerçekleştirilerek, monotonik yükleme durumunda başlangıç statik kayma gerilmesinin killi zeminler üzerindeki etkileri incelenmiştir.

Yedinci bölümde ise; başlangıç statik kayma gerilmesinin, killi zeminlerin tekrarlı yüklemeler esnasında deformasyon gelişimi, boşluk suyu basıncı oluşumu ve dinamik mukavemet üzerindeki etkileri araştırılmıştır. İzotropik gerilme şartlarında gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçların, yapı yükü altındaki gerilme şartlarını temsil edebilmesi için gerekli olan düzeltme faktörü; hem deneysel olarak elde edilmiş, hem de malzemelerin yorulma teorilerine dayalı olarak alt ve üst sınırları belirlenmiştir.

Sekizinci bölümde ise çalışmadan elde edilen sonuçlar özetlenerek, ileride yapılacak çalışmalar için önerilerde bulunulmuştur.

BÖLÜM 2. TEKRARLI YÜKLEMELER ALTINDA KİLLİ ZEMİNLERİN DAVRANIŞI

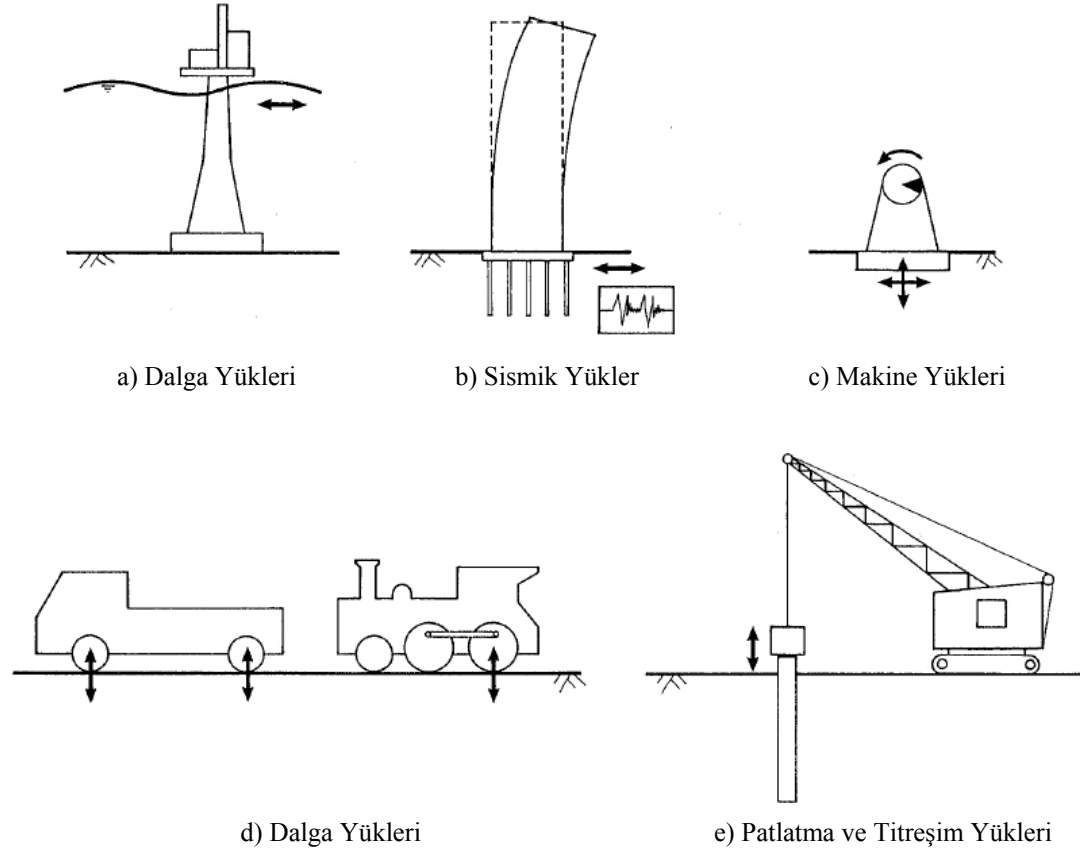
2.1. Giriş

Zeminler ve zemin yapıları, Şekil 2.1’de gösterildiği gibi depremler, patlamalar, makine temellerinin titreşimleri, dalga ve trafik yükleri gibi olaylardan dolayı harmonik, periyodik, gelişigüzel ve geçici tekrarlı yüklere (Şekil 2.2) maruz kalabilmektedir. Zeminlerin bu gibi dinamik yükler altındaki davranışları, statik yükleme altındaki davranışlarından farklı olmaktadır. Bu nedenle, zeminlerin ve zemin yapılarının stabilitesinin statik yükleme durumlarının yanı sıra tekrarlı yükleme durumları için de araştırılması, geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden birisini oluşturmaktadır.

Tekrarlı yüklemeler altında zeminlerin davranışı oldukça karmaşık bir yapıda olup, zeminlerin fiziksel özellikleri, gerilme tarihçeleri, maruz kaldıkları tekrarlı yükleme karakteristikleri gibi pek çok faktörden etkilenmektedir. Bu etkiler, zeminlerin tekrarlı yükler altında birbirinden farklı davranış sergilemesine neden olacaktır. Örneğin, kum ve kum benzeri davranış gösteren düşük plastisiteli siltler tekrarlı yüklere maruz kaldıklarında boşluk suyu basıncının ani artışı, bu tür zeminlerde sıvılaşmaya sebep olurken, kil ve kil benzeri davranış gösteren yumuşak plastik siltlerde boşluk suyu basıncı artışı sınırlı kalmaktadır. Ancak, killi zeminlerde de tekrarlı yükler, zeminin yumuşamasına ve buna bağlı olarak taşıma gücü kayıplarına sebep olmaktadır. Bu nedenle, tekrarlı yükleme etkisi altında zeminlerin davranışının tahmini için tek bir bağıntı geliştirmek oldukça güçtür.

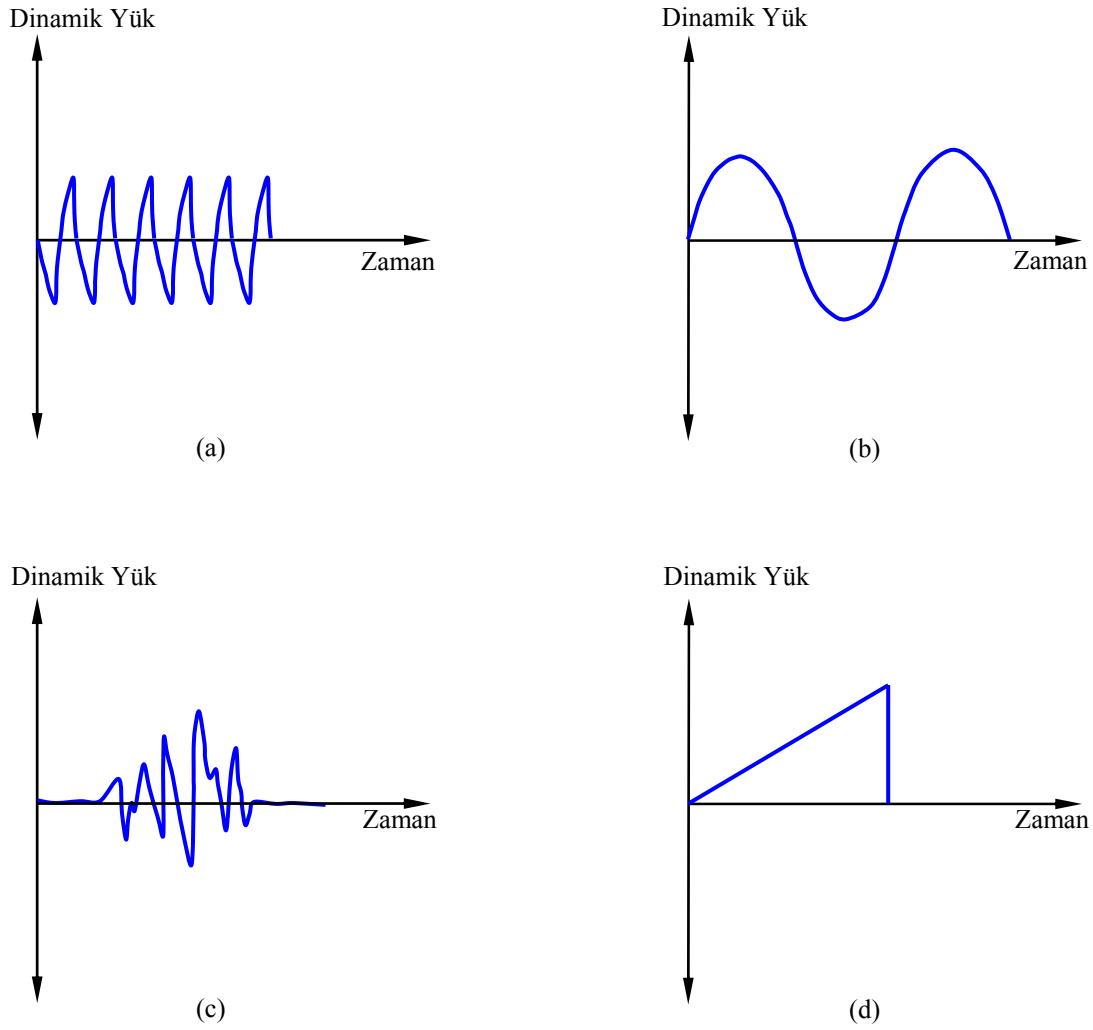
Zemin ve zemin yapılarının tekrarlı yüklemeler sonucunda, üst yapıda meydana gelebilecek aşırı oturmalar, dönmeler, taşıma gücü kayıpları ve toptan göçme gibi yapısal hasar olasılığının en aza indirilebilmesi için çeşitli arazi ve laboratuvar

deneylemleri kullanılarak, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranış özellikleri belirlenmeye çalışılmaktadır.



Şekil 2.1. Zeminlerin maruz kaldıkları tekrarlı yükleme türleri (O'Reilly ve Brown, 1991)

Zeminlerin dinamik özellikleri, gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet davranışları olarak iki ana başlık altında incelenmektedir. Zemin dinamiğinde, gerilme-şekil değiştirme özelliği olarak genellikle dinamik kayma modülü (G) ve sönüm oranı (D) ifadelerinin kayma birim deformasyonu ile değişimi kastedilmektedir. Mukavemet özellikleri olarak ise, yenilmeye veya büyük şekil değiştirmelere neden olan kayma gerilmesi genliği ve çevrim sayısı ile boşluk suyu basıncının tekrarlı yükleme sırasındaki değişimi incelenmektedir (Altun ve Ansal, 2003). Her iki başlıktaki özelliklerin belirlenmesi için genellikle aynı tür deney sistemlerinden yararlanılmaktadır.



Şekil 2.2. Tipik tekrarlı yükleme diyagramları, a) Periyodik titreşim, b) Harmonik titreşim, c) Gelişigüzel titreşim, d) Geçici titreşim (Das, 1993)

2.2. Zeminlerin Dinamik Gerilme-Birim Şekil Değiştirme Özellikleri

Zeminlerin dinamik davranışının şekil değiştirme aralığına göre farklılık gösterdiği ve dinamik davranış özelliklerinin belirlenmesinde ve bunların analizinde olası şekil değiştirme seviyesinin belirleyici bir rol oynadığı bilinmektedir. Bu nedenle, herhangi bir şekil değiştirme seviyesinde zemin davranışının tespit edilebilmesi için farklı teorilere dayanan modellerin kullanılması gerekmektedir. Ishihara (1996), şekil değiştirme seviyesine bağlı olarak, zemin davranışını ve uygun analiz metotlarını Şekil 2.3'deki gibi özetlenmiştir.

Şekil değiştirmelerin küçük seviyelerde olması durumunda gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin belirlenmesi için lineer elastik modellerin kullanımı daha doğru

olmaktadır. Bu şekil değiştirme seviyesinde zemin davranışının modellenmesinde dinamik kayma modülü en önemli parametre olmaktadır. Şekil değiştirmelerin elastik sınırlar içerisinde kaldığını ifade edebilmek için şekil değiştirmelerin teorik olarak yaklaşık 10^{-5} 'den küçük olması gerektiği kabul edilmektedir. Bu seviyenin altında zeminler elastik davranış göstermektedir. Ayrıca, kayma modülü en büyük değerinde (G_{max}) olup elastik sınırlar içerisinde bu değeri sabit kalmaktadır (Şekil 2.4).

Kayma Şekil Değiştirmesi	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Küçük Şekil Değiştirmesi	Orta Seviyede Şekil Değiştirmesi	Büyük Şekil Değiştirmesi	Göçme Şekil Değiştirmesi		
Elastik						
Elasto-plastik						
Göçme						
Yük Tekrarı Etkisi						
Yükleme Hızının Etkisi						
Model	Lineer elastik model		Visko-elastik model		Yükleme tarihçesi izleme modeli	
Davranış Analizi Metodu	Lineer yöntem		Eşdeğer lineer yöntem		Adımsal integrasyon yöntemi	

Şekil 2.3. Şekil değiştirme seviyesine bağlı zemin davranış modelleri (Ishihara, 1996)

Şekil değiştirme seviyesinin yaklaşık olarak 10^{-3} civarında olması durumunda zeminin davranış özellikleri elasto-plastik teoriye daha uygun olmaktadır. Bu şekil değiştirme aralığına orta deformasyon seviyesi adı verilir. Artık bu deformasyon seviyesinden itibaren kayma modülü azalmaya ve şekil değiştirmeler artmaya başlamaktadır. Aynı zamanda bu şekil değiştirme seviyelerinde dinamik yüklemelerle birlikte enerji sönümlenmesi de başlar ve zeminin bu özelliği sönüm oranı ile ifade edilir. Orta deformasyon seviyesindeki zemin davranışını temsil eden en önemli parametreler kayma modülü ve sönüm oranıdır. Bu deformasyon

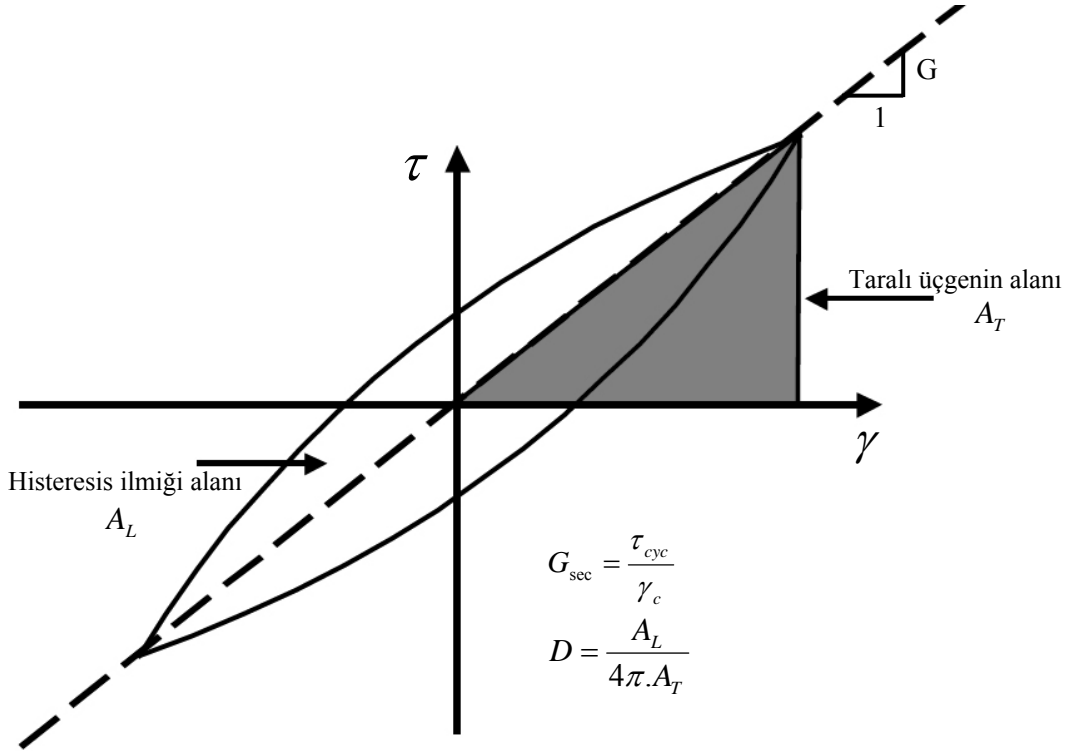
seviyesine kadar şekil değiştirmelerin halen yeterince küçük olduğu ve zemin özelliklerinde kalıcı değişikliklerin oluşmadığı kabul edilmektedir. Kayma modülünün ve sönüm oranının da tekrarlı yüklemeler sonucu değişmediği bu sabit seviyeli zemin davranışı “azalmayan histerisis türü” olarak adlandırılır. Zeminlerin kararlı olan bu davranışlarını en uygun şekilde modelleyebilmek için visko-elastik teorilere dayanan bünye modellerini kullanmak gerekmektedir. Bu şekil değiştirme seviyelerinde zemin özelliklerini temsil edebilmek için dinamik kayma modülü ve sönüm oranı şekil değiştirmenin bir fonksiyonu olarak belirlenmelidir. Lineer visko-elastik model çalışmalarında, zeminin gerilme-şekil değiştirme eğrileri, enerji sönümlenmeleri dikkate alınarak, Kelvin ve Maxwell gibi bazı yay-sönüm modelleri kullanılarak elde edilebilmektedir. Lineer olmayan ve çevrimden bağımsız model çalışmalarında ise yine enerji sönümlenmeleri de dikkate alınarak doğrusal olmayan deformasyonların dikkate alındığı Hiperbolik ve Ramberg-Osgood gibi gerilme-şekil değiştirme eğrileri kullanılmaktadır.

Kayma şekil değiştirmelerinin 10^{-2} 'den büyük olması durumunda, şekil değiştirmeler arttıkça zemin özellikleri değişmeye ve kalıcı deformasyonlar oluşmaya başlar. Bu şekil değiştirme seviyesinden sonra dinamik kayma modülü ve sönüm oranı yükleme çevrimleri ile değişmeye devam eder. Bu durumda zemin davranışı “azalan histerisis türü” olarak adlandırılır. Dinamik kayma modülü ve sönüm oranının tekrarlı yüklerle birlikte değişimi, efektif gerilmede meydana gelen değişimler dikkate alınarak hesaplanır. Bu deformasyon seviyesi için de şekil değiştirmelerin plastik teoriye uygun olduğu kabul edilerek, model çalışmaları yapılabilmektedir. Bu amaç için en çok kullanılan gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Masing kuralı olarak bilinmektedir. Göçmeye yakın büyük şekil değiştirme mertebelerindeki zemin davranışının Masing kuralı gibi bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kullanılarak modellenmesinde ise adımsal integrasyon içeren nümerik modeller kullanılmaktadır (Ishihara, 1996).

Yukarıda açıklandığı üzere, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışı büyük ölçüde dinamik gerilme-birim şekil değiştirme özelliği parametrelerine bağlıdır. Depremler, patlamalar, makine temellerinin titreşimleri, dalga ve trafik yükleri gibi tekrarlı ve dinamik yükler sırasında zemin ve zemin-yapı sistemlerinin tepkisinin tahmini için bu parametrelerin bilinmesi gereklidir (Afifi ve Richart,

1973). Literatürde bu parametreler aşağıda belirtildiği gibi üç başlık altında incelenmektedir.

- Maksimum dinamik kayma modülü (G_{max})
- Dinamik kayma modülü oranı – birim kayma genliği değişimi ($G/G_{max} - \gamma$)
- Sönüm oranı - birim kayma genliği değişimidir ($D - \gamma$).



Şekil 2.4. Tekrarlı yükleme aşamasında gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi ve histeresis ilmiği

Kayma modülü (G), zeminlerin kayma rijitliğini ifade etmektedir. Bir zeminin kayma modülü, kayma gerilmesi ve kayma birim deformasyonu (τ - γ) arasındaki ilişkinin eğimi olarak tanımlanmaktadır. Tekrarlı yüklemeye maruz bir zemin elemanının, gerilme-şekil değiştirme eğrisi Şekil 2.5’de gösterildiği gibi histeresis ilmiği şeklindedir. Yükleme işlemi sırasında, ilmiğin herhangi bir noktasındaki eğim, tanjant kayma modülü (G_{tan}) olarak tanımlanmaktadır. Ancak, zeminlerin gerilme-birim şekil değiştirme davranışının nonlineer oluşundan dolayı, histeresis ilmiğinin her noktasındaki eğimi, yani kayma modülü, birim deformasyon genliği ile sürekli olarak değişiklik göstermektedir. Bu nedenle, geoteknik mühendisliği uygulamalarında, bir ilmik için ortalama değer olması açısından sekant kayma

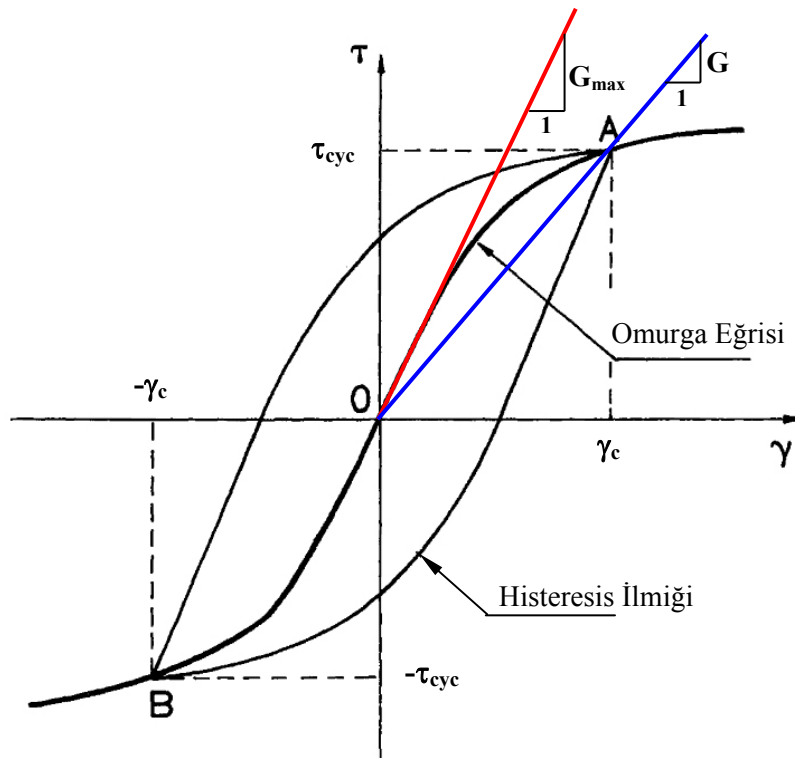
modülünün kullanımı daha çok tercih edilmektedir. Herhangi bir ilmik için sekant kayma modülü (G_{sec}),

$$G_{sec} = \frac{\tau_{cyc}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

olarak tanımlanmaktadır. Burada,

τ_{cyc} ; tekrarlı kayma gerilmesi,

γ_c ; tekrarlı kayma birim deformasyon genliğidir.



Şekil 2.5. Tekrarlı yükleme durumunda gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Ishihara, 1996)

Malzeme sönümü ise dinamik yüklenmiş bir malzeme ya da mekanik sistemdeki enerji miktarının ısıya dönüşerek azalmasıdır. Bir malzemenin sönümünün büyük olması, bu malzemenin dinamik yükleme ya da titreşimler sırasında daha çok enerji soğurabilmesi anlamına gelmektedir. Zeminlerde sönüm, zemin elemanına uygulanan tekrarlı yükleme sırasında, bir çevrim sonucu yutulan enerji miktarı olarak tanımlanmaktadır. Sönüm miktarı, dinamik gerilme – şekil değiştirme davranışında

oluşan histeresis ilmiğinden hesaplanır. Jacobsen (1930), eşdeğer sönüm oranını % cinsinden Denklem 2.2'deki gibi önermiştir.

$$D = \frac{A_L}{4\pi \cdot A_T} \times 100 \quad (2.2)$$

Burada;

A_L ; kapalı formdaki histeresis ilmiği alanı,

A_T ; Şekil 2.4'de gösterilen taralı üçgenin alanıdır.

Çalışmanın bu kısmında, killi zeminlerin gerilme – birim şekil değiştirme parametrelerini etkileyen faktörler özetlenmiştir.

2.2.1. Maksimum dinamik kayma modülü (G_{max})

Zeminlerin belirli birim kayma genliği ($\gamma \leq 10^{-5}$) değerine kadar lineer elastik davrandıkları kabul edilmektedir. Bu aralıkta dinamik kayma modülü değeri en büyük değerinde olup sabittir (Shibuya vd., 1995; Kallioglou vd., 2008). Küçük birim deformasyon seviyesinde, kayma gerilmesi – kayma birim deformasyonu eğrisine çizilen teğetin eğimi, kayma modülünün en büyük değerini temsil eder ve maksimum kayma modülü (G_{max}), başlangıç kayma modülü (G_0) ya da küçük genlik kayma modülü olarak tanımlanır (Şekil 2.5). Küçük birim deformasyon seviyesindeki maksimum kayma modülü, sismik arazi ölçümlerinden elde edilen kesme dalgası hızı (v_s) ve zeminin yoğunluğu (ρ) kullanılarak da hesaplanabilmektedir.

$$G_{max} = \rho \cdot v_s^2 \quad (2.3)$$

Laboratuvarda ise maksimum kayma modülünün belirlenebilmesi için düşük birim deformasyon seviyelerinde ölçümlerin rahat yapılmasından dolayı, bender element ve rezonant kolon deneyleri sıklıkla kullanılmaktadır.

2.2.1.1. G_{\max} üzerinde efektif çevre gerilmesi (σ_0') ve boşluk oranı (e) etkisi

Bir zemin elemanı için maksimum dinamik kayma modülünün tek bir değeri bulunmamakta ve pek çok faktörden etkilenmektedir. Hardin ve Black (1968), zeminlerin dinamik kayma modülünü etkileyen parametreleri fonksiyonel olarak Denklem 2.4'deki gibi göstermiştir.

$$G_{\max} = f(\sigma_0', e, H, S, \tau_0, C, A, f, t, \theta, T) \quad (2.4)$$

Burada;

σ_0' ; ortalama efektif normal gerilme,

e ; boşluk oranı,

H ; gerilme tarihçesi,

S ; doygunluk derecesi,

τ_0 ; kayma gerilmesi,

C ; dane özellikleri,

A ; birim deformasyon genliği,

f ; titreşim frekansı,

t ; zamana bağlı ikincil etkiler (ikincil konsolidasyon gibi),

θ ; zemin yapısı,

T ; sıcaklık olarak tanımlanmıştır.

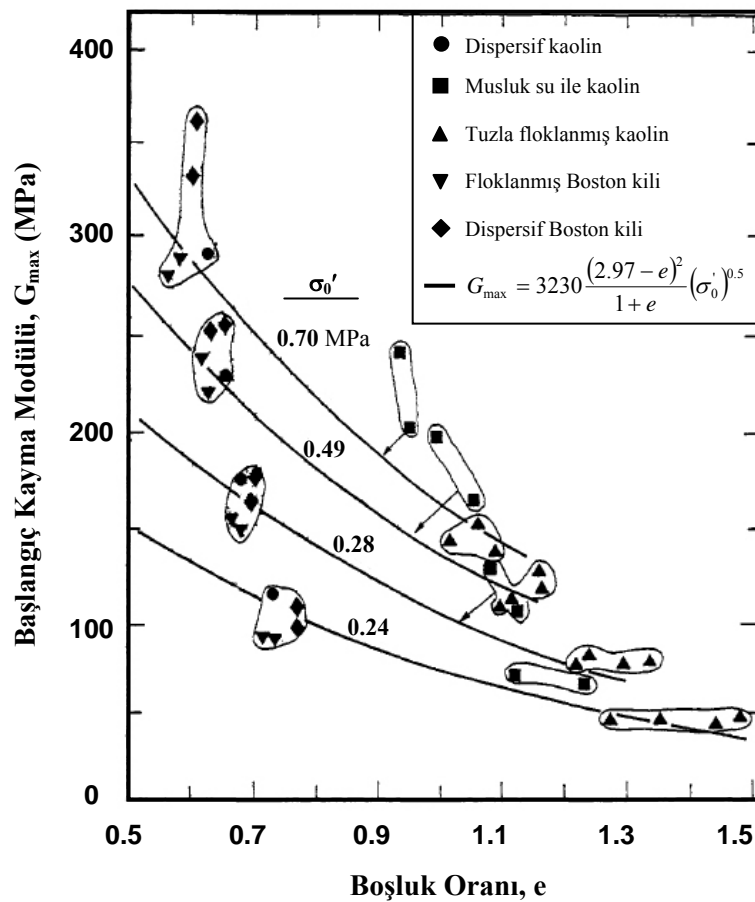
Maksimum dinamik kayma modülünün laboratuvar deneyleri ile belirlenmesinde Hardin ve Richart (1963)'in çalışmaları öncü nitelik taşımaktadır. Temiz kohezyonsuz zeminler için, en büyük kayma modülünün, birincil olarak boşluk oranı ve ortalama normal gerilmenin fonksiyonu olduğu gösterilen bu çalışma sonunda, yuvarlak daneli ve köşeli kumlar için sırasıyla Denklem 2.5 ve 2.6 ampirik ifadeleri sunulmuştur (Richart vd., 1970).

$$G_{\max} = 6908 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0')^{0.5} \quad (2.5)$$

$$G_{\max} = 3230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0')^{0.5} \quad (2.6)$$

Bu ifadelerde, σ_0' , [kPa] cinsinden girilmekte ve maksimum kayma modülü [kPa] olarak belirlenmektedir.

Hardin ve Black (1968), plastisite indisi, $I_p = 21$ olan yoğrulmuş kaolin numuneleri üzerinde gerçekleştirdikleri rezonant kolon deneylerinde, düşük aktiviteli normal konsolide killerin en büyük kayma modülünün belirlenmesinde boşluk oranı ve ortalama normal gerilmenin fonksiyonu olarak sunulan Denklem 2.6'nın kullanılabileceğini göstermiştir (Şekil 2.6).



Şekil 2.6. Boşluk oranı ve çevre gerilmesinin fonksiyonu olarak kohezyonlu zeminlerin maksimum kayma modülü (Hardin ve Black, 1968)

Hardin ve Black (1968), normal konsolide kaolin kilinin maksimum kayma modülünü tahmin etmek için genelleştirilmiş bir ifade önermişlerdir.

$$G_{\max} = A.F(e)(\sigma_0')^n \quad (2.7)$$

Burada;

A; zeminin rijitliğine bağlı bir katsayı,

F(e); boşluk oranı fonksiyonu,

σ_0' ; ortalama efektif normal gerilme,

n; ortalama efektif normal gerilme üssü olan boyutsuz bir ifadedir.

Humphries ve Wahls (1968), normal konsolide kaolin killeri için kayma modülünün belirlenmesinde Denklem 2.6'nın kullanılabileceğini, ancak bentonit numuneleri için bu ifadenin uygun olmayacağını belirtmişlerdir (Afifi ve Richart, 1973). Humphries ve Wahls (1968), yüksek plastisiteli ($I_p = 60$) ve yüksek sıkışabilirlikteki bentonit kili için, maksimum kayma modülünü, çevre gerilmesinden bağımsız olarak,

$$G_{\max} = 35000 - 13000e \quad (\text{kPa cinsinden}) \quad (2.8)$$

ifadesi ile göstermiştir.

Marcuson ve Wahls (1972), rezonant kolon sisteminde gerçekleştirdikleri çalışmada, Humphries ve Wahls (1968)'in çalışmalarındaki bentonit kili için ($I_p = 60$), efektif çevre gerilmesinin de yer aldığı Denklem 2.9'u, plastisite indisi, $I_p = 35$ olan kaolin kili için ise Denklem 2.10'u önermiştir.

$$G_{\max} = 445 \frac{(4.4 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0')^{0.5} \quad (2.9)$$

$$G_{\max} = 4500 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0')^{0.5} \quad (2.10)$$

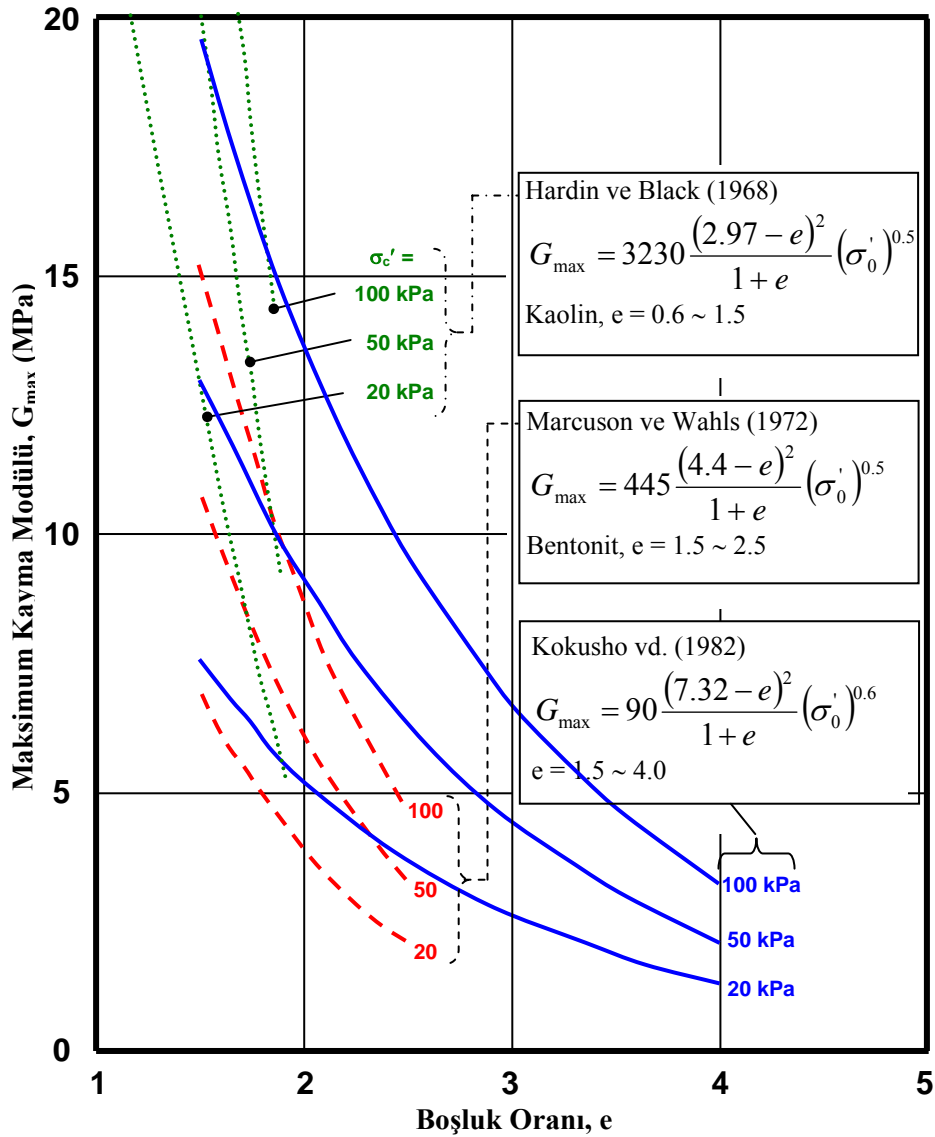
Bu ifadelerde, σ_0' ve G_{\max} [kPa] cinsindedir.

Kokusho vd. (1982), plastisite indisi, $I_p = 38 - 103$ arasında değişen örselenmemiş normal konsolide killerin üç eksenli deney sistemiyle $\gamma = 10^{-5}$ kayma birim deformasyonundaki kayma modülü üzerinde boşluk oranı ve çevre basıncının etkisini,

$$G_{\max} = 90 \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.6} \quad (2.11)$$

ampirik ifadesi ile göstermiştir. Denklem 2.11'deki ifadede, σ'_0 ve G_{\max} , [kPa] cinsinden belirlenmektedir.

Şekil 2.7'de, yukarıda özetlenen çalışmalar sonunda elde edilen ifadeler için, farklı çevre basınçları altında, boşluk oranı ile maksimum kayma modülünün değişimi gösterilmiştir.



Şekil 2.7. Maksimum kayma gerilmesinin boşluk oranı ile değişimi (Kokusho vd., 1982)

Hardin (1978), maksimum kayma modülünün Denklem 2.7'de önerilen genel formunu, herhangi bir birim sistemi ile kullanılabilmesi için atmosferik basınç (p_a) ile normalize ederek Denklem 2.12'i önermiştir.

$$G_{\max} = A.F(e)(\sigma'_0)^n .(p_a)^{1-n} \quad (2.12)$$

Jamiolkowski vd. (1991), Shibuya ve Tanaka (1996), D'elia ve Lanzo (1996), Kallioglou vd. (1999)'nin, çeşitli kil zeminler üzerinde gerçekleştirdiği deneylerde maksimum kayma modülü için önerilen ifadelerdeki, boşluk oranı fonksiyonu, diğer ifadelerden farklı olarak eksponansiyel formda, $F(e) = e^{-\beta}$ olarak verilmiştir. Burada, β sabit bir sayı olup, 1.1 ~ 1.5 arasında değişmektedir.

2.2.1.2. G_{\max} üzerinde gerilme tarihçesi (OCR) ve plastisitenin (I_p) etkisi

Denklem 2.4'de gösterildiği gibi, doğal killerin maksimum kayma modülü, boşluk oranı ve çevre gerilmesi dışında, aşırı konsolidasyon ve plastisite indisi gibi parametrelerden de etkilenebilmektedir. Bu tür parametrelerin de etkisinin araştırıldığı çalışmalar sonunda, Denklem 2.12, Denklem 2.13'de gösterilen daha geniş bir forma sokulmuştur.

$$G_{\max} = A.F(e)(\sigma'_0)^n .(p_a)^{1-n} .g(I_p, OCR) \quad (2.13)$$

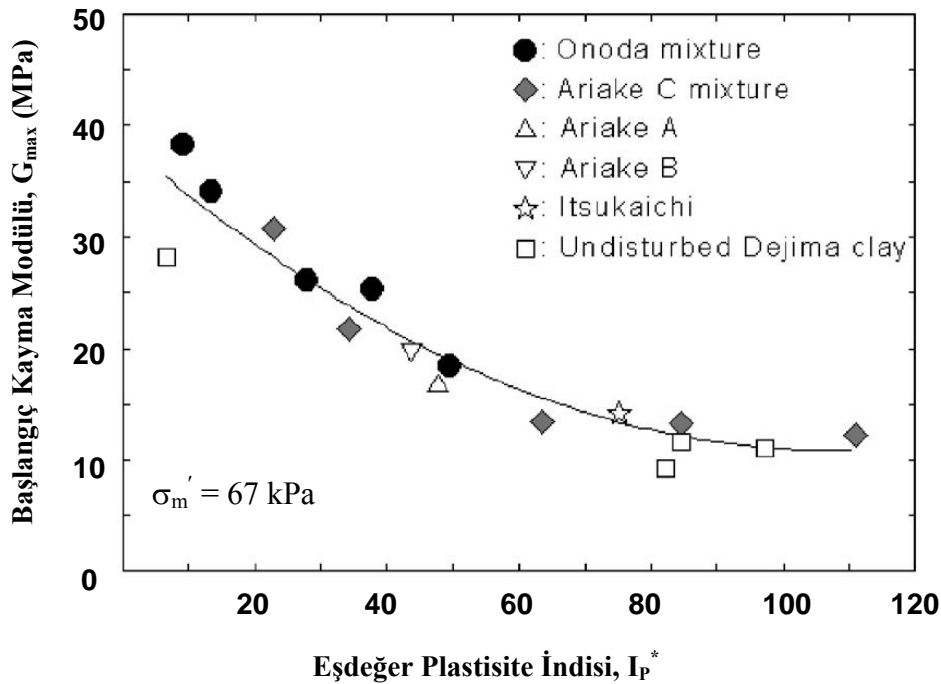
Kagawa (1992), plastisite indisi, $I_p = 30 - 50$, boşluk oranı, $e = 0.96$ ila 2.27 aralığında değişen normal konsolide deniz killeri üzerinde gerçekleştirdiği çalışmada, maksimum kayma modülü üzerinde, plastisite indisinin etkisini incelemiş ve Denklem 2.14'ü önermiştir.

$$G_{\max} = \left(\frac{1}{0.4 + 0.7e} \right) .(358 - 3.8I_p) (\sigma'_0) \quad (2.14)$$

Burada; I_p , plastisite indisi olup % cinsinden ifade edilmektedir.

Maksimum kayma gerilmesinin belirlenmesiyle ilgili literatürdeki bağıntılar incelendiğinde, çalışmaların büyük bir bölümünde boşluk oranı ve efektif çevre gerilmesi fonksiyonları yer almaktadır. Yamada vd. (2008a), boşluk oranı (e) ve efektif çevre gerilmesi (σ_0') arasında zaten bir ilişkinin olduğunu belirtmiş ve kohezyonlu zeminlerin kayma modülünü değerlendirirken, hem (σ_0') hem de (e)'nin ayrı ayrı iki fonksiyon olarak yer almasına gerek olmadığını vurgulamıştır. Yamada vd. (2008a), kıvam limitlerinin belirlenmesi için, geleneksel olarak kullanılan #40 no.lu (0.425 mm) elek yerine, kil-kum karışımlarının dane dağılımını daha doğru yansıtacağı düşünülen #10 no.lu (2 mm) elek altına geçen zemin danelerini kullanmıştır. Geleneksel plastisite indisinden daha küçük değerlerin elde edildiği bu yöntemle elde edilen plastisite indisi, eşdeğer plastisite indisi (I_p^*) olarak adlandırılmıştır. Plastisite indisinin 16~111 gibi geniş bir aralığı için, eşdeğer plastisite indisi ile başlangıç kayma modülü arasında, tek bir ilişkinin olduğu görülmektedir (Şekil 2.8). Yamada vd. (2008a), çalışmalarının sonunda, kil-kum karışımları için en büyük kayma modülünün Denklem 2.15 ile belirlenebileceğini belirtmişlerdir.

$$G_{\max} = 4000 \cdot (I_p^*)^{-0.7} \cdot \sigma_m' \quad (2.15)$$



Şekil 2.8. Eşdeğer plastisite indisi ile başlangıç kayma modülü arasındaki ilişki (Yamada vd., 2008a)

Burada,

$$I_p^* = R \cdot I_p \text{ olup,}$$

R; düşük kum içerikli karışımlarda 1, yüksek kum içerikli karışımlarda ise 0.5 civarında değerler almaktadır.

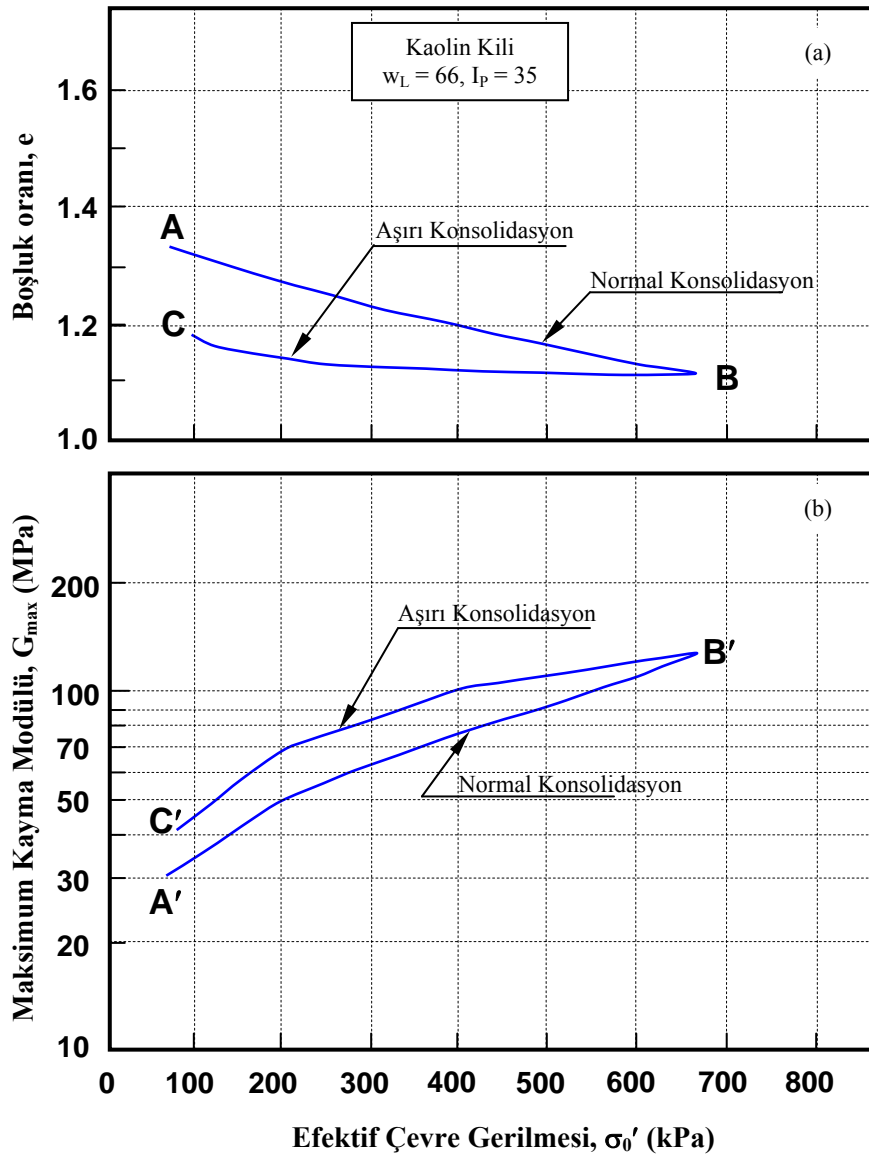
Bir kil numunesi belirli bir çevre gerilmesi altında, yük boşaltması ile aşırı konsolide duruma getirildiğinde, drenajsız kayma mukavemetinin aynı çevre gerilmesi altındaki normal konsolide kilinkine göre daha büyük olacağı bilinmektedir. Bunun birincil sebebi, boşluk oranındaki azalmadır. Dinamik yükleme koşulları altında killerin kayma modülünde de benzer bir davranışın gözlenebileceği düşüncesiyle, Humphries ve Wahls (1968), plastisite indisi, $I_p = 35$ olan kaolin kili ve plastisite indisi, $I_p = 60$ olan bentonit kili ile bir çalışma gerçekleştirmiştir. Şekil 2.9a'da gösterildiği gibi, A noktasından B noktasına izotropik olarak konsolide edilen numune daha sonra yük boşaltması ile C noktasına getirilmiştir. Her yükleme-boşaltma kademesinde rezonant kolon deneyleri ile numunenin maksimum kayma modülü tespit edilmiş ve Şekil 2.9b'de gösterilmiştir. Aşırı konsolide durumdaki numunelerin maksimum kayma modülünün, normal konsolide durumdakine göre %10-20 civarında daha büyük olduğu görülmektedir.

Benzer deneyler, daha yüksek plastisiteye sahip ve daha yüksek sıkışabilirlikteki numuneler üzerinde de gerçekleştirilmiştir. Yüksek plastisiteli bentonit kili için, aşırı konsolidasyon oranının artışıyla, kayma modülünde oluşan artış, kaolin kiline göre daha belirgin bir şekilde göze çarpmaktadır (Şekil 2.10). Yani, plastisite indisi yüksek olan killerde, aşırı konsolidasyon sonucu rijitlikteki artışın daha fazla olacağı anlaşılmaktadır.

Hardin ve Black (1969), yoğrulmuş zeminlerle gerçekleştirilmiş deneylere dayanarak, maksimum kayma modülü üzerinde aşırı konsolidasyonun etkisinin, efektif ortalama asal gerilmenin (σ_0') üssünün (n) değiştirilmesi ile yansıtılabileceğini bulmuşlardır. Normal konsolide killer için, $n = 0.5$ iken, aşırı konsolide killer için plastisite indisine dayalı olarak $n = 0$ ve 0.5 arasında değişebilecektir. Ishihara (1996), aşırı konsolide killer için plastisite indisinin artışıyla, küçük çevre gerilmelerindeki kayma modülünün artışını şematik olarak

Şekil 2.11'deki gibi göstermiştir. Bu şekilde, normal konsolide killerin kayma modülünün plastisite indisinden bağımsız olduğunu, aşırı konsolide killer için ise, plastisite indisinin artışıyla eğimin azaldığı görülmektedir. Hardin ve Black (1969), aşırı konsolide killer için, maksimum kayma modülünün genel formu denklem 2.16'daki gibi önermiştir.

$$\frac{G_{\max}}{F(e)} = A \cdot (OCR)^K \cdot (\sigma'_0)^{1-n} \quad (2.16)$$



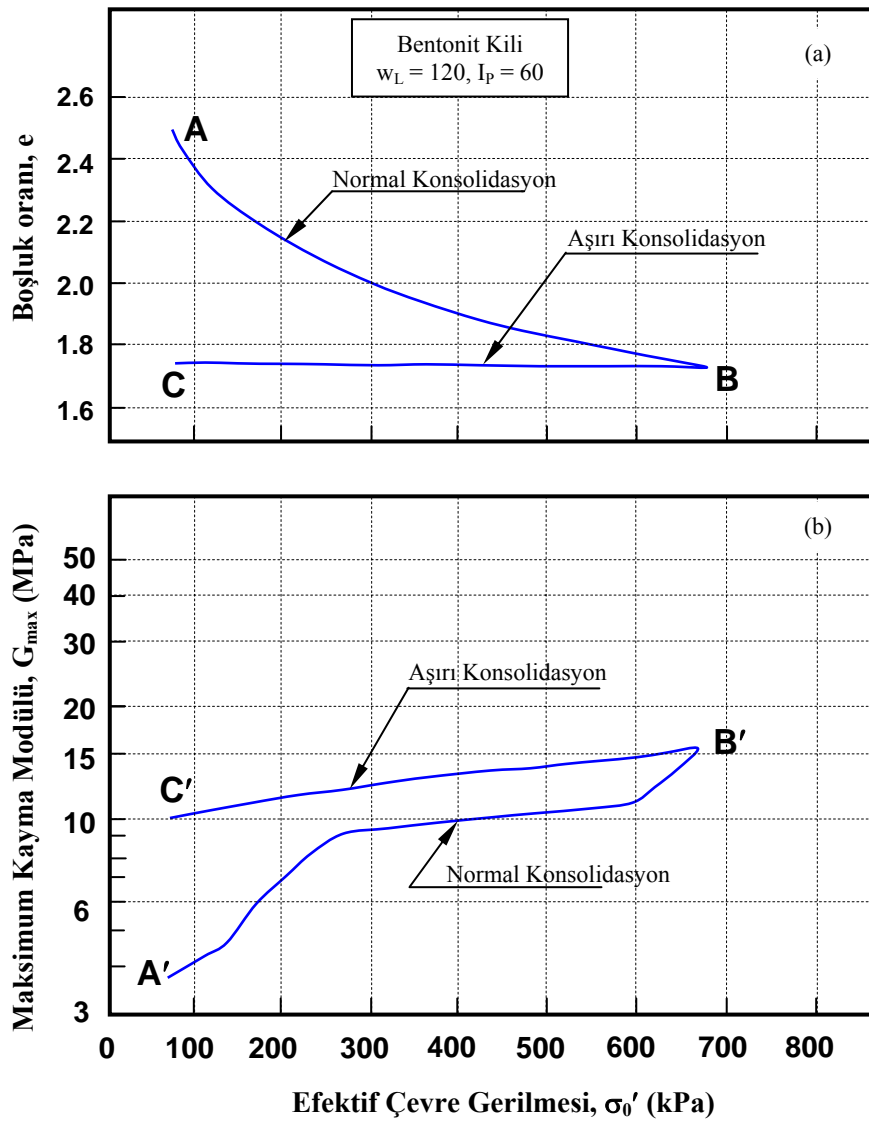
Şekil 2.9. Kaolin kili üzerinde aşırı konsolidasyonun maksimum kayma modülüne etkisi (Humphries ve Wahls, 1968)

Burada;

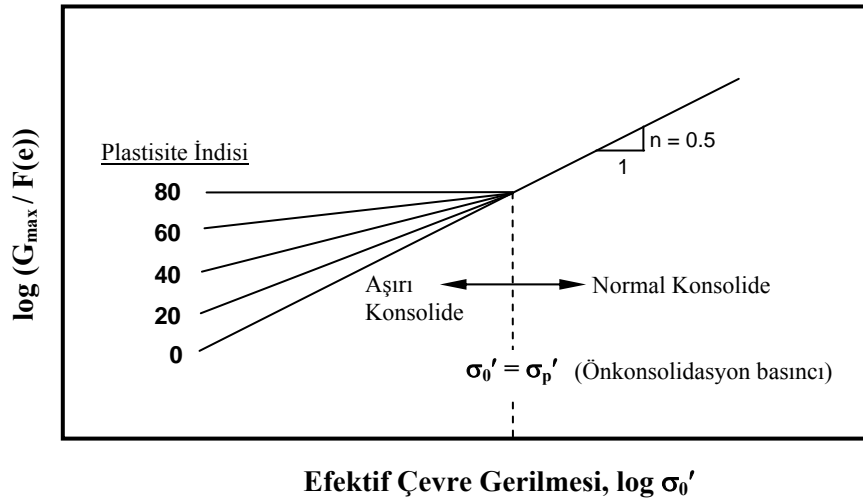
$K = 0.5 - n$ olup, zeminin plastisite indisine bağlı bir parametredir.

Hardin ve Black (1969), aşırı konsolide kaolin kili için, Denklem 2.7'deki ifadeyi genişleterek Denklem 2.17'yi önermişlerdir.

$$G_{\max} = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_0)^{0.5} \cdot (OCR)^K \quad (2.17)$$



Şekil 2.10. Bentonit kili üzerinde aşırı konsolidasyonun maksimum kayma modülüne etkisi (Humphries ve Wahls, 1968)



Şekil 2.11. Aşırı konsolidasyon ve plastisite indisinin maksimum kayma modülüne etkisi (Ishihara, 1996)

Kokusho vd. (1982), aşırı konsolidasyon oranı 1 ile 15 arasında olan killi zeminler için, maksimum kayma modülünün plastisite indisinden bağımsız olduğunu belirtmişlerdir. Aşırı konsolide killerin maksimum kayma modülünün, normal konsolide killere karşılaştırıldığında %35 civarında daha yüksek değere sahip olduğunu ve tüm aşırı konsolide zeminler için A parametresinin yaklaşık olarak 127 olarak alınabileceği önermiştir.

$$G_{\max} = 127 \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.6} \quad (2.18)$$

Maksimum kayma modülünün belirlenmesine yönelik literatürde çalışmaların genel formları, sabitler ve fonksiyon ifadeleri Tablo 2.1'de özetlenmiştir (Ishihara, 1996; Kallioglou vd., 2008).

2.2.1.3. G_{max} üzerinde ikincil konsolidasyon etkisi

Zeminlerin dinamik özellikleri ayrıca zamana bağlı olarak da değişim gösterebilmektedir. Sabit çevre gerilmesi altında ve boşluk oranındaki değişim hesaba katılmadığında, maksimum kayma modülü zamanla artmaktadır. İkincil konsolidasyon sırasında zamanla kayma modülündeki artış, özellikle arazideki zeminler açısından düşünüldüğünde oldukça önemli olabilmektedir.

Anderson ve Stokoe (1978), birçok zemin için, düşük birim deformasyonlardaki zamana bağlı davranış incelendiğinde, Şekil 2.12’de gösterildiği gibi, başlangıç aşamasında kayma modülünün hızlı bir şekilde arttığını ve ikincil aşamada ise kayma modülünün yaklaşık olarak zamanın logaritması ile doğrusal olarak arttığını belirtmişlerdir. Başlangıç aşamasındaki artışın birincil konsolidasyon sırasında boşluk oranındaki değişimden kaynaklandığı bilinmektedir. İkincil aşamada ise sabit efektif gerilme altında boşluk oranında çok fazla değişim olmamasına karşın kayma modülünün artıyor oluşu, daneler arasındaki fiziko-kimyasal bağların kuvvetlenmesi gibi zamana bağlı etkenlere bağlanmaktadır. Uzun süreli zaman etkisi olarak da adlandırılan bu süreç birincil konsolidasyondan sonra başlamaktadır.

İkincil konsolidasyonun, kayma modülü üzerindeki etkisini açıklamak için Afifi ve Richart (1973) kayma modülü artış oranı (N_G) ifadesini tanımlamışlardır.

$$N_G = \frac{I_G}{G_{1000}} \quad (2.19)$$

Burada,

G_{1000} ; birincil konsolidasyonun başlangıcından itibaren 1000. dakikadaki kayma modülüdür.

I_G ; deneyin 1000. dakikasından sonra, herhangi bir t_1 ve t_2 zaman aralığındaki kayma modülü artışı olup,

$$I_G = \frac{\Delta G}{\log(t_2 / t_1)} \quad (2.20)$$

ifadesi ile gösterilmektedir. Zaman için bir logaritmik çevrim ele alındığında, I_G ve ΔG birbirine eşit olacaktır.

Tablo 2.1. Kohezyonlu zeminler için G_{\max} ilişkileri

Genel Form	Sabitler ve Fonksiyonlar				Zemin Türü	Referans
	A	F(e)	n	g(I _p , OCR)		
$G_{\max} = A \cdot f(e) \cdot (\sigma'_0)^n$	3230	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	-	Kaolin, Boston Kili	Hardin ve Black (1968)
	445	$\frac{(4.4 - e)^2}{1 + e}$	0.5	-	Bentonit (I _p = 60)	Marcuson ve Wahls (1972)
	4500	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	-	Kaolin (I _p = 35)	Marcuson ve Wahls (1972)
	2000 ~ 4000	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	-	(I _p = 0~50)	Zen vd. (1978)
	90	$\frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$	0.6	-	Doğal zeminler (I _p = 40~100) (e = 1.5~4.0)	Kokusho vd. (1982)
	5000	$e^{-1.5}$	0.5	-	Kil (I _p = 20~150) (e = 1.0~5.0)	Shibuya ve Tanaka (1996)
	9600	$\frac{1}{1 + 1.2e^2}$	0.5	-	Örselenmemiş deniz kili (I _p = 9~27) (e = 0.58~1.07)	Vrettos ve Savidis (1999)
	1421	$e^{-1.5}$	0.623	-	Kil	Kallioglou vd. (1999)
	2.35	$\frac{(20 - e)^2}{1 + e}$	0.87	-	Örselenmemiş kil (I _p = 9~38) (e = 0.68~1.4)	Okur (2002)

Tablo 2.1. (devam) Kohezyonlu zeminler için G_{max} ilişkileri

Genel Form	Sabitler ve Fonksiyonlar				Zemin Türü	Referans
	A	F(e)	n	g(I_p , OCR)		
$G_{max} = A.f(e)(\sigma'_0)^n$	466000	$\frac{(3.4 - e)^2}{1 + e}$	0.66	-	Örselenmemiş kil ($I_p = 9 \sim 40$) ($e = 0.68 \sim 1.4$)	Okur ve Ansal (2007)
$G_{max} = A.f(e)(\sigma'_0)^n \cdot (p_a)^{1-n}$	506	$e^{-1.1}$	0.42	-	Killi siltler $I_p = 14 \sim 22$ ($e = 0.49 \sim 0.60$)	D'Elia ve Lanzo (1996)
$G_{max} = A.f(e)(\sigma'_0)^n \cdot g(I_p, OCR)$	3230	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	OCR^K $K = g(I_p)^*$	$I_p = 0 \sim 85$ ($e < 2$)	Hardin ve Drnevich (1972b)
$G_{max} = A.f(e)(\sigma'_0)^n \cdot (p_a)^{1-n} \cdot g(I_p, OCR)$	625	$\frac{1}{0.3 + 0.7e^2}$	0.5	OCR^K $K = g(I_p)^*$	NL Kil ($e = 0.4 \sim 1.2$)	Hardin (1978)
	677	$\frac{1}{(0.3 + 0.7e^2)^{1.361}}$	0.487	OCR^K $K = 0.419$	Kaolin ($I_p = 39$) ($e = 1.21$)	Athanasopoulos ve Richart (1983)
	625	$e^{-1.3}$	0.5	OCR^K $K = g(I_p)^*$	Kil	Jamiolkowski vd. (1991)
$G_{max} = (\sigma'_0)^n \cdot g(I_p)$	-	-	1	$285 - 2I_p$	$I_p \geq 30$	Zen vd. (1987)
$G_{max} = A \cdot (\sigma'_0)^n \cdot g(I_p)$	4000	-	1	$(R \times I_p)^{-0.7}$ $R = 0.5 \sim 1.0$	Kum-Kil karışımı $I_p = 16 \sim 111$	Yamada vd. (2008a)
$G_{max} = A.g(OCR)$	47750	-	-	OCR^K $K = 0.42$	Kaolin	Athanasopoulos (1994)

Tablo 2.1. (devam) Kohezyonlu zeminler için G_{max} ilişkileri

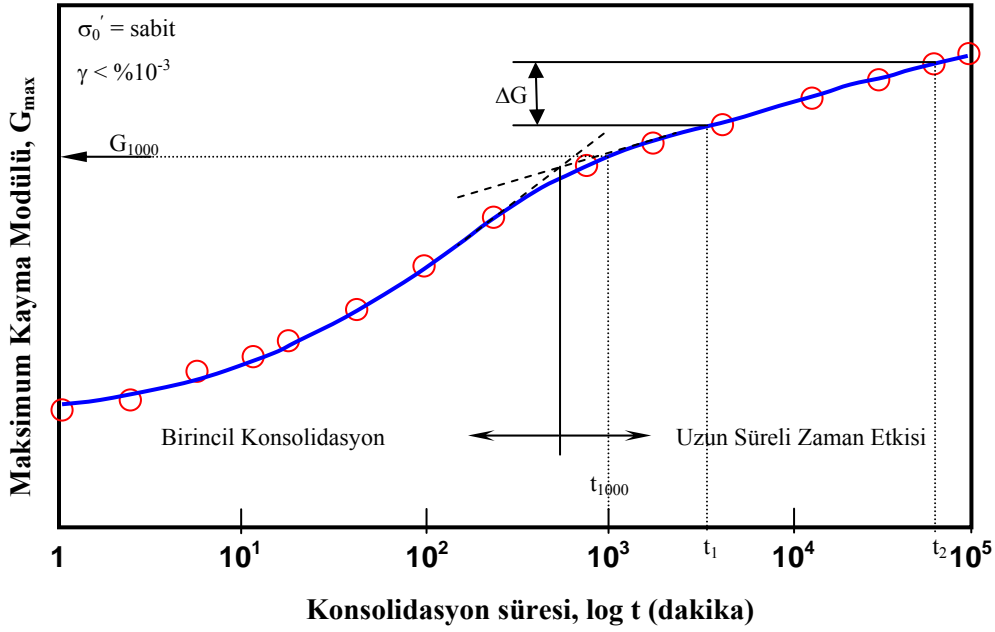
Genel Form	Sabitler ve Fonksiyonlar				Zemin Türü	Referans
	A	F(e)	n	g(I_p , OCR)		
$G_{max} = f(e)(\sigma'_0)^n \cdot g(I_p)$	-	$\frac{1}{0.4 + 0.7e}$	1	$358 - 3.8I_p$	$I_p = 30 \sim 50$	Kagawa (1992)
	-	$e^{-0.63}$	0.5	$5660 - 80I_p$	Hazırlanmış ($I_p = 10 \sim 43$) ($e = 0.55 \sim 1.53$)	Kallioglou vd. (2008)
	-	$e^{-0.63}$	0.5	$6290 - 80I_p$	Örselenmemiş ($I_p = 5 \sim 66$) ($e = 0.37 \sim 1.69$)	Kallioglou vd. (2008)
	-	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	$1.6I_p + 185$	$I_p < 30$	Zen vd. (1987)

(Tablodaki, G_{max} , σ'_0 , p_a ifadeleri kPa cinsindedir.)

* $K = g(I_p)$ ifadesi Tablo 2.2'de gösterilmiştir.

Tablo 2.2. Plastisite indisine bağlı K katsayısı

I_p (%)	0	20	40	60	80	≥ 100
K	0.00	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50



Şekil 2.12. Maksimum kayma modülünün zamana bağlı değişimi (Anderson ve Stokoe, 1978)

Birincil konsolidasyon süresi ve uzun süreli zaman etkisinin büyüklüğü, zeminin türü, başlangıç boşluk oranı, drenajsız kayma modülü, çevre basıncı ve gerilme tarihçesi gibi faktörlere bağlı olarak değişmektedir. Anderson ve Stokoe (1978), farklı zeminler için, kayma modülü artış oranının (N_G) tipik değerlerini, temiz kumlar için, $N_G = \%1-3$, aşırı konsolide killer için $N_G = \%3-10$, normal konsolide killer için ise $N_G = \%5-20$ olarak vermiştir.

Kagawa (1992), birincil konsolidasyon tamamlandıktan sonra bile, küçük birim deformasyonlardaki kayma modülünün zamanla artmaya devam ettiğini belirtmiştir. Kilin ikincil sıkışmasından kaynaklanan zamana bağlı bu davranış “yaşlanma” olarak adlandırılmıştır. Maksimum kayma modülü belirlenirken, yaşlanma etkisini de dikkate alınması gerekmektedir.

$$G_{\max} = G_p \cdot g(I_g) \quad (2.21)$$

Burada,

G_p ; birincil konsolidasyon sonundaki maksimum kayma modülü,

$g(I_g)$; ikincil sıkışmadan dolayı, kayma modülünün zamana bağlı artış fonksiyonudur.

Afifi ve Richart (1973), kayma modülü üzerinde gerilme tarihçesi ve zaman etkisini incelemişlerdir. Kayma modülündeki zamana bağlı artışın tamamen ikincil sıkışma sırasında boşluk oranı azalımından kaynaklanmadığını göstermişlerdir. Kayma modülü artış oranının (N_G), zeminin ortalama dane boyutuna (D_{50}) bağlı olduğunu belirtmiştir. Afifi ve Richart (1973), ortalama dane boyutu arttıkça, zamana bağlı kayma modülü artışının azaldığını göstermişlerdir. Ancak, kohezyonlu zeminler için ortalama dane boyutu; gerilme tarihçesi, kil minerolojisi, kil yapısı ve boşluk suyu içeriği gibi etkili parametrelerin yanında hükmedici bir parametre rolü oynamamaktadır. Kokusho vd. (1982), ortalama dane boyutu yaklaşımında saçılımın çok fazla olduğunu göstermiştir.

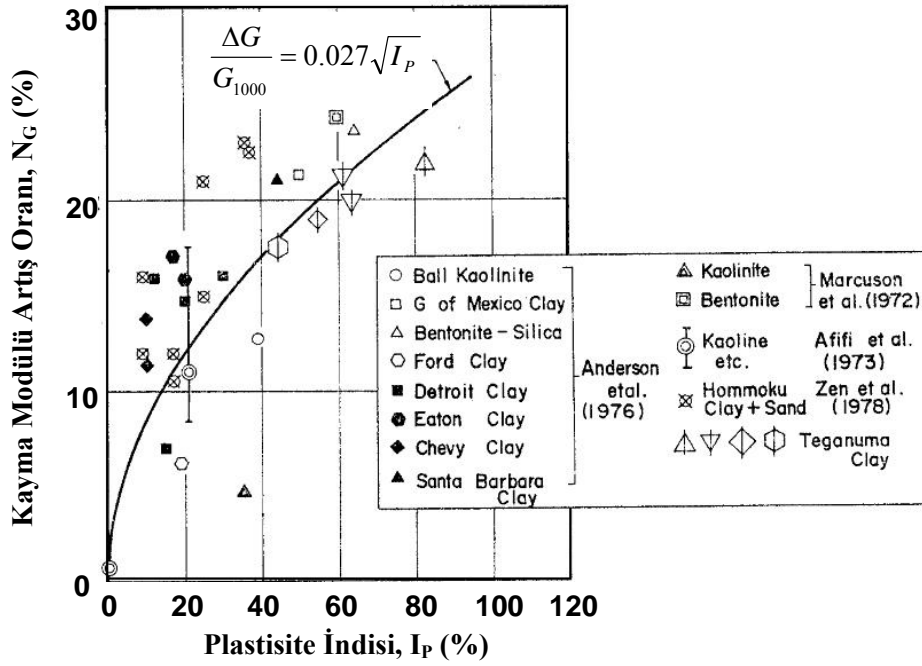
Anderson ve Woods (1976) ve Kagawa (1992), kilin kayma dalgası hızının zamanın logaritmasıyla lineer olarak arttığı gösterilmiştir. Bu artışın drenajsız kayma mukavemeti (s_u) ve boşluk oranına (e_0) bağlı olduğu bulunmuştur. Anderson ve Woods (1976) ve Kagawa (1992) sırasıyla Denklem 2.22 ve 2.23'ü önermişlerdir.

$$\frac{\Delta v_s}{v_{s,1000}} = \exp(1.7 - 0.25s_u + 0.37e_0) \quad (2.22)$$

$$\frac{\Delta v_s}{v_{s,1000}} = \exp(2.0 - 0.46s_u + 0.25e_0) \quad (2.23)$$

Zen vd. (1978)'de, plastisite indisi aralığı 9 ile 38 arasındaki yoğrulmuş numuneler üzerinde gerçekleştirdiği deneylerde, plastisite indisinin artışıyla ikincil konsolidasyondan kaynaklanan kayma modülü artış oranının %5-25 aralığında arttığını göstermişlerdir. Benzer şekilde, Kokusho vd. (1982), önceki çalışmalarını da içeren veri seti için, kayma modülü artış oranı ifadesini plastisite indisine bağlı olarak Denklem 2.24'deki gibi önermiştir (Şekil 2.13).

$$\frac{\Delta G}{G_{1000}} = 0.027\sqrt{I_p} \quad (2.24)$$



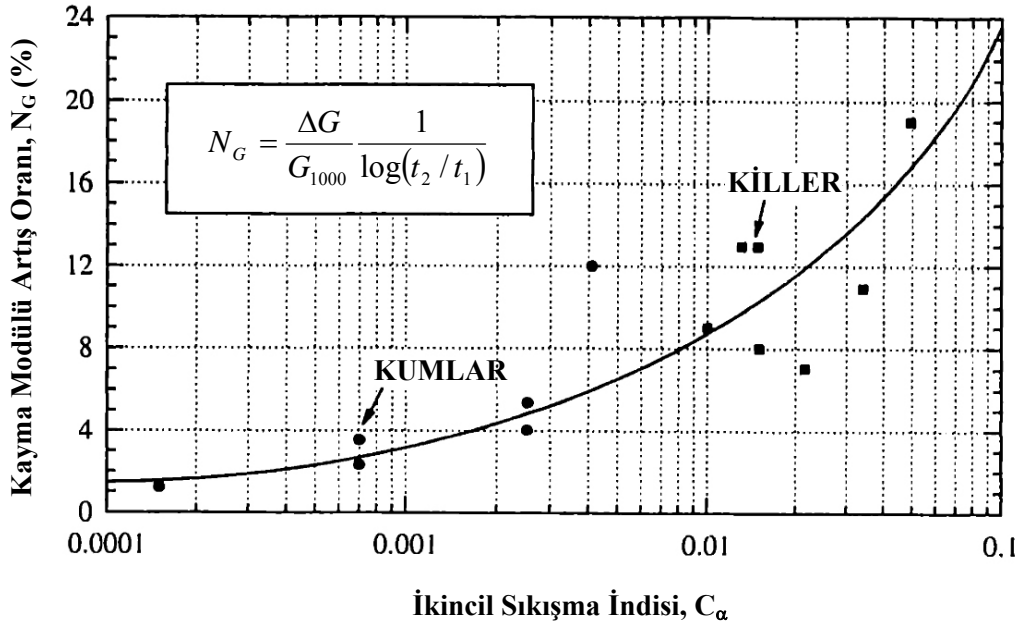
Şekil 2.13. Plastisite indisi ile kayma modülü artış oranı arasındaki ilişki (Kokusho vd., 1982)

Kokusho vd. (1982)'nin kullandığı veri seti için, daha yüksek korelasyonlu ($R^2 = 0.49$) bir ifade Denklem 2.25'de gösterilmiştir. Kokusho vd. (1982)'nin önerdiği ifadeye göre, plastisite indisi sıfır olduğunda, kayma modülü artış oranı sıfır olacaktır. Ancak Stokoe vd. (1980)'in çalışmasındaki sonuçlar incelendiğinde, non-plastik siltlerin de zamanla, maksimum kayma modülünde artış gözlenmiştir. Bu nedenle, Denklem 2.25'in daha uygun bir ifade olacağı düşünülmektedir (Park, 1998).

$$\frac{\Delta G}{G_{1000}} = 0.0409 + 0.0194(I_p)^{0.52} \quad (2.25)$$

Kallioglou vd. (2008), plastisite indisinin artışıyla kayma modülü artış oranının arttığını doğrulamıştır. Aynı plastisite indisine sahip zeminlerden, laboratuvarında hazırlanan numunelerin kayma modülü artış oranının, örselenmemiş numunelerinkinden daha büyük değerlere sahip olduğu belirtilmiştir. Bunun nedeninin ise jeolojik yaşlanma etkisi olduğu düşünülmektedir.

Lo Presti vd. (1996), hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminler için, ikincil sıkışma indisi (C_α) ile kayma modülü artış oranı arasında tek bir ilişkinin olduğunu göstermiştir (Şekil 2.14).



Şekil 2.14. İkincil sıkışma indisi ile kayma modülü artış oranı arasındaki ilişki (Lo Presti vd., 1996)

Lohani vd. (2001), Lo Presti vd. (1996)'nın verilerinin de yer aldığı grafiği logaritmik ölçekte Şekil 2.15'deki gibi oluşturmuştur. Deneysel olarak kullanılan killi numunelerin ikincil sıkışma indisi, $C_\alpha = 0.004 \sim 0.05$ aralığında olup, kayma modülü artış oranı Denklem 2.26'daki gibi basit bir formda sunulmuştur.

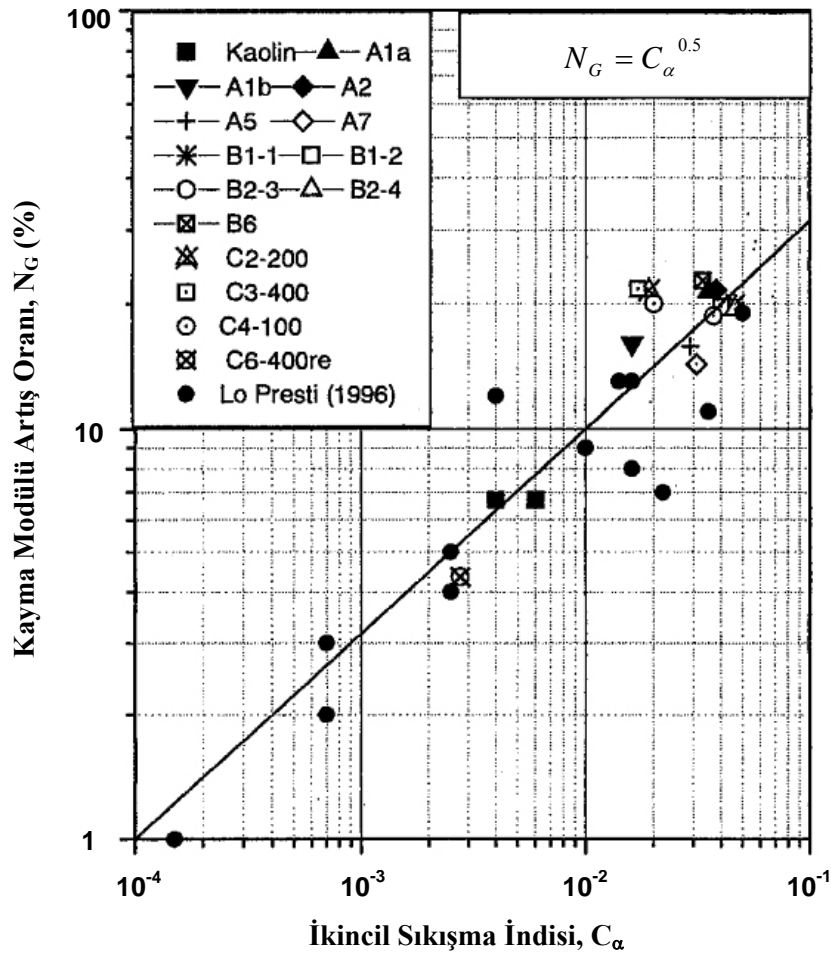
$$N_G = C_\alpha^{0.5} \quad (2.26)$$

2.2.1.4. G_{\max} üzerinde frekans etkisi

Bilindiği üzere, statik yükleme şartlarında yüklemelerin hızlı veya yavaş yapıyor oluşu, zeminlerin kayma direncinin büyüklüğünü etkilemektedir. Hızlı yüklemelere zeminin gösterdiği direnç, yavaş yüklemelere göre daha yüksek olmaktadır. Tekrarlı yüklemelere maruz zeminler, 0.01 Hz'den 100 Hz'e kadar çok geniş bir aralıkta yükleme frekansı ile karşılaşabilmektedir. Bu nedenle, farklı frekanstaki veya başka

bir deyişle, farklı kayma birim deformasyon oranındaki tekrarlı yüklemeler için zeminlerin nasıl bir davranış göstereceği önemli bir araştırma konusu olmuştur.

Hardin ve Drnevich (1972a), 0.1 Hz ve 260 Hz arasındaki yükleme frekansları için, hem kohezyonsuz hem de kohezyonlu zeminlerin 10^{-5} 'den küçük birim deformasyonlardaki kayma modülünün frekanstan önemli şekilde etkilemediğini göstermişlerdir. Ancak, Richart (1977), birim deformasyon oranı etkisinin kumlar için önemli değilken, killer için önemli olabileceğini belirtmiştir.



Şekil 2.15. İkincil sıkışma indisi ile kayma modülü artış oranı arasındaki ilişki (Lohani vd., 2001)

Kramer vd. (1992), örselenmemiş San Francisco körfez çamuru numuneleri ($I_p = 114$) üzerinde gerçekleştirdikleri birim deformasyon kontrollü üç eksenli deney sistemiyle 0.007 Hz ve 10 Hz arası frekanslarda, orta ve büyük birim deformasyon seviyelerinde ($\gamma > 0.044$) çalışmışlardır. Yükleme frekansının artışıyla, numunelerin rijitliğinin arttığını göstermişlerdir.

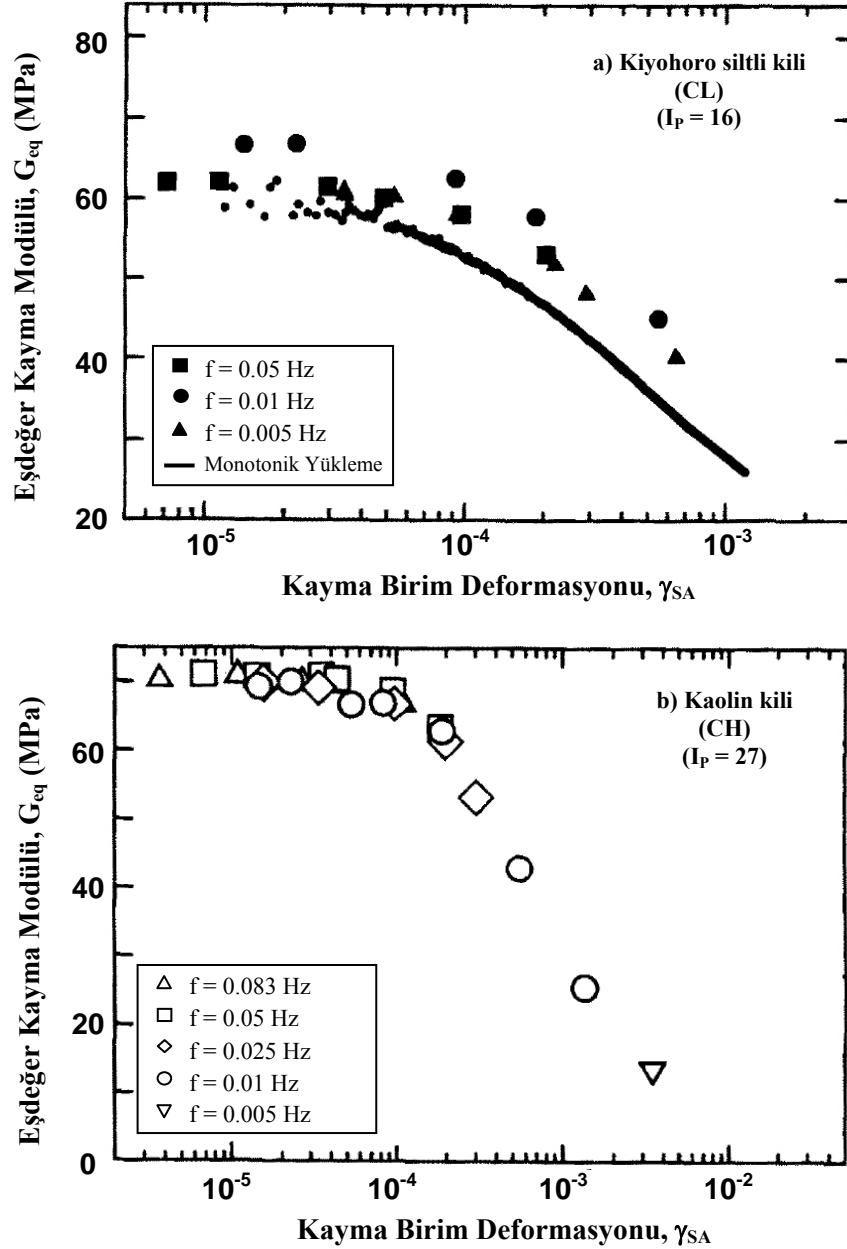
Shibuya vd. (1995), plastisite indisi, $I_p = 16$ olan normal konsolide Kiyohoro siltli kili (CL) ve plastisite indisi, $I_p = 27$ olan kaolin kili (CH) üzerinde gerçekleştirdiği burulmalı kesme deneylerinde, yükleme frekansı ve yükleme şeklinin kayma modülü üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Çalışmada, $10^{-6} \sim 10^{-3}$ kayma birim deformasyon genliği aralığında $f = 0.005 \sim 0.1$ Hz frekanslarında tekrarlı ve $\dot{\gamma} = 0.05$ %/dakika kesme hızındaki monotonik deneyler gerçekleştirilmiştir. Aynı çevre basıncı ($p' = 300$ kPa) altında 2×10^{-5} 'den küçük kayma birim deformasyonunda kayma modülünün en büyük değerini aldığı ve bu değer sabit olduğu görülmektedir.

Shibuya vd. (1995), Kiyohoro siltli kili için $0.005 \sim 0.05$ Hz aralığındaki tekrarlı ve monotonik deneylerle belirlenen en büyük kayma gerilmesinin sırasıyla $G_{\max} = 60.5 \sim 66.8$ MPa ve $G_{\max} = 59.4$ MPa olduğunu belirtmiştir. Bu sonuçlardan, monotonik ve tekrarlı deneylerden elde edilen maksimum kayma modüllerinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Kaolin kili için ise $0.005 \sim 0.083$ Hz aralığındaki tekrarlı deneylerden elde edilen kayma modülünün $G_{\max} = 69.4 \sim 71.2$ MPa gibi dar bir aralıkta değiştiğini göstermişlerdir. Şekil 2.16'da, maksimum kayma modülünün, yükleme frekansı ve yükleme şeklinden (monotonik ya da tekrarlı) bağımsız olduğu görülmektedir. Önceki çalışmada, 0.005 ve 10 Hz gibi geniş bir frekans aralığında eşdeğer kayma modülü ve kayma birim deformasyon ilişkisi üzerinde yükleme frekansının önemli bir etkisinin görülmediğini belirtmiştir (Shibuya vd., 1995).

Darendeli (2001), kumlu kil (CL) numuneler için maksimum kayma modülü üzerinde frekansın etkisinin çok küçük olduğunu ve verilen çevre gerilmesinde frekansın artışıyla maksimum kayma modülünün yalnızca %10 civarında artış gösterdiğini belirtmiştir.

Teachavorasinskun vd. (2002), Bangkok'daki üç farklı bölgeden alınan örselenmemiş yumuşak killi numuneler üzerinde üç eksenli deney sistemi ile frekansın kayma modülüne etkisini incelemişlerdir. Plastisite indisleri, 30 ile 45 arasındaki bu üç zemin için, yükleme frekansları 0.1 Hz ve 1 Hz olarak seçilmiş ve kayma birim deformasyonun $\gamma > \%0.01$ 'den büyük olduğu deformasyon seviyelerinde

kayma modülleri ölçülmüştür. Çalışma sonunda, yükleme frekansının eşdeğer kayma modülü üzerinde etkisinin çok az olduğu belirtilmiştir.



Şekil 2.16. Tekrarlı kayma birim deformasyonu ile kayma modülünün değişimi, a) Kiyohoro siltli kili, b) Kaolin kili (Shibuya vd., 1995)

Tekrarlı yükleme frekansının, kayma modülüne olan etkisinin sistematik olarak incelendiği ilk çalışma, Matesic ve Vucetic (2003) tarafından gerçekleştirilmiştir. Yükleme frekansı ve verilen çevrim için ortalama kayma birim deformasyon oranı arasındaki ilişkinin Denklem 2.27'deki gibi tanımlandığı çalışmada, basit kesme yükleme şartları altında, küçük tekrarlı kayma birim deformasyon genliklerinde

sekant kayma modülü üzerinde kayma birim deformasyon oranı etkisini incelemişlerdir.

$$\dot{\gamma} = 4 \cdot f \cdot \gamma_c \quad (2.27)$$

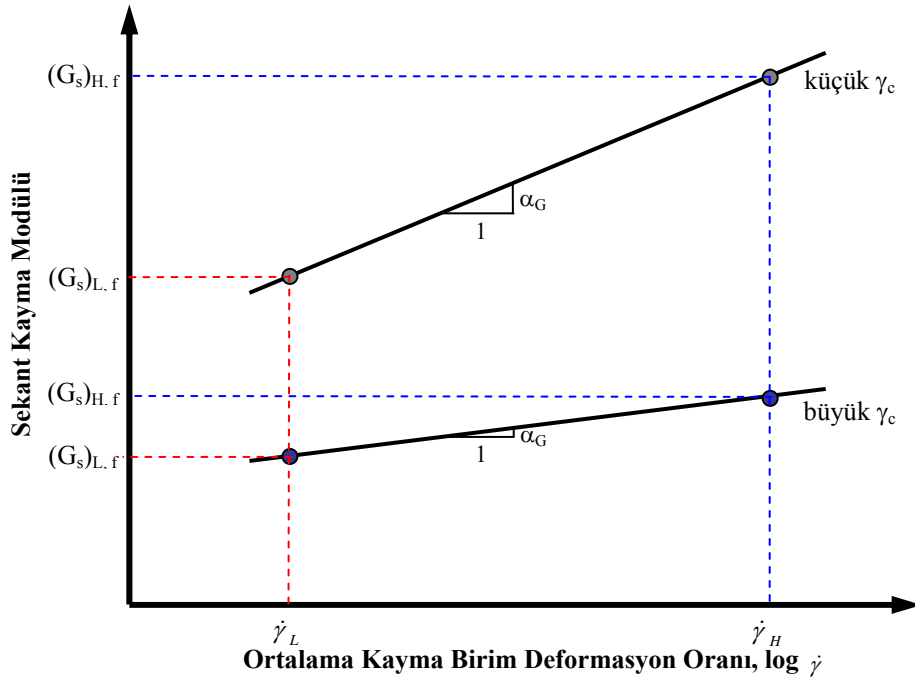
Matesic ve Vucetic (2003), sekant kayma modülü ve frekansla ilişkili olarak kayma birim deformasyon oranı arasındaki ilişkiyi Şekil 2.17'deki gibi göstermişlerdir. Kayma birim deformasyon oranının artışıyla, kayma modülü yaklaşık lineer olarak artmaktadır. Kayma modülü parametresi, α_G , kayma modülü ve kayma birim deformasyon oranı arasındaki doğrunun eğimi olarak aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$\alpha_G = \frac{\Delta G_s}{\Delta \log \dot{\gamma}} = \frac{(G_s)_H - (G_s)_L}{\log \dot{\gamma}_H - \log \dot{\gamma}_L} \quad (2.28)$$

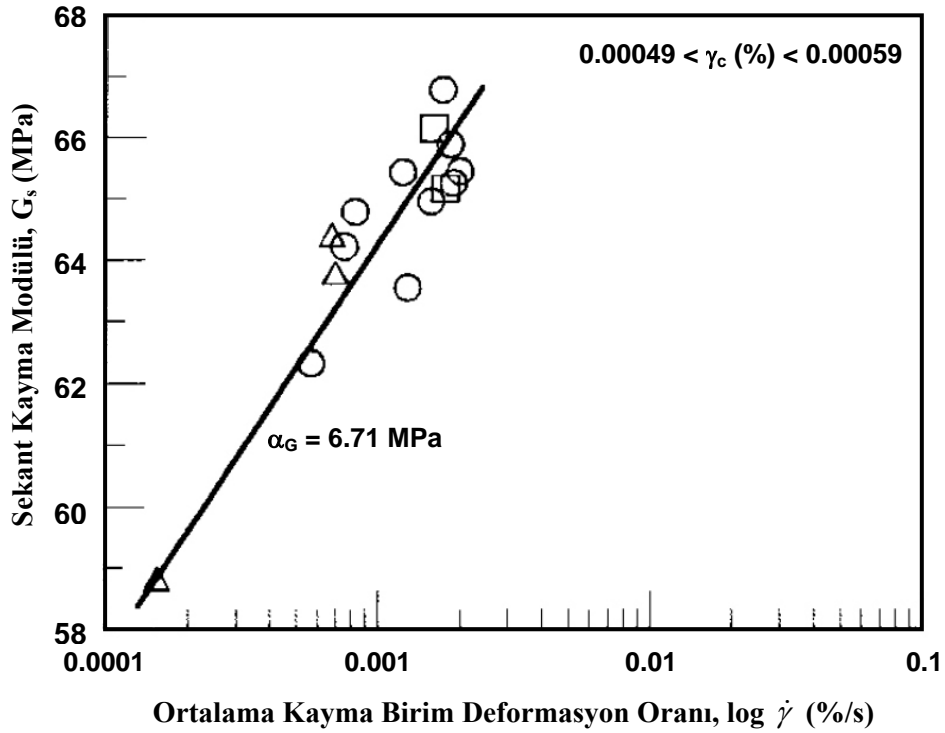
Kayma birim deformasyon oranı kayma modülü parametresi ifadesi, düşük frekanstaki kayma modülü ile normalize edilerek, frekans etkisinin oransal olarak tanımlanabildiği, kayma birim deformasyon oran modül faktörü aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$N_{\dot{\gamma}-G} = \frac{\Delta G_s}{\Delta \log \dot{\gamma}} \cdot \frac{1}{(G_s)_L} = \frac{\alpha_G}{(G_s)_L} \quad (2.29)$$

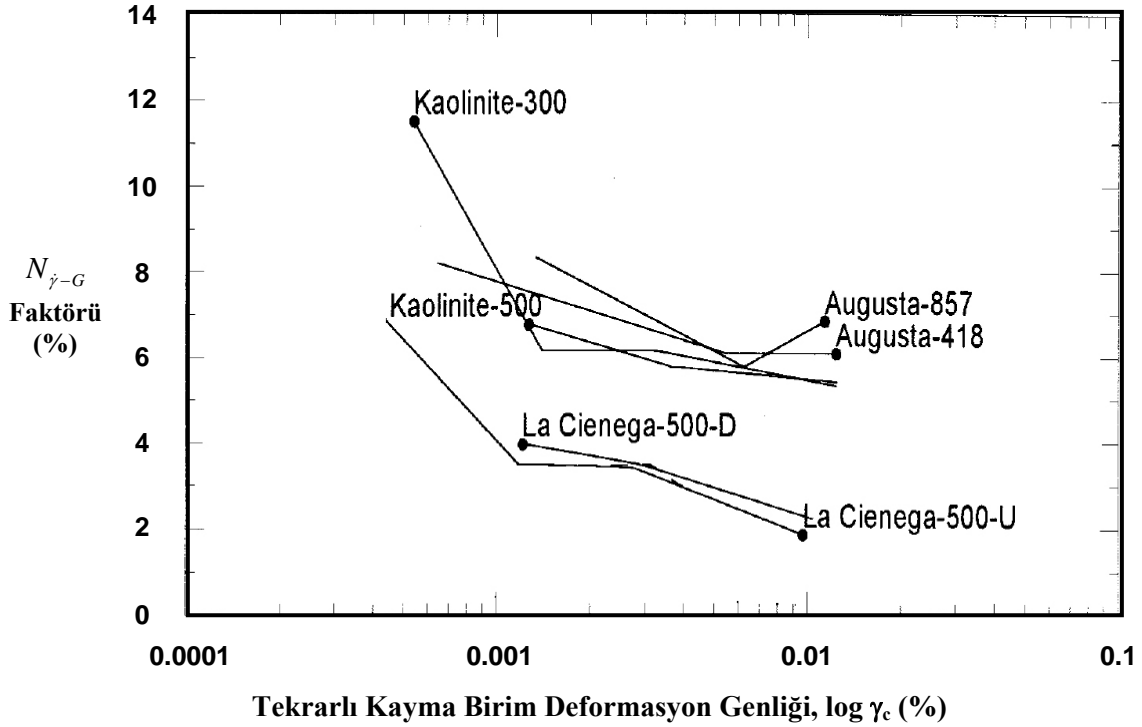
Matesic ve Vucetic (2003), kayma birim deformasyon oranı, $\dot{\gamma} = 0.0002$ ve 0.04 %/s aralığında gerçekleştirilen çalışmada, plastisite indisi 20 ile 44 arasındaki üç kil numunesi için, özellikle düşük birim deformasyon seviyesinde ($\gamma < 0.00059$), kayma birim deformasyon oranının artışıyla kayma modülünün önemli şekilde arttığını (Şekil 2.18), kumlarda ise bu artışın oldukça küçük olduğunu göstermişlerdir. Killi zeminlerdeki kayma modülü artışı, yarı logaritmik ölçekte lineer eğilim göstermektedir. Kayma birim deformasyon arttıkça, α_G azalma eğilimindedir. Benzer şekilde, kayma birim deformasyon oran modül faktörü ($N_{\dot{\gamma}-G}$), yükleme hızı ile artmakta ve %2 ile %11.5 arasında değiştiği gözlenmiştir (Şekil 2.19).



Şekil 2.17. Tekrarlı yükleme deneylerinde frekans (kayma birim deformasyon oranı) ile kayma modülünün değişimi (Matesic ve Vucetic, 2003)



Şekil 2.18. Küçük birim deformasyon seviyelerinde, killi numuneler için kayma birim deformasyon oranı ile kayma modülü değişimi (Matesic ve Vucetic, 2003)



Şekil 2.19. Kayma birim deformasyon genliği ile $N_{\dot{\gamma}-G}$ faktörü ilişkisi (Matesic ve Vucetic, 2003)

Vucetic ve Tabata (2003), plastisite indisi, $I_p = 8$ ve 37 arasındaki sekiz farklı killi zemin için kayma birim deformasyon oran modül faktörünün ($N_{\dot{\gamma}-G}$), % 2 ve %6 arasında değiştiği belirlemiştir. Vucetic ve Tabata (2003), plastisite indisi ve likit limitin artışıyla, kayma birim deformasyon oran modül faktörünün de arttığını göstermişlerdir. Tabata (2004) ise kayma birim deformasyon oran modül faktörünün kil yüzdesi ve kilin aktivitesi ile artış gösterdiğini belirtmiştir.

Sonuç olarak, Dobry ve Vucetic (1987) maksimum kayma modülünü (G_{max}) etkileyen ifadeleri ve etkime şekillerini aşağıdaki gibi özetlemiştir.

1. Efektif çevre gerilmesi (σ_c') arttıkça, G_{max} artar.
2. Boşluk oranı (e) arttıkça, G_{max} azalır.
3. Jeolojik yaşlanma (t_g) etkisi açısından, zaman arttıkça, G_{max} artar.
4. Çimentolanma (c) etkisi arttıkça, G_{max} artar.
5. Aşırı konsolidasyon oranı (OCR) arttıkça, G_{max} artar.
6. Plastisite indisi (I_p) arttıkça, aşırı konsolidasyon oranı, $OCR > 1$ 'den büyük olan zeminler için G_{max} artarken, normal konsolide zeminler için G_{max} sabit kalmaktadır.

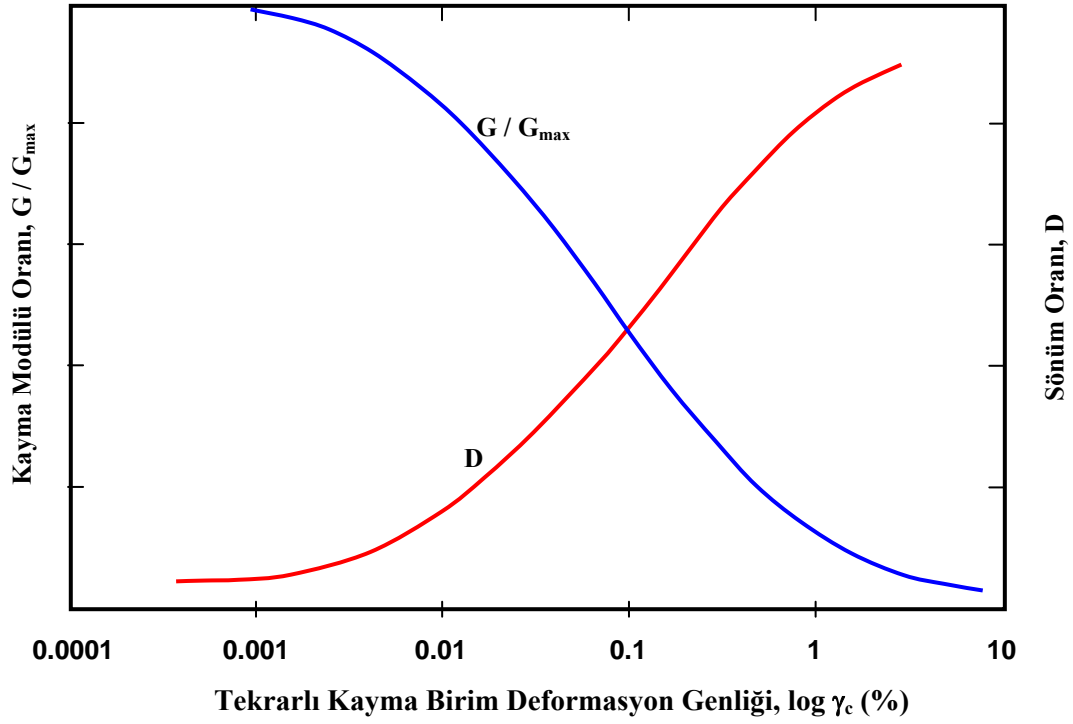
7. Kayma birim deformasyon oranı ($\dot{\gamma}$), yani yükleme frekansı arttıkça, G_{\max} artar.
8. Çevrim sayısı (N) arttıkça, belirli bir eşik değerden sonra G_{\max} azalır.

2.2.2. Dinamik kayma modülü oranı – birim deformasyon genliği ilişkisi

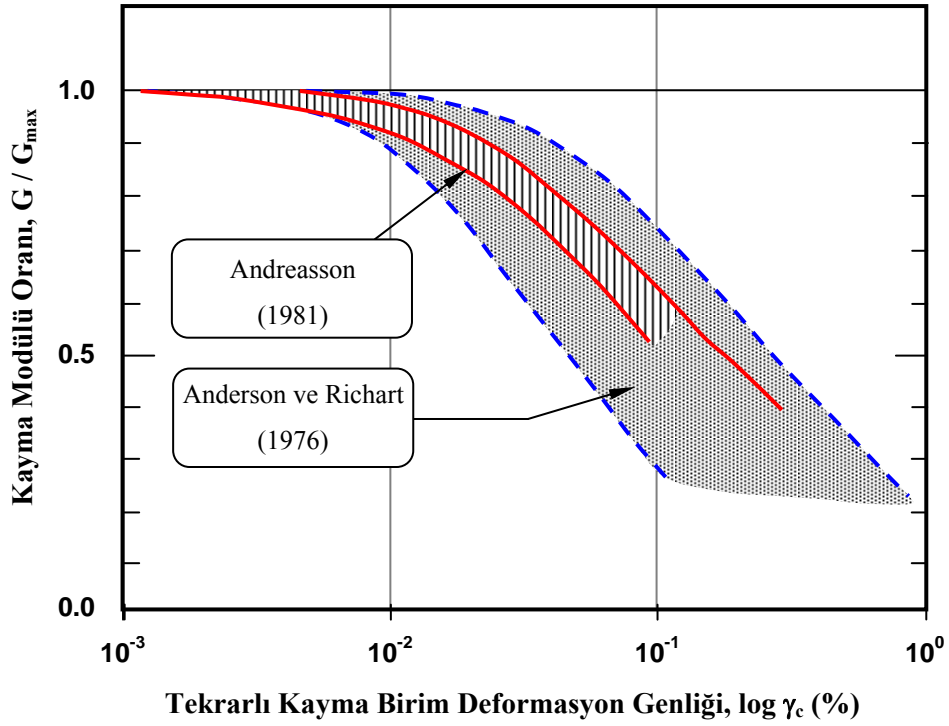
Dinamik yüklemeler altındaki zemin davranışı da büyük ölçüde tekrarlı gerilme-birim deformasyon karakteristiklerine bağlıdır. Zeminlerin dinamik tepki analiz sonuçlarını değerlendirirken kayma birim deformasyonunun fonksiyonu olan kayma modülü ve sönüm oranı ilişkileri önemli rol oynamaktadır. Tekrarlı yükler altındaki ince daneli zeminler, küçük birim deformasyon seviyelerinde lineer viskoelastik bir malzeme gibi davranırken, belirli bir eşik birim deformasyon seviyesinden sonra lineer olmayan bir davranış sergilediği bilinmektedir. Gerek iri daneli gerekse ince daneli zeminler için Şekil 2.20’de gösterildiği gibi, tekrarlı kayma birim deformasyonunun artışıyla kayma modülü azalmakta ve sönüm oranı artış sergilemektedir. Literatürde, kayma modülünün kayma birim deformasyonu ile değişimi genellikle maksimum kayma modülü ile normalize edilerek verilmektedir. Böylece, zemin elemanının maruz kaldığı tekrarlı kayma birim deformasyonu sonunda, zeminde oluşacak rijitlik kaybı (çevrimsel degradasyon, çevrimsel yumuşama) kolaylıkla belirlenebilmektedir. Bu eğri, modül azalım eğrisi olarak da adlandırılmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerin birim deformasyon genliğine bağlı deformasyon karakteristiklerinin araştırılmasıyla ilgili ilk çalışmalar Seed ve Idriss (1970), Kovacs vd. (1971), Hardin ve Drnevich (1972a, 1972b) tarafından gerçekleştirilmiştir.

Anderson ve Richart (1976), plastisite indisi, $I_p = 20 \sim 45$ arasında olan doğal olarak oluşmuş depozitlerden elde ettikleri beş farklı örselenmemiş zemin üzerinde rezonant kolon deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Killerin kayma modülü azalım eğrilerinin, kumların modül azalım eğrisine oranla daha geniş saçılım gösterdiği belirtilmiştir. Çalışmada, ayrıca, kayma birim deformasyonunun 5×10^{-3} ’den daha küçük seviyelerinde kayma modülünün azalmadığını gözlemlemişlerdir. Çalışmalarında kullandıkları killerin eşik birim deformasyon değerinin kumlarınkine göre daha



Şekil 2.20. Kayma birim deformasyon genliği ile kayma modülü oranı ve sönüm oranının değişimi (Vucetic ve Dobry, 1991)



Şekil 2.21. Killer için tipik kayma modülü azalım eğrisi (Ishihara, 1996)

büyük olduğuna dikkat çekmişlerdir. Andreasson (1981) ise üç farklı araziden elde edilen plastik killerin ($I_p = 20 \sim 60$) kayma modülünün birim deformasyonla değişimini yine rezonant kolon deney sistemi ile incelemiştir. Her iki çalışmadan elde edilen sonuçlar, Ishihara (1996) tarafından Şekil 2.21’de gösterilmiştir.

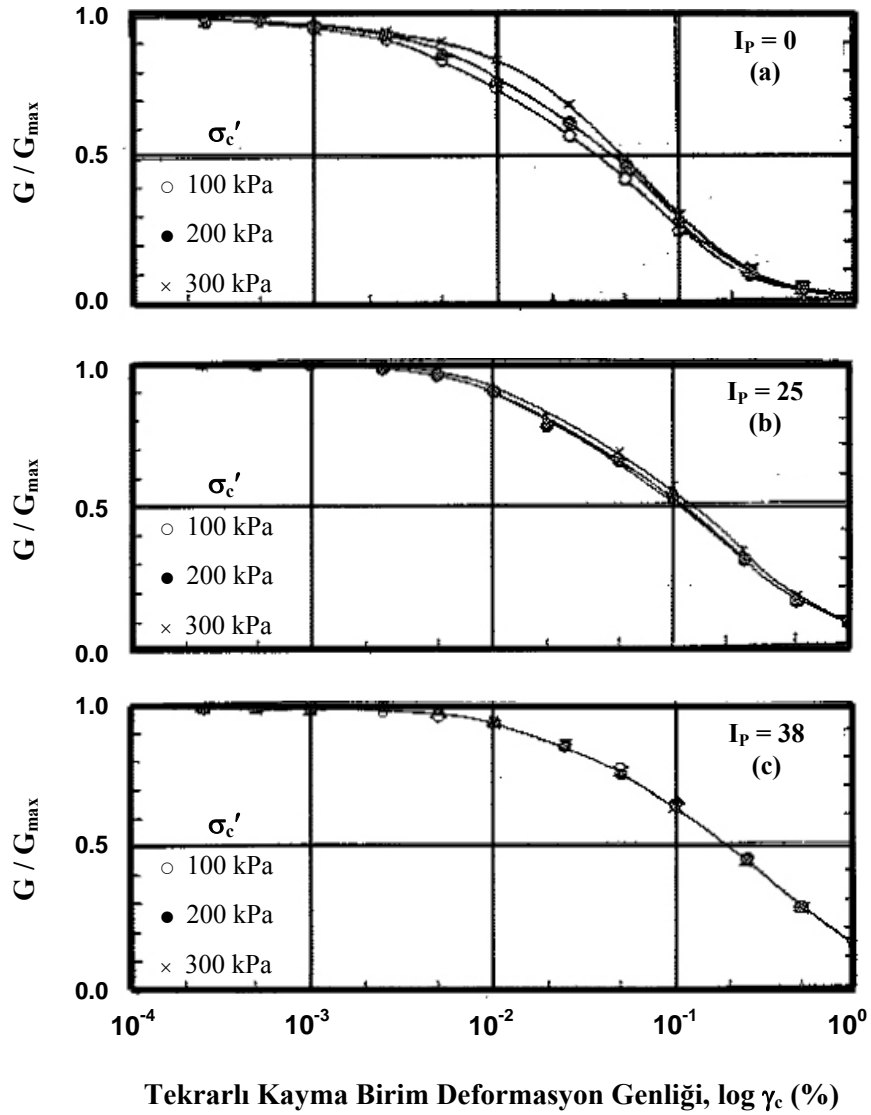
Zeminlerin tekrarlı gerilme – birim deformasyon karakteristikleri üzerinde zemin türü, boşluk oranı, plastisite indisi, efektif gerilme başlangıç durumu, aşırı konsolidasyon oranı, jeolojik yaşlanma, yükleme frekansı gibi faktörlerin etkisi pek çok araştırmacı tarafından incelemiştir.

2.2.2.1. G/G_{max} üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisi

Zen vd. (1978), kayma modülü azalım eğrisi ($G/G_{max}-\gamma$) üzerinde ortalama asal gerilme etkisini incelemek için, plastisite indisi, $I_p = 0, 25$ ve 38 olan üç farklı numune üzerinde dinamik üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir. Şekil 2.22’de üç farklı numune için 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa’lık çevre gerilmelerinin etkileri gösterilmektedir. Plastisite indisi, $I_p = 0$ olan siltli kum numunesi (Şekil 2.22a) için ortalama asal gerilmenin artışıyla modül azalış eğrisinin sağa doğru hareket ettiği, yani rijitlik kaybının azalacağı görülürken, plastisite indisi, $I_p = 25$ ve 36 olan numuneler (sırasıyla Şekil 2.22b ve 2.22c) için, kayma modülü azalım eğrisi üzerinde çevre gerilmesini önemli bir etkisi görülmemektedir.

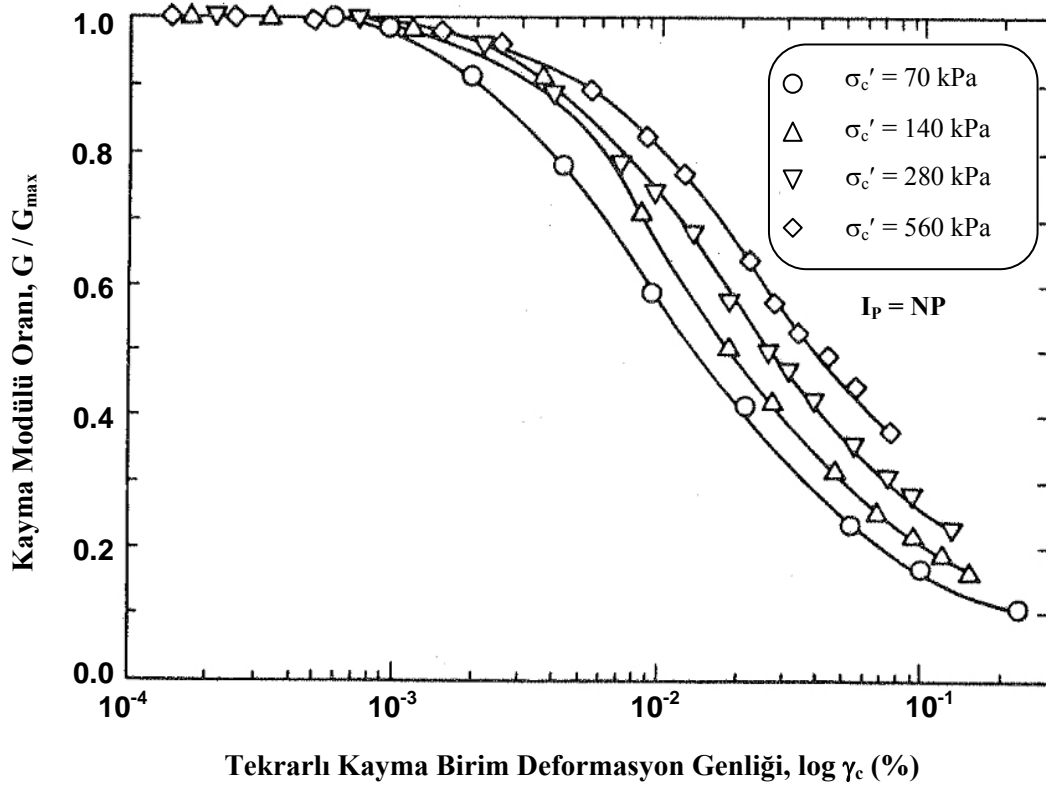
Stokoe ve Lodde (1978), düşük boşluk oranına sahip ($e \approx 0.6$) nonplastik San Francisco körfez çamuru için modül azalım eğrisinin pozisyonu üzerinde çevre gerilmesinin etkisini incelemiştir. Efektif çevre gerilmesinin artışıyla zeminin daha stabil bir davranış sergilediği görülmektedir (Şekil 2.23).

Kokusho vd. (1982), birbirine yakın plastisite indisine sahip dört farklı killi zemin numunesi için kayma modülü oranı ile kayma birim deformasyon genliği ilişkisini Şekil 2.24’deki gibi özetlemiştir. Efektif çevre gerilmesi 45 kPa’dan 500 kPa’ya kadar geniş bir aralıkta olmasına rağmen plastisite indisi 38 ve 56 arasındaki zeminlerin kayma modül oranı-kayma birim deformasyonu üzerinde çevre gerilmesinin önemli bir etkiye sahip olmadığı gözlenmiştir.

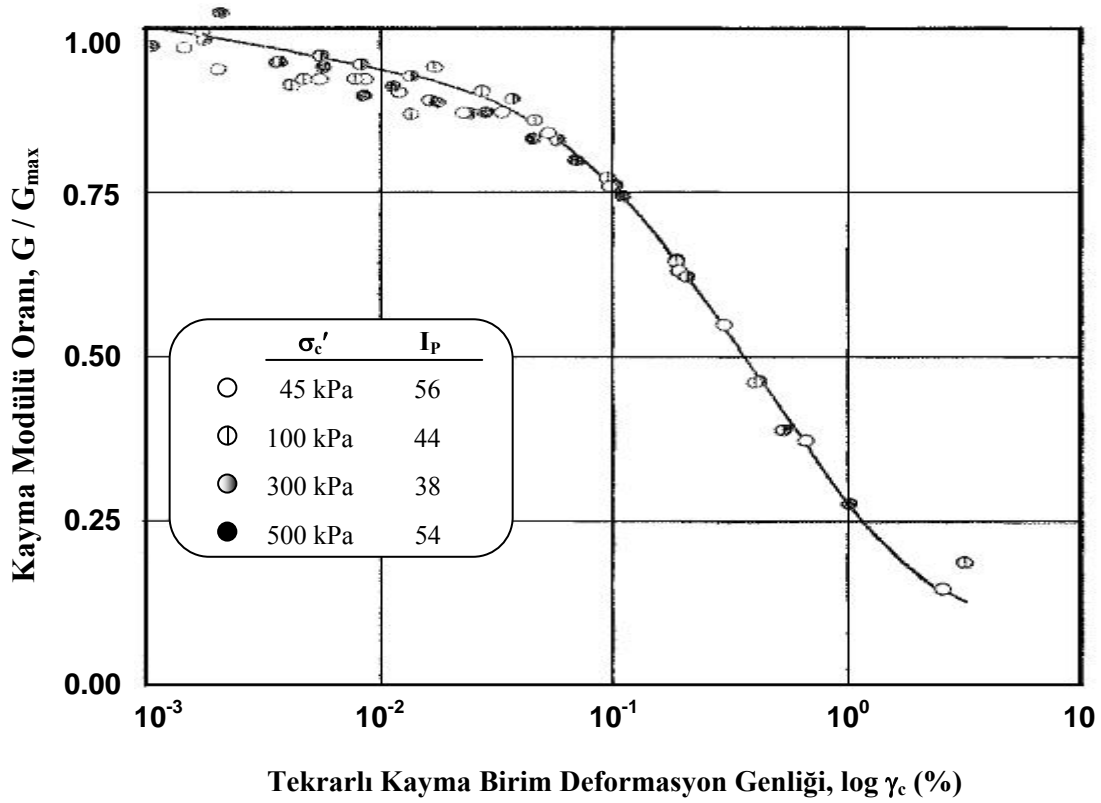


Şekil 2.22. Ortalama efektif çevre gerilmesinin kayma modülü azalım eğrisi üzerindeki etkisi (Zen vd., 1978)

Benzer şekilde, Shibuya ve Mitachi (1994), laboratuvarında hazırlanmış Kiyohoro siltli kili ($w_L = 56$, $I_p = 27$) için aynı frekans altında G/G_{max} üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisinin olmadığını göstermişlerdir. Çalışmada, ayrıca, monotonik yüklemde rijitlikteki azalmanın, tekrarlı deneydekine göre biraz daha fazla olduğunu belirtilmiştir.



Şekil 2.23. Nonplastik San Francisco körfez çamuru için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisi (Stokoe ve Lodde, 1978)

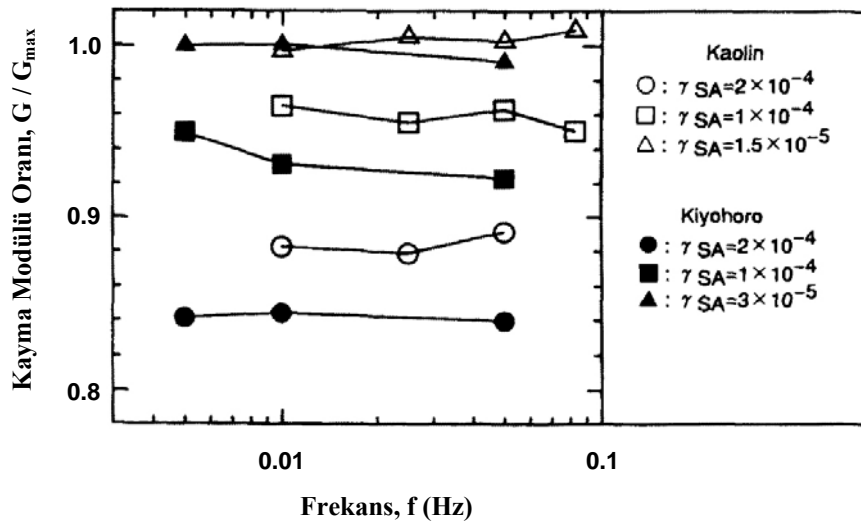


Şekil 2.24. Yüksek plastisiteli killi numuneler için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisi (Kokusho vd., 1982)

Yamada vd. (2008b), ikisi yüksek kil içerikli, diğer ikisi yüksek kum içerikli olan dört kum-kil karışımı için modül azalım eğrisi üzerinde çevre gerilmesinin etkisini incelemiştir. 67 kPa, 100 kPa ve 133 kPa'lık çevre gerilmeleri altında 0.1 Hz frekansında gerçekleştirdikleri deneylerde, ortalama çevre gerilmesinin, normalize edilmiş kayma modülü birim deformasyon ilişkisi üzerinde etkisinin olmadığını göstermişlerdir.

2.2.2.2. G/G_{max} üzerinde frekansın etkisi

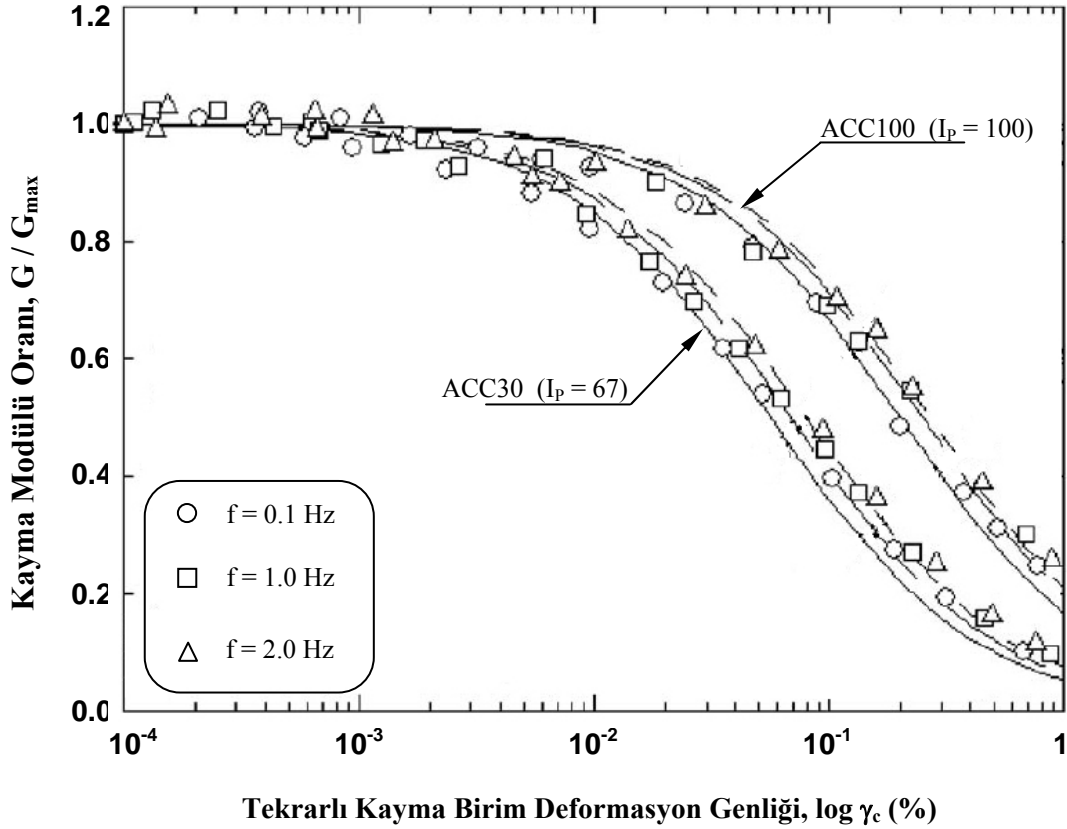
Shibuya vd. (1995), Kiyohoro siltli kili ve kaolin kili üzerinde, 0.005 Hz ve 0.083 Hz aralığındaki farklı frekanslarda gerçekleştirilen burulmalı kesme deney sonuçlarında, normalize edilmiş kayma modülünün yükleme frekansından etkilenmediğini gözlemlemiştir. Farklı deformasyon seviyeleri için normalize edilmiş kayma modülü – frekans ilişkisi Şekil 2.25'de gösterilmiştir.



Şekil 2.25. Normalize edilmiş kayma modülü üzerinde frekansın etkisi (Shibuya vd., 1995)

Yamada vd. (2008b), dinamik deformasyon özellikleri üzerinde yükleme frekansının etkisini araştırmak için kil ve kil-kum karışımı numuneleri $\sigma_m' = 67$ kPa'lık ortalama efektif asal gerilme altında $f = 0.1$ Hz, 1 Hz ve 2 Hz frekanslarda tekrarlı gerilmelere maruz bırakmışlardır. Şekil 2.26'da görüldüğü gibi, farklı frekanslarda gerçekleştirilen deneylerin aynı modül azalım eğrisi üzerinde düştüğü görülmektedir.

Büyük deformasyon seviyelerinde ($\gamma_{SA} = \%0.01$), yükleme frekansının artışıyla normalize edilmiş kayma modülü değerinde hafif bir artış görülmele beraber, modül azalım eğrisi üzerinde frekansın önemli bir etkisinin olmadığı rahatlıkla söylenebilir.

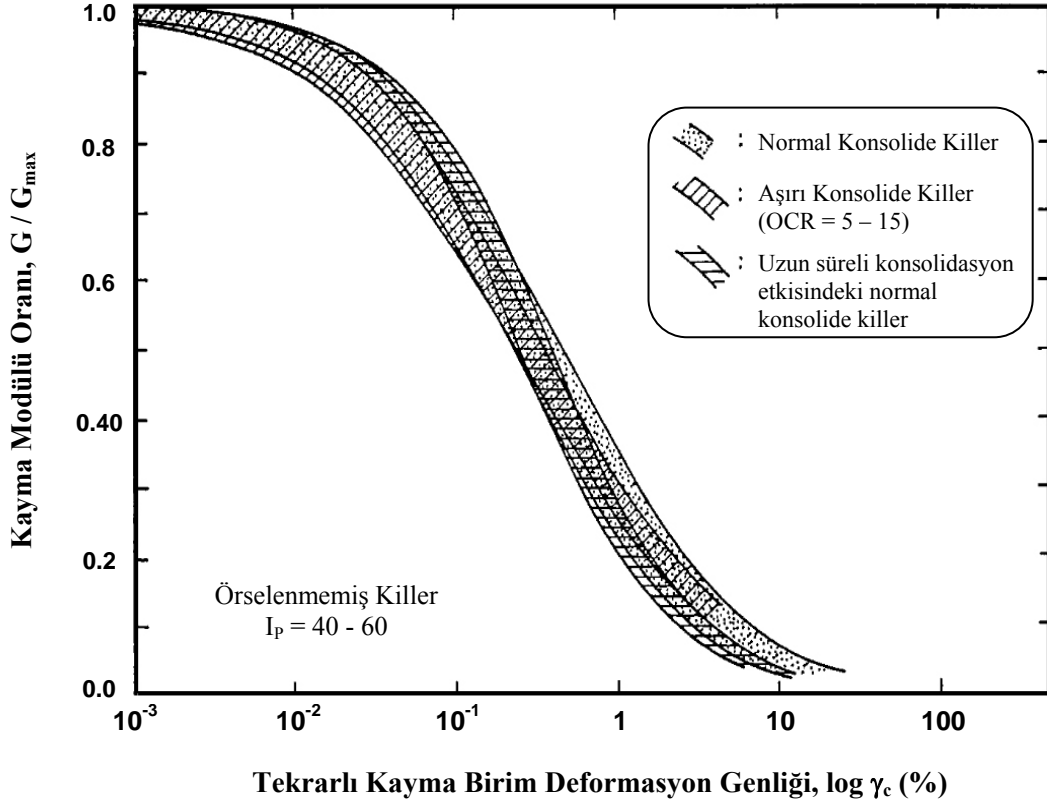


Şekil 2.26. Kil ve kil-kum karışımı için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde yükleme frekansının etkisi (Yamada vd., 2008b)

2.2.2.3. G/G_{max} üzerinde gerilme tarihçesinin etkisi

Kokusho vd. (1982), plastisite indisi 40 – 60 arasındaki orta ve yüksek plastisiteli örselenmemiş doğal kil numuneleri üzerinde, konsolidasyon tarihçesinin etkisini araştırmışlardır. Şekil 2.27’de görüldüğü gibi, gerek normal konsolide, gerek aşırı konsolide, gerekse birincil konsolidasyon sonrasında uzun süreli çevre gerilmesine maruz bırakılan kil zeminlerin, kayma modülü oranı; kayma birim deformasyonu ile önemli şekilde değişmemektedir. Bu davranış, arazi değerlendirmeleri yapılırken önemli bir detayı ortaya çıkarmaktadır. Bu özellik sayesinde, arazi deneyleri ile doğal koşullardaki killi zeminin maksimum kayma modülü belirlenirse,

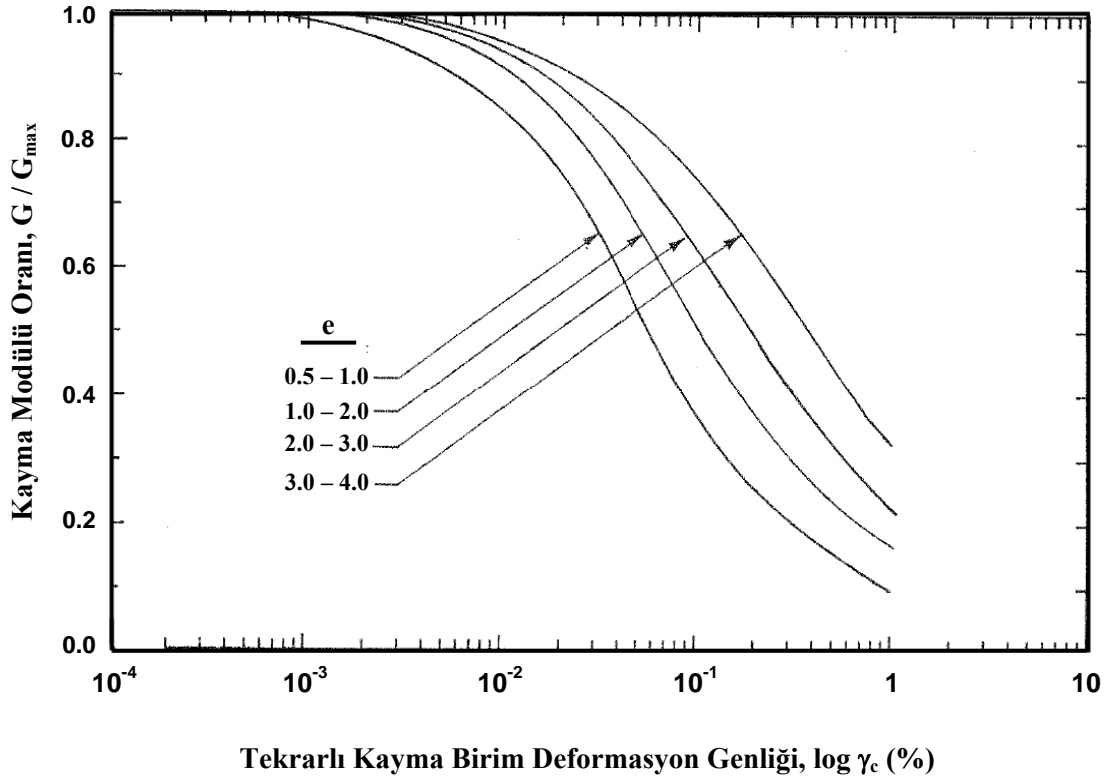
laboratuardan elde edilen modül azalım eğrileri kullanılarak arazideki zeminin tekrarlı yükler altındaki davranışının rahatlıkla tahmin edilebilecektir.



Şekil 2.27. Dinamik kayma modülü azalım eğrisi üzerinde gerilme tarihçesinin etkisi (Kokusho vd., 1982)

2.2.2.4. G/G_{max} üzerinde plastisitenin etkisi

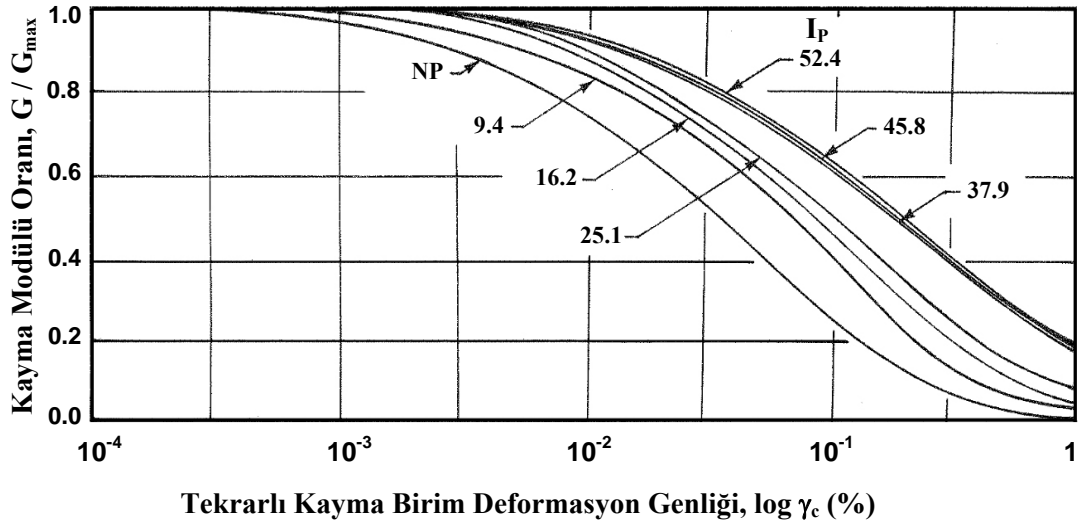
Zeminlerin gerek monotonik gerekse tekrarlı yüklemeler altındaki davranışlarını etkileyen ana parametrelerden birisi olan boşluk oranının, modül azalım eğrisi üzerindeki etkisini Sun vd. (1988) Şekil 2.28'de gösterilmiştir. Dobry ve Vucetic (1987) boşluk oranındaki artışın da plastisite indisindeki artışta olduğu gibi modül azalım eğrilerini sağa doğru kaydırıldığını belirtmişlerdir. Ancak, Vucetic ve Dobry (1991), kayma modülü azalım eğrileri grafiklerinin oluşturulması sırasında plastisite indisinin, boşluk oranına göre daha yüksek korelasyon verdiğini belirtmişler ve kayma modülü azalım eğrilerinde plastisite indisinin daha kuvvetli bir parametre olduğunu belirtmişlerdir.



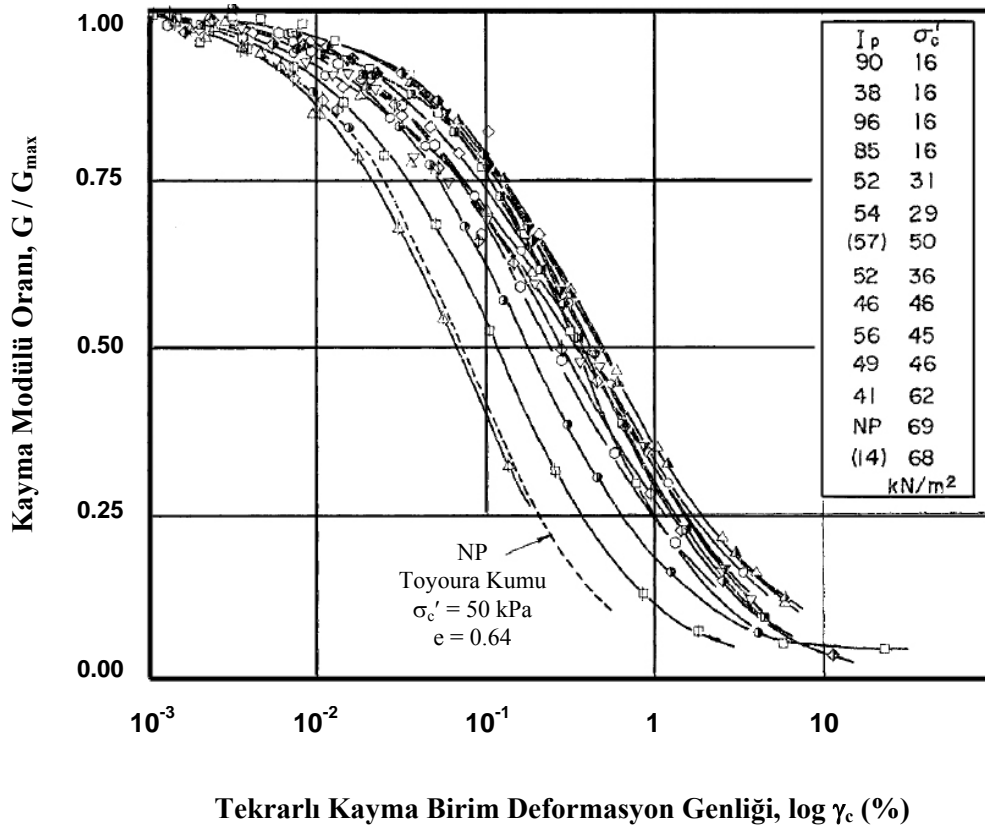
Şekil 2.28. Farklı boşluk oranlı killerin için kayma modülü azalım ilişkisi (Sun vd., 1988)

Zen vd. (1978), farklı plastisiteye sahip zeminlerin kayma modülü azalım eğrisi üzerinde plastisite indisinin efektif çevre gerilmesine göre daha önemli bir parametre olduğunu belirtmişlerdir. Plastisite indisi, 0 ve 52 arasında olan zemin numuneleri üzerinde gerçekleştirilen çalışmada, plastisite indisinin kayma modülü azalım eğrisini önemli şekilde etkilediğini göstermişlerdir (Şekil 2.29). Plastisite indisi artışıyla kayma modülü azalım eğrisi kademeli olarak sağa doğru hareket etmektedir.

Kokusho vd. (1982), yüksek hassasiyetli deplasman sensörleri ile gerçekleştirilen dinamik üç eksenli deneylerde alüvyon depozitten alınan örselenmemiş yumuşak killerin tekrarlı davranışını incelemişlerdir. Çalışmada geniş bir plastisite aralığı ($I_p = 0 \sim 96$) düşük çevre basınçlarında ($\sigma'_c = 16 \sim 69$ kPa) normalize edilmiş kayma modülünün kayma birim deformasyonu ile değişimi Şekil 2.30'da gösterilmiştir. Plastisite indisi aralığı 0 ve 50 olan numunelerde, plastisite indisinin artışıyla kayma modülü azalım eğrisinin sağa doğru hareket etmektedir. Buna karşın plastisite indisi 50'den sonra kayma modülü azalım eğrisindeki hareketlenmenin daha az olduğu belirtilmiştir.



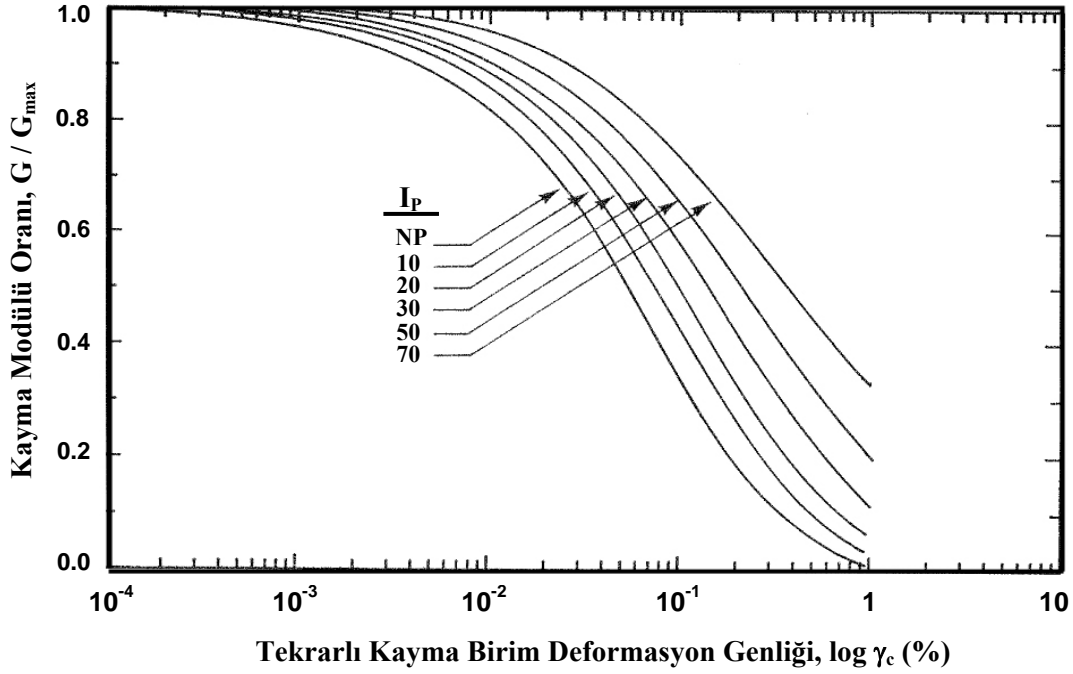
Şekil 2.29. Killerin kayma modülü oranı üzerinde plastisite indisinin etkisi (Zen vd., 1978)



Şekil 2.30. Normal konsolide numuneler için kayma modülü azalış eğrileri (Kokusho vd., 1982)

Zen ve Higuchi (1984), farklı oranlarda kum ve kil karışımlarını laboratuarda hazırlayarak elde ettikleri farklı plastisite indisli ($I_p = 0 \sim 70$) karışımların kayma

modülü oranı – birim deformasyon ilişkilerini incelemiştir. Bu çalışmada, belirli plastisite indisi için ilk kayma modülü azalım eğrileri önerilmiştir (Şekil 2.31).

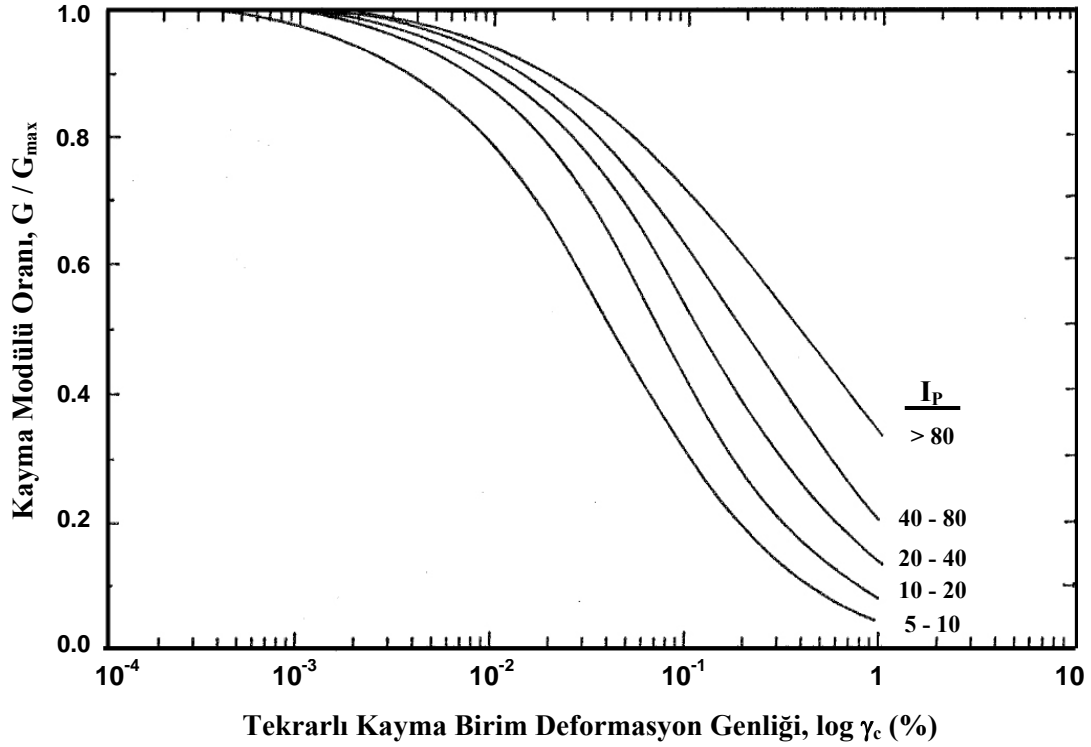


Şekil 2.31. Kayma modülü azalım eğrisi üzerinde plastisite indisinin etkisi (Zen ve Higuchi, 1984)

Sun vd. (1988), literatürde yer alan çalışmalara ait yaklaşık 70 adet örselenmemiş kohezyonlu zemin numunesinden oluşan veri setini kullanarak, zeminlerin fiziksel özelliklerinin ve bazı parametrelerin kayma modülü oranı üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Kohezyonlu zeminler için, normalize edilmiş kayma modülü azalım ilişkisini etkileyen en önemli parametrenin plastisite indisi olduğunu belirten yazarlar, plastisite indisi değerlerine dayalı olarak veri setini 5 gruba ayırmışlardır. Her grup için modül azalım eğrilerinin yer aldığı aralığın verildiği çalışmada, ayrıca, Şekil 2.32’de gösterilen ortalama eğriler de sunulmuştur.

Vucetic ve Dobry (1991), farklı laboratuvarlarda farklı tekrarlı deney sistemleri ile gerçekleştirilmiş, aşırı konsolidasyon oranı, $OCR=1-15$ arasında değişen normal konsolide ve aşırı konsolide killer üzerinde, 25-400 kPa aralığındaki çevre gerilmeleri altında yaptıkları çalışmalar sonucunda kayma modülü ve sönüm oranı üzerinde en etkili faktörün plastisite indisi olduğunu belirlemişlerdir. Şekil 2.33’de gösterildiği gibi, farklı plastisite indisine sahip zeminlerin, kayma modülü azalım

eğrileri oluşturulmuştur. Kumlar gibi doymuş non-plastik kohezyonsuz zeminler, çok küçük birim deformasyon seviyelerinde non-linear olarak davranırken, yüksek plastisiteli zeminlerin daha lineer bir tekrarlı gerilme-deformasyon davranışı gösterdiği vurgulanmıştır. Vucetic ve Dobry (1991)'in bu elde ettiği eğriler Sun vd. (1988)'in sonuçlarını destekler niteliktedir.



Şekil 2.32. Farklı plastisiteli killer için kayma modülü azalım ilişkisi (Sun vd., 1988)

Ishibashi ve Zhang (1993), non-plastik kumlardan yüksek plastisiteli killere kadar geniş bir aralıkta topladıkları kullanılabilir verileri yeniden analiz ederek, basit birleştirilmiş formülasyon haline dönüştürmüşlerdir. Dinamik kayma modülü ve sönüm oranı ifadelerini açıklayan bu birleştirilmiş formülasyonlar, kayma birim deformasyon genliği, ortalama efektif çevre basıncı ve plastisite indisinin fonksiyonu olarak geliştirilmiştir. Ishibashi ve Zhang (1993), killi zeminler için bu kayma modülü azalım oranını Denklem 2.30'daki gibi önermiştir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, I_p) \cdot (\sigma'_0)^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad (2.30)$$

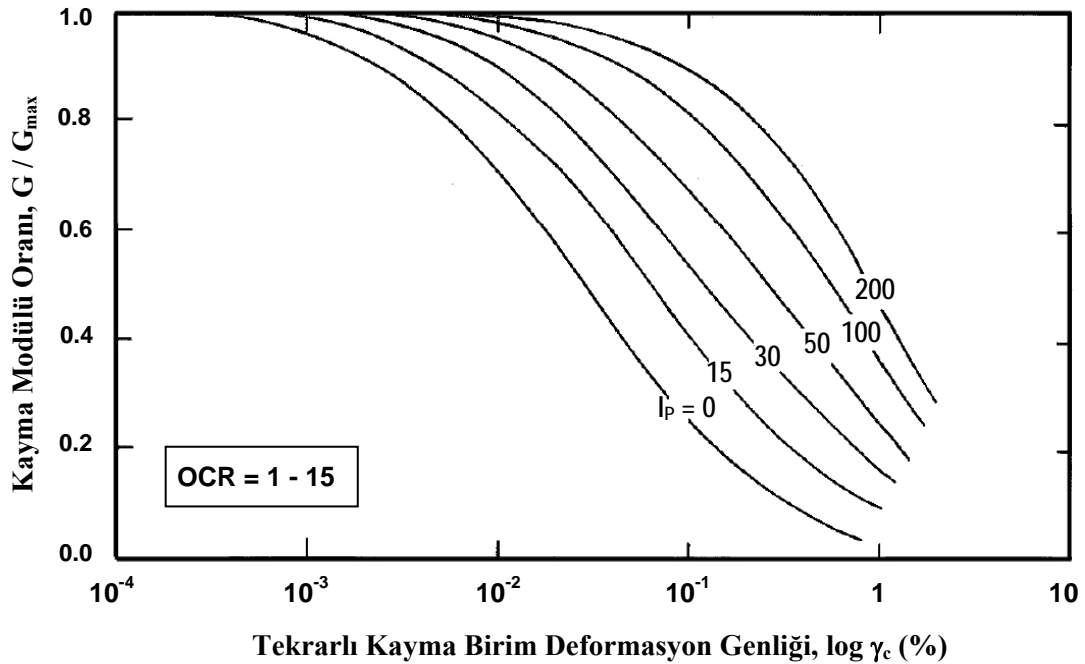
Burada,

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0.272 \cdot \left[1 - \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right\} \right] \cdot e^{-0.0145 \times (I_p)^{1.3}} \quad (2.31)$$

$$K(\gamma, I_p) = 0.5 \cdot \left[1 + \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0.000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{0.492} \right\} \right] \quad (2.32)$$

$$n(I_p) = \begin{cases} 0 & I_p = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} \times (I_p)^{1.404} & 0 < I_p \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} \times (I_p)^{1.976} & 15 < I_p \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} \times (I_p)^{1.115} & I_p > 70 \end{cases} ; \quad (2.33)$$

Ishibashi ve Zhang (1993)'ın veri seti 1000 kPa'dan küçük çevre gerilmelerine dayanmaktadır. Önerilen denklem setinin, yüksek gerilmeler ($\sigma'_0 = 1600$ kPa) için gerçekçi olmayan değerler verdiği görülmektedir. Orta birim deformasyon seviyelerinde Denklem 2.30 kullanılarak tahmin edilen normalize edilmiş kayma modülü oranının 1'den daha büyük değerler verdiği görülmektedir.



Şekil 2.33. Normal konsolide ve aşırı konsolide zeminler için plastisite indisi ve $G/G_{max} - \gamma_c$ ilişkisi (Vucetic ve Dobry, 1991)

Okur (2002), plastisite indisi 9 ila 40 arasında olan normal ve hafif aşırı konsolide ($OCR < 2$) ince daneli örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde 0.1 Hz frekansla tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmiştir. Kayma modülü oranı eğrilerinin plastisite indisi ve boşluk oranının artışıyla sağa doğru ötelendiği gözlenmiştir. Okur ve Ansal (2000), plastisite indisinin zemin yapısına ve minerolojik özelliklere bağlı oluşundan dolayı örselenmeden etkilenmeyeceği, buna karşın boşluk oranının örselenmeden etkilenen bir parametre oluşunda dolayı kayma modülü azalım eğrisi üzerinde boşluk oranının etkisinin daha az olduğu, birincil etkinin plastisite indisinden kaynaklanacağını düşünmektedirler. Şekil 2.34’de plastisite indisinin etkisi açıkça görülmektedir.

Okur (2002), pratik amaçlar için, çalışmalarındaki deneysel sonuçları kullanarak, kayma modülü oranını plastisite indisi ve kayma birim deformasyon genliğinin fonksiyonu olarak hiperbolik bir model önermiştir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{35.09}{34.74 + \frac{\gamma_c}{1 - 0.99 \exp(-18.97(I_p)^{-1.27})}} \quad (2.34)$$

Burada,

I_p ; plastisite indisi (% cinsinden)

γ_c ; tekrarlı kayma birim deformasyon genliği (% cinsinden) olarak tanımlanmıştır.

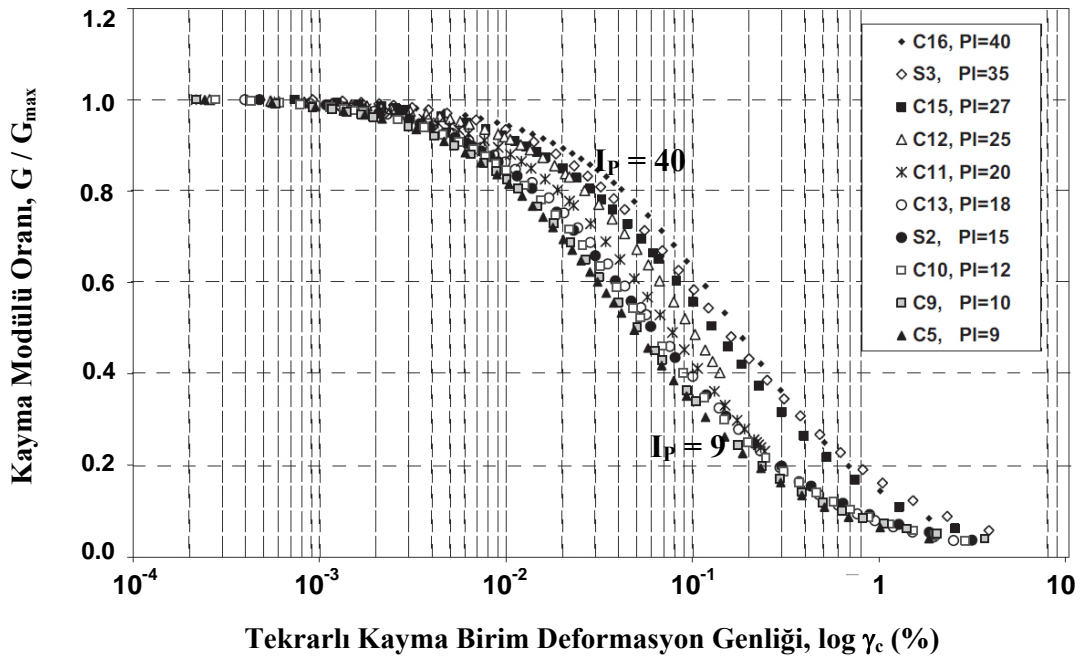
Bu bağıntının Kokusho vd. (1982)’nin sonuçlarıyla uyum içinde olduğunu belirtilirken, Vucetic ve Dobry (1991)’nin çalışmasında belirtilen lineer elastik sınırlarla da uyum içindedir. Ancak, lineer elastik bölge dışında önerilen hiperbolik model, Vucetic ve Dobry (1991)’in önerdiği değerlerden %3-10 arasında daha küçük kayma modülü oranı vermektedir.

Kallioglou vd. (2008), plastisite indisi 5 ile 66, aşırı konsolidasyon oranı 1-16 arasında değişen örselenmemiş ve laboratuvarında hazırlanmış numuneler için kayma modülü azalım eğrisi üzerinde plastisite indisinin etkisini, I_p ve γ_c ’nin fonksiyonu olan Denklem 2.35’i önermiştir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = a + b \left(0.5 + \frac{\arctan\left(\frac{I_p - c}{d}\right)}{\pi} \right) + e \left(0.5 + \frac{\arctan\left(\frac{\gamma_c - f}{g}\right)}{\pi} \right) + h \left(0.5 + \frac{\arctan\left(\frac{I_p - c}{d}\right)}{\pi} \right) \left(0.5 + \frac{\arctan\left(\frac{\gamma_c - f}{g}\right)}{\pi} \right) \quad (2.35)$$

Burada, I_p ; plastisite indisi ve γ_c ; tekrarlı kayma birim deformasyon genliği, % cinsinden ifade edilmekte olup, denklem sabitleri aşağıdaki gibidir.

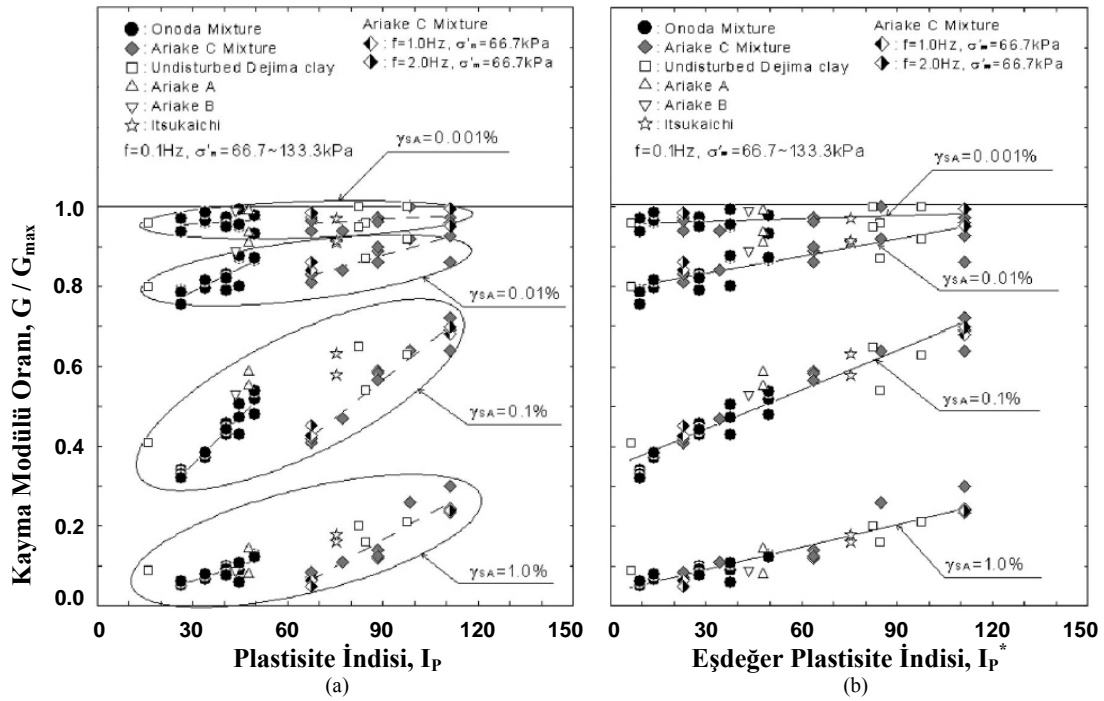
$$\begin{array}{llll} a = 0.9942 & b = -2.1599 & c = 10.0395 & d = -16.8640 \\ e = 0.0629 & f = -0.0137 & g = -0.0290 & h = 5.9495 \end{array}$$



Şekil 2.34. Farklı plastisite indisi zeminler için kayma modülü oranının kayma birim deformasyonu ile değişimi (Okur, 2002)

Yamada vd. (2008b), kum-kil karışımlarının kayma modülü azalım eğrisi üzerinde plastisite indisi etkisini araştırmak için, 4 farklı kayma birim deformasyon seviyesi için $G/G_{\max} - I_p$ ilişkisini Şekil 2.35a'da göstermiştir. İki kum-kil karışımı için, her

birim deformasyon seviyesinde G/G_{\max} eğrilerinin iki farklı doğru üzerinde toplanmaktadır. Bu tespit, önemli miktarda kum içeren kil-kum karışımlarında, normal konsolide killerin davranışında gözlemlendiği gibi plastisite indisine dayalı tek bir G/G_{\max} ilişkisinin tanımlanmasının mümkün olmadığını göstermektedir. Ancak, Denklem 2.15’de tanımlandığı gibi, eşdeğer plastisite indisi kavramının kullanılması durumunda, plastisite indisi ile normalize edilmiş kayma modülü arasında lineer bir ilişki tanımlamak mümkün olmaktadır (Şekil 2.35b). Yazarlar, kum-kil karışımları için, normalize edilmiş kayma modülünün eşdeğer plastisite indisi ile, geleneksel plastisite indisine göre daha fazla uyum içinde olduğunu belirtmişlerdir.



Şekil 2.35. Farklı kayma birim deformasyon seviyeleri için a) Plastisite indisi, b) Eşdeğer plastisite indisi ile normalize edilmiş kayma modülü ilişkisi (Yamada vd., 2008b)

2.2.2.5. G/G_{\max} için geliştirilmiş modeller

Nonlinear zemin davranışını kontrol eden parametreler üzerinde gerçekleştirilen ilk kapsamlı çalışma Hardin ve Drnevich (1972a; 1972b) tarafından sunulmuştur. Hardin ve Drnevich (1972b)'nin önerdiği Denklem 2.36'daki hiperbolik ilişki dinamik zemin davranışını modellemek için ve kayma gerilmesi ile kayma birim deformasyonunu ilişkilendirmek için de kullanılabilir.

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (2.36)$$

Burada,

τ ; kayma gerilmesi

γ ; kayma birim deformasyonu

G_{\max} ; maksimum kayma gerilmesini göstermektedir.

Bu modelde, Şekil 2.36'de gösterildiği ve Denklem 2.37'de formüle edildiği gibi, γ_r , referans kayma birim deformasyonu olarak tanımlanmaktadır.

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad (2.37)$$

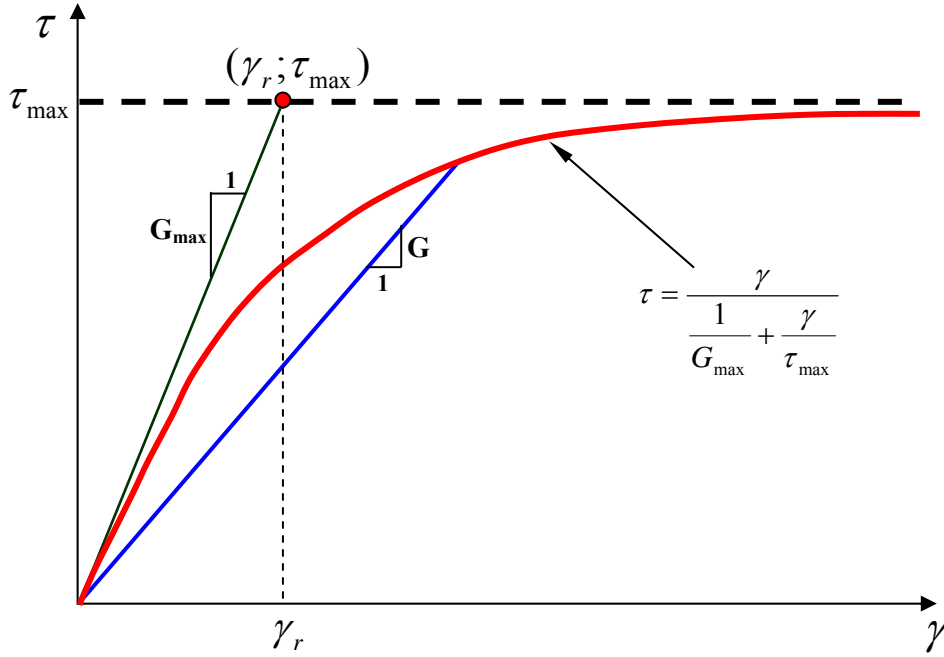
Kayma gerilmesi cinsinden tanımlanan modelde, Denklem 2.36'nın her iki tarafı da γ 'ya bölünerek, model kayma modülü cinsine dönüştürülebilir.

$$G = \frac{1}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (2.38)$$

Denklem 2.38, G_{\max} ile normalize edilir ve Denklem 2.37'deki tanım uygulanırsa, normalize edilmiş kayma modülü Denklem 2.39'daki gibi tanımlanabilecektir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.39)$$

Hardin ve Drnevich (1972b) tarafından önerilen ampirik denklemde, referans kayma birim deformasyonu düzenlenerek plastisite indisi, aşırı konsolidasyon oranı ve efektif çevre gerilmesi gibi etkiler hesaba katılabilir.



Şekil 2.36. Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Hardin ve Drnevich, 1972b)

Okur ve Ansal (2007), ince daneli zeminlerin modül azalım eğrisi üzerindeki en etkin parametrenin plastisite indisi oluşundan yola çıkarak, referans kayma birim deformasyon değerini plastisite indisinin bir fonksiyonu olarak Denklem 2.40'daki gibi tanımlamışlardır. Nonlineer regresyon analizi kullanılarak hesaplanan eğriler ile deneysel eğrilerin uyum içinde olduğu gösterilmiştir.

$$\gamma_r = \frac{0.0476}{1 - \exp(-106 \times I_p^{-1.585})} \quad (2.40)$$

Ancak hiperbolik model, zeminin gerilme-deformasyon davranışını tanımlamakta yetersiz kalabilmektedir. Bu nedenle, daha kesin zemin tepki analizleri için parametrik sabitlerin sayısının artırılması gerekmektedir. Matasovic (1993), deneysel olarak elde edilen gerilme-deformasyon eğrisini, Hardin ve Drnevich (1972b) tarafından önerilen modele iki parametre daha ekleyerek daha başarılı ve kesin olarak tanımlayabildiği modifiye edilmiş hiperbolik modeli geliştirmiştir. β , s , γ_r 'den oluşan bu üç parametrelili model aşağıdaki gibi önerilmiştir.

$$\tau = \frac{G_{\max} \cdot \gamma}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (2.41)$$

Modifiye edilmiş hiperbolik modelde $\beta = s = 1$ olarak seçildiğinde Denklem 2.41, Denklem 2.36'ya dönüşecektir. Uygun β ve s değerlerinin seçimi ile deney sonuç grafiklerine ait eğriler hazırlanabilir. Modifiye edilmiş hiperbolik model için kayma modülü azalım denklemi ise Denklem 2.42'deki gibi tanımlanmaktadır.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (2.42)$$

Phillips ve Hashash (2009), literatürdeki yer alan kayma modülü azalım eğrilerine karşılık gelen uygun β , s , γ_r değerlerini özetlemiştir. Bu değerler için çok yüksek korelasyon değerleri elde edilmiştir. Phillips ve Hashash (2009)'ün çalışmasında önerdiği killi numunelere ait β , s , γ_r değerleri Tablo 2.3'de verilmiştir.

Darendeli (2001), Hardin ve Drnevich (1972b) tarafından geliştirilen hiperbolik zemin modeline dayalı normalize edilmiş kayma modülü ve sönüm eğrilerini karakterize etmek için iki parametrelilik model önermiştir. Darendeli (2001), kayma modülü azalım eğrisi üzerinde, $G/G_{\max} = 0.5$ 'e karşılık gelen kayma birim deformasyon genliğini, referans kayma birim deformasyonu olarak tanımlamıştır (Şekil 2.37). Bu tanım, Hardin ve Drnevich (1972b)'in tanımladığı referans kayma birim deformasyonundan tamamen farklıdır. Böylece herhangi bir normalize edilmiş modül azalım eğrisi için referans kayma birim deformasyon değeri laboratuvar ölçümlerinden kolaylıkla belirlenebilecektir. Referans kayma birim deformasyon ($\gamma_r = \gamma_{G/G_{\max}=0.5}$) hiperbolik modelin anahtar parametresidir. Darendeli (2001)'nin kayma modülü azalım eğrisi için önerdiği modifiye edilmiş hiperbolik model Denklem 2.43'de görülmektedir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (2.43)$$

Tablo 2.3. Literatürdeki kayma modülü azalım eğrilerine karşılık gelen modifiye edilmiş hiperbolik model parametreleri (Phillips ve Hashash, 2009)

No.	Referans	Zemin Tanımı	β	s	γ_r	R ²
1	Vucetic ve Dobry (1991)	I _p = 0	1.000	0.870	0.031	0.999
2	Vucetic ve Dobry (1991)	I _p = 15	1.000	0.810	0.070	0.999
3	Vucetic ve Dobry (1991)	I _p = 30	1.000	0.810	0.139	0.999
4	Vucetic ve Dobry (1991)	I _p = 50	1.000	0.840	0.276	0.999
5	Vucetic ve Dobry (1991)	I _p = 100	1.000	0.930	0.562	0.998
6	Vucetic ve Dobry (1991)	I _p = 200	1.000	1.140	0.897	0.999
7	Zhang vd. (2005)	I _p = 0	1.560	0.810	0.139	0.999
8	Zhang vd. (2005)	I _p = 15	1.570	0.780	0.170	1.000
9	Zhang vd. (2005)	I _p = 30	1.570	0.810	0.194	1.000
10	Zhang vd. (2005)	I _p = 50	1.564	0.900	0.214	1.000
11	Zhang vd. (2005)	I _p = 100	1.570	0.930	0.318	1.000
12	Okur ve Ansal (2007)	I _p = 12	0.750	0.990	0.043	1.000
13	Okur ve Ansal (2007)	I _p = 27	0.756	0.960	0.083	1.000
14	Okur ve Ansal (2007)	I _p = 43	0.748	0.990	0.150	0.998
15	Cardona ve Yamin (1997)	I _p = 20	1.560	0.660	0.225	1.000
16	Cardona ve Yamin (1997)	I _p = 40	1.500	0.750	0.338	1.000
17	Cardona ve Yamin (1997)	I _p = 60	1.560	0.840	0.442	1.000
18	Cardona ve Yamin (1997)	I _p = 80	1.580	0.870	0.533	1.000
19	Cardona ve Yamin (1997)	I _p = 100	1.600	0.900	0.608	1.000
20	Cardona ve Yamin (1997)	I _p = 150	1.460	0.960	0.649	1.000
21	Darendeli (2001)	I _p = 20	1.000	0.930	0.050	1.000
22	Darendeli (2001)	I _p = 50	1.000	0.930	0.078	1.000
23	Darendeli (2001)	I _p = 100	1.000	0.900	0.124	1.000
24	Darendeli (2001)	I _p = 200	1.000	0.900	0.215	1.000

Denklem 2.43'deki eğrilik katsayısı (a), normalize edilmiş modül azalım eğrisinin şeklinin belirlenmesini sağlayan ifadedir. Bu modeldeki iki parametre (γ_r ve a) zemin türü (I_p) ve yükleme şartları (σ_0' ve OCR) ile aşağıdaki gibi ilişkilendirilebilir.

$$\gamma_r = (\phi_1 + \phi_2 \times I_p \times OCR^{\phi_3}) \times (\sigma'_0)^{\phi_4} \quad (2.44)$$

$$a = \phi_5 \quad (2.45)$$

Burada,

I_p ; plastisite indisi (%),

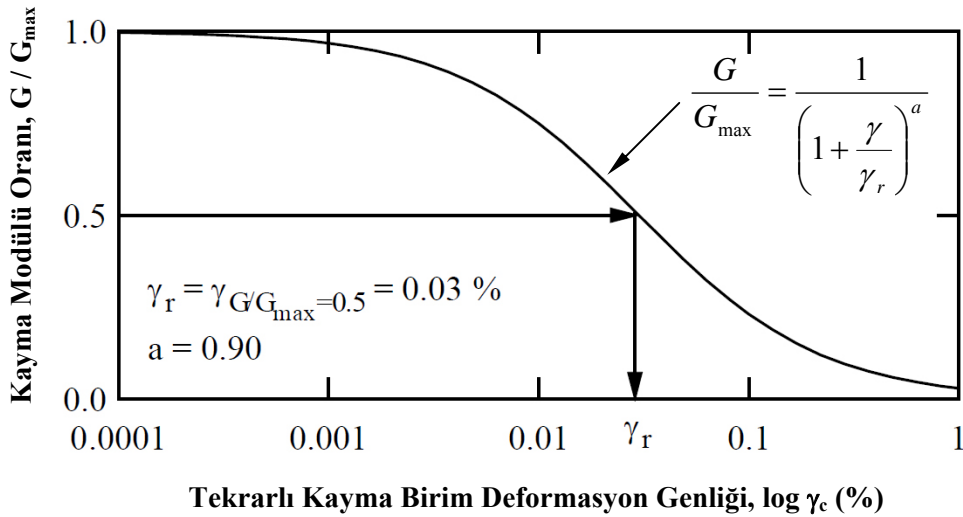
OCR; aşırı konsolidasyon oranı,

σ'_0 ; ortalama efektif çevre gerilmesi (atm cinsinden),

$\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5$; zemin türü ve yükleme şartlarına bağlı normalize edilmiş modül azalım eğrisi parametreleridir.

Darendeli (2001), farklı lokasyonlara ait zemin numuneleri üzerinde geliştirdikleri deneysel çalışmalar ve istatistiksel değerlendirmelerden sonra bu katsayılar için ortalama değerleri aşağıdaki gibi önermiştir.

$$\phi_1 = 0.0352 \quad \phi_2 = 0.0010 \quad \phi_3 = 0.3246 \quad \phi_4 = 0.3483 \quad \phi_5 = 0.9190$$



Şekil 2.37. Modifiye edilmiş hiperbolik model için referans kayma birim deformasyon tanımı (Darendeli, 2001)

Sonuç olarak, Dobry ve Vucetic (1987) kayma modülü azalım oranını (G/G_{\max}) etkileyen ifadeleri ve etkime şekillerini aşağıdaki gibi özetlemişlerdir.

1. Efektif çevre gerilmesi (σ_c') arttıkça, G/G_{\max} artar. Ancak, plastisite indisinin artışıyla bu etki azalır.
2. Boşluk oranı (e) arttıkça, G/G_{\max} artar.
3. Jeolojik yaşlanma (t_g) etkisi açısından, zaman arttıkça, G/G_{\max} artabilir.
4. Çimentolanma (c) etkisi arttıkça, G/G_{\max} artabilir.
5. Aşırı konsolidasyon oranındaki (OCR) değişim G/G_{\max} 'ı etkilemez.
6. Plastisite indisi (I_p) arttıkça, G/G_{\max} artar.
7. Tekrarlı kayma birim deformasyon genliği (γ_c) arttıkça, G/G_{\max} azalır.
8. Kayma birim deformasyon oranı ($\dot{\gamma}$) arttıkça, G artar. Ancak, G ve G_{\max} aynı $\dot{\gamma}$ 'da ölçülürse G/G_{\max} muhtemelen etkilenmez.
9. Çevrim sayısı (N) arttıkça, belirli bir eşik değerden sonra G/G_{\max} azalır.

2.2.3. Sönüm oranı – birim deformasyon genliği ilişkisi

Sönüm; malzeme içinde çok çeşitli şekillerde oluşabilen enerji kayıplarını ifade etmek için kullanılan dinamik bir kavramdır. Bir malzemenin sönümünün büyük olması, bu malzemenin dinamik yükleme ya da titreşimler sırasında daha çok enerji soğurabilmesi anlamına gelmektedir. Zeminlerin sönüm özellikleri genellikle deneysel olarak histeresis eğrileri kullanılarak saptanmaktadır (Şekil 2.4). Histeresis ilmiğinin genişliği, enerji sönümlenmesinin bir ölçüsü olan alan ile ilişkili olup, sönüm oranı aşağıdaki ifade ile tanımlanabilmektedir. Sönüm oranını ifade etmek için genellikle “D” simgesi kullanılmasına karşın, literatürde “h”, “λ”, “ξ” simgelerine de rastlanmaktadır.

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{W_D}{W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_L}{G_{\text{sec}} \cdot \gamma_c^2} \quad (2.46)$$

Burada,

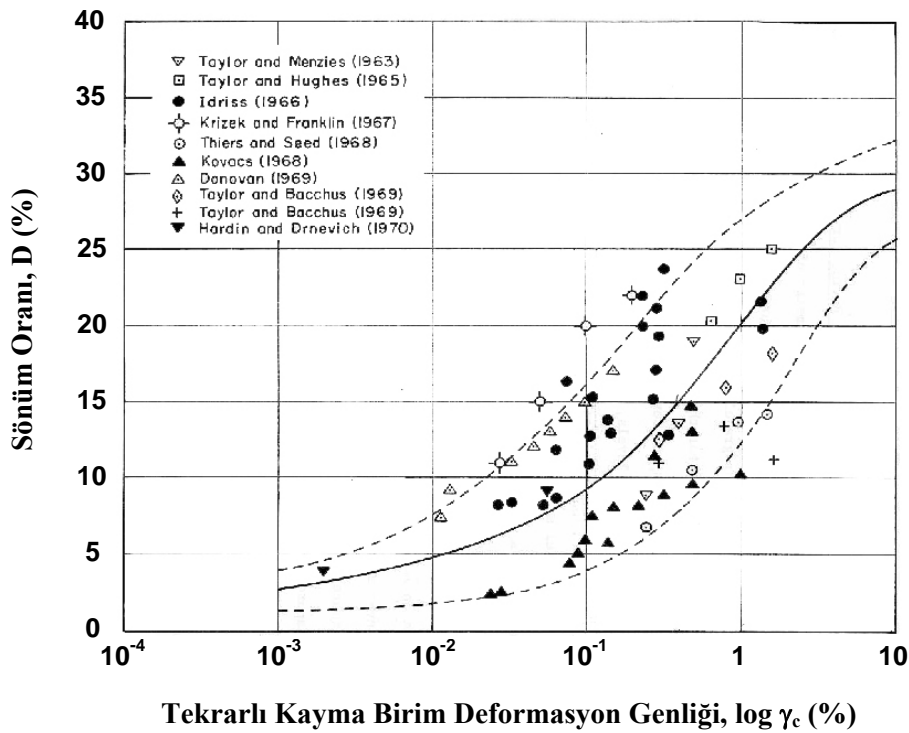
W_D ; sönümlenen enerji,

W_s ; maksimum birim deformasyon enerjisi,

A_L ; histeresis ilmiğinin alanıdır.

Teorik olarak, eşik kayma birim deformasyon seviyesi altındaki birim deformasyonlarda enerji sönümlenmesi söz konusu değildir. Ancak, deneysel bulgular çok düşük birim deformasyon seviyelerinde bile enerji sönümlenmesinin olduğunu ve sönüm oranının hiçbir zaman sıfır olamayacağını göstermiştir (Kramer, 1996). Zeminlerde sönüm oranı, birim kayma genliğindeki artış ile büyümektedir. Sönüm oranının, kayma birim deformasyon genliği ile değişimine ait tipik bir eğri Şekil 2.20’de gösterilmiştir.

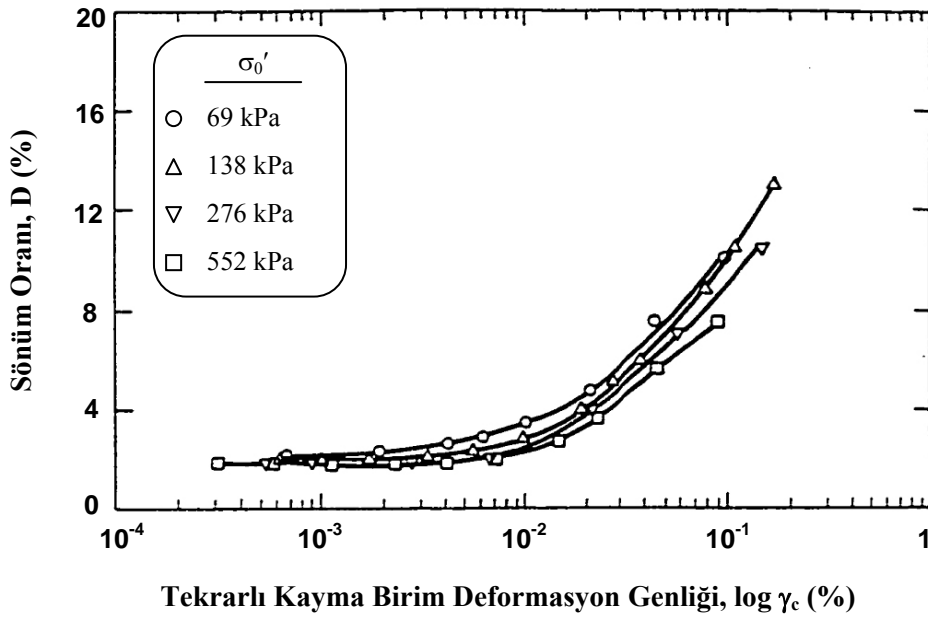
Seed ve Idriss (1970), doymuş killer için literatürde yer alan çalışmalara ait sönüm oranı – kayma birim deformasyon analiz sonuçlarını Şekil 2.38’de görüldüğü gibi, tek bir grafik üzerinde özetlemişlerdir. Sönüm oranı ve kayma birim deformasyonu arasındaki ilişki için gözlenen alt ve üst sınırlar yaklaşık olarak tanımlanmıştır. Ayrıca, eldeki tüm deneysel verileri temsil edebilmesi için ortalama eğri tanımlanmıştır. İlerleyen yıllarda, sönüm oranını etkileyen ana parametreleri anlamak için pek çok deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2.38. Doymuş killer için sönüm oranı aralığı (Seed ve Idriss, 1970)

2.2.3.1. Sönüm oranına efektif çevre gerilmesinin etkisi

Stokoe vd. (1980), plastik killer için sönüm oranı eğrisi üzerinde çevre gerilmesinin etkisini Şekil 2.39'da göstermiştir. Sabit kayma birim deformasyon için, çevre gerilmesindeki artış, zeminin sönümlenme kapasitesini az da olsa düşürmektedir. Kim ve Novak (1981), $\gamma = 2 \times 10^{-5}$ gibi küçük kayma birim deformasyon seviyesinde, örselenmemiş doğal zeminlerin sönüm oranının, çevre gerilmesindeki artış ile hafif bir azalış sergilediğini göstermiştir. Kokusho vd. (1982), birbirine yakın plastisite indisi değerlerine sahip killi zeminler için çevre gerilmesindeki artışın, sönüm oranında ihmal edilebilir seviyede hafif bir azalışa sebep olduğunu gözlemlemişlerdir. Benzer şekilde, Zen ve Higuchi (1984) de çevre gerilmesinin sönüm oranını etkilemediğini rapor etmişlerdir. Ancak, düşük plastisiteli zeminlerin sönüm oranı, efektif çevre gerilmesinden etkilenmektedir (Kramer, 1996).



Şekil 2.39. Plastik killer için efektif çevre gerilmesinin sönüm oranına etkisi (Stokoe vd., 1980)

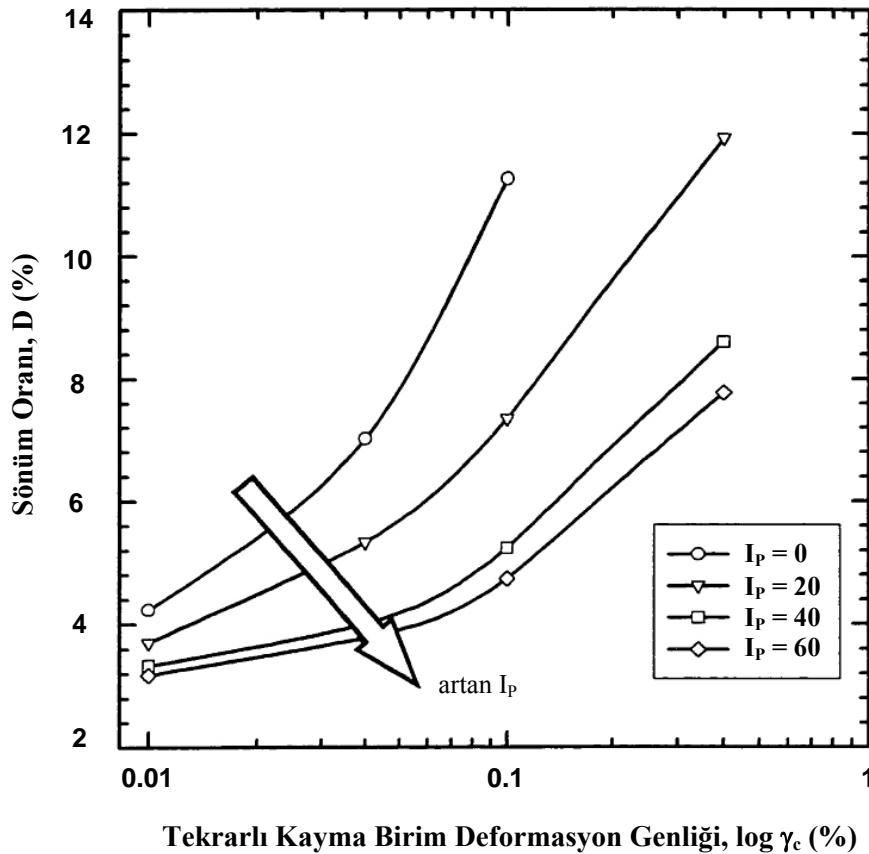
2.2.3.2. Sönüm oranına plastisite indisinin etkisi

Kayma modülü azalım davranışının plastisiteden etkilenişine benzer olarak sönüm oranı da plastisiteden önemli şekilde etkilenmektedir. Plastisite indisinin artmasıyla, aynı tekrarlı birim deformasyon genliğinde sönümlenen enerji miktarı azalmaktadır.

Yani, plastisite indisinin artışı ile sönüm oranı azalacaktır. İri daneli zeminler ile non-plastik siltlerin sönüm oranı, plastik killere göre daha fazladır.

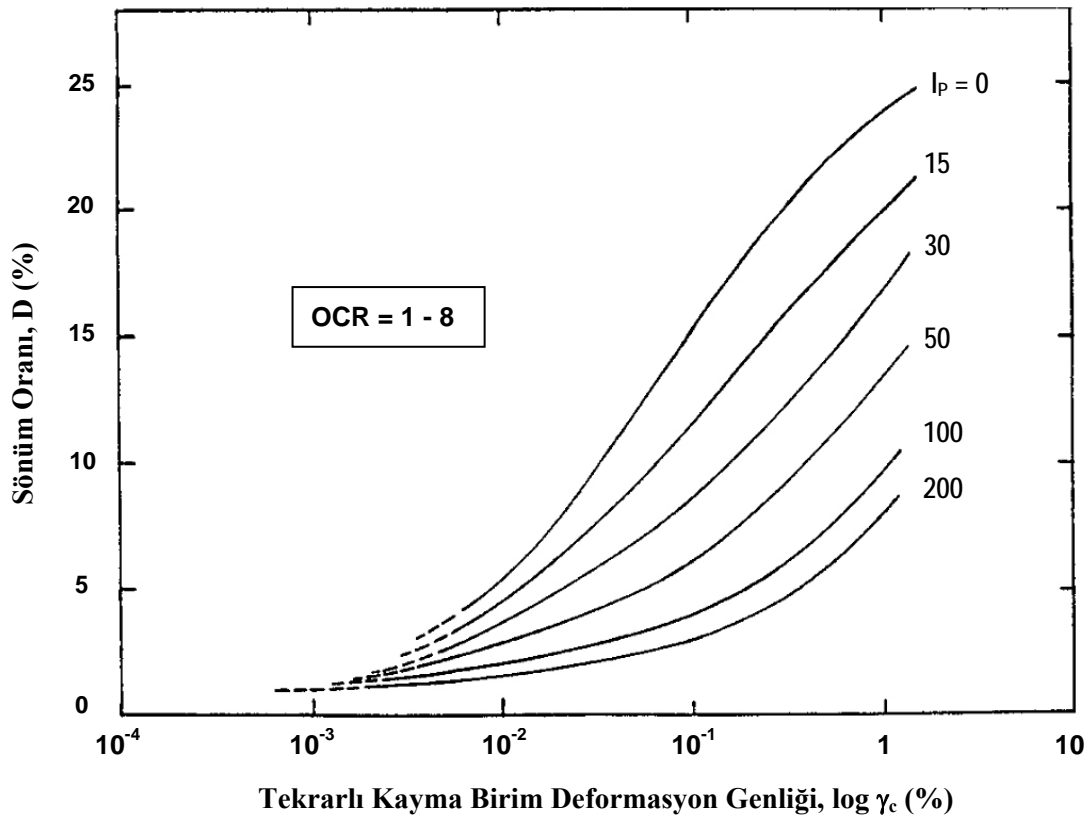
Park (1998), Kokusho vd. (1982) tarafından rapor edilen deney sonuçlarına dayanarak sönüm oranı ve plastisite indisi arasındaki ilişkiyi Şekil 2.40'da göstermiştir. Aynı kayma birim deformasyon seviyesinde, plastisite indisi büyük olan zeminin sönüm oranının daha az olduğu görülmektedir.

Zen ve Higuchi (1984), plastisite indisi aralığı 0 - 87 olan kohezyonlu zeminler üzerinde rezonant kolon ve tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmişlerdir. Sönüm oranının plastisite indisine bağlı olduğunu belirten yazarlar, Kokusho vd. (1982)'nin de gözlemlediği gibi, sönüm oranının, $I_p = 40 - 60$ aralığında en düşük değerini aldığını belirtmişlerdir.



Şekil 2.40. Farklı plastisite indisine sahip killerin sönüm oranı – kayma birim deformasyon ilişkisi (Kokusho vd., 1982)

Vucetic ve Dobry (1991), plastisite indisi ve sönüm oranı arasındaki ilişki için pratik amaçlarda kullanılabilir bir dizayn kartı geliştirmişlerdir (Şekil 2.41). Sönüm oranına etki eden ana faktörün plastisite indisi olduğunu belirtilen çalışmada, tekrarlı kayma birim deformasyon genliği arttıkça, plastisitenin sönüm oranı üzerindeki etkisi de daha belirginleşmektedir. Küçük birim deformasyon seviyelerinde ($\gamma_c > \%0.01$), plastisite indisi ile sönüm oranı arasındaki ilişkinin çok açık olmamasından dolayı, bu kısımlar grafik üzerinde kesikli çizgilerle gösterilmiştir. Sönüm oranının küçük birim deformasyon seviyelerindeki değeri üzerinde plastisite indisinin etkisi EPRI (1993) tarafından değerlendirilmiştir. Şekil 2.42’de, küçük birim deformasyon değerlerinde plastisite indisinin artışıyla sönüm oranının da arttığı görülmektedir (Lanzo ve Vucetic, 1999).



Şekil 2.41. Normal konsolide ve aşırı konsolide zeminler için plastisite indisi ve $D - \gamma_c$ ilişkisi (Vucetic ve Dobry, 1991)

Yamada vd. (2008b), belirli bir tekrarlı kayma birim deformasyon genliğinde, tanımladıkları eşdeğer plastisite indisi ile sönüm oranı arasında lineer bir ilişki

olduğunu göstermişlerdir. Sönüm oranının Denklem 2.47 ile ifade edildiği çalışmada, a_h ve b_h değerleri birim deformasyon seviyesine bağlı olarak sunulmuştur.

$$D = a_h + I_p^* . b_h \quad (2.47)$$

2.2.3.3. Sönüm oranına frekansın etkisi

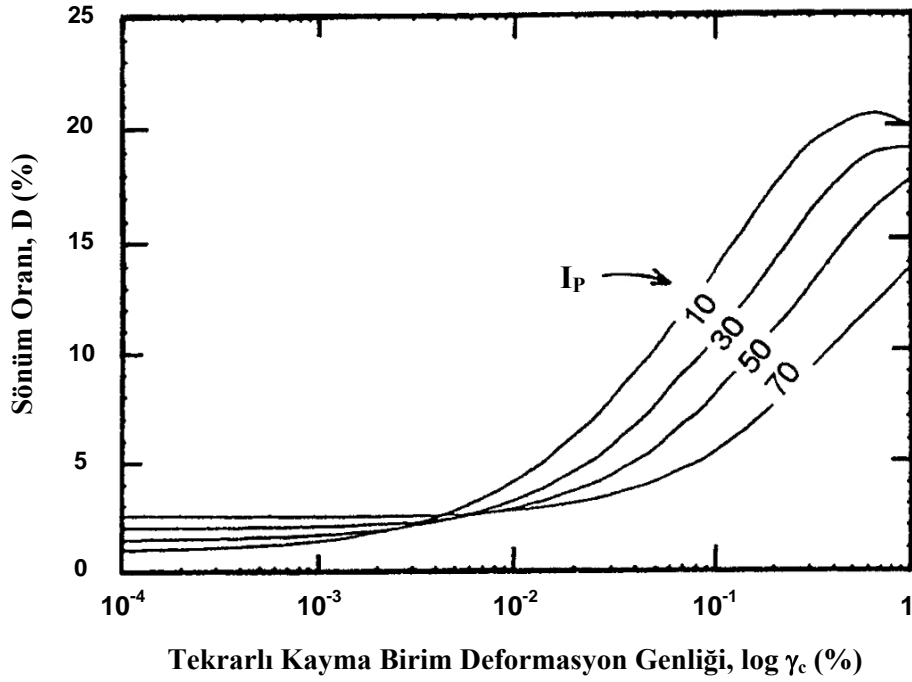
Zavoral ve Campanella (1994), plastisite indisi, $I_p = 20 - 40$ arasında değişen örselenmemiş ince daneli zeminler üzerinde 0.01; 0.1; 1 Hz frekanslarda burulmalı kesme ve 10-30 Hz'lik frekanslarda rezonant kolon deneyi gerçekleştirmişlerdir. Çalışma sonunda, sönüm oranının frekanstan önemli şekilde etkilenmediği belirtilmiştir.

Shibuya vd. (1995), plastisite indisi, $I_p = 16$ ve 27 olan killi zeminlerde, geniş bir frekans aralığı için sönüm oranı değişiminin 3 farklı davranış sergilediğini belirtmişlerdir (Şekil 2.43). 0.1 Hz'den küçük frekanslarda, frekansın azalışı sönüm oranını artırmaktadır. Sismik yükleme durumlarının daha çok gerçekleştiği 0.1 ve 10 Hz aralığındaki frekanslarda ise, sönüm oranı frekanstan etkilenmemektedir. Frekansın 10 Hz'den daha büyük olduğu tekrarlı yükleme şartlarında ise, sönüm oranı frekansla artış göstermektedir.

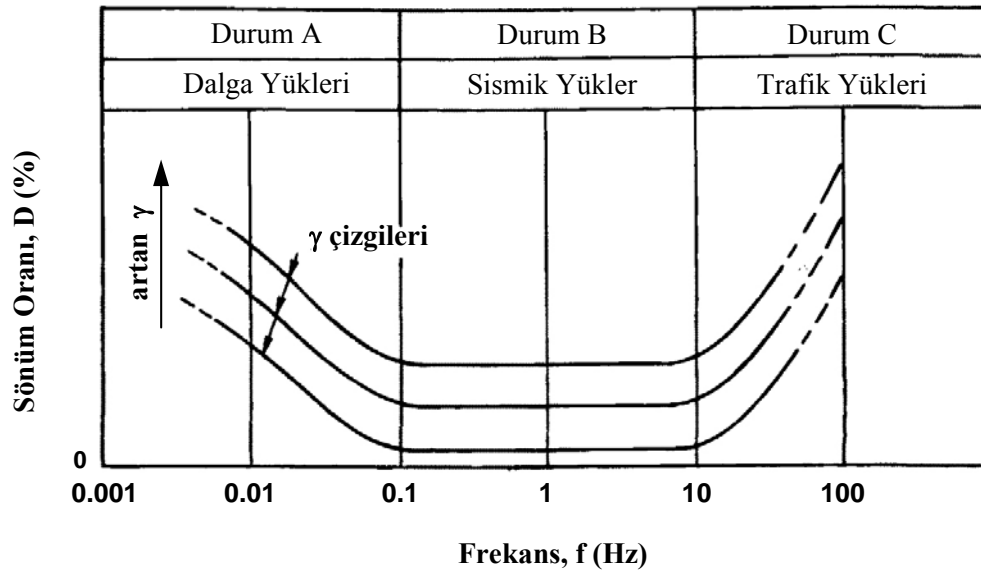
2.2.3.4. Sönüm oranı için geliştirilen modeller

Gerek kayma modülü azalım oranının gerekse sönüm oranının kayma birim deformasyon genliğine bağlı oluşu, pek çok araştırmacıyı bu iki ifade arasındaki olası ilişkiyi araştırmaya yönlendirmiştir. Bir de plastisite indisi gibi bazı parametrelerde kayma modülü azalım oranı ve sönüm oranının büyük ölçüde etkilenişi bu ilişkiyi kuvvetlendirmektedir. Araştırmacılar, Bölüm 2.2.2'de sunulan, G/G_{max} için geliştirilmiş modeller ve ampirik ilişkilerden yola çıkarak sönüm oranının birim deformasyon genliği ile değişimini tahmin etmeye çalışmışlardır.

Hardin ve Drnevich (1972b), sönüm oranı ile normalize edilmiş kayma modülü arasında Denklem 2.48'de verilen basit ilişkiyi türetmişlerdir.



Şekil 2.42. Killer için analitik olarak türetilen sönüm oranı eğrileri üzerinde plastisite indisinin etkisi (EPRI, 1993)



Şekil 2.43. Kohezyonlu zeminlerin sönüm oranı üzerinde frekansın etkisi (Shibuya vd., 1995)

$$D = D_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.48)$$

Burada,

D_{\max} ; maksimum sönüm oranı olup, doygun killer için,

$$D_{\max} = 31 - (3 + 0.03f)(\sigma_0')^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5 \log N \quad (2.49)$$

ifadesi kullanılabilir. Denklem 2.49'da ise,

N ; çevrim sayısı,

f ; frekans (Hz)

σ_0' ; efektif çevre gerilmesi (kg/cm^2) olarak ifade edilmektedir.

Ishibashi ve Zhang (1993), plastik ve non-plastik zeminler için ampirik sönüm oranı ifadeleri geliştirmişlerdir.

$$D = 0.333 \frac{1 + \exp[-0.0145 \times (I_p)^{1.3}]}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) + 1 \right] \quad (2.50)$$

Burada,

I_p , plastisite indisi olup, % cinsinden ifade edilmektedir.

Park (1998), literatürdeki sunulan çalışmalar için normalize edilmiş kayma modülü ve sönüm oranı ilişkisini kullanarak, killi zeminler için Denklem 2.51'i önermiştir.

$$D = 17.83 \left[0.56 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.39 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) + 1 \right] \quad (2.51)$$

Vrettos ve Savidis (1999), plastisite indisi, $I_p = 1 - 40$ arasında değişen ince daneli zeminler için sönüm oranı ve kayma modülü azalım oranının ilişkisini göstererek, aşağıdaki ifadeyi önermişlerdir.

$$D = D_{\min} + D_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \left(1 - \eta \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.52)$$

Burada,

D_{\min} ; eşik birim deformasyonun altındaki sönüm oranı olup, bu çalışmada, %1.2 ile %3 arasında değişmiştir.

D_{\max} , orta plastisiteli killer için %18,
 $\eta = 0.7$ olarak önerilmiştir.

Zhang vd. (2005), farklı kaynaklardan elde edilen dinamik deney sonuçlarını kullanmışlardır. Burulmalı kesme deney sonuçları için G/G_{\max} ile $D-D_{\min}$ arasındaki en uygun ilişkinin aşağıdaki ifade ile formüle edileceğini belirtmişlerdir.

$$D - D_{\min} = 10.6 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 31.6 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) + 21.0 \quad (2.53)$$

Okur ve Ansal (2007), plastisite indisi 9 ve 40 arasında değişen ince daneli zeminler üzerinde gerçekleştirdikleri tekrarlı üç eksenli deney sonuçlarına dayanarak, tekrarlı kayma birim deformasyon genliği ile sönüm oranı artışını modellemişlerdir. Plastisite indisi (I_p) ve kayma birim deformasyon genliğine (γ_c) dayalı olarak geliştirdikleri ampirik ifade Denklem 2.54'de görülmektedir.

$$D = -6.3 + 19.2 \times 0.9976^{I_p} \left[1.54 - \exp(-8.73 \times \gamma_c \times 0.99^{I_p}) \right] \quad (2.54)$$

Yazarlar, ayrıca, sönüm oranını, G/G_{\max} 'ın fonksiyonu olarak düşünerek basit bir regresyon ilişkisi kurmuşlardır.

$$D = 20.033 - 18.114 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.55)$$

Kallioglou vd. (2008), örselenmemiş ve laboratuvarında hazırlanmış numuneler için $D-D_{\min}$ ile G/G_{\max} arasındaki ilişkiyi yarı logaritmik eksen takımı üzerinde incelemişler ve aşağıdaki ifadeyi önermişlerdir.

$$D - D_{\min} = 0.0741 - 8.3929 \times \ln \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.56)$$

Sonuç olarak, Dobry ve Vucetic (1987)'in önerdiği, sönüm oranını (D) etkileyen parametreleri ve etkime şekillerini aşağıdaki gibi özetlenebilir.

1. Efektif çevre gerilmesi (σ_c') arttıkça, D azalır. Ancak, plastisite indisinin artışıyla bu etki azalır.
2. Boşluk oranı (e) arttıkça, D azalır.
3. Jeolojik yaşlanma (t_g) etkisi açısından, zaman arttıkça, D azalır.
4. Çimentolanma (c) etkisi arttıkça, D azalabilir.
5. Aşırı konsolidasyon oranındaki (OCR) değişim D'yi etkilemez.
6. Plastisite indisi (I_p) arttıkça, büyük birim deformasyonlarda D azalır. Ancak, $\gamma < 0.01$ için I_p arttıkça, D artar.
7. Tekrarlı kayma birim deformasyon genliği (γ_c) arttıkça, D artar.
8. Kayma birim deformasyon oranı ($\dot{\gamma}$) arttıkça, D sabit kalır, ya da artabilir.

2.3. Zeminlerin Dinamik Mukavemet Özellikleri

Zeminlerin dinamik yükler altındaki mukavemet özellikleri başlığı altında genellikle yenilmeye veya büyük şekil değiştirmelere neden olan kayma gerilmesi genliği ve çevrim sayısı ile boşluk suyu basıncının tekrarlı yükleme sırasındaki değişimi incelenmektedir.

2.3.1. Yenilme kriteri

Zeminlerin dinamik mukavemet davranışlarının belirlenirken, en önemli noktaların başında yenilme tanımı gelmektedir. Zeminlerin monotonik yüklemeler altında yenilme anı belirlenirken, gerilme veya birim deformasyon seviyesine bağlı kriterler tanımlanmıştır. Gevrek malzeme davranışı gösteren sıkı kumlar ve aşırı konsolide killerin, gerilme – şekil değiştirme davranışı incelendiğinde eğrinin belirgin şekilde pik yaptığı nokta yenilme anı olarak tanımlanmaktadır. Ancak sünek davranış gösteren gevşek kum ve normal konsolide killerde yenilme anı gerilme değerine bağlı olarak tanımlanamamaktadır. Bu nedenle bu tür zeminlerde, yenilme kriteri belirli bir birim deformasyona (%10, 15, 20 gibi) karşılık gelen gerilme değeri olarak seçilmektedir. Bu tanımlamalara ilave olarak, büyük deformasyonların istenmediği

önemli mühendislik projelerinde (nükleer santraller gibi), mühendislik yapısı altında yer alan zeminin gerilme-şekil değiştirme davranışı büyük deformasyon seviyelerinde belirgin bir pik değer gösterse bile, izin verilen birim deformasyon seviyesine karşılık gelen gerilme değeri yenilme dayanımı olarak seçilmektedir.

Zeminin dinamik koşullar altındaki mukavemet davranışını anlamanın en kolay yolu, zemin yenilmelerinin tanımlanmasıdır. Zemin yenilmesi, doygun zeminlerin deprem sırası ve hemen sonrasında çevrimsel hareketlilik kazanması, sıvılaşması, temel altında taşıma gücünü yitirmesi, eğimli arazide akması, uzun süren deprem sırasında tekrarlı yükleme sonucu aşırı sıkışmalar göstermesi olaylarını kapsar. Bu olayları birbirinden ayırmak da her zaman kolay olmamaktadır (Ural, 2008).

Sıvılaşma davranışı gösterebilen kumlu veya siltli zeminlerde yenilme anı, dinamik etki ile efektif gerilmelerin sıfıra düşmesi şeklinde algılanır. Bu tanıma göre, sıvılaşma anında zeminin kayma direnci kaybolmakta ve sıvı gibi davranmaya başlamaktadır. Sıvılaşma nicel olarak da, boşluk suyu basıncının, başlangıç efektif çevre gerilmesine ulaşması biçiminde tanımlanabilir. Tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan gerilme artışları zemin iskeleti içerisinde ilk olarak boşluk suyu tarafından karşılanmaya çalışılmaktadır. Bu esnada boşluk suyu basıncı artarak, sismik etkiler öncesindeki efektif çevre gerilmesi değerine ($u = \sigma_0'$) kadar ulaşabilmektedir. Yenilmenin gerçekleştiği bu şartlarda boşluk suyu basıncı oranı, $r_u = u / \sigma_0' = \%100$ olmakta ve daneler arasındaki temas noktaları kaybolmaktadır.

Özellikle plastik zeminlerde tekrarlı yüklemelerden dolayı, boşluk suyu basıncı efektif çevre gerilmesi değerine ulaşamamaktadır. Ancak, zemin numunesinde oluşan, aksinel deformasyonlar o kadar büyük değerlere ulaşır ki, zeminin stabilitesinden söz etmek mümkün olmamaktadır. Bu durumda, sıvılaşma kavramında kullanılan yenilme tanımı ($r_u = \%100$) yeterli olamamakta ve yenilme anı için alternatif tanımların yapılmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Monotonik deneylerde olduğu gibi, tekrarlı deneyler için de alternatif yenilme kriteri olarak, birim deformasyon seviyesinin belirli bir değere ulaşması tercih edilmektedir. Günümüzde performans dayalı analizlerin ön plana çıkmaya başlamasıyla birlikte, zeminin sıvılaşma sıvılaşmamasından ziyade dinamik yükler altında ne ölçüde deformasyona

uğrayacağı tahmini daha önemli hale gelmiştir. Bu nedenle, yenilme anının da deformasyon seviyesine bağlı olarak seçilmesi uygun olmaktadır.

Birim deformasyon seviyesine bağlı olarak yenilmeler tek veya çift genlikli eksenel birim deformasyon cinsinden iki şekilde tanımlanmaktadır. İzotropik olarak konsolide edilmiş numunelerde tekrarlı gerilmeler hem basınç hem de çekme yönünde uygulanmakta ve deformasyonlar da genellikle basınç ve çekme bölgelerinde artış göstererek ilerlemektedir. Bu durumda toplam birim deformasyon değeri çift genlikli birim deformasyon seviyesi olarak adlandırılmaktadır. Çift genlikli birim deformasyon, Şekil 2.44'de gösterildiği gibi, herhangi iki ardışık basınç ve çekme çevrimindeki pik birim deformasyon değerlerinin toplamı kadardır. Yenilme kriteri, $\epsilon_{DA} = \%5$ veya $\epsilon_{DA} = \% \pm 2.5$ şeklinde gösterilmektedir. Tek genlikli eksenel birim deformasyon ise ya basınç (pozitif işaretli) ya da çekme (negatif işaretli) gerilmesi sırasında oluşan tek yöndeki birim deformasyon olarak tanımlanır. Tek genlikli eksenel birim deformasyona dayalı yenilme tanımlamalarında, basınç veya çekme bölgesinde izin verilen birim deformasyon değerine ulaşılması zeminin yenilme anı olarak kabul edilir. Yenilme kriteri, basınç için $\epsilon_s = \%3$, çekme için $\epsilon_s = \% -3$ şeklinde gösterilmektedir.

Tekrarlı üç eksenli deney sistemine dayalı olarak zemin yenilmesini veya zeminin tekrarlı mukavemetini tanımlamak için önerilen birim deformasyon seviyesi kriterleri için henüz evrensel bir çözüm ve kabul gerçekleştirilememiştir. Ancak, bazı yenilme kriterleri literatürde yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yenilme kriterleri ve kullanıldığı referans çalışmalar şu şekilde özetlenebilir.

a) $\%3$ tek genlikli eksenel birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_s = \%3$ (Boulanger vd., 1998; Bray ve Sancio, 2006; Boulanger ve Idriss, 2007; Donahue, 2007)

b) $\%5$ tek genlikli eksenel birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_s = \%5$ (Lee ve Roth, 1977)

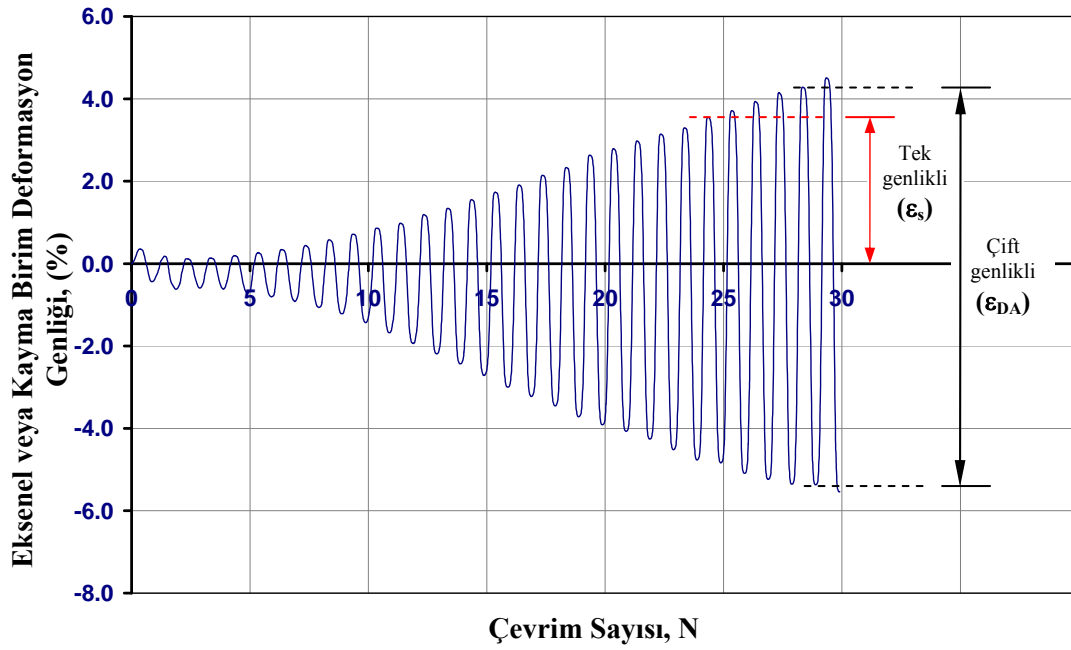
c) $\%2.5$ çift genlikli eksenel birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_{DA} = \%2.5$ (Koester, 1994)

d) $\%5$ çift genlikli eksenel birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_{DA} = \%5$ (Campanella ve Lim, 1981; Law and Ling, 1992; Donahue, 2007; Kaya, 2008)

e) %10 çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_{DA} = \%10$ (Lee vd., 1975; Silver vd., 1976, Chang vd., 1982)

f) %15 çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_{DA} = \%15$ (Andersen vd., 1988)

g) %20 çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesi, $\epsilon_{DA} = \%20$ (Lee ve Seed, 1967; Puri, 1984)



Şekil 2.44. Çift genlikli ve tek genlikli aksenal birim deformasyon tanımı

2.3.1.1. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminler için yenilme kriteri

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin davranışını incelemek için üç eksenli deney numuneleri anizotropik olarak konsolide edilmektedir (Bkz. 3.3.2). Bu zemin numuneleri, başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak kısmi gerilme çevrilmeli ya da gerilme çevrilmemesi olmayan tekrarlı gerilmelere maruz kalacaklardır. Yani, izotropik olarak konsolide edilen numunelerden farklı olarak çekme gerilmesi ya az olacak ya da hiç olmayacaktır. Killi zeminlerde, uygulanan tekrarlı gerilmenin tek yönlü veya çift yönlü oluşuna göre, deformasyon gelişim davranışı da farklılık göstermektedir. Anizotropik olarak konsolide edilmiş numunelerde, gerilme oranına bağlı olmakla beraber

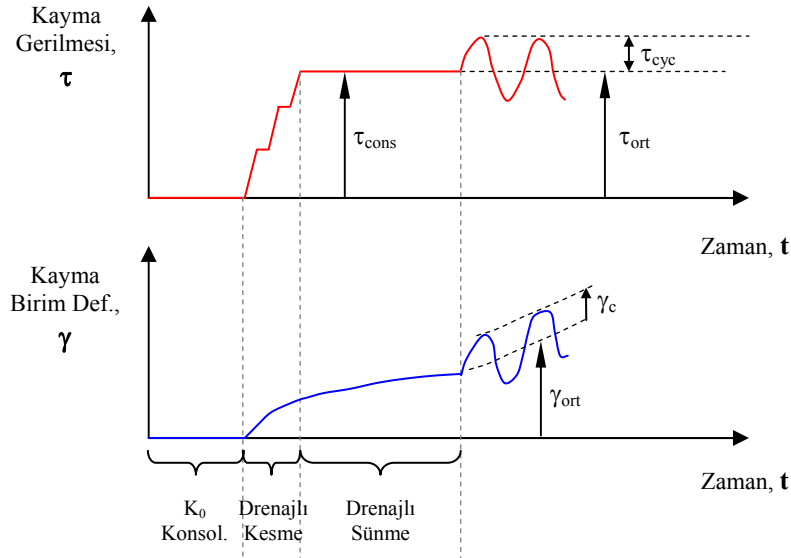
deformasyonlar genellikle başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulandığı yönde artış göstermektedir.

Goulois vd. (1985), gerilme kontrollü dinamik basit kesme deney sistemindeki zemin elemanı için genel gerilme-zaman ve birim deformasyon-zaman davranışını özetlemiştir. K_0 şartlarında konsolide edildikten sonra drenajlı başlangıç statik kayma gerilmesine (τ_{ort}) maruz bırakılan zemin numunesi yatay yönde deformasyona uğramaktadır. Tekrarlı kayma gerilmesinin (τ_{cyc}) uygulanmasıyla birlikte zemin elemanında tekrarlı kayma birim deformasyonu (γ_c) oluşacaktır. Burada, Goulois vd. (1985), zemin tekrarlı yükleme öncesinde başlangıç statik kayma gerilmesine maruz kaldığı için tekrarlı kayma birim deformasyonunun tek taraflı ilerleyeceğini kabul etmektedir. Ön-kesme ve tekrarlı yükleme aşaması sırasında oluşacak toplam ortalama kayma birim deformasyonu ise γ_{ort} olarak tanımlanmıştır. Çevrim sayısının artışıyla birlikte ortalama kayma birim deformasyonu (γ_{ort}) artmaktadır. Ortalama kayma birim deformasyon genliğinin tanımlanan özel bir değere ulaşması durumu yenilme kriteri olarak tanımlanmıştır (Şekil 2.45).

Başlangıç statik kayma gerilmesinin olmaması durumunda ($\tau_{ort} = 0$), tekrarlı kayma birim deformasyon genliği (γ_c) tek yönlü olarak (sadece basınç yönünde) ilerlemeyecektir. Bu durumda yenilme tanımı, tekrarlı kayma birim deformasyon genliğinin (γ_c) tanımlanan özel bir değere ulaşması olarak seçilecektir.

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin dinamik davranışları incelenirken genellikle numunelerin bu kayma gerilmeleri altında konsolidasyonunu tamamladığı düşünülmektedir. Goulois vd. (1985)'in de benzer düşünce ile ön-kesme sonrasında numunenin drenajına izin verdiği görülmektedir. Ön-kesme sonunda numune tekrar dengeye ulaşacak ve daha sonra tekrarlı gerilmelere maruz kalacaktır. Ancak, Goulois vd. (1985)'in ortalama kayma birim deformasyon genliğini, ön-kesme aşamasının başlangıcından itibaren oluşan toplam birim deformasyon olarak hesaba kattığı görülmektedir. Bu durumun, tekrarlı yüklemeye kaynaklanan yenilme modunu açıklamakta uygun olmayacağı düşünülebilir. Çünkü önerilen yenilme kriteri, ön-kesme sırasındaki deformasyon ve sünme değerlerini de

içermektedir. Bu nedenle, tekrarlı gerilmelerden kaynaklanan birim deformasyonların, yenilme kriteri olarak tanımlanan birim deformasyon seviyesine ulaşması durumunun yenilme anı olarak seçilmesi daha uygun olacaktır.



Şekil 2.45. Ortalama ve tekrarlı kayma gerilmesi ve eksenel birim deformasyon tanımları (Goulois vd., 1985)

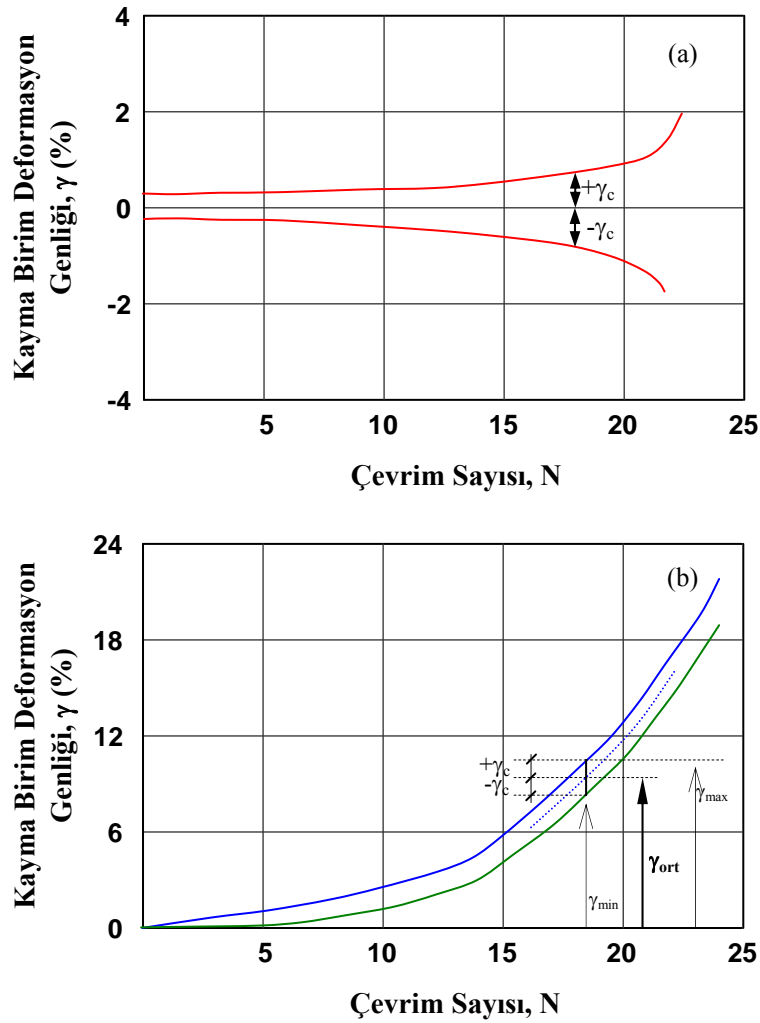
Andersen ve Lauritzsen (1988), Drammen kili üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmada, benzer yenilme kriterleri modlarını kullanmıştır. Ancak, yukarıda belirtilen hususlara paralel olarak, yenilme tanımındaki kayma birim deformasyon seviyeleri sadece tekrarlı yükleme sırasında oluşan deformasyonlar olarak tanımlanmıştır.

Andersen ve Lauritzsen (1988), başlangıç kayma gerilmesinin olmadığı simetrik tekrarlı basit kesme deney sonuçlarından, tekrarlı kayma birim deformasyonunun çevrim sayısı ile arttığını belirtmişlerdir. Şekil 2.46a'da görüldüğü gibi, tekrarlı birim deformasyon seviyesinin (γ_c) büyük değerlere ulaşmasından dolayı yenilme gerçekleşmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin olması durumunda ise tekrarlı kayma birim deformasyon seviyesi (γ_c) büyük değerlere ulaşmamaktadır (Şekil 2.46b). Bu durumda, yenilme anı tekrarlı yükleme sırasında oluşan ortalama kayma birim deformasyon (γ_{ort}) seviyesinin büyük değerlere ulaşması olarak tanımlanmıştır. Andersen vd. (1988), yenilme anını, tekrarlı veya ortalama kayma birim deformasyonunun, $\gamma = \%15$ seviyesine ulaşması olarak tanımlamışlardır. Tekrarlı ve ortalama kayma birim deformasyon sırasıyla,

$$\gamma_c = \frac{1}{2}(\gamma_{\max} - \gamma_{\min}) \quad (2.57)$$

$$\gamma_{ort} = \frac{1}{2}(\gamma_{\max} + \gamma_{\min}) \quad (2.58)$$

olarak ifade edilmektedir.



Şekil 2.46. Başlangıç statik kayma gerilmesinin a) $\tau_s = 0$ olması, b) $\tau_s > 0$ olması durumunda, ortalama ve tekrarlı aksel birim deformasyon gelişimi (Andersen ve Lauritzsen; 1988)

Hyodo vd. (1991), Toyoura kumu üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmalarında, tekrarlı gerilmelerin, gerilme çevrilmesine sebep olmadığı başlangıç statik kayma gerilmeli durumlarda, boşluk suyu basıncının asla efektif çevre gerilmesine ulaşamadığını bildirmişlerdir. Bu nedenle, tekrarlı birim deformasyon yerine kalıcı birim

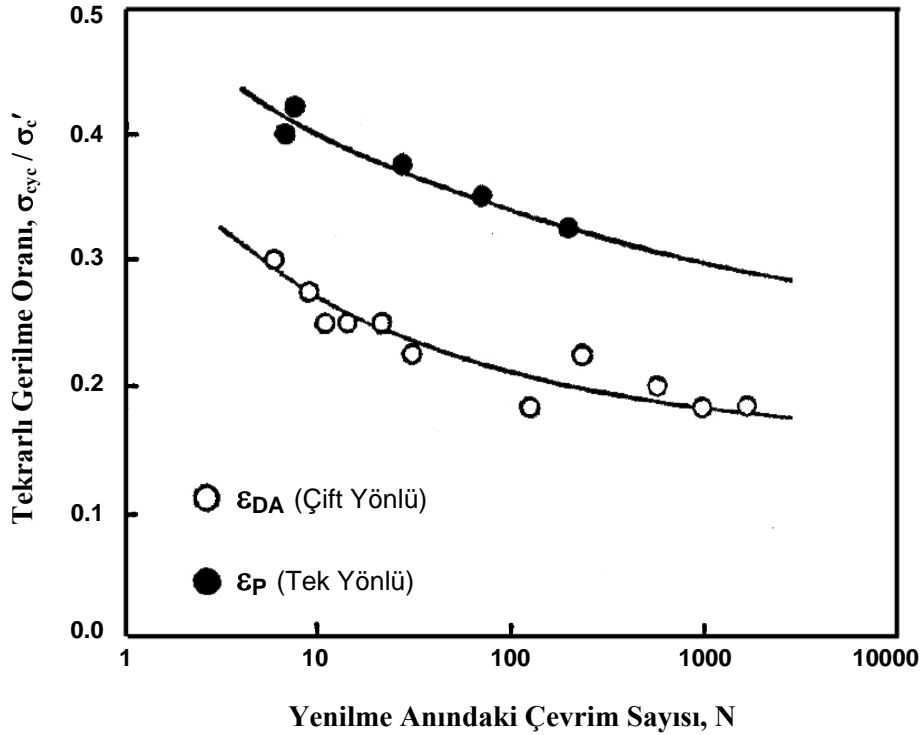
deformasyonun yüksek değerlere ulaşması durumu yenilme anı olarak kabul edilmiştir. Zemin numunelerinin dinamik mukavemetinin belirlenmesi aşamasında, çift genlikli aksenal birim deformasyonun (ϵ_{DA}), %2 veya %5'e ulaşması, kalıcı aksenal birim deformasyonların ise (ϵ_P) %2, %5 veya %10 seviyelerine ulaşması durumları yenilme kriterleri olarak seçilmiştir.

Yasuhara vd. (1992), iki yönlü yükleme sırasında, tekrarlı birim deformasyonun hakim parametre olduğunu, ortalama kayma birim deformasyonun ise küçük değerlerde olduğunu belirtmiştir. Buna karşın, tek yönlü yükleme sırasında ise tekrarlı kayma birim deformasyonun küçük değerlerde olduğu ve hakim ifadenin ortalama kayma birim deformasyonu olduğu gösterilmiştir. Yenilme kriteri, tek yönlü deformasyon sergileyen numuneler için ($\epsilon_P = \%5$), çift yönlü birim deformasyon davranışı sergileyen numuneler için ise ($\epsilon_{DA} = \%5$) olarak seçilmiştir. Şekil 2.47, iki yönlü yükleme ($\epsilon_{DA} = \%5$) altında kil numunelerinin tekrarlı mukavemetinin bir yönlü yükleme ($\epsilon_P = \%5$) altındakinden hafif olarak daha küçük olduğunu göstermektedir. Burada, ϵ_{DA} , çift genlikli aksenal birim deformasyonu, ϵ_P ise yükleme çevrimindeki pik aksenal birim deformasyon değerini göstermektedir.

Hyodo vd. (1994) ve Hyodo vd. (1999) ise, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zemin numuneleri için tekrarlı yenilmeyi pik aksenal birim deformasyonun, $\epsilon_P = \%10$ olduğu durum olarak tanımlamışlardır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin sıfır olduğu şartlardaki numunelerin tekrarlı mukavemeti değerlendirilirken, pik aksenal birim deformasyon (ϵ_P) yerine çift genlikli aksenal birim deformasyon (ϵ_{DA}) ifadesi kullanılmıştır. Bu koşullarda da, $\epsilon_{DA} = \%10$ birim deformasyon seviyesi yenilme anı olarak tanımlanmıştır.

Hyde vd. (2006) ve Hyde vd. (2007), plastisite indisi, $I_p = 6$ olan düşük plastisiteli silt numuneler üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmalarında, tekrarlı üç eksenli deney sistemini kullanmışlardır. Yenilme türünün, numunelerin tekrarlı yükler altında gerilme çevrilmesine maruz kalıp kalmamasına bağlı olduğu tespit edilen çalışmada; yenilme anı birim deformasyon seviyesinin %5'e ulaşması olarak tanımlanmıştır. Düşük plastisiteli numunelerde, sıvılaşmanın sadece gerilme çevrilmeli şartlarda

olduğu gözlenmiştir. Gerilme çevrilmesi olmayan durumlarda, numunelerde büyük aksenal birim deformasyonlar oluşmasına rağmen boşluk suyu basıncı, efektif çevre gerilmesi seviyesine ulaşamamıştır. Bu nedenle, numuneye uygulanan tekrarlı gerilmenin, gerilme çevrilmeli olup olmamasına bağlı olarak iki ayrı yenilme kriteri kullanılmıştır. Gerilme çevrilmeli durum için çift genlikli aksenal birim deformasyonun, $\varepsilon_{DA} = \%5$, gerilme çevrilmesi olmayan şartlarda ise aksenal plastik birim deformasyonun, $\varepsilon_P = \%5$ oluşu yenilme anı olarak kabul edilmiştir. Çift genlikli aksenal birim deformasyonun $\varepsilon_{DA} = \%5$ seviyesi hızlı bir şekilde sıvılaşma yenilmesi sergilerken, aksenal plastik birim deformasyona bağlı yenilmelerin ($\varepsilon_P = \%5$) akma deformasyonu şeklinde olduğu gözlenmiştir.



Şekil 2.47. Tek ve çift yönlü yükleme durumları için tekrarlı mukavemetin karşılaştırılması (Yasuhara vd., 1992)

2.3.2. Frekans

Tekrarlı yüklemelere maruz zeminler, 0.01 Hz'den 100 Hz'e kadar çok geniş bir aralıkta yükleme frekansı ile karşılaşabilmektedir. Meng (2003), farklı dinamik yükleme durumları için frekans aralığını Tablo 2.4'de vermiştir. Yaygın olarak,

depremlerin frekanslarının 1 – 10 Hz arasında 10 ila 100 çevrim olduğu, binlerce çevrimli okyanus dalgaları için frekans aralığının ise 0.05 – 0.2 Hz olacağı kabul edilmektedir (Kayalı, 2008).

Tablo 2.4. Farklı dinamik durumlar için tipik yükleme frekansları (Meng, 2003)

Yükleme Türleri	Frekans (Hz)
Fırtınalar	0.01 – 0.1
Deniz dalgaları	0.05 – 0.07
Okyanus dalgaları	0.07 – 0.14
Trafik yükleri	< 20
Sismik yükler	< 15 ~ 20
Makine temelleri	10 - 100

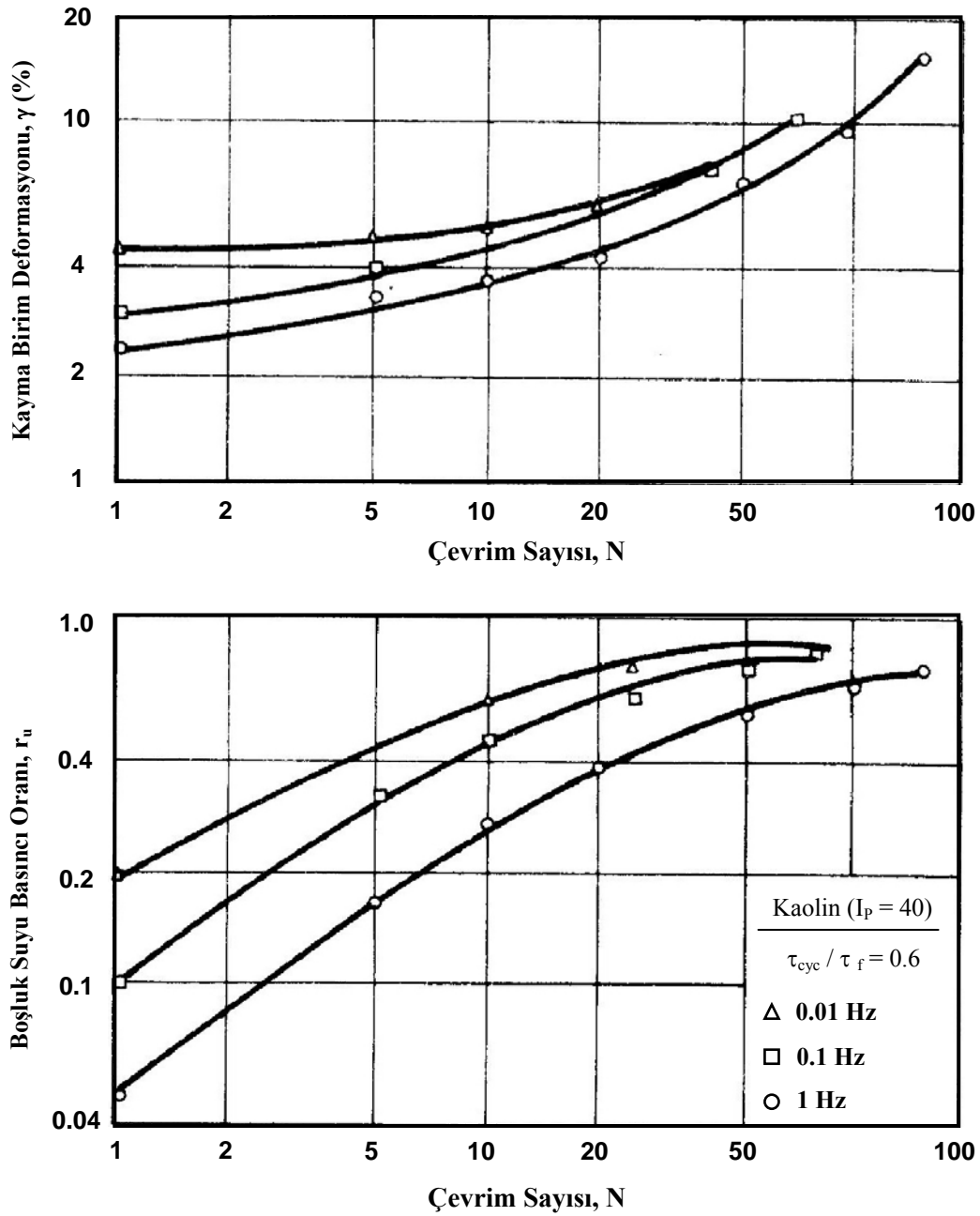
Kohezyonlu zeminlerde gerilme-şekil değiştirme davranışlarına etki eden faktörlerden birisi yükleme hızıdır. Bu nedenle, tekrarlı yükler altında killi zeminlerin davranışının incelendiği çalışmalarda, uygun frekans değerinin seçimi büyük önem taşımaktadır. Frekans değerinin seçimindeki esas olgu, monotonik deneylerdeki gibi, tekrarlı yükleme sırasında boşluk suyu basıncının numune boyunca homojenliğinin sağlanması için gerekli zamanın verilir verilmeyeceğidir. Tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan boşluk suyu basıncı oluşumunun araştırıldığı çalışmalarda, numune boyunca boşluk suyu basıncının homojen dağılımına izin verebilmek için deprem frekansının (1 – 10 Hz) çok daha altındaki yükleme frekansları ile çalışılmaktadır. Birim deformasyon davranışına odaklanılan çalışmalarda ise gerçek deprem frekanslarına daha yakın değerler seçilmektedir. Frekansın bu kadar geniş bir aralık içerisinde değişiyor oluşundan dolayı, pek çok araştırmacı, zeminlerin dinamik mukavemet özellikleri üzerinde frekansın etkisini incelemişlerdir.

Ansal ve Erken (1985), kil numuneleri üzerinde aynı tekrarlı kayma gerilmesi oranlarında ($\tau_{evc} / \tau_f = 0.6$), farklı frekansta (0.01; 0.1; 1 Hz) tekrarlı basit kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Şekil 2.48'den anlaşılacağı üzere, frekans değeri azaldıkça oluşan birim kayma genliği ve boşluk suyu basıncı değerlerinde artış olmaktadır. Ansal ve Erken (1989), bu durumun, kayma gerilmesinin uygulanma

süresindeki artış ve efektif çevre gerilmesindeki azalıştan kaynaklandığını düşünmektedir. Şekil 2.48'den, ayrıca, birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı davranışının frekansın yanında çevrim sayısının da fonksiyonu olduğu göze çarpmaktadır. Küçük çevrim sayılarında ($N = 10$ gibi), tekrarlı kayma gerilmesi frekansının baskın bir rol oynarken, çevrim sayısının artmasıyla frekansın etkisi de azalmaktadır. Bu özellik, depremler gibi çevrim sayısının sınırlı olduğu dinamik yükleme türlerinde frekans etkisinin hesaba katılması gerektiğini göstermektedir. Öte yandan, incelenen olayın çevrim sayısının göreceli olarak daha fazla olduğu açık deniz platformlarında karşılaşılan dalga yüklerine benzer durumlarda, frekans etkisinin ihmal edilebilir olduğunu göstermektedir.

Sancio (2003), Adapazarı siltli zeminlerinde 0.005 Hz ve 1 Hz yükleme frekanslarının dinamik mukavemet üzerindeki etkisini araştırmıştır. Şekil 2.49'dan, yükleme frekansının azalmasıyla, %3 aksenal birim deformasyon genliğine ulaşmak için gerekli çevrim sayısının belirgin biçimde azaldığı görülmektedir.

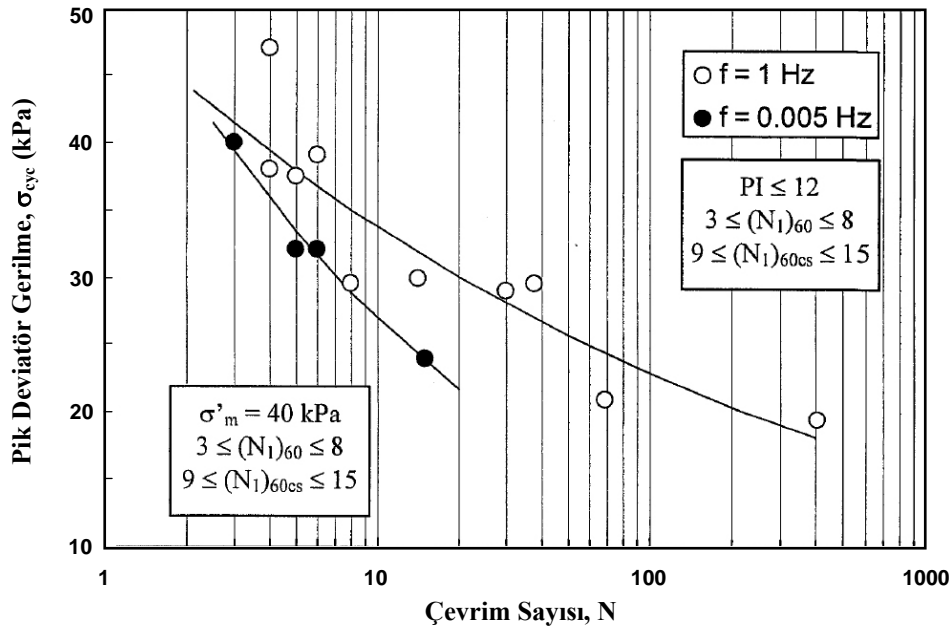
Donahue (2007), plastisite indisi, $I_p = 10$ olan düşük plastisiteli killi zemin numunelerinin dinamik mukavemeti üzerinde yükleme frekansının etkisini değerlendirmişlerdir. Bulamaç numune hazırlama yöntemiyle elde edilen numuneler, 50 kPa'lık efektif çevre gerilmesi altında konsolide edilmişlerdir. İki farklı tekrarlı gerilme oranı ($CSR = 0.2$ ve 0.44) altında gerçekleştirilen deneylerde, yükleme frekansı 0.005 Hz ve 1 Hz olarak seçilmiştir. Tekrarlı gerilme oranı, $CSR = 0.22$ olan deneylerde, 1 Hz yükleme frekansında $\epsilon_{DA} = \%5$ çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesine ulaşmak için gerekli çevrim sayısı 68 iken, 0.005 Hz yükleme frekansı için 5. çevrimde yenilme gerçekleşmiştir. Tekrarlı gerilme oranının, $CSR = 0.44$ olduğu deneylerde ise, 1 Hz ve 0.005 Hz yükleme frekansları için %5 çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesine ulaşmak için gerekli çevrim sayıları sırasıyla 2 ve 1 olarak gözlenmiştir. Yazarlar, tekrarlı gerilme oranının büyük seviyelerde olması durumunda frekansın etkisinin azalacağını belirtmişlerdir.



Şekil 2.48. a) Kayma birim deformasyonu, b) Boşluk suyu basıncı oranı üzerinde frekansın etkisi (Ansal ve Erken, 1989)

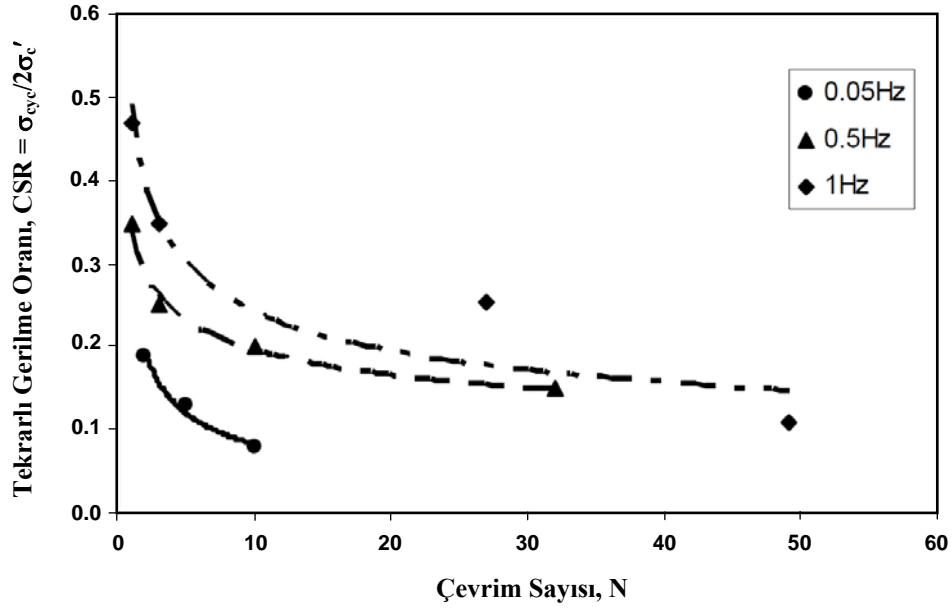
Ural vd. (2007), %10 kil içerikli Adapazarı siltleri üzerinde 1 Hz, 0.5 Hz ve 0.05 Hz frekanslarında tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmiştir. Şekil 2.50'de %5 çift genlikli eksenel birim deformasyona ulaşmak için gerekli çevrim sayısı ve dinamik gerilme oranı üzerinde frekansın etkisi görülmektedir. 0.05 Hz'lik yükleme frekansında gerçekleştirilen deneylerde yenilmenin daha küçük çevrim sayılarında olduğu belirtilmiştir. Frekansın artmasıyla, yenilmeye sebep olacak çevrim

sayısının da arttığı görülmektedir. Ayrıca, 1 Hz frekansta yapılan deneylerde zemin numunelerinde boşluk suyu basıncı oranı, $r_u = 1$ (%100)'e ulaşamazken, 0.5 Hz ve 0.05 Hz yükleme frekanslarındaki deneylerde kolaylıkla, $r_u = 1$ (%100) değerine ulaşılabildiğini gözlemlemiştir.



Şekil 2.49. $I_p \leq 12$ numunelerin %3 aksel birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve uygulanan pik deviyatör gerilme ilişkisi üzerinde frekansın etkisi (Sancio, 2003)

Hyodo vd. (1994), killi zeminler üzerinde gerçekleştirdikleri drenajsız tekrarlı üç eksenli deneylerde, numunelerde oluşan boşluk suyu basıncının homojenliğini sağlamak ve daha doğru değerler okuyabilmek için 0.02 Hz gibi çok düşük yükleme frekansları ile aksel yük uygulamışlardır. Kaya ve Erken (2009), Adapazarı'nda 8 ayrı lokasyondan aldıkları örselenmemiş kumlu (SP, SM), siltli (ML, MH) ve killi (CL, CH) zemin numuneleri üzerinde gerçekleştirdikleri tekrarlı üç eksenlerde, boşluk suyu basıncı oluşumunu kontrol edebilmek için yükleme frekansını 0.1 Hz olarak seçmişlerdir. Benzer şekilde, özellikle ülkemizde yürütülen çalışmalarda 0.1 Hz'lik frekans seçiminin daha yaygın olduğu görülmektedir (Okur, 2002; Erken ve Ülker, 2007).



Şekil 2.50. Adapazarı siltinde %5 çift genlikli eksenel birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi üzerinde frekansın etkisi (Ural vd., 2007)

Yüksek yükleme frekansı için, boşluk suyu basıncının numune boyunca dengelenmesindeki gecikmeden dolayı ince daneli zeminlerde efektif gerilme tepkisini görüntülemek maalesef mümkün olamamaktadır. Ancak, özellikle yüksek plastisiteli zeminlerde düşük yükleme frekansı ise zeminde sünme sorunlarına yol açmaktadır (Zavoral ve Campanella, 1994). Okur vd. (2007), laboratuvar ortamında düşük yükleme frekansı ile boşluk suyu basıncının daha hassas ölçümü sağlanmasına karşın bu frekans değerlerinin gerçek dinamik yükleme koşullarını (deprem, makine titreşimi gibi) doğru olarak yansıtamadığını belirtmişlerdir. Bilge ve Çetin (2008), bu sebeplerden dolayı çalışmalarında optimum değer olarak 1 Hz'lik yükleme frekansının kullanılmasına karar vermişlerdir.

Yılmaz (2004), 17 Ağustos Depremi sırasında, Adapazarı'ndaki alüvyon havzasındaki yüzey hareketlerinin beklenen frekansını düşünürken, zeminin viskoz davranışının uygun şekilde yansıtılabilmesi için, sinüzoidal tekrarlı eksenel yüklerin genellikle 1 Hz, alternatif olarak da 0.5 Hz frekansında uygulandığını belirtmiştir. Wagg (1990), kuvvetli depremler sırasında yüzey yer hareketi davranışının yansıtılabilmesi için tekrarlı yükleme frekansının 0.5 Hz ve 1 Hz arasında seçilmesini önerirken, Matsui vd. (1980), normal konsolide Senri kili üzerinde sinüzoidal dalga formunda 0.5 Hz frekansla gerçekleştirilen deneylerden güvenilir

sonuçların elde edildiğini belirtmişlerdir. Ural (2008), 0.5 Hz frekansında yapılan deneylerde boşluk suyu basınçlarının daha iyi incelenebildiğinden dolayı, Adapazarı zeminleri gibi genç akarsu/göl ortamlarında oluşmuş yumuşak ince daneli zeminler için dinamik üç eksenli deneylerde frekansın 0.5 Hz olarak kullanılmasının uygun olacağını belirtmiştir. Benzer şekilde Matsui vd. (1992) de yüksek plastisiteli silt ve kil numuneler üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmalarında 0.5 Hz'lik yükleme frekansını seçmişlerdir. Özay ve Erken (2003), plastisite indisi aralığı, 15 – 40 olan normal konsolide killi zeminler, Okur ve Ansal (2007), plastisite indisi 9 ila 40 arasında değişen toplam 98 ince daneli zemin numuneleri üzerinde tekrarlı üç eksenli deneyleri 0.5 Hz yükleme frekansı ile gerçekleştirmişlerdir.

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deneyler, gerek boşluk suyu basınçlarının büyük frekanslı yüklemelere (> 1 Hz) nazaran daha güvenilir olarak ölçülebilmesi, gerekse sismik etkilerin sebep olduğu tekrarlı yükleme frekansı değerlerine daha yakın olması için 0.5 Hz'lik yükleme frekansı ile gerçekleştirilmiştir. Bu değer seçilmesine bir diğer etken ise, kullanılan Geocomp markalı tekrarlı üç eksenli deney sisteminde, tekrarlı gerilmeler hidrolik pompa ile sağlanmasından kaynaklı problemlerdir. Hidrolik pompalı bu deney sisteminde, daha küçük yükleme frekansları (0.1 Hz gibi) ile çalışmak mümkün olamamıştır.

2.3.3. Plastisite indisi

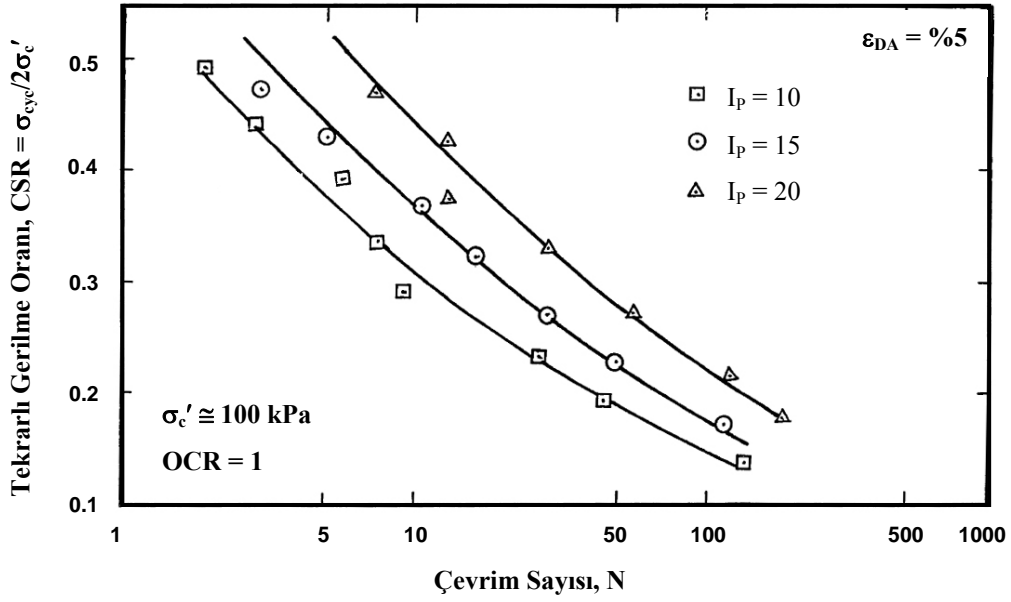
Kuvvetli depremlerin ince daneli zeminlerde önemli deformasyonlara ve mukavemet kayıplarına yol açtığı pek çok tarihsel depremlerde gözlenmiştir. İnce daneli zeminlerde gözlenen bu yenilmelerin belirlenmesine yönelik ilk çalışmalar, sıvılaşma eksenli olarak gerçekleştirilmiştir. İnce daneli zeminlerin sıvılaşma hassasiyetinin belirlenebilmesi için geliştirilen ilk yöntem, Wang (1979) tarafından önerilmiştir. Çin Kriteri olarak bilinen bu yöntem, likit limit, doğal su muhtevası ve kil yüzdesi ifadelerine dayalı olarak sıvılaşma hassasiyetini belirlemektedir. Zaman içerisinde pek çok yeni kriter önerilmesine rağmen, Çin Kriterindeki ana parametrelerin çok da dışına çıkmadığı görülmektedir. Örneğin, Çin Kriterinde sıvılaşmanın beklenebilmesi için kil yüzdesinin %15'den küçük olması gerektiğini, Andrews ve

Martin (2000) ise, kil yüzdesinin %10'un altında olmasının sıvılaşma hassasiyetini artıracığını belirtmişlerdir.

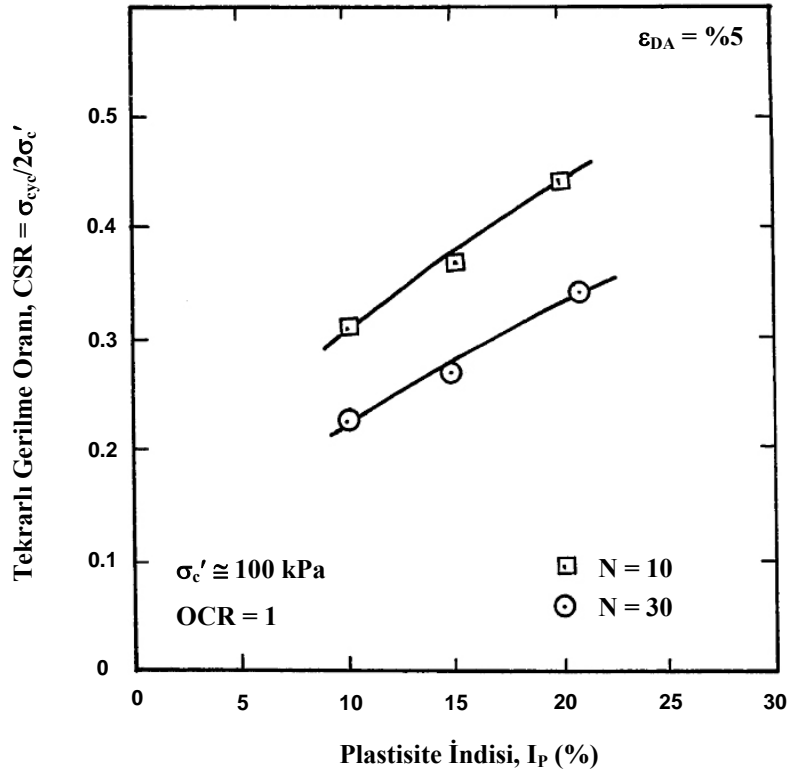
Ancak 1994 Northridge, 1999 Kocaeli ve 1999 Chi-Chi depremlerinde, %15'den daha fazla kil içeriğine sahip siltli ve killi zeminlerde de zemin yenilmelerinin olduğu gözlenmiştir (Bray ve Sancio, 2006). Bu nedenle, Bray vd. (2004), sıvılaşma üzerinde kil miktarının çok da etkili olmadığını belirtmiş ve gerçekleştirdikleri çalışma sonrasında zeminin plastisitesinin daha belirleyici bir ifade olduğunu göstermişlerdir. Bray vd. (2004), plastisite indisine dayalı olarak ince daneli zeminler için yeni bir sıvılaşma kriteri tanımlamışlardır.

Zeminlerin dinamik kayma modülü oranı üzerinde plastisitenin çok önemli bir parametre olduğu Bölüm 2.2.2.4'de gösterilmiştir. Benzer şekilde, plastisitenin, zeminlerin dinamik mukavemeti üzerinde de önemli rol oynadığı pek çok araştırmacı tarafından gözlenmiştir. Çalışmanın bu bölümünde, ince daneli zeminlerin dinamik mukavemeti üzerinde plastisite indisinin etkileri özetlenmiştir.

Puri (1984), laboratuvarında hazırlanan numuneler için, zeminlerin tekrarlı mukavemeti üzerinde plastisitenin etkisini incelemiştir. Şekil 2.51, farklı plastisite indisi değerleri için $\epsilon_{DA} = \%5$ çift genlikli aksenal birim deformasyona sebep olan çevrim sayısı ile tekrarlı gerilme oranı ($\sigma_{cyc}/2\sigma_c'$) ilişkisini göstermektedir. Şekil 2.51'den, verilen bir çevrim sayısında, plastisite indisindeki artış ile %5 çift genlikli aksenal birim deformasyona sebep olacak tekrarlı gerilme oranının arttığı görülmektedir. $N = 10$ ve $N = 30$ çevrim sayısına karşılık gelen, $\epsilon_{DA} = \%5$ birim deformasyona sebep olacak tekrarlı gerilme oranları ile plastisite indisi değerleri arasındaki ilişki Şekil 2.52'de gösterilmiştir. Burada, $N = 10$ ve $N = 30$ için plastisite indisinin, tekrarlı mukavemet üzerindeki etkisi açıkça görülebilmektedir. Puri (1984), plastisite indisi aralığı, 10 - 20 arasında olan numuneler için, plastisite indisinin artışıyla tekrarlı mukavemetin artacağını belirtmiştir.



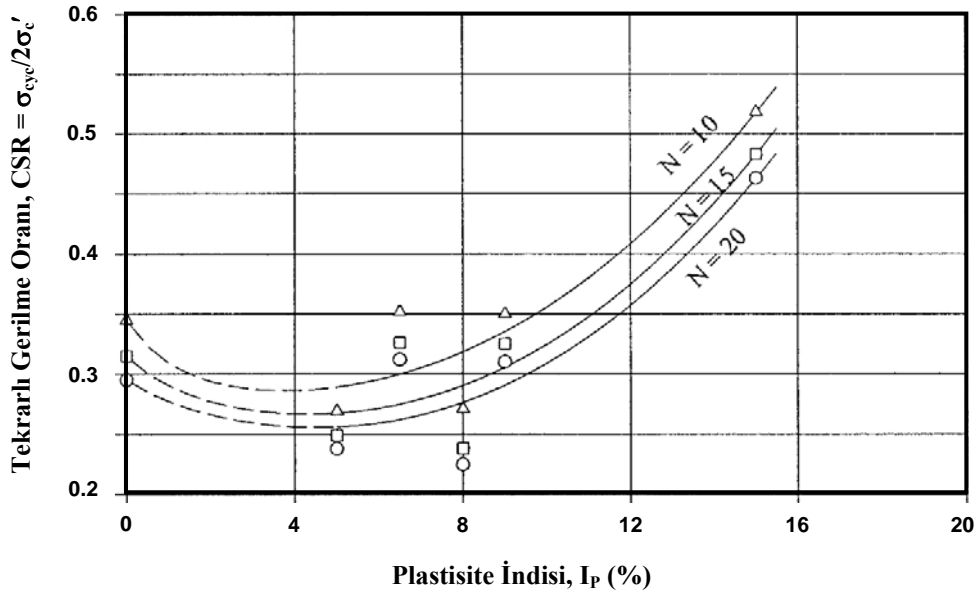
Şekil 2.51. Farklı plastisiteli doymun zeminler için %5 çift genlikli eksenel birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Puri, 1984)



Şekil 2.52. Verilen çevrim sayısında yenilmeye sebep olacak tekrarlı gerilme oranı üzerinde plastisite indisi etkisi (Puri, 1984)

El Hosri vd. (1984), plastisite indisleri, $I_p = 5$ ila 15 arasında olan örselenmemiş killi silt numuneleri üzerinde tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmiştir. Guo ve

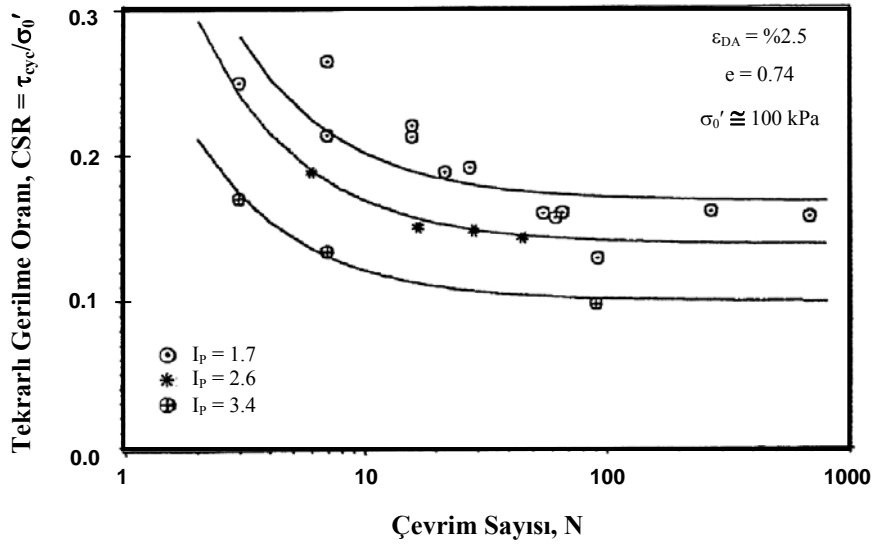
Prakash (1999), bu çalışmadaki verileri kullanarak plastisite indisinin etkisini Şekil 2.53'de göstermiştir. Düşük plastisite indisi aralığındaki ($I_p < 5$) siltli killerin sıvılaşma direnci, plastisite indisinin artışıyla azalmaktadır. $I_p > 5$ 'den sonraki bölümde ise, plastisite indisinin artışıyla sıvılaşma direnci artmaktadır.



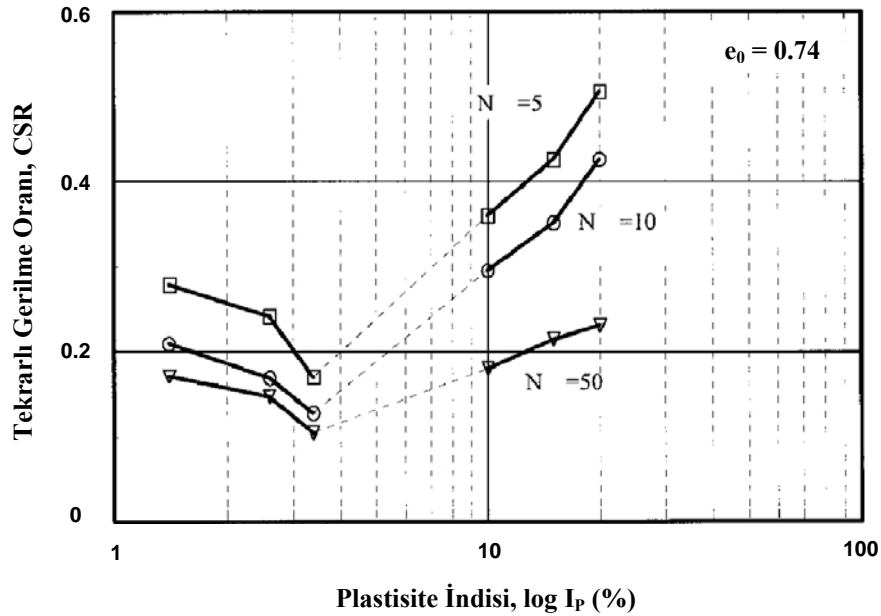
Şekil 2.53. Örselememiş numuneler üzerinde plastisite indisi - tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Guo ve Prakash, 1999)

Prakash ve Sandoval (1992), düşük plastisiteli silt ve kaolin karışımları üzerinde sıvılaşma deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Plastisite indisleri $I_p = 1.7, 2.6$ ve 3.4 olan üç numuneye ait tekrarlı gerilme oranı-çevrim sayısı ilişkisi Şekil 2.54'de gösterilmiştir. Bu düşük plastisite aralığında, plastisitenin artışıyla, belirli bir çevrim sayısı için numunelerin sıvılaşmasına sebep olacak tekrarlı gerilme oranı azalmaktadır.

Guo ve Prakash (1999); Puri (1984) ve Prakash ve Sandoval (1992)'nin çalışmalarından elde edilen sonuçları Şekil 2.55'de özetlemiştir. Burada, plastisite indisi ile tekrarlı gerilme oranının değişimi, çevrim sayısı ile birlikte verilmiştir. Plastisite indisinin 4 – 10 aralığında, tekrarlı gerilme oranı en küçük değerini almaktadır.



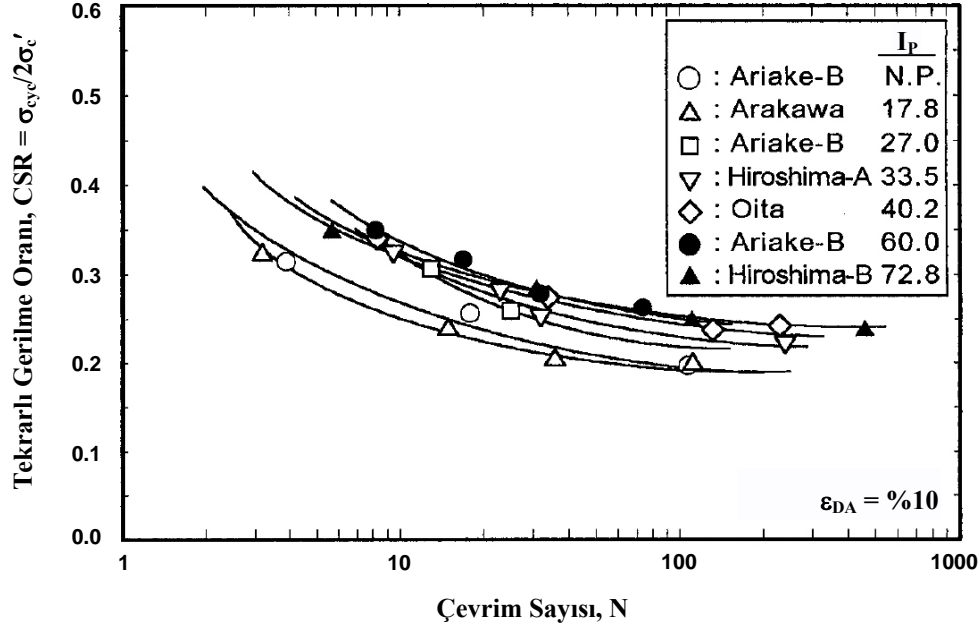
Şekil 2.54. Düşük plastisiteli siltlerin sıvılaşması için gerekli çevrim sayısı – tekrarlı gerilme oranı (Prakash ve Sandoval, 1992)



Şekil 2.55. Siltli kil karışımları için plastisite indisi ve başlangıç boşluk oranı ile normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranı ilişkisi ve plastisite indisi ilişkisi (Guo ve Prakash, 1999)

Hyodo vd. (1999), killerin drenajsız tekrarlı mukavemeti üzerinde plastisite indisi, yaşlanma faktörü ve aşırı konsolidasyon etkilerini araştırmak için bir deney programı geliştirmişlerdir. Deneyler, Japonya'da 7 ayrı lokasyonda alüvyon depozitlerden alınan örselenmemiş ve laboratuvarında hazırlanan kil numuneleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Tekrarlı üç eksenli deneyler için izotropik konsolidasyon şartları altında konsolide edilen numuneler $\epsilon_{DA} = \%10$ 'a ulaşana kadar 0.02 Hz'lik yükleme

frekansına maruz bırakılmıştır. Şekil 2.56, farklı plastisite indisine sahip normal konsolide numunelerin $\varepsilon_{DA} = \%10$ çift genlikli aksel birim deformasyonu için normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranı gösterilmektedir. Plastisite indisindeki artışın tekrarlı mukavemeti de arttıracığı görülebilir.



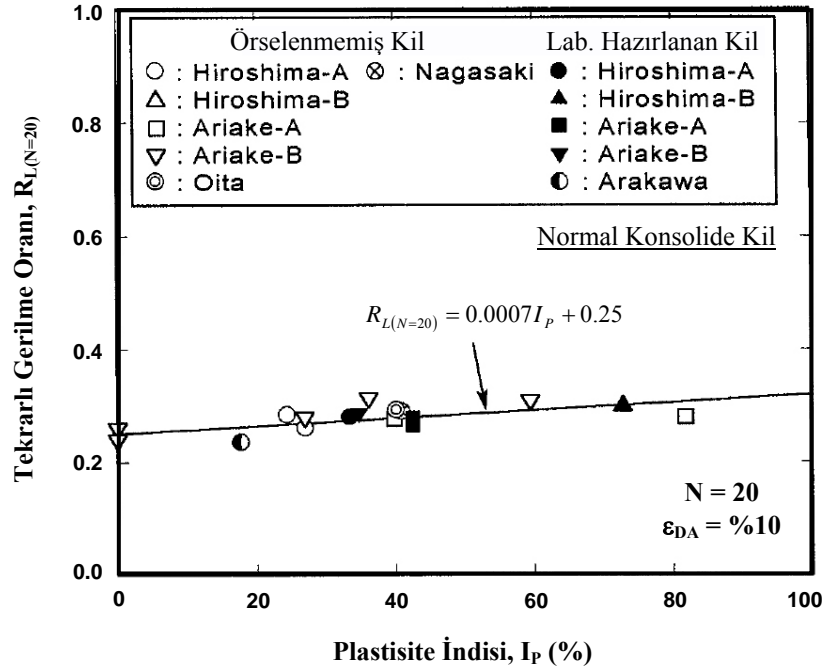
Şekil 2.56. Normal konsolide killerin tekrarlı mukavemet eğrilerine plastisite indisinin etkisi (Hyodo vd., 1999)

Hyodo vd. (1999), $N = 20$ çevrimde yenilmeye sebep olacak tekrarlı gerilme oranını ($\sigma_{cyc}/2\sigma'_c$), tekrarlı mukavemet oranı olarak $R_{L(N=20)}$ tanımlamışlardır. Çalışmadan elde edilen tüm sonuçlar Şekil 2.57'de plastisite indisinin fonksiyonu olarak yeniden çizdirildiğinde, örselenmemiş ve yeniden hazırlanmış tüm normal konsolide killerin aynı hat üzerinde yer aldığı görülmektedir. Yazarlar, tekrarlı mukavemet oranını, plastisite indisinin fonksiyonu olarak vermişlerdir.

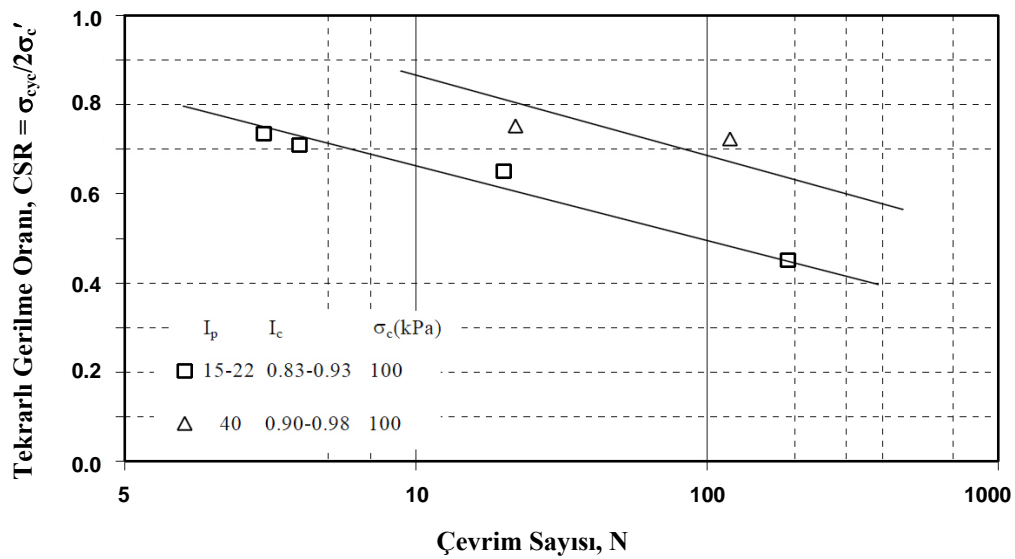
$$R_{L(N=20)} = 0.0007I_p + 0.25 \quad (2.59)$$

Özay ve Erken (2003), araziden sondaj sırasında alınan plastisite indisi, $I_p = 15 - 40$ arasında değişen örselenmemiş normal konsolide killi numuneler üzerinde 0.5 Hz frekansında tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmişlerdir. Dinamik kayma gerilmesi oranları ile $\varepsilon_{DA} = \%5$ çift genlikli aksel birim deformasyona ulaşması için gereken çevrim sayısı değişimi Şekil 2.58'de gösterilmiştir. Şekil 2.58'den, 100

kPa'lık efektif çevre gerilmesi altında konsolide edilen numunelerden, plastisite indisi, $I_p = 40$ olan numunelerin, plastisite indisi, $I_p = 15 - 22$ olanlardan daha yüksek dinamik mukavemete sahip olduğu anlaşılmaktadır. Özay ve Erken (2003), ayrıca, literatürde yer alan sonuçlar ile kendi çalışmalarından elde edilen sonuçları karşılaştırmışlardır. Şekil 2.59'dan anlaşılacağı üzere, plastisite indisinin artışıyla dinamik kayma mukavemetinin de artacağı rahatlıkla söylenebilir.



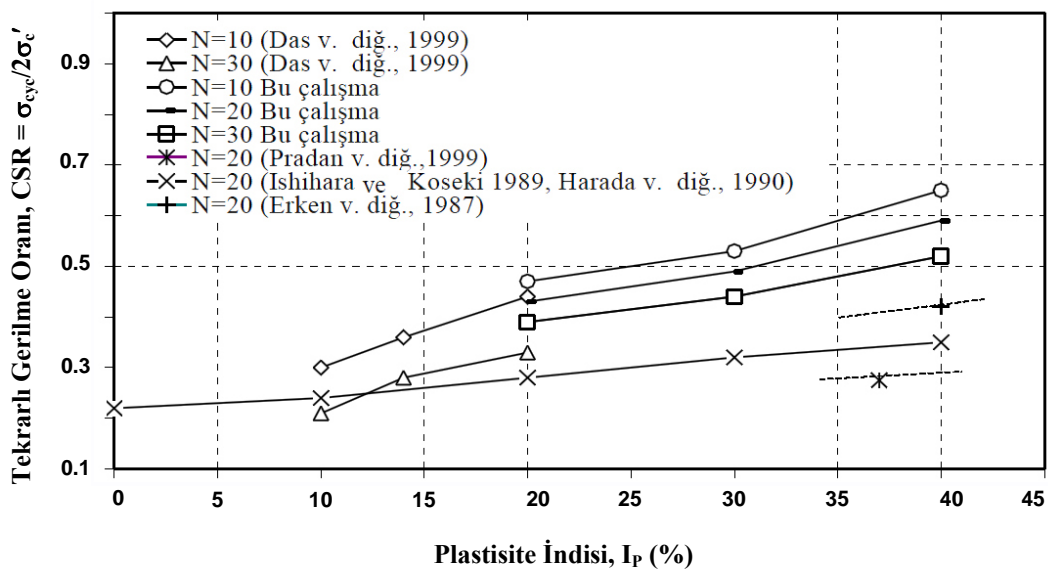
Şekil 2.57. Normal konsolide killerin için $N = 20$ çevrimdeki tekrarlı mukavemet ve plastisite indisi arasındaki ilişki (Hyodo vd., 1999)



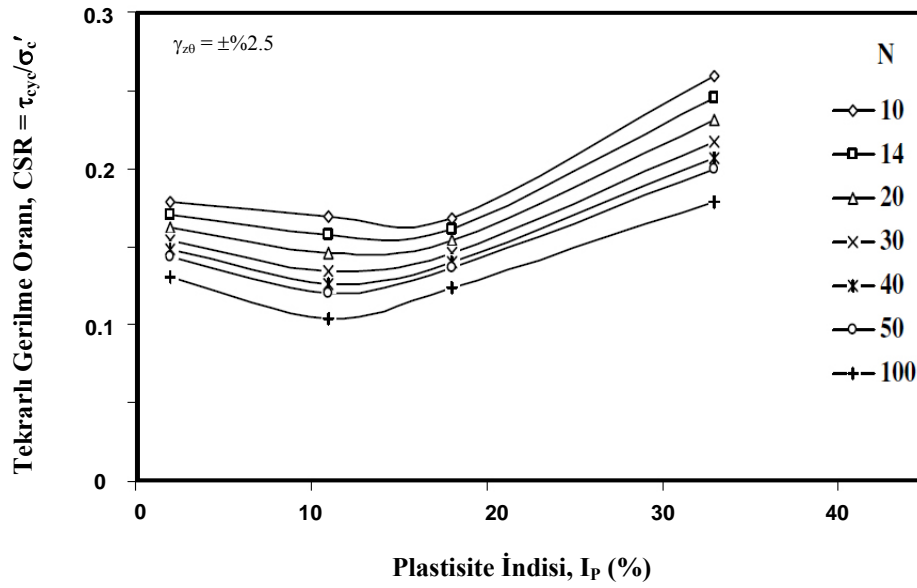
Şekil 2.58. Plastisitenin dinamik kayma gerilmesi oranına etkisi (Özay ve Erken, 2003)

Ülker (2004), Adapazarı'ndan alınan siltli ve siltli kil zeminler üzerinde tekrarlı deneyler gerçekleştirmiştir. Plastisitenin dinamik mukavemetine etkisinin incelendiği çalışmada, plastisite indisi, $I_p = 2$ olan siltli numunenin dinamik mukavemetinin, $I_p = 11$ plastisiteli siltli numuneden daha fazla olduğu ve $I_p = 18$ plastisiteli siltli kil zemine yakın olduğu belirtilmiştir. Şekil 2.60'dan anlaşılacağı üzere, plastisite indisinin, $I_p = 10$ 'dan büyük olması durumunda, plastisitedeki artış dinamik mukavemette de artışa sebep olabilecektir.

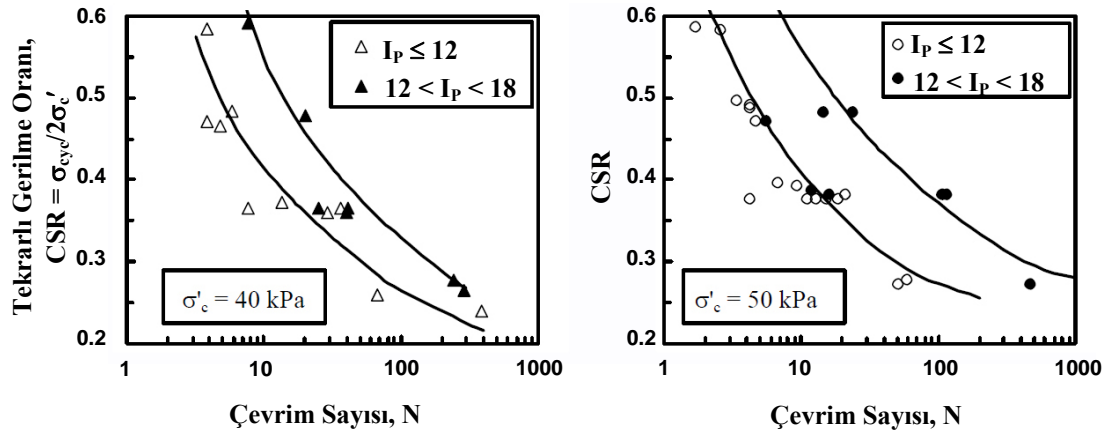
Bray ve Sancio (2006), Adapazarı'ndan alınan örselenmemiş siltli ve killi zeminler üzerinde tekrarlı üç eksenli ve tekrarlı basit kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Her iki deney sisteminde de 1 Hz'lik yükleme frekansı seçilmiştir. Eksenel birim deformasyon % 4'ü, kayma birim deformasyon ise %10'u aşana kadar tekrarlı yüklemeler sürdürülmüştür. Aynı izotropik çevre gerilmesinde test edilen farklı plastisiteli numunelere ait sonuçlar Şekil 2.61'de gösterilmiştir. Sonuçlar, plastisite indisinin $I_p \leq 12$ 'den küçük ve $12 < I_p \leq 20$ arasında oluşuna göre iki grupta toplanmıştır. Düşük efektif çevre gerilmeleri için özellikle $I_p < 12$ olan zeminlerin tekrarlı mukavemetinde büyük farklılıklar görülmektedir. Plastisite indisindeki artışın, aynı çevrim sayısında yenilme anı olarak seçilen %3 eksenel birim deformasyon seviyesine ulaşmak için gereken tekrarlı kayma gerilmesi oranını artırdığı görülmektedir.



Şekil 2.59. Plastisitenin dinamik mukavemete etkisi (Özay ve Erken, 2003)



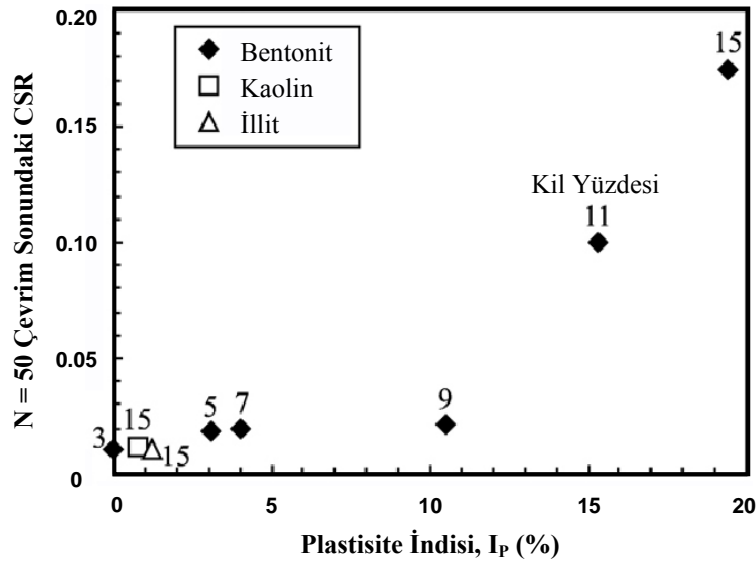
Şekil 2.60. Tekrarlı gerilme oranı – plastisite indisi değişimi (Ülker, 2004)



Şekil 2.61. İzotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin $\epsilon_p = \%3$ aksenal birim deformasyona ulaşması için gereken çevrim sayısı – tekrarlı gerilme oranı ilişkisi, a) $\sigma'_c = 40$ kPa, a) $\sigma'_c = 50$ kPa (Bray ve Sancio, 2006)

Gratchev vd. (2006), killi zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendikleri çalışmalarını, yapay kil-kum karışımları ve deprem kaynaklı yer kaymalarının kayma yüzeylerinden toplanmış doğal killi zeminler üzerinde gerçekleştirmişlerdir. Normal konsolide killi zeminlerin drenajsız davranışı halka-kesme aparatı ile birim deformasyon kontrollü deneylerle belirlenmeye çalışılmıştır. %15 kil içeriğinde hazırlanan, bentonit-kum karışımının sıvılaşmaya karşı direncinin, kaolin ve illitli karışımlardan daha yüksek olduğu görülmüştür. Aynı kil içeriğine sahip, farklı minerolojili killi zeminlerin davranışındaki bu farklılık, kil içeriğinin sıvılaşma direncinin belirlenmesi için kullanımını engellemektedir. Çalışmadan elde edilen

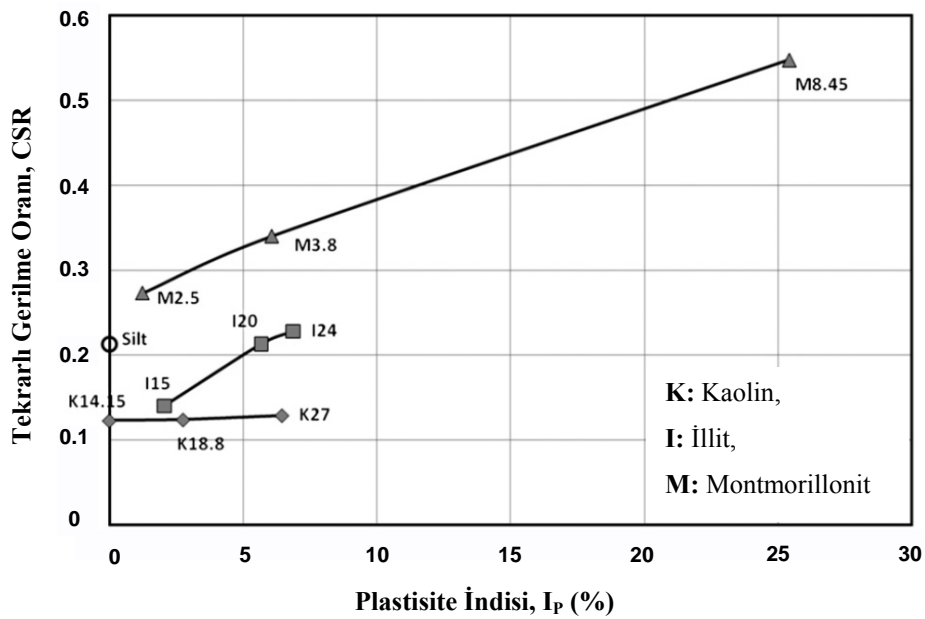
verilerden, killi zeminlerin tekrarlı davranışı üzerinde plastisitenin etkisini araştırmak için, tekrarlı gerilme oranı, plastisite indisi açısından analiz edilmiştir. Şekil 2.62'den, açıkça görülebileceği gibi, plastisite indisinin artışıyla sıvılaşma direnci artmaktadır. Yazarlar, plastisite indisi, $I_p = 15$ 'den büyük bentonit-kum karışımının sıvılaşmaya karşı dirençli olduğunu belirtmişlerdir. Bu çalışmada, sıvılaşabilir ve sıvılaşamaz karışımlar arasındaki sınır $I_p = 15$ olarak çizilmiştir. Doğal killi zeminlerde de, benzer şekilde plastisite indisinin tekrarlı kayma direncini artıracığı gözlenmiştir. Bu nedenle, yazarlar, plastisite indisinin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için kullanılabilir bir parametre olduğunu düşünmektedirler.



Şekil 2.62. Kaolin, illit ve bentonitli kum karışımları için 50 çevrim sonunda tekrarlı gerilme oranı ve plastisite indisi ilişkisi (Gratchev vd., 2006)

Beroya vd. (2009), nonplastik silika silti ile farklı oranlarda kaolin, illit ve montmorillonit killeri ile farklı plastisite indisi değerlerinde numuneler hazırlamışlardır. Tüm numuneler 100 kPa'lık çevre gerilmesi altında izotropik olarak konsolide edildikten sonra, $f = 1$ Hz frekansta, $\epsilon_{DA} = \%10$ çift genlikli eksenel birim deformasyon seviyesine kadar tekrarlı yüklemeye maruz bırakılmışlardır. Çalışmada numunelerin tekrarlı mukavemeti, $N = 20$ çevrimde tekrarlı göçmeye neden olmak için gerekli tekrarlı gerilme oranı (CSR) olarak değerlendirilmiştir. Şekil 2.63'de plastisite indisi – CSR ilişkisi gösterilmektedir. Gratchev vd. (2006)'nın sonuçlarına benzer şekilde, aynı kil mineralli karışımlarda plastisite indisinin artışıyla tekrarlı

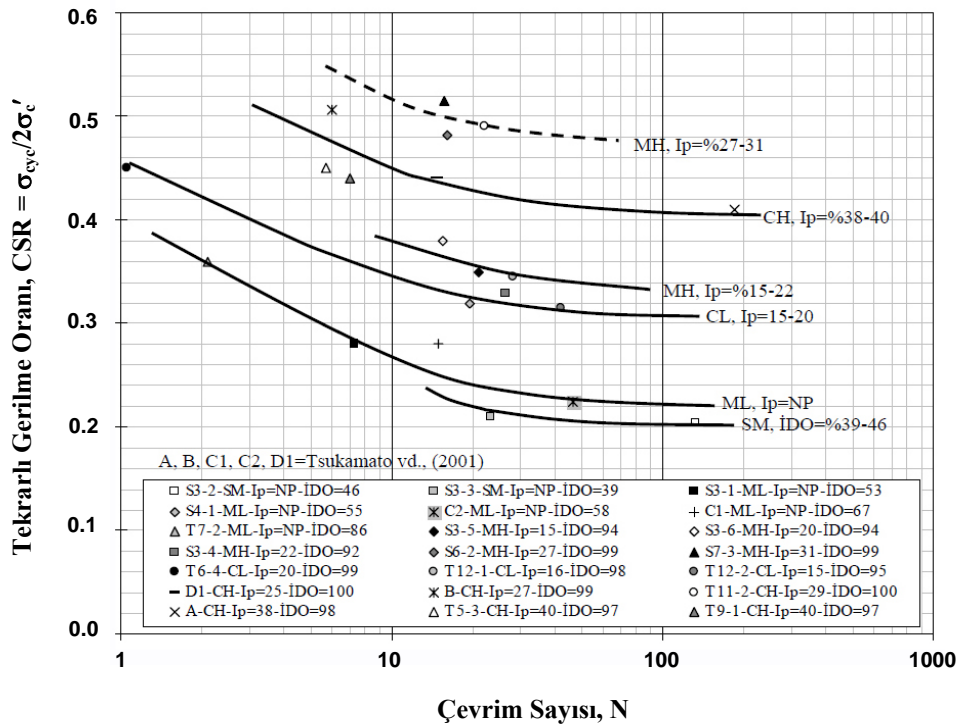
mukavemet de artmaktadır. Ancak plastisite indisindeki artış ile kaolin karışımlarının tekrarlı mukavemeti yavaş olarak artarken, illit ve montmorillonit karışımlarında tekrarlı mukavemetin çok hızlı şekilde artış gösterdiği görülmektedir. Bu nedenle, yazarlar, tekrarlı mukavemet üzerinde sadece plastisite indisinin değil, kil mineralinin türünün de etkili olduğunu göstermişlerdir. Ayrıca, aynı plastisite indisli karışımlarda montmorillonit kökenli kil-silt karışımlarının tekrarlı yenilmeye karşı daha büyük direnç gösterdiği anlaşılmaktadır.



Şekil 2.63. Plastisite indisinin fonksiyonu olarak N = 20 çevrimdeki tekrarlı gerilme oranı değişimi (Beroya vd., 2009)

Kaya ve Erken (2009), Adapazarı merkezinde sekiz ayrı noktada, zemin hareketleriyle hasar görmüş yapıların etrafında gerçekleştirdikleri sondaj çalışmasından örselenmemiş zemin numuneleri almışlardır. Deney numuneleri plastik olmayan zeminlerden plastisite indisi, $I_p = 40$ 'a kadar değişen zeminlerden oluşmaktadır. Şekil 2.64'de $\sigma'_c = 100$ kPa konsolidasyon basıncı altında konsolide edilen CL, CH, ML, MH, SM grubu zeminlere ait numuneler üzerinde frekansı 0.1 Hz olan değişik gerilme oranlarında yapılan dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçları görülmektedir. Burada, eksenel deformasyon değeri $\epsilon_{DA} = \% 5$ değerine karşılık gelen çevrim sayısı ile dinamik gerilme oranı arasındaki ilişki verilmiştir. Bu grafiklerde dinamik gerilme oranı arttıkça yenilmenin daha düşük çevrim sayılarında

oluştugu görülmektedir. Plastisite indisi $I_p = 27 - 31$ arasında değişen MH grubu zeminler sıvılaşma direnci bakımından en dayanıklı zemin olduğu anlaşılmaktadır. Plastisite indisi $I_p = 40$ olan CH grubu zeminlerde ise $I_p = 27 - 31$ olan zeminlere göre daha düşük dinamik gerilme oranlarında $\epsilon_{DA} = \% 5$ eksenel birim deformasyonlara ulaşılmaktadır. Ancak, genel izlenim olarak plastisite indisinin artışıyla, belirli bir çevrim sayısında yenilmeye sebep olabilecek tekrarlı gerilme oranının arttığı söylenebilir.



Şekil 2.64. Adapazarı zeminleri için dinamik mukavemet eğrileri (Kaya ve Erken, 2009)

2.3.4. Efektif çevre gerilmesi

Büyük depremler sırasında, ince daneli zeminlerde gerçekleşen sıvılaşma ve zemin yenilmeleri genellikle serbest saha koşullarında değil, yapıların çevresinde gözlenmektedir. Zeminlerin tekrarlı direnci üzerinde yapı ağırlıklarının etkisini değerlendirmek için, deneyler farklı çevre gerilmeleri altında gerçekleştirilmektedir. Dinamik deneyler için efektif çevre gerilmesinin seçiminde, incelenecek olan arazinin gerilme koşullarının doğru olarak modellenmesi gerekmektedir. Bu nedenle, serbest sahadaki yüzeysel derinliklerde (3-5 m) yer alan zeminlerin davranışı için 50 kPa'lık çevre gerilmesi seçilecekken, ağır yapılar altındaki zemin elemanları için

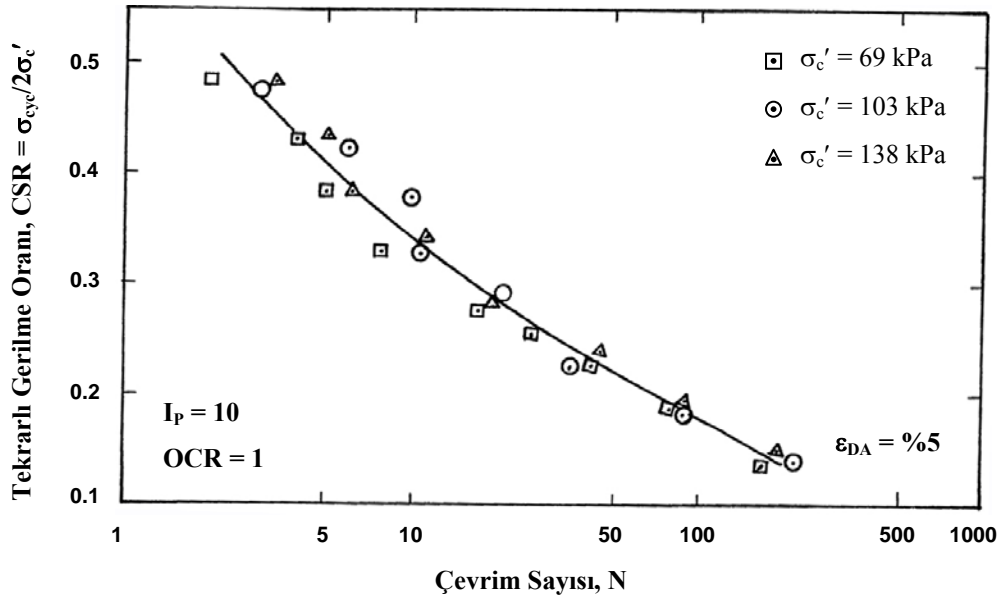
daha yüksek çevre gerilmeleri (400 kPa gibi) ile çalışmak gerekecektir. Araştırmacılar, büyük toprak barajların derinlerinde yer alan veya yapıların altındaki zemin elemanlarını modellemek için genellikle efektif çevre gerilmesinin 100 kPa'a eşit ya da daha büyük olduğu gerilme değerleri ile çalışmışlardır.

Puri (1984), plastiste indisi, $I_p = 10$ olan örselenmemiş siltli numuneler üzerinde efektif çevre gerilmesinin etkisini incelemiştir. Üç farklı efektif çevre gerilmesi için $\varepsilon_{DA} = \%5$ çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesine ulaşmak için gerekli çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı değişimi Şekil 2.65'de verilmiştir. Tanımlanan yenilme kriteri için verilen çevrim sayısındaki tekrarlı gerilme oranı üzerinde efektif çevre gerilmesinin çok fazla etkili olmadığı görülmektedir.

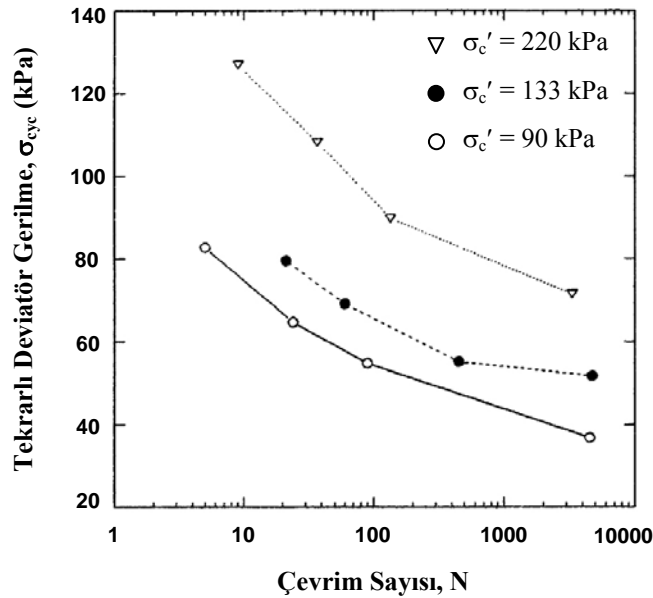
Wu (1992), Waba barajından alınan killi numuneler üzerinde gerçekleştirdiği çalışmasında, farklı çevre gerilmeleri altında konsolide edilen numunelerin yenilme anındaki çevrim sayısı ile tekrarlı deviatör gerilme ilişkisini göstermiştir. Şekil 2.66'da görüldüğü gibi, verilen bir çevrim sayısı için çevre gerilmesi arttıkça yenilmeye sebep olacak tekrarlı deviatör gerilme artmaktadır. Ancak, yazarın grafikte kullandığı tekrarlı deviatör gerilme (σ_{cyc}) ifadesi yerine tekrarlı gerilme oranı ($\sigma_d/2\sigma_c'$) ile çevrim sayısı ilişkisi incelenecek olursa, efektif çevre gerilmesindeki artışın dinamik mukavemeti azaltacağı görülecektir. $N = 20$ çevrim sayısına karşılık gelen yaklaşık tekrarlı gerilme oranının, efektif çevre gerilmesi ile değişimi Tablo 2.5'deki gibi elde edilebilir. Görüleceği üzere, efektif çevre gerilmesindeki artışın tekrarlı gerilme oranını azaltmaktadır.

Tablo 2.5. Wu (1992)'nin çalışması için efektif çevre gerilmesi – tekrarlı gerilme oranı ilişkisi

σ_c' (kPa)	CSR _(N=20)
90	0.376
133	0.287
220	0.261



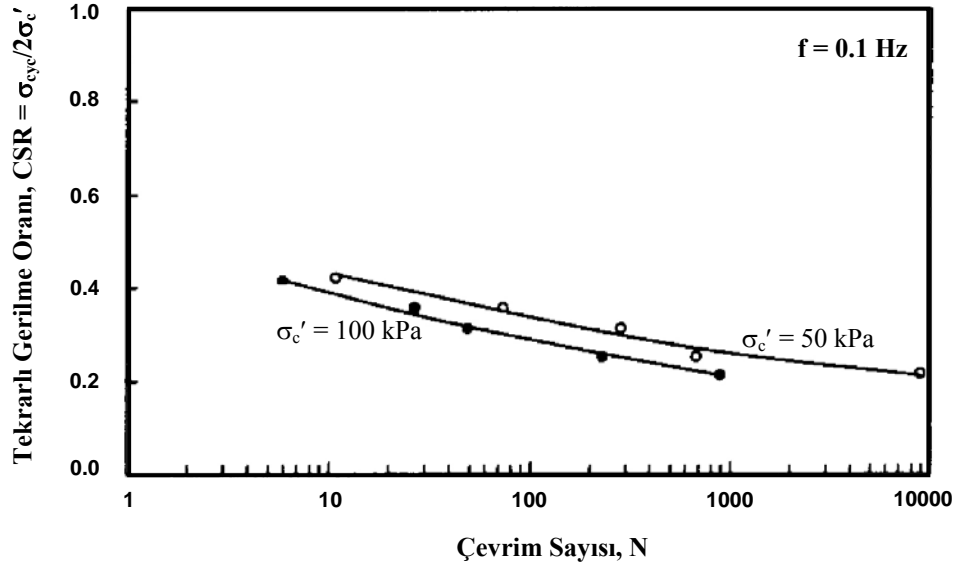
Şekil 2.65. Farklı efektif çevre gerilmeleri için %5 çift genlikli aksenal birim deformasyona ulaşmak için gereken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Puri, 1984)



Şekil 2.66. Efektif çevre gerilmesi ve tekrarlı gerilme ile çevrim sayısı ilişkisi (Wu, 1992)

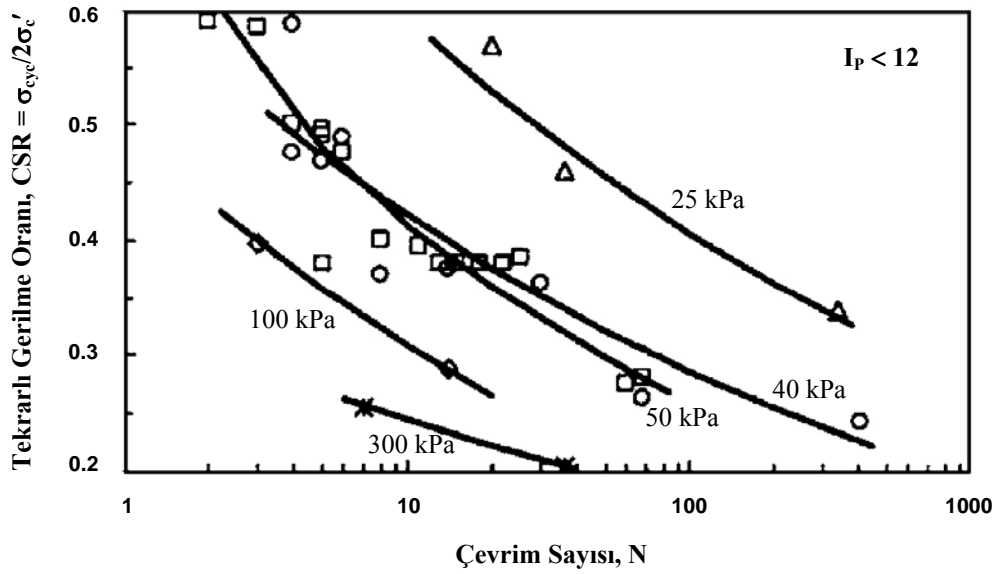
Thammathiwat ve Chim-oye (2004), plastisite indisi, $I_p = 30 - 42$ arasında değişen örselenmemiş yumuşak Bangkok kili üzerinde tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmişlerdir. 50 ve 100 kPa'lık çevre gerilmesi altında izotropik olarak konsolide edilen numuneler, 0.1 Hz'lik yükleme frekanslarına maruz bırakılmışlardır. Şekil 2.67'de tekrarlı gerilme oranına karşılık, $\epsilon_{DA} = \%5$ çift genlikli

eksenel birim deformasyona ulaşmak için gerekli çevrim sayısı ilişkisi verilmiştir. Diğer araştırmacıların bulgularına benzer olarak, efektif çevre gerilmesindeki artış, CSR-N uzayında, dinamik mukavemetin azalmasına sebep olmaktadır.



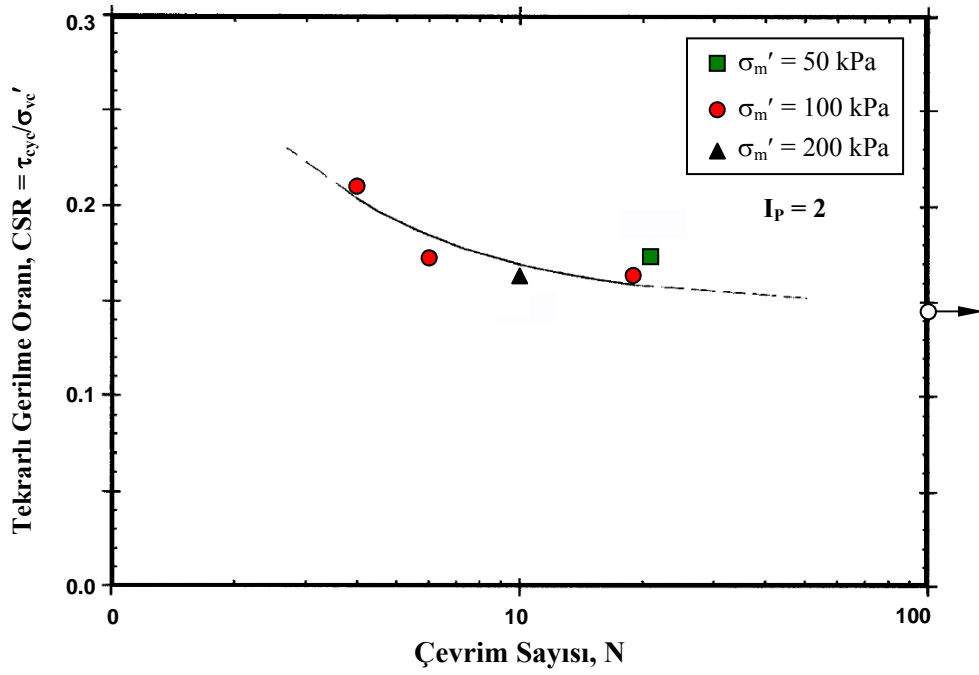
Şekil 2.67. Farklı çevre gerilmeleri için $\varepsilon_{DA} = \% 5$ çift genlikli eksenel birim deformasyona neden olan çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Thammathiwat ve Chim-oye, 2004)

Bray ve Sancio (2006), zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışı üzerinde yapı ağırlıklarının etkisini değerlendirmek için, farklı başlangıç izotropik çevre gerilmeleri altında üç eksenli deneyler gerçekleştirmişlerdir. Deneyler, $\sigma_c' = 25$ kPa'dan $\sigma_c' = 300$ kPa'a kadar beş farklı efektif çevre gerilmesi altında gerçekleştirilmiştir. Plastisite indisi, $I_p \leq 12$ 'den küçük zeminler için $\varepsilon_p = \%3$ tek genlikli eksenel birim deformasyona ulaşmak için gerekli çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı Şekil 2.68'de gösterilmektedir. Şekil 2.68 incelendiğinde, düşük efektif çevre gerilmesindeki zeminlerin, yüksek çevre gerilmesindekilere oranla tekrarlı yenilmelere karşı daha dirençli oldukları rahatlıkla görülebilmektedir. Bu nedenle, yapı yükleri altındaki zeminlerin serbest saha koşullarındaki zeminlere oranla daha düşük tekrarlı gerilme oranları altında yenilmesi daha olası gözükmektedir. Bu durum, ince daneli zeminler için, serbest saha koşullarında zemin yenilmeleri ile karşılaşılmasına rağmen, yapı çevresindeki zeminlerde gözlenen yenilmelerinin sebebini açıklayabilir.

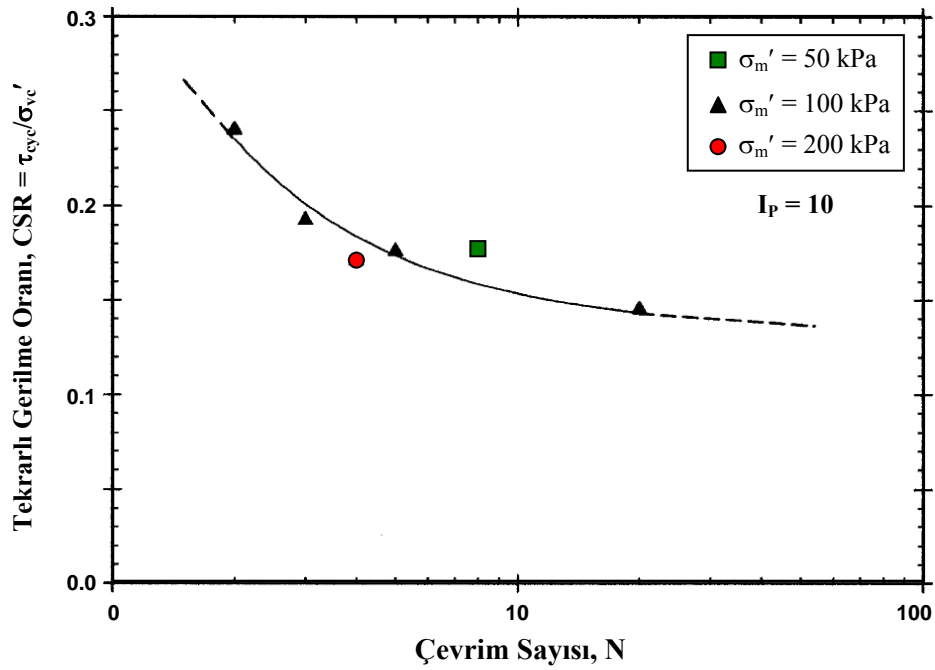


Şekil 2.68. Farklı efektif çevre gerilmesi altında konsolide edilen numunelerin $\varepsilon_p = \% -3$ 'a ulaşması için gereken çevrim sayısı – tekrarlı gerilme oranı ilişkisi (Bray ve Sancio, 2006)

Donahue (2007), bulamaç yöntemiyle hazırlanan plastisite indisi, $I_p = 2$ ve 10 olan iki numune için efektif çevre gerilmesinin dinamik davranış üzerindeki etkisini incelemiştir. Ortalama efektif çevre gerilmesi, $\sigma'_m = 50, 100$ ve 200 kPa olacak şekilde seçilen düşey efektif gerilme değerleri altında konsolide edilen numuneler üzerinde, $f = 0.005$ Hz frekansında tekrarlı basit kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, yenilme anı, $\gamma = \%5$ kayma birim deformasyonuna ulaşmak için gerekli çevrim sayısı olarak seçilmiştir. Plastisite indisi, $I_p = 2$ olan ince daneli zemin numuneleri için farklı efektif çevre gerilmelerindeki CSR – N ilişkisi Şekil 2.69'da gösterilmiştir. Efektif çevre gerilmesinin 100 kPa'dan 50 kPa'a azaltılması tekrarlı mukavemeti $\%9$ artırırken, 100 kPa'dan 200 kPa'a artırılması ise tekrarlı mukavemetin $\%5$ azalmasına sebep olmaktadır. Şekil 2.70'de CSR-N ilişkisi verilen plastisite indisi, $I_p = 10$ olan zemin için ise efektif çevre gerilmesinin 100 kPa'dan 50 kPa'a düşürülmesi tekrarlı mukavemette $\%10$ artış sağlamıştır. 100 kPa'dan 200 kPa'a artırılan efektif çevre gerilmesi sonrasında ise dinamik mukavemetin $\%7$ azaldığı gözlenmiştir.



Şekil 2.69. $I_p = 2$ olan ince daneli zemin için farklı efektif çevre gerilmelerinde gerçekleştirilen DSS deneyinde $\gamma = \%5$ 'e ulaşmak için gerekli çevrim sayısı – CSR ilişkisi (Donahue, 2007)



Şekil 2.70. $I_p = 10$ olan ince daneli zemin için farklı efektif çevre gerilmelerinde gerçekleştirilen DSS deneyinde $\gamma = \%5$ 'e ulaşmak için gerekli çevrim sayısı – CSR ilişkisi (Donahue, 2007)

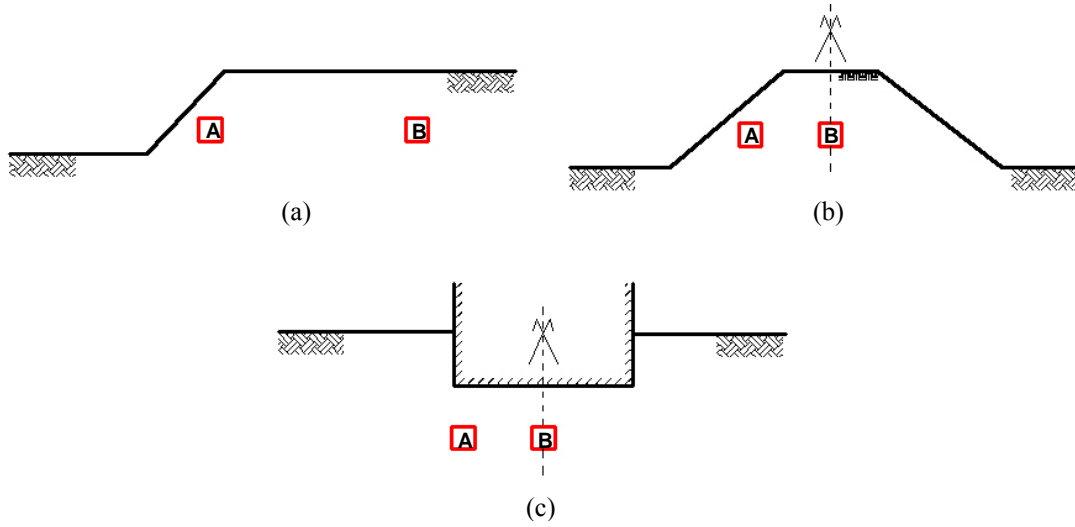
BÖLÜM 3. BAŞLANGIÇ STATİK KAYMA GERİLMESİNE MARUZ İNCE DANELİ ZEMİNLERİN DAVRANIŞI

3.1. Giriş

Geoteknik deprem mühendisliğinde, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışları üzerine yapılan çalışmaların çoğu, Şekil 3.1’de B elemanları ile gösterilen, yapı yüklerinden oldukça uzakta ve eğimsiz zemin düzlemindeki zemin davranışı üzerine yoğunlaşmıştır (Ishibashi vd., 1985). Serbest saha koşulları olarak da tanımlanan bu gerilme şartlarında, özellikle kumlu zeminlerin tekrarlı yükler altında sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesine yönelik literatürde genel bir görüş birliği bulunmaktadır. Ancak, sıvılaşma potansiyeli tehlikesi üzerinde yapıların etkisi tam olarak açıklanamamıştır. Çoğu durumda, yapı altındaki sıvılaşma potansiyelinin analizinde, yapının etkisi ihmal edilerek, serbest saha koşullarındaymış gibi düşünülerek zemin davranışı incelenmektedir. Serbest saha koşullarındaki zemin elemanlarının tekrarlı yüklemelerden önce yatay düzlemde herhangi bir statik kayma gerilmesine maruz kalmadığı kabul edilmektedir.

Pratikte ise pek çok durumda zemin elemanları yatay düzlemde başlangıç statik kayma gerilmesine maruzdur. Yapıdan oldukça uzakta olan veya yapının simetri eksenini boyunca yer alan elemanlar dışındaki, yapı altında yer alan zemin elemanların yatay düzlemlerine statik şartlar altında kayma gerilmeleri oluşmaktadır (Yoshimi ve Oh-Oka, 1975). Şekil 3.1’de gösterilen, ağırlık yükleri altındaki yapı yakınları ile yamaçlar, dolgular, barajlar ve rıhtım duvarları gibi eğimli yüzey altındaki zemin elemanları (Eleman A) sismik yüklemelerden önce de kayma gerilmesine maruz kalmaktadırlar (Ishibashi vd., 1985; Arangelovski ve Towhata, 2004). Özellikle yapı köşesi altındaki zemin elemanları, yapıdan kaynaklı yüklemelerden dolayı yatay düzlemde önemli statik kayma gerilmelerine maruz kalmaktadırlar (Yoshimi ve Oh-Oka, 1975; Unutmaz ve Çetin, 2007). Bu zemin elemanları, tekrarlı yüklemeler

karşısında, başlangıç statik kayma gerilmesi ve dinamik kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak kısmi olarak gerilme çevrilmesi ya da gerilme çevrilmesi olmayan tekrarlı kayma gerilmelerine maruz kalacaklardır (Yoshimi ve Oh-Oka, 1975).



Şekil 3.1. Yatay düzlemde başlangıç statik kayma gerilmesine maruz olan (Eleman A) ve olmayan (Eleman B) zemin elemanları: a) Yamaçlar, b) Dolgu ve Barajlar, c) Yapı temelleri

Zeminlerin tekrarlı yükler karşısında direnci için geliştirilen prosedürlerin genellikle başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı ($\tau_s = 0$) ve atmosferik basınç ($p_a = 1 \text{ atm} \cong 100 \text{ kPa}$) altındaki serbest saha koşullarındaki zeminler için geliştirildiği görülmektedir. Ancak bu durum her zaman gerçekçi bir model olmamaktadır. Unutmaz ve Çetin (2007), üst yapının sıvılaşma potansiyeline etkisini, statik ve dinamik olmak üzere iki ana başlık altında toplamaktadırlar. Statik durumda üst yapının varlığı, i) yatay düzlemde etki eden başlangıç kayma kuvvetlerinin ve ii) ilave düşey efektif gerilmelerin oluşmasına sebep olacaktır. Dinamik koşullarda ise iii) temel elemanlarının gösterdiği direnç ve iv) yapının ataletinden dolayı zemine uygulayacağı ek kayma kuvvetleri, temel altı zeminleri ile serbest saha zeminleri arasında farklılık doğuracaktır. Burada belirtilen statik kaynaklı sorunlar için Seed (1983), statik kayma gerilmesi oranı düzeltme faktörü (K_a) ve örtü gerilmesi düzeltme faktörü (K_σ) ile Denklem 3.1'deki tanımlandığı üzere, referans tekrarlı gerilme oranının düzeltilmesi gerektiğini önermiştir. Ancak, sismik durumda ortaya çıkan etkilerin sıvılaşma tetiklenme potansiyeli üzerine etkisi günümüzde hala açıklığa kavuşturulamamıştır.

$$CRR = (CRR)_{\sigma'=1; \alpha=0} K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (3.1)$$

Burada,

CRR ; herhangi bir gerilme durumundaki ($\sigma_{v0}' \neq 1$ atm ve $\tau_s \neq 0$) tekrarlı direnç oranı,
 $(CRR)_{\sigma'=1; \alpha=0}$; referans gerilme durumundaki ($\sigma_{v0}' = 1$ atm ve $\tau_s = 0$) tekrarlı direnç oranı,

K_{σ} ; örtü gerilmesi düzeltme faktörü,

K_{α} ; statik kayma gerilmesi oranı düzeltme faktörü olarak tanımlanır.

K_{α} düzeltme faktörü, deprem sarsıntıları gibi tekrarlı yüklerden önce (statik şartlarda) kayma gerilmelerinin olduğu eğimli zemin şartları ve temel yükleri altındaki zeminlerde başlangıç statik kayma gerilmesi, tekrarlı yükler altında zemin davranışına etkisini hesaba katmak için kullanılmaktadır. Yapılan araştırmalar, K_{α} düzeltme faktörünün kumlu zeminlerde, zeminin sıklığı, efektif çevre gerilmesi ve Denklem 3.2'de tanımlanan başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (α) değerine bağlı olduğunu göstermektedir (Idriss ve Boulanger, 2003).

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma_{vc}} \quad (3.2)$$

Başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (α), deprem öncesi durumda, zemin elemanının yatay düzlemine etkileyen kayma gerilmesinin, düşey efektif gerilmeye oranı olarak tanımlanmaktadır ve başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini değerlendirmek için kullanılır. Sonsuz şev durumunda ise α değeri yaklaşık olarak şev oranına eşit olarak seçilmektedir (Şev oranı = Düşey mesafe / Yatay mesafe) (Day, 2002). Serbest saha koşullarında başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, $\alpha = 0$ iken, yapı yakınlarında zeminde α sıfırdan farklı değerler alabilmektedir. Özellikle, yapının köşesi altındaki zemin elemanında, yapı yükünden dolayı yatay düzlemde önemli statik kayma gerilmeleri oluşur (Rollins ve Seed, 1990). Literatürde yer alan laboratuvar çalışmaları, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının (α) kumların ve killerin tekrarlı yükler altında davranışını etkileyebileceğini göstermiştir (Vaid ve Chern, 1983; Dobry vd., 1984; Uchida ve Hasegawa, 1986; Hyodo vd., 1991; Rahhal

ve Lefebvre, 2000; Vaid vd., 2001; Song, 2003; Chien ve Oh, 2002; Idriss ve Boulanger, 2003; Goulois vd., 1985; Andersen vd., 1988; Hyodo vd., 1999; Hyde vd., 2006). Statik kayma gerilmesi oranının belirlenmesi için de, başlangıç statik kayma gerilmesinin doğru olarak tahmin edilmesini gerektirmektedir.

3.2. Üiform Yüklü Dikdörtgen Temel Altında Zeminde Oluşan Kayma Gerilmelerinin Hesaplanması

Zeminler kendi ağırlıkları ve yapı temellerinin aktardıkları yüklerden dolayı gerilmelere maruz kalmaktadırlar. Yapıların zemine uyguladığı gerilmeler, yapı altında ve çevresinde sabit olmayıp derinlik boyunca değişim gösterirler. Yapı altında zeminde oluşan gerilme dağılımlarının bilinmesi, geoteknik mühendisliğindeki birçok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça büyük bir öneme sahiptir. Özellikle yapıların zeminde oluşturduğu düşey gerilme artışları, temeller ya da dolgular gibi yüzey yükleri uygulamalarından dolayı zeminde oluşacak oturmaların tahmini için geniş bir kullanım alanı bulmuştur.

Dış yüklerin zeminde oluşturacağı gerilmelerin gerçek dağılımında, uygulanan yükün şiddetinin, yükün uygulandığı alanın yanında zemin özelliklerinin de etkisi söz konusudur. Ancak, zeminin karmaşık yapısından dolayı, zemin içerisinde gerçekçi gerilme-deformasyon analizleri yapmak oldukça zordur. Bu nedenle, zeminlerdeki gerilme artışı genellikle zeminin yarı sonsuz, ağırlıksız, izotrop, homojen ve elastik yarı uzay bir ortam kabulüyle belirlenmeye çalışılmaktadır. Boussinesq (1885), Şekil 3.2'de gösterildiği gibi, düzleme dik olarak etkiyen tekil yükün (P) elastik malzemeler üzerinde oluşturacağı gerilme ifadelerini kartezyen koordinat sisteminde, Denklem 3.3'deki gibi formüle etmiştir (Coduto, 1999).

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3x^2z}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{x^2 - y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{y^2z}{R^3r^2} \right) \right] \quad (3.3a)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3y^2z}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{y^2 - x^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{x^2z}{R^3r^2} \right) \right] \quad (3.3b)$$

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad (3.3c)$$

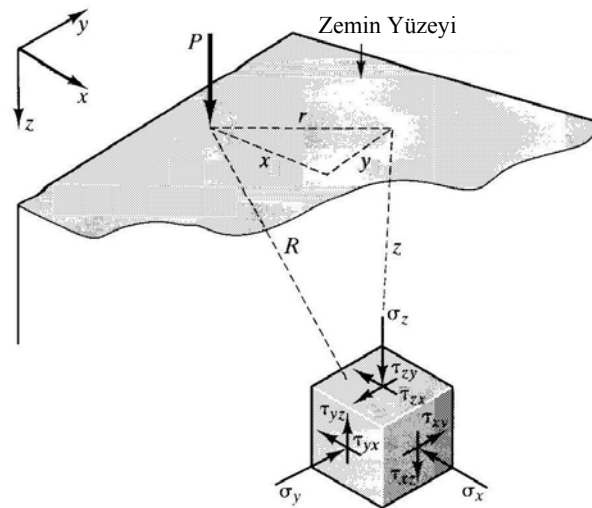
$$\tau_{zx} = \frac{3Pxz^2}{2\pi R^5} \quad (3.3d)$$

$$\tau_{zy} = \frac{3Pyz^2}{2\pi R^5} \quad (3.3e)$$

$$\tau_{xy} = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3xyz}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{(2R+2)xy}{(R+z^2)R^3} \right) \right] \quad (3.3f)$$

Burada,

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad \text{ve} \quad r = \sqrt{x^2 + y^2}$$



Şekil 3.2. Üç boyutlu kartezyen koordinat sistemindeki zemin elemanı ve etkili gerilmeler

Yukarıdaki gerilme ifadelerinden anlaşılacağı gibi, elastisite teorisinden yararlanarak elde edilen bu çözümlerde, zeminin türü, plastikliği ve sıkılığı gibi parametreler dikkate alınmamakta, her tür zemin (hatta malzeme) için aynı gerilme dağılımları elde edilmektedir.

Yapı yükleri zemine temeller aracılığı ile aktarıldığı için, tekil yük için elde edilen gerilme dağılımları birçok inşaat mühendisliği probleminde gerçekçi olmamaktadır. Fakat tekil yük çözümlerinin integrali alınarak farklı geometride tanımlanan (dairesel, dikdörtgen, trapez vs.) yayılı yüklerin zeminde yol açacağı gerilme dağılımlarını analitik çözümlerle bulmak mümkün olmaktadır (Poulos and Davis, 1974; Das, 2008).

Zeminlerdeki gerilme artışları ile ilgili çalışmaların hemen hemen hepsi düşey gerilme artışı üzerine yoğunlaşmıştır. Bunun ana nedenlerinden birisi, oturma hesaplarında düşey gerilme artışlarının bilinmesi gereğidir. Zaman içerisinde geoteknik mühendisliğindeki gelişmeler doğrultusunda düşey gerilmeler yanında yatay gerilmeler ve kayma gerilmeleri ifadelerinin de belirlenmesi gereken problemler oluşmuştur. Bu bölümde, zemin içerisinde, dikdörtgen yüklü temelden kaynaklanan yatay düzlemdeki kayma gerilmelerinin belirlenebilmesi için analitik çözümler geliştirilmiştir. Elde edilen analitik çözümler için, basitleştirilmiş kayma gerilmesi etki sayısı tablosu ve çözüm diyagramları sunulmuştur. Analitik çözüme ek olarak nümerik çözüm gerçekleştirilmiş ve nümerik yöntem için bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Ayrıca, Unutmaz (2008) tarafından önerilen basitleştirilmiş kayma gerilmeleri belirleme ifadelerine yer verilmiştir.

3.2.1. Analitik çözüm

Boussinesq (1885) kabullerine göre, zemin yüzeyinde tekil bir yükün zeminde oluşturacağı kayma gerilmeleri Denklem 3.3d, 3.3e ve 3.3f'deki gibi ifade edilmiştir. Çalışmanın bu bölümünde, bir düşey yükün zemin içinde herhangi bir yatay düzlemde (xy düzlemi) oluşturduğu kayma gerilmeleri (τ_{zx} , τ_{zy}) araştırılmıştır. Uygulamada tekil yükleme türü ile çok fazla karşılaşmadığı için bu ifadeler, temel şekillerine uygun olarak integre edilmesiyle anlam kazanmaktadır. x ve y doğrultusundaki temel boyutları sırasıyla B ve L olan üniform yüklü dikdörtgen bir temelin köşe noktaları altında, temel tabanından z kadar derinlikte oluşacak kayma gerilmesi ifadeleri bu integrasyon işlemi ile elde edilebilir. Dikdörtgen temeli dx.dy boyutlarında küçük elemanlara bölünmesi durumunda her bir elemana gelecek tekil

yük $q \cdot dx \cdot dy$ olacaktır (Şekil 3.3). Dikdörtgen temelin köşesinin altında z derinliğinde yatay düzlemde oluşacak kayma gerilmesi için,

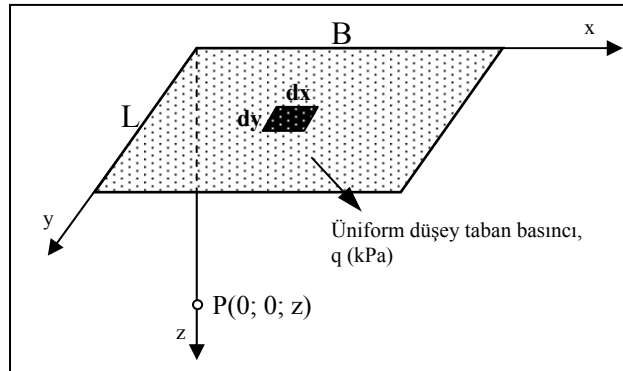
$$d\tau_{zx} = \frac{3qz^2 x \cdot dx \cdot dy}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (3.4)$$

ifadesi oluşturulabilir. Bu ifadenin dikdörtgen boyutlarınca integrasyonu yapılırsa,

$$\tau_{zx} = \frac{3qz^2}{2\pi} \int_{y=0}^{y=L} \int_{x=0}^{x=B} \frac{x}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx \cdot dy \quad (3.5)$$

ifadenin çözümü aşağıdaki gibi karşımıza çıkmaktadır.

$$\tau_{zx} = \frac{Lq \left[\frac{B^2}{\sqrt{L^2 + z^2}} + z^2 \left(\frac{1}{\sqrt{L^2 + z^2}} - \frac{1}{\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right) \right]}{2\pi(B^2 + z^2)} \quad (3.6)$$



Şekil 3.3. Üniform yüklü dikdörtgen alan

x ve y yönündeki temel boyutları, $m = B/z$ ve $n = L/z$ dönüşümleri ile normalize edilerek (3.6) eşitliği, temel boyutları ve derinlikten bağımsız bir hale dönüştürülebilir.

$$\tau_{zx} = \frac{nq}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{n^2 + 1}} - \frac{1}{(m^2 + 1)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \quad (3.7)$$

Denklem 3.7'deki ifade etki sayısı tanımlanarak, yeniden düzenlenebilir.

$$\tau_{zx} = I_{zx} \cdot q \quad (3.8)$$

Burada,

q ; üniform yüklü dikdörtgen temelin taban basıncı,

$$I_{zx} = \frac{n}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{n^2 + 1}} - \frac{1}{(m^2 + 1)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \quad (3.9)$$

olup, xy düzleminde, x doğrultusundaki kayma gerilmesi için etki sayısını ifade etmektedir. Normalize edilmiş temel boyutlarına (m ve n) karşılık gelen I_{zx} değerleri Tablo 3.1 ve Şekil 3.4'de verilmiştir.

Benzer işlemler y yönündeki kayma gerilmesi için de gerçekleştirildiğinde,

$$\tau_{zy} = \frac{mq}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{m^2 + 1}} - \frac{1}{(n^2 + 1)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \quad (3.10)$$

$$\tau_{zy} = I_{zy} \cdot q = I_{zx}^* \cdot q \quad (3.11)$$

$$I_{zy} = I_{zx}^* = \frac{m}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{m^2 + 1}} - \frac{1}{(n^2 + 1)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \quad (3.12)$$

ifadesi elde edilecektir. Burada, $I_{zy} = I_{zx}^*$, xy düzleminde, y doğrultusundaki kayma gerilmesi için etki sayısını ifade etmektedir. $m^* = L/z$ ve $n^* = B/z$ değerlerine karşılık gelen I_{zx}^* değerleri yine Tablo 3.1 ve Şekil 3.4'den elde edilebilir.

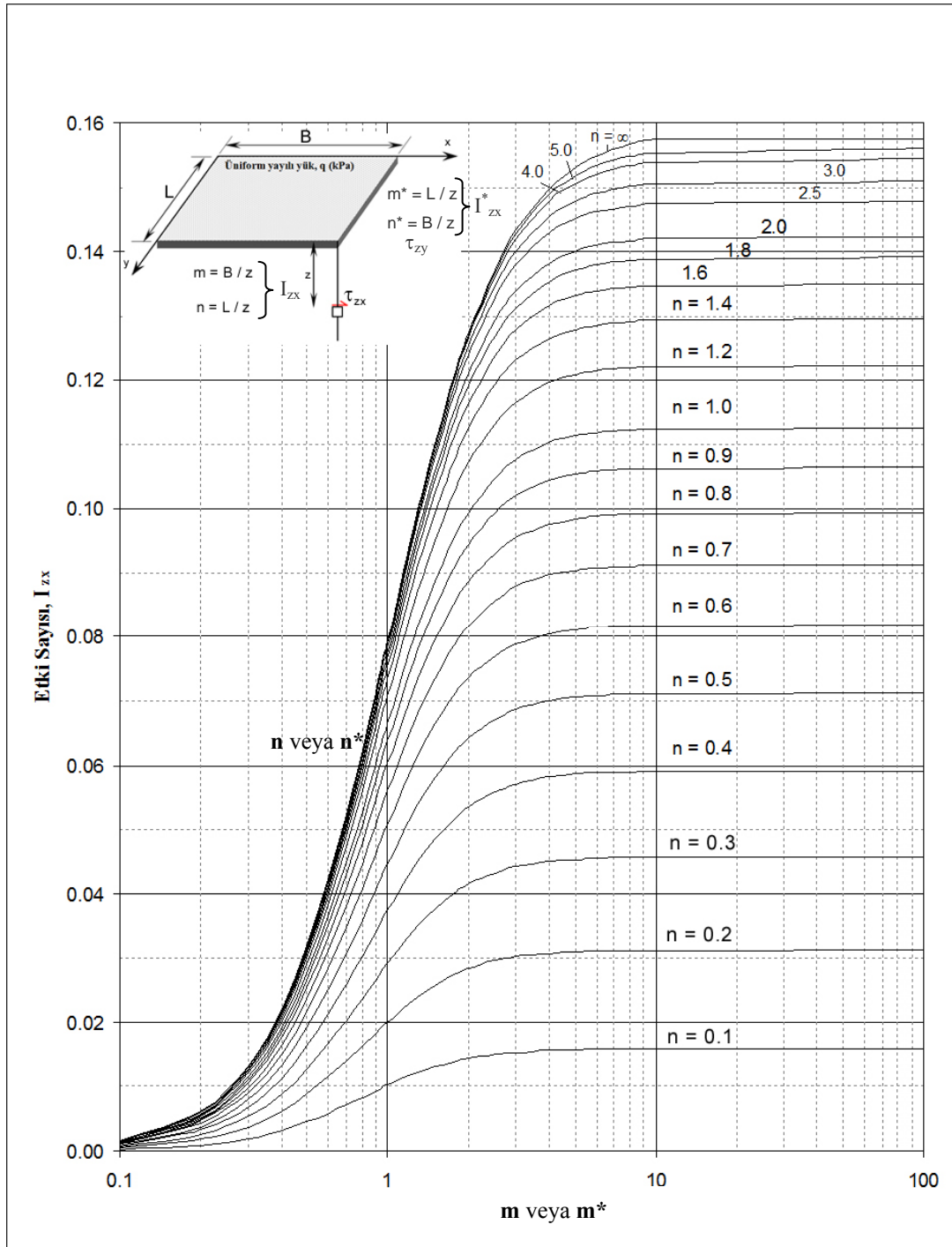
Böylece (3.8) ve (3.11) ifadelerinden, boyutları ve taban basıncı bilinen dikdörtgen temelin köşesi altındaki herhangi bir noktada oluşacak kayma gerilmeleri belirlenebilecektir. Yukarıdaki ifadelerde dikkat edilmesi gereken nokta, formül içerisindeki m ve n 'in birbirlerinin yerine kullanılmayacağıdır. B ve L ifadelerinin kısa veya uzun kenar gibi bir ayrımı olmayıp, B , x doğrultusundaki temel boyutunu, L ise y doğrultusundaki temel boyutunu göstermektedir. Burada tariflenen ifadelerin bir benzeri Holl (1940) tarafından oluşturulmuştur. Ancak, ifadeler temel boyutları ve derinlikler cinsinden verdiği için pratikte kullanımı pek mümkün olamamış ve kitaplarda da yer bulamamıştır. Üniorm olarak yüklenmiş dikdörtgen temel altında zeminde oluşacak kayma gerilmelerinin belirlenebilmesi için gerçekleştirilmiş analitik çözüm ifadelerinin, pratik kullanımlar için sade ve kullanışlı bir forma sokulması gerekmektedir. Bu nedenle, Denklem (3.8) ve (3.11)'deki kayma gerilmesi ifadeleri için Tablo 3.1 ve Şekil 3.4'de gösterilen sade formlar geliştirilmiştir.

Üniorm dikdörtgen yüklü temellerin altındaki zeminde oluşan kayma gerilmelerinin analitik çözümü sonunda elde edilen ifadeler, dörtgenin köşe noktası altındaki bir noktada oluşacak kayma gerilmesi artışını vermektedir. Köşe noktası dışında bir noktada kayma gerilmesi artışının hesaplanmak istenmesi durumunda, yüklü alan farklı parçalara bölünerek, her parçanın o noktada oluşturacağı etkinin belirlenmesi ve süperpozisyon kuralı ile net gerilme artışı hesaplanması gerekmektedir. Bu işlemler zaten düşey gerilme artışlarının hesabında sıklıkla yapılmaktadır. Ancak kayma gerilmesi değerlerinin süperpozisyonu sırasında, kayma gerilmelerinin yönlerinin dikkate alınması gerekecektir. Bunun için etki sayıları (I_{zx} , I_{zx}^*) belirlendikten sonra, gerilme artışının hesaplandığı noktanın sağ ve sol tarafına düşen parçaların sırasıyla (-) ve (+) etki oluşturduğu hesaplarda belirtilmelidir. Bununla ilgili olarak Şekil 3.5'de farklı durumlar için örnekler görülmektedir.

Tablo 3.1. Kayma gerilmesi artışı için etki sayısı (I_{zx} veya I_{zx}^*)

		m veya m*										
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
n veya n*	0.1	0.00023	0.00090	0.00191	0.00315	0.00449	0.00584	0.00712	0.00828	0.00932	0.01022	0.01167
	0.2	0.00046	0.00176	0.00374	0.00616	0.00879	0.01143	0.01394	0.01624	0.01828	0.02007	0.02293
	0.3	0.00066	0.00254	0.00541	0.00892	0.01274	0.01658	0.02024	0.02360	0.02660	0.02922	0.03343
	0.4	0.00084	0.00323	0.00687	0.01134	0.01622	0.02114	0.02585	0.03018	0.03405	0.03745	0.04293
	0.5	0.00098	0.00381	0.00811	0.01340	0.01920	0.02506	0.03069	0.03588	0.04054	0.04465	0.05129
	0.6	0.00111	0.00428	0.00913	0.01511	0.02168	0.02835	0.03477	0.04071	0.04607	0.05080	0.05850
	0.7	0.00121	0.00467	0.00996	0.01650	0.02370	0.03104	0.03813	0.04472	0.05068	0.05597	0.06459
	0.8	0.00128	0.00497	0.01061	0.01761	0.02533	0.03322	0.04087	0.04801	0.05448	0.06024	0.06969
	0.9	0.00134	0.00521	0.01113	0.01849	0.02663	0.03497	0.04308	0.05067	0.05758	0.06374	0.07391
	1.0	0.00139	0.00539	0.01154	0.01919	0.02766	0.03636	0.04485	0.05281	0.06008	0.06660	0.07737
	1.2	0.00146	0.00565	0.01211	0.02016	0.02911	0.03834	0.04738	0.05591	0.06374	0.07078	0.08253
	1.4	0.00150	0.00581	0.01246	0.02076	0.03002	0.03959	0.04900	0.05790	0.06611	0.07352	0.08598
	1.6	0.00152	0.00591	0.01268	0.02115	0.03060	0.04039	0.05004	0.05920	0.06766	0.07534	0.08829
	1.8	0.00154	0.00598	0.01282	0.02139	0.03097	0.04091	0.05072	0.06005	0.06869	0.07655	0.08986
	2.0	0.00155	0.00602	0.01291	0.02155	0.03122	0.04126	0.05118	0.06063	0.06939	0.07738	0.09095
	3.0	0.00157	0.00610	0.01309	0.02185	0.03168	0.04191	0.05205	0.06173	0.07076	0.07901	0.09313
	4.0	0.00157	0.00611	0.01312	0.02192	0.03178	0.04205	0.05224	0.06198	0.07106	0.07938	0.09364
	5.0	0.00157	0.00612	0.01313	0.02194	0.03181	0.04210	0.05230	0.06205	0.07115	0.07949	0.09380
	6.0	0.00158	0.00612	0.01314	0.02195	0.03182	0.04211	0.05232	0.06208	0.07119	0.07953	0.09387
8.0	0.00158	0.00612	0.01314	0.02195	0.03183	0.04212	0.05233	0.06210	0.07121	0.07956	0.09391	
10.0	0.00158	0.00612	0.01314	0.02195	0.03183	0.04213	0.05234	0.06211	0.07122	0.07957	0.09392	
∞	0.00158	0.00612	0.01314	0.02195	0.03183	0.04213	0.05234	0.06211	0.07122	0.07958	0.09393	

		m veya m*										
		1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
n veya n*	0.1	0.01272	0.01347	0.01402	0.01441	0.01533	0.01561	0.01572	0.01577	0.01581	0.01582	0.01584
	0.2	0.02500	0.02650	0.02758	0.02838	0.03021	0.03076	0.03097	0.03107	0.03115	0.03118	0.03121
	0.3	0.03650	0.03871	0.04032	0.04150	0.04423	0.04505	0.04537	0.04552	0.04564	0.04569	0.04573
	0.4	0.04693	0.04984	0.05195	0.05350	0.05711	0.05820	0.05863	0.05883	0.05899	0.05905	0.05911
	0.5	0.05617	0.05972	0.06232	0.06423	0.06869	0.07005	0.07058	0.07082	0.07102	0.07110	0.07118
	0.6	0.06418	0.06834	0.07138	0.07364	0.07892	0.08054	0.08117	0.08146	0.08170	0.08179	0.08188
	0.7	0.07101	0.07572	0.07919	0.08176	0.08783	0.08970	0.09044	0.09078	0.09106	0.09116	0.09127
	0.8	0.07675	0.08197	0.08583	0.08870	0.09552	0.09764	0.09847	0.09886	0.09918	0.09930	0.09942
	0.9	0.08155	0.08722	0.09144	0.09458	0.10211	0.10447	0.10541	0.10584	0.10620	0.10633	0.10647
	1.0	0.08552	0.09160	0.09614	0.09954	0.10774	0.11033	0.11136	0.11184	0.11224	0.11238	0.11254
	1.2	0.09151	0.09827	0.10337	0.10721	0.11662	0.11965	0.12086	0.12143	0.12191	0.12208	0.12227
	1.4	0.09557	0.10287	0.10840	0.11262	0.12307	0.12650	0.12789	0.12854	0.12909	0.12929	0.12951
	1.6	0.09835	0.10605	0.11193	0.11644	0.12778	0.13158	0.13313	0.13387	0.13449	0.13472	0.13496
	1.8	0.10026	0.10827	0.11442	0.11917	0.13125	0.13538	0.13709	0.13791	0.13859	0.13885	0.13913
	2.0	0.10159	0.10983	0.11620	0.12113	0.13385	0.13827	0.14012	0.14101	0.14176	0.14204	0.14235
	3.0	0.10434	0.11314	0.12004	0.12547	0.14003	0.14548	0.14788	0.14908	0.15013	0.15054	0.15099
	4.0	0.10501	0.11397	0.12103	0.12662	0.14192	0.14788	0.15062	0.15204	0.15331	0.15382	0.15440
	5.0	0.10522	0.11424	0.12136	0.12701	0.14261	0.14884	0.15178	0.15333	0.15477	0.15536	0.15606
	6.0	0.10530	0.11434	0.12149	0.12716	0.14291	0.14927	0.15233	0.15397	0.15553	0.15618	0.15699
8.0	0.10536	0.11441	0.12157	0.12727	0.14312	0.14960	0.15276	0.15450	0.15620	0.15694	0.15793	
10.0	0.10538	0.11443	0.12160	0.12730	0.14319	0.14971	0.15291	0.15469	0.15646	0.15725	0.15837	
∞	0.10539	0.11445	0.12162	0.12732	0.14324	0.14979	0.15303	0.15485	0.15671	0.15758	0.15915	



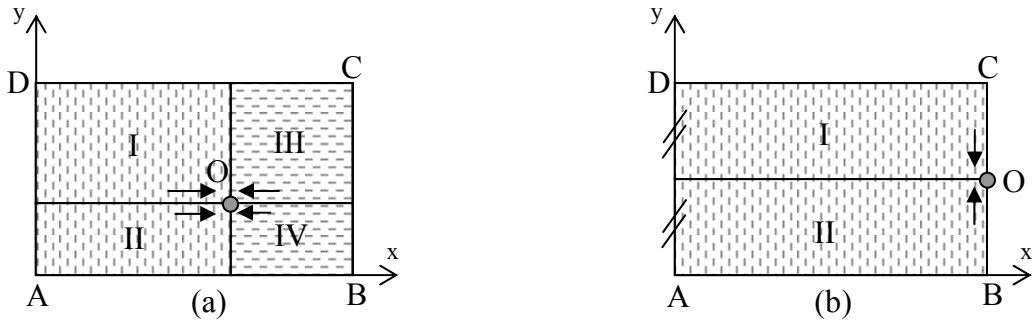
Şekil 3.4. Kayma gerilmesi artışı için etki sayısı (I_{zx} veya I_{zx}^*)

3.2.1.1. x yönündeki kayma gerilmesinin (τ_{zx}) belirlenmesi

x ve y yönündeki temel boyutları sırasıyla, B ve L olan bir dikdörtgen temelin köşe noktasının z kadar derinliğindeki bir nokta için,

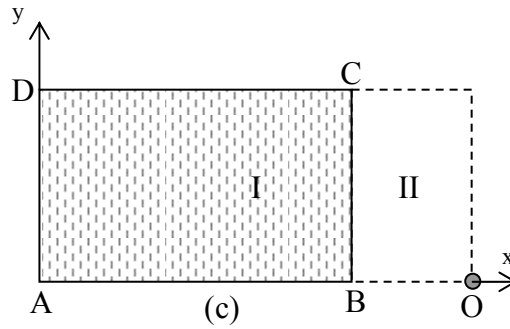
$$\left. \begin{array}{l} m = B/z \\ n = L/z \end{array} \right\} \text{ olmak üzere, Tablo 3.1 veya Şekil 3.4'den } I_{zx} \text{ belirlenerek,}$$

$\tau_{zx} = q \cdot I_{zx}$ ifadesinden x yönündeki kayma gerilmesi (τ_{zx}) hesaplanabilir.



$$\begin{aligned} (I_{zx})_o &= (I_{zx})_I + (I_{zx})_{II} - (I_{zx})_{III} - (I_{zx})_{IV} \\ (I_{zy})_o &= -(I_{zy})_I + (I_{zy})_{II} - (I_{zy})_{III} + (I_{zy})_{IV} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (I_{zx})_o &= (I_{zx})_I + (I_{zx})_{II} \\ (I_{zy})_o &= -(I_{zy})_I + (I_{zy})_{II} = 0 \end{aligned}$$



$$(I_{zx})_o = (I_{zx})_I - (I_{zx})_{II}$$

Şekil 3.5. Kayma gerilmesi hesapları için süperpozisyon örnekleri

3.2.1.2. y yönündeki kayma gerilmesinin (τ_{zy}) belirlenmesi

x ve y yönündeki temel boyutları sırasıyla, B ve L olan bir dikdörtgen temelin köşe noktasının z kadar derinliğindeki bir nokta için,

$$\left. \begin{array}{l} m^* = L/z \\ n^* = B/z \end{array} \right\} \text{ olmak üzere, Tablo 3.1 veya Şekil 3.4'den } I_{zx}^* \text{ belirlenerek,}$$

$\tau_{zy} = q \cdot I_{zx}^*$ ifadesinden y yönündeki kayma gerilmesi (τ_{zy}) hesaplanabilir.

3.2.2. Nümerik çözüm

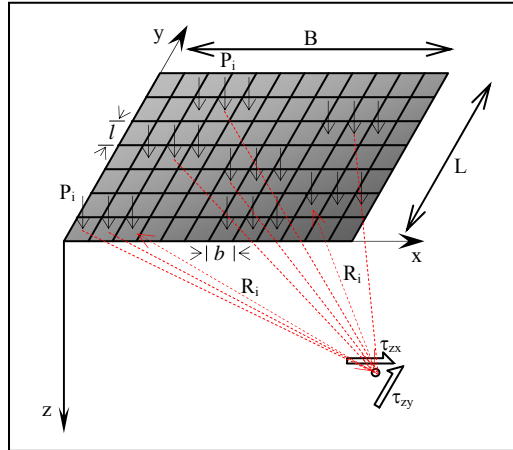
Boussinesq gerilme ifadelerini çözmek için günümüzde nümerik yöntemler sıklıkla kullanılmaktadır. Bunların içinde en çok bilineni, mevcut yüklü alanın küçük elemanlara bölünmesi yöntemidir. Bu yöntemde, yüklü alan yüzlerce veya binlerce küçük elemanlara bölünmekte ve her bir elemanın merkezinden nokta yüklerin (P_i) etkidiği düşünülmektedir (Şekil 3.6). Her bir elemana etkiyen eşdeğer tekil yükün gerilme artışının hesaplanacağı noktada oluşturacağı gerilme artışları ayrı ayrı hesaplanır. Hesaplanan tüm gerilme değerleri toplanarak, istenilen noktada oluşan net gerilme artışı (τ_{zx} , τ_{zy}) belirlenebilir.

$$P_i = \frac{q \cdot B \cdot L}{ES} \quad (3.13)$$

$$\tau_{zx} = \sum_{i=1}^{ES} \left(\frac{3P_i \cdot z_i^2 \cdot x_i}{2\pi \cdot R_i^5} \right) \quad (3.14)$$

$$\tau_{zy} = \sum_{i=1}^{ES} \left(\frac{3P_i \cdot z_i^2 \cdot y_i}{2\pi \cdot R_i^5} \right) \quad (3.15)$$

Burada, ES, dikdörtgen temelın bölündüğü eleman sayısını; P_i , her bir elemana etkiyen eşdeğer tekil yükü; x_i , y_i , z_i küçük elemanların ağırlık merkezi ile gerilme artışının hesaplanacağı noktanın sırasıyla x, y, z koordinatları arasındaki mesafeyi; R_i ise her bir küçük elemanın merkezi ile gerilme artışının hesaplanacağı nokta arasındaki mesafeyi göstermektedir.



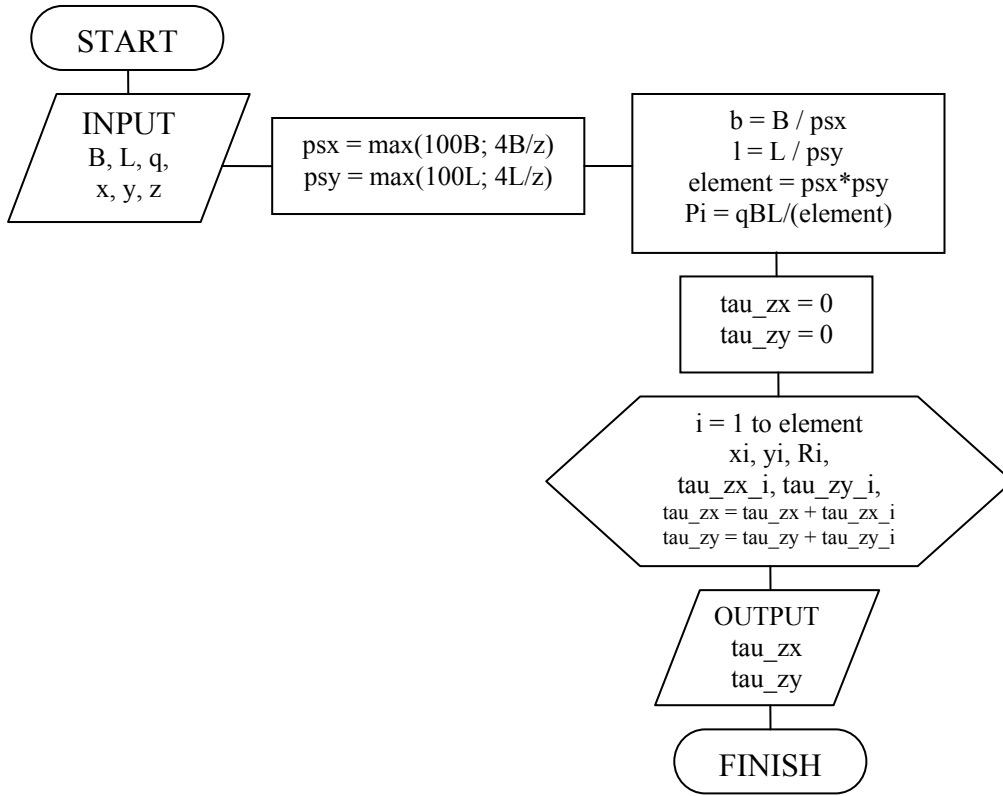
Şekil 3.6. Küçük elemanlara bölme yöntemi

$$R_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2 + z_i^2} \quad (3.16)$$

Sistemin bölündüğü eleman sayısı arttıkça, bulunan sonuçlar analitik çözüm sonuçlarına daha da yaklaşacaktır. Coduto (1999) eleman sayısının 1000'den az olmamasını önermiştir. Ancak, özellikle temel yüzeyine ($z = 0$) yakın bölgelerdeki gerilme ifadelerini belirlemek için bu şart yeterli olmamaktadır. Genellikle, küçük elemanların kenar uzunluğunun (b ve l), bu elemanın merkezi ile gerilme artışının hesaplanacağı nokta arasındaki mesafenin (R_i) üçte birden az olması önerilmektedir (Stoll, 1960). Capper ve Cassie (1969), bu oranın üçte birden az olması durumunda hata yüzdesinin %3, dörtte birinden az olması halinde ise hatanın %2 civarında olacağını belirtmektedirler. Bu çalışmada, hazırlanan bilgisayar programında hatanın mümkün olduğunca küçük mertebelerde kalması için, bu oran $\frac{1}{4}$ ve parça sayısı en az 10000 olarak seçilmiştir. Nümerik çözüm hesap yöntemi için oluşturulan bilgisayar programının, bu iki şarta göre eleman seçiminde bulunması sağlanmıştır. Şekil 3.7'de burada belirtilen hususlara göre hazırlanan bir programın akış diyagramı gösterilmektedir (Dağdeviren ve Gündüz, 2011).

Hazırlanan bilgisayar programına veri olarak, dikdörtgen temelin boyutları, zemine aktarılan taban basıncı ve gerilme artışının hesaplanacağı derinlik bilgileri girilmektedir. Program, temel boyutları ve gerilme artışının hesaplanacağı noktayı dikkate alarak, sistemin bölünmesi gereken parça sayısını hesaplamaktadır.

Programda gerilme artışları tek bir noktada veya o derinlikteki bir doğrultu boyunca hesaplanabilmektedir. Tek nokta seçeneğinde, gerilme artışının hesaplanacağı noktanın (x; y) koordinatları girilmektedir. Bir doğrultu boyunca gerilme artışlarının değişiminin belirlenmesi seçeneğinde ise doğrultunun x veya y değerinin girilmesi gerekmektedir. Bu seçenekte, hesaplamaların yapılacağı doğrultuda, temelin orta noktasından o doğrultu boyunca temel boyutunun 1.5 katı kadarlık mesafede 16 noktada gerilme artışları hesaplanabilmektedir. Programda, ayrıca, kayma gerilmelerinin yanı sıra düşey gerilme artışları da benzer hesap yöntemi ile hesaplanabilmektedir. Programın ekran görüntüsü ve girdileri Şekil 3.8’de, sonuçların Excel çıktıları ise Şekil 3.9’da gösterilmektedir.



Şekil 3.7. Nümerik çözüm için akış diyagramı

Analitik çözüm ifadelerinin kullanılabilmesi için gerilme artışının hesaplanacağı noktanın izdüşümünün, dörtgenin köşesine getirmesi gerekmektedir. Dörtgen temelin köşe noktası dışındaki bir noktada gerilme artışı hesaplanacağında sistemin parçalara ayrılması ve her bir dörtgenin oluşturacağı etkinin toplanması gerekmektedir.

Nümerik yöntemde ise gerilme artışlarının hesaplanacağı noktanın koordinatlarının (x; y; z) verilmesi çözüm için yeterli olacaktır. Bu tür durumlarda, nümerik yöntem kullanıcılar için daha hızlı çözüm üretebilecektir.

```

C:\E:\DAGDEVIREN\Araştırma Çalışmaları\Gerilme Artışı\Nümerik Çözüm Programı\exe\Project1.exe
Proje ismi giriniz..:İATS11_example
Dörtgen Yukleme Durumunda Gerilme Artışlarının Hesaplanması (Nümerik Yöntem)
Ugur Dagdeviren - 12.04.2010

x yönündeki temel boyutu (m) = 15
y yönündeki temel boyutu (m) = 20
Temelden aktarılan taban basıncı değeri (kPa) = 100
Gerilme artışının hesaplanacağı derinlik, z (m) = 10

PARÇA SAYISI ÖNERİ EKRANI
x yönünde önerilen parça sayısı 1500
y yönünde önerilen parça sayısı 2000

PARÇA SAYISI SEÇİM EKRANI
x yönündeki parça sayısını giriniz = 1500
y yönündeki parça sayısını giriniz = 2000

Gerilme artışı sadece bir noktada mı (1); yoksa bir düzlem boyunca (2) mi hesaplan-
sın (1 / 2) = 2

Gerilme dağılımını x yönünde mi (1), y yönünde mi (2) yapilsin (1 / 2) = 1

Analizin yapılacağı y düzleminin koordinatını giriniz, y = 0

Analizin 1/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 2/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 3/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 4/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 5/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 6/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 7/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 8/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 9/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 10/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 11/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 12/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 13/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 14/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 15/16' i tamamlanmıştır.
Analizin 16/16' i tamamlanmıştır.

Giriş Bilgileri
x yönündeki kenar uzunluğu =15.0000
y yönündeki kenar uzunluğu =20.0000
Sistemin bulunduğu parça sayısı =3000000
Gerilme artışının hesaplandığı derinlik =10.0000
Gerilme artışının hesaplandığı y düzlemi ==> y = 0.0000

Devam etmek için bir tuşa basın . . .

Analiz sonuçları dosyaya yazdırılıyor. Lütfen bekleyiniz...

Program Sonuçları : İATS11_example.csv dosyasında bulunmaktadır.
Devam etmek için bir tuşa basın . . .

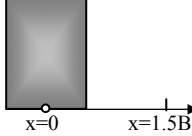
```

Şekil 3.8. Program ekran görüntüsü

3.2.3. Unutmaz (2008) basitleştirilmiş prosedürü

Bir yapı altında gelişen taban kaymasının, depremin hareketleri için tepki spektrumu ve yapı doğal periyodunun bir fonksiyonu olduğu bilinmektedir (Rollins ve Seed, 1990). Yapı altındaki zeminde gelişen ortalama kayma gerilmeleri de bu tepkilerden etkilenmektedir. Yapı altındaki en büyük kesme kuvveti (V_{max}) aşağıdaki ifade ile değerlendirilebilir (Rollins ve Seed, 1990).

	A	B	C	D	E
1					
2					
3		Giris Bilgileri			
4		B =	15		
5		L =	20		
6		PS =	3000000		
7		z =	10		
8					
9		Gerilme artisinin hesaplandigi y duzlemi ==> y = 0			
10					
11		Analiz Sonuclari			
12		x	sigma_z	tau_zx	tau_zy
13		0	35.0370	0.0000	-17.0740
14		1.5	34.4780	2.8135	-16.8220
15		3	32.8140	5.4768	-16.0750
16		4.5	30.1020	7.8032	-14.8710
17		6	26.5100	9.5732	-13.2920
18		7.5	22.3610	10.5980	-11.4690
19		9	18.0900	10.8140	-9.5731
20		10.5	14.1200	10.3290	-7.7666
21		12	10.7300	9.3714	-6.1666
22		13.5	8.0199	8.1914	-4.8269
23		15	5.9489	6.9825	-3.7489
24		16.5	4.4098	5.8605	-2.9039
25		18	3.2824	4.8776	-2.2516
26		19.5	2.4605	4.0454	-1.7518
27		21	1.8607	3.3544	-1.3697
		22.5	1.4207	2.7867	-1.0774



Şekil 3.9. Program çıktısının Excel görüntüsü

$$V_{\max} = 0.8 \frac{S_A}{g} W \quad (3.17)$$

Burada;

S_A ; spektral ivme,

g ; yerçekimi ivmesi,

W ; yapının ağırlığını göstermektedir.

$B \times L$ boyutlarındaki bir yapı tabanında oluşacak en büyük kayma gerilmesi,

$$\tau_{b,\max} = \frac{V_{\max}}{BL} = 0.8 \frac{S_A}{g} \frac{W}{BL} \quad (3.18)$$

Deprem sarsıntılarında kaynaklanan eşdeğer kayma gerilmesi ise,

$$\tau_{b,eq} = 0.65 \tau_{b,\max} = 0.65 \times 0.8 \frac{S_A}{g} \frac{W}{BL} \quad (3.19)$$

ifadeleri ile belirlenebilmektedir.

Unutmaz (2008), farklı uluslararası ve ulusal tasarım yönetmeliklerinde önerilen basitleştirilmiş taban kayma formülasyonlarından esinlenerek, z derinliğindeki kayma gerilmesini, yaklaşık gerilme artışı ifadesinden yararlanarak aşağıdaki gibi tanımlamıştır.

$$\tau_b(z) = \frac{\tau_{b,eq} \times B \times L}{(B + m_\tau z)(L + m_\tau z)} \quad (3.20)$$

Yapı altındaki kayma gerilmesinin derinlikle değişimi için yukarıdaki ifadeler özetlenerek Denklem 3.21 elde edilebilir.

$$\tau_b(z) = 0.65 \times \frac{0.8 \times S_A \times W}{(B + 1.6z)(L + 1.6z)} \quad (3.21)$$

Burada;

B, L; yapı genişliği ve uzunluğu,

z; kayma gerilmesinin belirleneceği derinlik,

m_τ ; kayma gerilmesi dağılım faktörü olup $m_\tau = 1.6$ olarak önerilmiştir.

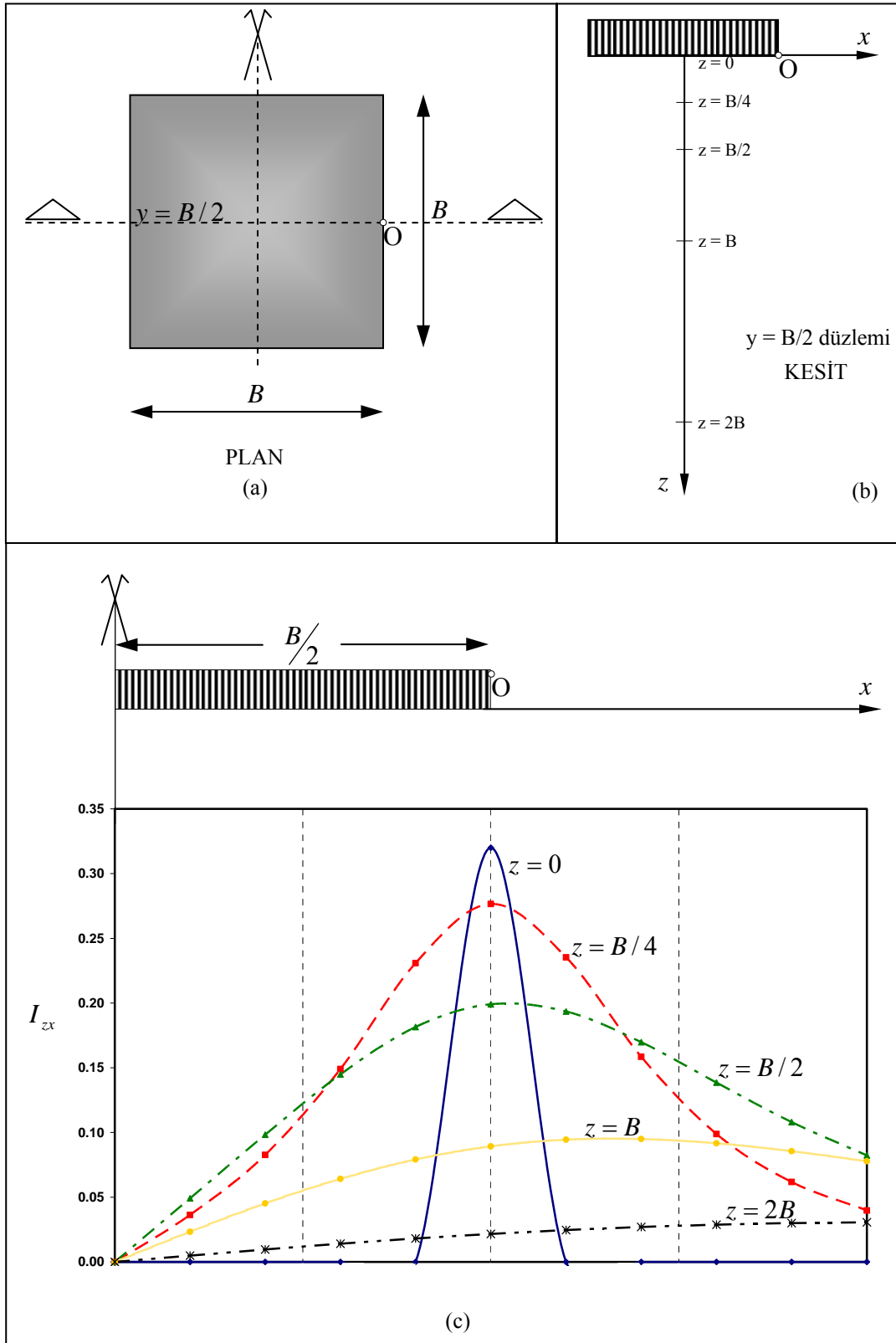
3.3. Yapı Temelleri Altında Oluşacak Kayma Gerilmelerinin Değerlendirilmesi

Üniform olarak yüklenmiş dikdörtgen temelin altındaki farklı nokta ve düzlemlerde oluşacak kayma gerilmeleri, detayları Bölüm 3.2’de verilen tam analitik ve nümerik çözüm yöntemleri ile belirlenebilir. Dikdörtgen temeller altında oluşacak kayma gerilmelerinin seviyeleri hakkında fikir sahibi olabilmek için, çalışmanın bu bölümünde birkaç farklı durum için kayma gerilmesi değişimleri incelenmiştir.

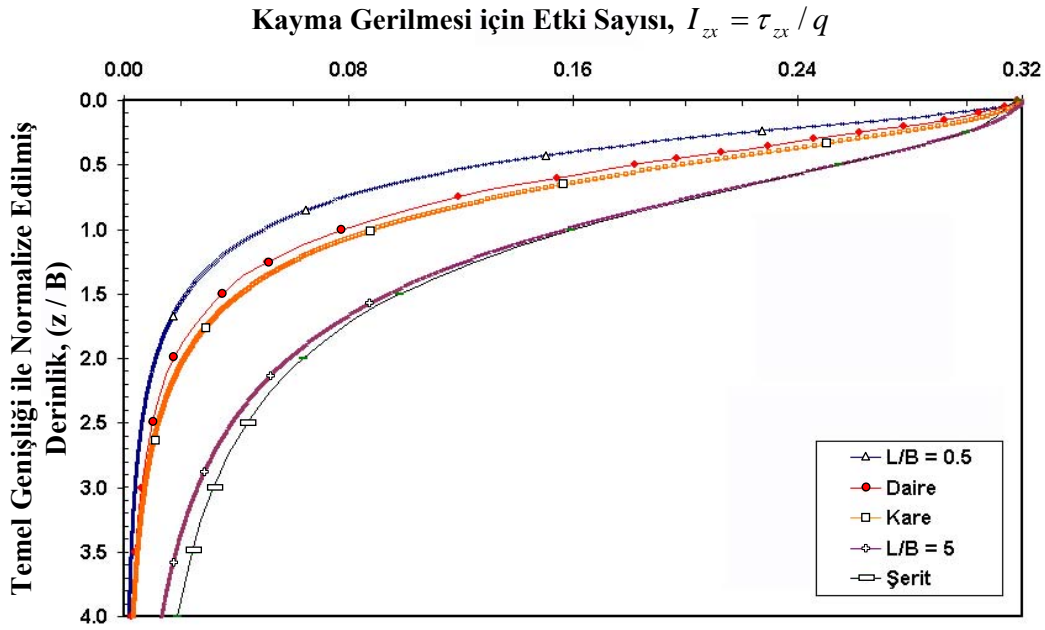
Şekil 3.10’da, boyutları B×B olan bir kare temel için, $z = 0$; $z = B/4$; $z = B/2$; $z = B$ ve $z = 2B$ derinliklerinde oluşacak kayma gerilmesi değişimi gösterilmektedir. Şekil 3.10c’deki değerler temelin $y = B/2$ düzlemindeki (Şekil 3.10a) kayma gerilmesi etki sayısını göstermektedir. y ekseninin ortasındaki düzlemde oluşacak kayma

gerilmelerinin seçilmesinin sebebi, farklı y düzleminde oluşabilecek en büyük kayma gerilmelerinin $y = B/2$ (dikdörtgen için $y = L/2$) düzleminde gerçekleşecek olmasıdır. Simetri eksenini üzerinde, beklenildiği gibi kayma gerilmeleri oluşmamıştır. En büyük kayma gerilmesinin ise, $z = B$ derinliğine kadar olan seviyelerde, yapının orta düzlemindeki ($y = B/2$) köşe noktasında olduğu, daha derinlerdeki maksimum kayma gerilmesi ise yapının köşe noktasının dışına doğru kaydığı görülmektedir. Bu nedenle, yapıların altında oluşacak en büyük kayma gerilmesinin yapıların $y = L/2$ düzlemindeki köşe noktası yakınlarında oluşacağı rahatlıkla söylenebilir.

Şekil 3.11’de ise, analitik ve nümerik çözümleri yapılan dikdörtgen temeller ile literatürde çözümleri verilen dairesel ve şerit temeller altında oluşan kayma gerilmesi değerleri karşılaştırılmıştır. Şekil 3.11’de, farklı temel oranlarındaki ($L/B = 0.5; 1; 5$) dikdörtgen temeller ile dairesel ve şerit temeller için, Şekil 3.10’da gösterilen köşe-orta (O) noktasında oluşacak kayma gerilmesinin derinlik boyunca değişimi görülmektedir. Kare ile dairesel temeller ve L/B oranı büyük olan dikdörtgen temeller ile şerit temellerin altında oluşan kayma gerilmeleri birbirine yakın değerler vermektedir. Elde edilen bu sonuçlar, çalışmada gerçekleştirilmiş olan analitik çözümleri doğrulamaktadır. Ayrıca tüm temel türleri için temel altında oluşacak en büyük kayma gerilmesinin yaklaşık olarak $0.32q$ olacağı ve bu gerilmenin temellerin uzun kenarının orta noktasında gerçekleşeceği anlaşılmaktadır. Bu sonuç, depremler sırasında sıvılaşma kaynaklı olarak yapıların yan yatma problemi ile örtüşmektedir. Adapazarı’nda sıvılaşma kaynaklı göçmelerin de genellikle kısa kenar doğrultusunda olduğu gözlemlenmiştir (Dağdeviren ve Gündüz, 2011). Şerit ve şeride yakın dikdörtgen temeller dışındaki temellerde, yapıdan kaynaklı kayma gerilmelerinin $z/B > 2.5$ derinlik oranından itibaren etkisinin ihmal edilebilir seviyeye indiği görülmektedir.



Şekil 3.10. a) Planı ve b) kesiti verilen kare temel altında c) farklı derinliklerde oluşacak kayma gerilmesi seviyesinin temel boyunca değişimi ($y = B/2$ düzlemi)



Şekil 3.11. Farklı geometrideki temellerin köşesinde oluşacak kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi

3.4. Başlangıç Statik Kayma Gerilmesine Maruz Zeminlerin Modellenmesi

Deprem sırasında ana kayadan yukarıya doğru düşey olarak hareket eden kayma dalgalarından dolayı, ilave tekrarlı kayma gerilmelerinin tamamen gerilme çevrilmesine maruz yatay yüzeydeki zemin elemanlarında gerçekleştiğini kabul etmektedirler. Bu nedenle de, sismik yüklemelere maruz doygun zemin depozitlerinin sıvılaşma yada çevrimsel hareketlilik potansiyeli yaygın olarak izotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde drenajsız tekrarlı üç eksenli veya bir boyutlu konsolide edilmiş numuneler üzerinde tekrarlı basit kesme deneyleri ile değerlendirilmektedir. Bu deney şartları altında zemin üzerinde kayma gerilmeleri oluşmayacağı için, yeryüzeyi seviyesinin altındaki serbest saha koşullarındaki zemin elemanlarının bu şekilde modellenmesi uygun olabilmektedir. Çünkü bu elemanlarda deprem sarsıntısından önce yatay düzlemde başlangıç statik kayma gerilmesi bulunmayacaktır (Vaid ve Chern, 1983). Ancak yapı yükü altındaki veya şevler ve dolgular gibi eğimli yüzeyli zemin elemanlarının tekrarlı kayma gerilmelerinden önce de başlangıç statik kayma gerilmelerine maruz kaldıkları bilinmektedir. Arazi koşullarında başlangıç statik kayma gerilmesine maruz elemanların laboratuvar ortamında modellenmesi ile daha gerçekçi sonuçların elde edilmesi sağlanabilecektir. Çalışmanın bu bölümünde, zeminlerin dinamik özelliklerinin ölçümünde sıklıkla

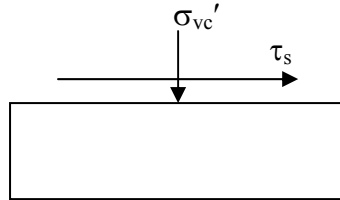
kullanılan tekrarlı basit kesme ve tekrarlı üç eksenli deney sistemlerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin deneysel olarak modellenmesine yer verilecektir.

3.4.1. Tekrarlı basit kesme deney sistemi

Birçok araştırmacı, zeminlerin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışı üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesini etkisini modellemek için tekrarlı basit kesme deney sistemini kullanmışlardır (Vaid ve Finn, 1979; Rahhal ve Lefebvre, 2000; Song, 2003; Song vd., 2004). Bu çalışmalarda, numuneler öncelikle düşey efektif gerilme (σ_{vc}') altında konsolide edilmekte ve devamında drenajlı şartları altında statik olarak kayma gerilmesine (τ_s) maruz bırakılmaktadır (Şekil 3.12). Bu durumda, yatay düzlemdeki kayma gerilmesinin, yine bu düzlemdeki normal efektif gerilme ile normalize edilmesi olarak tanımlanan, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (α),

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma_{vc}'} \quad (3.22)$$

olarak ifade edilecektir.



Şekil 3.12. Tekrarlı basit kesme deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin modellenmesi

3.4.2. Tekrarlı üç eksenli deney sistemi

Üç eksenli deney sisteminde numunelere direkt olarak kayma gerilmesi uygulanamamaktadır. Bu nedenle, tekrarlı yükler öncesinde numune üzerinde kayma gerilmelerinin oluşabilmesi için numunelerin anizotropik olarak konsolide edilmesi gerekecektir. Literatürde uygulanan yöntemlerde, genellikle numuneler öncelikle σ_{3c}' çevre basıncı altında izotropik olarak konsolide edilmekte, devamında ise istenilen anizotropik gerilme oranı (K) değerine kadar drenajlı şartlarda aksenel olarak statik

deviatör gerilme uygulanmaktadır (Vaid ve Chern, 1983; Sakai ve Ochiai, 1986; Hyodo vd., 1991; Vaid vd., 2001; Idriss ve Boulanger, 2003). Böylelikle σ_{3c}' çevre basıncı ve σ_{1c}' düşey gerilme altında konsolide edilen numunelere, başlangıç statik kayma gerilmesi dolaylı olarak uygulanabilecektir. Bu yükleme durumu için Mohr dairesi Şekil 3.13'de gösterilmektedir. En büyük kayma gerilmesi yatayla 45° açı yapan düzlem üzerinde oluşacaktır. Bu düzlem üzerindeki normal ve kayma gerilmesi;

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (3.23)$$

$$\tau_{\max} = \tau_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (3.24)$$

olmak üzere, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı,

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_n} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (3.25)$$

olarak hesaplanmaktadır.

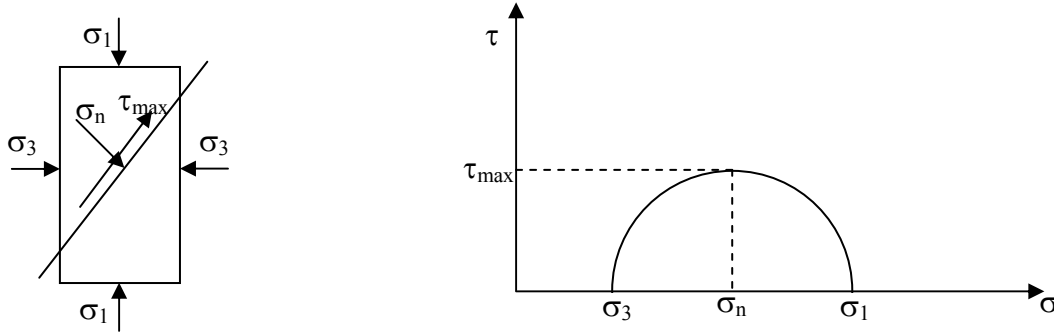
Literatürde sıkça kullanılan ve büyük asal gerilmenin, küçük asal gerilmeye oranı olarak ifade edilen efektif gerilme oranı (K) ile başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (α) arasındaki ilişki aşağıdaki gibi elde edilebilir.

$$K = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \quad (3.26)$$

$\sigma'_1 = K \cdot \sigma'_3$ ifadesi $\alpha = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$ eşitliğinde yerine yazılırsa,

$$\alpha = \frac{K - 1}{K + 1} \quad (3.27)$$

olarak elde edilecektir.



Şekil 3.13. Üç eksenli deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin modellenmesi

3.5. Başlangıç Statik Kayma Gerilmesine Maruz İnce Daneli Zeminlerin Tekrarlı Yükler Altındaki Davranışının Değerlendirilmesi

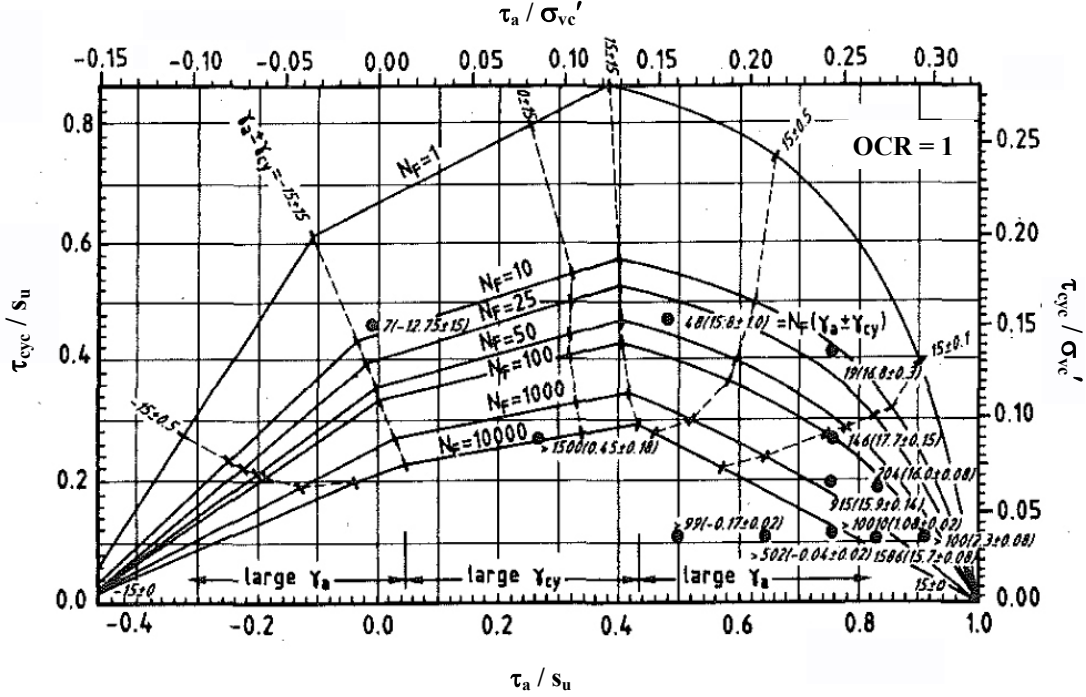
Geoteknik deprem mühendisliği konusunda gerçekleştirilen çalışmalar incelendiğinde, killi zeminlerde sıvılaşma gerçekleşmediği için, sismik analizlerin esas olarak granüler zeminlerin sıvılaşma ve çevrimsel hareketlilik potansiyeli üzerine yoğunlaştığı görülmektedir. Yıllarca, sismik yükleme sırasında killi zeminlerin kayma mukavemeti kaybının çok önemli olmayacağı düşünülmüştür. Bu durum, yapı yüklerinin etkilediği eğimsiz zemin yüzeyleri için genellikle doğru olmaktadır, başlangıç statik kayma gerilmesinin olduğu arazi şartlarında bunu söylemek doğru olmayacaktır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin olduğu kumlu zeminlerde, rölatif sıkılık ve çevre gerilmesine bağlı olarak dinamik mukavemet artabilmekte ya da azalabilmektedir. Ancak, yumuşak killerde, başlangıç statik kayma gerilmesi tekrarlı mukavemeti genellikle azaltma eğilimindedir. Bu nedenle, killi zeminlerde yenilmenin gerçekleşip gerçekleşmemesi konusunda, başlangıç statik kayma gerilmesinin çok önemli bir yeri olduğu ortaya çıkmaktadır.

Zeminlerin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışı üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesini etkisini modellemek için genellikle tercih edilen tekrarlı basit kesme deney sistemi veya tekrarlı üç eksenli deney sisteminde ön-kesme aşamasında drenaja izin verilip verilmemesine göre çalışmalar iki kısma ayrılmaktadır. Andersen

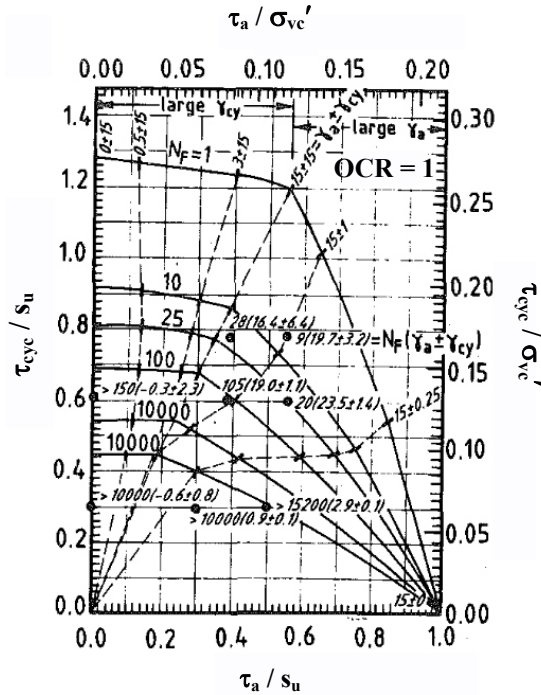
vd. (1988), killi zemin üzerindeki liman yapılarının drenajsız şartlarda maruz kaldıkları statik ve tekrarlı yük kombinasyonları için temel tasarım problemlerini ele aldıkları çalışmalarında, okyanus yapılarının davranışını inceledikleri için, gerek yapının inşası sırasında gerekse tekrarlı dalga yüklerinin kilin konsolidasyonunun tamamlanmasından önce gerçekleşeceği düşüncesiyle, başlangıç statik kayma gerilmelerini drenajsız şartlarda uygulanmıştır. Diğer durumda ise, zeminde yenilmelere sebep olacak kadar büyük depremlerin oluşma aralığının (örneğin, Adapazarı civarındaki depremler için yaklaşık 30 yıl) uzun bir periyotta gerçekleşmesinden dolayı, inşası tamamlanan bir yapının depremden önce büyük bir ihtimalle konsolidasyonunu tamamlayacağı düşünülebilir. Bu nedenle, bu çalışmada ve diğer pek çok çalışmada, başlangıç statik kayma gerilmesi drenajlı şartlarda uygulanmış ve devamında numunelerin konsolidasyonunu tamamlanması için 24 saat beklenilmiştir.

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının killi zeminler üzerinde yaratacağı etkilerin incelendiği ilk çalışmalar 1980'li yıllarda yapılmıştır. Goulois vd. (1985), plastisite indisi, $I_p = 27$ olan normal konsolide Drammen kili üzerinde sabit hacimli tekrarlı basit kesme deney sistemi ile başlangıç kayma gerilmesine maruz temellerin deplasman davranışını incelemişlerdir. Çalışmada, hem ortalama kayma gerilmesi hem de tekrarlı kayma gerilmesi, kilin drenajsız statik kayma mukavemeti ile normalize edilerek verilmiştir. Şekil 3.14a ve 3.14b'de, $N = 100$ çevrim için farklı tekrarlı ve ortalama kayma gerilmesi kombinasyonları için gözlenen birim deformasyon seviyeleri noktalanmıştır. Daha sonra bu noktalardan yola çıkarak, interpolasyon ve ekstrapolasyon ile farklı birim deformasyon seviyeleri için eş-deformasyon eğrileri oluşturulmuştur. Özellikle Şekil 3.14b'den anlaşılacağı üzere, aynı tekrarlı kayma gerilmesine maruz zeminler için, başlangıç statik kayma gerilmesinin artışı daha büyük deformasyonların oluşmasına sebep olacaktır. Bu durum, tanımlanan bir yenilme kriterine daha kısa sürede varılacağı anlamına gelmektedir.

kayma mukavemeti ile normalize edilmiştir. Çalışmada yenilme kriterleri, tekrarlı kayma birim deformasyonunun, $\gamma_{cyc} = \pm\%15$ veya ortalama kayma birim deformasyonunu $\gamma_{ort} = \%15$ 'e ulaştığı durum olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3.15. Üç eksenli deneylerde, başlangıç kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin kombinasyonlarında yenilme için gerekli çevrim sayıları (Andersen vd., 1988)



Şekil 3.16. Basit kesme deneylerinde, başlangıç kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin kombinasyonlarında yenilme için gerekli çevrim sayıları (Andersen vd., 1988)

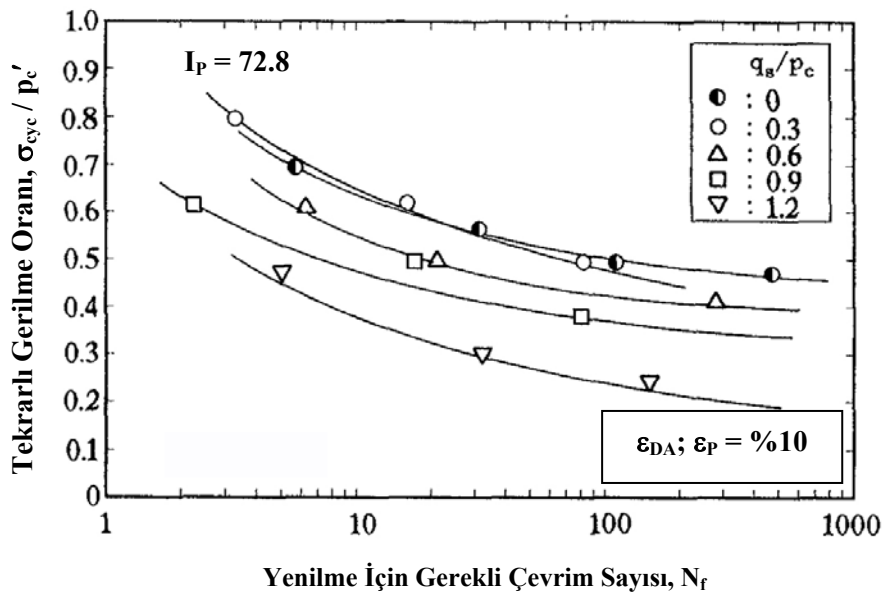
Grafiklerdeki ortalama kayma gerilmesi (τ_a), yapının inşasından önce zeminde oluşan kayma gerilmesi (τ_0) ile yapıdan kaynaklanan ilave kayma gerilmesinin ($\Delta\tau_a$) toplamıdır. Drenajsız kayma mukavemeti, s_u , ise K_0 gerilme şartlarında konsolide edilen numunenin drenajsız durumda maruz kaldığı toplam kayma mukavemeti olarak tanımlanmıştır.

Çalışmada, normal konsolide killer üzerinde 12 adet tekrarlı üç eksenli deneyin gerçekleştiği görülmektedir. Bu deneylerin ise sadece 7 tanesinde tanımlanan yenilme durumuna ulaşıldığı görülürken, diğer 5 numunede deformasyonlar küçük seviyelerde kalmıştır. Yenilmenin gerçekleştiği numunelerin ise 5 tanesinde başlangıç kayma gerilmesi oranının, $\tau_a/s_u = 0.75$ 'den daha büyük gerilme şartlarında gerçekleştirildiği görülmektedir. $\tau_a/s_u = 0 - 0.75$ aralığında ise sadece 2 yenilme örneği yer almaktadır. Veri sayısı az ve dar bir aralıkta olmasına rağmen interpolasyon ve ekstrapolasyon ile farklı çevrim sayılarında yenilmenin bekleneceği statik ve tekrarlı gerilme kombinasyon diyagramları geliştirilmiştir.

Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde, $\tau_a/s_u = 0.4$ seviyesine kadar, başlangıç kayma gerilmesinin varlığı dinamik mukavemeti artırdığı görülmektedir. Daha büyük seviyelerde ise başlangıç statik kayma gerilmesi dinamik mukavemetin azalmasına sebep olmaktadır. Tekrarlı basit kesme deney sisteminde ise başlangıç kayma gerilmesinin varlığının her zaman dinamik mukavemeti azalttığı görülmektedir.

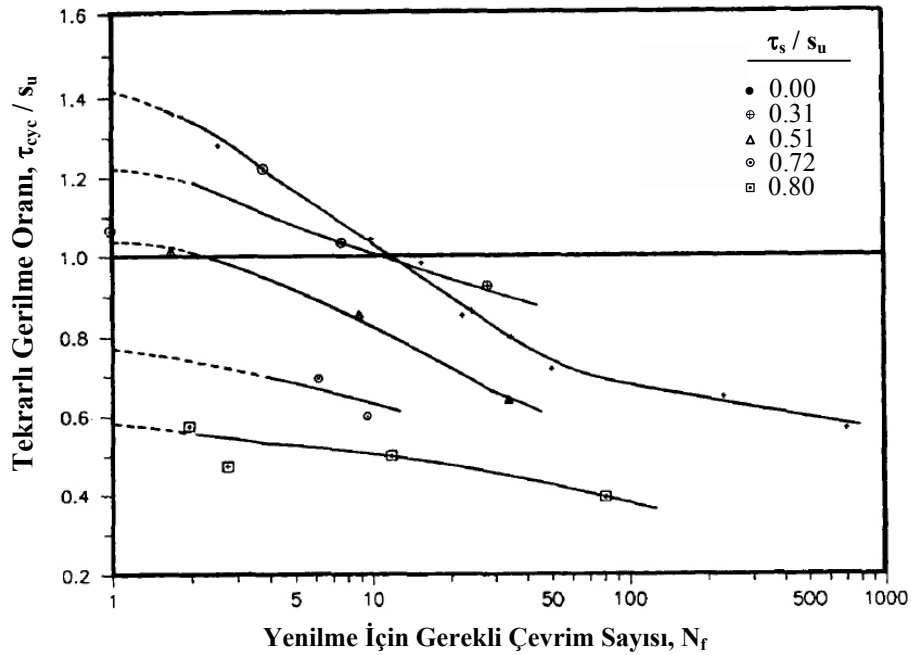
Yazarlar, aynı özellikteki numuneler üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini inceledikleri tekrarlı basit kesme ve tekrarlı üç eksenli deney sistemi sonuçlarına göre, killerin tekrarlı yüklere karşı tepkisinin, hem başlangıç statik kayma gerilmesine hem de deney sistemine bağlı olduğunu göstermişlerdir. Tekrarlı yüklemeye maruz bir yapı altındaki zeminin mukavemetinin, gerilme izi, aşırı konsolidasyon oranı, başlangıç ve tekrarlı kayma gerilmesi kombinasyonları ile çevrim sayısından önemli şekilde etkilendiği belirtilmiştir. Bu nedenle, tekrarlı yük etkilerinin önemli olduğu yapı temellerinin tasarımında, hem tekrarlı üç eksenli hem de tekrarlı basit kesme deneylerinin gerçekleştirilmesinin gerektiği vurgulanmıştır.

Hyodo vd. (1994), izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş yüksek plastisiteli kil numuneler ($I_p = 72.8$) üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin farklı kombinasyonları kullanılarak tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir. Normal konsolide numuneler, öncelikle izotropik gerilme şartlarında 24 saat konsolide edildikten sonra, üç eksenli hücrede $p' = 200$ kPa'lık sabit ortalama asal gerilmenin sağlanabilmesi için statik deviatör gerilme uygulanarak anizotropik olarak konsolide edilmiştir. Sinüzoidal tekrarlı eksenel yük 0.02 Hz'lik frekansla uygulanmıştır. Tekrarlı yükleme deneyleri, başlangıç statik deviatör gerilme oranı (q_s / p_c') 0'dan 1.2'ye 0.3 aralıklarla değişen bir aralıkta beş gerilme durumu için gerçekleştirilmiştir. Yenilme kriteri pik veya çift genlikli eksenel birim deformasyonun %10'a ulaşması olarak tanımlanmıştır. Şekil 3.17'de farklı başlangıç statik deviatör gerilme (q_s) seviyesi için tekrarlı deviatör gerilme oranı ve yenilmeye neden olan çevrim sayısı arasındaki ilişki sunulmuştur. Burada, artan başlangıç statik deviatör gerilme ile kilin tekrarlı kayma mukavemetinin azaldığı açıkça görülmektedir. Görüldüğü gibi, belirli bir çevrim sonunda, kilde göçmeye neden olan tekrarlı deviatör gerilme oranı, başlangıç statik deviatör gerilmenin artmasıyla azalmaktadır. Bu davranış, başlangıç deviatör gerilmeye maruz killerin tekrarlı yüklemeler altında daha güvensiz olduklarını göstermektedir.



Şekil 3.17. Tekrarlı üç eksenli deneylerde, başlangıç kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin kombinasyonlarında yenilme için gerekli çevrim sayıları (Hyodo vd., 1994)

Lefebvre ve Pfendler (1996), drenajın etkisinden, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini ayrı tutmak için hem statik hem de tekrarlı kayma gerilmeleri drenajsız şartlarda uygulanmıştır. Plastisite indisi, $I_p = 20$, aşırı konsolidasyon oranı, $OCR = 2.2$ olan örselenmemiş hassas kil numuneler üzerinde farklı başlangıç statik kayma gerilmesi değerleri için sabit hacimli tekrarlı basit kesme deneyleri 0.1 Hz yükleme frekansında gerçekleştirilmiştir. Çalışma, tekrarlı kayma gerilmesi oranı, τ_{cyc} / s_u ve başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, τ_s / s_u ifadeleri şeklinde incelenmiştir. Şekil 3.18'de görüldüğü gibi, başlangıç statik kayma gerilmesi arttıkça, tekrarlı mukavemet azalmaktadır. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerde, çevrim sayısının artışıyla tekrarlı mukavemet kaybının daha az olacağı eğrinin eğiminin azalışından anlaşılmaktadır. Bu durum, tamamen gerilme çevrilmesinin olduğu, yani başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı numunelerde daha önemli iken, gerilme çevrilmesinin olmadığı ($\tau_s > \tau_{cyc}$) şartlarda daha az etkilidir.



Şekil 3.18. Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı için CSR – N_f ilişkisi (Lefebvre ve Pfendler, 1996)

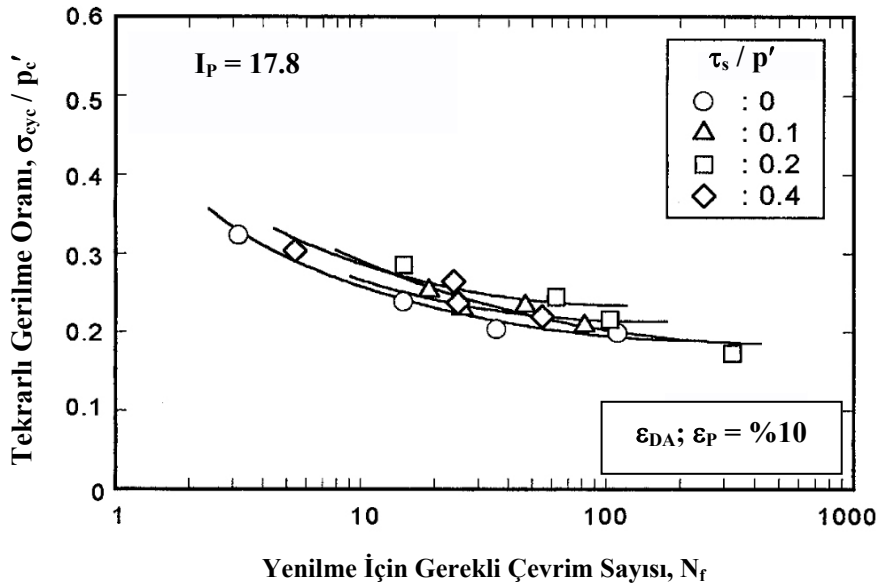
Hyodo vd. (1999), plastik killerdeki tekrarlı yenilmeler genellikle anizotropik gerilme şartlarındaki yapı altlarında gerçekleşme eğiliminde olduğu için, plastisite indisi, $I_p = 0$ ve 72.8 arasındaki 5 farklı numune üzerinde anizotropik ve drenajsız tekrarlı deneyler gerçekleştirilmiştir. Numuneler aynı ortalama efektif normal

gerilme (p') değerine sahip olacak şekilde önce izotropik daha sonra başlangıç statik deviatör gerilme altında konsolide edilmişlerdir. Tekrarlı deneyler sırasında yüksek başlangıç drenajlı kayma gerilmeleri altında gerilme çevrilmesi oluşmamıştır. Bu gerilme şartlarında, yükleme sırasında tekrarlı kayma birim deformasyon sınırlı kalırken, pik aksenal birim deformasyon artış göstermiştir. İzotropik şartlardaki numunelerde yenilme kriteri olarak çift genlikli aksenal birim deformasyonun %10'a ulaşması seçilirken, anizotropik numunelerde %10 pik aksenal birim deformasyon yenilme anı olarak seçilmiştir.

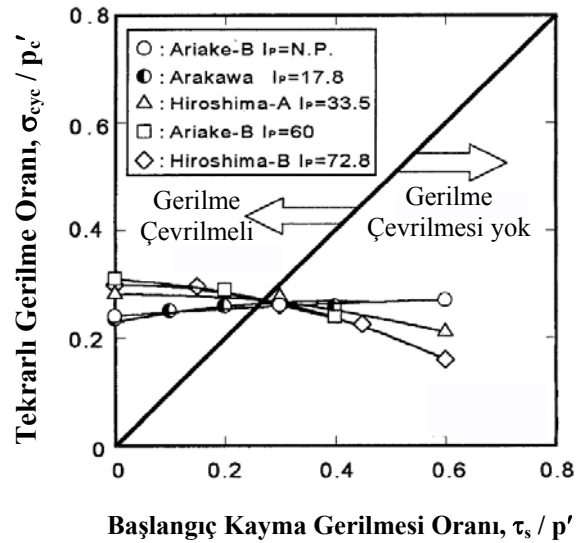
Şekil 3.19'daki plastisite indisi, $I_p = 17.8$ olan düşük plastisiteli kil için, başlangıç drenajlı kayma gerilmesindeki artışın tekrarlı mukavemette hafif bir artışa neden olduğu gözlenmiştir. Ancak, Şekil 3.17'de Hyodo vd. (1994)'deki datalar için yeniden çizilen plastisite indisi, $I_p = 72.8$ olan yüksek plastisiteli kil için, başlangıç drenajlı kayma gerilmesi artışı ile tekrarlı mukavemet dikkate değer bir şekilde azalmaktadır. 20 çevrimden sonra göçmeye neden olan tekrarlı deviatör gerilme oranı, başlangıç drenajlı kayma gerilmesi oranına karşılık Şekil 3.20'de çizilmiştir. Şekil 3.20'de daha yüksek plastisiteli killer için, başlangıç drenajlı kayma gerilmesi oranındaki artış ile tekrarlı mukavemetin azaldığı görülmektedir. Bu davranış kumlar için tamamen farklıdır. Kumlu zeminlerde başlangıç statik kayma gerilmesindeki artış, tekrarlı mukavemetinde artışına sebep olmaktadır (Hyodo vd., 1991).

Şekil 3.20'de gösterilen tüm killere ait veriler, başlangıç gerilmesinin olmadığı ($\tau_s = 0$) durumdaki tekrarlı mukavemet ile normalize edilirse (R_{ISO}), tüm killer için eğriler, $R_{(N=20)}/R_{ISO} = 1$ 'den başlayacaktır. Şekil 3.21, kilin plastisitesi ile başlangıç drenajlı efektif gerilme oranının, tekrarlı mukavemet oranı üzerindeki etkisi açık bir şekilde görülmektedir. Bu şekil üzerindeki noktalar, deney sonuçlarını, eğriler ise aşağıda verilen ifade ile deney sonuçlarının tahmini göstermektedir.

$$\frac{R_{(N=20)}}{R_{ISO}} = (0.725 - 0.032I_p) \times \left(\frac{q_s}{2p'} \right)^2 + 1 \quad (3.28)$$

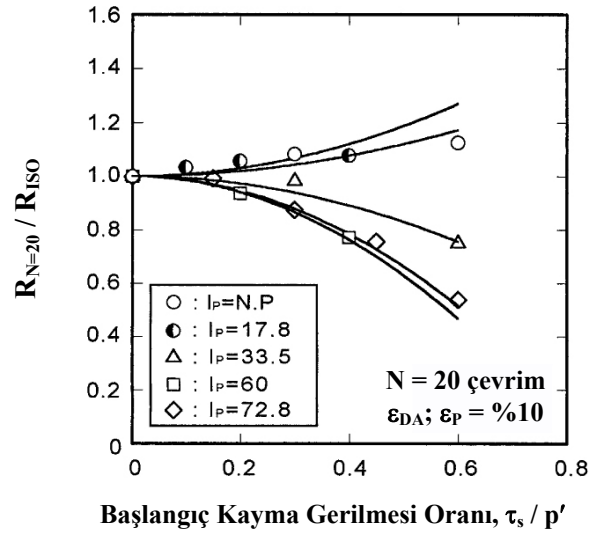


Şekil 3.19. Düşük plastisiteli killi zeminin dinamik mukavemeti üzerinde başlangıç drenajlı kayma gerilmesinin etkisi (Hyodo vd., 1999)



Şekil 3.20. Başlangıç drenajlı kayma gerilmesi ve plastisite ile dinamik mukavemetin değişimi (Hyodo vd., 1999)

Şekil 3.21 incelendiğinde, plastisite indisinin $I_p = 33$ 'den büyük değerleri için önerilen ifade ile deney sonuçları arasındaki iyi bir uyum göze çarpmaktadır. Ancak, düşük plastisiteli numuneler için dataların saçıldığı ve eğriler ile deney sonuçları arasında farkın arttığı görülmektedir. Ancak yazarlar, genel bir yargı olarak, plastisitenin artışıyla başlangıç statik kayma gerilmesindeki artışın, tekrarlı mukavemeti azaltacağını belirtmektedirler.



Şekil 3.21. Dinamik mukavemetin, izotropik durumdaki dinamik mukavemetle normalizasyonu (Hyodo vd., 1999)

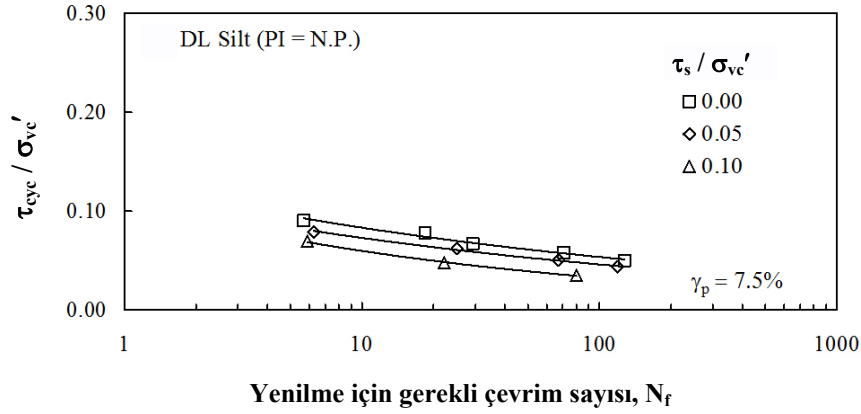
Song (2003) ve Song vd. (2004), depremler sırasında eğimli yüzeyler ve yapılar altındaki siltli zeminlerin stabilitesi ile ilgili önemli bir nokta olan başlangıç statik kayma gerilmesinin, plastik olmayan siltli zeminin davranışını nasıl etkileyeceğini araştırmışlardır. NGI tipi direkt basit kesme deney sisteminin kullanıldığı çalışmada, başlangıç statik kayma gerilmesi ön konsolidasyondan sonra drenajlı sabit gerilme şartları altında uygulanmıştır.

Deneylerde düşey efektif gerilme 196 kPa olup, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmeleri, $\tau_s / s_u = 0; 0.36$ ve 0.72 kPa olarak uygulanmıştır. Tekrarlı deneyler; sabit hacimli, gerilme kontrollü şartlarda, ya 50 çevrim ya da çift genlikli kayma birim deformasyonu %10'a ulaşana kadar 0.1 Hz'lik tekrarlı yükleme frekansı ile uygulanmıştır.

Deneylerde uygulanan tekrarlı gerilme oranı sabit olup, $\tau_{cyc} / \sigma_{vc}' = 0.048$ civarındadır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla, tekrarlı kayma birim deformasyonun da arttığı ve düşey efektif gerilmenin daha büyük azalışlar gösterdiği belirtilmiştir.

Şekil 3.22, başlangıç statik kayma gerilmeli durumlarda pik kayma birim deformasyonun $\gamma_p = \%7.5$ seviyesindeki çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı

arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Şekil 3.22’de başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla mukavemet kaybı açıkça görülmektedir.



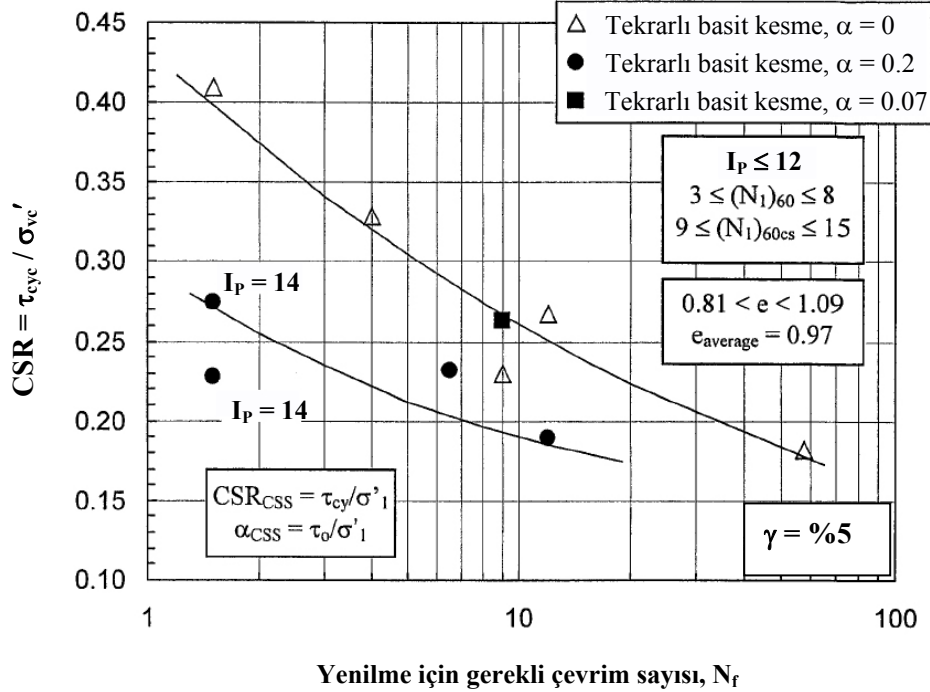
Şekil 3.22. Başlangıç kayma gerilmesinin CSR – N_f ilişkisine etkisi (Song, 2003)

Sancio (2003), farklı plastisite indisli ince daneli zeminlerinin tekrarlı davranışı üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisi ile ilgili çalışmaların çok sınırlı olduğunu belirtmiştir. Çalışmalarında, yapıların köşesi altındaki zemin elemanlarının yatay düzleminde oluşan başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini incelemek için anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneleri tekrarlı olarak yüklemişlerdir.

Sancio (2003)'nun, başlangıç kayma gerilmesinin olduğu ve olmadığı basit kesme deney sonuçları Şekil 3.23'de sunulmuştur. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz bırakılan numuneler %5 kayma birim deformasyonuna, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı numunelerdekine göre daha küçük çevrimlerde ulaşmıştır. Bu etki $\alpha_{CSS} = 0.2$ 'de gözlenirken, $\alpha_{CSS} = 0.07$ için bu etki ihmal edilebilir. Benzer şekilde başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerde, boşluk suyu basıncı gelişiminin daha az olduğu belirtilmiştir.

Başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, $\alpha = 0.2$, altında üç eksenli deney sisteminde anizotropik olarak konsolide edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçları ile ortalama efektif gerilmesi 50 kPa olan izotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için basınç bölgesinde %3 eksenel birim deformasyona ulaşmak için gerekli çevrim sayısı sonuçları Şekil 3.24a'da gösterilmiştir. Bu karşılaştırmada, anizotropik konsolidasyondan dolayı başlangıç statik gerilmenin varlığının, zeminin dinamik mukavemetini %10 civarında artırdığı görülmektedir. Bu etki, dinamik

mukavemetin ortalama efektif gerilme ile normalize edilmesi durumunda da benzer olacaktır.

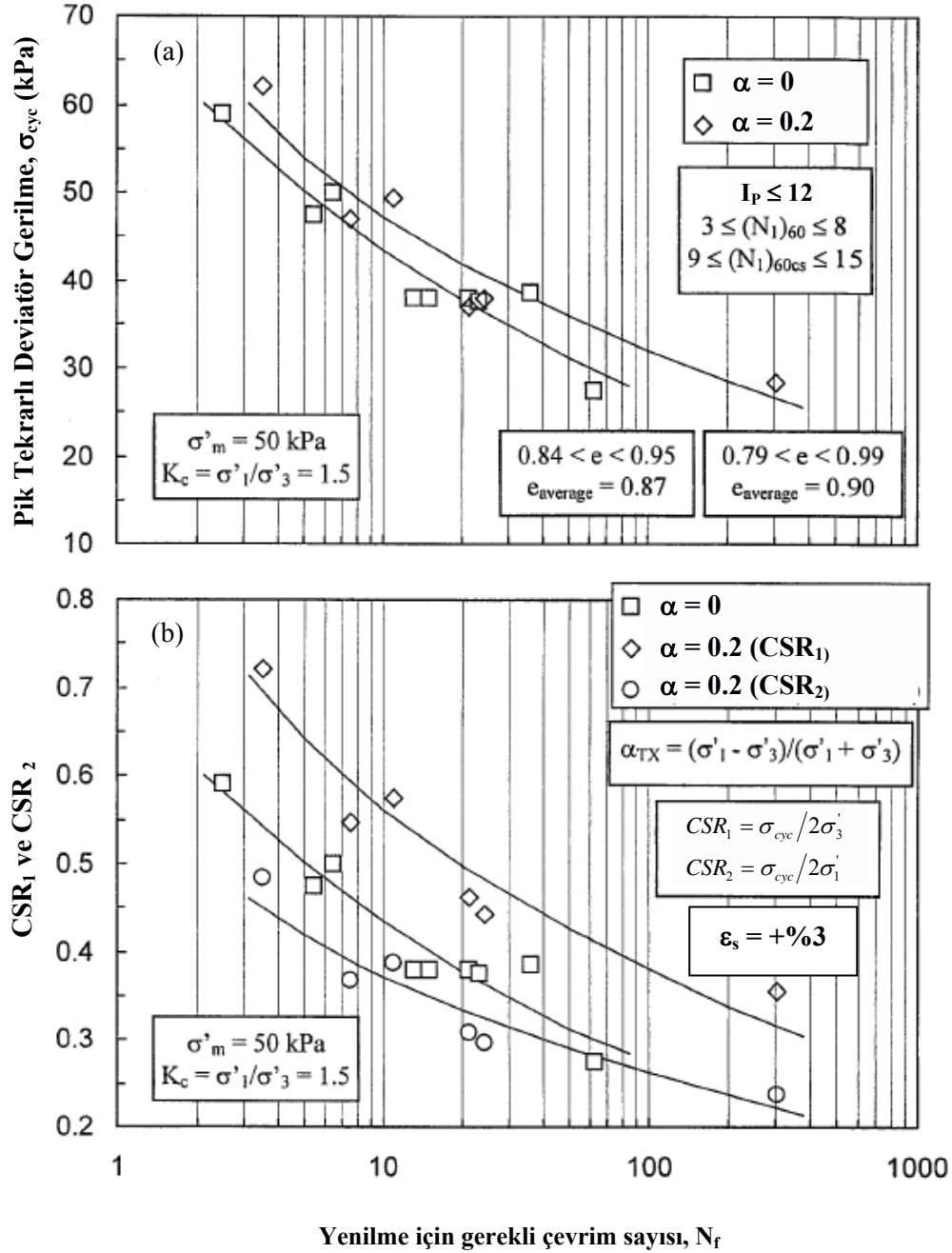


Şekil 3.23. Tekrarlı basit kesme deneyinde, başlangıç kayma gerilmesinin CSR – N_f ilişkisine etkisi (Sancio, 2003)

Şekil 3.24b, aynı dataların, üç eksenli gerilme oranları açısından tanımlanmış durumunu göstermektedir. Burada, $CSR_1 = \sigma_{cyc} / 2\sigma_{3c}'$ ve $CSR_2 = \sigma_{cyc} / 2\sigma_{1c}'$, tekrarlı deviatör gerilmenin, konsolidasyon sonundaki çevre ve düşey gerilme ile normalize edilmesi şeklinde tanımlanmıştır. İzotropik olarak konsolide edilmiş deneylerde $CSR_1 = CSR_2$ olacaktır. 10 çevrim sonunda, tekrarlı deviatör gerilmenin, küçük asal gerilme ile normalize edilmesi (CSR_1) durumunda, anizotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin mukavemetinin %27 civarında arttığı, ancak, büyük asal gerilme ile normalize edilmesi (CSR_2) durumunda, anizotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin mukavemetinin yaklaşık %18 azalış gösterdiği görülmektedir.

Sancio (2003), üç eksenli şartlar ile basit kesme şartları altındaki bulgular arasındaki çelişkinin zeminlerin farklı düzlemlerde ve farklı gerilme izlerine sahip oluşundan kaynaklanabileceğini düşünmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin etkilerinin

değerlendirilmesi açısından tekrarlı basit kesme deney sisteminin, tekrarlı üç eksenli deney sistemine göre daha güvenilir olduğunu belirtmiştir.



Şekil 3.24. Üç eksenli deney sonuçları için a) $\sigma_{cyc} - N_f$ ilişkisi, b) CSR_1 ve $CSR_2 - N_f$ ilişkisi (Sancio, 2003)

Hyde vd. (2006), plastisite indisi, $I_p = 6$ olan düşük plastisiteli silt numuneler üzerinde monotonik ve tekrarlı üç eksenli deney gerçekleştirmişlerdir. Numuneler, hafif sedimantasyon metodu kullanılarak hazırlanmış ve ortalama normal efektif

gerilme değeri, $p' = 100$ kPa olacak şekilde farklı başlangıç statik deviatör gerilme oranları ($q_s/p' = 0 \sim 1$) altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmişlerdir. Çalışmada, yükleme frekansı 0.1 Hz, yenilme kriteri ise $\varepsilon_{DA} = \%5$ veya $\varepsilon_p = \%5$ olarak seçilmiştir. Gerilme çevrilmeli tekrarlı yüklemeler altındaki numunelerin sıvılaşabildiği gözlenirken, gerilme çevrilmesi olmayan durumda efektif gerilme sıfıra kadar düşmemiş olmasına rağmen, numunelerde büyük eksenel birim deformasyonlar gerçekleşmiştir.

Tekrarlı yükleme deney setinde tekrarlı kayma mukavemetini tanımlamak için $q_{cyc}/p' - N_f$ arasındaki ilişki Şekil 3.25a ve 3.25b'de gösterilmiştir. Şekil 3.25a'da gözlemlendiği gibi, gerilme çevrilmeli şartlar altında, izotropik olarak konsolide edilen numunelerin verilen belirli bir çevrim sayısında sıvılaşabilmesi için daha büyük tekrarlı deviatör gerilmeye maruz kalması gerekmektedir. Bu durum, gerilme çevrilmesine maruz siltli numunelerde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının zeminin sıvılaşmaya karşı direncini azalttığı anlamına gelmektedir. Öte yandan, gerilme çevrilmesi olmayan deneylerde, tekrarlı kayma mukavemeti, başlangıç statik kayma gerilmesinin, $q_s/p_c' = 0.5$ seviyesinde minimum değerini almaktadır. Ama bu seviyeden sonra q_s/p_c' arttıkça tekrarlı mukavemet de artış göstermektedir. Yazarlar, Şekil 3.25a ve 3.25b'deki davranışın ampirik olarak modellenebilmesi için Denklem 3.29'u önermişlerdir.

$$\frac{q_{cyc}}{p_c} = \alpha \cdot (N_f)^\beta \quad (3.29)$$

Burada,

α ; birinci çevrimde yenilmeye sebep olacak tekrarlı deviatör gerilme oranı,

β ; $q_{cyc}/p_c' - N_f$ grafiğinin eğimidir.

Gerilme çevrilmeli durum için,

$$\alpha = -0.36 \times \frac{q_s}{p_c} + 0.64 \quad (3.30a)$$

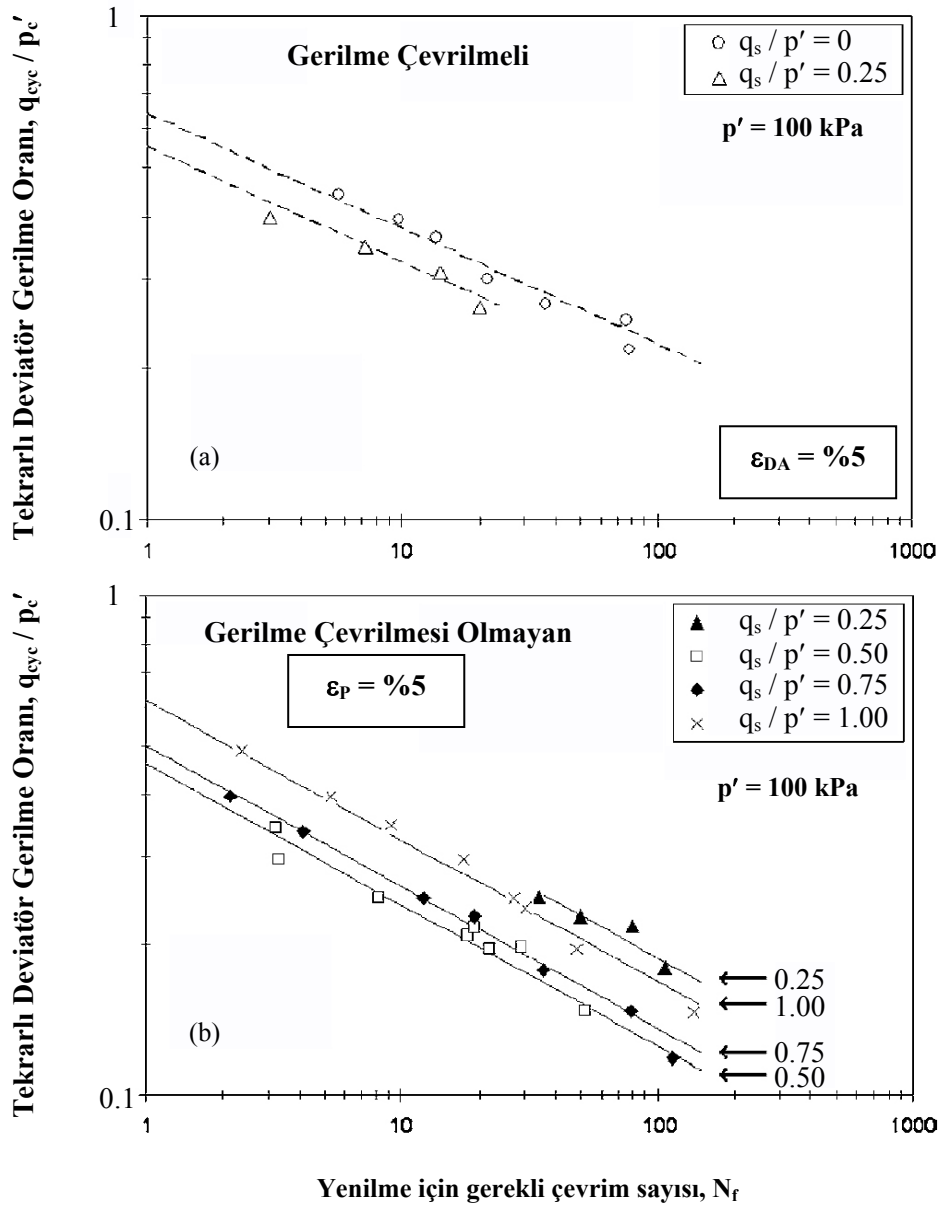
$$\beta = -0.229 \quad (3.30b)$$

Gerilme çevrilmesi olmayan durum için,

$$\alpha = -2.03 \times \left(\frac{q_s}{p_c} \right)^3 + 5.2 \times \left(\frac{q_s}{p_c} \right)^2 - 3.93 \times \left(\frac{q_s}{p_c} \right) + 1.38 \quad (3.31a)$$

$$\beta = -0.284 \quad (3.31b)$$

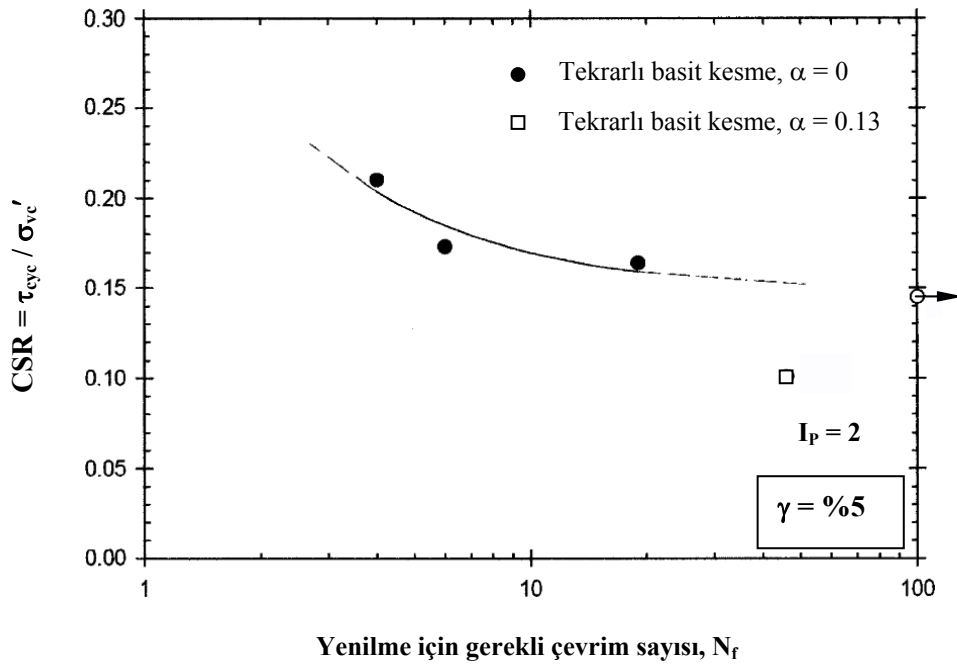
olarak verilmiştir.



Şekil 3.25. Farklı başlangıç statik kayma gerilmesi seviyeleri için mukavemet eğrileri, a) Gerilme çevrilmeli durum, b) Gerilme çevrilmesi olmayan durum (Hyde vd., 2006)

Donahue (2007), bulamaç çamuru yöntemi ile hazırlanan, plastisite indisi, $I_p = 2$ olan siltli numunenin, başlangıç statik kayma gerilmesinden kaynaklanan davranışını değerlendirmek için tekrarlı basit kesme deneyleri uygulamışlardır. Tekrarlı gerilme oranı, $CSR = 0.1$, konsolidasyon süresi 0.8 gün, efektif çevre gerilmesi 100 kPa, yükleme frekansı 0.005 Hz ve aşırı konsolidasyon oranı, $OCR = 1$ olarak sabit tutulmuştur.

Şekil 3.26'da, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, $\alpha = 0.13$ olan numunenin, $\gamma = \%5$ kayma birim deformasyonuna 46 çevrimde ulaştığı görülmektedir. Bu şekil üzerinde, ayrıca, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı duruma ait yenilme zarfı da gösterilmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinden dolayı, numunenin dinamik mukavemetinde %51'lik bir azalışın olduğu belirtilmiştir.



Şekil 3.26. Tekrarlı basit kesme deneyinde, başlangıç kayma gerilmesinin CSR – N_f ilişkisine etkisi (Donahue, 2007)

Boulanger ve Idriss (2007), depremler sırasında doygun siltler ve killerde tekrarlı yumuşama potansiyelini değerlendirmek için bir prosedür önermişlerdir. Çalışmada, kil gibi davranan ince daneli zeminler için laboratuvar deney sonuçlarından tekrarlı direnç oranı tanımlanmıştır. Tekrarlı direnç oranı (CRR), eşdeğer çevrim sayısında, göçmeye neden olmak için gerekli tekrarlı gerilme oranı (CSR) değeridir.

Tanımlanan prosedürde, depremden kaynaklanan tekrarlı gerilme oranı, CSR, killi zeminin tekrarlı direnç oranını, CRR aşarsa, zeminde yenilme bekleneceği sonucu çıkarılmaktadır.

Boulanger ve Idriss (2007)'nin çalışmasında, doymun killerin tekrarlı direnci değerlendirilirken, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı da K_α faktörü ile hesaba katılması gerektiği belirtilmiştir. K_α faktörü, ilk olarak kumların sıvılaşma direncinde başlangıç statik kayma gerilme oranının (α) etkisini hesaba katmak için Seed (1983) tarafından kullanılmıştır.

$$K_\alpha = \frac{CSR_{\alpha=\alpha}}{CSR_{\alpha=0}} \quad (3.32)$$

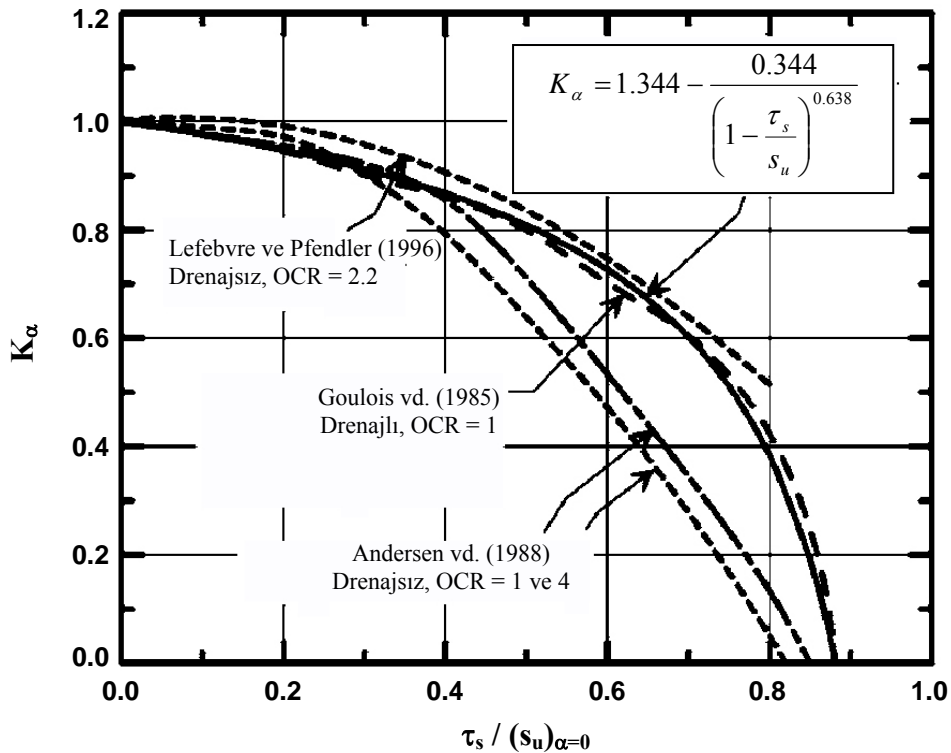
Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin davranışı incelenirken grafik gösterimler genellikle, α - K_α ilişkisi yerine $\tau_s/(s_u)_{\alpha=0}$ - K_α ilişkisi şeklinde verilmesinin daha uygun olduğu belirtilmiştir. Boulanger ve Idriss (2007), killi zeminler için K_α ifadesini araştırmak için, Goulois vd. (1985), Andersen vd. (1988) ve Lefebvre ve Pfendler (1996)'nın deney sonuçlarını bir araya getirmiştir. Şekil 3.27'de K_α faktörü, τ_s/s_u 'nun fonksiyonu olarak çizilmiştir.

Şekil 3.27, 10 çevrimde %3 pik kayma birim deformasyonun oluşması esasına göre çizilmiştir. Buradaki %3'lük pik kayma birim deformasyonu içerisinde, başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanmasından kaynaklanan deformasyonlar yer almamaktadır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanması sırasında kilin konsolidasyonuna izin verilip verilmemesine bağlı olarak K_α değerinin hafif bir değişim gösterdiği görülmektedir. Drammen kili için başlangıç statik kayma gerilmesi altında konsolidasyona izin verilmeyen deneylerde (Andersen vd., 1988) K_α 'nın değerlerinin, konsolidasyona izin verilen deneylerdekine (Goulois vd., 1985) göre daha düşük olduğu görülmektedir. Bu farklılık, kilin başlangıç statik kayma gerilmesi altında konsolidasyonuna izin verildiğinde genellikle drenajsız kayma mukavemetinin artacağı gerçeğini yansıtmaktadır. Ancak, St. Ablan kili üzerindeki deneylerde (Lefebvre ve Pfendler, 1996), başlangıç statik kayma gerilmesinin

uygulanması sırasında konsolidasyona izin verilmemesine rağmen, K_α değerleri, konsolidasyonuna izin verilen Drammen kilinin K_α değerlerinden biraz daha yüksektir. Bu farklılıklara rağmen, $\tau_s/(s_u)_{\alpha=0}$ 'nin 0.5'den küçük değerleri için farklı killere ait eğrilerin bile dar bir aralık içerisine düştüğü görülmektedir. Ancak, Şekil 3.27'deki tüm literatür eğrileri tekrarlı basit kesme deneyleri üzerinde gerçekleştirilmiştir ve üç eksenli deney sonuçlarını içermemektedir.

Boulanger ve Idriss (2007), tasarımlarda kullanabilmek için, başlangıç statik kayma gerilmesi altında konsolidasyonuna izin verilen Drammen kili için aşağıdaki ifadeyi önermiştir.

$$K_\alpha = 1.344 - \frac{0.344}{\left(1 - \frac{\tau_s}{s_u}\right)^{0.638}} \quad (3.33)$$



Şekil 3.27. Killer için başlangıç kayma gerilmesi ile K_α düzeltme faktörü arasındaki ilişki (Boulanger ve Idriss, 2007)

Boulanger ve Idriss (2007) tarafından tanımlanan ortalama eğrinin x eksenini $\tau_s/(s_u)_{\alpha=0} = 1$ 'den daha küçük değerde kestiği görülmektedir. Teorik olarak, tanımlanan eğrinin x eksenini, drenajsız ön yükleme şartlarında 1'de, drenajlı ön yükleme şartlarında ise 1'den daha büyük değerlerde kesmesi beklenecektir.

Yukarıdaki literatür bilgilerinden anlaşılacağı üzere, aynı özellikteki numuneler üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini incelendiği tekrarlı basit kesme ve tekrarlı üç eksenli deney sonuçlarında iki farklı davranış ortaya çıkmaktadır. Plastisite indisi, $I_p = 0$ ile 27 arasında olan ince daneli zeminler üzerinde tekrarlı basit kesme deney sistemi ile gerçekleştirilen çalışmalarda tüm zemin numunelerinde, ön-kesme sırasındaki drenaj durumu fark etmeksizin, başlangıç statik kayma gerilmesindeki artışın ince daneli zeminlerin dinamik mukavemetini azalttığı görülmektedir.

Tekrarlı üç eksenli deney sistemi ile gerçekleştirilen deneylerde ise durum biraz daha karışıktır. Örneğin, Andersen vd. (1988), aynı özellikteki Drammen kili üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmada, tekrarlı basit kesme deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının dinamik mukavemeti azalttığını göstermişlerdir. Ancak, üç eksenli deney sisteminde, başlangıç statik kayma gerilmesinin belli bir seviyesine kadar dinamik mukavemet artarken, daha sonra mukavemetin azaldığı görülmektedir. Hyodo vd. (1999) ise üç eksenli deney sisteminde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının yüksek plastisiteli numunelerde dinamik mukavemeti azalttığını, düşük plastisiteli zeminlerde ise dinamik mukavemeti artırdığını gözlemlemişlerdir. Hyodo vd. (1999), bu davranışa etken olan faktörün plastisite indisi olduğunu belirtmiştir. Önerdikleri ifadeye göre, dinamik mukavemet için artış-azalış davranışı için sınır plastisite indisinin, $I_p = 23$ olduğu anlaşılmaktadır. Öte yandan, Hyde vd. (2006), dinamik mukavemetteki etkinin gerilme çevrilmesi durumuna ve başlangıç statik kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak değiştiğini belirtmiştir. Benzer özellikteki zemin numuneleri üzerinde her iki deney sisteminin de uygulandığı bir diğer çalışmada ise, Sancio (2003), tekrarlı basit kesme deney sisteminde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı dinamik mukavemeti azaltırken, tekrarlı üç eksenli deneylerde anizotropik konsolidasyondan dolayı zeminin dinamik mukavemetinin hafif artış sergilediğini gözlemlemiştir. Uygulanan

tekrarlı deviatör gerilmenin, efektif çevre gerilmesi ile normalize edilmesi durumunda, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı dinamik mukavemeti %27 civarında artırırken, aynı dataların düşey efektif konsolidasyon gerilmesi ile normalize edilmesi durumunda dinamik mukavemetin %18 azaldığı ortaya çıkmıştır.

Sancio (2003), bu iki deney sistemi ile elde edilen sonuçlar arasındaki çelişkinin zeminlerin farklı düzlemlerde ve farklı gerilme izlerinden kaynaklandığını düşünmektedir. Ayrıca, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini değerlendirmek için tekrarlı basit kesme deney sisteminin, tekrarlı üç eksenli deney sistemine göre daha güvenilir olduğu vurgulanmıştır. Sancio (2003)'ün tekrarlı deviatör gerilmeyi, düşey efektif konsolidasyon gerilmesi ile normalize ederek, tekrarlı üç eksenli ve tekrarlı basit kesme deney sonuçları arasındaki davranış farklılığını ortadan kaldırmıştır. Benzer şekilde, Wagg (1990), Elkady (2002) ve Yılmaz (2004), anizotropik konsolidasyon durumu için normalizasyonun düşey efektif konsolidasyon gerilmesi ile gerçekleştirilebileceğini belirtmişlerdir.

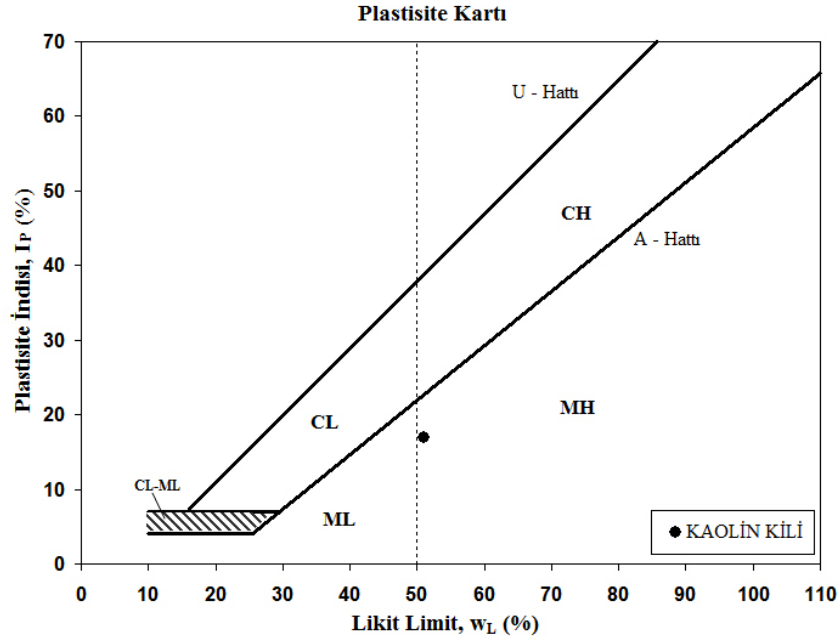
BÖLÜM 4. ÇALIŞMADA KULLANILAN KİLİN ÖZELLİKLERİ ve NUMUNE HAZIRLAMA YÖNTEMİ

4.1. Kullanılan Malzeme

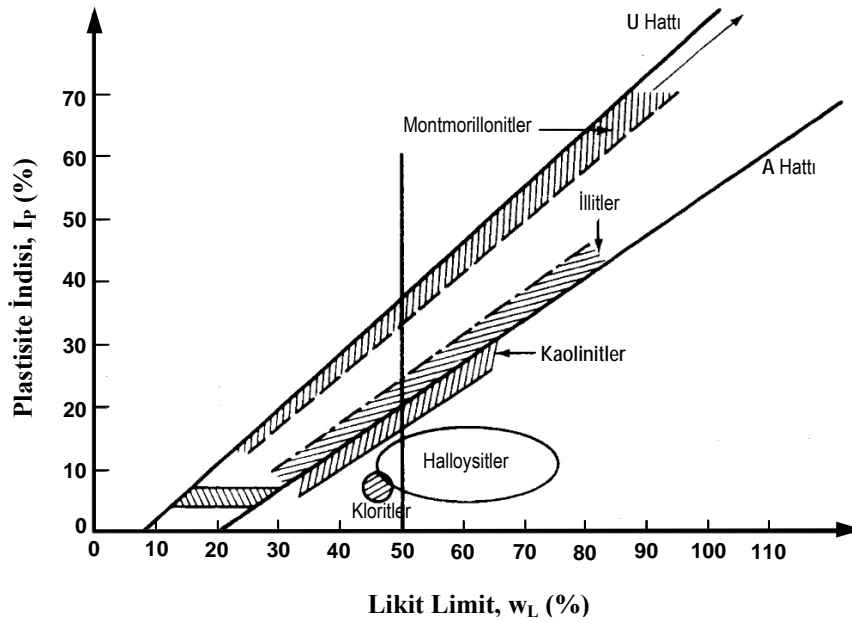
Çalışmada kullanılmak üzere seçilen Kaolin kili kuru olarak 25 kg'lık çuvallarda temin edilmiştir. Yıkamalı elek analizi sonucunda numunenin tamamının #200 no.lu elekten geçtiği tespit edilmiştir. Deneylerde kullanılan, kaolin kilinin dane özgül ağırlığı, $G_s = 2.59$, Casagrande yöntemine göre belirlenen likit limiti, $w_L = \%51$, plastik limiti, $w_P = \%34$ ve plastisite indisi, $I_P = \%17$ olarak belirlenmiştir. Kaolinin zemin sınıfını belirlemek için, Casagrande'nin plastisite kartı üzerinde noktalandığında, A hattının hafif altında ve $w_L = 50$ sınırının hemen sağına, yani USCS zemin sınıflandırma sistemine göre, yüksek plastisiteli siltlerin hakim olduğu MH sınıfına düştüğü görülmektedir (Şekil 4.1). Kaolinin USCS zemin sınıflandırma sistemine göre yüksek plastisiteli silt olarak sınıflandırılmasına rağmen, literatürde sıklıkla kil olarak referans edilmektedir (Liu, 2004; Sachan, 2005; Hsu ve Vucetic, 2006). Ayrıca, Casagrande (1948)'nin plastisite kartının hazırlanması sırasında yürüttüğü çalışmasında da, kaolin türündeki killerin, silt ve killeri ayırmak için tanımlanan A hattının altında kaldığı görülmektedir. Literatürde bilinen kil türlerinin plastisite kartı üzerinde dağıldıkları bölgelerin gösterildiği Şekil 4.2'de, Kaolin grubu killerin A hattına yakın olduğu görülmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981).

Danelerin tamamı #200 no.lu elekten geçtiği için numuneye ait dane dağılım eğrisi hidrometre analiziyle belirlenmiştir. 2 tanesi Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı ve 2 tanesi Karayolları Genel Müdürlüğü Üstyapı Şube Müdürlüğünde olmak üzere toplam 4 numune üzerinde hidrometre analizleri gerçekleştirilmiştir. 4 numune içinde dağılımların birbirine çok yakın çıktığı gözlenmiş ve ortalama dane dağılım eğrisi Şekil 4.3'de gösterilmiştir. Şekil 4.3'den de görüldüğü gibi kullanılan

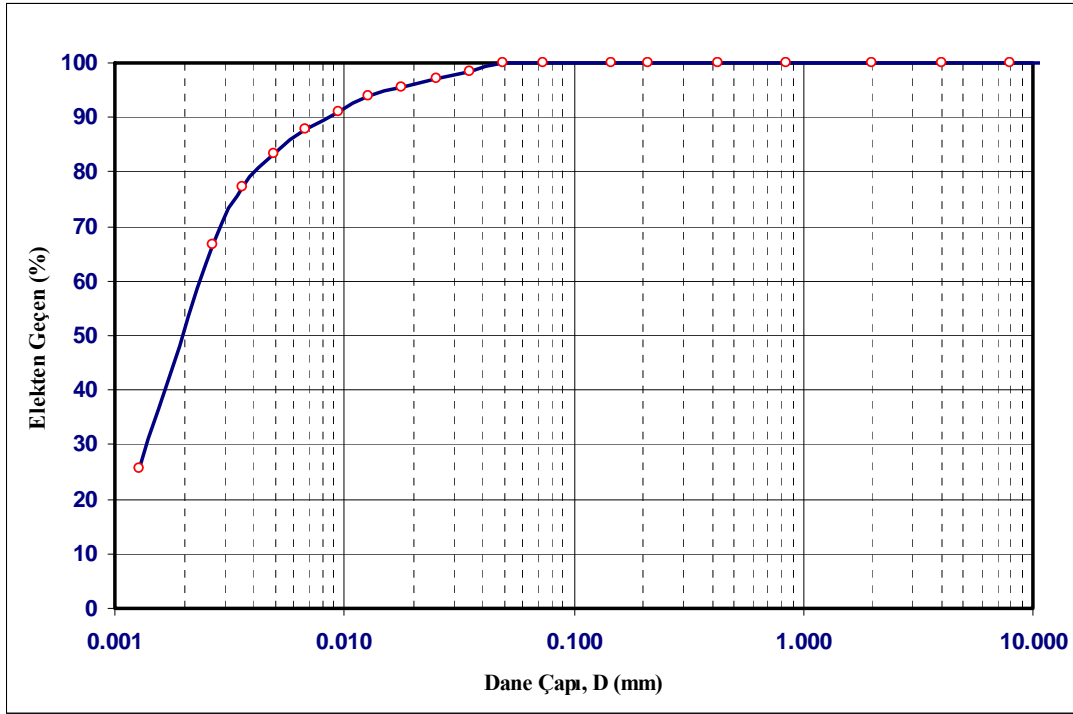
malzemenin % 51'i kil, %49'u ise silt boyutundadır. Kaolin kiline ait bilgiler Tablo 4.1'de özetlenmiştir.



Şekil 4.1. Kullanılan Kaolin kilinin plastisite kartındaki yeri



Şekil 4.2. Yaygın kil minerallerinin plastisite kartı üzerindeki yeri (Holtz ve Kovacs, 1981)



Şekil 4.3. Kullanılan Kaolin kilinin dane dağılım eğrisi

Tablo 4.1. Kullanılan Kaolin kilinin geoteknik özellikleri

Likit Limit, w_L	Plastik Limit, w_P	Plastisite İndisi, I_P	Özgül Ağırlık, G_s	Kum Yüzdesi	Silt Yüzdesi	Kil Yüzdesi
51	34	17	2.59	0	49	51

Bölüm 4.2'de değinileceği üzere, seçilen numune hazırlama yöntemi ile farklı zamanlarda toplam 4 numune tankı kurulmuştur. Aynı esaslara göre gerçekleştirilen numune hazırlama yönteminde, tüm tanklardan neredeyse birbiriyle aynı özellikte numuneler elde edilebilmiştir. Toplam 30 adet deney numunesinin başlangıç boşluk oranı, $e_0 = 1.23 \pm 0.03$, başlangıç su muhtevası, $w_0 = \%46.9 \pm 0.6$, doğal birim hacim ağırlığı, $\gamma_n = 16.78 \pm 0.21 \text{ kN/m}^3$ ve kuru birim hacim ağırlığı, $\gamma_k = 11.42 \pm 0.17 \text{ kN/m}^3$ gibi dar bir aralık içinde değişmektedir.

4.2. Numune Hazırlama Yöntemi

Doğadaki zemin yapısını en iyi temsil eden numune hazırlama yönteminin belirlenmesi, yapılacak deneylerin güvenilirliği açısından önemlidir. Kumlu

zeminlerin arazi koşullarında özellikleri değişmeden laboratuvara getirilmesi zor ve pahalı olmaktadır. Bu nedenle, kumlu zeminlerin arazide ölçülen birim hacim ağırlık ve rölatif sıklığa göre laboratuvarda hazırlanması sıklıkla tercih edilmektedir. Killi zeminlerde ise araziden örselenmemiş numuneler alınabilmesine karşın, bazı teorik araştırmalarda heterojenlik, gerilme geçmişi, su muhtevası, başlangıç yapısı ve boşluk oranı gibi zemin davranışını büyük ölçüde etkileyebilecek faktörlerin etkisini en aza indirmek amacıyla deneye tabi tutulan zemin numunelerinin laboratuvarda hazırlanması tercih edilebilmektedir. Araştırmalarda farklı zemin türleri için kuru yağmurlama, ıslak tokmaktama, suda çöktürme ve bulamaç çamuru yöntemleri ile yapay numuneler hazırlanmaktadır.

Bu çalışmada, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını açıklamak için teorik bir modelin geliştirilmesi hedeflendiğinden aynı başlangıç koşullarına sahip numuneler üzerinde deneylerin gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Arazi koşullarından elde edilecek numunelerin büyük ölçüde birbirlerinden farklı özellikler göstermesi, numunelerin laboratuvar ortamında hazırlanması gereğini doğurmuştur. Bunun için de, çalışmada, hazırlanan numunelerin homojen olması, başlangıç doygunluk derecelerinin yüksek olması, aynı başlangıç boşluk oranlarına sahip olması gibi nedenlerden dolayı bulamaç çamuru ile numune hazırlama yöntemi tercih edilmiştir.

Bulamaç çamuru yöntemi özellikle killi zeminler için laboratuvar ortamında numune hazırlamakta en çok tercih edilen yöntemdir. Ansal ve Erken (1985), bu yöntemin yaklaşık da olsa, kil tabakalarının tabiatta meydana gelirken geçirdikleri aşamaların laboratuvarda tekrarlandığını düşünmekte ve deney numunelerinde tabiatta normal konsolide killerde görülene benzer düzlemsel izotropik bir yapı oluşmasını beklemektedirler. Ancak bu yöntem için henüz bir standart bulunmadığı için, önceki çalışmalardan elde edilen bilgiler doğrultusunda bulamaç çamuru hazırlanmaktadır.

Bulamaç çamuru yönteminde homojen haldeki kuru karışımlar likit limitin 1 ila 2 katı civarında su muhtevasına sahip olacak şekilde damıtılmış su ilave edilerek hazırlanmaktadır. Hazırlanan bu bulamaç çamuru genellikle alt ve üst yüzeyleri drenaja açık büyük konsolidasyon aletlerine dökülmekte ve uygulanacak olan

önkonsolidasyon basıncına kademeli olarak ulaşacak şekilde yüklenmektedirler. Yükleme işlemleri ağırlık koyma veya hava basıncı ile sağlanmaktadır. Homojen bir yapıda bulamaç çamurunun sağlanması için literatürde kullanılan su muhtevası oranları ve yükleme aşamaları aşağıdaki gibi özetlenebilir.

Fujiwara vd. (1985), likit limite yakın bir su muhtevasında hazırlanan Kudamatsu kili bulamacını iki hafta boyunca 60 kPa'lık çevre basıncı ile büyük üç eksenli konsolidasyon aletinde izotrop olarak konsolide etmişlerdir.

Yasuhara vd. (1992), likit limit ile aynı su muhtevasındaki kil çamurunu, büyük konsolidasyon tankında 55 kPa'lık basınç altında önkonsolidasyona maruz bırakmışlardır.

Yasuhara vd. (1982), likit limiti %115 olan Ariake kilini (MH) %150 su muhtevasında (likit limitin 1.3 katı) homojenliği sağlamak için bulamaç olarak hazırlamışlardır. Kil karışımı büyük bir ödometreye döküldükten sonra yaklaşık 57 kPa'lık önkonsolidasyon basıncı 2 hafta boyunca uygulanmıştır.

Kallioglou vd. (2008), çalışmalarında kullanacakları yapay numuneleri, likit limitin 1.0 - 1.5 katı civarında su içeriğinde bulamaç olarak hazırlanmışlar ve daha sonra bir boyutlu olarak 100 kPa altında konsolide edilmişlerdir.

Ohara ve Matsuda (1988), likit limiti %53.5 olan kaolin kilini yaklaşık %80 su muhtevasında (likit limitin 1.5 katı) çamur olarak karıştırmıştır. Bir gün boyunca su muhtevasında koruduktan sonra, çamur bulamacının vakum hücresinde yarım saat kadar havası alınmıştır ve daha sonra basit kesme test aparatının kesme kutusuna membran içerisine yerleştirmiştir. Bulamaç çamurunu 49 ve 98 kPa basınç altında 22 saat önkonsolidasyona bırakılmıştır.

Wagg (1990), kil-silt karışımlarının dinamik yükleme sırasındaki davranışını belirlemek için deneylerde kullandığı numuneleri bulamaç çamuru hazırlayarak yapmıştır. Homojen olarak karıştırılan kil-silt karışımı likit limitin 1.5 katı su koyularak çamur bulamacı oluşturulmuş ve bir gece bekletilmiştir. Sonra kalıba

alınan bulamaç tekrar karıştırılıp elle sallanarak havası alınmıştır. Numune kalıba kaşıkla 3 tabaka halinde konulup, yüzeyden su çıkana kadar spatula ile düzenlenmekte hava girişini önlemek için numune ve tepesindeki gözenekli taş 5 mm su altında tutulmuştur.

Konrad ve Wagg (1993), kuru haldeki silt ve kili homojen olarak karıştırdıktan sonra, likit limitin 1.5 katı su içeriğinde çamur bulamacı oluşturmuşlardır. Çalışmada, numuneler üç tabaka halinde hazırlanmış ve K_0 şartları altında 100 kPa'lık düşey gerilmeye maruz bırakılmıştır. Yüklemeler, 25 kPa, 50 kPa ve 100 kPa olmak üzere üç kademe halinde gerçekleştirilmiştir.

Ural (2008), kuru haldeki ince daneli zemin numunelerine, su muhtevası likit limitinin 1.5 katı olacak şekilde saf su ekleyip karıştırmıştır. Numunenin suyu tamamen alıp dengeye gelmesi için en az 24 saat bekledikten sonra karışım numune hücrelerine yerleştirilmiştir. Çok yumuşak durumdaki bu bulamacı önce yükleme yapılmadan kendi ağırlığı altında 24 saat bekletmiştir. Devamında ise, öngörülen konsolidasyon basıncına en az 10 adımda erişmek üzere kademeli yükleme uygulanmıştır.

Hyodo vd. (1994), kil üzerinde yaptıkları çalışmada, yoğrulmuş numuneler hazırlamak için likit limitin yaklaşık 2 katı başlangıç su muhtevasında kil çamuru karışımları hazırlamışlar ve bulamaç çamurunu 50 kPa'lık önkonsolidasyon basıncı altında konsolide etmişlerdir.

Erşan (2005), numunelerini likit limitinin 2 katı su muhtevasında homojen bir özelliğe sahip oluncaya kadar mikserle karıştırarak hazırlamıştır. Çamur bulamacının konsolidasyon aletine yerleştirilmesi sırasında numune içinde kalması muhtemel havanın titreşim uygulayarak dışarı çıkarılması sağlanmıştır. Çamur konsolidasyon aletinde düşey efektif gerilme 25 kPa'dan başlayarak 50 ve 100 kPa olarak kademeli bir şekilde uygulanmış ve her yük kademesinde numune iki hafta süre ile konsolide edilmiştir.

Hyde vd. (2006), düşük plastisiteli siltler üzerinde yaptığı çalışmada, likit limitin 2 katında hazırlanan çamur bulamacını çelik silindir piston kullanarak 80 kPa'lık düşey gerilme altında konsolide etmiştir.

Bu çalışmada ise, literatürdeki bilgiler doğrultusunda, kuru olarak temin edilen kaolin kili, likit limitinin yaklaşık 1.25 katı su muhtevasında ($w_n \cong \% 65$) havası alınmış su ile karıştırılmıştır. Mikserle gerçekleştirilen karıştırma işlemi sırasında, numunede topaklanmaların oluşmamasına özen gösterilmiştir. Karıştırma işlemine, homojenliğin sağlandığından emin oluncaya kadar devam edilmiştir. Bu sürecin ardından, karışımın suyu tamamen alarak dengeye gelmesi için bulamaç bir gün boyunca nem odasında bekletilmiştir.

Ertesi gün, tekrar mikserle karıştırılan çamur bulamacı (Foto 4.1a), sert plastikten yapılmış numune tankı içerisine yerleştirilmiştir (Foto 4.1b). Çalışmada kullanılan numune tankı, $20^{cm} \times 20^{cm} \times 20^{cm}$ boyutlarındaki olup alt ve üst yüzeyleri suyun drenajını sağlamak için delikli olarak imal edilmiştir (Foto 4.1c). Poroz taş ve filtre kağıdı görevi görmesi için numune tankının içi suya doygun durumda olan geotekstil malzeme ile sarılmıştır (Foto 4.1d). Geotekstil malzeme hem zeminin drenajına izin verecek hem de yükleme sırasında, çamur bulamacı halindeki danelerin tanktan sızmasını engelleyecektir. Kalıp içerisine numune 3 seferde konulup her tabaka sonunda çamur bulamacı arasında boşluk kalmaması için plastik tokmakla titreşim uygulanmış ve çamur bulamacının numune tankı içerisinde iyice yerleşmesi sağlanmıştır (Foto 4.1e). Numune tankına yerleştirilmiş olan geotekstil malzemenin uç kısımları numunenin üstüne örtülerek, numune geotekstil ile boğçalanmıştır. Üzerinde drenaj delikleri olan üst başlık da numune üzerine yerleştirilmiştir. Daha sonra numune tankı, kendinden daha geniş bir su tankı içerisine konulur ve su tankının içi suyla doldurulur (Foto 4.1f). Üniform ve homojen numunelerin elde edilebilmesi için K_0 konsolidasyon koşullarında yaklaşık 62.5 kPa'lık önkonsolidasyon basıncı değerine karşılık gelecek şekilde numune tankının üst başlığından pnömomatik silindir ile aksenal yük uygulanmıştır. Önkonsolidasyon basıncı; 15 kPa, 30 kPa, 45 kPa ve 62.5 kPa'lık dört yükleme kademesinde ve her kademe süresi 1 hafta olacak şekilde uygulanmıştır. Bu süreç içerisinde, uygulanan

basınçlar altında konsolidasyonun tamamladığından emin olmak için numune tankında deplasman ölçümleri yapılmıştır.

Bir aylık konsolidasyon işlemi sonunda, uygulanan gerilme kademeli olarak azaltılmış ve numune tankı su tankı içerisinden çıkarılmıştır (Foto 4.1g). Suyun süzülme işleminin ardından, yaklaşık 36 mm çapında 100 mm yüksekliğindeki iç kısımları yağlanmış ince cidarlı numune alıcılar, örselenmeyi en az seviyeye indirebilmek için numune tankına kriko ile yavaşça itilmiştir (Foto 4.1h ve Foto 4.1i). Numune alıcıların etrafları oyularak, numune alıcılar kalıp halinde numune tankından çıkarılmıştır (Foto 4.1j). Numunelerin hava ile temasının kesilebilmesi için çok ince plastiklerle sarılmış (Foto 4.1k) ve daha sonra hava geçirmez poşetlere konularak deney gününe kadar nem odasındaki desikatörlerde bekletilmiştir.

Bu yöntemle elde edilen numunelerin homojenliklerinden emin olmak için hem düşey hem de yatay doğrultuda su muhtevası kontrolleri gerçekleştirilmiştir. Böylece, birbirleri ile ilişkili olan numunelerin diğer fiziksel özelliklerinin de homojenliği hakkında fikir sahibi olunabilecektir. Numunelerde derinlikle su muhtevaları değişimleri incelendiğinde, su muhtevalarının drenaja açık olan üst ve alt kısımlarda sırasıyla %47.0 ve %46.9, orta kısımda ise %47.5 olduğu belirlenmiştir. Orta kısımdaki bölümde, suyun drenaj yolunun daha uzun olmasından dolayı, bu kısımda boşluk suyu basınçları tam olarak sönmelenememiş ve buradaki su muhtevası değeri, alt ve üst yüzeydekilere göre daha fazla çıkmıştır. Ancak, düşey yöndeki ortalama su muhtevasının, $w = \%47.1 \pm 0.3$ oluşu düşey yönde homojenliğin büyük ölçüde sağlanabildiğini göstermektedir. Farkın bu kadar küçük oluşu, konsolidasyon için bir ay gibi uzunca bir sürenin seçilmesinden kaynaklanmaktadır. Konsolidasyon süresinin uzatılması ile numune boyunca su muhtevası farkı daha da küçük seviyelere indirilebilir. Atkinson vd. (1987), Kaolin kilini ($w_L = 65$) kullanarak, benzer bir numune hazırlama yöntemi gerçekleştirmiş ve 76 mm'lik yüksekliğindeki numune boyunca su muhtevasının $\pm\%1$ değiştiği gözlemlemiştir. Mitachi vd. (1988) ise 80 kPa'lık önkonsolidasyon basıncına maruz bırakılan bulamaç çamurunun, iki haftalık tek yönlü konsolidasyonu sonunda numune boyunca su muhtevası değişiminin %1'den az olduğunu belirtmişlerdir.

Bu çalışmada gerçekleştirilen deneyler için yukarıda bahsedildiği şekilde dört farklı numune tankı kurulmuştur. Monotonik ve tekrarlı deneyler için toplam 30 adet üç eksenli deney numunesi kullanılmıştır. Bu numunelerin deney öncesi su muhtevası, $w_0 = \%46.9 \pm 0.6$ olarak tespit edilmiştir. Numunelerin boşluk oranları, $e_0 = 1.23 \pm 0.03$, doğal birim hacim ağırlığı, $\gamma_n = 16.78 \pm 0.21 \text{ kN/m}^3$ ve kuru birim hacim ağırlığı, $\gamma_k = 11.42 \pm 0.17 \text{ kN/m}^3$ gibi çok dar bir aralık içerisinde dağılmıştır. Farklı zamanlarda yapay olarak hazırlanan numuneler için farkın bu kadar az oluşu, uygulanan numune hazırlama yöntemi ile homojen numunelerin elde edilebildiğini göstermiştir. Bu değerlendirmelerden anlaşılacağı üzere, killi zeminler için uzun süreli konsolidasyona müsaade edilmesi durumunda, çamur bulamacı yönteminin homojen numune hazırlamada başarılı bir sonuç vereceği düşünülebilir.

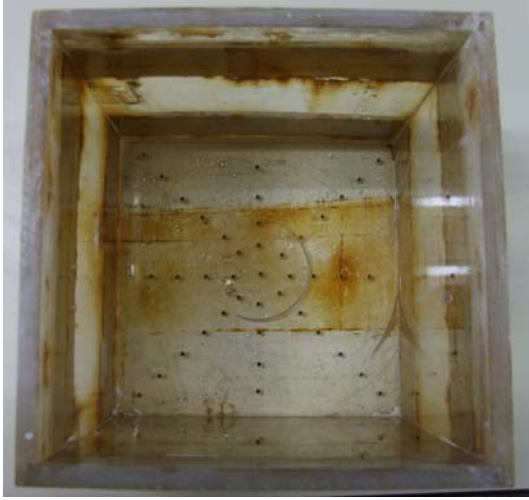


(a)



(b)

Foto 4.1. Numune hazırlama yöntemi



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Foto 4.1. (Devam) Numune hazırlama yöntemi



(i)



(j)



(k)

Foto 4.1. (Devam) Numune hazırlama yöntemi

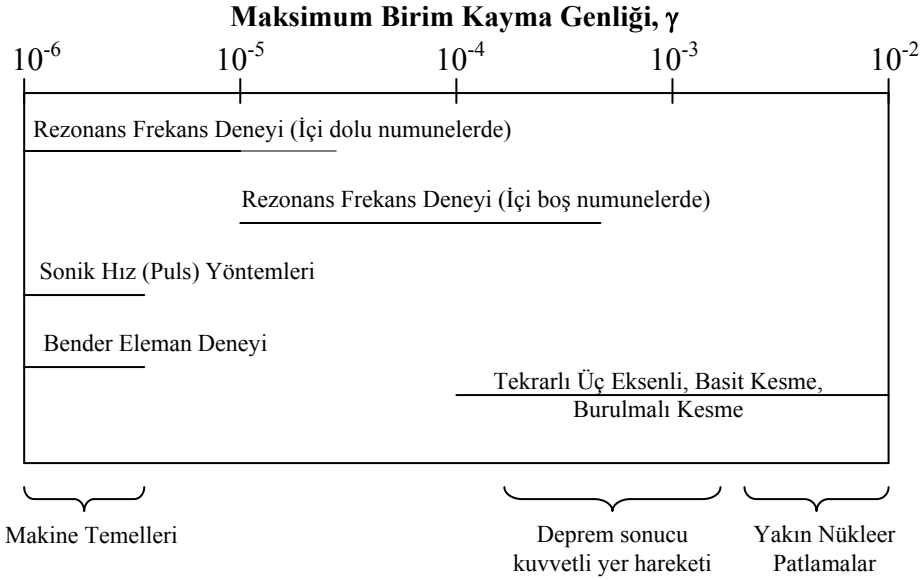
BÖLÜM 5. TEKRARLI ÜÇ EKSENLI DENEY SİSTEMİ

5.1. Zeminlerin Dinamik Özelliklerinin Ölçülmesi

Geoteknik deprem mühendisliği; temellerin dinamik taşıma kapasitesi, tekrarlı yüklemeye maruz makine temellerinin tepkisini, depremlerde gelişen gerilme dalgalarının yayılımı sırasında zemin-yapı etkileşimi, baraj ve dolguların deprem direncini gibi çok değişik yüklemeye şekli problemleri ile ilgilenmektedir. Zemin tabakaları çeşitli tekrarlı yüklemeler ve depremler sırasında, farklı genlik ve frekans özelliklerine sahip titreşimlerin etkisi altında kalmakta ve dolayısıyla çok geniş sınırlar içinde değişen şekil değiştirmelere uğramaktadır. Bu bakımdan zeminlerin değişik dinamik gerilmeler altındaki özelliklerini bulmak için çok sayıda deneylerin sonuçlarından faydalanmak gerekli olmaktadır. Şekil 5.1’de değişik kayma birim deformasyon genliği seviyelerinde uygulanabilir deney yöntemleri ve deney sonuçlarının kullanılabileceği uygulama alanları gösterilmiştir (Das, 1993).

Son yıllarda, önemli projelerin tasarım aşamalarında, dinamik davranış analizlerinin kullanılmaya başlamasıyla birlikte arazi koşullarını gerçekçi olarak modellemeye çalışan çeşitli dinamik laboratuvar deneyleri geliştirilmiştir. Laboratuvar ortamında kullanılan deney sistemleri iki gruba ayrılabilir. Birinci grup, 10^{-6} - 10^{-4} birim kayma genliklerinde yapılan düşük deformasyon genlikli deneylerden (Rezonant Kolon, Ultrasonik Puls, Bender Element), ikinci grup ise 10^{-4} - 10^{-1} birim kayma genliklerinde yapılan yüksek deformasyon genlikli deneylerden (Tekrarlı Üç Eksenli, Tekrarlı Basit Kesme, Tekrarlı Burulmalı Kesme) oluşmaktadır. Ancak, zeminlerin olası bütün gerilme ve deformasyon izlerini oluşturabilecek tek bir deney olmadığından, farklı problemler için farklı deney yöntemleri geliştirilmiştir. Her yöntemin kendine göre avantajları, dezavantajları ve sınırlamaları bulunmaktadır. Tablo 5.1, farklı dinamik laboratuvar deneylerinde ölçülebilen parametreleri

göstermekte, Tablo 5.2 ise bu deneylerin dinamik zemin özelliklerini belirleme yetenekleri rölatif olarak karşılaştırmaktadır.



Deney Sonuçlarının Uygulama Alanları

Şekil 5.1. Dinamik laboratuvar deneylerinin şekil değiştirme seviyeleri ve uygulama alanları

Tablo 5.1. Dinamik ya da tekrarlı laboratuvar deneylerinde ölçülen parametreler (Das, 1993)

	Rezonant Kolon	Tekrarlı Üç Eksenli	Tekrarlı Basit Kesme	Tekrarlı Burulmalı Kesme
Yük	Rezonant frekans	Eksenel kuvvet	Yatay kuvvet	Tork
Düsey Deformasyon	Ölçülür	Ölçülür	Ölçülür	Ölçülür
Yatay Deformasyon	Genellikle ölçülmez	Genellikle ölçülmez	Ölçülür	Genellikle ölçülmez
Kesme Deformasyonu	İvmelenme	Ölçülmez	Yatay deplasman	Dönme
Boşluk Suyu Basıncı	Genellikle ölçülmez	Ölçülür	Ölçülür	Ölçülür

Dinamik zemin özelliklerinin doğru olarak tahmin edilebilmesi, üzerinde çalışılan özel problemin, laboratuvar ortamında gerçekçi modellenmesi ile mümkün olacaktır. Bunun için de, arazi başlangıç gerilme ve dinamik yükleme koşullarını doğru olarak yansıtacak uygun deney sisteminin seçimi büyük önem kazanmaktadır. Andersen vd. (1988), açık deniz platformu altında potansiyel bir yenilme yüzeyi boyunca zemin elemanlarında oluşacak basitleştirilmiş gerilme şartlarını Şekil 5.2’de göstermiştir. Görüleceği üzere, yapı yükü altındaki zeminlerdeki gerilme şartları oldukça farklı

durumlar sergileyebilmektedir. Şekil üzerinde belirtilen kayma gerilmesi ifadeleri, basit kesme deney sisteminde yatay düzlemdeki kayma gerilmesini, üç eksenli deney sisteminde ise 45°'lik düzlemdeki kayma gerilmesini göstermektedir.

Tablo 5.2. Ölçülen dinamik zemin özellikleri için laboratuvar deneylerinin nitel karşılaştırması (Silver, 1981)

	Rezonant Kolon	Tekrarlı Üç Eksenli	Tekrarlı Basit Kesme	Tekrarlı Burulmalı Kesme
Kayma Modülü	İyi	–	İyi	İyi
Elastisite Modülü	İyi	İyi	–	–
Sönüm Oranı	İyi	İyi	İyi	İyi
Çevrim Sayısı Etkisi	İyi	İyi	İyi	İyi

Şekil 5.2'deki zemin elemanlarındaki ortalama kayma gerilmesi (τ_{ort}), Denklem 5.1'de ifade edilen yapının inşasından önce zemindeki başlangıç kayma gerilmesi (τ_0) ve yapı ağırlığından kaynaklanan ilave kayma gerilmesinden ($\Delta\tau_a$) oluşmaktadır.

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \cdot (1 - K_0) \cdot \sigma'_v \quad (5.1)$$

Burada,

K_0 ; sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı,

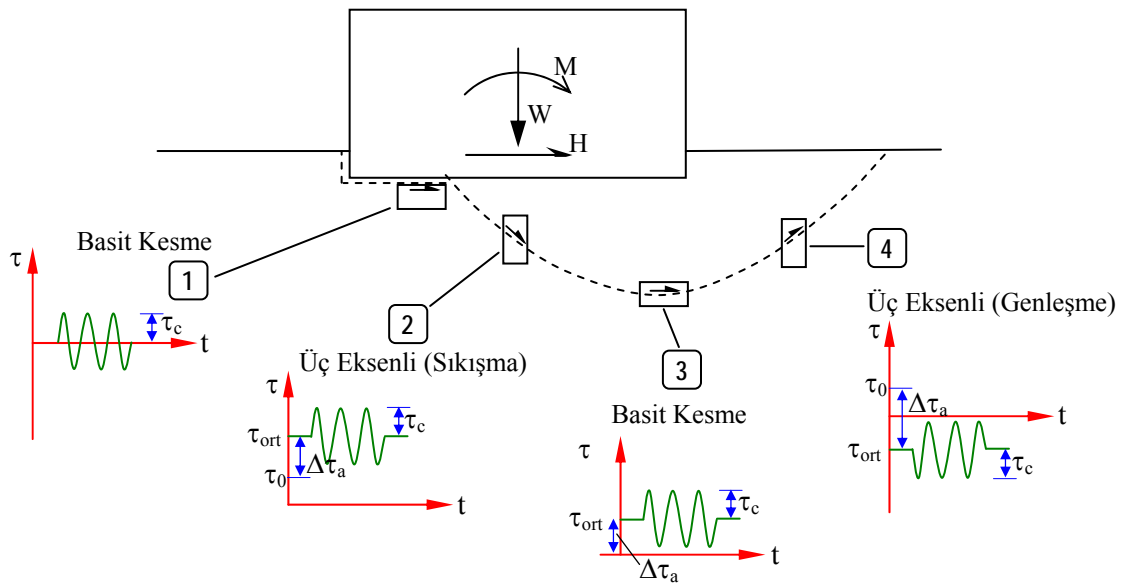
σ'_v ; düşey efektif gerilmedir.

Başlangıç kayma gerilmesi (τ_0) drenajlı şartlarda oluşmakta ve zemin bu gerilme altında konsolide olmaktadır. Yapı ağırlığından kaynaklanan ilave kayma gerilmesi ($\Delta\tau_a$), yapı ağırlığı altında zemin konsolide oldukça drenajlı şartlar altında gerçekleşecektir. Ancak, yumuşak killer için konsolidasyonun tamamlanması uzun yıllar alabilecektir. Bu durumda, drenajsız şartların da dikkate alınması gerekebilmektedir.

Yukarıda bahsedilen statik kayma gerilmeleri altındaki zemin elemanı tekrarlı yüklerden dolayı tekrarlı kayma gerilmelerine (τ_c) maruz kalabilecektir. Tekrarlı

yüklemeye türüne bağlı olarak dalga periyodu ve kayma gerilmesi genliği gibi ifadeler her çevrim için değişiklik gösterebilecektir. Özetle, yapı yükü altındaki zemin elemanları, buldukları noktaya ve başlangıç statik kayma gerilmesi ile tekrarlı kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak farklı kombinasyonlarda gerilme şartlarına maruz kalabileceklerdir.

Bu çalışma kapsamında incelenecek olan başlangıç kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin davranışı için uygun deney sisteminin tekrarlı üç eksenli basınç deneyleri olacağına karar verilmiştir. Bu bölümde, deneylerin gerçekleştirildiği tekrarlı üç eksenli deney sisteminin mekanizması, arazi uyumu, avantaj ve sınırlamalarına yer verilmektedir.

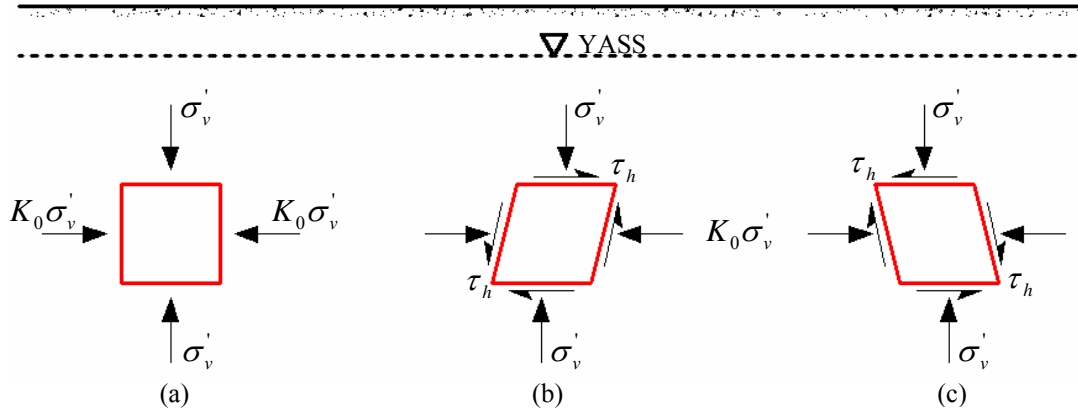


Şekil 5.2. Açık deniz platformu altında potansiyel bir kayma düzlemi boyunca oluşan gerilme durumları (Andersen vd., 1988)

5.2. İdeal Şartlar Altında Arazideki Zemin Elemanı İçin Gerilme Durumu

Seed ve Lee (1966), arazide düz bir yer yüzeyinin altındaki bir zemin elemanının gerilme durumunu Şekil 5.3'deki gibi özetlemişlerdir. Düzlem yüzey altındaki zemin elemanı statik şartlar altında, kayma gerilmesi olmaksızın, düşey gerilme (σ_v') ve yatay gerilmeye ($K_0 \cdot \sigma_v'$) maruz kalmaktadır (Şekil 5.3a). Deprem sırasında düşey olarak gelişen sismik kayma dalgalarından dolayı, Şekil 5.3b ve 5.3c'de görülen

tekrarlı kayma gerilmeleri zemin elemanını etkileyecektir. Bu yer sarsıntılarını süresince normal gerilmenin sabit kaldığı kabul edilmektedir. Bundan dolayı, dinamik zemin problemleri araştırmada kullanılan laboratuvar deneylerinin, zemin numunesi düzleminde sabit normal gerilme ve tekrarlı kayma gerilmesi şartlarını modelleyebilecek şekilde tasarlanması gerekmektedir (Das, 1993).



Şekil 5.3. Deprem sırasında zemin elemanında meydana gelen idealize edilmiş gerilme durumları

5.3. Tekrarlı Üç Eksenli Deneyin Mekanizması

Yukarıda değinilen, arazideki zemin elemanının gerilme durumu, laboratuvar ortamında tekrarlı üç eksenli deney sistemi ile yaklaşık olarak karşılanabilmektedir. Dinamik üç eksenli deneyde, tekrarlı yükleme öncesinde, σ_3 çevre basıncı altındaki zemin numunesinde oluşan gerilmeler ve Mohr dairesi Şekil 5.4a ve Şekil 5.4b'de gösterilmiştir. İzotropik şartlardaki bu gerilme durumunda, X-X düzleminde kayma gerilmesi bulunmamaktadır.

Eğer numune üzerindeki gerilmeler, aksenal gerilme ($\sigma_3 + \frac{1}{2} \sigma_{cyc}$) ve çevre gerilmesi ($\sigma_3 - \frac{1}{2} \sigma_{cyc}$) olacak şekilde değişir ve drenaja izin verilmezse, meydana gelecek gerilme durumu ve Mohr dairesi Şekil 5.4c ve 5.4d'deki gibi olacaktır.

X-X düzlemindeki normal ve kayma gerilmeleri,

$$\sigma = \sigma_3 ; \tau = \frac{1}{2} \sigma_{cyc} \quad (5.2)$$

Y-Y düzlemindeki normal ve kayma gerilmeleri,

$$\sigma = \sigma_3 ; \tau = -\frac{1}{2} \sigma_{cyc} \quad (5.3)$$

şeklinde olur. Benzer şekilde zemin elemanına drenajsız koşullarda Şekil 5.4e'deki gibi aksenal gerilme ($\sigma_3 - \frac{1}{2} \sigma_{cyc}$) ve çevre gerilmesi ($\sigma_3 + \frac{1}{2} \sigma_{cyc}$) etkidiğinde oluşacak gerilme durumu Şekil 5.4f'deki gibi çizilecektir.

X-X düzleminde oluşan normal ve kayma gerilmeleri,

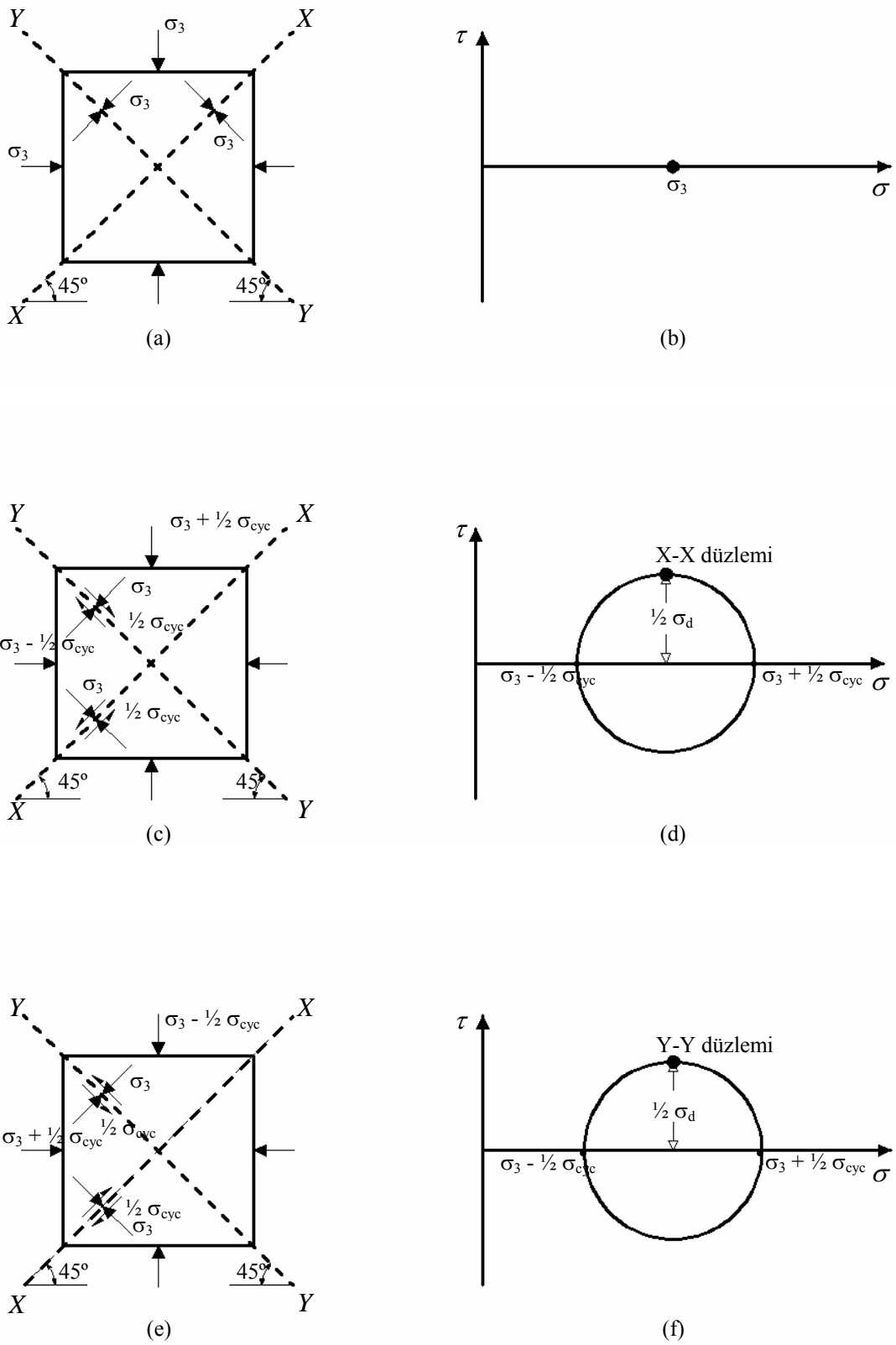
$$\sigma = \sigma_3 ; \tau = -\frac{1}{2} \sigma_{cyc} \quad (5.4)$$

Y-Y düzleminde oluşan normal ve kayma gerilmeleri,

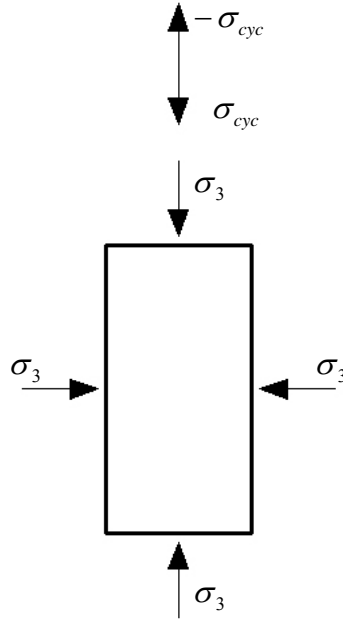
$$\sigma = \sigma_3 ; \tau = \frac{1}{2} \sigma_{cyc} \quad (5.5)$$

olacaktır. Sonuçta, $\frac{1}{2} \sigma_{cyc}$ büyüklüğünde tekrarlı gerilmeler zemin elemanına yatay ve düşey yönlerde sürekli uygulanacak olursa, X-X ve Y-Y düzlemleri boyunca oluşan gerilme koşulları, arazide depremler sonucu oluşan tekrarlı kayma gerilmelerine benzer olacaktır (Şekil 5.3b).

Ancak dinamik üç eksenli deneyde numuneye ilk olarak σ_3 çevre basıncı uygulanmakta ve arazi koşullarından farklı olarak, sadece aksenal yönde, Şekil 5.5'dekine benzer tekrarlı gerilmeler uygulanmakta ve deney boyunca çevre basıncı sabit kalmaktadır. Arazi gerilme koşullarının (Şekil 5.4c ve e), laboratuvar gerilme koşullarından (Şekil 5.5) nasıl elde edileceği Şekil 5.6'deki eşdeğer gerilme ifadeleri ile açıklanabilir.



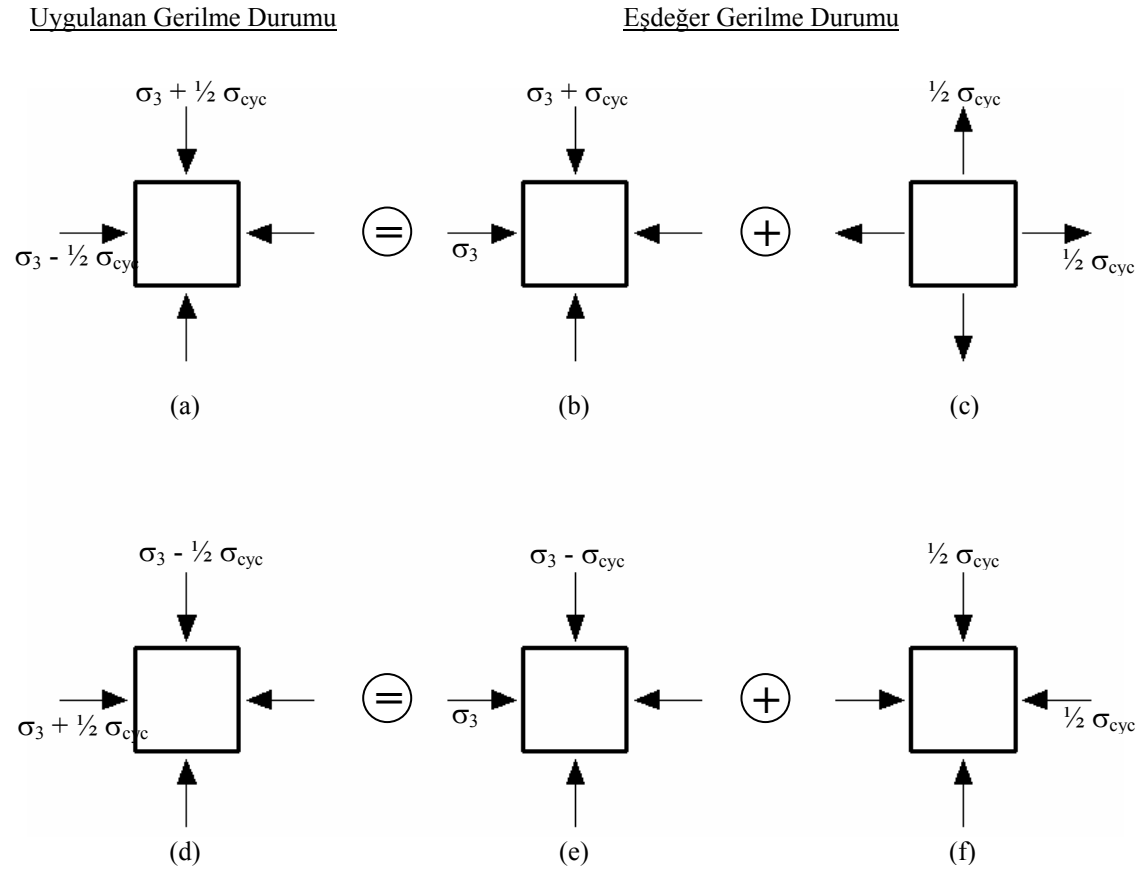
Şekil 5.4. Üç eksenli deney numunesi için düzlemdeki tekrarlı kayma gerilmelerinin modellenmesi



Şekil 5.5. Tekrarlı üç eksenli deney sırasında numuneye uygulanan gerilmeler

Şekil 5.6a'da görülen gerilme durumu Şekil 5.4c ile aynı olup, Şekil 5.6b ve Şekil 5.6c gerilme durumlarının toplamı olarak ifade edilebilir. Numunenin suya doymun olması, numuneye uygulanan deviatör gerilme kadar boşluk suyu basıncının oluşmasına sebep olacaktır. Dolayısıyla, Şekil 5.6c'de gösterilen gerilme durumu, aksenal deformasyon değerinde herhangi bir değişim oluşturmaksızın boşluk suyu basıncının $\sigma_{cyc}/2$ kadar azalmasını sağlayacaktır. Yani, Şekil 5.6a'daki gerilme durumu, Şekil 5.6b'deki gerilme durumundan $u = \sigma_{cyc}/2$ kadar aşırı boşluk suyu basıncının çıkarılması ile sağlanabilecektir.

Benzer şekilde, numune üzerinde uygulanan deviatörük gerilme çekme durumundayken, Şekil 5.6e ile aynı gerilme durumuna sahip olan Şekil 5.6d'deki gerilme durumu, Şekil 5.6e ve 5.6f gerilme durumlarının toplamına eşit olacaktır. Bu durumda ise, Şekil 5.6d'deki gerilme durumu, sadece Şekil 5.6e'deki gerilme durumuna $u = \sigma_{cyc}/2$ kadar aşırı boşluk suyu basıncının eklenmesi ile sağlanabilecektir (Das, 1993).



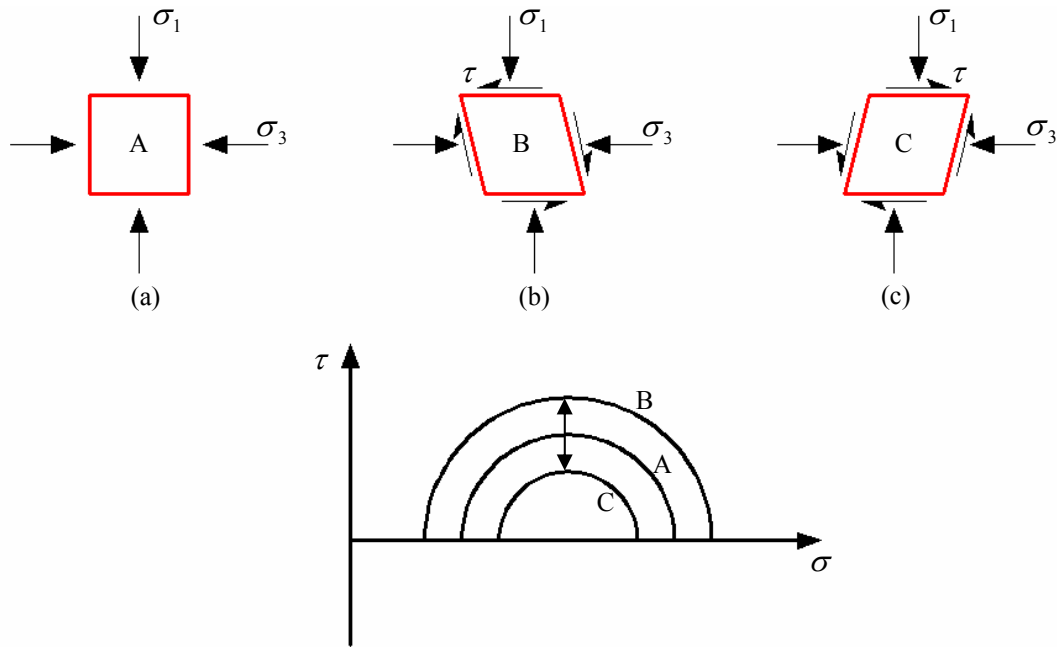
Şekil 5.6. Dinamik üç eksenli deney sırasında oluşan gerilmeler (Das, 1993)

5.4. Tekrarlı Üç Eksenli Deney Sırasında Gerilme İzleri

Arazide K_0 konsolidasyon şartları altındaki bir zemin elemanına, yatay düzlemde etki eden tekrarlı kayma gerilmesi altında gerilme izi devamlı olarak aşağı ve yukarı hareket etmektedir (Şekil 5.7). Bu süreçte zemin elemanı üzerinde kayma gerilmesi sıfırlanmamaktadır (Polito, 1999).

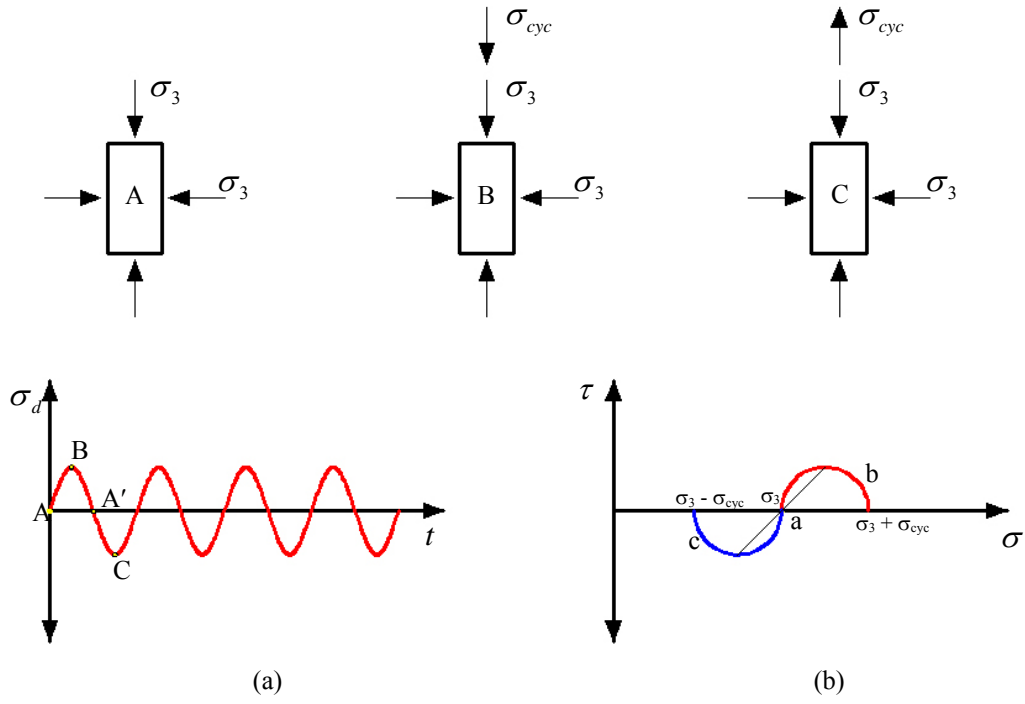
Tekrarlı üç eksenli deneyler izotropik veya anizotropik konsolide şartlarda yapılabilmektedir (Kramer, 1996). Şekil 5.8’de izotropik olarak konsolide edilmiş bir numune için tekrarlı deviator gerilme ve Mohr daireleri görülmektedir. İzotropik olarak konsolide edilen deney numuneleri genellikle yatay düzlemlerde kayma gerilmelerinin olmadığı, düz yüzeyli sahaları temsil etmede kullanılmaktadır. Deney sıfır kayma gerilme (A noktası) ile başlar ve deviator gerilme başlangıçta artırılır. Eksenel gerilme yatay gerilmeden büyük olduğundan majör ve minör asal gerilme

eksenleri sırayla düşey ve yataydır. Deviator gerilme maksimum değerine (B noktası) ulaştıktan sonra azalır ve sıfır değerine yaklaşır (A' noktası). A' noktasına erişmeden hemen önce majör gerilme eksenleri hala düşeydir. Fakat A' noktası geçilirken anında döner ve deviator gerilme negatif olur. A' noktasında iken numune üzerinde kayma gerilmesi yoktur. C noktasında ise en küçük deviator gerilme değerine ulaşılır. Bu gerilme çevrilmesi işlemleri deney boyunca tekrarlanır. Deviator gerilme sıfır noktasını geçerken asal gerilme eksenlerinde aniden 90° lik dönmeler meydana gelir (Şekil 5.8b).

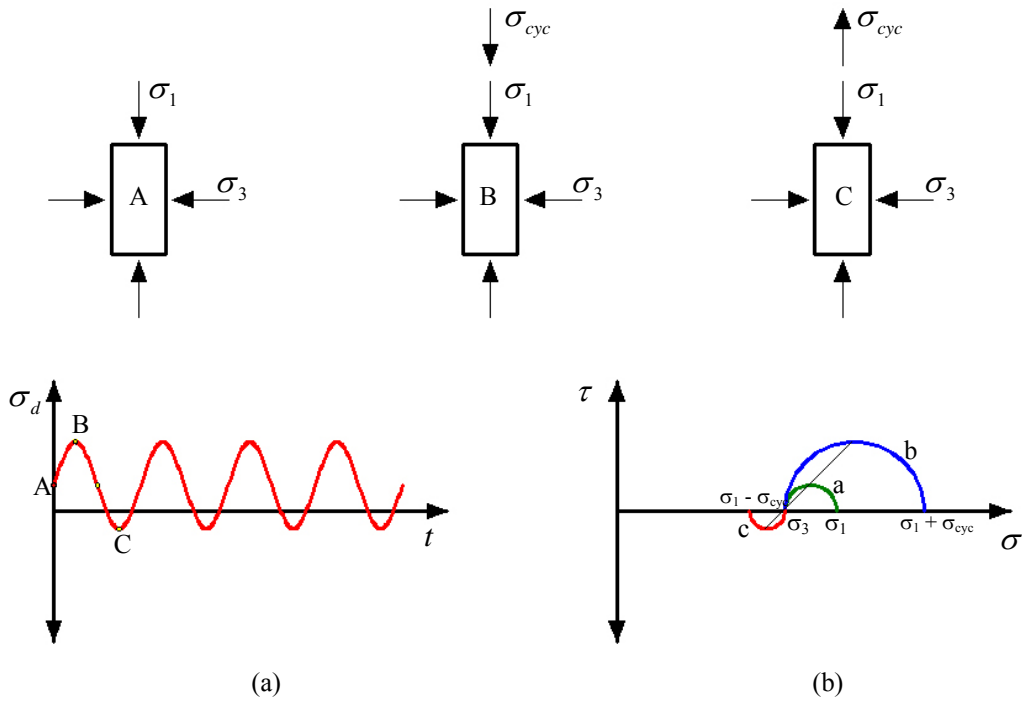


Şekil 5.7. Arazideki bir zemin elemanın tekrarlı yükleme altındaki gerilme izi (Polito, 1999)

Başlangıçta statik kayma gerilmelerinin mevcut olduğu yamaçların içindeki ve yapı altındaki şartları modellemek için, anizotropik olarak konsolide edilmiş üç eksenli deneyler yapılmaktadır. Şekil 5.9'da tekrarlı deviator gerilme genliğinin konsolidasyon sırasındaki deviator gerilmeden büyük olduğu, anizotropik olarak konsolide olmuş numune temsil edilmektedir. Deviator gerilmenin, zaman (t) eksenine göre simetrik olmadığı bu durumda da gerilme çevrilmeleri söz konusudur.

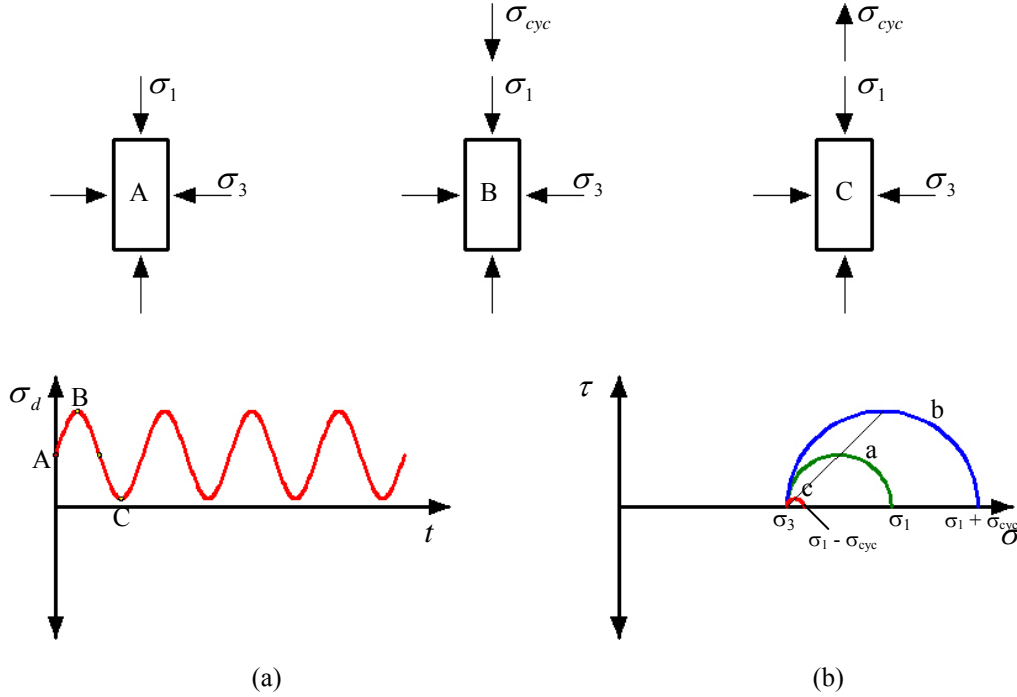


Şekil 5.8. İzotropik olarak konsolide edilmiş tekrarlı üç eksenli deney numunesi için a) uygulanan tekrarlı deviatör gerilme ve b) gerilme izi



Şekil 5.9. Anizotropik olarak konsolide edilmiş ($\sigma_{cyc} > q_s$) tekrarlı üç eksenli deney numunesi için a) uygulanan tekrarlı deviatör gerilme ve b) gerilme izi

Tekrarlı deviatör gerilme genliğinin, anizotropik konsolidasyon sırasındaki deviatör gerilmeden küçük olduğu durumda (Şekil 5.10) ise gerilme çevrilmesi oluşmayacaktır. Bu durumda, asal gerilme eksenleri dönmez ve numune de hiçbir zaman sıfır kayma gerilmesi şartlarına ulaşamaz.



Şekil 5.10. Anizotropik olarak konsolide edilmiş ($\sigma_{cyc} < q_s$) tekrarlı üç eksenli deney numunesi için a) uygulanan tekrarlı deviatör gerilme ve b) gerilme izi

Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde, konsolidasyon gerilmesi ve tekrarlı gerilme şartlarına bağlı olarak aşağıda ifade edildiği gibi üç farklı gerilme izi gözlenmektedir (Hyde vd., 2006). Ancak, zemin dinamiğindeki çalışmalarda, gerilme çevrilmesinin büyüklüğüyle ilgili bir ifadenin henüz tam bir kullanımı bulunmamaktadır. Bu çalışmada, detayları Bölüm 7.2.2'de verilecek olan, gerilme oranı ifadesi ile gerilme çevrilmesinin derecesi hakkında sayısal bir bilgi edinilebilecektir.

- 1) İzotropik ve gerilme çevrilmeli ($q_s = 0$; $\sigma_{cyc} > q_s$),
- 2) Anizotropik ve kısmi gerilme çevrilmeli ($q_s > 0$; $\sigma_{cyc} > q_s$),
- 3) Anizotropik ve gerilme çevrilmeli olmayan ($q_s > 0$; $\sigma_{cyc} < q_s$),

5.5. Tekrarlı Üç Eksenli Deney Sisteminin Avantajları ve Sınırlamaları

5.5.1. Avantajları

- a) Gerilme şartları kolaylıkla kontrol edilebilir.
- b) Boşluk suyu basıncı kolaylıkla kontrol edilebilir ve ölçülebilir.
- c) Teorik analiz veya ampirik korelasyonlarla değerlendirmeler yerine zemin özelliklerini direkt olarak ölçülebilir.
- d) Eksenel ve hacimsel birim deformasyon ölçümü basittir.
- e) Mekanizması basit ve ekipman çok amaçlıdır.

5.5.2. Sınırlamaları

- a) Dinamik yükleme sırasında, üst ve alt başlıklarda gerilme yığılmaları meydana gelmektedir. Ancak uygulanan gerilmeler üniform kabul edilmektedir.
- b) Arazideki zemin elemanı yatay düzleminde etki eden kayma gerilmeleri altında asal gerilme eksenleri, uygulanan gerilmenin büyüklüğüne göre çok az (0° - 40° arası) ve yumuşak bir şekilde rotasyon yapar. Tekrarlı üç eksenli numunesi ise iki yönlü yükleme çevrimleri sırasında asal gerilmeler 90° dönme yapar.
- c) Arazide, zemin elemanı çok yönlü sarsmaya maruz kalırken, tekrarlı üç eksenli deneyde numune tek yönlü sarsmaya maruz kalmaktadır.
- d) Numuneye aktarılan yük tekrarlı sinüzoidal dalga formunda, sabit genlik ve sabit frekans altında uygulanmaktadır. Deprem sırasında zemine aktarılan yükler hem frekans hem de genlik açısından üniform değildir.
- e) Tekrarlı üç eksenli deney numunesi üzerindeki gerilme izi, gerçek arazi koşullarındaki gerilme izinden farklıdır.

5.6. Kullanılan Üç Eksenli Deney Sisteminin Tanıtımı

Bu çalışmada, Karayolları Genel Müdürlüğü, Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı'nda bulunan Geocomp firması tarafından üretilmiş olan Foto 5.1'deki tekrarlı üç eksenli deney sistemi kullanılmıştır. Şekil 5.11'de şematik gösterimi verilmiş olan deney sisteminin başlıca bölümleri; üç eksenli hücre, yükleme

çerçevesi, hücre ve ters basınç sağlayıcıları/hacim değişimi ölçerler, hidrolik güç ünitesi ve aktüatör, veri toplama ünitesi olup ekipmanların detayları aşağıda açıklanmıştır. Deneyle, “Cyclic Stress Path” isimli yazılım ile bilgisayar kontrollü olarak gerçekleştirilmektedir.

5.6.1. Üç eksenli hücre

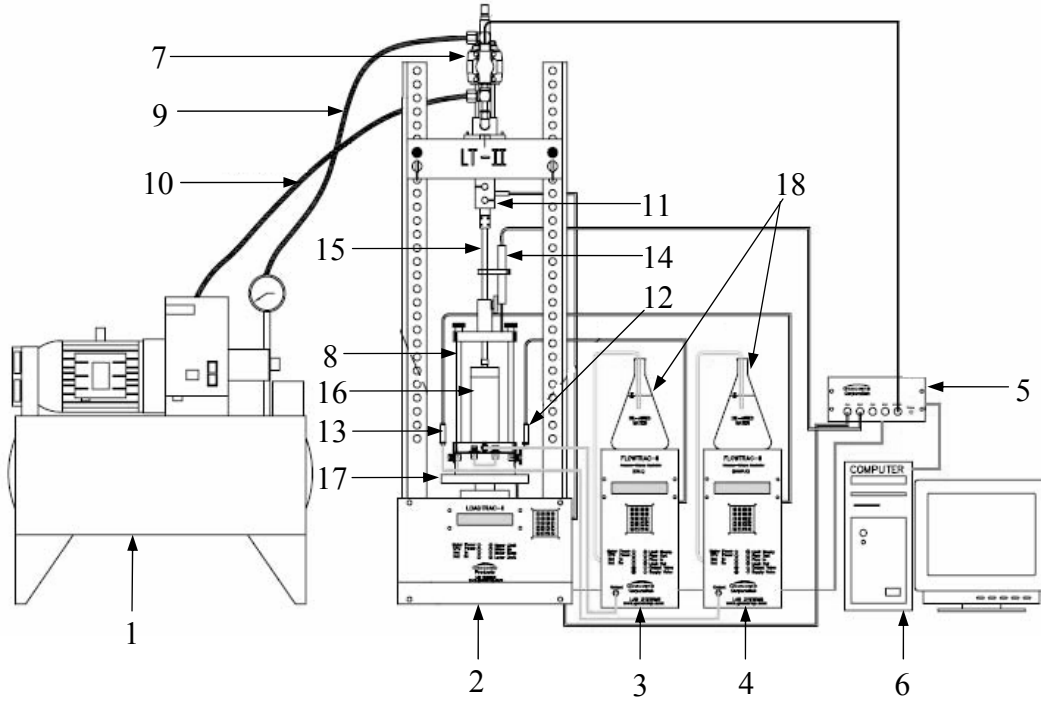
Numunenin içine yerleştirildiği Geocomp yapımı silindirik üç eksenli deney hücresi, 133.5 mm çapında, 275 mm yüksekliğinde, 9.5 mm et kalınlığında olan sert pleksiglastan imal edilmiştir (Foto 5.2a). 1000 kPa’lık hücre basıncına kadar yükleme yapılabilen hücrede 35.7 mm, 50 mm ve 70 mm çapındaki silindirik numuneler deneye tabi tutulabilmektedir. Bu çalışmada 35.7 mm’lik deney numuneleri için uyumlu başlık sistemi kullanılmıştır. Hücrenin oturduğu plak üzerinde çevre basıncı ve boşluk suyu basıncının ölçümünü sağlanabileceği iki transdüser girişi yer almaktadır (Foto 5.2b). Düşük sürtümlü yükleme pistonu monotonik deneylerde, üst başlık üzerindeki yuvaya oturmakta, tekrarlı deneylerde ise vidalı bir sistemle (Foto 5.2c) üst başlığa sabitlenmektedir. Hücre üst ve alt plakaları 3 bağlama çubuğu ile sabitlenmektedir. Deneylerde hücre su ile doldurulmakta ve hücre basıncı uygulanmaktadır.

5.6.2. Yükleme çerçevesi

Zemin numunelerine düşey yük uygulamak için hassas mikro adımlı motor kullanılmaktadır. Çerçeve üzerindeki 2 ile 10 kN kapasiteli yük transdüseri ve 0.0013 mm hassasiyetli deplasman transdüserlerinden (Foto 5.2c) alınan okumalar toplama ünitelerine aktarılır. 22 ila 222 kN yük kapasiteli LoadTrac II olarak adlandırılan yükleme sistemi (Foto 5.2d) 3×10^{-5} ila 15 mm/dakika deplasman oranı ile sabit deformasyon veya gerilme uygulayabilmektedir (LoadTrac-II User’s Manual, 2006). Tekrarlı üç eksenli deney sistemi için, tekrarlı yükü sağlayan yükleme çerçevesi üzerinde hidrolik aktüatör yer almaktadır (Foto 5.2g). Deney öncesi yükleme pistonu çubuğu çerçeve üzerindeki başlık ile kelepçelenmekte ve olası boşluk yükleme çerçevesi motoru ile deney başlangıcında otomatik olarak kapatılmaktadır.



Foto 5.1. Geocomp üretimi tekrarlı üç eksenli deney sistemi



- | | |
|--|--|
| 1. Hidrolik güç ünitesi | 2. LoadTrac II yükleme çerçevesi |
| 3. FlowTrac II hücre basıncı sağlayıcı | 4. FlowTrac II ters basınç sağlayıcı |
| 5. Sinyal ünitesi ve servo-vana kontrolü | 6. Bilgisayar |
| 7. Orantısal vanalı aktüatör | 8. Üç eksenli hücre |
| 9. Basınç hortumu | 10. Geri dönüş hortumu |
| 11. Yük hücresi | 12. Hücre basıncı transdüseri ve su giriş/çıkışı |
| 13. Ters basınç transdüseri ve su giriş/çıkışı | 14. Deplasman transdüseri |
| 15. Yükleme pistonu | 16. Numune |
| 17. Taban plakası | 18. Su kaynakları |

Şekil 5.11. Geocomp üretimi tekrarlı üç eksenli deney sistemi diyagramı (Geocomp Cyclic Stress Path User's Manual, 2007)

5.6.3. Basınç sağlayıcılar / hacim ölçerler

FlowTrac II olarak adlandırılan pompalar, mikro adımli motorları ile hücre ya da numune için düzenli basınç ve hacim kontrolü sağlamaktadır (Foto 5.2e). Pompalar iki yönlü elektronik vana ile su kaynağından su alarak doldurulup boşaltılabilmekte veya deney sırasında numune ve ya hücreye su basma veya drenaj anında suyu içine alabilmektedir. 250 ml su alma kapasitesindeki pompalar, hacim değişimi 5×10^{-4} ml'ye kadar ölçülebilmektedir. Pompalar 0.07 kPa hassasiyetle 1400 kPa'a kadar basınç sağlayabilmektedir (FlowTrac-II User's Manual, 2006). Bilgisayar programı ile kontrol edilen pompalar, doyurma aşamasında kademeli yük artışı sağlayabilmekte ve her artış sonunda pompa vanaları otomatik olarak kapatılarak B kontrolü gerçekleştirilebilmektedir. Konsolidasyon aşamasında ise numune içinde drene olan su; numune pompasına gönderilerek hacim değişimi ve monotonik drenajsız kesme deneylerinde oluşan boşluk suyu basıncı da aynı pompa üzerinden ölçülebilmektedir.

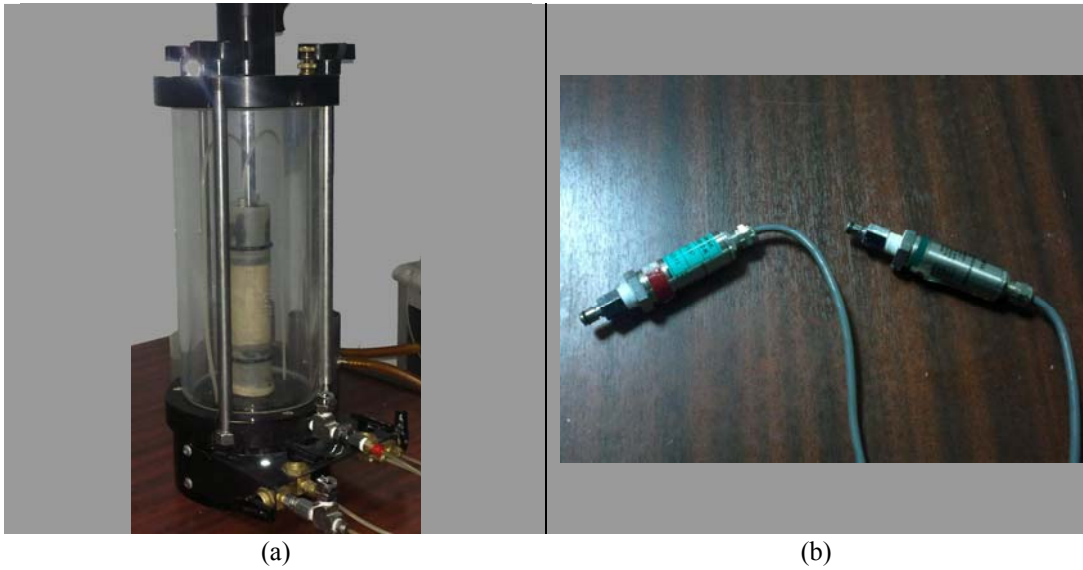


Foto 5.2. Kullanılan tekrarlı üç eksenli deney sisteminin parçaları

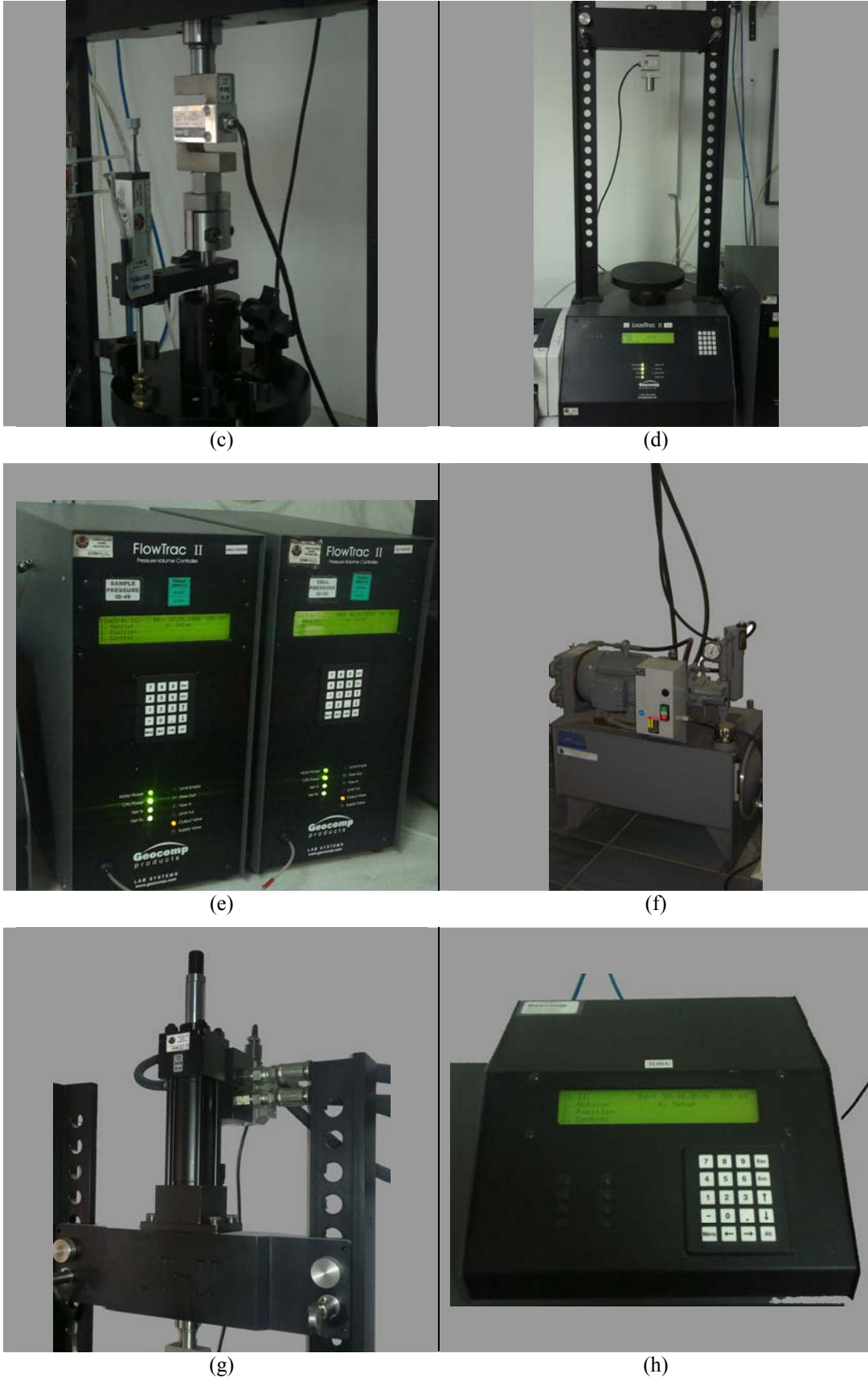


Foto 5.2. (Devam) Kullanılan tekrarlı üç eksenli deney sisteminin parçaları

5.6.4. Hidrolik güç ünitesi ve aktüatör

Sistemde, aktüatöre hareket verebilmek için gerekli akış ve basıncı sağlayan hidrolik pompa bulunmaktadır (Foto 5.2f). Dinamik üç eksenli deney sisteminde, sinyal kontrol ünitesinden (Foto 5.2h) aldığı sinyaller doğrultusunda istenilen genlik ve frekansta tekrarlı yüklemeyi hava kontrol vanaları ile kontrol eden lineer hareket sağlayıcı aktüatör bulunmaktadır (Foto 5.2g). Tekrarlı yüklemeler, gerilme kontrollü olarak sinüzoidal dalga formunda uygulanmaktadır. Sistem, 10 Hz'lik frekansa kadar tekrarlı yük uygulayabilmekle beraber gerçekleştirilmiş ön deneyler ile uygun frekans aralığının 0.5 – 1 Hz olduğu tespit edilmiştir.

5.6.5. Veri toplama ünitesi

Deney sırasında deplasman, aksenal yük, ters basınç, hücre basıncı, aşırı boşluk suyu basıncı transdüserleri elektronik ölçümlerini veri toplama ünitesine aktarmaktadır. Veri toplama ünitesi alınan bu bilgileri, sistemdeki elemanların kalibrasyonu ile işlenilerek mühendislikçe anlamlı değerler haline dönüştürmektedir. Ölçüm değerleri istenilen aralıklarda bilgisayar ortamında kaydedilmekte ve programın yazılımı ile ulaşılan bu değerler Excel dosyasına aktarılabilmektedir.

5.7. Uygulanan Deney Yöntemi ve Aşamaları

Üç eksenli deneylerin uygulanması için numunelerin deneye hazırlanışı ve deneyin gerçekleştirilmesi sırasında uygulanan deney aşamalar aşağıda anlatılmıştır.

1. Üç eksenli deneylerde kullanılan numunelerin ortalama yükseklik ve ortalama çap oranının fazla olması durumunda numunenin burkulması ve oranın az olması durumunda ise sınır koşullarının sağlanmaması nedeniyle, boy/çap oranının 2 ile 2.5 arasında olması gerekmektedir. Bölüm 4.2'de anlatıldığı gibi hazırlanan ve numune alıcı tüplerde bulunan deney numuneleri, 35.7 mm çap ve yaklaşık 80 mm yükseklikte tıraşlanmaktadır. Numune çıkarıcı ile örselemeden tüplerden çıkarılan numunelerin hızlı bir şekilde boy ölçümleri gerçekleştirilir.

2. Üç eksenli hücre alt başlığı üzerine poroz taş ve filtre kağıtları yerleştirildikten sonra numune konulmakta ve etrafına konsolidasyonu hızlandırması ve boşluk suyu basıncı dağılımının numune boyunca homojen olmasını sağlayabilmek için filtre kağıdı ile sarılmaktadır. Numunenin üst kısmına da filtre kağıdı, poroz taş ve üst başlık yerleştirilip numuneye membran geçirilir. Alt ve üst başlıklara, numune içine su ve hava giriş çıkışını engellemek için lastik contalar (O-ring) konulur (Şekil 5.12).

3. Zeminin doyurma aşamasını sağlamak için ters basınç uygulaması amacıyla alt başlık üzerinde yer alan ince borular, üst başlık üzerindeki yerlerine yerleştirilip, vidaları sıkılır. Tekrarlı deneylerde çekme gerilmesinin uygulanabilmesi için piston çubuğunun üst başlık üzerindeki oyuntulu bölüme vidalanması gerekmektedir.

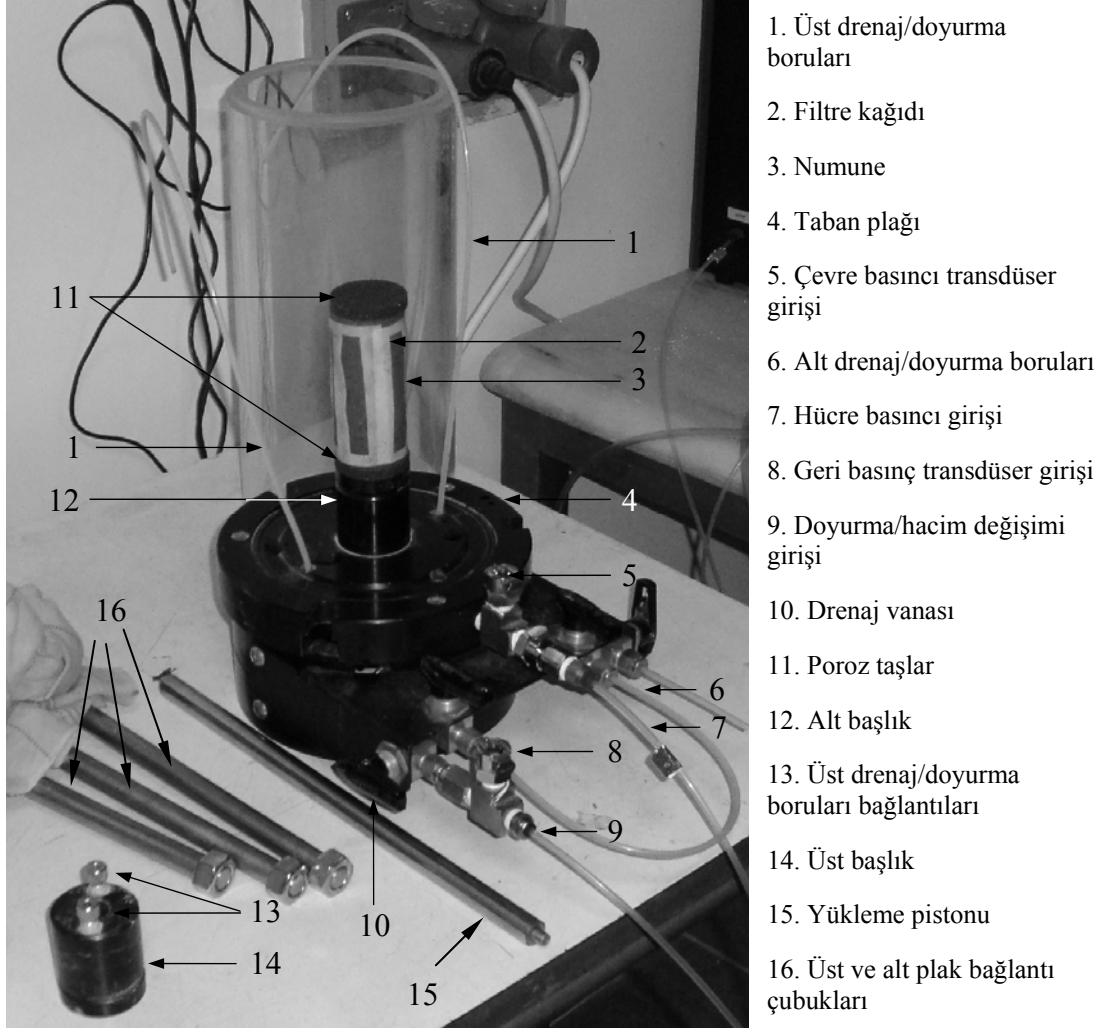
4. Daha sonra, silindirik hücre ve hücrenin üst başlığı yerleştirilip, düşey bağlama çubukları ile hücre sabitlenir. Bu aşamadan sonra, yükleme çerçevesi üzerine alınan üç eksenli hücre su ile doldurulur.

5. Tekrarlı deneylerde uygulanan gerilme çevrimlerinden dolayı hücrede ayrılma oluşmaması için, hücre alt plağı ile yükleme çerçevesi alt plağı işkenceyle sıkıştırılır.

6. Tekrarlı yükleme sırasında aktüatör ile uygulanan çekme ve basma işleminin numuneye tam olarak aktarılmasını sağlamak için piston çubuğu, aktüatöre bağlı kelepçeli bir yuvaya sabitlenmektedir.

7. Deneye başlamadan önce kalibrasyon dosyaları kontrol edilen yük, basınç ve deplasman transdüserleri yerlerine takılmakta ve bilgisayar yazılımı üzerinden deney öncesi değerleri sıfırlanmaktadır. Program yazılımı üzerinden uygulanacak deneye ait veri dosyası oluşturulup deney başlatılır.

Monotonik kesme deneyleri ASTM D-4767 (2002), tekrarlı üç eksenli deneyler ASTM D-3999 (2003) ve ASTM D-5311 (2004) standartlarına göre gerçekleştirilmiştir. Deney aşamaları ve bu aşamalardaki hesaplamalar aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 5.12. Üç eksenli hücre elemanları

5.7.1. Başlangıç aşaması (Initialization)

Başlangıç aşaması sistem kurulumunda herhangi bir problemin olup olmadığını anlamak için gerçekleştirilir. 10-20 kPa'lık ters ve hücre basınçları altında numunede olası sızıntıların belirlenmesi ve arzu edilen basınç değerlerinin elde edilip edilemediği kontrol edilmektedir. Bu aşama 10 dakika kadar sürdürölmektedir.

5.7.2. Doyurma aşaması (Saturation)

Üç eksenli numunelerin drenajlı deneylerde hacim değişimlerinin, drenajsız deneylerde ise boşluk suyu basıncının güvenilir ve kesin olarak ölçölebilmesi için numunenin tamamen suya doygun olması gerekmektedir. Doyurma işleminin amacı,

numunenin istenmeyen gerilmelere maruz kalmadan ve numunenin şişmesine müsaade edilmeden bütün boşluklarının su ile doldurulmasıdır. Doyurma işlemi genellikle, boşluklardaki havanın suyun içinde eriyerek ortadan kaldırılması için boşluk suyuna ters basıncın uygulanması ile yapılmaktadır. Zemin numunesi içindeki boşluklarda yer alan havanın çıkması, zaman ve basınç gerektiren bir işlemdir.

Ters basınç uygulayarak doyurma işlemi yapılırken, hücre basıncı ve ters basınç karşılıklı ve kademeli olarak arttırılmalıdır. Numuneye uygulanan hücre basıncı ve ters basınç arasındaki fark, o deneyde istenilen efektif konsolidasyon basıncını aşmamalı ve numune içinden su geçişine izin vermesi için 35 kPa'dan az olmalıdır. Bu çalışmadaki deneylerde, numunelere doyurma aşamasında 490 kPa'lık ters basınç ve 30 kPa'lık basınç artışları ile uygulanmıştır. ASTM D-4767 (2002) ve TS 1900-2 (2006)'ya göre Denklem 5.6'dan hesaplanan boşluk suyu basıncı parametresinin (B) değeri 0.95'e eşit veya büyükse ve ters basınç artışına rağmen B değeri değişmiyorsa numunenin doymuş konuma geldiği kabul edilmektedir.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (5.6)$$

Burada,

Δu ; drenaj vanaları kapalı durumda iken hücre basıncındaki artışa bağlı olarak boşluk suyu basıncında oluşan değişimi,

$\Delta \sigma_3$; hücre basıncındaki artışı göstermektedir.

Kullanılan deney sistemi, doyurma aşamasında, öncelikle istenilen gerilme artışına göre hücre basıncı arttırmakta ve sistemin drenaj vanalarını kapatmaktadır. Bu andan itibaren, belirtilen süre boyunca (2-5 dakika) boşluk suyu basıncı değişimi okunmakta ve boşluk suyu basıncı parametresi otomatik olarak hesaplanmaktadır. Böylece, her basınç artışı sonunda doymuşluk derecesi kontrol edilebilmektedir. İstenilen basınç artışları sonrasında, B değeri 0.95'e ulaşsa dahi doymuşluğun mümkün olduğunca yüksek olabilmesi için doyurma aşamasında 24 saat beklenmiş ve en büyük B değerleri kaydedilmiştir.

Doyurma aşaması sonunda, numunede oluşan hacim değişimi (ΔV_{sat}) Denklem 5.7'ye göre belirlenmektedir.

$$\Delta V_{sat} = 3V_0 \frac{\Delta H_s}{H_0} \quad (5.7)$$

Burada,

V_0 ; numunenin başlangıçtaki hacmi,

ΔH_s ; doyurma işlemi sırasında numunede oluşan deformasyon,

H_0 ; numunenin başlangıçtaki yüksekliğidir.

5.7.3. Konsolidasyon aşaması (Consolidation)

Kabul edilebilir B değeri elde edildikten sonra, numuneler izotropik veya anizotropik olarak konsolidasyona bırakılır. Deneydeki konsolidasyon aşamasının amacı, kayma direnci ölçümü sırasında olması gereken efektif konsolidasyon basıncı altındaki drenajlı durumda numunenin denge durumuna erişmesidir. Konsolidasyon süresi zemin türü, boşluk oranı, granülometrisi gibi birçok faktöre bağlıdır.

Numunenin drenaj vanaları kapalı durumdayken, doyurma aşamasında uygulanan en büyük ters basınç seviyesi sabit tutulur. Hücre basıncı ise, hücre basıncı ve ters basınç arasındaki fark, istenen efektif konsolidasyon basıncına eşit olana kadar artırılır. Ancak, ASTM D 4767 (2002)'ye göre, çevre drenajı için filtre kağıdı kullanılması durumunda konsolidasyonun kademeli olması ve yük artış oranının ikiyi geçmemesi önerilmektedir. Bu nedenle, konsolidasyon aşamasında uygulanan hücre basıncı değerine 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa gibi kademeli basınç artışlarıyla ulaşılmıştır.

İstenilen efektif gerilme seviyesine ulaşıldıktan sonra drenaj vanaları açılır. Numune içindeki suyun drene olmasına izin verilirse numunede boy ve hacim değişimleri oluşacaktır. Bu değişimlerin deney süresince belirli zaman aralıkları ile kaydedilmesi gerekmektedir. Bu çalışmada kullanılan deney sisteminde, zamana bağlı olarak boy ve hacim değişimi sürekli ölçülüp kaydedilmiştir.

Konsolidasyon sonrası numune yüksekliği, H_c ,

$$H_c = H_0 - \Delta H_c \quad (5.8)$$

Burada;

H_c ; numunenin konsolidasyon sonrası yüksekliği,

ΔH_c ; konsolidasyon sırasında numunede oluşan boy değişimidir.

Konsolidasyon sonrası numune kesit alanı, A_c , aşağıda belirtilen iki yöntemle göre belirlenmektedir. Bu çalışmadaki analizlerde, iki yöntemle belirlenen kesit alanlarının ortalamasının alınması tercih edilmiştir.

Yöntem I:

$$A_c = \frac{V_0 - \Delta V_{sat} - \Delta V_c}{H_c} \quad (5.9)$$

Burada,

ΔV_c ; konsolidasyon sırasında numunede oluşan toplam hacim değişimi,

ΔV_{sat} ; doyum aşaması sonunda, numunede oluşan hacim değişimi olup Denklem 5.7'den hesaplanır.

Yöntem II:

$$A_c = \frac{V_{wf} + V_s}{H_c} \quad (5.10)$$

Burada,

V_{wf} ; numunenin deney sonu su muhtevasına bağlı su hacmini,

V_s ; dane hacmini göstermektedir.

5.7.4. Monotonik deneylerde kesme aşaması (Shear)

Konsolidasyonlu drenajsız (CU) üç eksenli kesme deneyleri sırasında, eksenel deformasyon, uygulanan eksenel yük ve boşluk suyu basıncı değerleri kaydedilmektedir. Düşey yükleme, göçme anında boşluk suyu basınçlarının numune boyunca homojenliğinin sağlanabileceği bir hızda uygulanmalıdır. Konsolidasyonlu drenajsız monotonik deneylerde uygulanacak kesme hızının (birim şekil değiştirme hızı) belirlenebilmesi için de konsolidasyon süresinin önemi büyüktür. En büyük birim şekil değiştirme hızı, Denklem 5.11'e göre belirlenmektedir.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{yenilme}}{10.t_{50}} \quad (5.11)$$

Burada;

$\varepsilon_{yenilme}$; zemin numunesinde yenilmenin beklendiği eksenel birim deformasyon,
 t_{50} ; konsolidasyonun %50'sinin tamamlanması için gerekli süre olup, klasik konsolidasyon deneyinde kullanılan Casagrande (log t) yöntemine göre belirlenmektedir.

Bu çalışmadaki ön deneyler sırasında, zemindeki yenilmenin yaklaşık olarak %10 eksenel birim deformasyon seviyesinde gerçekleştiği, konsolidasyonun %50'sinin tamamlanma süresinin (t_{50}) ise efektif konsolidasyon basıncına bağlı olmakla beraber 5-15 dakika arasında değiştiği tespit edilmiştir. Ancak, çalışmada gerçekleştirilen monotonik deneyler, boşluk suyu basıncının numune boyunca homojen dağılımından emin olmak için Denklem 5.11'e göre belirlenen birim şekil değiştirme hızının 1/5-1/7'si bir değerlerle kesilmiştir. Bu çalışmadaki monotonik deneylerde, birim şekil değiştirme hızı, $\dot{\varepsilon} = 0.014$ %/dakika olarak seçilmiştir.

Uygulanan eksenel yükten dolayı oluşan eksenel birim deformasyon,

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_c} \quad (5.12)$$

ifadesinden hesaplanır. Kesme aşaması süresince, kesit alanında olan değişim, aksel birim deformasyon seviyesine bağlı olup, Denklem 5.13'e göre belirlenir.

$$A = \frac{A_c}{1 - \varepsilon} \quad (5.13)$$

Eksenel birim deformasyon değerlerinin hesaplandığı, deformasyon seviyelerinde zemine uygulanan ilave aksel yük değeri (P), kuvvet halkası veya yük hücresinden (load cell) belirlenerek, deviator gerilme Denklem 5.14'den hesaplanır.

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A} \quad (5.14)$$

Büyük asal gerilme,

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (5.15)$$

ifadesi ile belirlenir. Efektif büyük ve küçük asal gerilmeler (sırasıyla σ_1' ve σ_3') ise aşağıdaki eşitliklerle belirlenir.

$$\sigma_1' = \sigma_1 - \Delta u \quad (5.16a)$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - \Delta u \quad (5.16b)$$

Burada;

Δu ; ölçülen boşluk suyu basıncını göstermektedir.

5.7.5. Tekrarlı yükleme aşaması (Cyclic)

Doğada gerçekleşen tekrarlı yüklemelerin büyük bir bölümünün gerilme-zaman grafiklerinin düzensiz (rastgele) formda olduğu gözlenmektedir. Ancak, gerek bu düzensiz yükleme formlarının mühendislik değerlendirmelerinin yapılabilmesi, gerekse laboratuvar ortamında bu yüklemelerin uygulanabilmesi oldukça zordur. Bu nedenle, bu düzensiz yükleme formlarının daha anlaşılabilir eşdeğer gerilme

eğrilerine dönüştürülmesi işleri kolaylaştıracaktır. Seed vd. (1975b) eşdeğer kayma gerilmesinin (τ_{eq}), düzensiz kayma gerilmesindeki en büyük kayma gerilmesinin (τ_{max}) %65'i ile modellenebileceğini göstermiştir.

$$\tau_{eq} = 0.65 \times \tau_{max} \quad (5.17)$$

Deprem durumunda oluşması beklenen kayma gerilmesi ise aşağıdaki ifade ile belirlenebilmektedir.

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \times \sigma_{v0} \times r_d \quad (5.18)$$

Burada;

a_{max} ; zemin yüzeyindeki en büyük yatay yer ivmesi,

g ; yerçekimi ivmesi,

σ_{v0} ; düşey toplam gerilme,

r_d ; gerilme azaltma katsayısıdır.

Seed (1979), sıvılaşmaya neden olacak kayma gerilmelerini, tekrarlı gerilme oranı cinsinden ifade ederek yeni bir tanım gündeme getirmiştir (Mollamahmutoğlu ve Babuçcu, 2006). Tekrarlı gerilme oranı, eşdeğer tekrarlı kayma gerilmesi genliğinin, efektif düşey gerilmeye oranı olarak tanımlanmaktadır.

$$CSR = \frac{\tau_{eq}}{\sigma'_{v0}} \quad (5.19)$$

Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde, zemin numunesine kayma gerilmeleri direkt olarak uygulanamamaktadır. Bu nedenle, uygulanan düşey gerilme artışı ile zemin numunesi üzerinde oluşan kayma gerilmesi tahmin edilebilmektedir. Şekil 5.13a'da gösterildiği gibi, uygulanan tekrarlı deviatör gerilmenin, σ_{cyc} olduğu bir gerilme durumu Şekil 5.13b'deki Mohr dairesinde düşünülecek olunursa, kayma gerilmesi Mohr dairesinin yarıçapı kadar, yani $\sigma_{cyc}/2$ kadar olacaktır. Tekrarlı üç eksenli deney

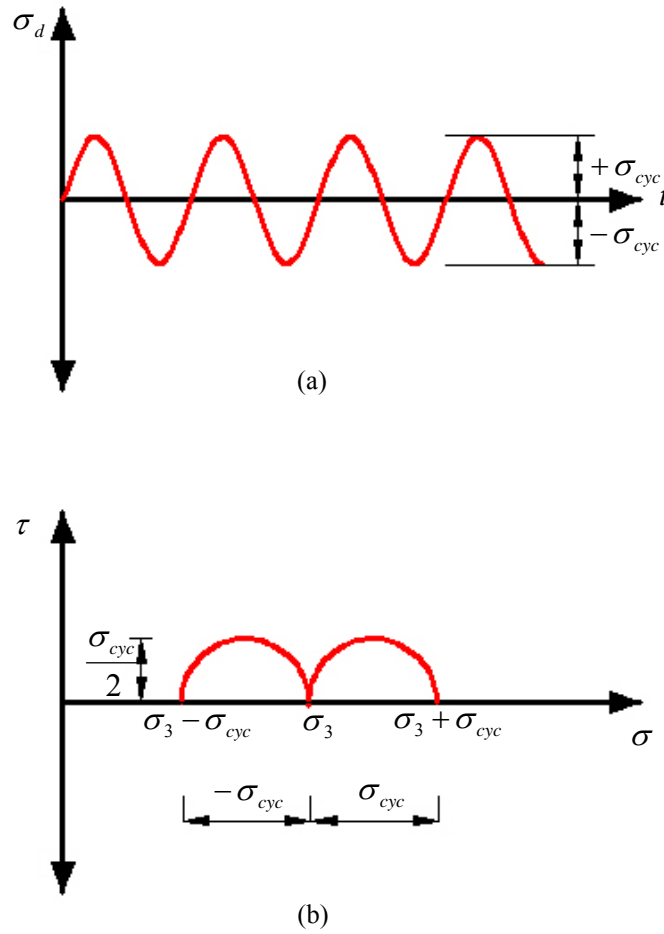
sisteminde izotropik olarak konsolide edilen numuneler için, tekrarlı gerilme oranı aşağıdaki ifade ile gösterilmektedir.

$$CSR = \frac{\tau_{eq}}{\sigma'_{3c}} = \frac{\sigma_{cyc}/2}{\sigma'_{3c}} = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \times \sigma'_{3c}} \quad (5.20)$$

Burada;

σ'_{3c} ; efektif konsolidasyon gerilmesini göstermektedir.

İstenilen tekrarlı gerilme oranı için uygulanması gereken tekrarlı yük büyüklüğü (P_{cyc}),



Şekil 5.13. Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde tekrarlı yükleme aşamasında gerilme durumu

$$P_{cyc} = 2 \times \sigma'_{3c} \times CSR \times A_c \quad (5.21)$$

ifadesinden hesaplanmaktadır.

Konsolidasyon aşamasının tamamlanmasının ardından, tekrarlı yükleme uygulamadan önce tekrarlı yükleme sırasında pistonun hücre içine ve dışına hareketinin hücre basıncı dalgalanmalarına sebep olmaması için, hava yastığının oluşturulması gerekmektedir. Hücrenin üst kısmında hava yastığı oluşturulurken, hücre basıncının azalmasına izin vermeden suyun hücreden çıkışı sağlanmalıdır. Kullanılan deney sistemi, hücre basıncına eşit hava basıncının hücreye verilmesinin ardından uygun miktarda suyun hücreden drenajını sağlayabilmektedir.

Doğadaki zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışları incelendiğinde, ani olarak gerçekleşen bu yüklemeler sırasında zemin boşluklarındaki suyun drene olabilmesi için yeterli zaman olmadığı belirlenmiştir. Dolayısıyla, laboratuvar deneylerinde de, zemin numuneleri drenajsız şartlarda tekrarlı yüklemelere maruz bırakılmaktadır. Bu nedenle, deney hücresinde hava yastığı oluşturulmasından sonra, sistemin drenaj vanaları kapatılmakta ve ilk çevrim basınç olacak şekilde 0.1 - 2 Hz frekansta ve istenilen tekrarlı gerilme oranında sinüzoidal formda tekrarlı yükleme uygulamasına geçilmektedir. Tekrarlı yükleme sırasında hücre basıncı sabit tutulmakta ve zamana bağlı olarak eksenel yük, eksenel birim deformasyon ve aşırı boşluk suyu basıncı kaydedilmektedir.

Bu çalışmada, uygulanan tekrarlı gerilme oranları, $CSR = 0.108 - 0.410$ arasında, uygulanan tekrarlı deviatör gerilme değerleri ise $\sigma_{cyc} = 35 - 150$ kPa arasında seçilmiştir. Tekrarlı yüklemeler sinüzoidal dalga formunda $f = 0.5$ Hz'lik frekans ile uygulanmıştır.

Deneye tabi tutulan numunelerin gerilme - şekil değiştirme özelliklerinin belirlenebilmesi için, tekrarlı yükleme sırasında oluşan her çevrimdeki histeresis ilmi için sönüm oranı ve Young modülü değerleri hesaplanmalıdır (Şekil 5.14).

Verilen bir histeresis ilmiği için % cinsinden ifade edilen malzeme sönüm oranı (D),

Bu histeresis ilmiği için çift ve tek genlikli eksenel birim deformasyonları sırasıyla,

$$\varepsilon_{DA} = \frac{S_{DA}}{H_c} \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_S = \frac{\varepsilon_{DA}}{2} \quad (5.25)$$

olarak tanımlanmaktadır.

Ancak, zemin dinamiği problemlerinde, Young modülü (E) yerine kayma modülü (G) ve eksenel birim deformasyon (ε) yerinde de kayma birim deformasyonu (γ) ifadeleri kullanılmaktadır. Kullanılan malzemenin poisson oranının (ν) bilinmesi halinde aşağıdaki eşitliklerle bu ifadeler arasında bir dönüşüm yapılabilecektir.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.26)$$

$$\gamma = \varepsilon(1+\nu) \quad (5.27)$$

Elastisite teorisine göre, hacimsel birim deformasyon (ε_{vol}),

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (5.28)$$

olarak tanımlanmaktadır. Asal birim deformasyonlar, üç eksenli deney sisteminde, aşağıdaki gibi tanımlanacaktır.

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_a \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon_3 = \varepsilon_r \\ \varepsilon_{vol} &= \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \end{aligned} \quad (5.29)$$

Drenajsız şartlarda, zemin numunesinde hacim değişimi oluşmayacağı için, hacimsel birim deformasyon, $\varepsilon_{vol} = 0$ 'dır. Poisson oranı,

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (5.30)$$

olarak tanımlandığında, drenajsız şartlarda poisson oranı (ν), Denklem 5.29 ve Denklem 5.30'dan, $\nu = 0.5$ olarak hesaplanacaktır.

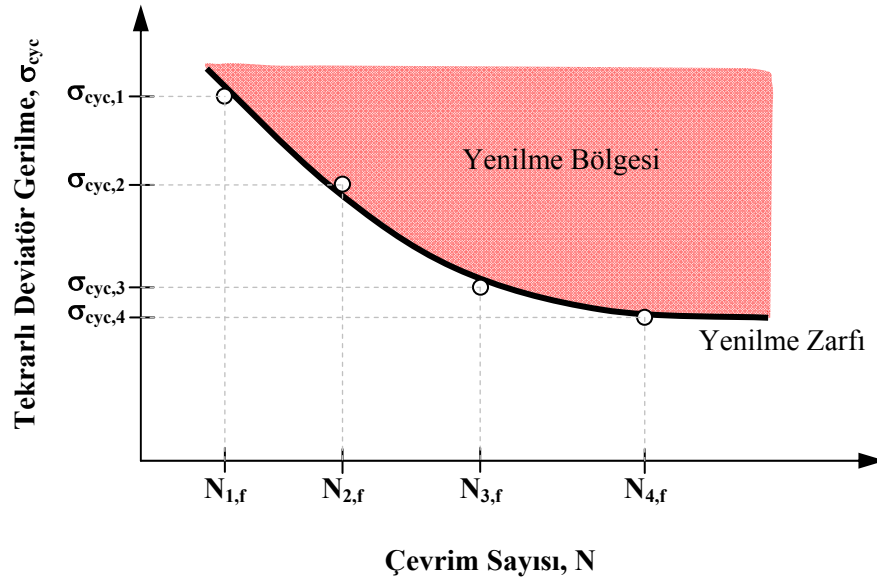
Literatürdeki çalışmalarda ise, Kokusho (1980), drenajsız şartlar altında tamamen suya doymun zeminlerin poisson oranının hemen hemen 0.5 olarak alınabileceğini önermiştir. Benzer şekilde, Ishihara (1996) da yumuşak doymun zeminler için poisson oranının yaklaşık olarak 0.5 olduğunu ve zeminin rijitliğinin artışıyla azalacağını göstermiştir.

Deney sonuçlarının önemli parametrelerinden bir diğeri de, özellikle kumlu zeminlerde, tekrarlı yüklemeden dolayı oluşan en büyük boşluk suyu basıncının (u_{\max}), efektif izotropik konsolidasyon gerilmesine (σ_{3c}') oranı olarak tanımlanan tekrarlı boşluk suyu basıncı oranıdır. Bu oran,

$$r_u = \frac{u_{\max}}{\sigma_{3c}'} \quad (5.31)$$

ifadesi ile hesaplanmaktadır. Boşluk suyu basıncı oranının, $r_u = \%100$ oluşu kumlu ve plastik olmayan siltli zeminlerde sıvılaşmanın gerçekleştiğini göstermektedir.

Tekrarlı yükler altındaki zeminlerin dinamik mukavemetlerinin belirlenmesi için tanımlanan yenilme kriterinin gerçekleştiği çevrim sayıları belirlenir. Aynı özellikteki farklı numuneler üzerinde en az üç deney gerçekleştirilerek, yenilme zarfı elde edilecektir. Eğrinin üstündeki bölgede, zemin yenilmesi beklenmektedir (Şekil 5.15).



Şekil 5.15. Dinamik mukavemet için yenilme zarfı tanımı

BÖLÜM 6. MONOTONİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEY SONUÇLARI ve DEĞERLENDİRİLMESİ

6.1. Giriş

Zeminlerin tekrarlı yüklemeler altında davranışlarının incelenmesinden önce statik şartlar altında davranışının ve yenilme şeklinin doğru olarak tespit edilmesi gerekmektedir. Bu çalışmada gerçekleştirilen monotonik basınç deneyleri, üç eksenli deney sisteminde izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde, drenajsız şartlarda (CU) birim deformasyon kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir. İzotropik olarak konsolide edilen numuneler 100 kPa, 200 kPa ve 400 kPa'lık efektif konsolidasyon basıncı altında kesilmiştir. Anizotropik olarak konsolide edilen numuneler ise ortalama efektif normal gerilme değeri 200 kPa ve 400 kPa olacak şekilde seçilen 3'er farklı gerilme durumunda deneye tabi tutulmuşlardır. Numunelerin doyurulma işlemi 490 kPa'lık ters basınç uygulanarak sağlanmıştır. Analizlerde kullanılan tüm monotonik deneyler, birim deformasyon kontrollü olarak, 0.014%/dakika birim deformasyon oranı ile kesilerek gerçekleştirilmiştir.

Çalışmada gerçekleştirilen monotonik üç eksenli deney sonuçları,

- a) Deviatör gerilme – Eksenel birim deformasyon ($\sigma_d - \epsilon$)
- b) Boşluk suyu basıncı oranı – Eksenel birim deformasyon ($\Delta u/\sigma_c' - \epsilon$)
- c) Efektif gerilme oranı – Eksenel birim deformasyon ($\sigma_1'/\sigma_3' - \epsilon$)
- d) Gerilme izi ($p' - q$)

olmak üzere 4 farklı grafik gösterimi ile sunulmuştur.

Burada, zemin mekaniğinde yaygın olarak kullanılan gerilme izi ifadeleri için bir ön değerlendirmenin yapılması uygun olacaktır. Bilindiği üzere, gerilme izleri tarifleri için Massachusetts Institute of Technology (MIT) ve Cambridge University

tarafından önerilen iki farklı tanım bulunmaktadır. Her iki ekolde de kullanılan simgeler (p ve q) aynı olduğu için kimi zaman bu durum karışıklığa sebep olabilmektedir. Literatürde sıkça yer aldığı gibi, bu çalışmada da, MIT tarafından önerilen gerilme izi ifadeleri t ve s, Cambridge ifadeleri ise p ve q olarak gösterilecektir (Parry, 2004).

σ_1' , σ_2' ve σ_3' sırasıyla büyük, ortanca ve küçük efektif asal gerilmeler olmak üzere, MIT ifadeleri;

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad ; \quad t' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad (6.1)$$

Cambridge ifadeleri ise;

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')$$

$$q' = \left[\frac{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2}{2} \right]^{1/2} \quad (6.2)$$

olarak tanımlanmaktadır. Üç eksenli deney sisteminde $\sigma_2' = \sigma_3'$ olduğu için Cambridge ifadeleri Denklem 6.3'deki gibi sade bir forma sokulabilmektedir.

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} \quad ; \quad q' = \sigma_1' - \sigma_3' \quad (6.3)$$

Üç eksenli deneyler gerçekleştirilirken, ilave olarak uygulanan aksenal gerilme (deviatör gerilme, q) direkt olarak ölçülebilmektedir. Ayrıca, radyal gerilme sayesinde üç boyutlu yükleme gerçekleştirilebilmektedir. Zeminlerin davranışında etkin olduğu bilinen ortanca efektif asal gerilme etkisinin de gerilme izinde dikkate alındığı Cambridge ekolünde, $\sigma_2' = \sigma_3'$ olduğu için ortalama efektif normal gerilme Denklem 6.3'deki p' ifadesi ile tanımlanabilmektedir. Wood (2004), bu gerekçelerden dolayı üç eksenli deney sisteminde gerçekleştirilen deneylerde

davranışın MIT tanımlamaları ile modellenmesinin uygun olmayacağını düşünmektedir. Bu nedenle, çalışmada deney sonuçlarının gösteriminde gerilme izleri oluşturulurken Cambridge ifadelerinden yararlanılmıştır.

6.2. Monotonik Üç Eksenli Basınç Deneyleri

Bu çalışmada gerçekleştirilen monotonik üç eksenli basınç deneyleri iki şekilde gerçekleştirilmiştir. Bunlardan ilkinde, serbest saha koşullarını modelleyebilmek için zemin numuneleri izotropik olarak konsolide edilmiştir. Diğer gruptaki deneyler ise, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminleri modelleyebilmek için anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. 3 farklı efektif konsolidasyon basıncı altında izotropik olarak konsolide edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerle, zeminin herhangi bir başlangıç kayma gerilmesine maruz kalmadığı durumdaki monotonik davranışı incelenmiştir. Ayrıca, başlangıç statik kayma gerilmesinin zeminin monotonik yükleme altındaki davranışına etkisini incelemek için, ortalama efektif normal gerilmenin 200 kPa ve 400 kPa olarak ayarlandığı, altı numune önce izotropik olarak konsolide edilmiş, daha sonra da drenajlı şartlarda gerilme kontrollü olarak anizotropik konsolidasyona maruz bırakılmışlardır. Her iki gruptaki numuneler, istenilen gerilme şartlarına ulaştıktan sonra 24 saat konsolidasyona müsaade edilmiş ve devamında birim deformasyon kontrollü olarak kesilmişlerdir. Tüm numuneler için yükleme hızı ve yenilme kriteri seçimi aşağıda özetlenmiştir. EK A'da başlangıç statik kayma gerilmesinin olduğu ve olmadığı monotonik üç eksenli basınç deney sonuçları grafiksel olarak sunulmuştur.

6.2.1. Yükleme hızı

Konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli monotonik deneylerde dikkat edilmesi gereken en önemli noktalardan birisi yükleme hızının belirlenmesidir. Literatürde zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti üzerinde yükleme hızının etkisinin incelendiği pek çok çalışma yer almaktadır (Lefebvre ve LeBoeuf, 1987; Ishihara, 1996; Zhu vd., 1999; Augustesen vd., 2004; Das, 2008; Rodriguez vd., 2009). Bu çalışmalar, eksenel birim

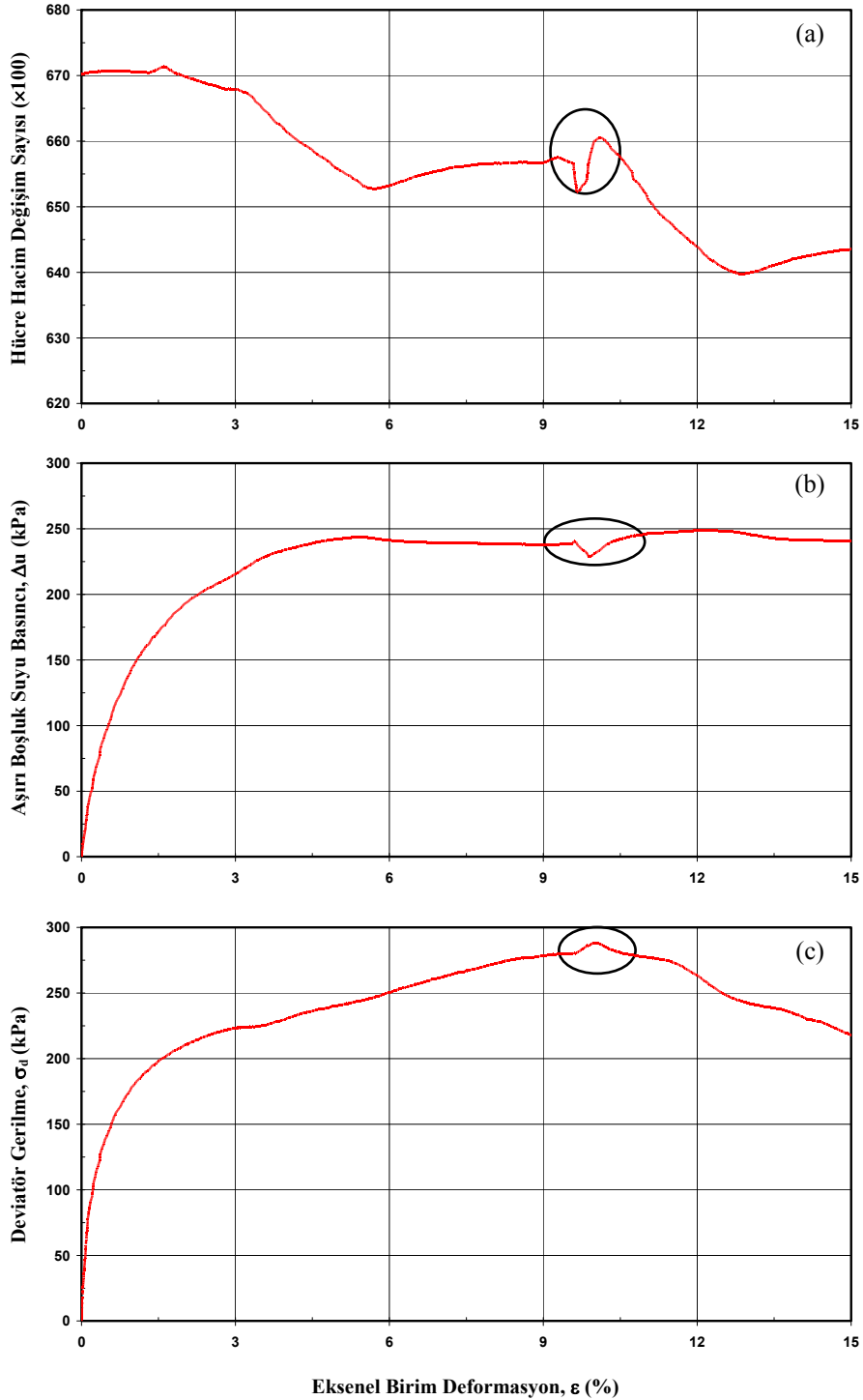
deformasyon oranının (kesme hızının) artışıyla, zeminlerin drenajsız kayma mukavemetlerinin arttığını göstermiştir.

Üç eksenli deney sisteminde boşluk suyu basınçları genellikle numunenin alt kısmındaki transdüserlerle ölçülmektedir. Ancak, numunede göçmenin gerçekleştiği düzlem, boşluk suyu basıncının ölçüldüğü noktadan farklıdır. Bu nedenle, yükleme hızı, tüm zemin numunesi boyunca boşluk suyu basıncının homojen olarak dağılmasına izin verecek şekilde seçilmelidir. Zira, bu durumun sağlanamaması, numunenin yenilme anındaki gerçek boşluk suyu basıncı değeri ile transdüserler aracılığıyla ölçülen boşluk suyu basıncının aynı olmamasına neden olacaktır. Bu durum, efektif gerilme analizleri sonucunda belirlenecek olan parametrelerin doğru olarak tespit edilmesini de engelleyecektir.

Bu çalışmada, ilk olarak, boşluk suyu basıncının numune boyunca homojen dağılımını sağlayabilmek için, kullanılan üç eksenli deney sisteminin izin verebildiği en küçük birim deformasyon kesme hızına yakın bir yükleme hızının ($\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika) kullanılması tercih edilmiştir. Kesme işlemi sonrasında deviatör gerilme ve aşırı boşluk suyu basıncının aksenal birim deformasyonla değişimi incelendiğinde, eğrinin belirli bölgelerinde ani sapmaların olduğu ve bu sapmaların ardından numune üzerindeki basınçların tekrar dengelenmesinin zaman aldığı gözlenmiştir. Şekil 6.1'de, 400 kPa'lık efektif konsolidasyon basıncı altında gerçekleştirilmiş deney sonuçları gösterilmektedir. Grafikler incelendiğinde, boşluk suyu basıncındaki ani düşüş anında, hücre basıncı sağlayıcısının, hücre içerisine kararsız bir şekilde su gönderip aldığı gözlenmektedir. Uzun süreli gerçekleştirilen (yaklaşık 3 gün) kesme işlemlerinde, bu dalgalanmaların sayısının arttığı ve basınçlarda yine değişimlere neden olduğu saptanmıştır (Şekil 6.2). Grafikler üzerindeki bu ani sapmaların nedeninin, yükleme süresinin çok uzun olmasından kaynaklanabileceği düşünülerek, birim deformasyon yükleme hızı artırılmasına karar verilmiştir.

Ancak, yeni birim deformasyon yükleme hızının, boşluk suyu basıncının numune boyunca homojen dağılımını sağlayacak şekilde seçilmesi şartının göz ardı edilmemesi gerekmektedir. Bununla ilgili olarak, ASTM D 4767 (2002)'de yer alan

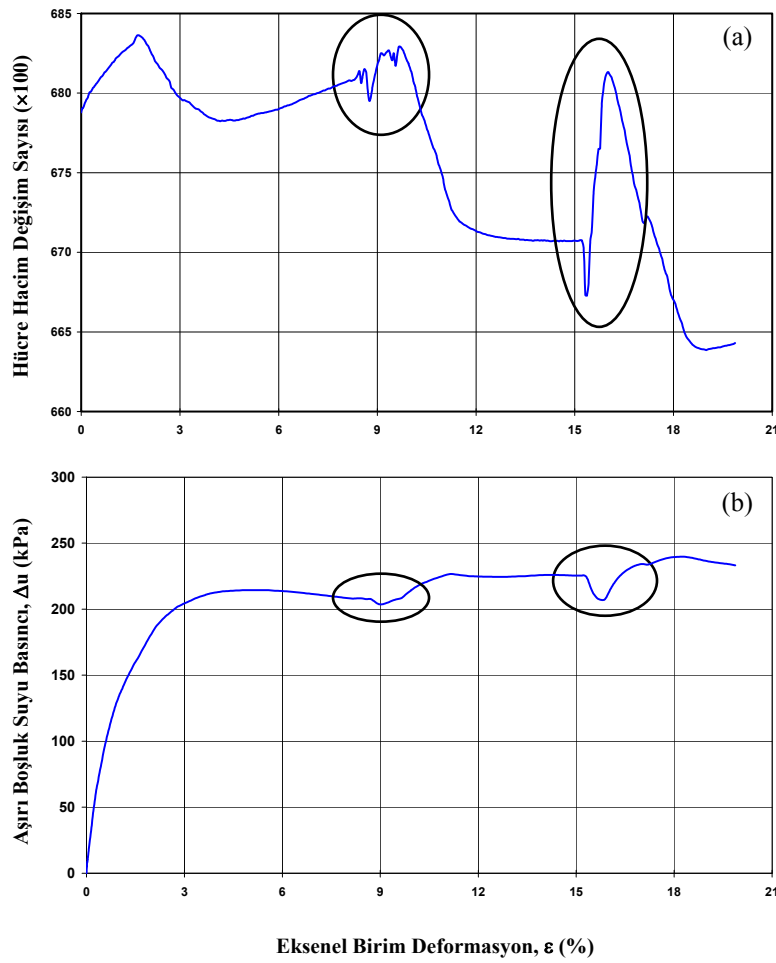
en büyük yükleme hızı ifadesi (bkz. Denklem 5.5) veya Denklem 6.4'de tanımlandığı gibi varsayılan yenilme birim deformasyonu ($\epsilon_{yenilme}$), yenilme zamanından (t_f) sonra olacak şekilde seçilmelidir (Sachan, 2005). Head (1986), yenilme anına ulaşmak için



Şekil 6.1. $\sigma'_c = 400$ kPa altında $\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika ile gerçekleştirilen %15 birim deformasyona izin verilen monotonik deneyler a) Hücre basıncı sağlama motorunun hacim değişimi ifadesi (makine değeri), b) Aşırı boşluk suyu basıncı, c) Deviatör gerilmenin eksenel birim deformasyonla değişimi

gereken sürenin, deneyin drenajlı veya drenajsız oluşu ile numune etrafında drenaj için filtre kağıdı kullanılıp kullanılmamasına göre değişiklik göstereceğini belirtmiştir (Tablo 6.1). Sancio (2003), Tablo 6.2’de gösterildiği gibi, drenajsız deneylerde minimum göçme zamanını likit limitin fonksiyonu olarak vermiştir. Burada, yenilme zamanı, $t_f = 4t_{50}$ olarak tanımlanmıştır.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{yenilme}}{t_f} \quad (6.4)$$



Şekil 6.2. $\sigma'_c = 400$ kPa altında $\dot{\varepsilon} = 0.005$ %/dakika ile gerçekleştirilen %20 birim deformasyona izin verilen monotonik deneyler a) Hücre basıncı sağlama motorunun hacim değişimi ifadesi (makine değeri), b) Aşırı boşluk suyu basıncı

Tablo 6.1. Yenilme zamanına ulaşmak için gereken süre, t_f (Head, 1986)

Deney Türü	Yanal filtre kağıdı olmaması durumunda	Yanal filtre kağıdı olması durumunda
CU	$0.51 \times t_{100}$	$1.8 \times t_{100}$
CD	$8.5 \times t_{100}$	$14 \times t_{100}$

Tablo 6.2. Likit limitin fonksiyonu olarak geçmedeki minimum süre (Sancio, 2003)

Likit Limit, w_L (%)	$t_f = 4t_{50}$ (dakika)
25	1.1
30	3.8
35	11.3
40	28.9
70	1500

Bu çalışmada, konsolidasyon aşamalarında numunelerde gözlenen hacim değişiminin zamanla değişim grafiklerinden konsolidasyonun %50'sinin tamamlanması için geçen süreler (t_{50}) hesaplanmış ve Tablo 6.3'de gösterilmiştir. Efektif konsolidasyon basınçlarının artmasıyla beraber, konsolidasyon sürelerinin de arttığı gözlenmiştir. Tüm monotonik deneylerde aynı birim deformasyon yükleme hızını seçmek için, en büyük t_{50} değerinin gerçekleştiği 400 kPa'lık konsolidasyon basıncına ait uygun yükleme hızının seçilmesine karar verilmiştir. Birim deformasyon yükleme hızının, ASTM D 4767 (2002)'ye göre belirlenmesinin ardından, daha emniyetli tarafta kalmak için bu değer yaklaşık 1/5'ine karşılık gelen ve %20 birim deformasyona 24 saatte ulaşan $\dot{\epsilon} = 0.014$ %/dakika'lık yükleme hızı değeri seçilmiştir. Benzer şekilde, Wang ve Siu (2006), kaolin kili üzerinde gerçekleştirdikleri drenajsız üç eksenli basınç deneylerinde en düşük permeabiliteli numuneler için gereken yükleme hızı olan 0.015 %/dakika değeri ile deneylerini gerçekleştirmişlerdir.

Çalışmada seçilen bu iki farklı yükleme hızının ($\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika ve $\dot{\epsilon} = 0.014$ %/dakika) numunedeki deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncında nasıl bir farklılık oluşturacağını tespiti için Şekil 6.3 oluşturulmuştur. Şekil 6.3b'de her iki yükleme hızında da boşluk suyu basıncı değişimlerinin birbirine çok yakın seyrettiği gözlenmektedir. Boşluk suyu basıncı eğrilerinin birbirine bu kadar yakın olmaları, her iki yükleme hızında da boşluk suyu basıncının numune boyunca dengelenebildiğinin bir göstergesi olarak düşünülebilir. Deviatör gerilme ise yükleme hızının artmasıyla birlikte beklenildiği gibi bir artış göstermiştir. Ancak yükleme

hızındaki yaklaşık 3 katlık artışın statik mukavemet üzerinde %5'den daha küçük bir artışa sebep olduğu anlaşılmaktadır. Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, ortak görüş, yükleme hızınının 10 kat artırılması durumunda drenajsız statik mukavemetin %7 - %20 aralığında ortalama olarak ise %10 civarında bir artış göstereceği yönündedir (Sheahan vd., 1996). Çalışmada gözlenen bu statik mukavemet artışı beklenen aralık dahilindedir.

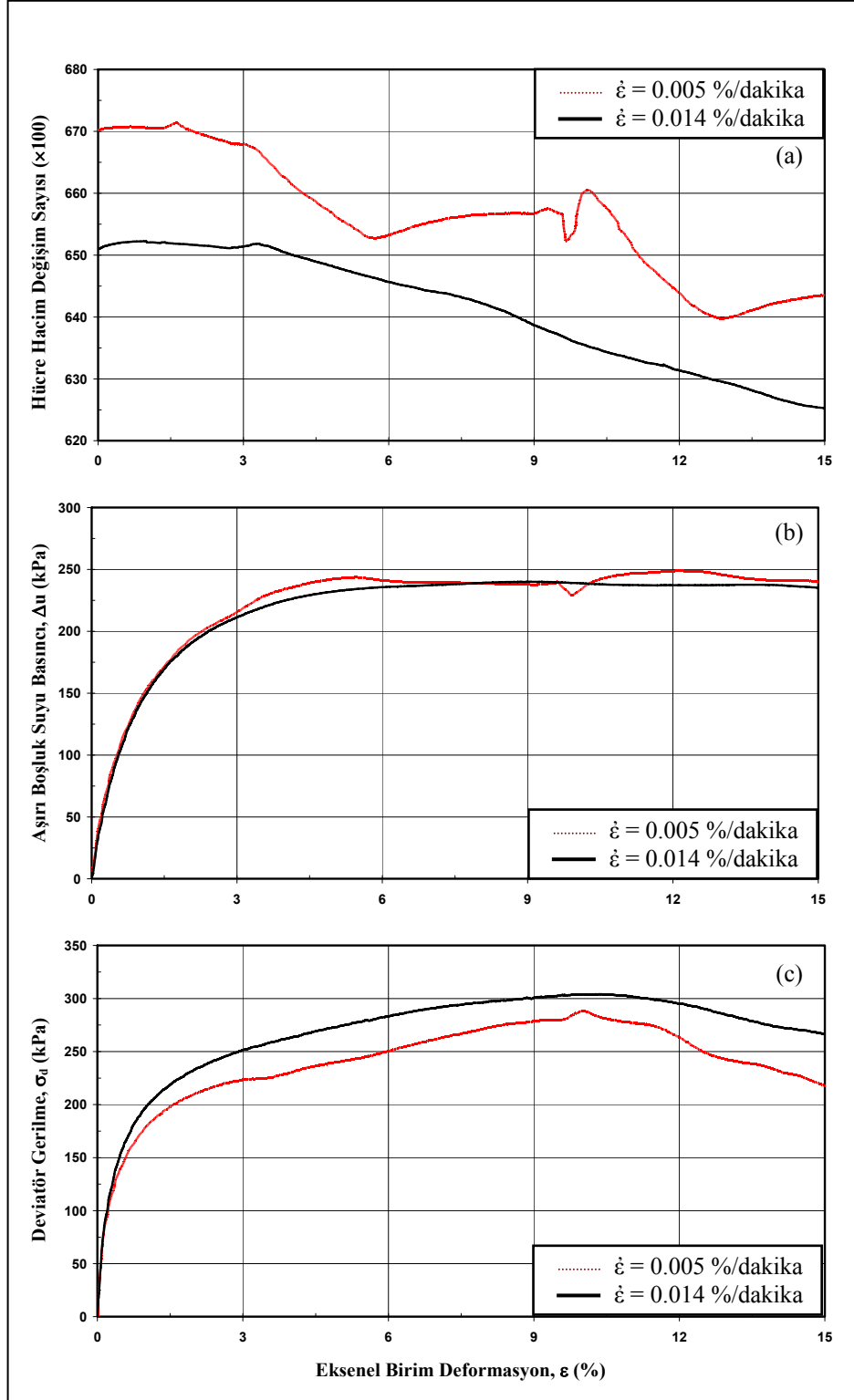
Tablo 6.3. Monotonik basınç deneylerinde uygulanan gerilmeler ve yükleme hızı

Deney No	σ_c' (kPa)	σ_{ters} (kPa)	t_{50} (dak)	$\dot{\epsilon}$ (%/dak)
RC-01	100	490	5.5	0.014
RC-02	200	490	8.0	0.014
RC-03	400	490	12.5	0.014

6.2.2. Yenilme kriteri

Monotonik deneylerde numunelerin yenilme anının belirlenmesi için farklı yenilme kriterleri bulunmaktadır. Bu kriterlerin seçimine, numunelerin gerilme-birim deformasyon davranışı incelenerek karar verilmektedir. Gevrek malzemelerde, yenilme anı çok açık olarak görülebilirken, sünek malzemelerde ise net bir yenilme noktası olmayıp, yenilme kriteri belirli bir birim deformasyona (%15-20 gibi) karşılık gelen gerilme değeri olarak seçilmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981). Efektif büyük asal gerilmenin, efektif küçük asal gerilmeye oranının pik değer göstermesi durumu da, yenilme kriteri olarak tanımlanabilmektedir (Önalp, 2002).

Bu çalışmada, izotropik olarak konsolide edilen numunelerin monotonik üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen gerilme – şekil değiştirme davranışı Şekil 6.4'de gösterilmiştir. Deneylerde kullanılan numunelerin yumuşak kil oluşundan dolayı, uygulanan deviatör gerilmenin çok net bir pik değer vermediği ve yenilme anının çok belirgin olmadığı görülmektedir. Ancak, yenilme anı olarak, büyük ve küçük asal gerilmeler arasındaki farkın (deviatör gerilmenin) en büyük değere ulaştığı birim deformasyon seviyesi kabul edilmiştir.



Şekil 6.3. $\sigma_c' = 400$ kPa altında $\dot{\epsilon} = 0.005$ %/dakika ve $\dot{\epsilon} = 0.014$ %/dakika ile gerçekleştirilen monotonik deneylerin karşılaştırılması a) Hücre basıncı sağlama motorunun hacim değişimi ifadesi (makine değeri), b) Aşırı boşluk suyu basıncı, c) Deviator gerilmenin eksenel birim deformasyonla değişimi

6.3. İzotropik Olarak Konsolide Edilen Numunelerin Monotonik Davranışı

İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilen konsolidasyonlu drenajsız monotonik üç eksenli basınç deneyleri (CIU) için, 100 kPa, 200 kPa ve 400 kPa'lık efektif çevre gerilmeleri seçilmiştir. Kesme sırasında uygulanan yük, eksenel deformasyon ve boşluk suyu basıncı değerleri bilgisayar kontrollü sistem ile sürekli olarak kaydedilmiştir.

Yenilme anındaki deviatör gerilme, aşırı boşluk suyu basıncı, eksenel birim deformasyon, asal gerilme oranları ve Cambridge yöntemi ile hesaplanmış gerilme izi ifadeleri ve Mohr gerilme daireleri Tablo 6.4'de özetlenmiş ve Şekil 6.4 - 6.10'da grafiksel olarak gösterilmiştir.

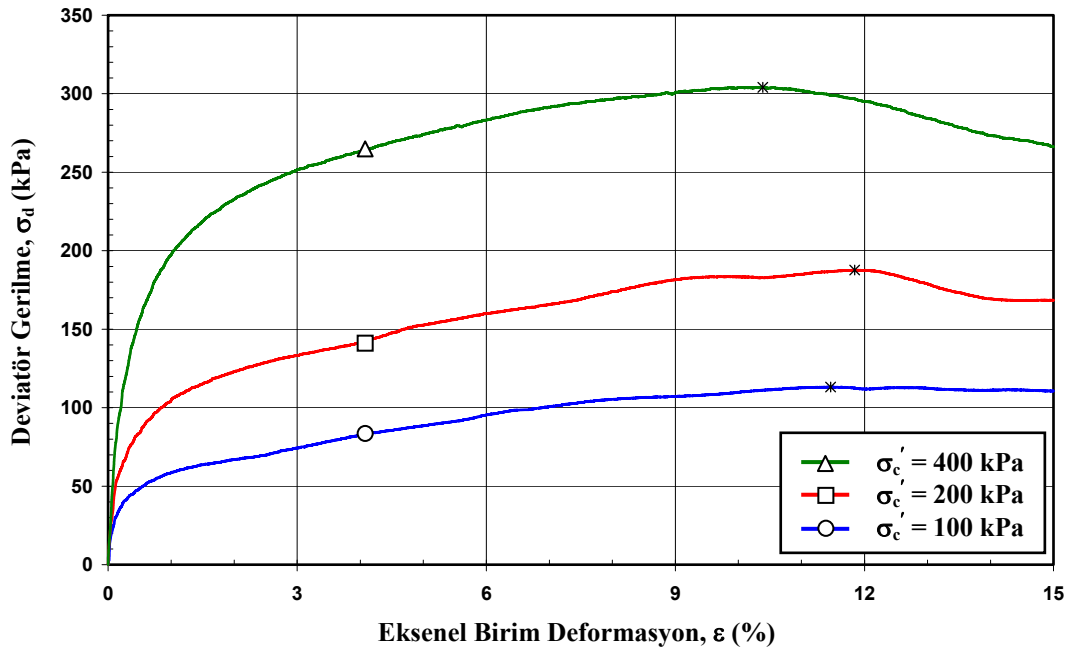
Tablo 6.4. Monotonik basınç deneylerinde yenilme anındaki değerler

Deney No	σ_c' (kPa)	Yenilme Anındaki Değerler					
		σ_d (kPa)	Δu (kPa)	ε (%)	σ_1' / σ_3'	p' (kPa)	q (kPa)
RC-01	100	113	59	11.5	3.8	78	113
RC-02	200	188	109	11.8	3.1	153	188
RC-03	400	304	238	10.4	2.9	263	304

Şekil 6.4'de görüldüğü gibi, efektif çevre gerilmesinin artışıyla, zeminin drenajsız kayma mukavemeti de artış göstermektedir. Uygulanan deviatör gerilmenin eksenel birim deformasyonla değişimi incelendiğinde, en büyük deviatör gerilme değerine %10-12 eksenel birim deformasyon seviyesinde ulaşıldığı görülmektedir. Üç farklı efektif konsolidasyon basıncı için de pik değerden sonra zeminin kayma direncinde hafif bir azalış gözlenmektedir. Şekil 6.5 drenajsız kesme sırasında, çevre basıncı ile normalize edilmiş deviatör gerilmenin eksenel birim deformasyonla değişimini göstermektedir. Efektif çevre gerilmenin artışıyla, normalize edilmiş deviatör gerilme değeri azalmaktadır.

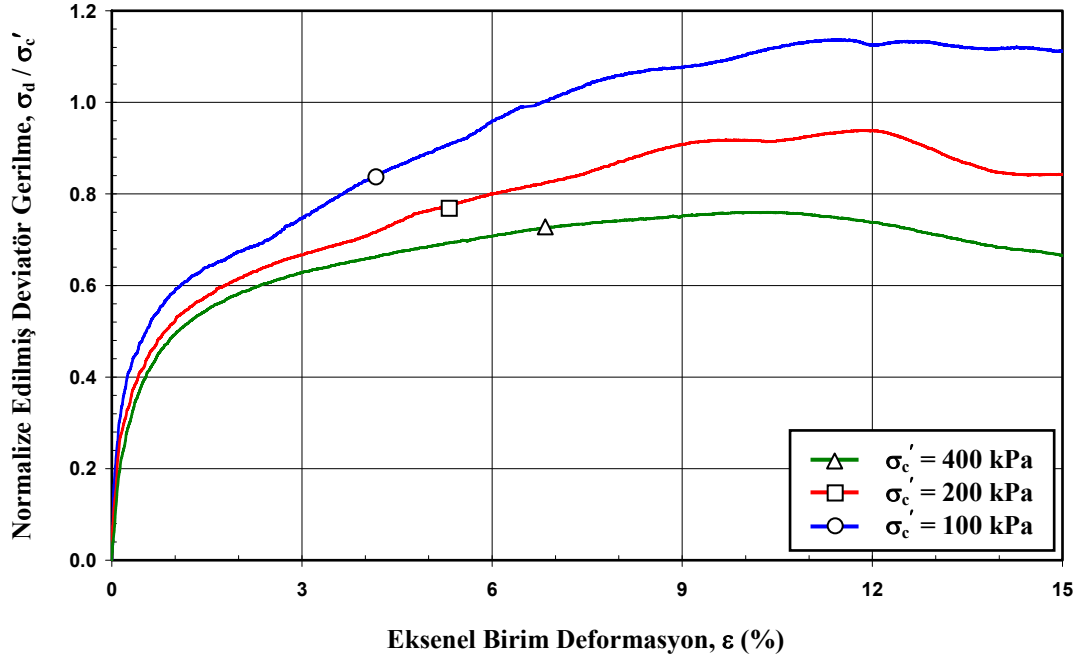
Drenajsız kesme sırasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyon ile değişimi incelendiğinde, numunelerin normal konsolide killerde beklenen davranışı sergilediği görülmektedir (Şekil 6.6). Kesme sırasında zemin iskeleti büzülme, konsolide olmaya çalışırken boşluklardaki suyu dışarı atmaya

çalışmakta, ancak drenaj mümkün olmadığı için boşluk suyu basıncı artış göstermektedir (Holtz ve Kovacs, 1981). Boşluk suyu basıncı en büyük değerine ulaştıktan sonra, kesme süresince değişim göstermemektedir. Kesme sırasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncı, efektif konsolidasyon basıncı ile normalize edildiğinde her üç numune için de boşluk suyu basıncı oranının, $\Delta u / \sigma_c' = 0.6$ civarında dağıldığı ve eğrilerin birbirlerine çok yakın olduğu görülmektedir (Şekil 6.7). Bu davranış, boşluk suyu basıncı oranının, çevre basıncından çok fazla etkilenmediğini göstermektedir.

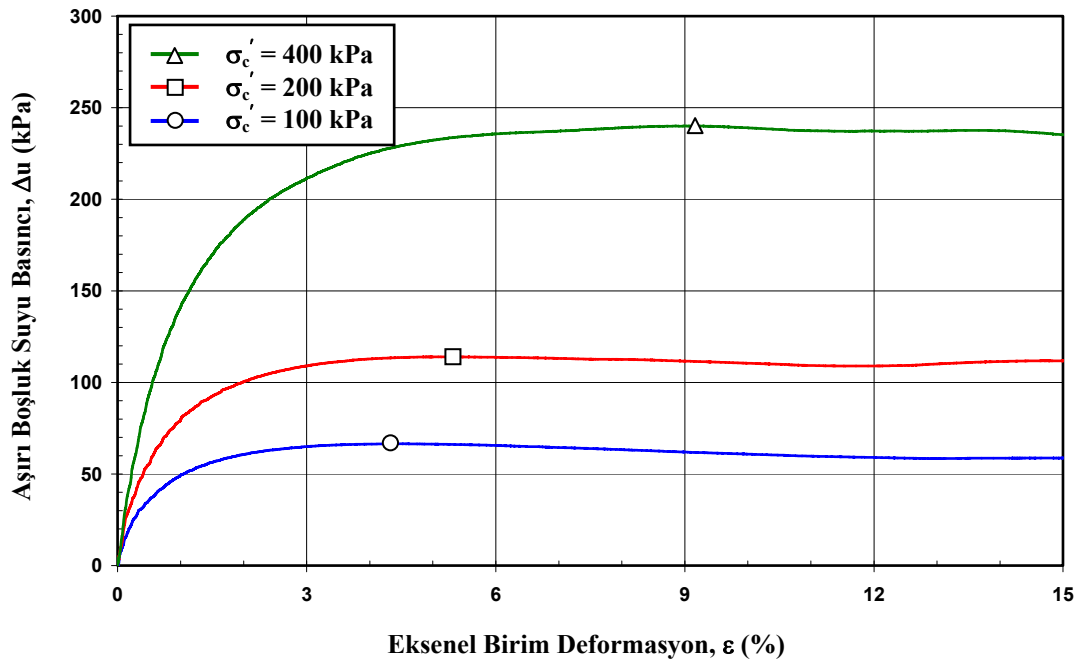


Şekil 6.4. İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi

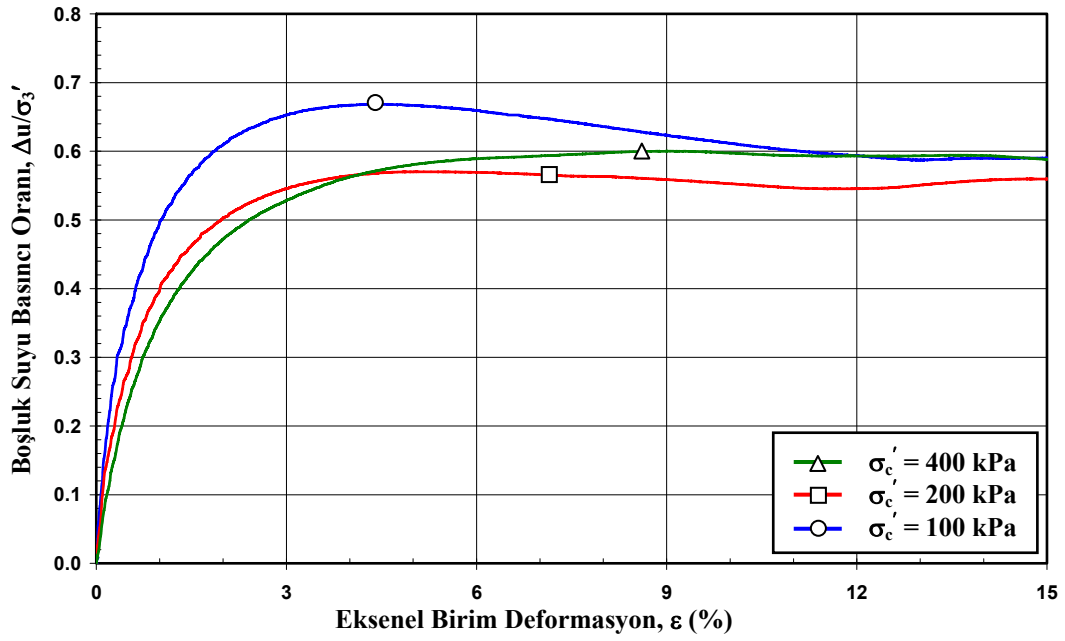
Literatürde yer alan yenilme kriterlerinden birisi olan asal gerilme oranının eksenel birim deformasyonla değişimi ise Şekil 6.8'de görülmektedir. Efektif çevre gerilmesindeki artışla, pik gerilme oranı değeri azalış göstermiştir. Özellikle 200 kPa ve 400 kPa hücre basıncı altındaki deneylerde, asal gerilme oranının pik değerinin olduğu birim deformasyonun da, pik deviatör gerilmedeki birim deformasyon seviyesine yakın olduğu görülmektedir. Head (1986), normal konsolide killer üzerinde gerçekleştirilen drenajsız deneylerin çoğunda, her iki yenilme kriterindeki birim deformasyon değerlerinin birbiri ile yaklaşık olarak aynı olduğunu belirtmektedir.



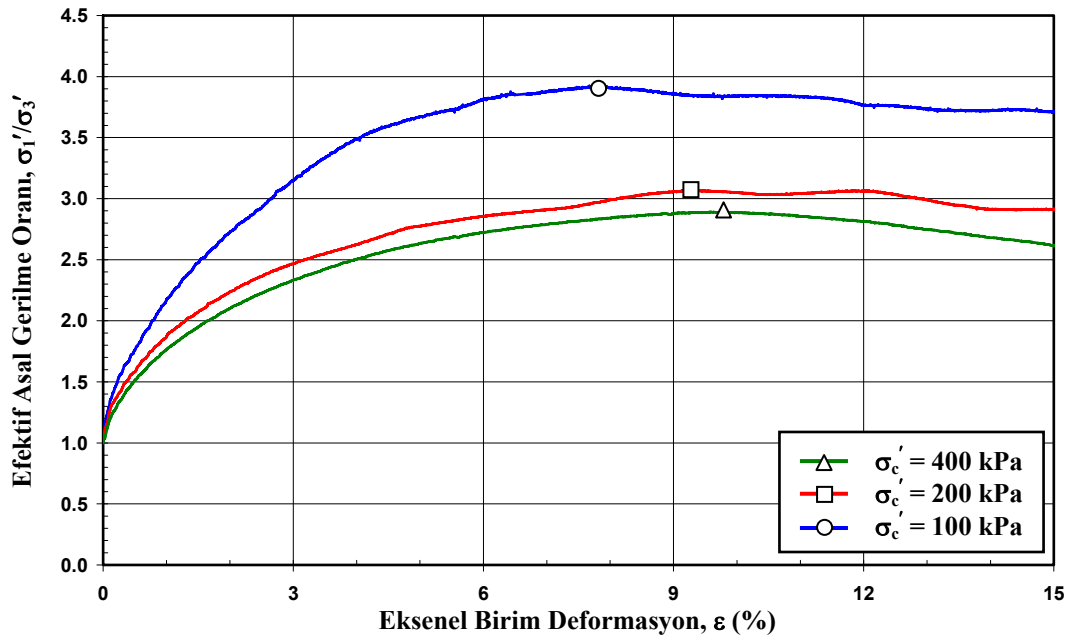
Şekil 6.5. İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için normalize edilmiş deviyatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi



Şekil 6.6. İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

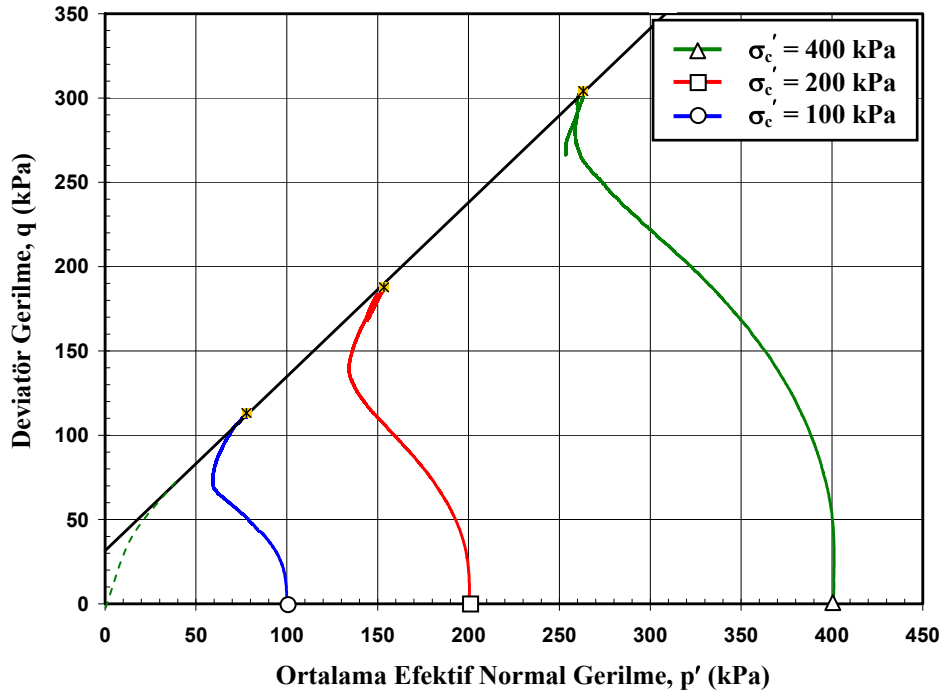


Şekil 6.7. İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için boşluk suyu basıncı oranı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

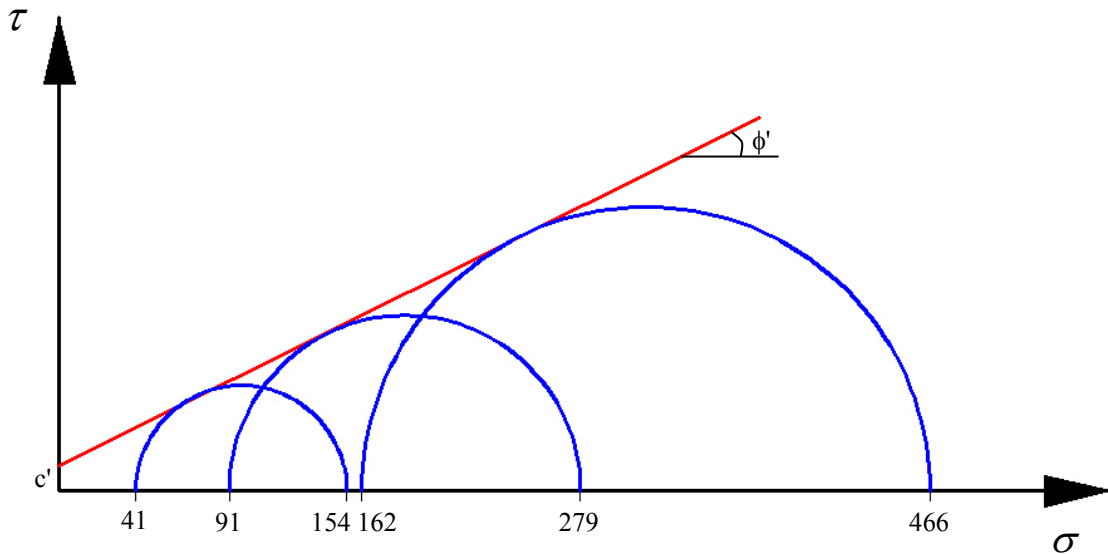


Şekil 6.8. İzotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için efektif asal gerilme oranı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

İzotropik konsolidasyon altında gerçekleştirilen drenajsız monotonik deneyler için gerilme izleri Şekil 6.9'da gösterilmektedir. Tanımlanan yenilme noktalarının ortak bir yenilme zarfı üzerine düştüğü görülmektedir. Yenilme zarfının eğimi, $M_c = 1.03$ olarak belirlenmiştir. Yenilme anlarındaki efektif gerilme durumlarının Mohr dairesi olarak gösterimi ise Şekil 6.10'da gösterilmektedir. Kayma direnci parametreleri, $c' = 14.5$ kPa ve $\phi' = 26.1^\circ$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 6.9. Monotonik üç eksenli basınç deneyleri için gerilme izleri



Şekil 6.10. Yenilme anındaki efektif gerilme esasına dayalı Mohr daireleri

6.4. Başlangıç Statik Kayma Gerilmesine Maruz Zeminlerin Monotonik Davranışlarının Üç Eksenli Deney Sistemi ile Belirlenmesi

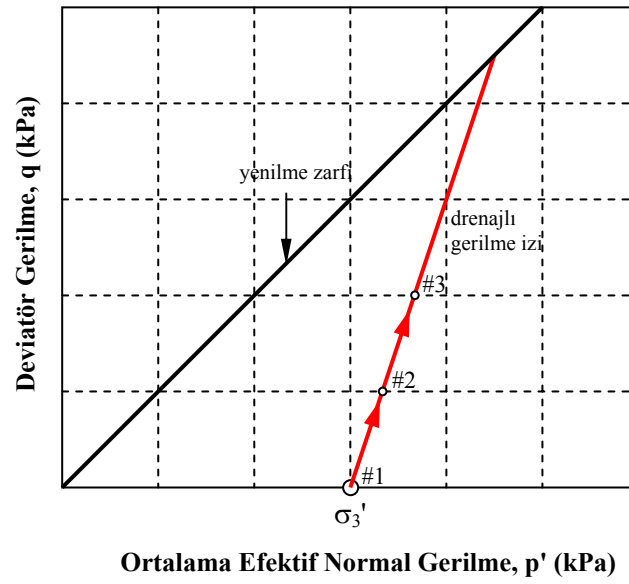
Yapı yükü altındaki zeminler ile yamaçlar, dolgular, barajlar ve rıhtım duvarları gibi eğimli yüzey altındaki zemin elemanları tekrarlı yüklemelerden önce de başlangıç kayma gerilmesine maruz kalmaktadırlar. Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı, zeminlerin drenajsız davranışı için ihmal edilemezdir (Hyde vd., 2006). Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışını anlamak için, anizotropik olarak konsolide edilen killerin drenajsız şartlarda monotonik kesme davranışının araştırılması faydalı olacaktır. Üç eksenli deney sisteminde numunelere direkt olarak kayma gerilmesi uygulanamadığı için, numune üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin oluşturulabilmesi için zeminin anizotropik olarak konsolide edilmesi gerekmektedir.

Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, numunelerin öncelikle σ_{3c}' gibi bir çevre basıncı altında izotropik olarak konsolide edildiği ve daha sonra istenilen gerilme oranı değerine kadar drenajlı şartlarda eksenel olarak statik deviatör gerilmeye maruz bırakıldığı görülmektedir. Bu yükleme sistemi ile arazi şartları karşılaştırıldığında, izotropik konsolide şartlarda olduğu kabul edilen zeminin, yapı yükü gibi dış yüklemeler dolayı ilave bir gerilmeye maruz kaldığı ve olası bir deprem sarsıntısı öncesinde konsolidasyonunu tamamladığı düşünülmektedir. Uzun süreli deprem öncesi gerilme koşullarının modellenmesi amaçlandığında kayma direncine drenajlı şartlarda ulaşmanın doğru olacağı düşünülmektedir (Ansal ve Yıldırım, 1985). Deprem sarsıntısının, zeminin konsolidasyonunu tamamlamadan önce de gerçekleşmesi söz konusu olabilecektir. Bu durumda, uygulanan statik deviatör gerilme altında zeminin konsolidasyonunu tamamlamadan tekrarlı yüklemeye maruz bırakılarak modellenebilecektir. Ancak, bu durumun gerçekleşme olasılığının düşük olduğu kabul edilerek, çalışmada anizotropik konsolidasyon sırasında uygulanan statik deviatör gerilme sonrasında zeminin konsolidasyonuna izin verilmiştir.

6.4.1. Üç eksenli deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma yöntemleri

Literatürde, üç eksenli deney sisteminde başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma şekliyle ilgili iki yöntemle rastlanmaktadır. Bu yöntemlerden birincisinde, numuneler belirli bir efektif konsolidasyon basıncı altında (σ_{3c}') izotropik olarak konsolide edilmekte ve daha sonra istenilen başlangıç kayma gerilmesine karşılık gelecek şekilde drenajlı şartlarda eksenel gerilme ($\sigma_d = \sigma_{1c}' - \sigma_{3c}'$) altında kesilmekte veya istenilen gerilme oranında ($K = \sigma_{1c}'/\sigma_{3c}'$) anizotropik olarak konsolide edilmektedir (Vaid ve Chern, 1983; Sakai ve Ochiai, 1986). Bu durumda oluşan gerilme izi, Şekil 6.11'de gösterildiği gibi drenajlı gerilme izi üzerinde hareket edecektir. Ön-kesme uygulaması sonunda zemine etkiyen kayma gerilmesi, $\tau_s = (\sigma_{1c}' - \sigma_{3c}') / 2$, ortalama efektif normal gerilme ise $p' = (\sigma_{1c}' + 2\sigma_{3c}') / 3$ olacaktır. Bu yöntemle göre hazırlanan deney setlerinde, başlangıç statik kayma gerilmesi veya gerilme oranı değeri arttıkça, ortalama efektif normal gerilme değeri de artış gösterecektir. Başlangıç statik kayma gerilmesi uygulanan zeminlerde, ortalama efektif normal gerilme (p'), efektif çevre gerilmesinden (σ_{3c}') büyük olduğu için iri daneli zeminlerde sıklık artmakta, ince daneli zeminlerde ise gerilme artışından dolayı boşluk oranı azalmakta ve zemin daha rijit bir hale gelmektedir. Yani, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisinin incelenmesi sırasında, efektif çevre gerilmeleri (σ_{3c}') aynı, fakat ortalama efektif normal gerilme (p') değerleri birbirinden farklı olan gerilme durumlarının karşılaştırıldığı görülmektedir.

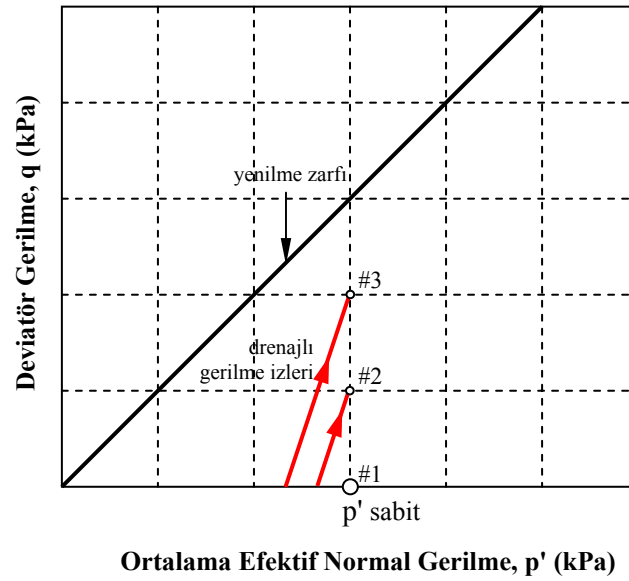
Başlangıç kayma gerilmesi etkisinin daha doğru yansıtıldığı düşünülen ikinci yöntemde ise, izotropik olarak konsolide edilen ($\sigma_{3c}' = p'$) zeminler ile ortalama efektif normal gerilmesi (p') sabit olacak şekilde seçilen gerilme şartları altında anizotropik olarak konsolide edilen zeminlerin davranışı karşılaştırılmaktadır (Yasuhara vd., 1998; Hyodo vd., 1991; Hyodo vd., 1994; Hyde vd., 2006; Hyde vd., 2007). Bu durumda, izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilen numunelerin hepsinde efektif çevre gerilmesi (σ_{3c}') ve eksenel asal gerilmesi (σ_{1c}') farklı, ortalama efektif normal gerilme (p') ise aynı değerde olmakta, başlangıç statik kayma gerilmesi ise, $\tau_s = (\sigma_{1c}' - \sigma_{3c}') / 2$ olmaktadır (Şekil 6.12).



Şekil 6.11. Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma yöntemleri (Yöntem I)

Pradhan ve Ueno (1998), yukarıda belirtilen her iki yöntem ile konsolide edilen üç eksenli numunelerin rijitliklerini karşılaştırmıştır. Düşey efektif gerilmenin (σ_{1c}') sabit tutulup, gerilme oranlarının ($K = \sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$) değiştirildiği deney setinde, gerilme oranının artışıyla zeminin rijitliğinin de arttığı görülmektedir. Gerilme oranının artışı, yanal efektif gerilmeyi artırmakta ve ortalama efektif normal gerilme artacağı için Yöntem I'de vurgulandığı gibi zeminin rijitliğinin artması olağan bir sonuç olarak karşımıza çıkmaktadır. Ortalama efektif normal gerilmenin sabit tutulduğu ikinci grup deney setinde ise, rijitliğin gerilme oranından çok fazla etkilenmediği görülmektedir. Bu durum, zeminin rijitliği üzerinde yanal veya düşey gerilme değerlerinden ziyade ortalama efektif normal gerilmenin daha hakim olduğunu göstermektedir.

Zemin dinamiğinde, genel formu Denklem 6.5'de verilen, düşük deformasyon seviyelerindeki en büyük kayma gerilmesinin belirlenmesi için geliştirilen ampirik yöntemlerde, efektif çevre gerilmesi (σ_c') yerine ortalama efektif normal gerilme ($p' = \sigma_0'$) ifadelerinin kullanılıyor oluşu, ortalama efektif normal gerilmenin zemin davranışında daha etkin olduğu düşüncesini doğurmaktadır (Pradhan ve Ueno, 1998; Kallioglou vd., 2008).



Şekil 6.12. Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanma yöntemleri (Yöntem II)

$$G_{\max} = A \cdot f(e) \cdot (\sigma'_0)^n \cdot (p_a)^{1-n} \cdot g(OCR, PI) \quad (6.5)$$

Yukarıda belirtilen hususlardan dolayı, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının zemin üzerindeki etkisinin incelendiği bu çalışmada, ortalama efektif normal gerilmenin etkisini devre dışı bırakabilmek için ortalama efektif normal gerilmenin (p') sabit olduğu bir deney seti ile çalışmaya karar verilmiştir. Deney setlerinde istenilen başlangıç statik kayma gerilmesi ve ortalama efektif normal gerilmesinin sağlanabilmesi için uygulanması gerekli çevre ve eksenel efektif gerilme değerlerini belirlemek için Denklem 6.3'deki eşitliklerin dönüşümleri kullanılabilir.

$$\text{Ortalama efektif normal gerilme, } p' = \frac{\sigma'_{1c} + 2\sigma'_{3c}}{3},$$

$$\text{Statik deviyatör gerilme, } q_s = \sigma'_{1c} - \sigma'_{3c} \text{ ve}$$

$$\text{Başlangıç statik kayma gerilmesi, } \tau_s = \frac{q_s}{2} = \frac{\sigma'_{1c} - \sigma'_{3c}}{2} \text{ olmak üzere,}$$

İstenilen ortalama efektif çevre gerilmesinin sağlanabilmesi için uygulanacak olan efektif çevre gerilmesi (σ_{3c}'), efektif eksenel gerilme (σ_{1c}') ve statik deviatör gerilme (q_s) sırasıyla,

$$\sigma_{3c}' = p' - \frac{2\tau_s}{3} \quad (6.6)$$

$$\sigma_{1c}' = \frac{4\tau_s}{3} + p' \quad (6.7)$$

$$\sigma_d = q_s = 2\tau_s \quad (6.8)$$

ifadeleri ile hesaplanmıştır.

Zeminlerin davranışı üzerinde ön-kesmenin (başlangıç statik kayma gerilmesinin) etkisini araştırmak için farklı laboratuvar yöntemleri kullanılmaktadır. Ön-kesme aşaması, statik veya tekrarlı yüklemeler altında birim deformasyon veya gerilme kontrollü olarak gerçekleştirilebilmektedir (Rahhal ve Lefebvre, 2000). Literatürdeki çalışmaların büyük bir bölümünde, izotropik konsolidasyon sonrasında gerçekleştirilen, anizotropik konsolidasyonun yükleme hızı ile ilgili bir bilginin verilmediği görülmektedir. Bunun nedeninin, konsolidasyon sırasında numuneye gerilme artışlarının kısa bir süre içerisinde uygulanması ve devamında drenaja izin verilmesinin olabileceği düşünülmektedir. Bazı çalışmalarda ise, monotonik yüklemelerde olduğu gibi birim deformasyon kontrollü olarak eksenel deviatör gerilmelerin uygulandığı görülmektedir (Song, 2003; Arangelovski ve Towhata, 2004). Diğer bir grupta ise, deviatör gerilmeler, drenajlı şartlar altında gerilme kontrollü olarak gerçekleştirilmektedir (Yoshimi ve Oh-Oka, 1975; Pradhan ve Ueno, 1998; Song vd., 2004; Hyde vd., 2006). Bu çalışmada kullanılan deney sistemi yazılımı, zeminin konsolidasyonu için uygulanacak gerilmelerin artış oranının gerilme kontrollü olarak gerçekleştirilmesine müsaade etmektedir. Yani, istenilen efektif konsolidasyon gerilmesine ne kadar sürede ulaşılacağı bilgisi gerekmektedir. Bu nedenle, çalışmada, anizotropik konsolidasyon aşamasındaki deviatör gerilme artışı gerilme kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir.

Yoshimi ve Oh-Oka (1975), kumlar üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmalarında, başlangıç statik kayma gerilmesini 1 kPa/dakika yükleme hızı kullanmışlardır. Pradhan ve Ueno (1998), konsolidasyon sırasında gerilme artışını 0.5 kPa/dakika olarak seçmiştir. Song vd. (2004), basit kesme deney sisteminde siltli numunelere yaklaşık 3.3 kPa/dakika yükleme oranı altında başlangıç kayma gerilmesi uygulamışlardır. Hyde vd. (2006), düşük plastisiteli siltli numunelere başlangıç statik kayma gerilmesi uygulanmak için numuneleri önce izotropik olarak konsolide etmişler, daha sonra gerilme oranı 1 kPa/dakika'lık bir yükleme hızı ile gerilme kontrollü olarak kesmişlerdir.

Literatürdeki değerlere bağlı kalarak bu çalışmada, izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerde başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanabilmesi için gerekli deviatör gerilmenin, drenajlı şartlarda ve 1 kPa/dakika'lık yükleme hızı ile uygulanmasına karar verilmiştir. İstenilen anizotropik gerilme şartlarına ulaşıldıktan sonra, boşluk suyu basıncının sönümlenmesi için numuneler 24 saat konsolidasyona bırakılmıştır.

6.4.2. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin monotonik davranışı

Çalışmanın bu bölümünde, aynı ortalama efektif normal gerilme altında konsolide edilen zemin numunelerinin, monotonik yükleme şartlarındaki davranışı üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisi araştırılmıştır. Bu etkinin tespiti için, farklı başlangıç statik kayma gerilmesi seviyeleri ile çalışılmıştır. Deneylerde uygulanacak olan başlangıç statik kayma gerilmesi değerleri seçilirken, numunelerin anizotropik konsolidasyon sırasında yenilmemesine dikkat edilmelidir. Bunun için, izotropik olarak konsolide edilen numunelerin davranışından elde edilen yenilme zarfı kullanılabilir. Anizotropik konsolidasyon sonrasında, gerilme izinin p' - q uzayında noktalandığında, bu gerilme durumunun yenilme zarfının altında kalacağından emin olmak gerekmektedir. Aksi halde, anizotropik konsolidasyon sırasında, numunede büyük deformasyonlar oluşacak ve kesme aşamasına ulaşmadan zeminde göçme gerçekleşecektir.

Bu çalışmada, 4 farklı başlangıç kayma gerilme seviyesi için zemin davranışı incelenmiştir. Bu gerilme şartlarından birincisi, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı ($\tau_s = 0$) durumdur. Bu duruma ait deney sonuçları, izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerden (RC-02 ve RC-03) elde edilmiştir. Diğer üç deney ise, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının (τ_s/p') 0.15, 0.30 ve 0.45 olduğu gerilme durumlarında gerçekleştirilmiştir. Gerilme izi üzerindeki gösterimler ile uyumu açısından, bu değerler başlangıç statik kayma gerilmesi yerine deviatör gerilme oranı (q_s/p') cinsinden tanımlanacak olursa, yüklemeler $q_s/p' = 0.3; 0.6$ ve 0.9 olacaktır. Çalışmada ayrıca, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin monotonik yükler altındaki davranışı üzerinde ortalama efektif normal gerilmesinin etkisini belirleyebilmek için $p' = 200$ kPa'lık gerilme durumuna ilave olarak $p' = 400$ kPa'lık gerilme durumları için de üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir.

6.4.2.1. $p' = 200$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme durumu

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının etkilerini belirlemek için, ilk olarak ortalama efektif normal gerilmenin 200 kPa olarak uygulandığı gerilme durumları incelenecektir. İstenilen gerilme durumlarının oluşturulması için, başlangıç kayma gerilmesi oranı (τ_s / p') 0.15, 0.30, 0.45 olan numuneler öncelikle, Denklem 6.6 ile hesaplanan, sırasıyla, 180 kPa, 160 kPa ve 140 kPa'lık izotropik çevre basınçları altında 24 saat boyunca konsolide edilmiştir. Daha sonra, Denklem 6.8'e göre hesaplanan deviatör gerilme değerleri (q_s) altında, sırasıyla 60 kPa, 120 kPa ve 180 kPa'lık 24 saat süren anizotropik konsolidasyona bırakılmıştır. Böylece, drenajsız monotonik kesme öncesinde, numunelerin 30 kPa, 60 kPa ve 90 kPa'lık başlangıç statik kayma gerilmelerine maruz kalması sağlanmıştır (Tablo 6.5). Anizotropik olarak konsolide edilen numuneler de, izotropik olarak konsolide edilen numunelerde olduğu gibi, drenajsız kesme aşamasında 0.014%/dakika'lık birim deformasyon oranı altında kesilmiştir.

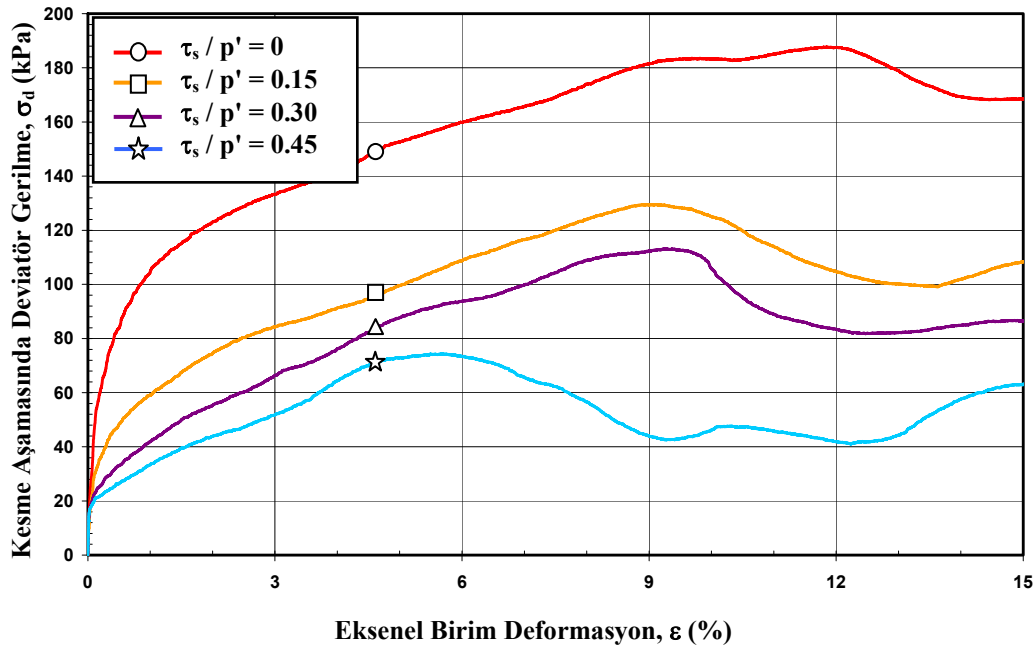
Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin drenajsız şartlardaki davranışları incelenirken, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durum ile karşılaştırmaların kolay olabilmesi için $p' = 200$ kPa altındaki izotropik olarak

konsolide edilmiş numuneye (RC-02) ait deney sonuçları da grafikler üzerinde gösterilmiştir.

Tablo 6.5. Anizotropik konsolidasyon şartlarında uygulanan gerilme durumu ($p' = 200$ kPa)

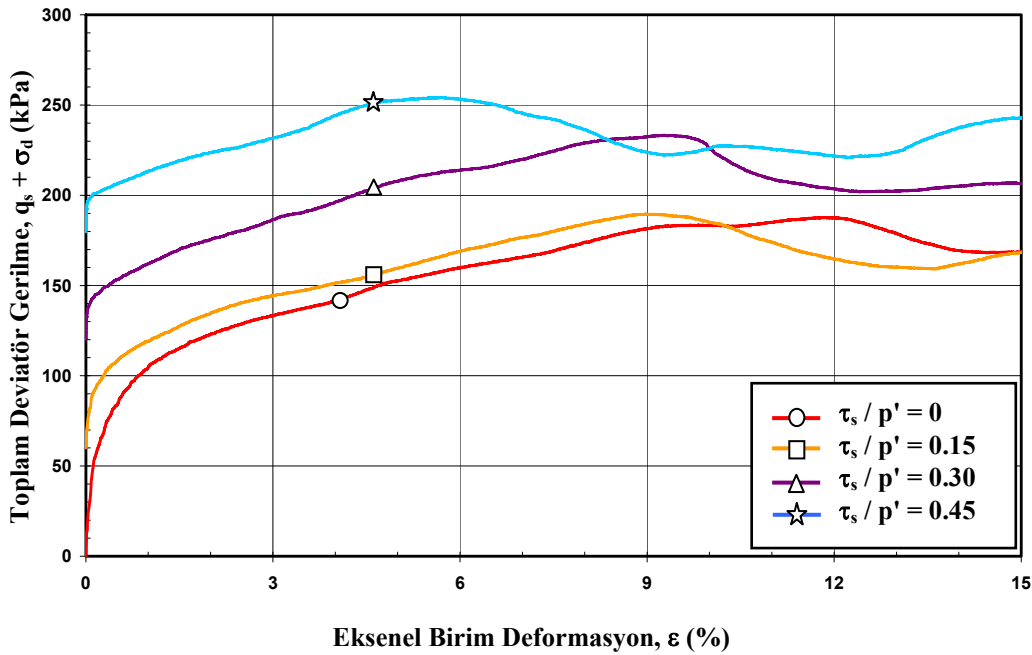
Deney No.	σ_{3c}' (kPa)	σ_{1c}' (kPa)	p' (kPa)	τ_s (kPa)	τ_s / p'	Drenajlı Kesme Hızı, (kPa/dak)	Drenajsız Kesme Hızı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)
RCA-01	180	240	200	30	0.15	1	0.014
RCA-02	160	280	200	60	0.30	1	0.014
RCA-03	140	320	200	90	0.45	1	0.014

Şekil 6.13'de, $p' = 200$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin kesme aşamasındaki deviyör gerilme – aksel birim deformasyon ilişkisi gösterilmektedir. Anizotropik olarak konsolide edilen numunelerin, izotropik olarak konsolide edilen numuneye göre daha düşük birim deformasyonlarda yenildiği görülmektedir. İzotropik numunelerde (Şekil 6.4) olduğu gibi anizotropik konsolide numuneler de pik değere ulaştıktan sonra birim deformasyon yumuşaması davranışı göstermektedir. Anizotropik olarak konsolide edilen numunelerde, başlangıç statik kayma gerilmesi arttıkça, pik sonrası birim deformasyon yumuşaması eğiliminin daha dikkat çekici olduğu görülmektedir.



Şekil 6.13. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin kesme aşamasındaki deviyör gerilme – aksel birim deformasyon ilişkisi

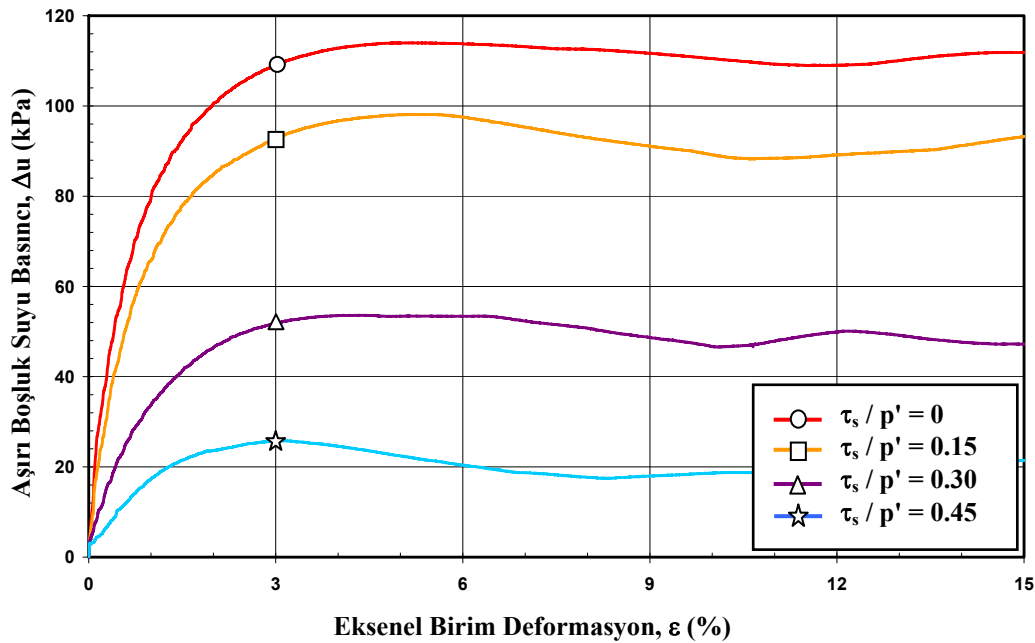
Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin gerek statik gerekse dinamik yükler altındaki davranışları incelendiğinde, araştırmacıların, sıklıkla, numunenin maruz kaldığı toplam deviatör gerilmeyi de grafiksel olarak gösterdiği görülmektedir. Bu bakış açısında, zeminlerin drenajlı şartlarda maruz kaldığı ön-kesme gerilmesi (q_s) ile kesme aşamasında maruz kaldığı deviatör gerilmenin (σ_d) toplamı incelenmektedir. Şekil 6.14’de başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin, toplam deviatör gerilme - birim deformasyon ilişkisi gösterilmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin sağlandığı ön-kesme aşamasında numunelerin drenajına izin verildiği için, numunelerin toplam statik mukavemetleri artış göstermektedir. Şekil 6.14’de görüldüğü gibi, düşük başlangıç statik kayma gerilmesi değerlerinde ($\tau_s/p' = 0.15$) toplam deviatör gerilme değerinin, izotropik olarak konsolide edilmiş numunenin değerine çok yakın olmaktadır. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmeli durumlarda, yenilme daha küçük eksenel birim deformasyon seviyelerinde gerçekleşmektedir.



Şekil 6.14. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin ön-kesme ve kesme aşamasında maruz kaldıkları toplam deviatör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi

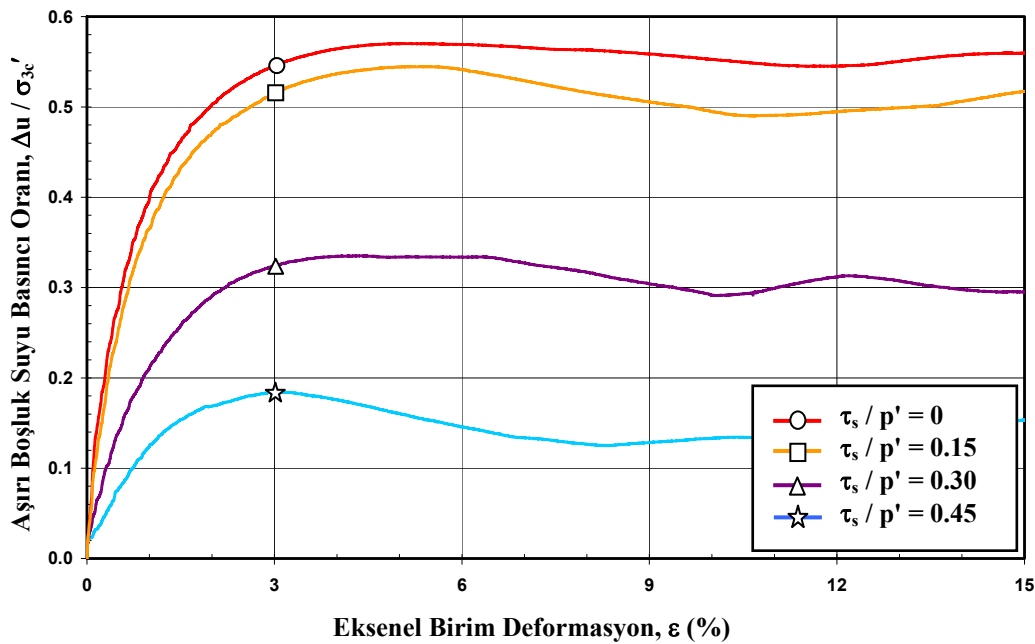
Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin, drenajsız kesme sırasında boşluk suyu basıncı oluşumu davranışı Şekil 6.15’de gösterilmiştir. Drenajsız kesme öncesinde numunenin maruz kaldığı ön-kesme değeri (q_s) arttıkça, oluşan boşluk

suyu basıncı azalmaktadır. Özellikle başlangıç kayma gerilmesi oranı (τ_s/p') 0.45 olan numunede, kesme sırasında boşluk suyu basıncının 25 kPa gibi düşük bir değerde kaldığı görülmektedir. Boşluk suyu basıncının kesme öncesindeki efektif çevre gerilmesi ile normalize edilmesi durumu Şekil 6.16'da gösterilmiştir. Toplam gerilme – birim deformasyon davranışındakine benzer olarak, normalize edilmiş boşluk suyu basıncı oluşumu davranışında da, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı $\tau_s/p' = 0$ ve $\tau_s/p' = 0.15$ olan gerilme ait eğrilerin birbirlerine yakın seyrettiği görülmektedir. Bu iki davranış birlikte ele alındığında, başlangıç statik gerilme oranının küçük değerlerinde ($\tau_s/p' = 0.15$ gibi), başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının zemin davranışı üzerinde çok etkili olmadığı anlaşılmaktadır. Ancak, başlangıç statik gerilme oranının artışıyla beraber, boşluk suyu basıncı değerlerinde önemli miktarda azalışlar ortaya çıkmaktadır. Bu durum, yapı yükü altında konsolide olmuş zeminlerin ilave yükler (tekrarlı veya monotonik) altında, boşluk suyu basıncı artışlarının sınırlı kalacağı anlamına gelmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerinde, boşluk suyu basıncındaki bu azalışın, özellikle, zemin dinamiği konularında ayrı bir önemi vardır.



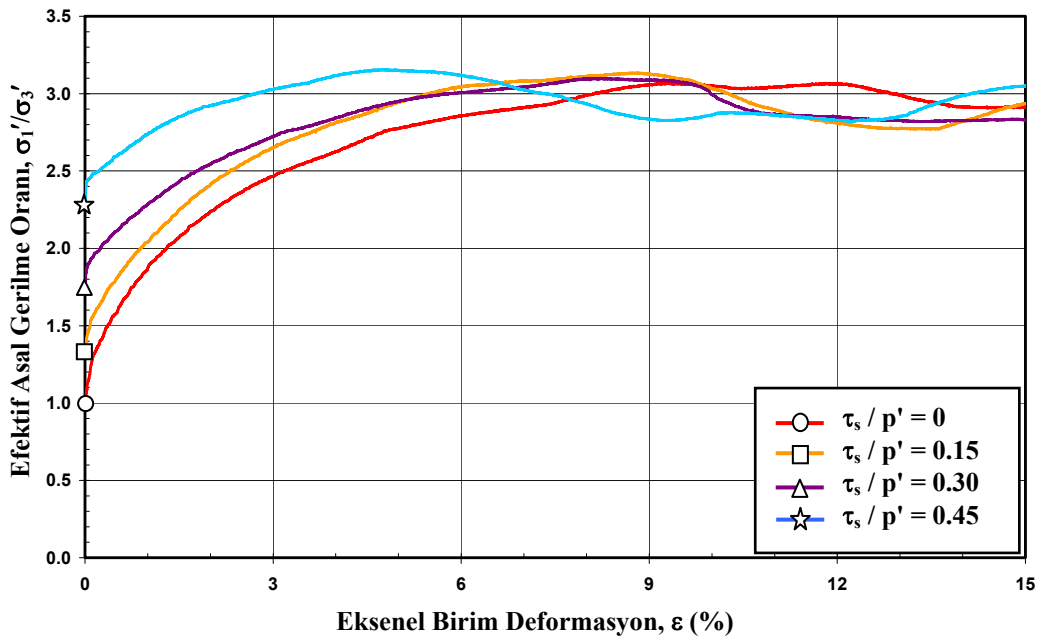
Şekil 6.15. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının, asal gerilme oranı üzerindeki etkisi Şekil 6.17'de gösterilmiştir. Kesme öncesinde, izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerde gerilme oranı $\sigma_1'/\sigma_3' = 1$ iken, anizotropik olarak konsolide edilen numunelerin çevre ve eksenel gerilmeleri birbirinden farklı olduğu için, gerilme oranı (σ_1/σ_3) 1'den büyük değerlere sahiptir. Kesme aşamasında deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının değişimiyle efektif gerilme oranı da sürekli değişim gösterecektir. Farklı çevre basınçları altında izotropik olarak konsolide edilen numunelerin yenilme anında gerilme oranlarının birbirinden farklı oluşu Şekil 6.8'de gösterilmiştir. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmesinin gerek deviatör gerilme, gerekse boşluk suyu basıncı davranışında önemli değişimlere sebep olmasına karşın, bu iki ifadeyi de içinde bulunduran efektif gerilme oranı eğrilerinde bu farklılıkların oluşmadığı görülmektedir. $p' = 200$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme altında konsolide edilen tüm numunelerin yenilme anındaki gerilme oranı 3.1 civarında dağılmaktadır. Bu durum, yenilme anındaki efektif gerilme oranının, ortalama efektif normal gerilmeye bağlı olduğu ve başlangıç statik kayma gerilmesinden çok fazla etkilenmediğini göstermektedir. Bu nedenle, sabit bir ortalama efektif normal gerilme altında konsolide edilen numuneler için, ortak bir yenilme anının varlığından söz etmek mümkün olabilecektir.



Şekil 6.16. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin normalize edilmiş aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

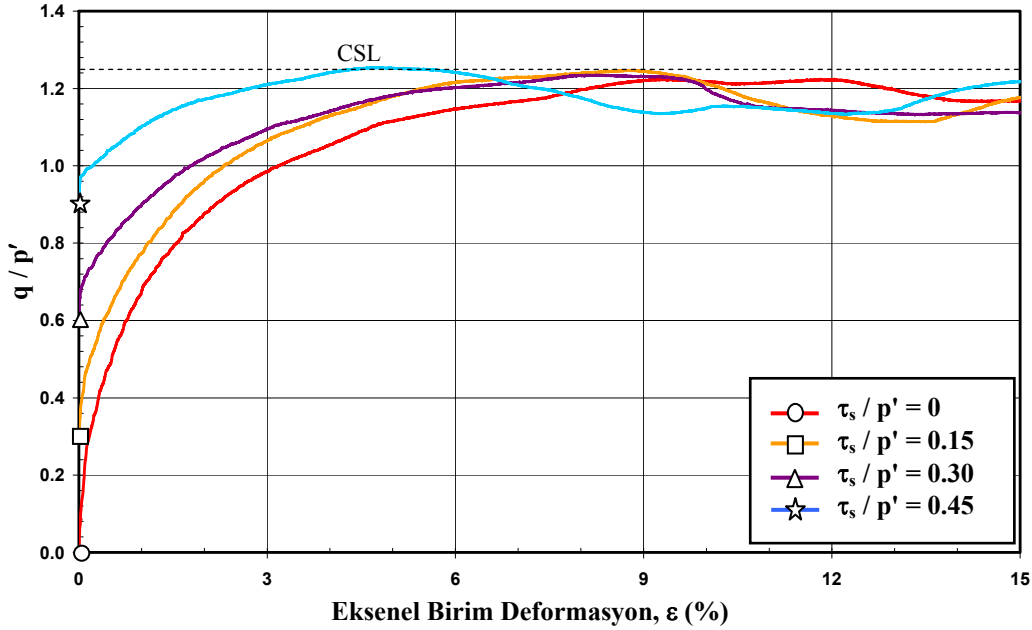
Benzer davranışın, kritik durum çizgisi yaklaşımı için de geçerli oluşu Şekil 6.18'den anlaşılmaktadır. Deviator gerilme / ortalama efektif normal gerilme (q/p') değerinin aksel birim deformasyonla değişimi incelendiğinde, eğrilerin pik değerlerinin çok dar bir aralık içerisinde yer aldığı görülmektedir. Buradaki grafikte yer alan ortalama efektif normal gerilme (p'), boşluk suyu basıncı ve asal gerilme değerlerine bağlı olduğu için, kesme aşaması sürecinde, sürekli olarak değişim göstermektedir. Yasuhara vd. (1998), kayma davranışına efektif gerilme oranı olarak tanımladıkları ($\eta = q/p'$) bu ifadenin genellikle, deviator gerilmeden (q) daha çok hükmedici olduğunu belirtmektedir. Şekil 6.18'de eğrilerin birbirine yaklaştığı kısımda, q/p' değeri yaklaşık 1.25'e tekabül etmektedir. Bu ifade, $p' - q$ uzayında çizilen gerilme izinin, başka bir deyişle kritik durum çizgisinin (CSL) eğimi anlamına gelmektedir.



Şekil 6.17. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin efektif asal gerilme oranı – aksel birim deformasyon ilişkisi

Ortalama efektif normal gerilmesi, $p' = 200$ kPa olan bu dört numunenin, gerilme izleri Şekil 6.19'da verilmiştir. Şekilde ayrıca, izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerden elde edilen yenilme zarfı da gösterilmiştir. Anizotropik olarak konsolide edilen numunelerin drenajlı şartlarda ön-kesmeye maruz bırakıldığı bölümde, gerilme izinin 3/1 oranında artarak istenilen gerilme durumuna ulaştığı görülmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranının (τ_s/p') 0.30 ve 0.45 olduğu

deneysel olarak, gerilme izinin, yenilme zarfının biraz üzerine çıktığı görülmektedir. Kesme aşamasında tüm numunelerin gerilme izleri, pik değere ulaştıktan sonra ilmiik şeklinde geriye gelmekte ve tekrar yenilme zarfına doğru hareket etmektedir. Sachan (2005), Kaolin kilinin mikroyapısının zeminin mukavemet parametrelerine etkisini incelediği çalışmasında, floklanmış yapıdaki numunelerin gerilme izinin dispersif yapıdaki numunelerin gerilme izinden tamamen farklı olduğunu tespit etmişlerdir. Bu çalışmada gözlenen gerilme izleri, Sachan (2005)'in gözlemlerindeki dispersif yapıdaki Kaolin kilinin gerilme izi ile benzer eğilimdedir. Bu durum, numune hazırlama sisteminde, bir boyutlu konsolidasyon sırasında, kil danelerinin dispersif yapıda yerleştiğinin bir işareti olarak kabul edilebilir.

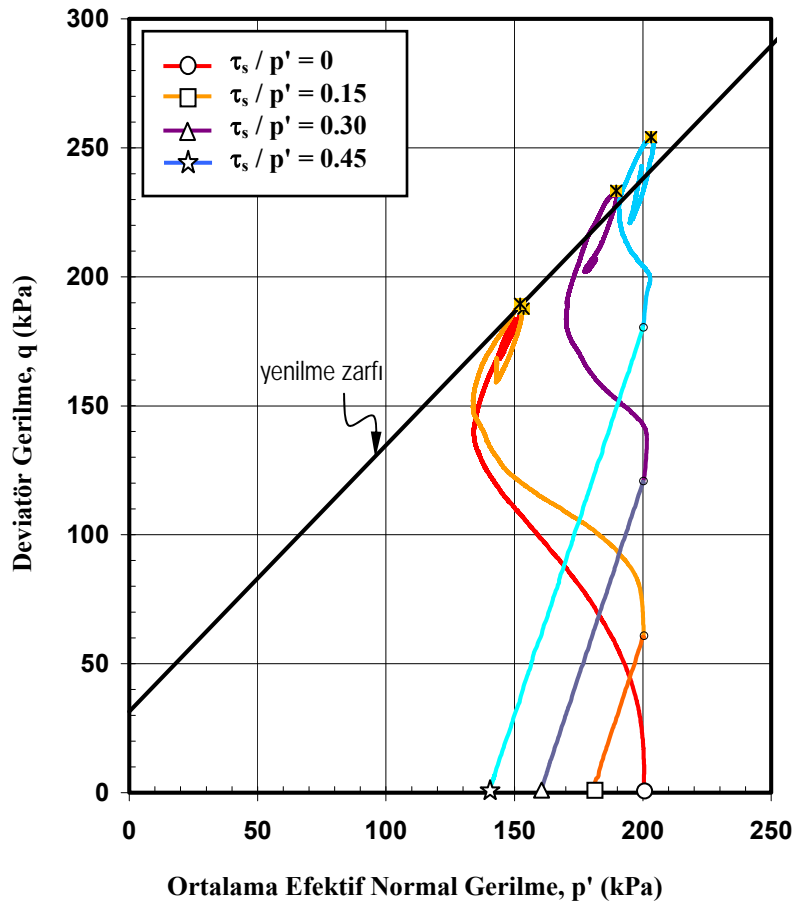


Şekil 6.18. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numuneler için efektif ortalama normal gerilme ile normalize edilmiş deviyör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi

6.4.2.2. $p' = 400$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme durumu

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminler üzerinde ortalama efektif kayma gerilmesinin etkisini belirlemek için Bölüm 6.4.2.1'de özetlenen $p' = 200$ kPa'lık deneylere ilave olarak $p' = 400$ kPa'lık üç eksenli deneyler de gerçekleştirilmiştir. Bu deney setinde de, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (τ_s/p') başta olmak üzere, konsolidasyon süresi, yükleme hızı gibi diğer tüm parametreler sabit tutulup, sadece

ortalama efektif normal gerilme değeri 400 kPa olarak değiştirilmiştir. İstenilen başlangıç statik kayma gerilmesi oranına ulaşmak için gereken efektif çevre ve düşey gerilme değerleri, kesme hızları Tablo 6.6'da özetlenmiştir. Deney sonuçlarının değerlendirilmesini kolaylaştırmak için, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı, $\sigma_c' = 400$ kPa'lık efektif çevre gerilmesinde izotropik olarak konsolide edilen RC-03 numunesine ait deney sonuçları da grafikler üzerinde gösterilmiştir.

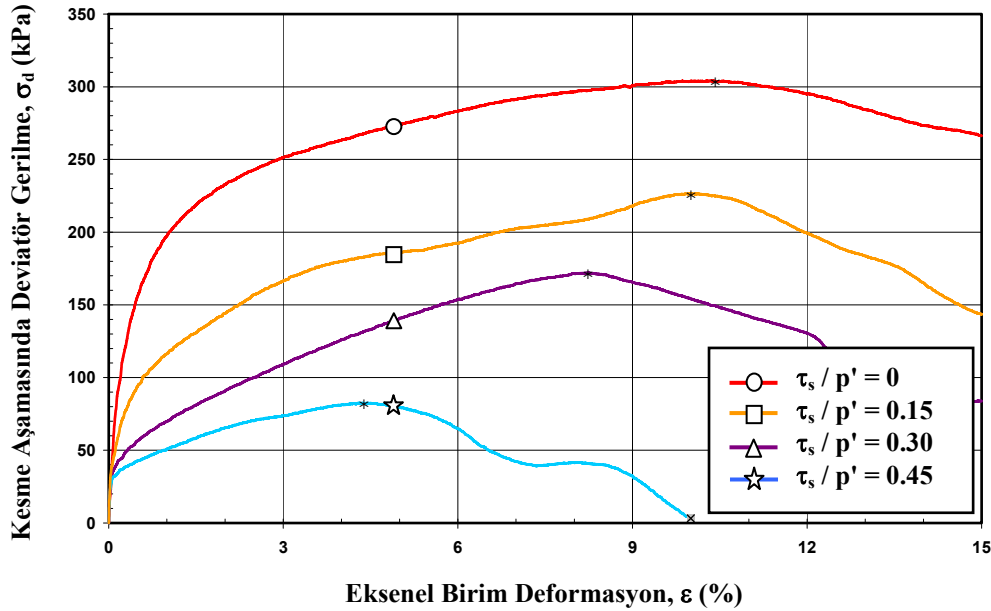


Şekil 6.19. $p' = 200$ kPa altında konsolide edilen numunelerin gerilme izleri

Tablo 6.6. Anizotropik konsolidasyon şartlarında uygulanan gerilme durumu ($p' = 400$ kPa)

Deney No.	σ_{3c}' (kPa)	σ_{1c}' (kPa)	p' (kPa)	τ_s (kPa)	τ_s / p'	Drenajlı Kesme Hızı, (kPa/dak)	Drenajsız Kesme Hızı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)
RCA-05	360	480	400	60	0.15	1	0.014
RCA-06	320	560	400	120	0.30	1	0.014
RCA-07	280	640	400	180	0.45	1	0.014

Şekil 6.20’de, $p' = 400$ kPa’lık ortalama efektif normal gerilme altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin kesme aşamasındaki deviator gerilme – aksel birim deformasyon ilişkisi gösterilmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranı arttıkça, yenilmelerin düşük birim deformasyonlarda gerçekleştiği görülmektedir. Özellikle, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının, $\tau_s/p' = 0.45$ olduğu RCA-07 numunesinin %4 birim deformasyon seviyesinde yenildiği gözlenmiştir. Ayrıca, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının artışı, pik sonrası birim deformasyon yumuşaması eğilimini daha da dikkat çekici hale getirmiştir.

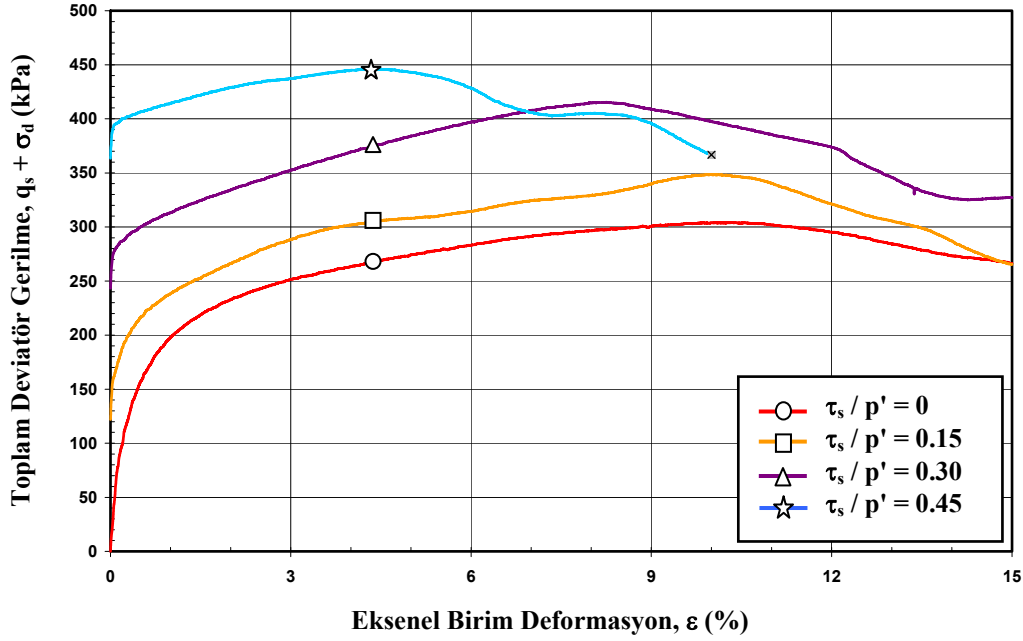


Şekil 6.20. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin kesme aşamasındaki deviator gerilme – aksel birim deformasyon ilişkisi

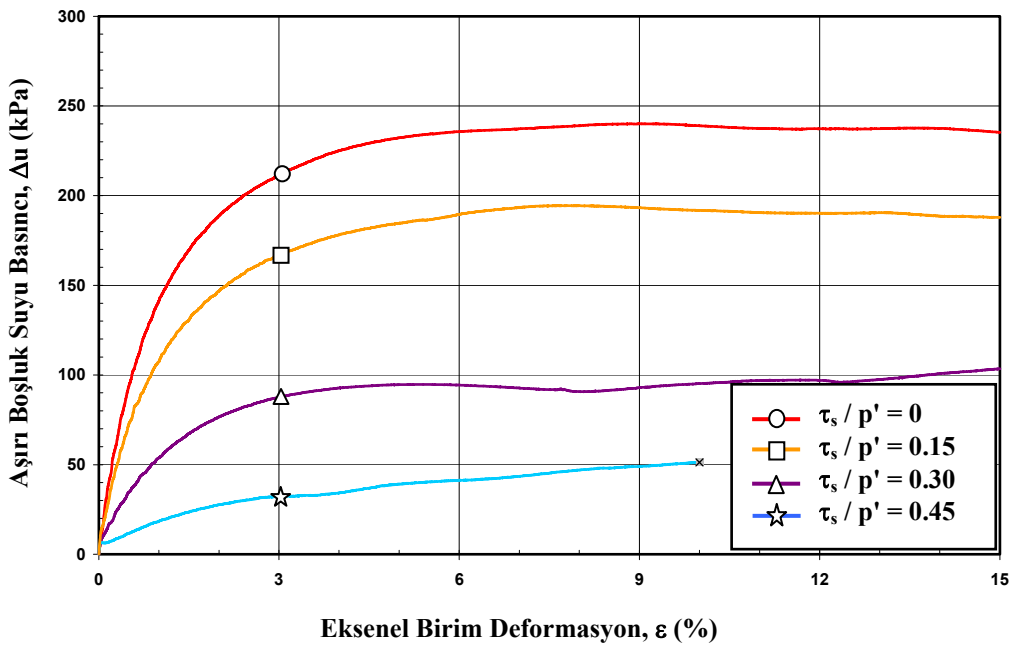
Numunelerin drenajlı şartlarda maruz kaldığı ön-kesme gerilmesi (q_s) ile kesme aşamasında maruz kaldığı deviator gerilmenin (σ_d) toplamı ile birim deformasyon ilişkisi Şekil 6.21’de gösterilmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanması aşamasında numunelerin drenajına izin verildiği için, numunelerin toplam statik mukavemetleri artış göstermektedir.

Ortalama efektif normal gerilmenin, $p' = 400$ kPa olduğu gerilme durumu için, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin, drenajsız kesme sırasında boşluk suyu basıncı oluşumu davranışı Şekil 6.22’de gösterilmiştir. Başlangıç statik

kayma gerilmesi oranı arttıkça, oluşan boşluk suyu basıncının azaldığı görülmektedir. Benzer davranış, ortalama efektif normal gerilmenin, $p' = 200$ kPa olduğu gerilme durumunda da gözlenmişti. Boşluk suyu basıncının kesme öncesindeki efektif çevre gerilmesi ile normalize edilmesi durumu ise Şekil 6.23'de

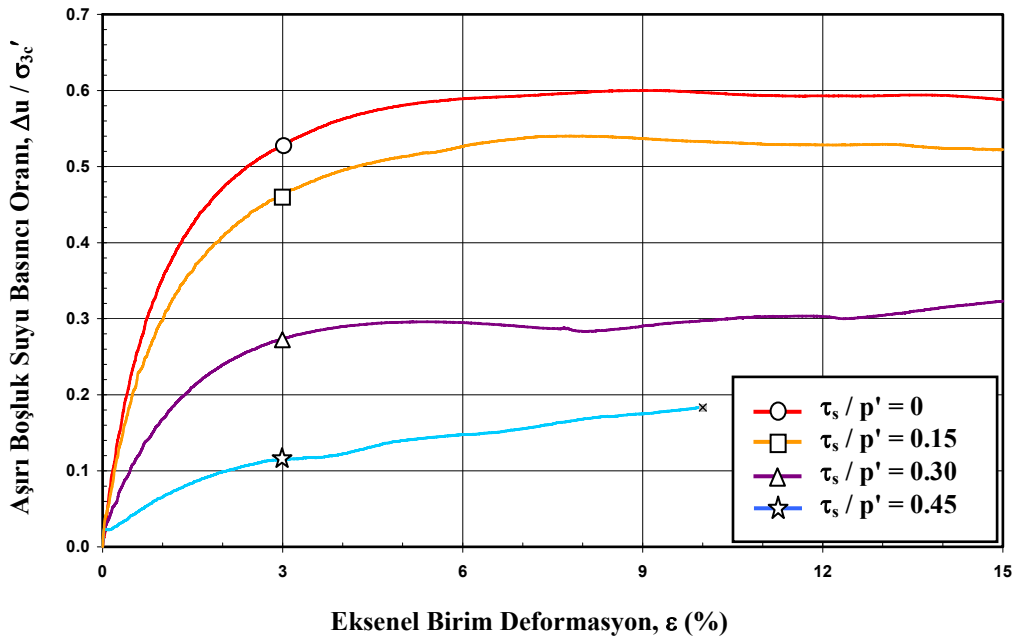


Şekil 6.21. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin ön-kesme ve kesme aşamasında maruz kaldıkları toplam deviyör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi



Şekil 6.22. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

görülmektedir. Normalize edilmiş boşluk suyu basıncı oluşumu incelendiğinde, başlangıç statik gerilme oranının küçük değerlerinde ($\tau_s/p' = 0.15$ gibi) izotropik ve anizotropik numunelerin (RCA-05) birbirine yakın davranış gösterdiği anlaşılmaktadır. Bu durum, başlangıç statik kayma gerilmesi değerlerinin düşük olması durumunda, zemin davranışının başlangıç statik kayma gerilmesi varlığından çok fazla etkilenmediğini göstermektedir. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının artışıyla beraber, normalize edilmiş boşluk suyu basıncı değerlerinin de ciddi azalışlar gösterdiği dikkat çekmektedir.

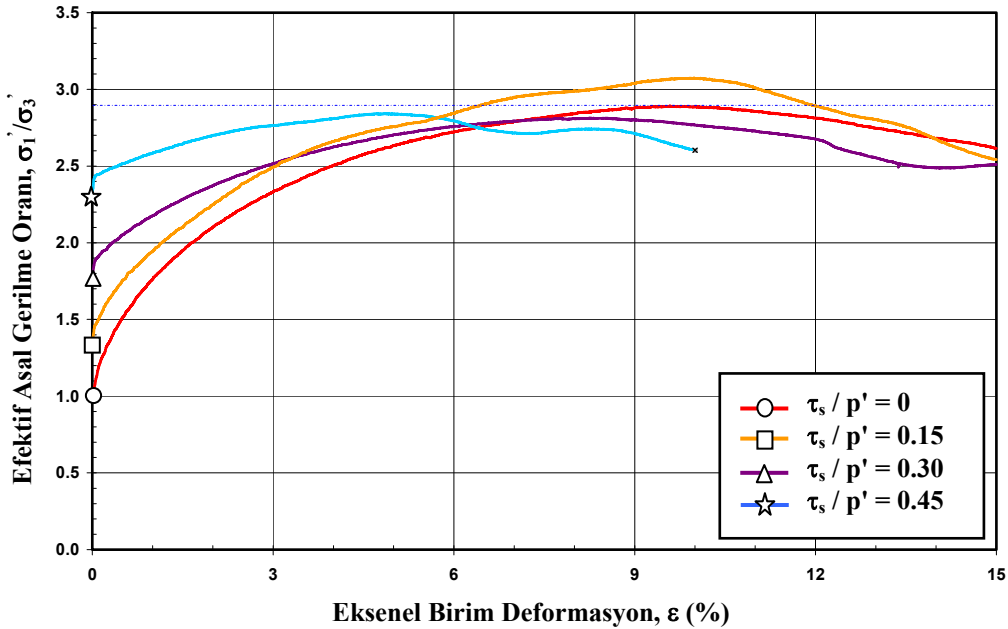


Şekil 6.23. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin normalize edilmiş aşırı boşluk suyu basıncı – eksenel birim deformasyon ilişkisi

Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının, efektif asal gerilme oranı üzerindeki etkisi Şekil 6.24'de gösterilmiştir. Kesme aşamasında deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının sürekli değişim göstermesi, efektif gerilme oranının da sürekli değişeceği anlamına gelmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin gerek deviator gerilme, gerekse boşluk suyu basıncı davranışı üzerinde önemli etkilere sahip olmasına rağmen, bu iki ifadeyi de içinde barındıran efektif gerilme oranı eğrilerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin çok fazla etkiye sahip olmadığı görülmektedir. $p' = 400$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme altında konsolide edilen tüm numunelerin yenilme anındaki efektif gerilme oranları yaklaşık 2.9 civarındadır. $p' =$

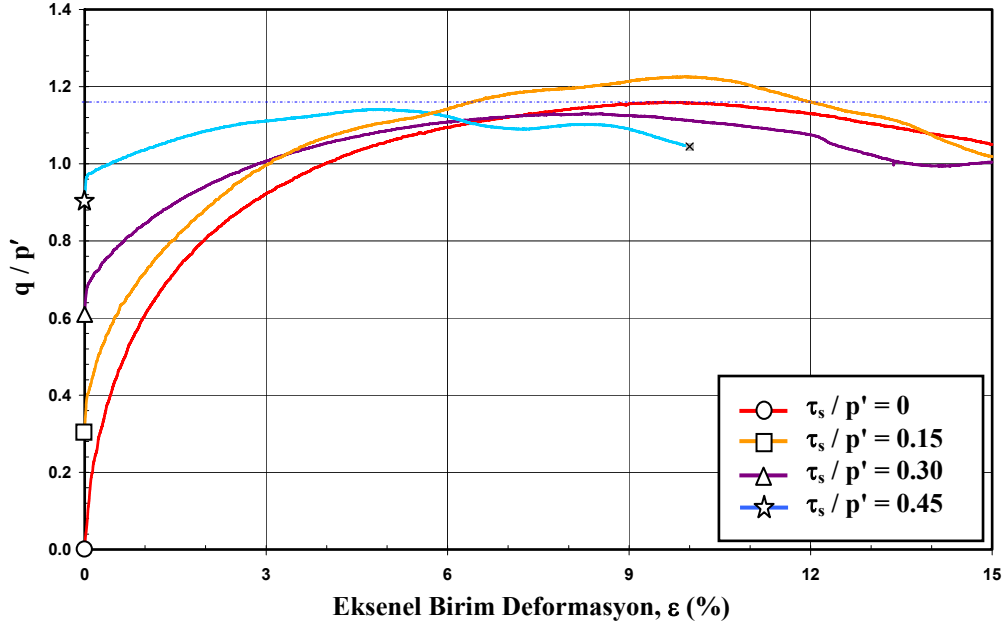
200 kPa ve $p' = 400$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme altında gerçekleştirilen deneylerde, yenilme anındaki efektif gerilme oranı değerlerinin $(\sigma_1'/\sigma_3')_f$ birbirine çok yakın oluşu, sabit p' altında konsolide edilen numuneler için ortak bir yenilme anının tanımlanabileceğini göstermektedir.

Benzer davranışın, deviator gerilme / ortalama efektif normal gerilme (q/p') değerinin aksel birim deformasyonla değişiminde de gözlemlendiği Şekil 6.25'den anlaşılmaktadır. Eğrilerin pik değerleri yine çok dar bir aralık içerisinde yer almaktadır. Şekil 6.25'de eğrilerin pik noktalarında, q/p' değerinin 1.16 olduğu görülmektedir.

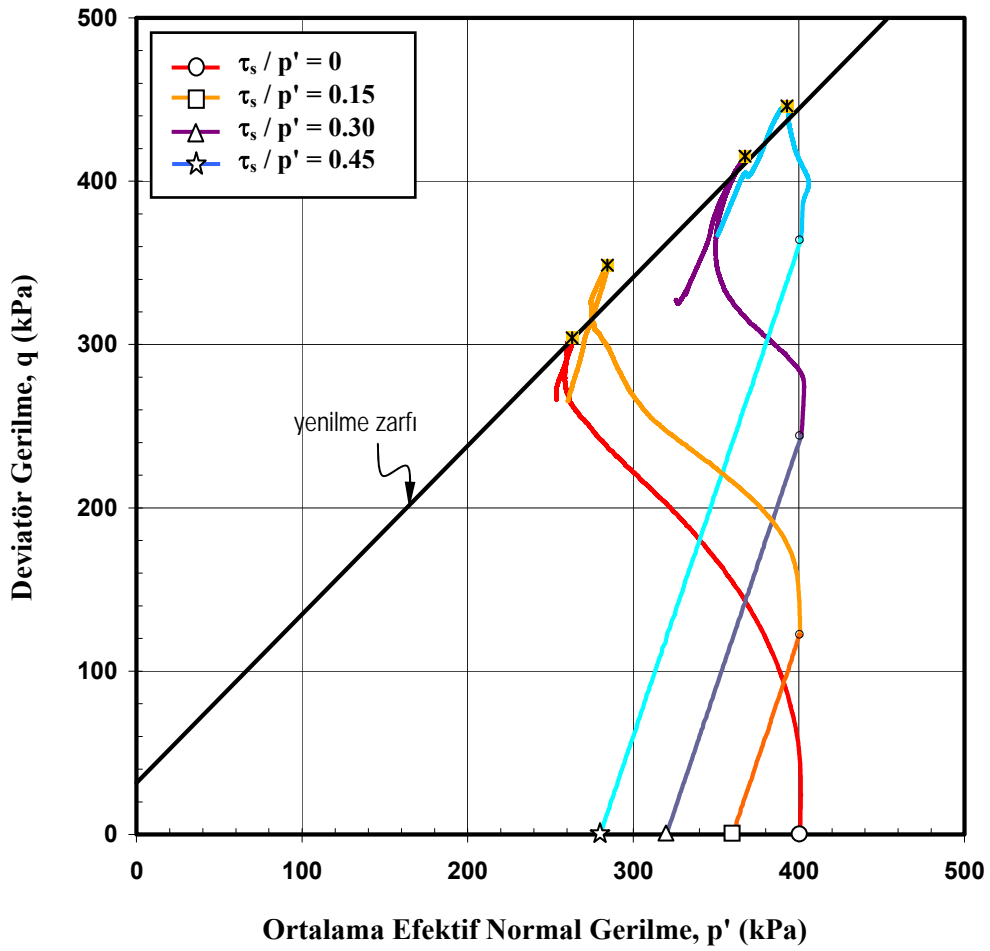


Şekil 6.24. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin efektif asal gerilme oranı – aksel birim deformasyon ilişkisi

Ortalama efektif normal gerilmesinin $p' = 400$ kPa olduğu bu dört numuneye ait gerilme izleri Şekil 6.26'da verilmiştir. Şekilde ayrıca, izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerden elde edilen yenilme zarfı da gösterilmiştir. Numuneler drenajlı şartlarda statik deviator gerilme ile anizotropik olarak konsolide edildikleri için gerilme izi, 3/1 oranında artarak hedeflenen gerilme durumuna ulaşmaktadır. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelere ait gerilme izlerinin, yenilme zarfının biraz üzerine çıktığı görülmektedir.



Şekil 6.25. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numuneler için efektif ortalama normal gerilme ile normalize edilmiş deviyör gerilme – eksenel birim deformasyon ilişkisi



Şekil 6.26. $p' = 400$ kPa altında konsolide edilen numunelerin gerilme izleri

6.5. Monotonik Deneysel Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Bu bölümde, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin monotonik yükler altındaki davranışları değerlendirilmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının, zeminin drenajsız kayma mukavemetine, maruz kaldığı toplam deviator gerilme, boşluk suyu basıncı oluşumu ve efektif gerilme oranına olan etkileri aşağıda açıklanmıştır.

6.5.1. Başlangıç statik kayma gerilmesinin drenajsız kayma mukavemetine etkisi

Bilindiği üzere, killerin drenajsız kayma mukavemeti (s_u), yenilme anındaki deviator gerilmenin ($\sigma_{d,f}$) yarısı kadardır. Kil gibi davranan ince daneli zeminlerin davranışları açıklanırken, değerlendirmelerin zeminin drenajsız kayma mukavemeti açısından yapıldığı sıklıkla görülmektedir. Örneğin, killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği pek çok çalışmada, numunelere uygulanan tekrarlı gerilme değerleri, çevre gerilmesi (τ_{cyc} / σ_c') yerine, drenajsız kayma mukavemeti (τ_{cyc} / s_u) ile normalize edilmiştir (Seed ve Idriss, 1970; Andersen vd., 1988; Boulanger ve Idriss, 2007). Gerilmelerin çevre basıncı (σ_c') yerine, drenajsız kayma mukavemeti (s_u) cinsinden verilmesinin ana nedeni, killi zeminler üzerinde çevre basıncının, kumlardakine oranla daha az etkin oluşudur.

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının, zeminin drenajsız kayma mukavemetinde büyük azalışlara neden olduğu Şekil 6.13 ve Şekil 6.20'den anlaşılmaktadır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin, zeminin drenajsız kayma mukavemetine etkisinin daha net gösterilebilmesi için Şekil 6.27 oluşturulmuştur. Şekil 6.27'de, bu çalışmada gerçekleştirilen $p' = 200$ kPa ve $p' = 400$ kPa'da izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilen numunelerin yenilme anındaki değerleri ile Hyodo vd. (1994) ve Yasuhara vd. (1998)'in çalışmalarından elde edilen sonuçlar yer almaktadır. Bu grafikte yer alan verilere ait zemin özellikleri ve monotonik yükleme hızları Tablo 6.7'de, gerilme şartları ve hesap detayları Tablo 6.8'de özetlenmiştir.

Şekil 6.27'deki grafiğin x ekseninde, başlangıç statik kayma gerilmesinin, izotropik olarak konsolide edilen (yani başlangıç statik kayma gerilmesi bulunmayan) numunelerin drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilmiş değerleri ($\tau_s/s_{u,izo}$) yer almaktadır. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanması sırasında drenaja izin verildiği için ($\tau_s/s_{u,izo}$) 1'den büyük değerler alabildiğidir. Örneğin, bu çalışmada, izotropik olarak konsolide edilen RC-03 numunesinin drenajsız kayma mukavemeti, $s_u = 152$ kPa iken, RCA-07 numunesine drenajlı şartlarda $q_s = 360$ kPa'lık statik deviatör gerilme, yani $\tau_s = 180$ kPa'lık başlangıç statik kayma gerilmesi uygulanabilmiştir. Dolayısıyla, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ($\tau_s/s_{u,izo}$) 1'in üzerinde değerler alabilecektir. Eğer, başlangıç statik kayma gerilmesi uygulaması drenajsız şartlarda gerçekleştirilmiş olsaydı, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ($\tau_s/s_{u,izo}$) en fazla 1 değerini alabilecekti.

Şekil 6.27'deki grafiğin y ekseninde ise, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin drenajsız kayma mukavemeti, aynı ortalama efektif normal gerilme altında izotropik olarak konsolide edilen numunenin drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilmiştir. Yani, $p' = 200$ kPa'lık numuneler, RC-02 numunesinin drenajsız kayma mukavemeti olan $s_u = 94$ kPa ile, $p' = 400$ kPa'lık numuneler ise RC-03'ün drenajsız kayma mukavemeti olan $s_u = 152$ kPa ile normalize edilmiştir. Böylece, aynı ortalama efektif normal gerilme altındaki numunelerin drenajsız kayma mukavemetinin, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığından ne ölçüde etkileneceği rahatlıkla söylenebilecektir.

Tablo 6.7. Değerlendirmede kullanılan zeminlerin özellikleri

w_L (%)	I_p (%)	USCS Zemin Sınıfı	Drenajsız Kesme Hızı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	Referans
124	73	MH	0.1	Hyodo vd. (1994)
40	23	CL	0.1	Yasuhara vd. (1998)
51	17	MH	0.014	Bu çalışma

Tablo 6.8. Değerlendirmede kullanılan numunelerin gerilme durumları

σ_{3c}' (kPa)	q_s (kPa)	p' (kPa)	τ_s (kPa)	$(\sigma_d)_f$ (kPa)	s_u (kPa)	τ_s / p'	$\tau_s/s_{u,izo}$	$s_u/s_{u,izo}$	$(q_s+\sigma_d)_f$ (kPa)	u_{max} (kPa)	$u_{max}/u_{max,iso}$	u_{max}/σ_{c}'	Simge	Referans
200	0	200	0	158	79	0.00	0.000	1.000	158	-	-	-		
180	60	200	30	106	53	0.15	0.380	0.671	166	-	-	-		
160	120	200	60	75	37.5	0.30	0.759	0.475	195	-	-	-	△	Hyodo vd. (1994)
140	180	200	90	60	30	0.45	1.139	0.380	240	-	-	-		
120	240	200	120	42	21	0.60	1.519	0.266	282	-	-	-		
196	0	196	0	132	66	0.00	0.000	1.000	132	-	-	-		
176.4	58.8	196	29.4	81	40.5	0.15	0.445	0.614	140	-	-	-	□	Yasuhara vd. (1998)
156.8	117.6	196	58.8	47	23.5	0.30	0.891	0.356	165	-	-	-		
147	147	196	73.5	41	20.5	0.375	1.114	0.311	188	-	-	-		
200	0	200	0	188	94	0.00	0.000	1.000	188	114	1.000	0.570		
180	60	200	30	130	65	0.15	0.319	0.691	190	98	0.860	0.544	+	Bu çalışma ($p' = 200$ kPa)
160	120	200	60	113	56.5	0.30	0.638	0.601	233	54	0.474	0.338		
140	180	200	90	74	37	0.45	0.957	0.394	254	26	0.228	0.186		
400	0	400	0	304	152	0.00	0.000	1.000	304	240	1.000	0.600		
360	120	400	60	227	113.5	0.15	0.395	0.747	347	194	0.808	0.539	●	Bu çalışma ($p' = 400$ kPa)
320	240	400	120	172	86	0.30	0.789	0.566	412	103	0.429	0.322		
280	360	400	180	83	41.5	0.45	1.184	0.273	443	51	0.213	0.182		

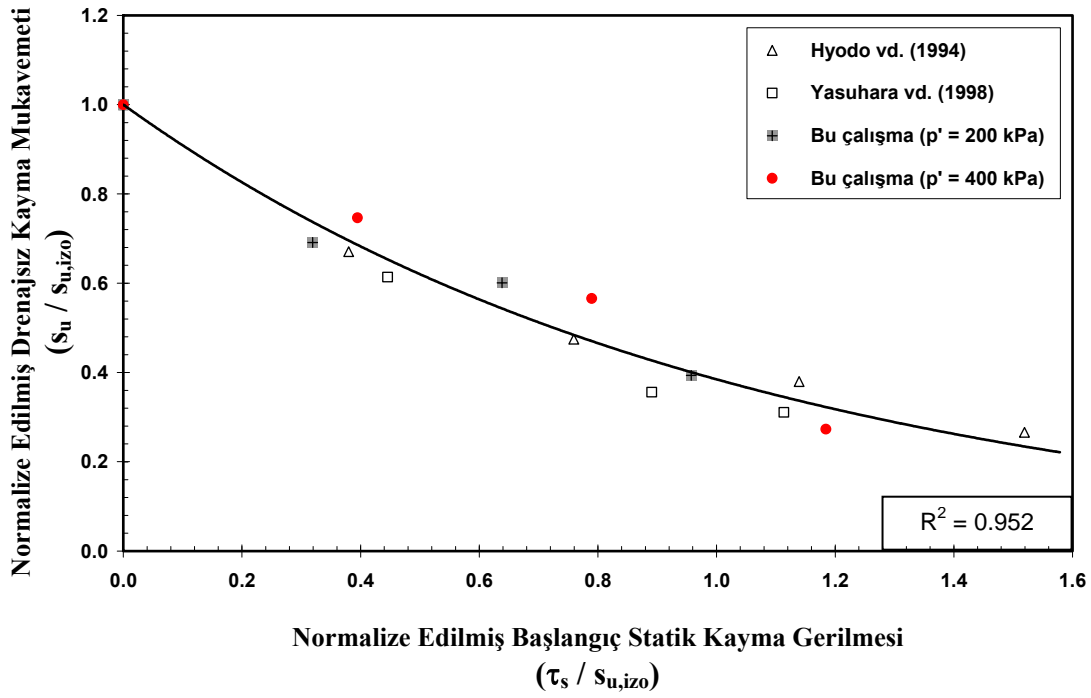
σ_{c}' , izotropik çevre gerilmesi; q_s , başlangıç statik deviatör gerilme; p' , ortalama efektif normal gerilme; τ_s , başlangıç statik kayma gerilmesi;

$(\sigma_d)_f$, yenilme anındaki deviatör gerilme; s_u , drenajsız kayma mukavemeti; τ_s/p' , başlangıç statik kayma gerilmesi oranı;

$\tau_s/s_{u,izo}$, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi; $s_u/s_{u,izo}$, numunelerin s_u 'larının izotropik olarak konsolide edilmiş numunenin s_u 'na oranı;

$(q_s+\sigma_d)_f$, toplam deviatör gerilme; u_{max} , drenajsız kesme sırasında oluşan maksimum boşluk suyu basıncı;

$u_{max}/u_{max,iso}$, numunelerde oluşan u_{max} 'ın, izotropik olarak konsolide edilmiş numunede oluşan u_{max} 'a oranı; u_{max}/σ_{c}' , boşluk suyu basıncı oranı



Şekil 6.27. Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının drenajsız kayma mukavemetine etkisi

Şekil 6.27'den görüleceği üzere, başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesi arttıkça, zeminin drenajsız kayma mukavemeti de hızlı bir şekilde azalmaktadır. Bu azalış, özellikle, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi, $\tau_s / S_{u,izo} = 1.0$ seviyesine kadar hızla devam ederken, bu seviyeden sonra azalış yavaşlamaktadır.

Şekil 6.27'de kullanılan zeminlerin plastisite indisi, $I_p = 17 - 73$ aralığında, ortalama efektif normal gerilme değerleri ise $p' = 200$ kPa ve 400 kPa'dır. Numunelerin plastisite indisleri ve ortalama efektif normal gerilmelerinin geniş bir aralıkta olmasına rağmen, grafik üzerindeki noktaların çok dar bir aralıkta değiştiği görülmektedir. Bu nedenle, tüm veriler için regresyon analizi yapılarak ortalama bir eğri tanımlanabilir. Regresyon analizinden elde edilen eksponansiyel ifade Denklem 6.9'da verilmiş ve grafik üzerinde düz çizgi ile gösterilmiştir. Korelasyon katsayısının, $R^2 = 0.952$ gibi bire oldukça yakın bir değer olduğu ve tanımlanan eğrinin, deneysel verileri iyi bir şekilde temsil ettiği rahatlıkla söylenebilir.

$$K_s = \frac{S_u}{S_{u,izo}} = \exp \left\{ -0.9552 \left(\frac{\tau_s}{S_{u,izo}} \right) \right\} \quad (6.9)$$

Burada, K_s ; monotonik yükleme durumu için, başlangıç statik kayma gerilmesinin drenajsız kayma mukavemetinde oluşturacağı etkiyi gösteren, statik durum düzeltme faktörüdür.

Bilindiği üzere, uygulamada yapılan üç eksenli basınç deneyleri genellikle izotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmektedir. Ancak, Bölüm 3’de bahsedildiği gibi, gerçek arazi koşullarında, pek çok durumda zeminlerin anizotropik konsolidasyon şartlarında olduğu bilinmektedir. Bu da, zemin elemanlarının gerek statik gerekse dinamik yüklemelerden önce başlangıç statik kayma gerilmelerine maruz kaldığını göstermektedir. Bu çalışma sonrasında, başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının zeminlerin drenajsız kayma mukavemetini önemli ölçüde azaltabildiği tespit edilmiştir. Bu nedenle, izotropik olarak konsolide edilen numunelerden elde edilen verilerin, direk olarak başlangıç statik kayma gerilmesinin var olduğu arazi koşulları için kullanımı doğru olmayacaktır. Denklem 6.10’da önerilen ifade ile, izotropik olarak konsolide edilmiş ($\sigma_{3c}' = p'$) numunelerinin deney sonuçlarından, aynı ortalama efektif normal gerilmeye (p') sahip başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zemin elemanlarının drenajsız kayma mukavemetleri tahmin edilebilecektir.

$$s_{u,aniz} = K_s \cdot s_{u,izo} \quad (6.10)$$

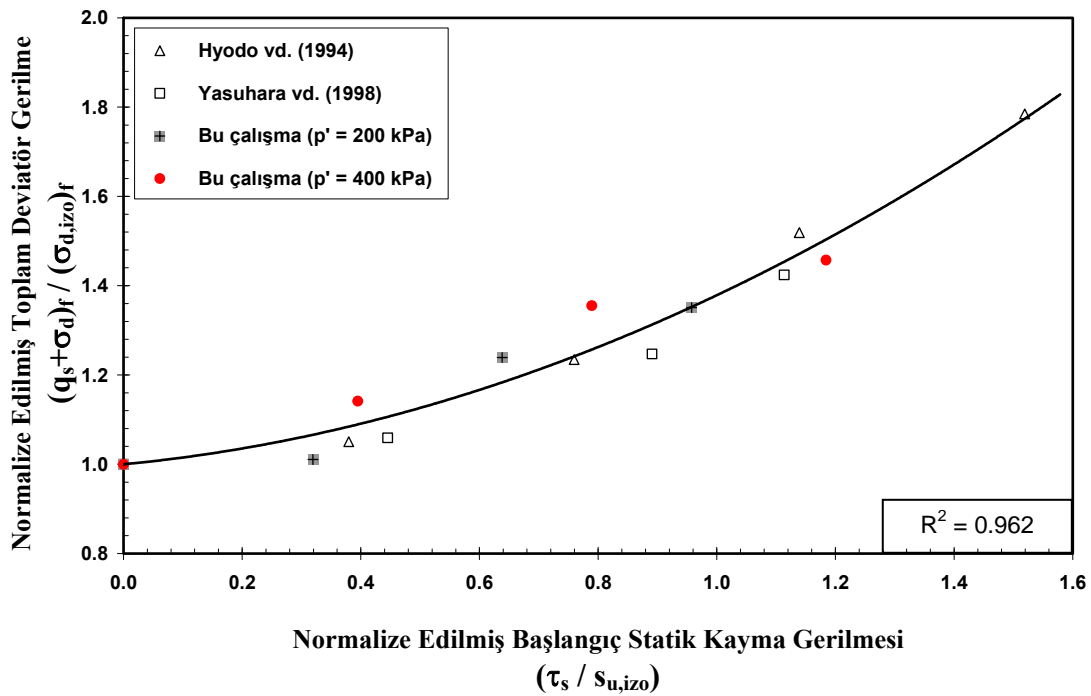
6.5.2. Başlangıç statik kayma gerilmesinin toplam deviatör gerilmeye etkisi

Çalışma sonunda dikkati çeken bir diğer konu da, zeminin drenajlı (anizotropik konsolidasyon aşaması) ve drenajsız (monotonik kesme aşaması) şartlarda maruz kaldığı toplam deviatör gerilmeyle ilgilidir. Şekil 6.14 ve 6.21’de görüleceği üzere, başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla, numunenin yenilmesine sebep olacak toplam deviatör gerilme de artış göstermektedir. Bu artışın sebebi, başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanması sırasında statik deviatör gerilmenin drenajlı şartlarda gerçekleştiriliyor olmasıdır. Numunenin maruz kaldığı drenajlı statik deviatör gerilmenin (q_s) büyüklüğünün artması, direk olarak zeminin yenilmeye ulaşması için gerekli olan toplam deviatör gerilmeyi arttıracaktır. Şekil 6.28’de, Tablo 6.7 ve 6.8’de özetlenen deney verileri için, numunelerin maruz kaldığı toplam

deviator gerilme ile başlangıç statik kayma gerilmesi ilişkisi gösterilmektedir. Grafiğin x eksenini, Şekil 6.27’de olduğu gibi, başlangıç statik kayma gerilmesinin, izotropik olarak konsolide edilen numunelerin drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilerek oluşturulmuştur. y eksenini ise, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durumdaki numunelerle kıyaslanmanın kolaylaştırılması için, yenilme anındaki toplam statik deviator gerilmenin, $(q_s + \sigma_d)_f$, izotropik olarak konsolide edilen numunenin yenilme anındaki deviator gerilmeye, $(\sigma_{d,izo})_f$ oranı şeklinde verilmiştir. Grafik üzerindeki noktaların, yine dar bir aralık içerisine yerleştiği rahatlıkla söylenebilir. Numunelerin maruz kaldığı toplam deviator gerilme ile başlangıç statik kayma gerilmesi arasındaki bu ilişki Denklem 6.11 ile açıklanabilir.

$$\frac{(q_s + \sigma_d)_f}{(\sigma_{d,izo})_f} = 0.2522 \left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}} \right)^2 + 0.1264 \left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}} \right) + 1 \quad (6.11)$$

Denklem 6.11’de verilen bu ifade Şekil 6.28’deki grafik üzerinde düz çizgi ile gösterilmiştir. Korelasyon katsayısının, $R^2 = 0.962$ olduğu ve tanımlanan eğrinin, deneysel verilerle uyum içinde olduğu görülmektedir.



Şekil 6.28. Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının toplam deviator gerilmeye etkisi

6.5.3. Başlangıç statik kayma gerilmesinin boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi

Deney sonuçları incelendiğinde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının boşluk suyu basıncı davranışını da önemli ölçüde etkileyebildiği gözlenmiştir. Numunelerin drenajsız kayma mukavemetine benzer şekilde, kesme aşamasında oluşan boşluk suyu basıncı da, başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla birlikte azalış göstermektedir. Şekil 6.28'deki grafiğe benzer bir grafik de boşluk suyu basıncı için oluşturulmuştur. Şekil 6.29'daki bu grafikte, y eksenini, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durumdaki numunelerle kıyaslamamanın kolaylaştırılması için, drenajsız kesme sırasında oluşabilecek en büyük boşluk suyu basıncının (u_{max}), izotropik olarak konsolide edilen numunede oluşabilecek en büyük boşluk suyu basıncına ($u_{max,izo}$) oranı şeklinde verilmiştir.

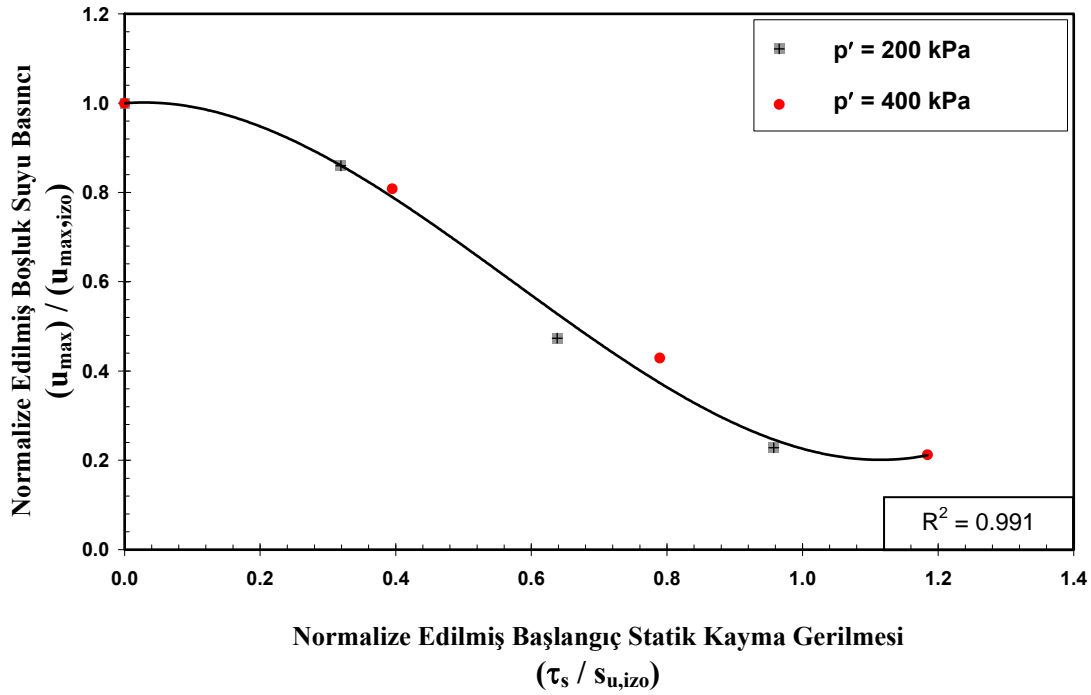
İzotropik numunenin drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesinin, $\tau_s / s_{u,izo} = 0.30$ 'dan düşük olduğu seviyelerde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı boşluk suyu basıncında %12 civarında azalışa sebep olmaktadır. Bu seviyeden sonra, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla, boşluk suyu basınçlarında yaklaşık olarak lineer bir azalış görülmektedir. $\tau_s / s_{u,izo} = 0.95$ 'den büyük başlangıç statik kayma gerilmesi seviyelerinde ise azalışın yavaşladığı anlaşılmaktadır. Bu nedenle, boşluk suyu basıncı değişiminde iki dönüm noktasından bahsetmek mümkündür. Gerçekleştirilecek regresyon analizinde, ortalama eğrinin üçüncü dereceden bir polinom olarak düşünülmesi gerekecektir. Analiz sonrasında, tanımlanan Denklem 6.12'nin korelasyon katsayısının, $R^2 = 0.991$ olduğu görülmektedir.

$$\frac{u_{max}}{u_{max,izo}} = 1.2488 \left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}} \right)^3 - 2.1412 \left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}} \right)^2 + 0.1184 \left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}} \right) + 1 \quad (6.12)$$

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığından dolayı boşluk suyu basıncındaki değişimin bir diğer gösterimi ise Şekil 6.30'da sunulmuştur. Zemin mekaniğinde, boşluk suyu basıncı ifadeleri genellikle efektif çevre gerilmesi ile normalize edilerek verilmektedir. Bu nedenle, Şekil 6.30'daki grafikte, x eksenini, başlangıç statik kayma

gerilmesi oranı (τ_s / p'), y eksenini ise boşluk suyu basıncı oranı (u_{\max} / σ_{3c}') olarak hazırlanmıştır. Bu grafikteki ilişki Denklem 6.13 ile açıklanabilir. Hem $p' = 200$ kPa hem de $p' = 400$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilme değerleri için, normalizasyon işlemlerinin gerçekleştirilmesiyle tek bir eğri elde etmek mümkün olmuştur. Bu normalizasyon ile kesme aşamasında oluşacak boşluk suyu basıncı üzerinde çevre gerilmesinin etkisi devre dışı bırakılabilmiştir.

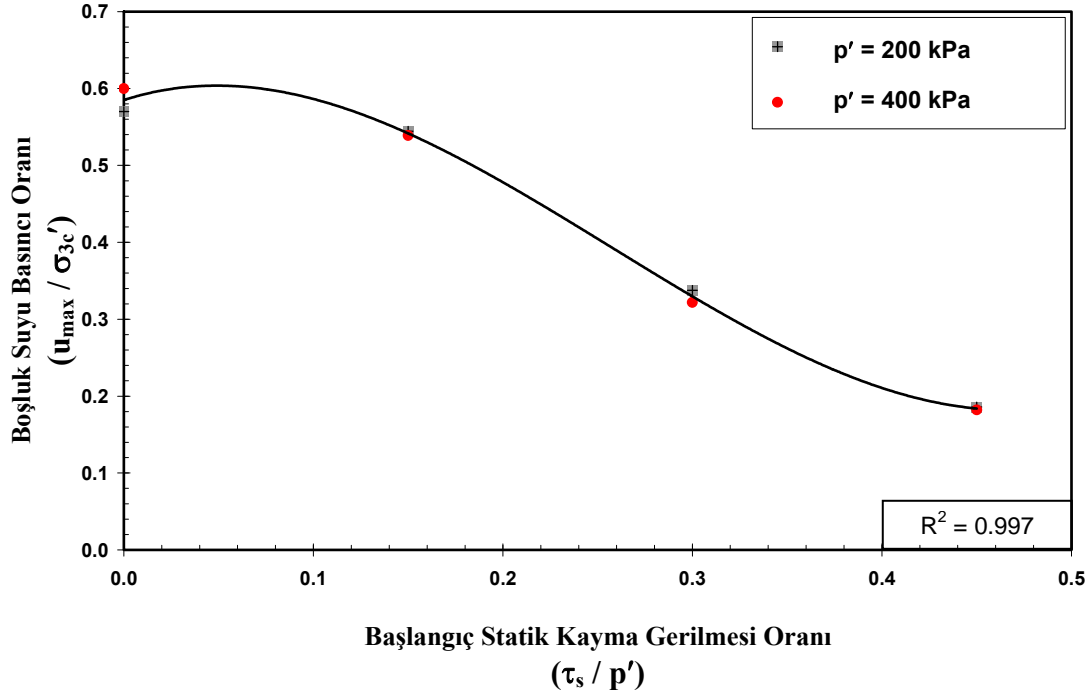
$$\frac{u_{\max}}{\sigma_{3c}'} = 11.5983 \left(\frac{\tau_s}{p'} \right)^3 - 8.9669 \left(\frac{\tau_s}{p'} \right)^2 + 0.7952 \left(\frac{\tau_s}{p'} \right) + 0.5850 \quad (6.13)$$



Şekil 6.29. Başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi

Boşluk suyu basıncının değişimiyle ilgili hazırlanan Şekil 6.29 ve 6.30, sadece bu çalışmada gerçekleştirilen plastisite indisi, $I_p = 17$ olan Kaolin kiline ait deney sonuçlarını içermektedir. Bu nedenle, tüm killi zeminler için boşluk suyu basıncı oluşumu hakkında bir genelleme yapmak mümkün olmamaktadır. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmesinin, zeminin drenajsız kayma mukavemetine oranla küçük olduğu durumlarda, oluşacak boşluk suyu basıncının, izotropik numuneler için elde

edilen değere yakın olacağı söylenebilir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla da boşluk suyu basıncı oranının hızlı bir şekilde azaldığı görülmektedir.



Şekil 6.30. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranının boşluk suyu basıncı oranına etkisi

6.5.4. Başlangıç statik kayma gerilmesinin efektif gerilme oranı (q/p') ve efektif asal gerilme oranına (σ_1'/σ_3') etkisi

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin, monotonik yükleme altındaki davranışlarının incelendiği deneysel çalışma sonrasında bazı değerlerin başlangıç statik kayma gerilmesinden etkilenmedikleri gözlenmiştir. Bu ifadelerden ilki, p' - q uzayında çizilen efektif gerilme izinin yenilme anı ile orijin arasında çizilen doğrunun eğimi olarak tanımlanan efektif gerilme oranı (q/p')'dır. Yenilme zarfının orijinden geçmesi durumunda, q/p' değeri, kritik durum çizgisinin (CSL) eğimine eşit olacaktır. Kritik durum zemin mekaniği açısından düşünüldüğünde, zemin göçmelerinin tanımlanan yenilme zarfı üzerinde gerçekleşmesi olağan bir sonuçtur. Bu nedenle, aynı zemin numuneleri için yenilme anındaki efektif gerilme oranının (q/p') aynı olması beklenecektir. Yani, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı her ne olursa olsun, aynı ortalama efektif normal gerilme altında konsolide edilen tüm

numunelerin yenilme anındaki efektif gerilme oranı değerlerinin neredeyse aynı olacağı gözlenecektir. Bu nedenle, Şekil 6.18 ve Şekil 6.25’de görüldüğü gibi, p’-q uzayındaki efektif gerilme oranının başlangıç statik kayma gerilmesinde etkilenmeyeceği rahatlıkla söylenebilir.

q/p’ ifadesindeki davranışın bir benzeri, efektif asal gerilme oranı – eksenel birim deformasyon ilişkisinde de gözlenmektedir. Şekil 6.17 ve Şekil 6.24’de görüldüğü gibi, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (τ_s/p'), 0; 0.15; 0.30; 0.45 olan numunelerin drenajsız kesme öncesinde efektif asal gerilme oranları (σ_1'/σ_3'), sırasıyla, 1.00; 1.33; 1.75; 2.29 noktalarından başlamaktadır. Farklı başlangıç statik kayma gerilmesi oranlarındaki numunelerin, grafik üzerindeki başlangıç noktalarının farklılığına rağmen, yenilme anı tüm numuneler için aynı efektif asal gerilme oranında gerçekleşmektedir. Bu davranış, zeminlerin yenilme kriteri olarak efektif asal gerilme oranı ifadesinin kullanılmasının daha doğru olabileceğini göstermektedir. Çünkü, Şekil 6.13 ve Şekil 6.20 incelendiğinde, aynı ortalama efektif normal gerilme altında konsolide edilen zemin numunelerinin deviatör gerilme – birim deformasyon davranışlarının büyük farklılıklar gösterebileceği anlaşılmaktadır. Ayrıca, deviatör gerilmeye dayalı yenilme kriterinde, zeminlerin drenajsız kesme sırasında davranışlarını önemli ölçüde etkileyen boşluk suyu basıncı oluşumu dikkate alınmamaktadır.

Yasuhara vd. (1998), zeminlerin kayma davranışı üzerinde efektif gerilme oranının (q/p'), deviatör gerilmeye (q) göre daha hükmedici bir ifade olduğunu belirtmişlerdir. Aslında, efektif gerilme oranı (q/p') ile yenilme kriteri olarak kullanılan efektif asal gerilme oranı (σ_1'/σ_3') arasında bir ilişki vardır. Denklem 6.3'deki gerilme izi ifadelerinden yola çıkarak, yenilme anındaki efektif asal gerilme oranı Denklem 6.14'deki gibi gösterilebilir. Yenilme anındaki efektif gerilme oranı, $q/p' = \eta_f$ olmak üzere, yenilme anındaki efektif asal gerilme oranı, (σ_1'/σ_3')_f,

$$\left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} \right)_f = \left(\frac{3 + 2\eta_f}{3 - \eta_f} \right) \quad (6.14)$$

şeklinde ifade edilebilir.

BÖLÜM 7. TEKRARLI ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI ve DEĞERLENDİRİLMESİ

7.1. Giriş

Literatürde zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği çalışmaların çoğu, yapı yüklerinden oldukça uzakta ve eğimsiz zemin düzlemindeki zemin elemanları üzerine yoğunlaşmıştır. Ancak, gerçekte çoğu durumda zeminler başlangıç statik kayma gerilmesine maruz durumdadır. Yapı yükü altında bulunan zeminler ile şev ve dolgular gibi eğimli yüzeyli zemin elemanlarının tekrarlı kayma gerilmelerinden önce de başlangıç statik kayma gerilmelerine maruz kaldıkları bilinmektedir. Özellikle yapı köşesi altındaki zemin elemanları, yapıdan kaynaklı yüklemekten dolayı yatay düzlemde önemli statik kayma gerilmelerine maruz kalmaktadırlar. Bu zemin elemanları, mevcut statik kayma gerilmesine ilave olarak, bir de sismik etkilerden kaynaklanan tekrarlı kayma gerilmeleri altında deformasyona uğrayacaklardır.

Başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı serbest saha koşullarının üç eksenli deney sistemi ile modellenmesi sırasında numuneler izotropik olarak konsolide edilmektedir. Ancak, yapı yükü altındaki zemin elemanlarını modellemek için izotropik konsolide şartlar her zaman gerçekçi bir model olamamaktadır. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışını modelleyebilmek için, zemin numunelerinin anizotropik olarak konsolide edilmesi gerekmektedir. Böylece tekrarlı yüklemelerden önce zemin numunesine dolaylı olarak kayma gerilmeleri uygulanabilecektir. Başlangıç statik kayma gerilmesi ve dinamik kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak numuneler kısmi gerilme çevrilmesi ya da gerilme çevrilmesi olmayan tekrarlı kayma gerilmelerine maruz kalacaklardır.

7.2. Çalışmada Kullanılan Bazı Dinamik Kavramların Tanımlanması

7.2.1. Tekrarlı gerilme oranı (CSR)

Seed (1979), sismik etkilerden kaynaklanan tekrarlı kayma gerilmesini, efektif düşey gerilme ile normalize ederek tekrarlı gerilme oranı (CSR) ifadesini tanımlamıştır. Tekrarlı gerilme oranı, tekrarlı yüklemenin büyüklüğünü tanımlamak için kullanılan önemli bir parametredir. Zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışlarının araştırıldığı çalışmalar incelendiğinde de, tekrarlı kayma gerilmesinin büyüklüğünden ziyade tekrarlı gerilme oranı değerinin daha çok kullanım alanı bulunduğu görülmektedir. Çünkü, küçük çevre gerilmeleri altında konsolide olmuş numunelerde sismik etkilerden dolayı yenilmenin gerçekleşebilmesi için küçük kayma gerilmeleri yeterli olabileceken, büyük konsolidasyon gerilmeleri altında bu tekrarlı gerilme yenilmeye sebep olamayabilir. Bu nedenle, yenilme şartının sağlanabilmesi için, uygulanan tekrarlı kayma gerilmesi ve efektif çevre gerilmesinin birlikte düşünülmesi değerlendirmeleri kolaylaştıracaktır.

Arazideki bir zemin elemanı için, tekrarlı gerilme oranı, $(CSR)_{arazi}$, ifadesi,

$$(CSR)_{arazi} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_v'} \quad (7.1)$$

olarak tanımlanmaktadır. Arazideki şartlar için, tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan kayma gerilmesinin, düşey efektif gerilme ile normalize edilmektedir. Çünkü, arazi şartlarında düşey efektif gerilmeler kolaylıkla belirlenebilmektedir. Sismik etkilerden kaynaklanan, tekrarlı kayma gerilmesi ise Bölüm 5.7.5'de değinildiği üzere, Denklem 5.18 ile tahmin edilmeye çalışılmaktadır.

Tekrarlı gerilme oranının laboratuvar deneylerindeki tanımı, deney türüne göre farklılık gösterebilmektedir (Kramer, 1996). Örneğin, tekrarlı basit kesme deney sisteminde (CDSS), tekrarlı gerilme oranı, CSR, tekrarlı kayma gerilmesinin, başlangıç düşey efektif gerilmeye oranı olarak tanımlanmaktadır.

$$(CSR)_{CDSS} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vc}} \quad (7.2)$$

Tekrarlı basit kesme deney sistemi düşünülduğünde, numuneler istenilen düşey efektif gerilme altında konsolide edilmekte ve daha sonra arazi şartlarına benzer şekilde tekrarlı kayma gerilmeleri uygulanmaktadır. Burada da, tekrarlı yükleme öncesi düşey efektif gerilme bilinmekte ve normalizasyon bu ifadeye göre yapılmaktadır.

Zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışını belirlenmesi için en sık kullanılan tekrarlı üç eksenli deney sisteminde (CTX), tekrarlı gerilme oranı; tekrarlı kayma gerilmesinin, başlangıç efektif çevre gerilmesine oranı olarak tanımlanmaktadır.

$$(CSR)_{CTX} = \frac{\sigma_{cyc} / 2}{\sigma'_{3c}} \quad (7.3)$$

Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde numuneler genellikle izotropik olarak hedeflenen çevre gerilmesi altında konsolide edilmektedirler. Numune izotropik olarak konsolide edildiği için hem çevre gerilmesi hem de düşey gerilme aynı değeri almaktadır. Bu nedenle, tekrarlı gerilme oranının tanımlanması sırasında, gerek efektif çevre gerilmesinin kullanımı, gerekse yukarıdaki tanımlamalarda olduğu gibi efektif düşey gerilmenin kullanımı sonucu değiştirmeyecektir.

Ancak, bu çalışmada olduğu gibi, başlangıç statik kayma gerilmesinin veya anizotropik yükleme durumlarının etkisinin incelendiği çalışmalarda, efektif çevre gerilmesi ve efektif düşey gerilme birbirinden farklı olacaktır. Bu durumda, tekrarlı gerilme oranının belirlenmesi için hangi ifade ile normalizasyonun yapılması gerektiği önem kazanmaktadır.

Literatürdeki çalışmaların önemli bir bölümünde, normalizasyonun efektif çevre gerilmesi ile yapıldığı görülmektedir. Buna karşın, Wagg (1990), gerilme oranının ($K = \sigma_{1c}' / \sigma_{3c}'$) etkisini incelediği çalışmasında, normalizasyon işlemini düşey efektif gerilme ile yapmıştır. Wagg (1990),

$$CSR = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \cdot \sigma'_{3c}} \text{ ve } K = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}} \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{CSR}{K} = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \cdot \sigma'_{1c}} \quad (7.4)$$

ifadesini kullanmıştır.

Elkady (2002), tekrarlı üç eksenli deney sistemi için Denklem 7.3'de tanımlanan tekrarlı gerilme oranı ifadesinin izotropik konsolidasyon şartları için geçerli olduğunu, anizotropik konsolidasyon durumunda, gerilme oranı ifadesinde Denklem 7.5'de gösterildiği gibi, σ_{3c}' yerine σ_{1c}' değeri ile normalizasyonun yapılması gerektiğini belirtmiştir. İzotropik konsolidasyon durumunda, $\sigma_{1c}' = \sigma_{3c}'$ olacağı için Denklem 7.5'deki tekrarlı gerilme oranı ifadesi Denklem 7.3'e dönüşecektir.

$$CSR = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \cdot \sigma'_{1c}} \quad (7.5)$$

Sancio (2003), anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için tekrarlı gerilme oranı ifadesini belirlemek için, efektif çevre gerilmesi (σ_{3c}') ile normalize edilmesi durumunda, tekrarlı üç eksenli ve tekrarlı basit kesme deney sistemi ile elde edilen sonuçlar arasındaki bir çelişki gözlemlemiştir. Bunun nedeninin, iki deney sistemi arasındaki yenilmenin gerçekleştiği düzlemlerin farklılığı ve gerilme izlerinden kaynaklandığını düşünülmektedir. Sancio (2003), başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini değerlendirmek için tekrarlı basit kesme deney sisteminin, tekrarlı üç eksenli deney sistemine göre daha güvenilir olduğunu vurgulamıştır. Sancio (2003)'ün deney sonuçları incelendiğinde, üç eksenli deney sisteminde uygulanan tekrarlı kayma gerilmelerinin, düşey efektif konsolidasyon gerilmesiyle normalizasyon yapılması halinde başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının dinamik mukavemeti artırıp azaltacağı çelişkinin ortadan kalkabileceği gözlenmektedir.

Yılmaz (2004) ise, tekrarlı kayma gerilmesini, efektif çevre ve eksenel gerilmelerin ortalamasını alarak normalize etmiştir.

$$CSR = \frac{\sigma_{cyc}}{\sigma'_{3c} + \sigma'_{1c}} \quad (7.6)$$

Anizotropik numunelerin tekrarlı gerilme oranı ile ilgili değerlendirmeleri yaparken Seed (1979)'un tanımının tekrar irdelenmesinde yarar vardır. Seed (1979)'un düşüncesine paralel olması açısından, uygulanan kayma gerilmesinin, düşey efektif gerilme ile normalizasyonu daha uygun olabilecektir. Bu nedenle, çalışmada, ikinci bir tekrarlı gerilme oranı olarak Denklem 7.5'de kullanılacaktır.

Özaydın (1982), uygulanan dinamik gerilmelerin, kohezyonsuz zemin numuneleri üzerinde uygulanan deneylerde çevre gerilmesine göre, killi numunelerde ise drenajsız kayma mukavemetine göre normalizasyonunu önermiştir. Benzer şekilde, Boulanger ve Idriss (2007), killerin tekrarlı gerilme oranını, CSR, kayma gerilmesinin drenajsız kayma mukavemetine oranı şeklinde tanımlamışlardır.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{s_u} = \frac{\sigma_{cyc}}{2.s_u} \quad (7.7)$$

Görüleceği üzere, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminler üzerinde dinamik üç eksenli deney sistemi ile gerçekleştirilen çalışmalarda, farklı tekrarlı gerilme oranı (CSR) tanımları ile karşılaşılabilmektedir. Bu çalışmada, yukarıda tanımlanan üç farklı normalizasyon için de değerlendirmelere yer verilmiştir. Çalışmada, izotropik ve anizotropik gerilme şartları altındaki numunelerin; tekrarlı kayma gerilmesinin efektif çevre gerilmesi ile normalizasyonu CSR_1 ve efektif düşey gerilme ile normalizasyonu CSR_2 , izotropik konsolidasyon durumundaki drenajsız kayma mukavemeti ile normalizasyonu ise CSR_3 olarak gösterilecektir. Çalışmada kullanılacak tekrarlı gerilme oranlarının tanımı aşağıdaki gibi özetlenebilir.

$$CSR_1 = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{3c}} = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \times \sigma'_{3c}} \quad (7.3)$$

$$CSR_2 = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{1c}} = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \times \sigma'_{1c}} \quad (7.5)$$

$$CSR_3 = \frac{\tau_{cyc}}{s_u} = \frac{\sigma_{cyc}}{2 \times s_u} \quad (7.7)$$

7.2.2. Gerilme çevrilmesi derecesi (R)

Tekrarlı yüklemelerden önce zemin numunelerinin başlangıç statik kayma gerilmesine maruz olması durumunda, uygulanan tekrarlı gerilmelerden dolayı zemin elemanında tam gerilme çevrilmesi oluşmayacaktır. Bu durumda, zemin numunesi başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak kısmi olarak gerilme çevrilmesi ya da gerilme çevrilmesi olmayan tekrarlı kayma gerilmelerine maruz kalacaklardır. Zemin dinamiğindeki çalışmalarda, gerilme çevrilmesinin büyüklüğü ile ilgili henüz net tanımlar kullanılmamakta ve gerilme çevrilmesi kavramı nitel olarak ele alınmaktadır. Çalışmanın bu bölümünde, gerilme çevrilmesinin derecesini (büyüklüğünü) belirlemek için yorulma analizlerinde kullanılan tanımlamalar zemin dinamiğine uyarlanmıştır. Gerilme çevrilmesi derecesi olarak adlandırılacak olan bu ifadenin sayısal değeri ile zemin numunelerinin maruz kaldığı gerilme durumu kolaylıkla tarif edilebilecektir.

Zeminlerin tekrarlı yüklemelere maruz kalışının bir benzeri de malzemeler üzerinde gözlenmektedir. Malzemeler, çekme mukavemetinden daha küçük sürekli tekrarlı gerilmelere maruz kaldıklarında da kırılabilirler. Yorulma (fatigue) olarak adlandırılan bu olgu malzeme biliminde önemli bir yer tutmaktadır. Malzemelerdeki yorulma olgusu üzerinde gerçekleştirilen araştırmalar çok uzun yıllara dayanmakta olup pek çok kavramın bu olgu üzerindeki etkileri detaylı olarak incelenmiştir.

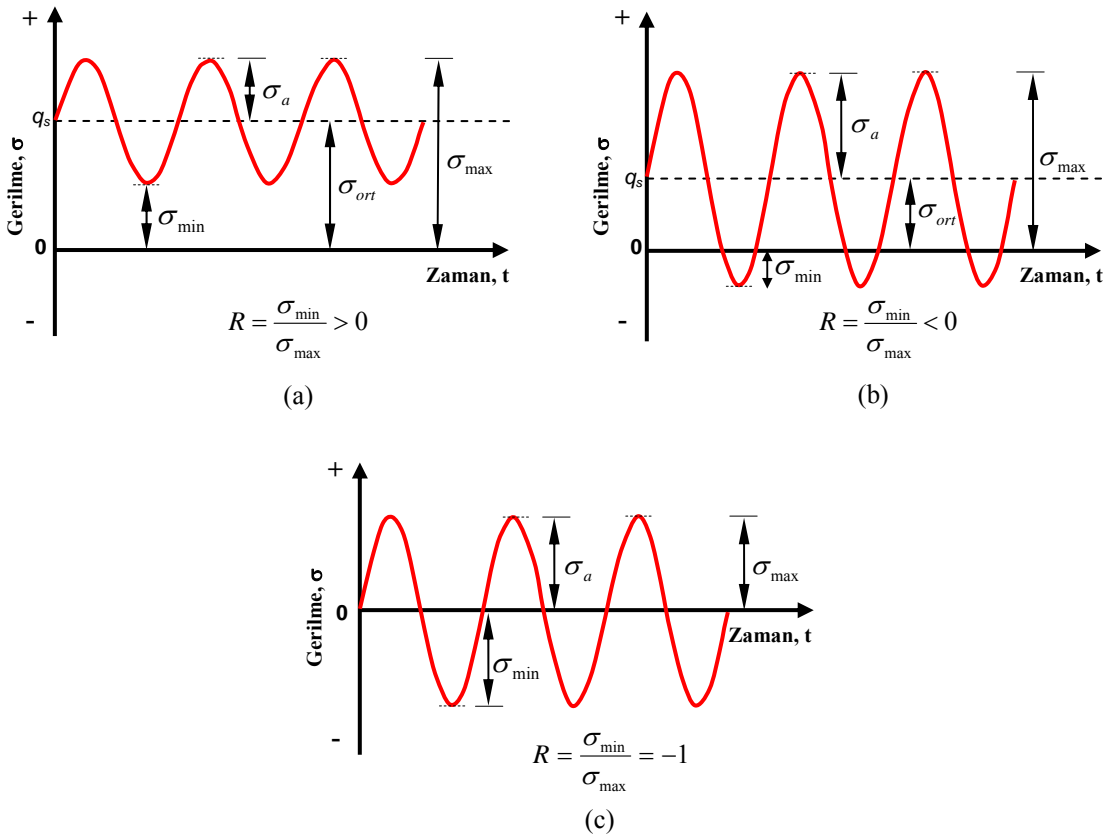
Yorulma analizlerinde, incelenen malzemenin kendi ağırlığına ilave olarak maruz kalacağı tekrarlı gerilmeler altındaki davranışları önemli bir yer tutmaktadır. Şekil 7.1'de, malzemenin kendi ağırlığından kaynaklanan ortalama gerilme (σ_{ort}) ve tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan gerilme genliği (σ_a) için şematik gösterim görülmektedir. Bu durumda, incelenen elemana etki eden, maksimum ve minimum gerilme sırasıyla,

$$\sigma_{max} = \sigma_{ort} + \sigma_a \quad (7.8)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_{\text{ort}} - \sigma_a \quad (7.9)$$

olacaktır. Tekrarlı gerilme genliğinin büyüklüğüne göre, minimum gerilme negatif değerler alabilecektir ve yükleme gerilme çevrilmeli olacaktır.

Ortalama gerilmenin olmadığı durumlarda ($\sigma_{\text{ort}} = 0$) ise, maksimum ve minimum gerilmeler sayısal olarak aynı değeri alacaklar ve yükleme simetrik ve tam gerilme çevrilmeli olacaktır. Ortalama gerilme ile tekrarlı gerilme genliğinin aynı olması durumunda ise minimum gerilme sıfır olacaktır.



Şekil 7.1. Ortalama gerilme ve tekrarlı gerilme genliğinin farklı kombinasyonları için tipik üniform tekrarlı yükleme grafikleri

Malzeme biliminde gerilme çevrilmesinin derecesinin belirlenebilmesi için “Gerilme Oranı, R ” tanımı yapılmıştır. Yorulma analizlerinde kullanılan gerilme oranı, tekrarlı yükleme sırasındaki minimum gerilmenin, maksimum gerilmeye oranı olarak tanımlanmaktadır.

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (7.10)$$

Bu tanımlamaya göre, gerilme oranının alacağı değerler, $-1 \leq R < 1$ aralığında olacaktır.

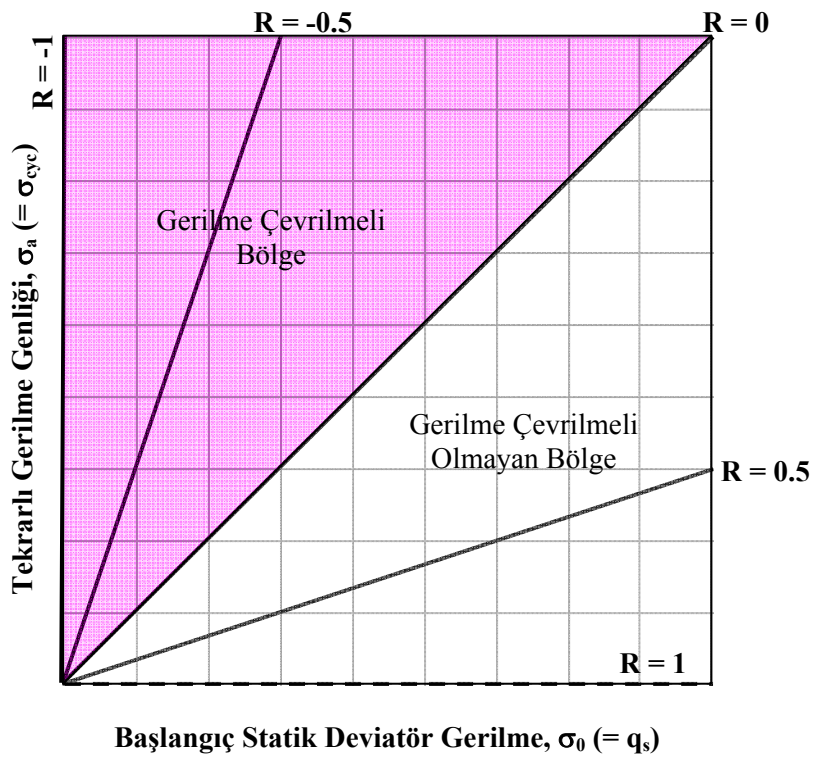
Başlangıç statik kayma gerilmesinin var olduğu gerilme şartları altındaki zeminler ile kendi ağırlığına ilave olarak tekrarlı yüklere maruz kalan malzemelerin genel yükleme durumunun aynı olduğu açıkça görülmektedir. Ancak, günümüzde, zemin dinamiğinde gerilme çevrilme derecesiyle ilgili bir kavramın henüz tam olarak ifade edilmediği görülmektedir. Araştırmacıların, uyguladıkları gerilme durumunu, gerilme çevrilmesi olan ve olmayan şeklinde genel bir ifade ile dile getirmişlerdir. Ancak, gerilme şartlarının nicel olarak tanımlanması, gerilme çevrilme derecesinin zeminin dinamik davranışı üzerindeki etkilerini belirlemekte büyük fayda sağlayacaktır. Bu noktada, literatürde sadece Govil (1991)'in çalışmasında gerilme oranı ifadesine yer verdiği görülmüştür.

Zemin dinamiği problemleri düşünüldüğünde, başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı deviatör gerilmenin farklı kombinasyonları için gerilme çevrilmesi derecesinin (R) alacağı değer aralıkları Şekil 7.2'de özetlenmiştir. Gerilme oranının negatif değerler alması, yüklemenin gerilme çevrilmeli olacağını, pozitif değerler alması ise gerilme çevrilmesi olmaksızın, tekrarlı gerilmelerin sadece basınç yönünde uygulandığını göstermektedir.

Şekil 5.8'de ve Şekil 7.1c'de gösterilen izotropik konsolidasyon durumunda, başlangıç statik kayma gerilmesi olmayacağı için, minimum gerilme ve maksimum gerilmeler sırasıyla, $\sigma_{\min} = -\sigma_a$ ve $\sigma_{\max} = \sigma_a$ olacağı için gerilme oranı, $R = -1$ değerini alacaktır. Şekil 5.9 ve Şekil 7.1b'deki gibi başlangıç kayma gerilmesinin olduğu kısmi gerilme çevrilmeli durumda, gerilme oranı, $-1 < R < 0$ aralığında olacaktır. Başlangıç statik kayma gerilmesi ve gerilme genliğinin aynı büyüklükte olduğu yükleme durumunda, $\sigma_{\min} = 0$ olacağı için, gerilme oranı, $R = 0$ değerini alacaktır. Şekil 7.2'de bu durumu temsil eden $R = 0$ çizgisinin 1:1 eğimli olduğu açıkça görülmektedir. Şekil 5.10 ve Şekil 7.1a'daki gibi tekrarlı gerilmenin,

başlangıç statik kayma gerilmesinden küçük olduğu, gerilme çevrimi oluşmayan yüklemelerde ise, gerilme oranı, $0 < R < 1$ aralığında kalacaktır.

Bölüm 7.4’de değinileceği üzere, tekrarlı yüklemeler sırasında gelişen deformasyon davranışının, gerilme çevrilmesi derecesine bağlı olduğu görülmektedir. Bu durum, gerilme çevrilmesi derecesinin, zeminin davranışını etkileyen bir ifade olarak tanımlanabileceğini göstermektedir.



Şekil 7.2. Ortalama gerilme ve tekrarlı gerilme kombinasyonları için R değerleri

7.3. Tekrarlı Üç Eksenli Deney Programı

Bu çalışmada, tekrarlı yükler altında, başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının killi zeminler üzerindeki etkisinin belirlenmesi hedeflendiği için; yükleme frekansı, zeminin fiziksel özellikleri, efektif ortalama çevre gerilmesi gibi parametreler sabit tutularak, zemin davranışına olası etkileri devre dışı bırakılmıştır. Gerçekleştirilen deneylerde, tek değişken olarak başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesi seçilmiştir.

Böylece farklı başlangıç statik kayma gerilmesi seviyelerinde zemin numunelerinin tepkisi net olarak belirlenebilecektir.

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını belirlemek için farklı gerilme şartlarında 21 adet tekrarlı üç eksenli deney gerçekleştirilmiştir. Bulamaç çamuru numune hazırlama sistemi ile elde edilen numunelerin fiziksel özellikleri Tablo 7.1’de verilmiş olup, başlangıç boşluk oranları, $e_0 = 1.22 \pm 0.03$, başlangıç su muhtevaları, $w_0 = \%47.0 \pm 0.6$ ve sıvılık indisleri ise $I_L = 0.76 \pm 0.03$ aralığında değişmektedir. Numunelerin deney öncesi su muhtevaları, likit limitteki su muhtevasına ($w_L = 51$) oldukça yakındır.

Numunelerde doyurma işlemi ters basınç uygulayarak gerçekleştirilmiş olup, boşluk suyu basıncı parametresinin, B , üç numune dışında 0.95’den büyük olduğu görülmektedir. Bu değerler, Black ve Lee (1973) tarafından önerilen boşluk suyu basıncı parametresi ve doygunluk derecesi arasındaki ilişkiye göre değerlendirildiğinde, deneyde kullanılan numunelerin minimum doygunluk derecesinin, $S_r = \%95$ civarında olduğu anlaşılmaktadır. Numunelerin kalan diğer büyük bölümünde ise doygunluk derecesi, $S_r = \%97$ civarındadır.

Deney numuneleri, Bölüm 6.4.1’de belirtildiği şekilde, farklı başlangıç statik kayma gerilmesi oranlarında ve sabit ortalama efektif normal gerilme ($p' = 200$ kPa) altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmişlerdir. Zeminin rijitliği üzerinde yanal ve düşey gerilme değerlerinden ziyade ortalama efektif normal gerilmenin daha hakim olduğunu düşüncesinden dolayı sabit ortalama efektif normal gerilme ile çalışmanın daha uygun olacağı düşünülmüştür. Tablo 7.1’deki son kolonda, farklı gerilme şartları altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilen 4 farklı deney grubundaki numunelerin konsolidasyon sonrası boşluk oranları (e_c) gösterilmiştir. Numunelerin sabit ortalama efektif gerilme altında konsolide edilmesi durumunda, tüm numunelerin konsolidasyon sonrası boşluk oranının birbirine çok yakın değerlerde ve ortalama $e_c = 1.02 \pm 0.01$ civarında olduğu görülmektedir. Bu durum, zeminin rijitliği üzerinde ortalama efektif normal gerilmenin daha hakim bir ifade oluşunu doğrulamaktadır. Böylece, tekrarlı yüklemelerden önce numunelerin

yaklaşık olarak aynı boşluk oranına sahip olması sağlanarak, deney sonuçlarının boşluk oranından etkilenmesi engellenebilmiştir.

Uygulanan başlangıç statik kayma gerilmesi değerleri, monotonik deneylerde seçilen değerler ile aynı alınmıştır. Yani, tekrarlı deneylerdeki numuneler de, önce çevre gerilmeleri (σ_{3c}') altında izotropik olarak 24 saat konsolide edilmiş, daha sonra başlangıç kayma gerilmesi oranı (τ_s / p') 0; 0.15; 0.30; 0.45 olacak şekilde drenajlı şartlarda 0; 60 kPa, 120 kPa ve 180 kPa'lık statik deviatör gerilme (q_s) altında 24 saat konsolidasyona bırakılmışlardır. Bu 4 farklı başlangıç gerilme şartları altında konsolide edilen numuneler sırasıyla 1. grup, 2. grup, 3. grup ve 4. grup deney seti olarak adlandırılmıştır. Bu dört gruptaki numunelerin tekrarlı yüklerden önce maruz kaldıkları gerilme şartları Tablo 7.2'de özetlenmiştir.

Tablo 7.1. Tekrarlı deneylerde kullanılan numunelerin fiziksel özellikleri

Grup No.	Deneş No.	w_0	e_0	I_L	γ_n	B	e_c
1	RD-101	47.3	1.24	0.78	16.74	0.92	1.02
	RD-102	47.3	1.28	0.78	16.43	0.93	1.03
	RD-103	45.5	1.22	0.68	16.64	0.95	1.02
	RD-104	47.4	1.18	0.79	17.16	0.96	0.99
	RD-105	47.1	1.22	0.77	16.87	0.95	1.03
2	RD-201	46.6	1.19	0.74	17.04	0.95	1.02
	RD-202	47.0	1.23	0.76	16.73	0.95	1.02
	RD-203	48.2	1.27	0.84	16.56	0.95	1.03
	RD-204	47.3	1.20	0.78	16.97	0.95	1.04
	RD-205	46.3	1.16	0.72	17.23	0.95	1.02
3	RD-301	47.0	1.25	0.76	16.60	0.94	1.03
	RD-302	47.0	1.20	0.76	16.94	0.95	1.02
	RD-303	47.1	1.24	0.77	16.70	0.95	1.02
	RD-304	47.0	1.22	0.76	16.84	0.95	1.04
	RD-305	47.2	1.19	0.78	17.08	0.95	1.02
	RD-306	45.9	1.18	0.70	17.03	0.95	1.03
4	RD-401	46.6	1.22	0.74	16.81	0.95	1.03
	RD-402	46.9	1.22	0.76	16.81	0.95	1.04
	RD-403	47.2	1.22	0.78	16.82	0.95	1.01
	RD-404	47.0	1.23	0.76	16.78	0.95	1.02
	RD-405	47.1	1.22	0.77	16.81	0.95	1.03

w_0 , başlangıç su muhtevası (%); e_0 , başlangıç boşluk oranı; I_L , sıvılık indisi; γ_n , yağ birim hacim ağırlığı (kN/m^3); B, boşluk suyu basıncı parametresi; e_c , konsolidasyon sonrası boşluk oranı

Tablo 7.2. Tekrarlı deneylerde kullanılan numunelerin gerilme şartları

Grup No.	σ_{3c}'	σ_{1c}'	p'	τ_s	τ_s / p'	$\tau_s / s_{u,iso}$
1	200	200	200	0	0	0
2	180	240	200	30	0.15	0.319
3	160	280	200	60	0.30	0.638
4	140	320	200	90	0.45	0.957

σ_{3c}' , efektif çevre gerilmesi (kPa); σ_{1c}' , efektif düşey konsolidasyon gerilmesi (kPa); p' , ortalama efektif normal gerilme (kPa); τ_s , başlangıç statik kayma gerilmesi (kPa); τ_s/p' , başlangıç statik kayma gerilmesi oranı; $\tau_s/s_{u,iso}$, izotropik durumdaki drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi

Başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulandığı ve uygulanmadığı numunelere daha sonra drenajsız şartlarda 0.5 Hz frekansında ve sinüzoidal dalga formunda, gerilme kontrollü üniform tekrarlı gerilmeler uygulanmıştır. Tekrarlı gerilme, yükleme çerçevesi üzerindeki aktüatörden pistonu aktarılan yük ile sağlanmış, bu sırada oluşan boşluk suyu basıncı ise numunenin altındaki transdüser ile ölçülmüştür. Tekrarlı yükleme sırasında çevre gerilmesi sabit tutulup, aşırı boşluk suyu basıncı, eksenel birim deformasyon değişimi her 0.02 saniyede bir bilgisayar kontrollü olarak kaydedilmiştir. Numunelerin dinamik mukavemetlerini değerlendirebilmek için, aynı şartlarda konsolide edildikten sonra farklı tekrarlı gerilme genliklerinde (σ_{cyc}) çift genlikli veya tek genlikli eksenel birim deformasyonun %10 seviyesine ulaşana veya bu deformasyon seviyesine ulaşamaması durumunda 500 çevrime kadar tekrarlı yüklemelere maruz bırakılmışlardır. Tablo 7.3'de, deney numunelerinin maruz kaldığı tekrarlı deviatör gerilme (σ_{cyc}), gerilme çevrilme derecesi (R) ve farklı normalizasyon işlemleri ile elde edilen tekrarlı gerilme oranları gösterilmektedir.

Tekrarlı deviatör gerilme ve yenilme anındaki çevrim sayısı arasındaki ilişkiyi ($\sigma_{cyc} - N_f$) gösterebilmek ve sonuçları değerlendirebilmek için en az üç farklı numuneye ihtiyaç vardır. Bu çalışmada, eğilimin dana net gösterilebilmesi için aynı konsolidasyon başlangıç şartlarında en az 5 farklı numune üzerinde tekrarlı deneyler gerçekleştirilmiştir. EK-B'de başlangıç statik kayma gerilmesinin olduğu ve olmadığı tüm tekrarlı üç eksenli deney sonuçları grafiksel olarak sunulmuştur.

Tablo 7.3. Tekrarlı deneylerde kullanılan numunelerin tekrarlı yükleme özellikleri

Grup No.	Deney No.	σ_{cyc}	f	R	CSR ₁	CSR ₂	CSR ₃
1	RD-101	150.00	0.5	-1.00	0.375	0.375	0.798
	RD-102	106.40	0.5	-1.00	0.266	0.266	0.566
	RD-103	89.22	0.5	-1.00	0.223	0.223	0.475
	RD-104	59.80	0.5	-1.00	0.150	0.150	0.318
	RD-105	48.50	0.5	-1.00	0.121	0.121	0.258
2	RD-201	110.88	0.5	-0.30	0.308	0.231	0.590
	RD-202	82.44	0.5	-0.16	0.229	0.172	0.439
	RD-203	68.22	0.5	-0.06	0.190	0.142	0.363
	RD-204	55.98	0.5	0.03	0.156	0.117	0.298
	RD-205	42.84	0.5	0.17	0.119	0.089	0.228
3	RD-301	112.64	0.5	0.03	0.352	0.201	0.599
	RD-302	90.24	0.5	0.14	0.282	0.161	0.480
	RD-303	73.28	0.5	0.24	0.229	0.131	0.390
	RD-304	58.88	0.5	0.34	0.184	0.105	0.313
	RD-305	44.80	0.5	0.46	0.140	0.080	0.238
	RD-306	34.56	0.5	0.55	0.108	0.062	0.184
4	RD-401	114.80	0.5	0.22	0.410	0.179	0.611
	RD-402	86.80	0.5	0.35	0.310	0.136	0.462
	RD-403	63.42	0.5	0.48	0.227	0.099	0.337
	RD-404	41.58	0.5	0.62	0.149	0.065	0.221
	RD-405	36.26	0.5	0.66	0.130	0.057	0.193

σ_{cyc} , tekrarlı deviyör gerilme (kPa); f, frekans (Hz); R, Gerilme çevrilmesi derecesi ($\sigma_{min}/\sigma_{max}$);

CSR₁ = $\tau_{cyc} / \sigma_{3c}'$; CSR₂ = $\tau_{cyc} / \sigma_{1c}'$; CSR₃ = τ_{cyc} / s_u ; τ_{cyc} , tekrarlı kayma gerilmesi (kPa) olup $\tau_{cyc} = \sigma_{cyc} / 2$

Numunelerin dinamik mukavemetinin değerlendirilmesi aşamasında iki farklı yenilme kriteri dikkate alınmıştır. Literatürde pek çok araştırmanın kullandığı bu iki kriterden, birincisinde, çift genlikli veya pik eksenel birim deformasyonun %5'e ulaşması, ikincisinde ise çift genlikli veya pik eksenel birim deformasyonun %10'a ulaşması yenilme anı olarak tanımlanmıştır.

1. Yenilme Kriteri: $\varepsilon_{DA} = \%5$ veya $\varepsilon_p = \%5$

2. Yenilme Kriteri: $\varepsilon_{DA} = \%10$ veya $\varepsilon_p = \%10$

Belirtilen $\varepsilon = \%5$ yenilme anına ulaşabilmek için gerekli çevrim sayıları $N_{\varepsilon=\%5}$ ve $\varepsilon = \%10$ eksenel birim deformasyona ulaşabilmek için gerekli çevrim sayıları ise $N_{\varepsilon=\%10}$ olarak gösterilecektir. Tablo 7.4'de her iki yenilme anına ulaşmak için gerekli çevrim sayıları ve yenilme durumundaki maksimum boşluk suyu basıncı oranları özetlenmiştir.

Tablo 7.4. Tekrarlı deneylerde yenilme için gerekli çevrim sayıları ve yenilme anındaki maksimum boşluk suyu basıncı oranı

Grup No.	Deneysel No.	$\varepsilon_{DA}, \varepsilon_p = \%5$		$\varepsilon_{DA}, \varepsilon_p = \%10$	
		N_f	$r_{u,max}$	N_f	$r_{u,max}$
1	RD-101	1.24	0.152	3.75	0.373
	RD-102	1.82	0.227	7.72	0.610
	RD-103	5.80	0.318	12.29	0.578
	RD-104	16.79	0.441	29.83	0.669
	RD-105	31.81	0.656	49.90	0.843
2	RD-201	2.18	0.252	4.23	0.446
	RD-202	7.18	0.379	19.20	0.620
	RD-203	11.30	0.480	24.22	0.686
	RD-204	21.32	0.566	48.25	0.749
	RD-205	52.36	0.645	134.22	0.797
3	RD-301	2.12	0.203	6.22	0.404
	RD-302	4.18	0.219	13.22	0.442
	RD-303	11.26	0.348	35.18	0.544
	RD-304	13.21	0.362	42.21	0.554
	RD-305	28.29	0.404	103.27	0.567
	RD-306	113.23	0.489	500	0.584
4	RD-401	1.15	0.106	1.32	0.171
	RD-402	2.19	0.104	4.44	0.194
	RD-403	10.21	0.191	31.17	0.296
	RD-404	22.35	0.195	111.31	0.296
	RD-405	27.24	0.166	197.25	0.296

$\varepsilon_{DA}, \varepsilon_p$, çift veya tek genlikli aksel birim deformasyon; N_f , %5 veya %10 birim deformasyona ulaşmak için gerekli çevrim sayısı; $r_{u,max}$, tekrarlı yüklemeye kaynaklanan maksimum boşluk suyu basıncı oranı ($\Delta u_{max}/\sigma'_3$)

7.4. Tekrarlı Yükleme Altında Deformasyon Gelişimi

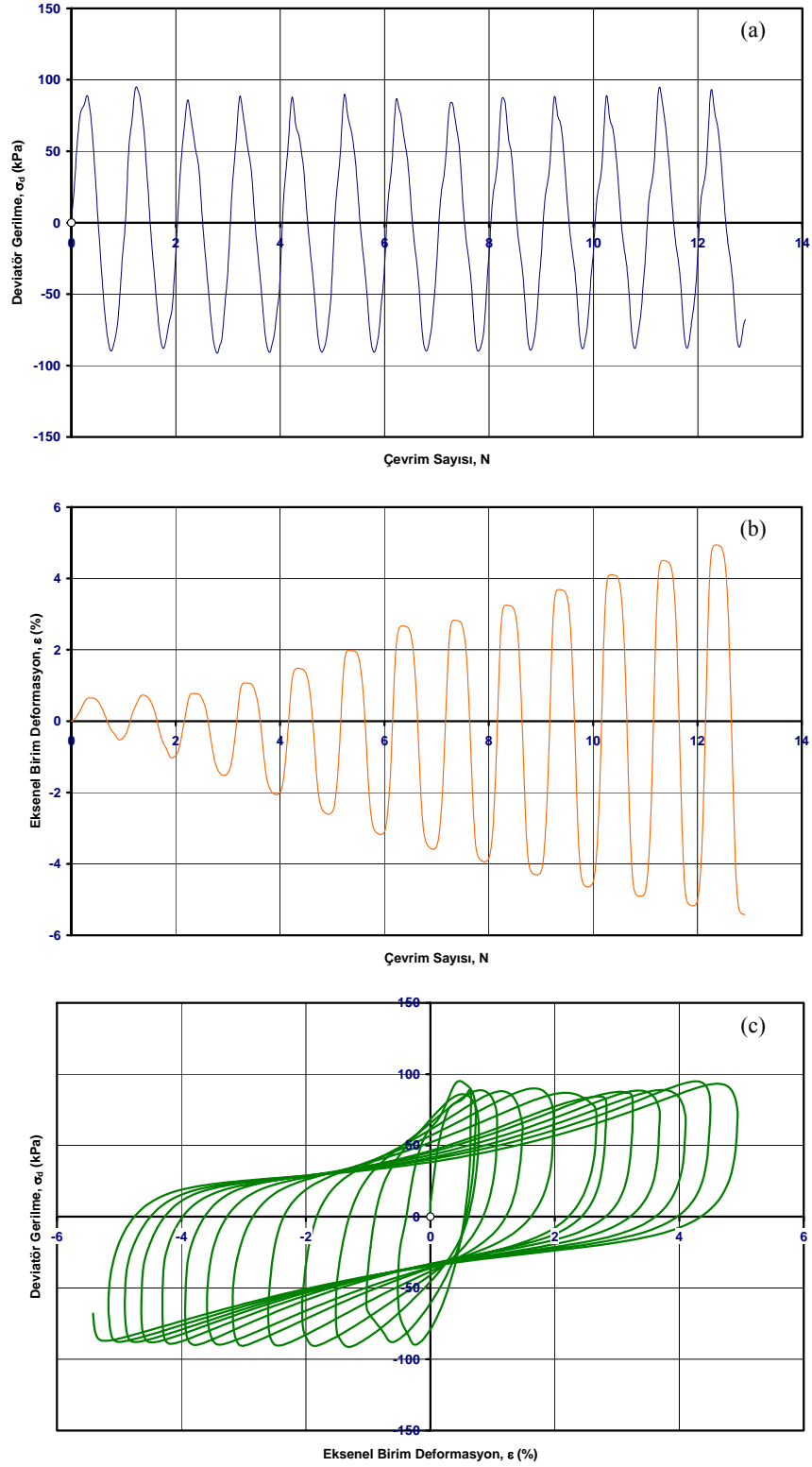
Killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki yenilme tanımları deformasyona dayalı olarak yapılmaktadır. Bu nedenle, zeminin tekrarlı yük altında sergileyeceği deformasyon davranışının karakteristiğinin belirlenmesi büyük önem taşımaktadır. Bu çalışmada, izotropik ve anizotropik konsolidasyon şartları altındaki numuneler üzerinde gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deneylerde numunelerin tipik olarak 3 farklı deformasyon davranışı sergilediği gözlenmiştir. Numunelerin deformasyon davranışlarını başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı ve tekrarlı gerilme çevrilmesinin şiddeti belirlemektedir. Çalışmada gözlenen deformasyon davranışı, bu iki ifadeyi içinde barındıran ve Bölüm 7.2.2'de tanımlanan, gerilme çevrilmesi derecesi (R) ile açıklanmaya çalışılmıştır.

7.4.1. Başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı gerilme çevrilmeli ($R = -1$) numuneler için tipik deney sonuçları

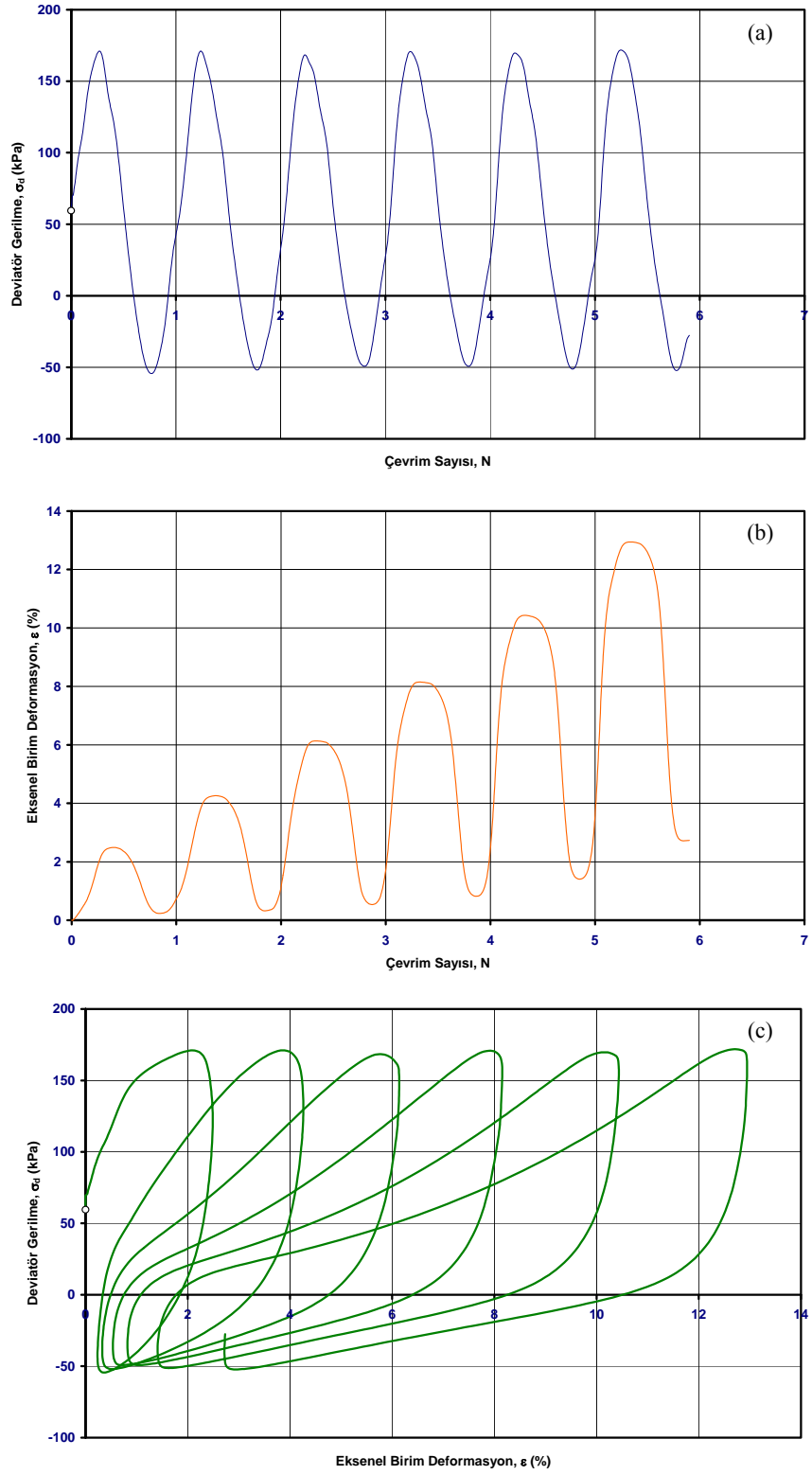
Üç eksenli deney şartlarında izotropik olarak konsolide edilen numunelere tekrarlı deviatör gerilme uygulandığında, numune eşit miktarda basınç ve çekme gerilmelerine maruz kalacaktır. Bu gerilme şartları için, gerilme çevrilmesi derecesi, $R = -1$ olacaktır. Bu durum için tipik deviatör gerilme – çevrim sayısı ilişkisi Şekil 7.3a’da görülmektedir. Görüleceği üzere, basınç ve çekme yönündeki ortalama pik deviatör gerilme değeri, yani tekrarlı gerilme genliği, $\sigma_{cyc} = 89.22$ kPa civarındadır. Bu tekrarlı gerilmeden dolayı, zeminde oluşan tipik deformasyon – çevrim sayısı ilişkisi ise Şekil 7.3b’de gösterilmektedir. Uygulanan basınç ve çekme gerilmelerinden dolayı, deformasyonda iki yönlü olarak ilerlemektedir. Bu durum, izotropik olarak konsolide edilen numuneler için beklenen bir deformasyon davranışıdır. Tekrarlı birim deformasyon genliği giderek artmakta ve $\epsilon_{DA} = \%10$ seviyesine ulaşıldığında deney sonlandırılmaktadır. Şekil 7.3c’de gösterilen, gerilme – birim deformasyon davranışı incelendiğinde ise, zeminin sekant kayma modülünün her çevrimden sonra azaldığı ortaya çıkmaktadır.

7.4.2. Başlangıç statik kayma gerilmeli ve kısmi gerilme çevrilmeli ($-1 < R < 0$) numuneler için tipik deney sonuçları

Üç eksenli deney şartlarında anizotropik olarak konsolide edilen numuneler, tekrarlı deviatör gerilmenin büyüklüğüne bağlı olarak kısmi gerilme çevrilmesine (yani çekme gerilmelerine) maruz kalabilir. Bu gerilme şartlarında, gerilme çevrilmesi derecesi, R negatif ($-1 < R < 0$) değerler olacaktır. Bu durum için tipik deviatör gerilme – çevrim sayısı ilişkisi Şekil 7.4a’da görülmektedir. Şekil 7.4a gösterilen, RD-201 numunesi, başlangıç statik kayma gerilmesi, $q_s = 60$ kPa ve uygulanan tekrarlı deviatör gerilmesi, $\sigma_{cyc} = 110.88$ kPa olan yükleme durumuna maruzdur. Bu durumda, zeminin maruz kaldığı maksimum ve minimum deviatör gerilme değerleri, yaklaşık olarak, $\sigma_{max} = 171$ kPa ve $\sigma_{min} = -51$ kPa, gerilme çevrilmesi derecesi ise $R = -0.30$ olacaktır. Numune, çekme gerilmesine de maruz kaldığı için pik birim deformasyon genliğinin yanı sıra tekrarlı birim deformasyon genliği de artış göstermektedir (Şekil 7.4b). Gerilme çevrilmesi derecesi, sıfıra yaklaştıkça tekrarlı



Şekil 7.3. Gerilme çevrilmesi derecesi, $R = -1$ için tipik tekrarlı üç eksenli deney sonuçları
a) $\sigma_d - N$, b) $\epsilon - N$, c) $\sigma_d - \epsilon$ ilişkisi

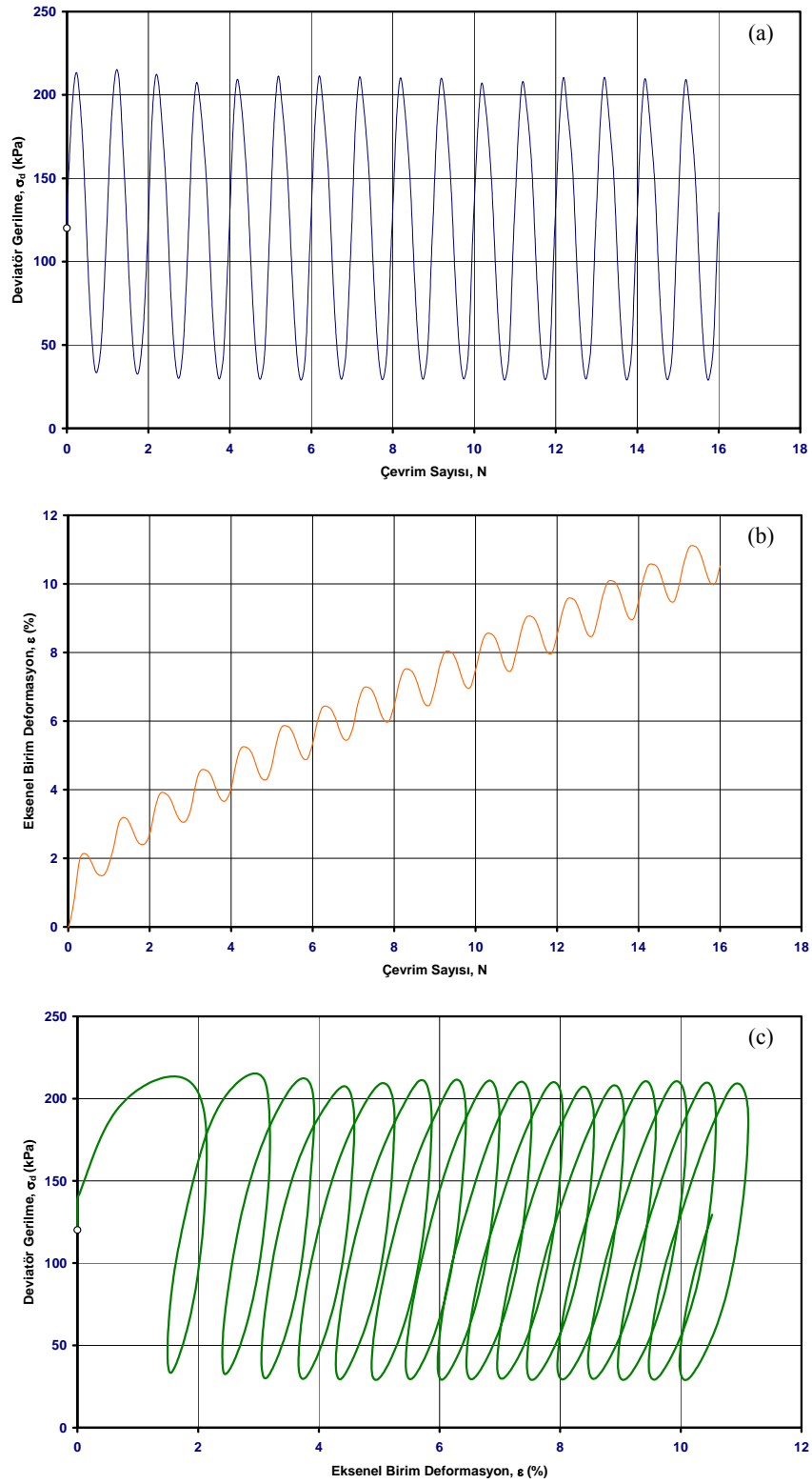


Şekil 7.4. Gerilme çevrilmesi derecesi, $-1 < R < 0$ için tipik tekrarlı üç eksenli deney sonuçları
a) $\sigma_d - N$, b) $\epsilon - N$, c) $\sigma_d - \epsilon$ ilişkisi

gerilme genliğinin etkisi azalmakta ve pik birim deformasyon genliği yenilmeye sebep olmaktadır. Bu davranış, Şekil 7.4c'de daha belirgin olarak görülmektedir. Görüleceği üzere, pik aksel birim deformasyon %10 seviyesine ulaşırken, öte yandan da ilmiğin genişliği de her çevrimden sonra artış göstermektedir. Bu durum, çekme gerilmelerinin de deformasyon davranışı üzerindeki etkisini açıklamaktadır. Gerilme çevrilme derecesinin $R = -1$ 'e doğru yaklaşması durumunda ise, deformasyonların yine çift yönlü olarak ilerleyeceği ve yenilmeye çift genlikli aksel birim deformasyon genliğinin artması sebep olacaktır.

7.4.3. Başlangıç statik kayma gerilmeli ve gerilme çevrilmeli olmayan ($R > 0$) numuneler için tipik deney sonuçları

Üç eksenli deney şartlarında başlangıç statik deviatör gerilmenin, tekrarlı deviatör gerilmeden daha büyük olması durumunda numune üzerinde çekme gerilmeleri oluşmayacak, yani gerilme çevrilmesi derecesi, R pozitif ($R > 0$) değerler olacaktır. Bu durum için tipik deviatör gerilme – çevrim sayısı ilişkisi Şekil 7.5a'da görülmektedir. Şekil 7.5a'da gösterilen, RD-302 numunesi için, başlangıç statik kayma gerilmesi, $q_s = 120$ kPa ve uygulanan tekrarlı deviatör gerilmesi, $\sigma_{cyc} = 90.24$ kPa'dır. Bu durumda, zeminin maruz kaldığı maksimum ve minimum deviatör gerilme değerleri, yaklaşık olarak, $\sigma_{max} = 210$ kPa ve $\sigma_{min} = 30$ kPa, gerilme çevrilmesi derecesi ise $R = 0.14$ olacaktır. Numune üzerinde çekme gerilmesi oluşmadığı için tekrarlı birim deformasyon genliği ilk birkaç çevrimden sonra sabit kalmaktadır. Bu gruptaki numuneler için tekrarlı birim deformasyon genliği, tekrarlı kayma gerilmesine bağlı olmakla beraber %2 seviyesinin altında kalmaktadır (Şekil 7.5b). Şekil 7.5c'de incelendiğinde, 2. çevrimden sonra, histeresis ilmiklerinin genişliği artmaksızın sağa doğru hareket ettiği, yani tekrarlı aksel birim deformasyonun sabit kaldığını ve pik aksel birim deformasyonun arttığı açıkça görülmektedir. Bu nedenle, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerde, gerilme çevrilmesi olmaması durumunda yenilmeye pik aksel birim deformasyon sebep olacaktır.



Şekil 7.5. Gerilme çevrilmesi derecesi, $R > 0$ için tipik tekrarlı üç eksenli deney sonuçları
a) $\sigma_d - N$, b) $\epsilon - N$, c) $\sigma_d - \epsilon$ ilişkisi

7.5. Tekrarlı Yükleme Altında Boşluk Suyu Basıncı Oluşumu

Suya doygun zemin tabakaları tekrarlı kayma gerilmelerine maruz kaldıklarında suyun drene olacak zaman bulamamasından dolayı zeminde boşluk suyu basınçları oluşmaya başlar. Boşluk suyu basıncındaki bu değişimlerin rijitlik ve mukavemeti etkilemesinden dolayı, zeminlerin dinamik özelliklerinin belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır. Bu nedenle, tekrarlı yükler sırasında boşluk suyu basıncı gelişimi araştırmacılar tarafından uzun yıllardan beri incelenmektedir. Özellikle, kumlu ve siltli zemin tabakalarında, oluşan boşluk suyu basınçlarının efektif çevre basıncına eşit olması durumunda gerçekleşen ve sıvılaşma olarak adlandırılan göçme durumu konunun önemini çok net olarak ortaya koymaktadır. Killerde oluşan boşluk suyu basınçları ise kumlu zeminlerdekine göre daha düşük seviyelerde kalmaktadır. Bu nedenle, fiziksel anlamıyla sıvılaşma olgusu killi zeminlerde meydana gelmektedir. Ancak, kil zeminlerde boşluk suyu basıncı oluşumu tekrarlı yumuşama davranışına sebep olmakta ve tekrarlı yüklerden kaynaklanan büyük deformasyonlar gerçekleşmektedir. Bu nedenle, boşluk suyu basıncı oluşumunun ince daneli zeminlerdeki oluşumu da büyük öneme sahiptir.

Tekrarlı yüklemelere maruz kalan zeminlerde belirli bir eşik birim deformasyon değerinin altında boşluk suyu basıncı meydana gelmemektedir. Ancak depremler gibi drenajın oluşmadığı, büyük genlikli birim deformasyonların gerçekleştiği tekrarlı yüklemelerde bu eşik değeri kolaylıkla aşılabilmekte ve zeminde boşluk suyu basınçları oluşmaktadır. Normal konsolide killerde boşluk suyu basınçları her zaman artmaktayken, bazı aşırı konsolide killerde negatif değerler alabilmektedir (Vucetic, 1994).

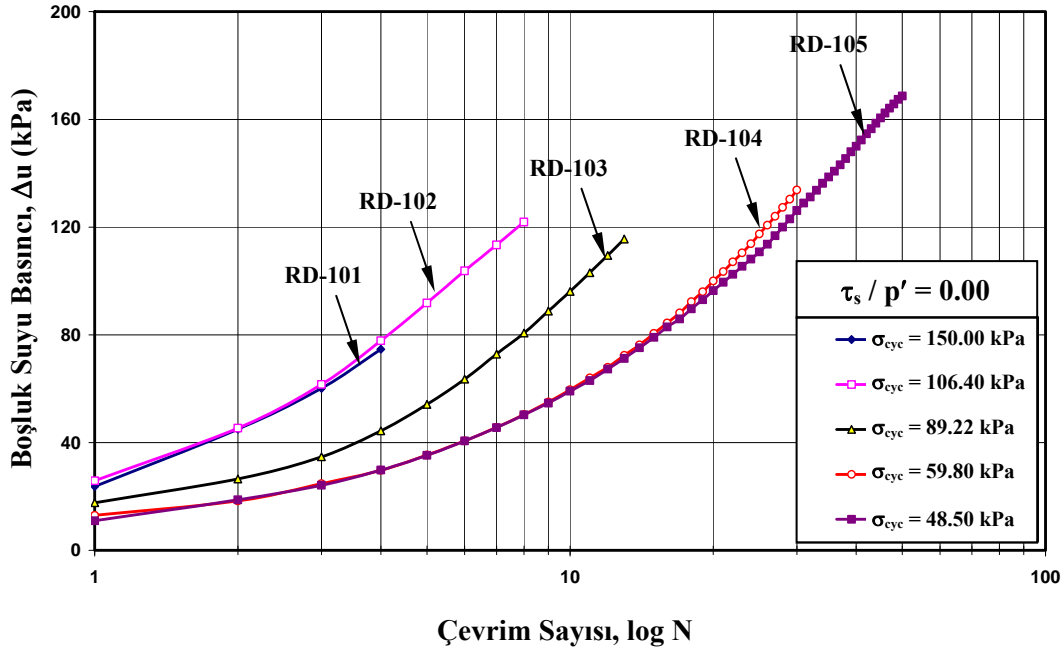
Bu çalışmada, izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilen numunelere farklı tekrarlı kayma gerilmeleri altında dinamik yükler uygulanmıştır. Tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan boşluk suyu basınçları numunenin alt kısmında yer alan boşluk suyu basıncı transdüseri ile ölçülmüştür. Çalışmada gözlenen boşluk suyu basıncı oluşumları çevrim sayısı ile ilişkili olarak açıklanmaya çalışılmıştır.

7.5.1. Boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi

Tekrarlı yüklemelerden kaynaklanan boşluk suyu basıncı oluşumu, tekrarlı gerilme genliği, çevrim sayısı, başlangıç statik kayma gerilmesi gibi parametrelere bağlıdır. Şekil 7.6’da başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durum için, boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile tipik değişimi görülmektedir. Küçük tekrarlı gerilme genliğine maruz olan numuneler daha büyük çevrim sayılarında yenilmekte ve bu süreç boyunca da boşluk suyu basınçları sürekli olarak artmaya devam etmektedir. Örneğin, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı RD-101 numunesi $\sigma_{cyc} = 150$ kPa’lık tekrarlı deviator gerilme altında $N = 4$ çevrim sonunda $\epsilon_{DA} = \%10$ çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesini aşarken yenilme anındaki boşluk suyu basıncı, $\Delta u = 75$ kPa olarak ölçülmüştür. Öte yandan, RD-105 numunesinin $N = 50$ çevrim sonunda yenildiği ve boşluk suyu basıncının, $\Delta u = 169$ kPa’a kadar yükselebildiği gözlenmiştir. Şekil 7.6 incelendiğinde, ayrıca, tekrarlı kayma gerilmelerinin artışıyla aynı çevrim sayısına maruz zeminlerde oluşacak boşluk suyu basıncının da arttığı görülmektedir. Bu iki gözlem özetlenecek olursa, deprem durumu gibi kısa süreli yüklemelerde boşluk suyu basıncı oluşumunu etkileyen ana parametrenin tekrarlı kayma gerilmesinin büyüklüğü olduğu, ancak uzun süreli yüklemeler için çevrim sayısının veya tekrarlı yükün etkime süresinin daha önemli olduğu ortaya çıkmaktadır.

Şekil 7.7’de ise başlangıç statik kayma gerilmesinin var olduğu durum için tipik $\Delta u - \log N$ ilişkisi görülmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin oranının, $\tau_s/p' = 0.45$ olduğu bu grafikte de, çevrim sayısındaki artış ile boşluk suyu basıncının arttığı görülmektedir. Burada dikkati çeken bir diğer nokta, tekrarlı gerilme genliğinin belirli bir değerinden sonra, oluşan boşluk suyu basıncının çok fazla değişmeyeşidir. Yenilmeleri için gerekli çevrim sayıları birbirinden çok farklı olmasına rağmen, RD-403, RD-404 ve RD-405 numunelerinin üçünde de yenilme anındaki boşluk suyu basıncının 41 kPa olduğu gözlenmiştir. Benzer davranış, RD-305 ve RD-306 numunelerinde de gözlenmiştir (EK-B). Bu davranış, dinamik etkilerden kaynaklanacak boşluk suyu basıncının ulaşabileceği maksimum bir değer varlığını göstermektedir. Bu pik boşluk suyu basıncı, tekrarlı gerilme genliğinden bağımsız olup, başlangıç statik kayma gerilmesine bağlıdır. Başlangıç statik kayma gerilmesi

artıkça, gerek pik boşluk suyu basıncı gerekse pik boşluk suyu basıncı oranı hızlı bir azalış göstermektedir.



Şekil 7.6. $\tau_s / p' = 0.00$ olan numuneler için farklı tekrarlı deviatör gerilmeler için boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi

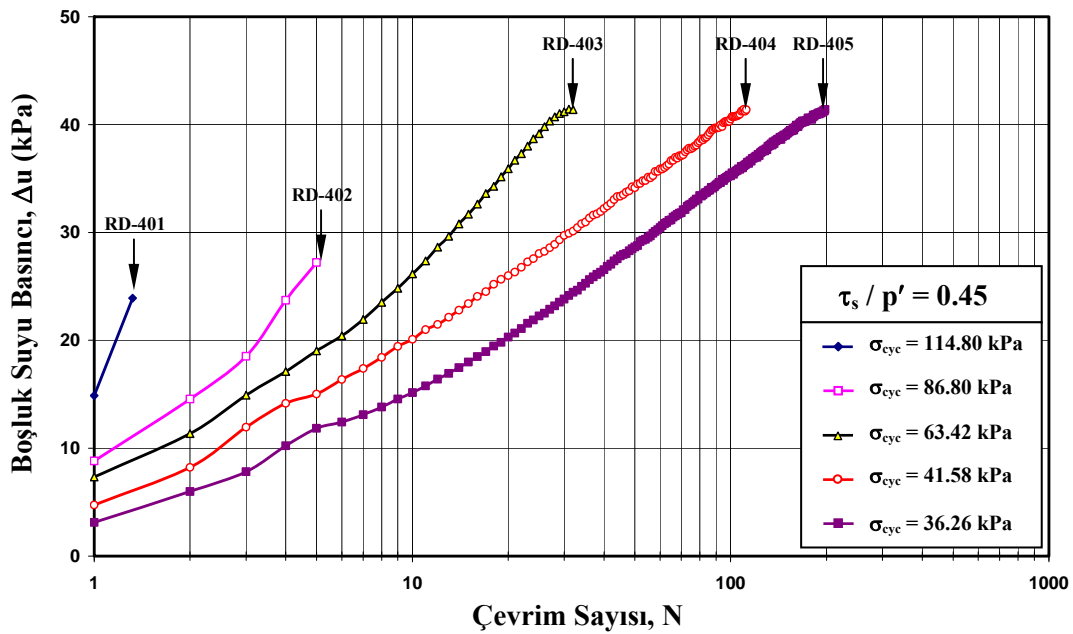
Boşluk suyu basıncı ve çevrim sayısı ilişkisi normal ölçekte gösterilmesi durumunda, pik boşluk suyu basıncı varlığının nedeni biraz daha netleşmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranının, $\tau_s/p' = 0.15$ olduğu durum için $\Delta u - N$ arasındaki ilişki Şekil 7.8'de gösterilmektedir. Şekilden anlaşılacağı üzere, Δu ve N arasındaki ilişki hiperbolik fonksiyonla ifade edilebilecektir. Özellikle çok sayıda çevrime maruz kalan numunelerde hiperbolik davranış daha net olarak görülebilmektedir. RD-205 numunesi incelendiğinde, boşluk suyu basıncının bir asimptot değere yakınsadığı anlaşılmaktadır. Ancak, büyük tekrarlı kayma gerilmesine maruz numunelerde yenilme çok hızlı bir şekilde ve kısa sürede gerçekleştiği için boşluk suyu basıncı pik değerine yaklaşmadan deneyler sonlandırılmıştır. Bu nedenle, erken gerçekleşen yenilme durumları için hiperbolik davranış dikkat çekici düzeyde olamamaktadır.

Şekil 7.9'da farklı başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesi düzeyleri için elde edilen tipik deney sonuçları verilmiştir. Şekil üzerinde simge

olarak gösterilen noktalar deney sonuçlarını, düz çizgiler ise Denklem 7.11'de önerilen hiperbolik ifade ile elde edilen sonuçları göstermektedir.

$$\Delta u = \frac{a.N}{b + N} \quad (7.11)$$

Burada, a ve b deneysel parametreler olup, tekrarlı kayma gerilmesi ve başlangıç statik kayma gerilmesine bağlı olarak değişim göstermektedir. Deney sonuçlarına hiperbolik yaklaşım ile eğri uydurulduğunda, tüm sonuçlar için en küçük korelasyon katsayısının, $R^2 = 0.98$ olduğu görülmektedir.



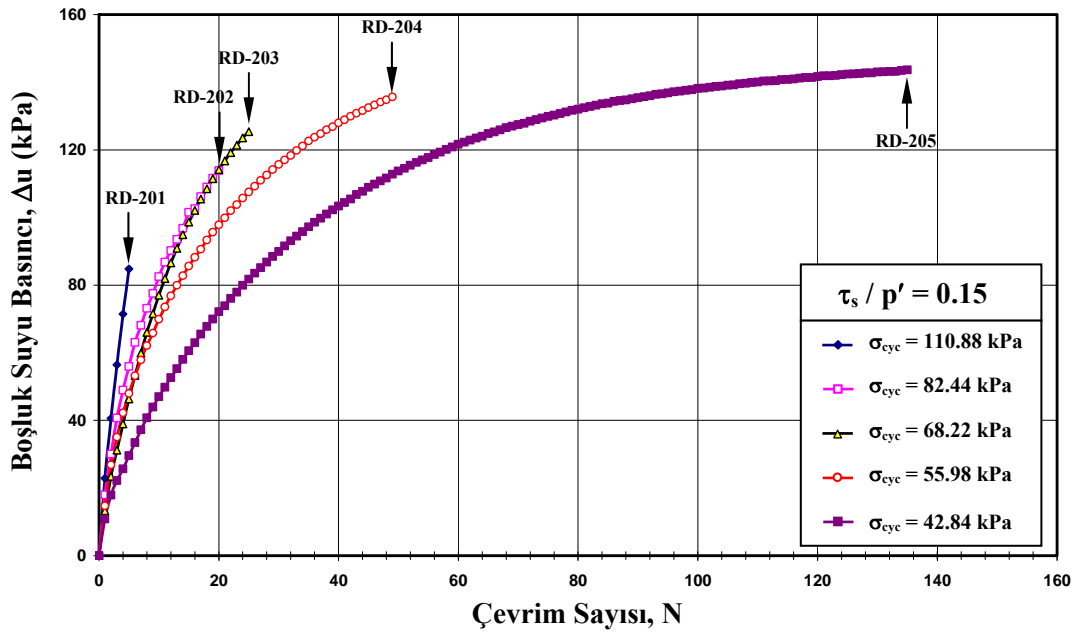
Şekil 7.7. $\tau_s / p' = 0.45$ olan numuneler için farklı tekrarlı deviator gerilmeler için boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi

7.5.2. Başlangıç statik kayma gerilmesinin boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi

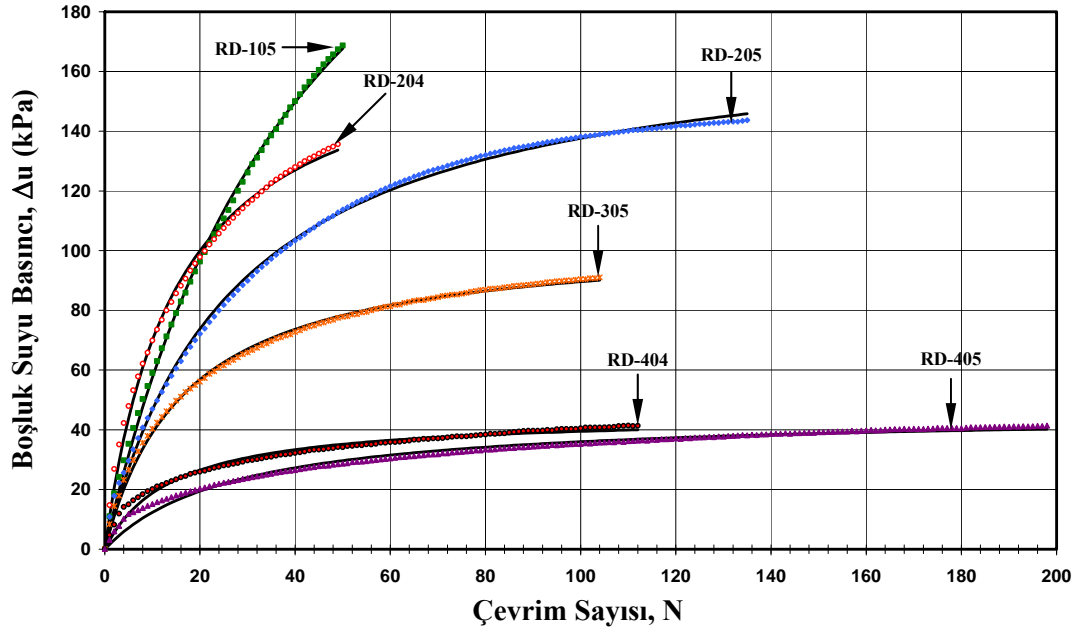
Çalışmada, başlangıç statik kayma gerilmesinin olduğu ve olmadığı tüm numuneler için, çevrim sayısındaki artış ile boşluk suyu basıncının da arttığı gözlenmiştir. Ayrıca, aynı çevrim sayısı için, daha büyük tekrarlı deviator gerilmeye maruz olan numunelerin boşluk suyu basıncının daha yüksek olduğu görülmektedir. Ancak, %5 veya %10 çift genlikli veya pik aksenal birim deformasyon olarak tanımlanan

yenilme anındaki boşluk suyu basınçları incelendiğinde durumun tam tersi olduğu görülecektir.

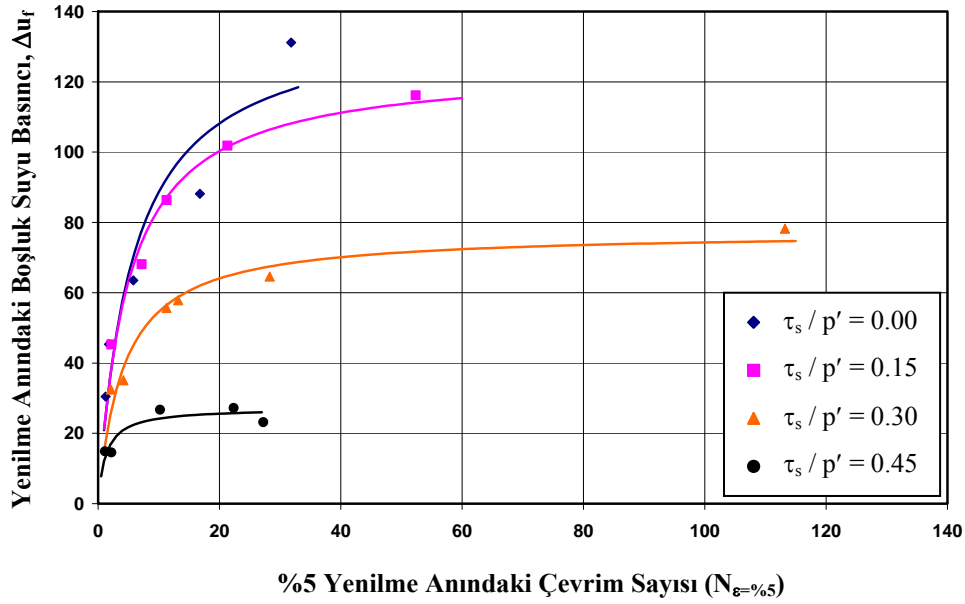
Şekil 7.10'da %5 eksenel birim deformasyon seviyesine ulaşmak için gerekli çevrim sayısı ile yenilme anındaki boşluk suyu basıncı ilişkisi görülmektedir. Görüleceği üzere, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı ve düşük seviyede olduğu ($\tau_s / p' = 0.15$) durumda, boşluk suyu basıncı oluşumunda benzerlik olduğu ve değersel olarak aradaki farklılığın çok fazla olmadığı anlaşılmaktadır. Benzer bulguya, monotonik deney sonuçlarında da rastlanmıştır (Şekil 6.15). Öte yandan, başlangıç statik kayma gerilmesinin artmasıyla birlikte, tekrarlı yüklemekten kaynaklanan boşluk suyu basınçlarında önemli azalışlar meydana gelmektedir. Benzer davranış, yenilme kriterinin %10 eksenel birim deformasyon olarak seçilmesi durumu için Şekil 7.11'de gösterilmiştir. Şekil 7.11'de, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının, $\tau_s / p' = 0.45$ olduğu durumda son üç noktanın da yukarıda değinildiği gibi, aynı değer üzerinde yer aldığı görülmektedir. Bu nedenle, yenilme anındaki boşluk suyu basıncı (Δu_f) ve çevrim sayısı ($N_{\varepsilon=0.05}$ veya $N_{\varepsilon=0.10}$) ilişkisinin de hiperbolik fonksiyonla ifade edilebileceği anlaşılmaktadır.



Şekil 7.8. $\tau_s / p' = 0.15$ olan numuneler için farklı tekrarlı deviatör gerilmeler için boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi



Şekil 7.9. Farklı başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesine maruz numunelerde gözlenen boşluk suyu basıncının hiperbolik fonksiyonlarla modellenmesi



Şekil 7.10. $\epsilon = \%5$ yenilme kriteri için yenilme anındaki çevrim sayısı - boşluk suyu basıncı değişimi

Yenilme kriterinin, ϵ_{DA} , $\epsilon_P = \%5$ olarak seçilmesi durumunda, Denklem 7.12'nin deney sonuçlarını uygun şekilde temsil ettiği görülmektedir.

$$\Delta u = \frac{P_1 \cdot N_{\varepsilon=\%5}}{P_2 + N_{\varepsilon=\%5}} \quad (7.12)$$

Burada, P_1 ve P_2 , başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesine bağlı parametreler olup bu çalışma için,

$$P_1 = -89.054 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 34.343 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 140.182 \quad (7.13)$$

$$P_2 = -5.3109 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 + 0.7328 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 5.5239 \quad (7.14)$$

olarak elde edilmiştir. Denklem 7.12'ye göre elde edilen eğriler Şekil 7.10'de düz çizgi olarak gösterilmiştir. Görüleceği üzere, deney sonuçları ile önerilen hiperbolik model arasında büyük bir uyum söz konusudur. Şekil 7.12'de ise, yenilme anında gözlenen ve hiperbolik modelle tahmin edilen değerler arasındaki ilişki gösterilmektedir. Korelasyon katsayısı, $R^2 = 0.9527$ olmakla beraber, ortalama hatanın %11 civarında olduğu görülmektedir.

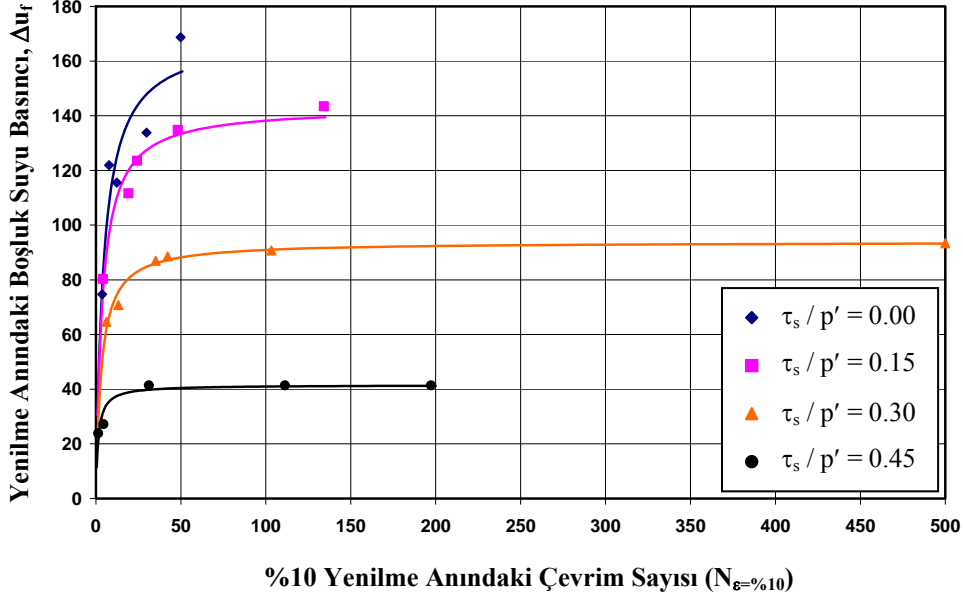
Yenilme kriterinin, ε_{DA} , $\varepsilon_P = \%10$ olarak seçildiği durumda, yenilme anındaki çevrim sayısı ($N_{\varepsilon=\%10}$) ve boşluk suyu basıncı (Δu_f) ilişkisi Şekil 7.11'de gösterilmiştir. Şekil üzerindeki düz çizgiler, Denklem 7.15'den elde edilmiş olup, önerilen bu ifadenin sonuçları iyi bir şekilde tahmin ettiği görülmektedir.

$$\Delta u = \frac{P_3 \cdot N_{\varepsilon=\%10}}{P_4 + N_{\varepsilon=\%10}} \quad (7.15)$$

Burada, P_3 ve P_4 , başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesine bağlı parametrelerdir. Bu çalışma için,

$$P_3 = -63.382 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 75.457 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 170.826 \quad (7.16)$$

$$P_4 = -2.8501 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 0.3642 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 4.3515 \quad (7.17)$$

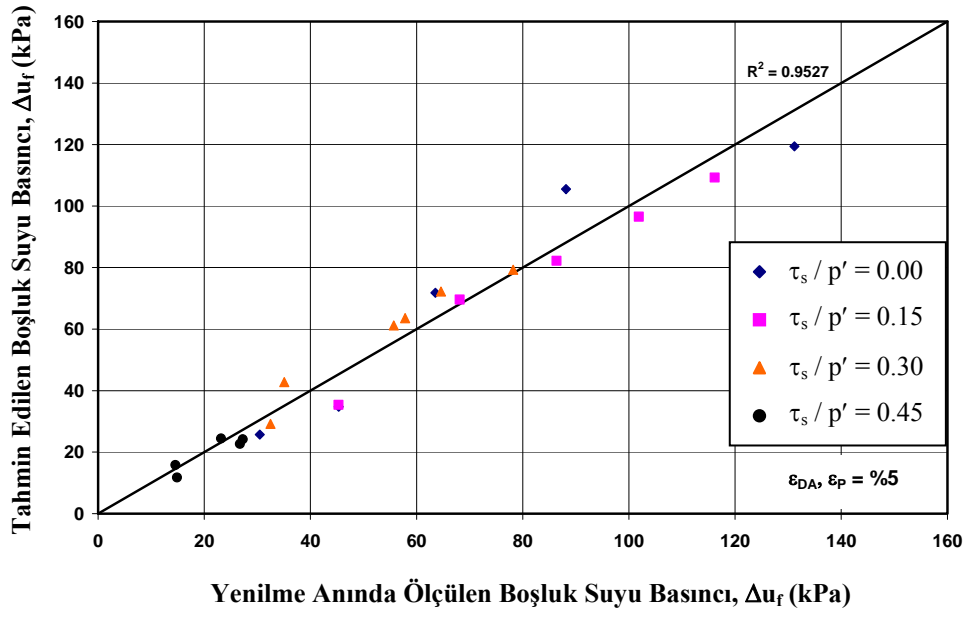


Şekil 7.11. $\varepsilon = \%10$ yenilme kriteri için yenilme anındaki çevrim sayısı - boşluk suyu basıncı değişimi

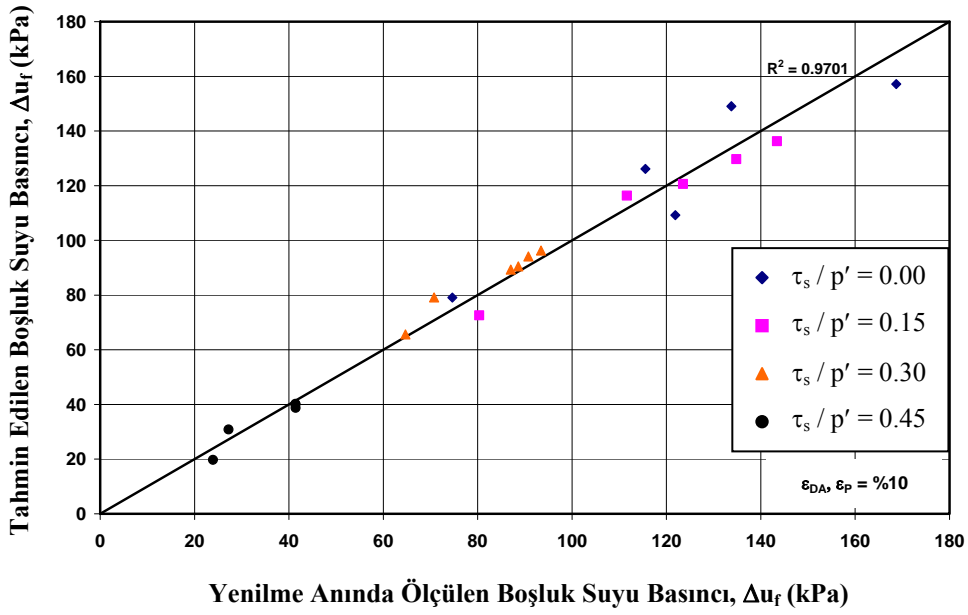
olarak elde edilmiştir. Deney sonuçları ile geliştirilen hiperbolik model arasındaki uyumun belirlenebilmesi için Şekil 7.13 oluşturulmuştur. Yenilme anında gözlenen ve hiperbolik modelle tahmin edilen değerler arasındaki ilişki incelendiğinde, yine yüksek bir korelasyon katsayısı, $R^2 = 0.9701$ elde edilmiştir. Ortalama hata ise %6 olarak belirlenmiştir.

Çalışmadan elde edilen bu bulguların diğer killi zemin numuneleri için de kullanılabilirliğini sağlamak için ve efektif çevre gerilmesinden bağımsız hale getirebilmek için, elde edilen ifadelerin boşluk suyu basıncı yerine boşluk suyu basıncı oranı cinsinden tahmin edilmesi daha önemlidir. Bu nedenle, yukarıdaki mantık içerisinde boşluk suyu basıncı oranı, r_u , değerleri tahmin edilmeye çalışılmıştır. Buna göre, ε_{DA} , $\varepsilon_P = \%5$ yenilme kriteri için,

$$r_u = \frac{P_5 \cdot N_{\varepsilon=\%5}}{P_6 + N_{\varepsilon=\%5}} \quad (7.18)$$



Şekil 7.12. $\epsilon = \%5$ yenilme kriteri için ölçülen ve tahmin edilen boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması



Şekil 7.13. $\epsilon = \%10$ yenilme kriteri için ölçülen ve tahmin edilen boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması

olmak üzere,

$$P_5 = -0.7079 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 + 0.1437 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 0.6998 \quad (7.19)$$

$$P_6 = -5.2817 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 + 0.7298 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 5.5145 \quad (7.20)$$

ve ε_{DA} , $\varepsilon_p = \%10$ yenilme kriteri için,

$$r_u = \frac{P_7 \cdot N_{\varepsilon=\%10}}{P_8 + N_{\varepsilon=\%10}} \quad (7.21)$$

$$P_7 = -0.5826 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 0.0271 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 0.8527 \quad (7.22)$$

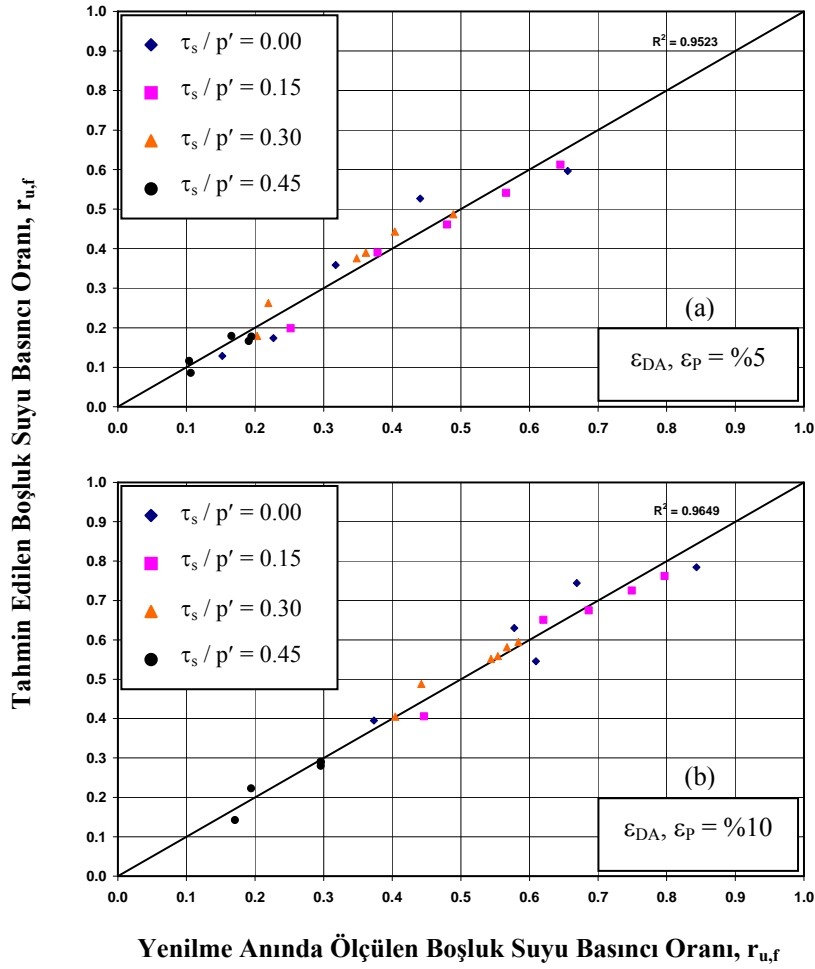
$$P_8 = -2.9058 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 0.3022 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 4.3452 \quad (7.23)$$

olarak elde edilmiştir. Bu iki model için de gözlenen ve tahmin edilen boşluk suyu basıncı oranı değerleri sırasıyla Şekil 7.14a ve 7.14b'de gösterilmiştir. Elde edilen korelasyon katsayıları, sırasıyla $R^2 = 0.9523$ ve $R^2 = 0.9649$, hata yüzdeleri ise %11 ve %6 olarak tespit edilmiştir.

7.5.3. Çevrim oranı – boşluk suyu basıncı oranı ilişkisi

Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki mukavemetleri değerlendirilirken, genellikle belirli bir çevrim sayısına karşılık gelen dirençleri kastedilmektedir. Seed vd. (1976), $M = 7.5$ büyüklüğünde, $t = 40$ saniye süren bir deprem için eşdeğer çevrim sayısını, $N = 20$ olarak tanımlamıştır (Özay ve Erken, 2003). Benzer şekilde, Liu vd. (2001), moment büyüklüğü, $M_w = 7.5$ olan bir depremin $N = 20$ çevrim sayısı ile temsil edilebileceğini göstermişlerdir.

Çalışmanın bu bölümünde, $N = 20$ çevrim sonunda yenilmenin gerçekleşmesi durumunda gözlenecek olan boşluk suyu basıncı değerleri üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisi incelenmiştir. Gerek %5'lik yenilme kriteri (Şekil 7.10) gerekse %10'luk yenilme kriterinde (Şekil 7.11) 20 çevrim için başlangıç statik kayma gerilmesindeki artışla, oluşması beklenen boşluk suyu basıncının azaldığı

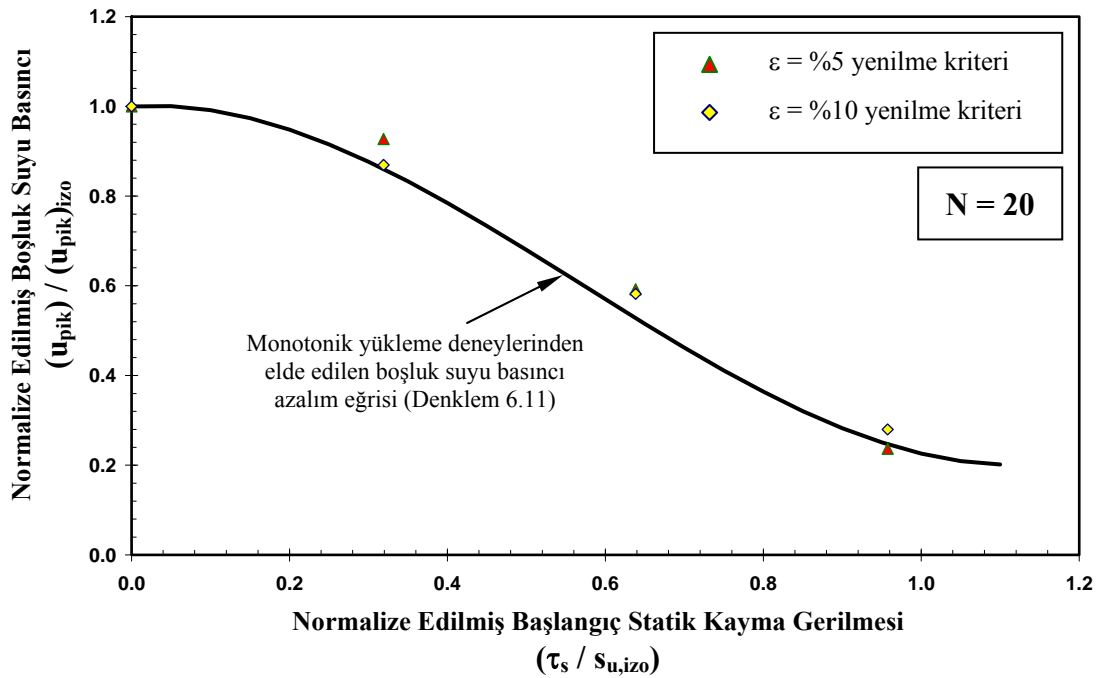


Şekil 7.14. a) $\varepsilon = \%5$, b) $\varepsilon = \%10$ yenilme kriteri için gözlenen ve tahmin edilen boşluk suyu basıncı oranlarının karşılaştırılması

görülmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, $\tau_s / p' = 0$ ($\tau_s / s_u = 0$) ve $\tau_s / p' = 0.15$ ($\tau_s / s_u = 0.319$) eğrileri için boşluk suyu basıncı eğrilerinin birbirine yakın olduğu, ancak τ_s / p' 'nün değerindeki artış ile boşluk suyu basıncının hızlı şekilde azaldığı görülmektedir. Hatırlanacağı üzere, benzer davranış monotonik yükleme durumu için de söz konusuydu. Başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini daha net gösterebilmek için Şekil 7.15 oluşturulmuştur. Burada, $N = 20$ çevrimde yenilmenin gerçekleşeceği durumda oluşacak boşluk suyu basıncı, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı, $\tau_s / p' = 0$ durumdaki tekrarlı yükleme sırasında oluşabilecek boşluk suyu basıncı ile normalize edilmiştir. Şekil 7.15'deki düz çizgi, Şekil 6.29'da monotonik deneyler sonunda elde edilen başlangıç statik kayma gerilmesinden kaynaklı boşluk suyu basıncı azalım eğrisini göstermektedir. Görüleceği üzere, her iki yenilme kriteri için de, başlangıç statik kayma gerilmesinin tekrarlı yükleme

sonunda oluşacak boşluk suyu basıncına etkisi, monotonik yükleme koşullarındaki etkiyi gösteren eğri etrafında dağılmış durumdadır. Bu grafik, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin, monotonik ve tekrarlı yükleme durumlarındaki boşluk suyu basıncı azalım davranışının benzer olduğunu göstermektedir.

Günümüzde tekrarlı yüklemeler sırasında zeminde gelişen boşluk suyu basıncının büyüklüğünü açıklamak için genellikle iki yöntem kullanılmaktadır. Lee ve Albaisa (1974) tarafından önerilen ilk metotta, gerilme kontrollü deneyler kullanılmakta ve uygulanan çevrim sayısının yenilme için gerekli çevrim sayısına oranı ile boşluk suyu basıncı oranı arasındaki ilişkiyle açıklanmaktadır. Dobry vd. (1982) tarafından önerilen diğer yöntemde ise, birim deformasyon kontrollü deneyler kullanılarak boşluk suyu basıncının ölçüm aralığı tahmin edilmektedir. Esasen her iki yöntem de kumlu zeminlerin sıvılaşması ile ilgili çalışmalar için geliştirilmiştir.



Şekil 7.15. Başlangıç statik kayma gerilmesinin boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi

Zeminler ister sıvılaşsın ister sıvılaşmasın, statik veya dinamik yüklemeler sırasında aşırı boşluk suyu basıncındaki artış zeminin mukavemeti, rijitliği ve oturma davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu nedenle, tekrarlı yükler altındaki ince daneli

zeminlerde gelişen boşluk suyu basıncının tahmininde de, kumlar için geliştirilen bu yöntemler zaman içinde killi zeminlerde de kullanılmaya başlanmıştır. Ancak, gerilme kontrollü dinamik deneylerden boşluk suyu basıncı değişimi tahmin edilirken dikkat edilmesi gereken bir nokta bulunmaktadır. Kumlarda boşluk suyu basıncı oranının, r_u , birim değere ($r_u = 1$) kadar artabileceği için, hem x eksenindeki çevrim oranı (N/N_f) hem de y eksenindeki r_u 0'dan başlayıp 1 değerine kadar artacaktır. Ancak, killi zeminlerde boşluk suyu basıncı, efektif çevre gerilmesi değerine kadar artamayacağı için y ekseninde bir değişikliğe ihtiyaç duyulmaktadır. Killi zeminlerde, boşluk suyu basıncı oranı (r_u) yerine, N. çevrimdeki boşluk suyu basıncı değeri (Δu), yenilme anındaki pik boşluk suyu basıncı (u_{pik}) ile normalize edilmektedir. Dolayısıyla, kumlu ve killi zeminler için y eksenini birbirinden farklı olacaktır.

Lee ve Albaisa (1974), farklı sıklık ve çevre gerilmelerindeki Monterey ve Sacramento kumları için drenajsız tekrarlı yükleme sırasında boşluk suyu basıncı oluşumunu inceledikleri çalışmalarında $N/N_f - r_u$ düzleminde deney sonuçlarının dar bir bant içerisinde düştüğünü göstermişlerdir.

Seed vd. (1975a), temiz kumlar üzerinde gerçekleştirilen deney verilerini kullanarak boşluk suyu basıncı oranını tahmin etmek için ampirik model geliştirmişlerdir. Bu modelde, boşluk suyu basıncı oranı, çevrim oranının (N/N_f) fonksiyonu olarak verilmiştir.

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \cdot \arcsin \left[2 \times \left(\frac{N}{N_f} \right)^{1/\alpha} - 1 \right] \quad (7.24)$$

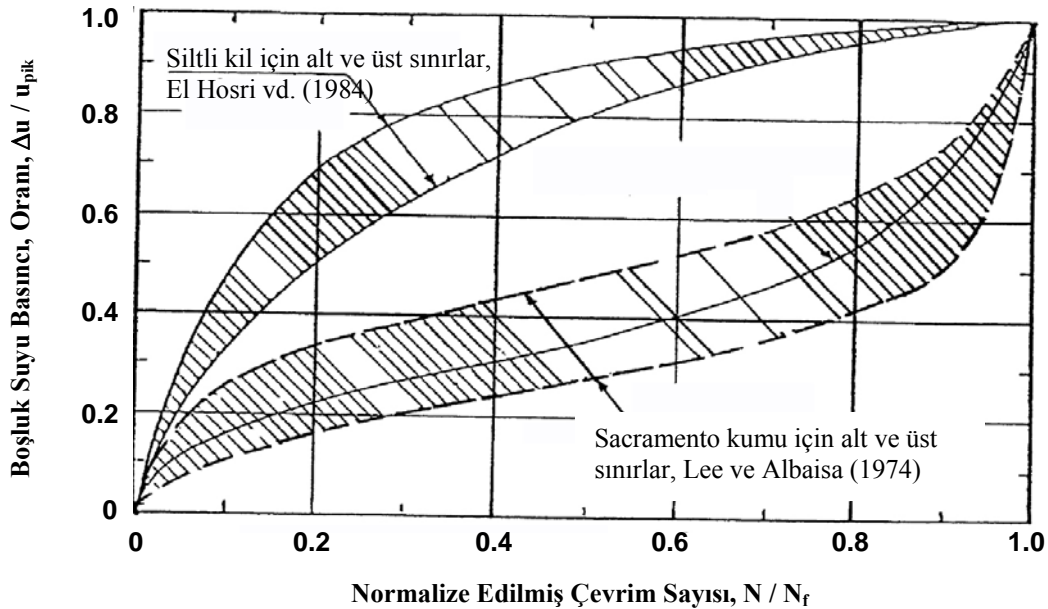
Daha sonra, Booker vd. (1976), bu ifadeye alternatif olarak daha basit formda bir denklem önermiştir.

$$r_u = \frac{2}{\pi} \cdot \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_f} \right)^{1/2\alpha} \right] \quad (7.25)$$

Her iki denklemde de, α deneysel sabit olup, $\alpha = 0.7$ değeri için Lee ve Albaisa (1974)'ün sonuçları için ortalama eğri elde edilmektedir. Polito vd. (2008), silt-kum karışımı zeminler için α değerini; ince dane oranı (FC), rölatif sıklık (D_r) ve tekrarlı gerilme oranı (CSR) cinsinden ifade etmişlerdir.

Lee ve Albaisa (1974), tarafından temiz kumlar üzerinde gerçekleştirilen deneylerde gözlenen boşluk suyu basıncı davranışı dar bir aralık içerisinde olmasına rağmen, Dash ve Sitharam (2009), silt-kum karışımları için bu bandın yeterli olmayacağını ve dağılımın geniş bir aralıkta olacağını göstermişlerdir.

El Hosri vd. (1984), beş farklı silt numunesi ve Sacramento kumu için $N/N_f - r_u$ arasındaki ilişkiyi Şekil 7.16'da göstermişlerdir. Şekil 7.16, killi silt numuneleri üzerinde tekrarlı yük uygulamasının başlangıç kısmında boşluk suyu basıncı oranının hızlı bir şekilde arttığını göstermektedir. Boşluk suyu basıncındaki bu artış Sacramento kumunda gözlenen artış oranından çok daha fazladır. Bu durum, siltli ve killi zeminlerde boşluk suyu basıncı gelişimi mekanizmasının kumlardakinden çok daha farklı olduğunu göstermektedir.



Şekil 7.16. Çevrim sayısı oranı için boşluk suyu basıncı gelişimi (El Hosri vd., 1984)

Sitharam ve Govindaraju (2007), siltli kum ve kum numuneler üzerinde gerçekleştirdikleri deneylerde, boşluk suyu basıncındaki artışın killi zeminlerdekine benzer şekilde hiperbolik bir davranış sergilediğini, yani yüklemenin ilk çevrimlerinde boşluk suyu basınçlarının hızlı şekilde artabileceğini göstermişlerdir.

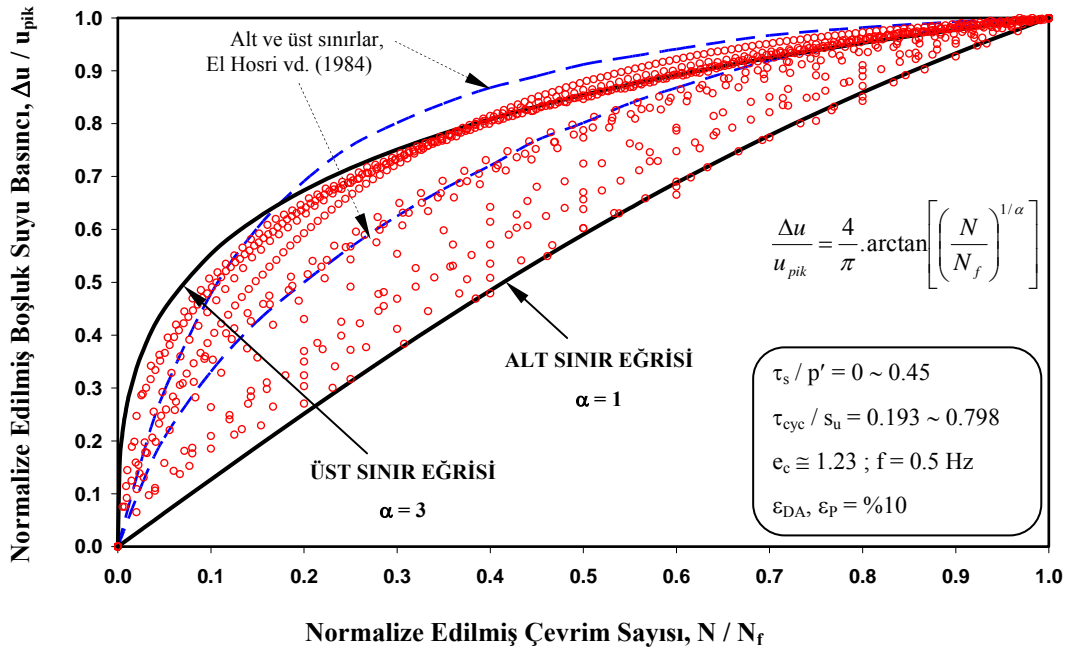
Sakai vd. (2003), $w_L = 63$, $I_p = 32$ olan örselenmemiş siltli kil numuneleri üzerinde 0.1 Hz frekansla drenajsız tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirilmiştir. Numuneler $K_0 = 0.5$ şartlarında konsolide edilmiş ve drenajsız şartlarda yenilme kriteri pik aksenal birim deformasyonun %10'a ulaşması olarak tanımlanmıştır. Deney sonuçları, tekrarlı gerilme oranı ve çevre gerilmesinden bağımsız olarak $u/u_f - N/N_f$ arasında nonlinear bir ilişkinin olduğunu göstermektedir. Bu ilişki aşağıdaki denklem ile açıklanmaya çalışılmıştır.

$$\frac{\Delta u}{u_{pik}} = \frac{4}{\pi} \cdot \arctan \left[\left(\frac{N}{N_f} \right)^{1/\alpha} \right] \quad (7.26)$$

Burada, α ampirik parametre olup, Sakai vd. (2003)'ün çalışmasında, $\alpha = 3.25$ olarak kullanılmıştır.

Bu çalışmada gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deney sonuçlarına göre, normalize edilmiş boşluk suyu basıncı ve normalize edilmiş çevrim sayısı arasındaki ilişki Şekil 7.17'de gösterilmiştir. Bu şekil üzerinde, yenilme için gerekli çevrim sayısı, $N_{\varepsilon=\%10} = 1.32$ olan RD-401 ve $N = 500$ çevrim sonunda aksenal birim deformasyonun, $\varepsilon = \%8.77$ olduğu ve yenilmenin gerçekleşmediği RD-306 numunesi dışında, $N_f = \%10$ pik veya çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesine ulaşan 19 adet deney için $N/N_f - \Delta u/u_{pik}$ değişimleri noktalanmıştır. Grafik üzerinde ayrıca, El Hosri vd. (1984) tarafından killi silt numuneleri üzerinde gözlenen aralık kesikli çizgi ile gösterilmiştir. El Hosri vd. (1984) tarafından verilen ve sadece 5 adet killi silt numunesi dikkate alınarak oluşturulan bandın, bu çalışmadaki deney sonuçları için üst sınırı yaklaşık olarak temsil etmekteyken, alt sınırın yetersiz kaldığı görülmektedir.

Bu çalışmada, gözlenen sonuçları kapsayacak şekilde bir veri dağılım bandı oluşturmak için alt ve üst sınırlar belirlenmiştir. Bu sınırların seçiminde, literatürde yer alan diğer ifadelerle nazaran Sakai vd. (2003)'ün önerdiği Denklem 7.26'nın bu çalışmadaki veri dağılımını daha doğru şekilde yansıttığı tespit edilmiştir. Denklem 7.26'daki tek değişken olan α 'nın farklı değerleri için verileri kapsayan uygun değerler belirlenmiştir. Bu çalışmadaki veri seti için, üst sınır $\alpha = 3$, alt sınır ise $\alpha = 1$ sabitleri kullanılarak tanımlanmıştır. Bu iki sınır Şekil 7.17'de kalın düz çizgi ile gösterilmiştir. Görüleceği üzere, başlangıç statik kayma gerilmesi ve tekrarlı kayma gerilmesinin geniş bir aralığı için Denklem 7.26'daki ampirik α sabitinin 1 ile 3 arasında değişmektedir.



Şekil 7.17. Normalize edilmiş boşluk suyu basıncı ve normalize edilmiş çevrim sayısı arasındaki ilişki için tanımlanan alt ve üst sınır eğrileri

7.6. Dinamik Mukavemet Davranışı

Bu çalışmanın amaçlarından birisi de, farklı başlangıç kayma gerilmesi seviyelerindeki killi zeminlerin tekrarlı mukavemetinin değerlendirilmesidir. Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki mukavemetini belirlemek için, tanımlanan yenilme kriteri için gerekli çevrim sayısı ile uygulanan tekrarlı kayma gerilmesi ilişkisi kullanılmaktadır. Bu yöntemde, farklı tekrarlı kayma gerilmeleri için

yenilmelerin gerçekleştiği çevrim sayıları belirlenmekte ve numune için bir yenilme zarfı oluşturulmaktadır. Bu grafiksel yöntemde, uygulanan tekrarlı kayma gerilmesi yerine gerilmenin şiddetini yansıtmak için boyutsuz tekrarlı gerilme oranı ifadesi daha çok tercih edilmektedir. Yenilme için gerekli çevrim sayıları ise logaritmik ekseninde gösterilmektedir.

Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki mukavemetleri değerlendirilirken, genellikle belirli bir çevrim sayısına karşılık gelen tekrarlı dirençleri kastedilmektedir. $M = 7.5$ büyüklüğünde bir depremin $N = 20$ çevrim sayısı ile temsile edilebileceğini düşünülmektedir (Seed vd., 1976; Liu vd., 2001). Örneğin, Karadeniz (2003), 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi için İzmit ve Sakarya istasyon kayıtlarına göre gerçekleştirdiği hesaplamalarda, eşdeğer çevrim sayısını İzmit için $N = 21.86$, Sakarya için ise $N = 16.7$ olarak belirlemiştir. Bu çalışmada, deprem yüklemelerini temsil etmesi açısından, dinamik mukavemetin belirlenmesinde kullanılacak olan eşdeğer çevrim sayısı, $N = 20$ olarak seçilmiştir.

Önceki bölümlerde de değinildiği gibi, zeminlerin dinamik mukavemetini değerlendirirken uygulanan tekrarlı gerilme ifadesi çok fazla tercih edilmemektedir. Bu çalışmada da, dinamik mukavemet davranışı belirlenirken prensip olarak tekrarlı gerilme oranları ile çalışmaya karar verilmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının, dinamik mukavemete etkisini incelerken, Bölüm 7.2.1'de tanımlanan üç farklı tekrarlı gerilme oranı (CSR_1 , CSR_2 ve CSR_3) için durum değerlendirmesi yapılmıştır.

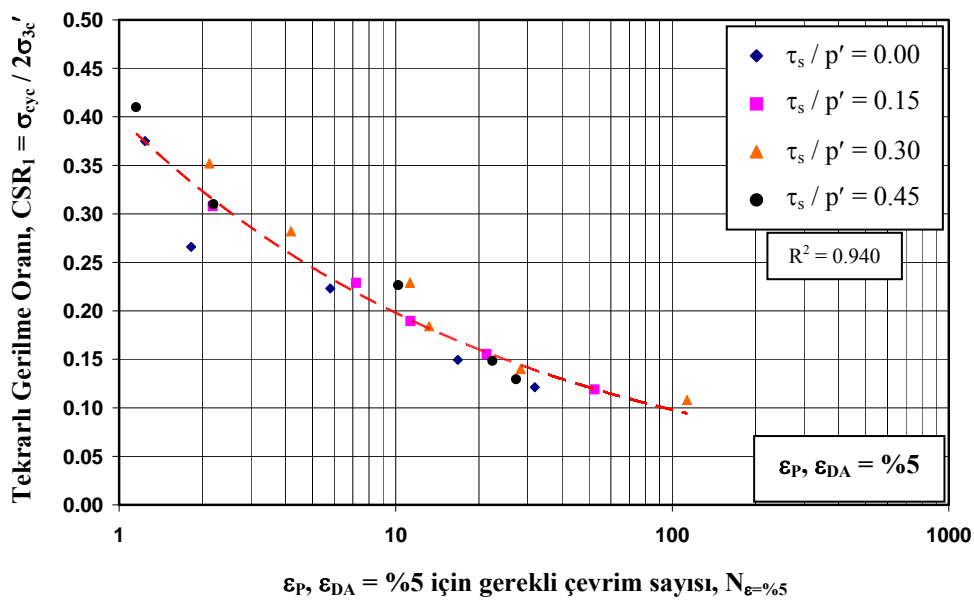
7.6.1. Dinamik mukavemetin CSR_1 açısından değerlendirilmesi

Tekrarlı kayma gerilmesinin efektif çevre gerilmesi ile normalizasyonu genellikle kumlu zeminler için tercih edilmektedir. Böylece hem efektif çevre gerilmesinin etkisini devre dışı bırakılacak hem de uygulanan tekrarlı gerilme, çevre gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak tarif edilebilecektir.

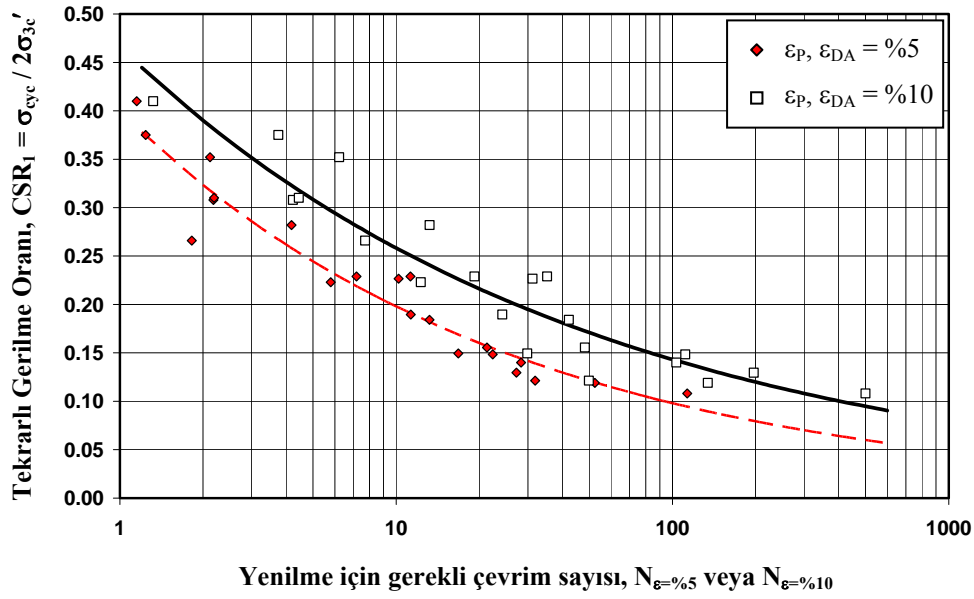
Bu çalışmada, ortalama efektif normal gerilme değerinin sabit tutulup, numunelere farklı başlangıç statik kayma gerilmeleri uygulayabilmek için efektif çevre

gerilmeleri her grup için farklı olarak uygulanmıştır. Tablo 7.2’de özetlendiği üzere, aynı ortalama efektif normal gerilmeyi sağlayabilmek ve başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesini artırabilmek için efektif çevre gerilmesinin düşürülmesi gerekecektir. Bu nedenle, tekrarlı gerilme oranının hesaplanması ise başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı grup için normalizasyon işlemi, $\sigma_{3c}' = 200$ kPa ile yapılırken, başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, $\tau_s / p' = 0.45$ olan grup için normalizasyon işlemi, $\sigma_{3c}' = 140$ kPa ile yapılacaktır.

Şekil 7.18’de, tek veya çift genlikli aksenal birim deformasyon seviyesinin ϵ_p ; $\epsilon_{DA} = \%5$ ’e ulaşması yenilme kriteri için dinamik mukavemet eğrisi görülmektedir. Tekrarlı kayma gerilmesinin efektif çevre gerilmesi ile normalize edilmesi durumunda, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı ve olduğu tüm seviyeler için yenilmelerin yaklaşık olarak tek bir eğri üzerinde toplandığı görülmektedir. $\%10$ yenilme kriteri için de benzer durum görülmekle beraber saçılımın biraz daha arttığı görülmektedir. Şekil 7.19’da her iki yenilme kriteri için de dinamik mukavemet eğrileri gösterilmiştir. Yenilme tanımı için daha büyük deformasyonlara izin verilmesi durumunda tekrarlı mukavemetin artacağı görülmektedir. İki yenilme zarfının ise birbirine paralel hareket ettiği ve aradaki farkın yaklaşık $\Delta CSR_1 = 0.05$ olduğu görülmektedir.



Şekil 7.18. $CSR_1 - N_{\epsilon=\%5}$ dinamik mukavemet ilişkisi



Şekil 7.19. $CSR_1 - N_f$ üzerinde yenilme kriterinin dinamik mukavemete etkisi

Şekil 7.19'daki mukavemet eğrileri incelendiğinde, literatürdeki pek çok araştırmacının bulgularına benzer olarak, eğrilerin üstel fonksiyonla tanımlanabileceği görülmektedir. %5 ve %10 yenilme kriteri için uygun eğilim ifadeleri sırasıyla Denklem 7.27 ve 7.28'de gösterilmiştir.

$$CSR_1 = 0.400 \times (N_{\varepsilon=5\%})^{-0.305} \quad (7.27)$$

$$CSR_1 = 0.466 \times (N_{\varepsilon=10\%})^{-0.256} \quad (7.28)$$

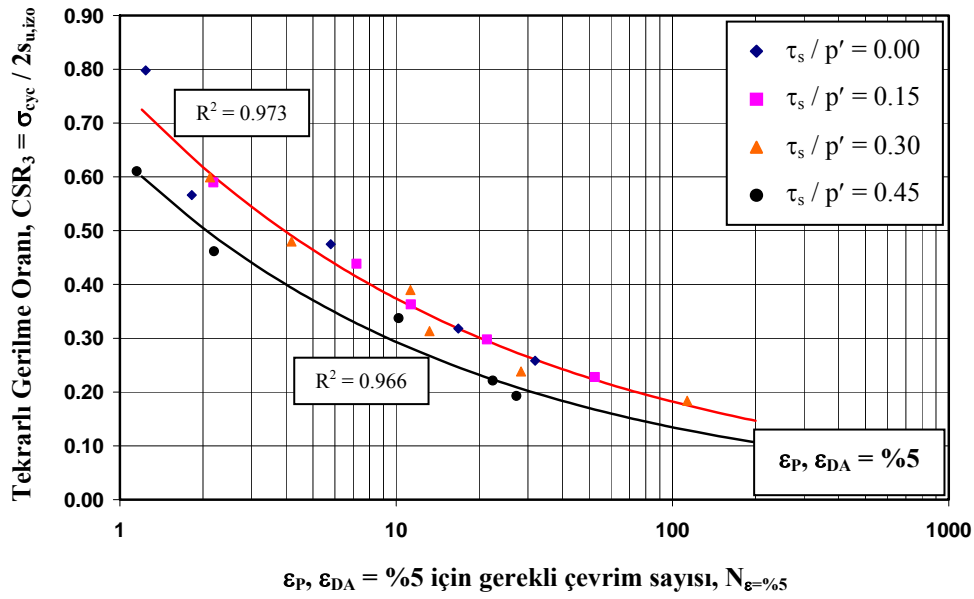
Tekrarlı kayma gerilmesinin efektif çevre gerilmesi ile normalize edildiğinde, başlangıç statik kayma gerilmesinin dinamik mukavemet üzerinde belirgin bir etkiye sahip olmadığı gibi bir durum algılanabilir. Ancak, bu durum, normalizasyon parametresi olarak sadece efektif çevre gerilmesinin kullanımının, dinamik mukavemet ile ilgili bir değerlendirme yapabilme konusunda yetersiz kalacağını da göstermektedir.

Literatürde, gerek iri gerekse ince daneli zeminlerle ilgili yapılan çalışmaların çok büyük bir bölümünün izotropik konsolidasyon şartlarındaki numuneler üzerinde gerçekleştirilmesinden dolayı, efektif çevre gerilmesi ile normalizasyon işleminde bir sıkıntı sezilmemiştir. Çünkü, tekrarlı gerilmeler öncesinde üç eksenli deney

numunesinin tüm düzlemlerinde etkiyen normal gerilme, efektif çevre gerilmesine ($\sigma_{3c}' = \sigma_n'$) eşit olmakta ve hiçbir düzlem üzerinde de başlangıç kayma gerilmesi oluşmamaktadır. Dolayısıyla, normalizasyonun efektif çevre gerilmesi ile yapıyor olması, numunenin tekrarlı mukavemetini değerlendirme aşamasında problem yaratmamaktadır. Bu değerlendirmeler sonrasında, anizotropik olarak konsolide edilen numuneler için mevcut gerilme şartlarını bünyesinde bulunduran alternatif normalizasyon ifadelerine ihtiyaç duyulacağı ortaya çıkmaktadır.

7.6.2. Dinamik mukavemetin CSR_3 açısından değerlendirilmesi

Bu çalışmadaki deney sonuçları için bir diğer değerlendirme ise drenajsız kayma mukavemeti açısından yapılmıştır. Tekrarlı deneylerde killi numunelere uygulanacak olan tekrarlı kayma gerilmesi, esas olarak monotonik basınç deneyleri ile elde edilen drenajsız kayma mukavemetinden daha az olmak zorundadır. Aksi halde, numune ilk çevrim sonunda yenilecektir. Zeminin dinamik mukavemeti ile ilgili değerlendirmeler yapılırken de, statik kayma mukavemetinin bir ölçüsü olarak sunmak tercih edilmektedir. Bu nedenle, uygulanan tekrarlı kayma gerilmesinin, çevre gerilmesinden ziyade drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilmesi killi zeminler için daha uygun olmaktadır. Şekil 7.20'de uygulanan tekrarlı kayma gerilmelerinin, izotropik konsolidasyon durumundaki drenajsız kayma mukavemetiyle normalize edilmesi sonucunda elde edilen tekrarlı gerilme oranının (CSR_3), ϵ_p ; $\epsilon_{DA} = \%5$ eksenel birim deformasyona ulaşması için gerekli çevrim sayısı ($N_{\epsilon=\%5}$) ilişkisi gösterilmektedir. CSR_3 ile değerlendirme sırasında, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı ($\tau_s / p' = 0.00$) ve düşük seviyelerde olduğu ($\tau_s / p' < 0.30$) gerilme şartları için noktaların tek bir eğri üzerinde düştüğü görülmektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranının büyük değerlerinde ($\tau_s / p' > 0.45$) ise, izotropik olarak konsolide edilmiş numuneye ait drenajsız kayma mukavemeti ile normalizasyonunda etkinin az da olsa oluştuğu görülmektedir. Bu iki yenilme zarfı için, $N = 20$ çevrime karşılık gelen tekrarlı gerilme oranları, $CSR_3 = 0.301$ ve $CSR_3 = 0.232$ olarak belirlenmiştir. Yani, başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesi belirli bir düzeyi aştıktan sonra, dinamik mukavemette yaklaşık %23'lük bir azalış gerçekleşmektedir.

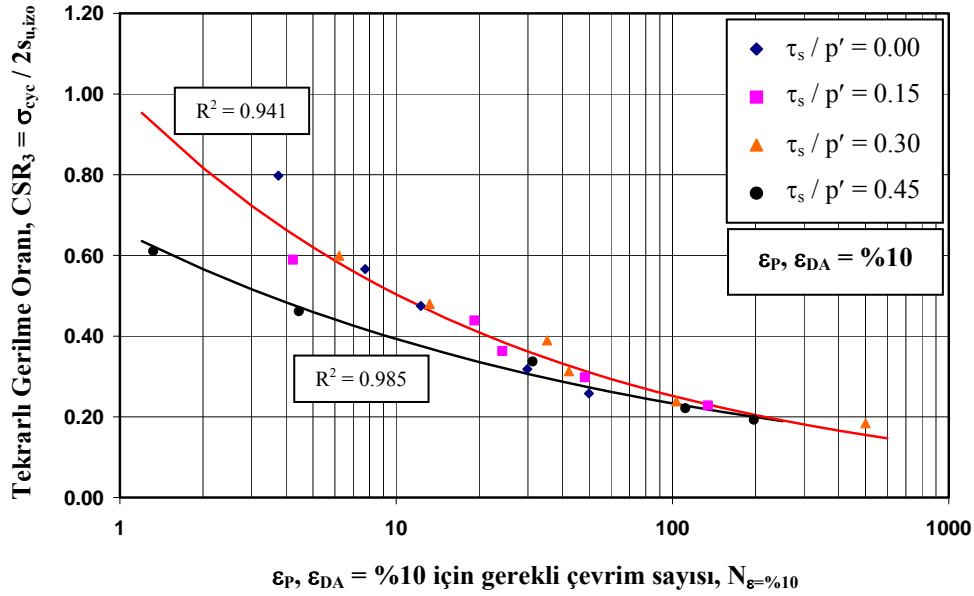


Şekil 7.20. $CSR_3 - N_{\varepsilon=5\%}$ dinamik mukavemet ilişkisi

Şekil 7.21'de ise $\varepsilon_p; \varepsilon_{DA} = \%10$ 'a ulaşması için gerekli çevrim sayısı ($N_{\varepsilon=10\%}$) ile $s_{u,izo}$ ile normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranı, ($CSR_3 = \sigma_{cyc}/2s_{u,izo}$) ilişkisi gösterilmektedir. %5 yenilme kriterine benzer şekilde, deney sonuçları iki eğri üzerinde toplanmıştır. Bu iki eğri için, $N = 20$ çevrimde yenilmenin gerçekleşmesi için gerekli tekrarlı gerilme oranları, $CSR_3 = 0.409$ ve $CSR_3 = 0.336$ olarak belirlenmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin $\tau_s / p' = 0.45$ seviyesindeki varlığının, dinamik mukavemette %18 azalıma neden olduğu görülmektedir. Çevrim sayısı arttıkça bu iki eğri arasındaki farkın kapandığı ve $N = 200$ çevrimden sonra her iki yenilme zarfının da birleştiği görülmektedir. Yani, dalga yükleri gibi küçük genlikli fakat çok sayıda çevrimin oluşacağı tekrarlı yükleme durumlarında, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisinin ihmal edilebileceği düşünülebilir.

Ancak, unutulmaması gerekmektedir ki, bu düşünce yine izotropik olarak konsolide edilmiş numuneler için geçerlidir. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz anizotropik numunelerde drenajsız kayma mukavemetinin azaldığı Bölüm 6.5.1'de gösterilmişti. Bu çalışmada, $p' = 200$ kPa efektif çevre gerilmesi altında izotropik olarak konsolide edilen numune için, drenajsız kayma mukavemeti, $s_u = 94$ kPa olarak belirlenmişti. Başlangıç statik kayma gerilmesi oranı, $\tau_s/p' = 0.45$ olan numunede ise drenajsız kayma mukavemeti, $s_u = 37$ kPa'dır. Bu şartlar için,

uygulanan tüm tekrarlı gerilmelerin izotropik konsolidasyon durumundaki drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilmesi de dinamik mukavemeti tam olarak açıklayamayacaktır.



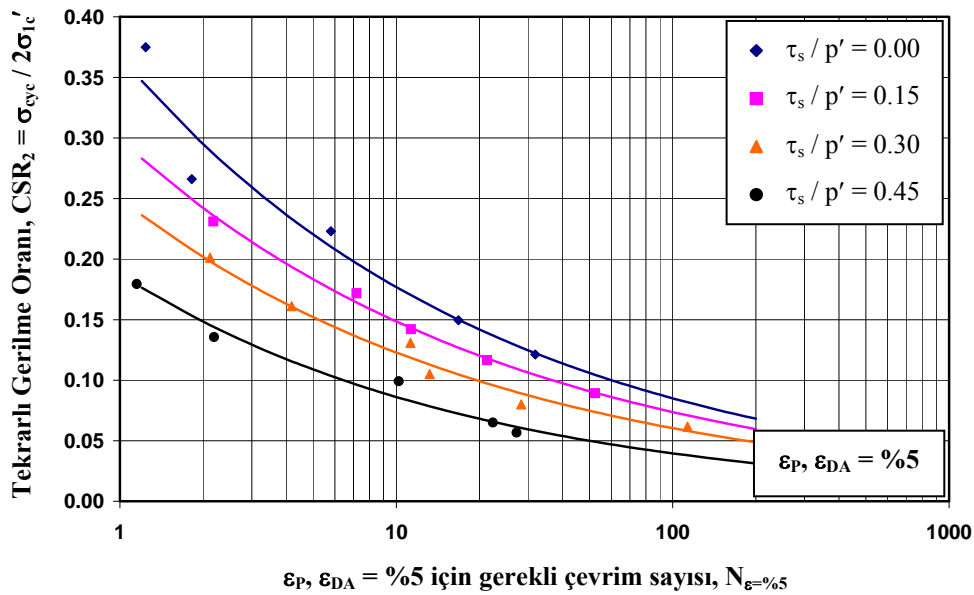
Şekil 7.21. CSR₃ - N_{ε=10} dinamik mukavemet ilişkisi

7.6.3. Dinamik mukavemetin CSR₂ açısından değerlendirilmesi

Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminler üç eksenli deney şartlarında modelleyebilmek için numuneler anizotropik olarak konsolide edilmektedir. Bu durumda, tekrarlı gerilme oranının belirlenmesi için efektif çevre gerilmesi ile normalizasyonun yetersiz kalabileceği Bölüm 7.6.1'de vurgulanmıştı. Literatürde, anizotropik konsolidasyon durumu için, normalizasyonun düşey efektif konsolidasyon gerilmesi ile gerçekleştirilmesine yönelik önemli çalışmalar yer almaktadır. Bu nedenle, bu çalışmadan elde edilen deney sonuçları Şekil 7.22'de görüleceği üzere, düşey efektif konsolidasyon gerilmesi (σ_{1c}') ile normalize edilerek (CSR₂) sunulmuştur. Şekil 7.22, %5 eksenel birim deformasyonun gerçekleşmesi için gerekli çevrim sayısı ile tekrarlı gerilme oranı arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Diğer normalizasyon işlemlerindeki gözlemlerin ötesinde, başlangıç statik kayma gerilmesi arttıkça dinamik mukavemetin önemli ölçüde azalabildiği görülmektedir. Örneğin, uygulanan tekrarlı gerilme oranı, CSR₂ = 0.15 için, başlangıç statik kayma

gerilmesinin olmadığı numunede yenilme 17. çevrimde gözlenirken, başlangıç statik kayma gerilmesi oranının artışıyla ($\tau_s / p' = 0.15; 0.30; 0.45$), yenilmeler sırasıyla $N = 10; 5; 2$. çevrimde gerçekleşmektedir. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlara dayalı olarak gerçekleştirilen regresyon analizleri sonucunda, tekrarlı gerilme oranı; yenilme için gerekli çevrim sayısı ve başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesine bağlı olarak Denklem 7.29'da formülize edilmiştir.

$$CSR_2 = -0.1853 \times (N_{\varepsilon=\%5})^{-0.2980} \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 0.3647 \times (N_{\varepsilon=\%5})^{-0.3109} \quad (7.29)$$

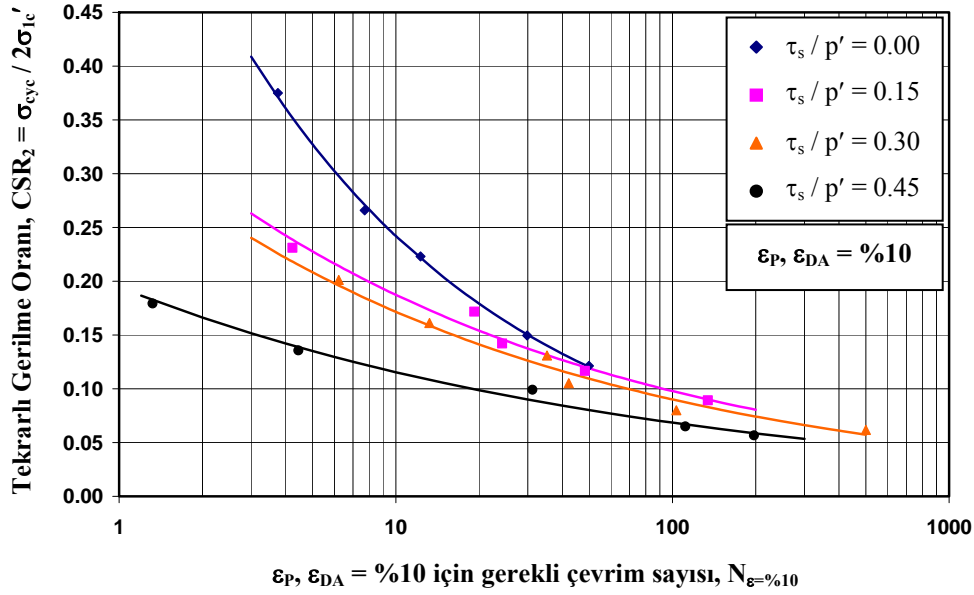


Şekil 7.22. $CSR_1 - N_{\varepsilon=\%5}$ dinamik mukavemet ilişkisi

Tekrarlı kayma gerilmelerinin, düşey efektif konsolidasyon gerilmesi ile normalize edilmesinden elde edilen davranışın, literatürde tekrarlı basit kesme deney sistemi ile elde edilen sonuçlara büyük benzerlik gösterdiği görülmektedir. Benzer davranış, Şekil 7.23'de $\varepsilon_P, \varepsilon_{DA} = \%10$ yenilme kriterinde de görülmektedir.

Şekil 7.23'de ayrıca iki durum göze çarpmaktadır. Bunlardan birincisinde, %10 yenilme kriteri baz alındığında, çevrim sayısının artmasıyla birlikte eğrilerin birbirine yaklaşma eğiliminde olduğudur. Benzer eğilim, CSR_3 ile normalizasyonun yapıldığı Şekil 7.21'de de gözlenmektedir. Yani, belirli bir çevrim sayısından sonra,

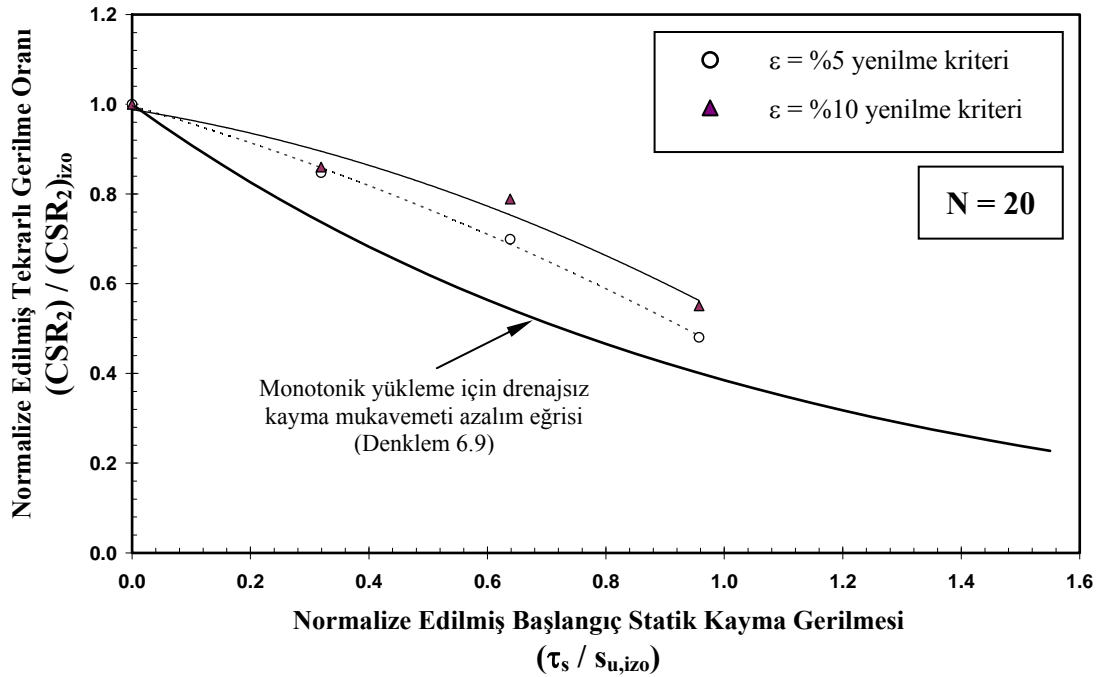
dinamik mukavemet, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığından bağımsız hale gelecektir. Çevrim sayısının artışıyla beraber eğrilerin yatıklaşması ise, yenilme zarfı için eşik bir alt değerin varlığını göstermektedir. Bu eşik değerin altında, sonsuz sayıda çevrim uygulansa bile başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının bir önemi olmaksızın, numunede yenilme gözlenmeyecektir.



Şekil 7.23. $CSR_2 - N_{\varepsilon=10\%}$ dinamik mukavemet ilişkisi

Diğer bir nokta ise, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durum için, dinamik mukavemet eğrisinin hızlı bir şekilde azalmasıdır. Diğer gerilme şartlarında bu azalım düzgün dağılım şeklinde gerçekleşmektedir. Benzer bulgular, Lefebvre ve Pfindler (1996) tarafından da rapor edilmiştir (Bkz. Bölüm 3.5). Bu durum, izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerde aksel deformasyonların çift yönlü ilerlemesinden ve yenilme kriterinin de çift genlikli aksel birim deformasyonun, $\varepsilon_{DA} = 10\%$ 'a ulaşmasından kaynaklanmaktadır. Anizotropik olarak konsolide edilen numunelerde, pik aksel birim deformasyon 10% 'a ulaştığında yenilme gerçekleşmişken, izotropik konsolide numunelerin tanımlanan yenilme anlarındaki basınç yönündeki pik birim deformasyonlarının henüz 3.2% ile 6.9% arasında değiştiği görülmektedir. Yani, izotropik konsolidasyon için de yenilme kriteri pik aksel birim deformasyon olarak seçilmiş olsaydı, $\tau_s / p' = 0$ eğrisinin diğerlerine benzer şekilde daha yatık bir şekilde azalacağı açıktır.

Hatırlanacağı üzere, monotonik yükleme şartlarında da, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının kesme aşamasındaki drenajsız kayma mukavemetini azalttığı Şekil 6.27’de gösterilmişti. Dinamik deney sonuçlarında elde edilen bu bulguların Şekil 6.27’de monotonik deney sonuçlarına göre tanımlanan ortalama eğriye göre durumunu incelemek için Şekil 7.24 oluşturulmuştur. Bu grafikteki kalın düz çizgi, monotonik yükleme durumu için Denklem 6.9 ile tanımlanan drenajsız kayma mukavemeti azalım eğrisini göstermektedir. Yuvarlak ve üçgen simgeler ise, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin, %5 ve %10’luk yenilme kriterleri için, $N = 20$ çevrimlik tekrarlı yükleme sonrasında dinamik mukavemetlerindeki azalış oranlarını göstermektedir. Görüleceği üzere, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz numunelerin statik ve dinamik mukavemetlerinin, izotropik konsolidasyon durumundaki numunelerin statik ve dinamik mukavemetleri ile normalize edildiğinde davranışın birbirine yakın olduğu ortaya çıkmaktadır. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkimesi durumunda, monotonik yükleme durumundaki mukavemet kaybının, tekrarlı deneylerdekine göre biraz daha fazla olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 7.24. $N = 20$ çevrim için dinamik mukavemet üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisinin

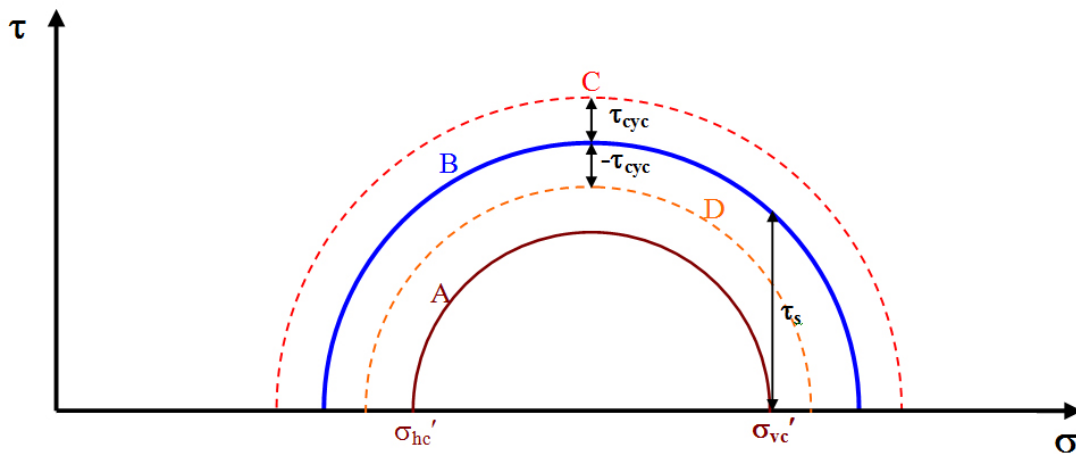
7.6.4. Normalizasyon ifadesinin seçimi

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının killi zemin üzerinde yaratacağı etkiyi belirledikten sonra, davranışın sadece çalışmada kullanılan zemin ve gerilme şartları ile sınırlı kalmaması için bir genelleştirmeye dönüştürmek, sonuçların kullanılabilirliği açısından büyük öneme sahiptir. Bu işlem için en çok tercih edilen yöntem, uygulanan gerilmelerin efektif çevre gerilmesi, efektif düşey gerilme ve drenajsız kayma mukavemeti ile normalizasyonudur. Önceki bölümde detaylı bir şekilde incelendiği üzere, her normalizasyonda başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisi farklı seyretmektedir. Bunun için, bu normalizasyon yöntemlerinden hangisinin kullanılmasının daha doğru ve mantıklı olacağına karar vermek gerekmektedir. Bu kararın verilmesinde literatürdeki gözlemler önemli bir yer tutacaktır. Bölüm 3’de ince daneli zeminlerin başlangıç statik kayma gerilmeli durumları için detaylı literatür bilgisini tekrar hatırlamak faydalı olacaktır.

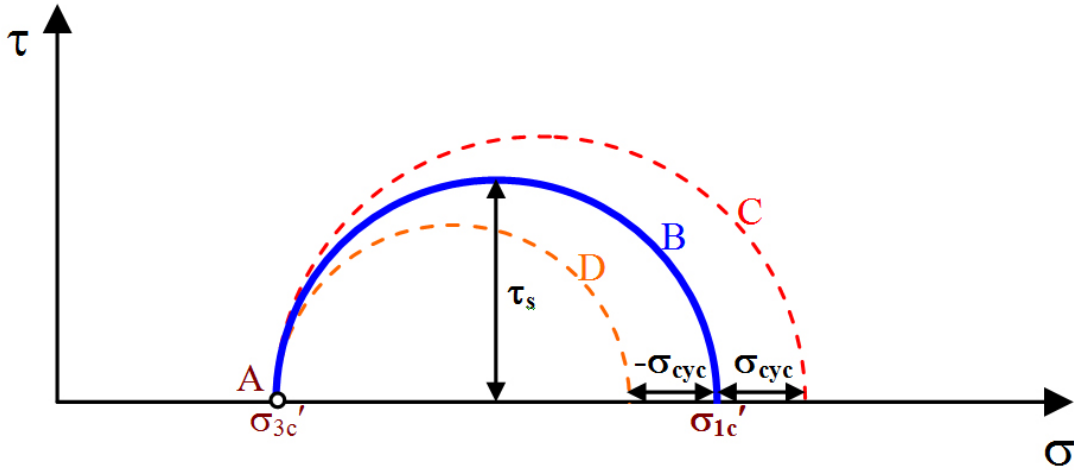
Literatürdeki çalışmalar özetlenecek olursa, başlangıç statik kayma gerilmesinin tekrarlı basit kesme deneyleri ile modellendiği çalışmaların tümünde (bu deneyler için plastisite indisi, $I_p = 0 - 27$ aralığında değişmektedir) başlangıç statik kayma gerilmesi arttıkça, dinamik mukavemetin azaldığı görülmektedir. Yani, bu deney sistemi ile elde edilen bulgular üzerinde araştırmacıların ortak fikre sahip olduğu görülmektedir. Ancak tekrarlı üç eksenli deney sonuçları için farklı gözlemler ve farklı davranışlar tespit edilmiştir. Bu nedenle, ortak bulguların gözlemlendiği tekrarlı basit kesme deney sistemindeki yükleme aşamalarının irdelenmesi ve gerilme şartları için Mohr dairelerinin incelenmesi, üç eksenli deney sonuçlarının değerlendirilmesinde de yol gösterici olacaktır. Tekrarlı basit kesme deney sisteminde (CDSS), numuneler düşey efektif konsolidasyon gerilmesi (σ_{vc}') altında konsolide edilmektedir. Numunenin etrafındaki çelik halkalar, yanal yönde deformasyonun oluşmasını engelleyeceği için, düşey yüklemekten dolayı yanal gerilmeler de oluşacaktır. Düşey gerilmenin K_0 katı kadar olan bu yanal gerilmelerin değeri bilinmemektedir. Bu ilk gerilme durumu için, Mohr dairesi Şekil 7.25’de A dairesi ile gösterilmiştir. Bu şartlarda, hem düşey konsolidasyon gerilmesi (σ_{vc}') hem de yanal gerilme (σ_{hc}') asal gerilmelerdir. Daha sonra düşey efektif gerilme sabit tutulup, numunenin üst başlığından yatay yönde başlangıç statik kayma gerilmesi

uygulanmaktadır. Bu durum için, Mohr dairesi Şekil 7.25’de B dairesi ile gösterilmiştir. Bu şartlarda, düşey efektif gerilme artık asal gerilme olmaktan çıkmıştır ve numune içindeki bir düzlem üzerinde maksimum kayma gerilmeleri oluşacaktır. Yanal gerilmenin gerçek değeri bilinmediği için ne asal gerilmeler, ne de maksimum kayma gerilmesinin olduğu düzlemi belirlemek mümkün olamamaktadır. Uygulanacak olan tekrarlı kayma gerilmesi (τ_{cyc}) ile Mohr dairesi C ve D daireleri arasında hareket edecektir. Uygulanan tekrarlı kayma gerilmesi ise asal gerilmeler bilinmediği için tekrarlı yükleme öncesindeki düşey efektif konsolidasyon gerilmesi ile normalize edilmektedir.

Benzer şekilde, başlangıç statik kayma gerilmesi işleminde takip edilen gerilme izini tekrarlı üç eksenli deney sistemi (CTX) için de ele alarak Şekil 7.26 oluşturulabilir. Tekrarlı üç eksenli deney sisteminde, numune öncelikle σ_{3c}' gibi bir efektif çevre gerilmesi altındaki izotropik olarak konsolide edilmektedir. Bu durum, Şekil 7.26’da A noktası ile gösterilmiştir. Daha sonra, drenajlı şartlarda eksenel deviatör gerilme (q_s) uygulanarak, B dairesi ile gösterilen Mohr dairesi konumuna gelinir. Böylelikle numuneye $\tau_s = q_s / 2$ kadarlık bir başlangıç statik kayma gerilmesi dolaylı olarak uygulanmış olur. Tekrarlı yükleme aşamasında ise, çevre gerilmesi sabit tutulmakta ve düşey gerilme artırılıp azaltılarak, sırasıyla C ve D dairelerine erişilir.



Şekil 7.25. CDSS deney sisteminde yükleme durumları için Mohr daireleri



Şekil 7.26. CTX deney sisteminde yükleme durumları için Mohr daireleri

İki deney sistemdeki normalizasyon işlemleri düşünüldüğünde, DSS'de tüm araştırmacıların ortak şekilde düşey konsolidasyon gerilmesini kullandıkları görülmektedir. Burada, düşey gerilmenin etkidiği düzlemin, özel bir düzlem olmadığı görülmektedir. Yani, bu düzlem ne asal gerilme düzlemidir, ne de en büyük kayma gerilmesinin oluştuğu düzlemdir. Bu düşey gerilmenin etkidiği düzlemin tek özelliği, tüm numune içerisinde sadece bu düzleme etkiyen gerilme değerinin bilinmesidir. Üç eksenli deney sisteminde, anizotropik gerilme şartları düşünüldüğünde ise, numunenin her noktasında oluşacak hem normal hem de kayma gerilmelerini tespit etmek mümkündür. Bu nedenle, normalizasyon için kullanılacak parametre sayısı artmakta ve dinamik mukavemetin değerlendirilmesi için tekrarlı gerilme oranını belirleme problemi artmaktadır. Ancak, tekrarlı basit kesme deney sisteminden (CDSS) elde edilen bulguların paralellüğünden dolayı, üç eksenli deney sonuçlarının CDSS'dekine eşdeğer bir ifade ile normalizasyonu uygun olacaktır. Bu nedenle, üç eksenli deney sisteminde de normalizasyon işlemi için, tekrarlı yükleme öncesi düşey konsolidasyon gerilmesinin kullanımı her iki deney sistemindeki sonuçların karşılaştırılabilirliğini de sağlamış olacaktır.

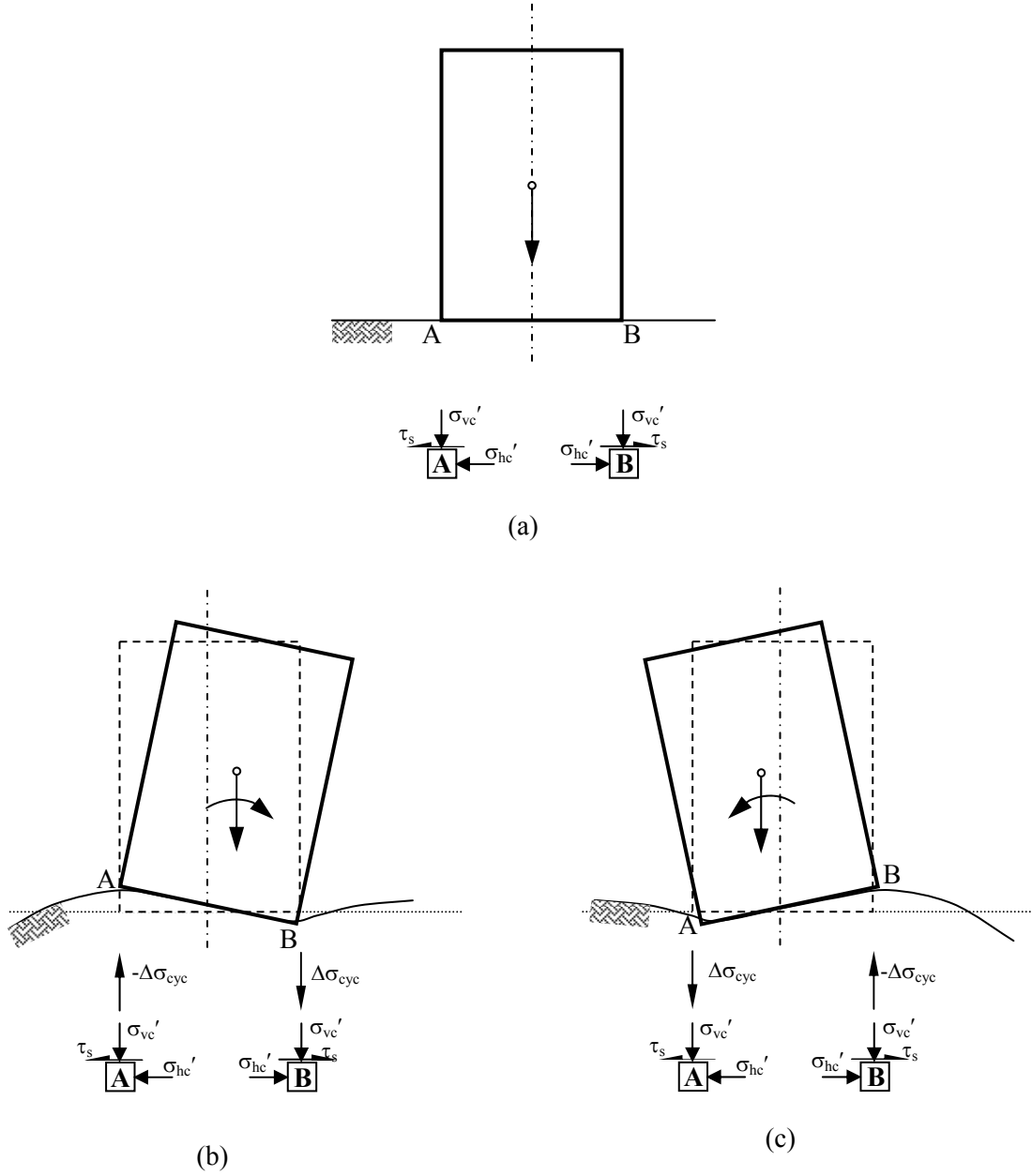
Bir başka bakış açısı ise, zemin tabakalarının arazi şartlarında karşılaşıacağı gerilme durumunu modelleyebilmek için yapı altında yer alan zemin elemanı ele alınarak değerlendirilebilir. Bu zemin elemanlarının, başlangıç statik kayma gerilmesinin en yüksek seviyede olduğu yapının köşesi altında yer aldığını düşünelim (Şekil 7.27a).

Deprem yüklerinden önce yapının köşeleri altındaki A ve B zemin elemanları gerek örtü basıncı gerekse yapıdan kaynaklanan ilave gerilmelerden dolayı yaklaşık eşit miktarda düşey ve yatay normal gerilmeler (σ_{vc}' , σ_{hc}') ile başlangıç statik kayma gerilmesine (τ_s) maruz kalmaktadır. Yumuşak kıvamlı killi zeminlerde zemin büyütmesinden dolayı, büyük genlikli yüzey dalgaları oluşabilmektedir. Deprem sırasında oluşan bu yüzey dalgalarının yapının altından ilerlemesi sırasında, önce yapının bir köşesini yukarıya doğru kalkacaktır. Bu durum, yapının ağırlığının daha dar bir alana etkimesinden dolayı yapının B köşesi altındaki zemin elemanında ilave düşey gerilmelerin ($\Delta\sigma_{cyc}$) oluşmasına sebep olacaktır (Şekil 7.27b). Yüzey dalgalarının ilerlemesi ile birlikte yapının B köşesi yukarı doğru hareket edecek ve B elemanına çekme gerilmeleri oluşacaktır. Bu sırada, A köşesi altında altındaki zemin elemanında ise ilave basınç gerilmeleri gerçekleşecektir (Şekil 7.27c). Yapı altındaki killi zeminde gerçekleşecek tekrarlı yenilmenin ana sebebi ise, yapı ağırlığının tek bir köşe üzerine yığılması olarak da düşünülebilir.

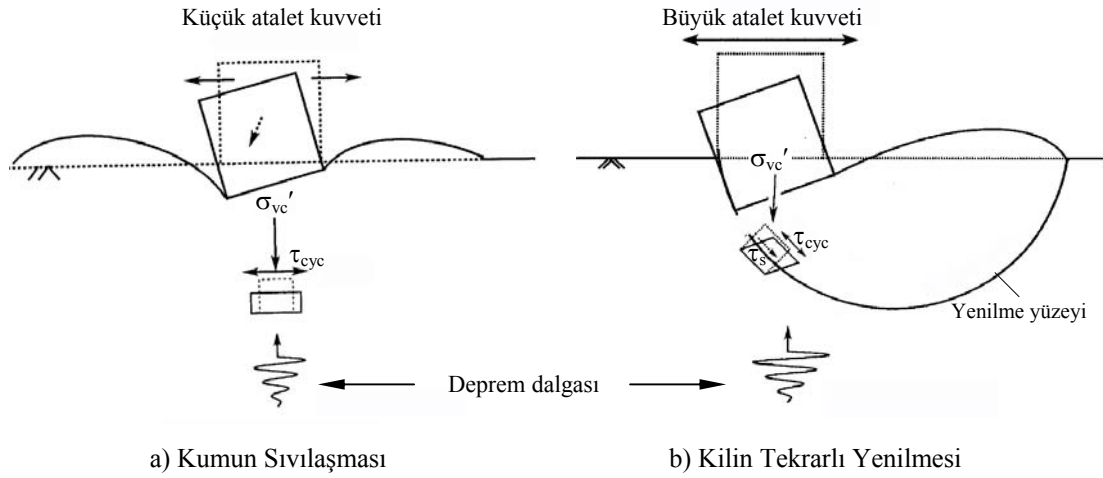
Hyodo vd. (1999), killerdeki tekrarlı göçme mekanizmasını ve kumlu zeminlerdeki göçme mekanizmasından farkını şöyle özetlemiştir. “Arazideki kumun, herhangi bir başlangıç kayma gerilmesi olmaksızın tekrarlı yatay kaymadan dolayı sıvılaşması olasıdır. Ancak, killer başlangıç kayma gerilmesine maruz yapı altında dairesel kayma düzlemi boyunca göçer. Kum ve killer arasındaki farklılık Şekil 7.28’de gösterilmiştir. Sıvılaşmış kumdaki yatay kayma dalgalarının aktarımı, aşırı derecede sönümleme olacak ve herhangi bir yapıda düşük atalet kuvvetleri oluşacaktır. Ancak, zemin sıvılaşmasından dolayı dengesizlik ve göçme oluşacaktır. Kil depozitlerinde ise, yapıda atalet kuvvetleri çok büyük olacaktır. Bu kuvvetler, sırasıyla, yapı altındaki kayma düzlemi boyunca dengesizliğe sebep olan tekrarlı kayma gerilmelerini etkileyecektir. Ancak, kumlardakinden farklı göçme mekanizması olacaktır.”

Bu iki benzer düşünce tarzındaki killerin tekrarlı yenilme mekanizması, tekrarlı üç eksenli deney sisteminde kurulan modelin doğru bir yansıması olarak karşımıza çıkmaktadır. Üç eksenli deney sisteminde de, arazidekine benzer olarak, anizotropik konsolidasyon sonrasında, yapının hareketinden kaynaklanan düşey gerilme artış ve azalışları modelleyen eksenel deviatör gerilmeler ile uygulanmaktadır. Zeminde

yenilmeye sebep olacak durum ise, düşey efektif gerilmenin taşıma gücünü aşması sonrasında oluşacaktır. Bu durum, uygulanan tekrarlı gerilmelerin şiddetinin, konsolidasyon sonrasındaki düşey efektif gerilmenin büyüklüğüne bağlı olarak verilmesinin daha uygun olacağı anlamına gelmektedir.



Şekil 7.27. Killi zeminler üzerinde yer alan yapıların deprem sırasındaki davranışı



Şekil 7.28. Kumların sıvılaşması ve killerin tekrarlı yenilmesi mekanizmaları (Hyodo vd., 1999)

7.7. Killi Zeminlerin Dinamik Mukavemet Davranışının Yorulma Teorisi Işığında Değerlendirilmesi

Doğadaki olaylar gözlemlendiğinde, aslında malzemelerin gerek maruz kaldıkları gerilme türleri, gerekse bu yüklerle karşı gösterdikleri davranışların genel hatları ile birbirine benzeyebildiği görülmektedir. Malzemelerin kendilerine özgü yapıları ve parametreleri arasındaki farklılık, davranışın ne ölçüde değişebileceğini göstermektedir. Örneğin, zeminlerin konsolidasyon teorisi ile bir metal üzerinde ısı yayılım teorisinin aynı diferansiyel denklem ile ifade edilebildiği görülmektedir. Birbirinden tamamen farklı gibi görülün bu iki olay arasındaki matematiksel olarak tek fark, davranışı etkileyen parametrelerin isimleridir (Dağdeviren, 2005). Konsolidasyon teorisinde, konsolidasyon katsayısı; süreci ve boyutu belirlerken, ısı yayılım teorisinde bu ifade yayılım katsayısı olarak adlandırılmaktadır.

Benzer şekilde, bir makine parçası, çalışırken milyonlarca kez tekrarlı harekete maruz kalırken, zemin elemanları da farklı tekrarlı yüklerin etkisinde kalabilmektedir. Bu elemanlara gelen yüklerin genliği ve periyodu değişmekle beraber, etkime şekilleri büyük benzerlik göstermektedir. Metal bir parça büyük tekrarlı gerilme genlikleri altında belki milyonlarca çevrime dayanabilecekken, bir zemin numunesinin bundan daha küçük gerilmeler altında ve birkaç çevrim sonunda stabilitesini kaybettiği görülecektir. Bu davranışlar sırasında, farklılığı yaratan ifade

ele alınan malzemenin parametrik özellikleridir. Tekrarlı yükler altında yenilmeler incelendiğinde ise, metal malzemelerde zayıf bir noktada başlayan çatlak gelişimi, malzemede kopmaya sebep olurken, zeminlerde ise boşluk suyu basıncının gelişimi (özellikle kumlarda) zeminin stabilitesinin bozulmasına sebep olmaktadır.

Malzemelerin yorulması üzerinde yapılan çalışmaların tarihçesi, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği çalışmalara nazaran çok daha geçmişe sahiptir. Dolayısıyla, malzemelerin yorulma davranışını etkileyen parametreler yıllar önce incelenmiş ve pek çoğu için de analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu nedenle, malzeme sabitlerini devre dışı bırakarak, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışının da yorulma analizlerine benzer şekilde değerlendirilebileceği düşünülebilir.

7.7.1. Malzeme biliminde gerilme kontrollü yorulma analizleri

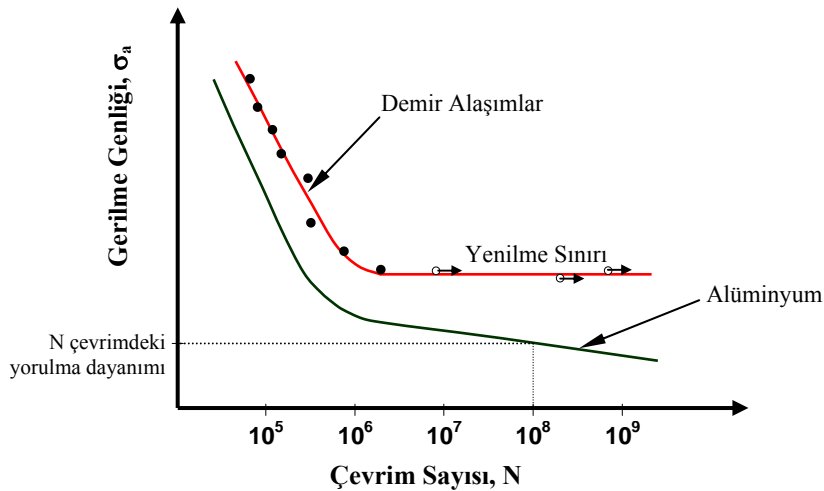
Malzemelerin tekrarlı gerilmeler veya şekil değiştirmeler sonucunda kırılması kavramı yorulma (fatigue) olarak adlandırılmaktadır. Malzemelerin statik durumdaki çekme mukavemetlerinden çok daha küçük tekrarlı gerilme genlikleri altında kırılılabildikleri bilinmektedir. Yorulma kırılmasının gevrek türde oluşundan dolayı hangi kesitte ve ne zaman yenilmenin gerçekleşeceğini önceden kestirmek kolay değildir. Bu durum, malzemelerin tekrarlı yükler altındaki yenilmesinin potansiyel olarak daha tehlikeli olduğunu göstermektedir.

Malzemelerin belirli tekrar sayısı için güvenle dayanabileceği gerilme sınırı yorulma deneyleri ile belirlenmeye çalışılmaktadır. Bu deneylerde, hazırlanan numunelere farklı genliklerde tekrarlı gerilmeler uygulanarak, kırılmanın gerçekleşeceği çevrim sayısı ölçülmektedir. Her deney için elde edilen sonuçlar, gerilme – çevrim sayısı uzayında noktalanarak, o malzeme için bir yenilme zarfı oluşturulmaktadır. Malzeme biliminde bu yorulma eğrisi, Wöhler eğrisi veya S-N (Stress – Number of Cycles) eğrisi olarak tanımlanmaktadır (Şekil 7.29).

Malzemelerin yorulma eğrileri incelendiğinde, belirli bir çevrim sayısından sonra eğrinin yatay hale geldiği görülmektedir. Bu asimptotik gerilme değeri, yorulma

sınırı olarak adlandırılmakta ve bu sınırın altında uygulanan tekrarlı gerilme genlikleri malzemede yenilmeye sebep olamamaktadır. Ancak, bu özellik bazı malzemelerde (alüminyum gibi) görülmemektedir ve yorulma eğrisi sürekli azalım göstermektedir (Şekil 7.29). Bu tür malzemeler için ise, belirli bir çevrim sayısına karşılık gelen (örneğin $N = 10^8$ gibi) gerilme değeri yorulma dayanımı olarak seçilmektedir. Zeminler üzerinde gerçekleştirilen tekrarlı deneylerde ise, eşik kayma birim deformasyon değerinin (γ_{tv}) altındaki deformasyon seviyelerinde, boşluk suyu basıncının oluşmadığı ve kayma modülünün azalmadığı bilinmektedir. Bu durumun nedeni, uygulanan tekrarlı gerilmenin, yorulma sınırının altında kalışının bir göstergesi olarak düşünülebilir.

Malzemelerin yorulma analizleri ve davranışı ile ilgili verilen bilgiler değerlendirildiğinde, zemin davranışlarının, malzemelerin tekrarlı yükler altındaki davranışları ile benzerlik gösterdiği göze çarpmaktadır. Yani, malzeme türü her ne olursa olsun, davranışı birbirine az çok benzer olacaktır. Burada farklılık gösterecek şey, malzemenin yenileceği çevrim sayısı ve yorulma sınırı değeridir. Malzemenin gerilme ömrü için gerçekleştirilen deney programının seçimi, grafiksel gösterimleri ve yorulma dayanımı tanımlarının, zemin dinamiğinde de aynen kullanılabilir hale gelmiş oluşu bu benzerliğin fark edildiğini göstermektedir.



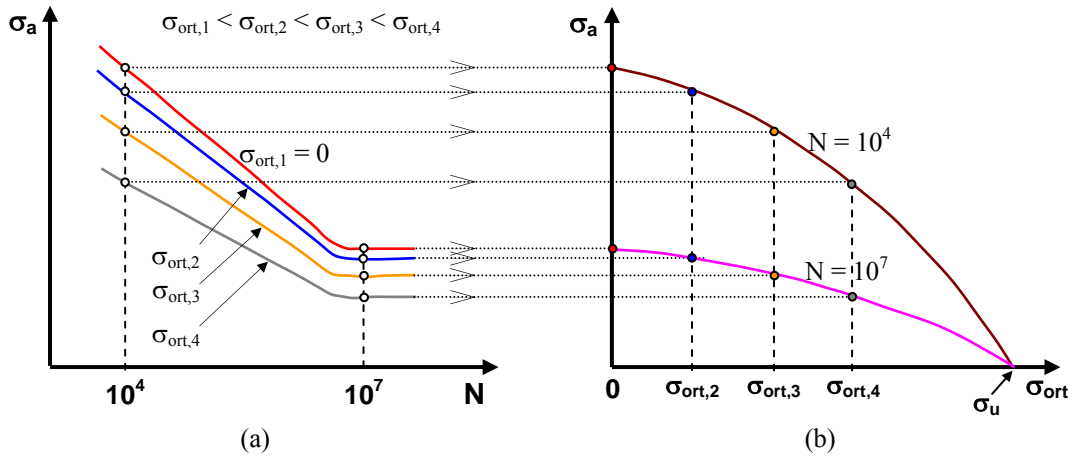
Şekil 7.29. Metaller için tipik yorulma deney sonuçları için S-N eğrisi

7.7.2. Yorulma analizlerinde ortalama gerilme etkisi

Yapı elemanları ve makine parçaları tekrarlı yüklerden önce kendi ağırlıkları ve varsa statik yüklere maruz durumdadırlar. Bu statik yüklemekten dolayı malzemeye ortalama (başlangıç) gerilme, σ_{ort} , etki etmektedir. Buna ilave olarak, malzemeler tekrarlı yüklerden kaynaklanan farklı genliklerde gerilmelere (σ_a) maruz kalabilmektedirler. Yorulma deneylerinde elde edilen bulgular, ortalama gerilmeye maruz bir elemanın daha düşük dinamik mukavemete sahip olacağını göstermektedir (Şekil 7.30a). Yani, gerilme ömrü açısından düşünülecek olursa, tekrarlı yükleme öncesinde malzemeye etkiyen ortalama gerilme arttıkça, yorulma eğrileri aşağıya doğru hareket edecektir.

Malzeme üzerinde ortalama gerilmenin etkisinin daha net gösterimi için yorulma diyagramları oluşturulabilir. S-N eğrisi üzerinden, belirli bir çevrim sayısına karşılık gelen yorulma mukavemetleri belirlenerek, ortalama gerilme – tekrarlı gerilme genliği ($\sigma_{ort} - \sigma_a$) yorulma diyagramları çizdirilebilir. Bu eğriler farklı çevrim sayıları için oluşturulabilir. Şekil 7.30b’de $N = 10^4$ ve yorulma dayanımı olan $N = 10^7$ için ortalama gerilmenin etkisini gösteren diyagramlar görülmektedir. Şekilden görüleceği üzere, deneysel sonuçlardan elde edilen diyagramların parabole yakın bir şekil gösterdiği anlaşılmaktadır. Literatürde, bu azalım diyagramı Gerber parabolü olarak adlandırılmaktadır. Öte yandan, daha emniyetli tarafta kalmak için, ortalama gerilme – tekrarlı gerilme genliği ($\sigma_{ort} - \sigma_a$) arasındaki ilişkinin lineer olarak düşünülmesi yeterli olacaktır. Bu lineer ilişki ise Goodman doğrusu olarak bilinmektedir. Goodman yöntemi gevrek malzemelerin davranışını daha doğru sergilerken, Gerber yöntemi sünek malzeme davranışı için daha uygun olmaktadır. Literatürde ortalama gerilme etkisini açıklamak için kullanılan farklı yöntemler olmakla beraber, bu çalışma kapsamında olmadığı için burada değinilmemiştir.

Şekil 7.30b’den görüleceği üzere, yüksek çevrim sayılarında yorulma diyagramı üzerinde ortalama gerilmenin etkisinin azaldığı anlaşılmaktadır (Schijve, 2004). Benzer davranış, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki dinamik mukavemetinin değerlendirildiği Şekil 7.23’de de vurgulanmıştı.



Şekil 7.30. a) Tekrarlı gerilme genliği – çevrim sayısı (S-N) ilişkisi ve b) yorulma diyagramı üzerinde ortalama gerilme etkisi (Schijve, 2004)

Yorulma dayanımı üzerinde ortalama gerilmenin etkileri için önerilen ilk modeller Gerber (1874) ve Goodman (1899) tarafından sunulmuştur. Bu modeller, sabit malzeme ömrü (N) diyagramları olarak çizilmektedir (Şekil 7.31). Her iki modelde de, eğrilerin y eksenini kestiği nokta, ortalama gerilmenin olmadığı durum için belirli bir çevrim sayısına karşılık gelen yorulma mukavemetidir. Eğrilerin x eksenini kestiği nokta ise, malzemenin statik yükleme durumundaki çekme mukavemetidir. Yani, bu durumda, çekme mukavemetine yakın bir değere kadar yüklenen malzemenin, çok küçük tekrarlı gerilmeye maruz kaldığında yenileceği sonucu çıkmaktadır.

Matematiksel olarak Gerber parabolü ve Goodman doğrusu, sırasıyla, Denklem 7.30 ve 7.31'deki gibi tanımlanmaktadır.

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_f} + \left(\frac{\sigma_{ort}}{\sigma_u} \right)^2 = 1 \quad (7.30)$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_f} + \frac{\sigma_{ort}}{\sigma_u} = 1 \quad (7.31)$$

Burada;

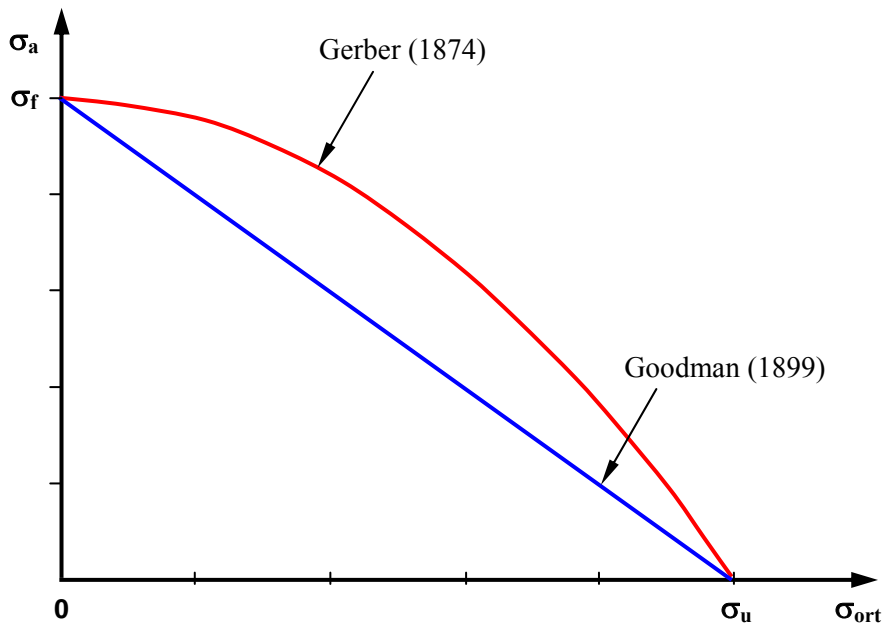
σ_a ; tekrarlı gerilme genliği,

σ_f ; ortalama gerilmenin etki etmediği ($\sigma_{ort} = 0$) durum için ilgili çevrim sayısındaki yorulma mukavemeti,

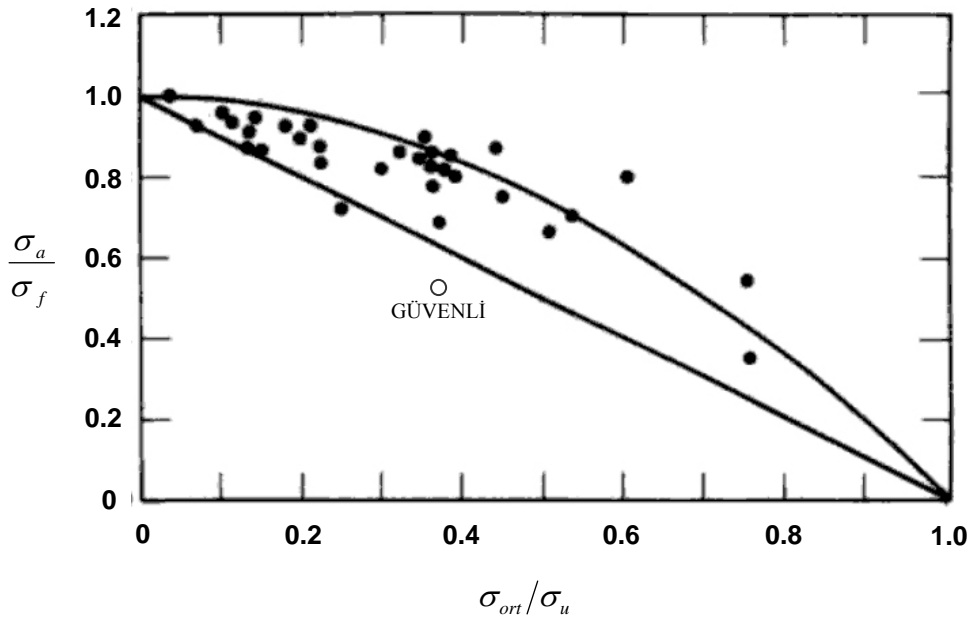
σ_{ort} ; tekrarlı gerilme öncesi malzemeye etkiyen ortalama gerilme,

σ_u ; statik yükleme durumu için malzemenin çekme mukavemetini göstermektedir.

Denklem 7.30 ve 7.31'de ortalama gerilmenin etkimesi durumunda, yorulma mukavemetinde beklenilecek azalışın büyüklüğünü tespit edebilmek için, Şekil 7.31 tekrar düzenlenebilir. Eğer Şekil 7.31'deki grafiğin y eksenini, ortalama gerilmenin olmadığı durumdaki yorulma mukavemeti ile normalize edilirse, Şekil 7.32'de gösterildiği gibi, yeni grafikte eğriler tüm malzemeler için y eksenini 1 değerinde kesecektir. Benzer şekilde, x eksenindeki ortalama gerilme de malzemenin çekme mukavemeti ile normalize edilerek, eğrinin $x = 1$ noktasından geçmesi sağlanabilir. Şekil 7.32'de çelikler için $N = 10^7$ çevrimde verilen yorulma diyagramı, farklı metal malzemeler için de mevcuttur. Çelik için gösterilen grafikte saçılımlar görülmesine rağmen; ortalama gerilmenin, yorulma dayanımı üzerindeki etkisi açık şekilde görülmektedir (Stephens vd., 2001).



Şekil 7.31. Sabit malzeme ömrü (N) için Gerber ve Goodman yorulma diyagramları



Şekil 7.32. $N = 10^7$ çevrimlik malzeme ömründe çeliklerin yorulma mukavemeti üzerinde ortalama gerilme etkisi (Stephens vd., 2001)

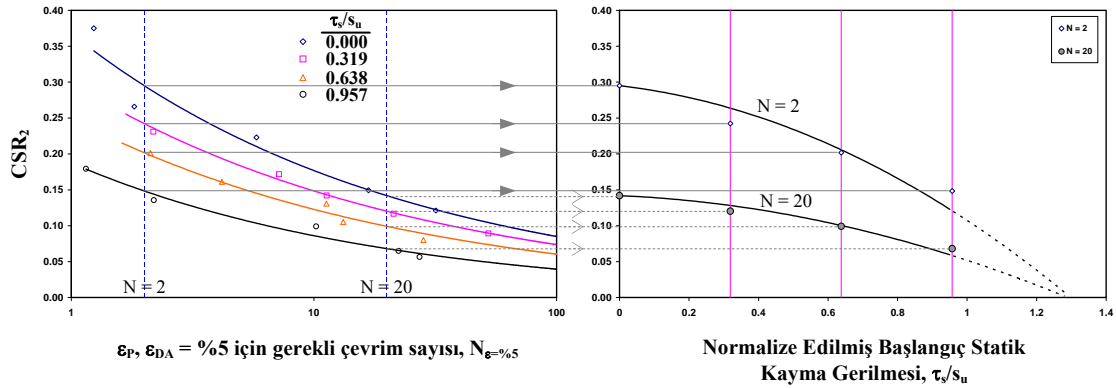
Bir malzemenin maruz kaldığı tekrarlı ve ortalama gerilme kombinasyonları için, yenilmeye karşı güvenlik sayısını da yine Şekil 7.32'deki yorulma diyagramı üzerinden elde etmek mümkün olmaktadır. Goodman veya Gerber çizgilerinin alt kısmı güvenli bölge olurken, bu eğriler ve üst kısmı istenilen gerilme ömrü için bu gerilme şartlarında yenilmenin olacağını göstermektedir. Matematiksel olarak, güvenlik sayısı (GS) aşağıdaki denklemden elde edilebilir.

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_f} + \left(\frac{\sigma_{ort}}{\sigma_u} \right)^2 = \frac{1}{GS} \quad (7.32)$$

7.7.3. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin davranışı için yorulma analizlerine dayalı model geliştirilmesi

Yukarıdaki bölümde özetlenen ortalama gerilmeye maruz malzemelerin yorulma davranışıyla, Bölüm 3.5 ve Bölüm 7.6.3'de değinilen başlangıç statik kayma gerilmesine maruz ince daneli zeminlerin mukavemet davranışı arasında büyük benzerlikler göze çarpmaktadır. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin üç eksenli deney şartlarındaki dinamik mukavemetinin incelendiği bu

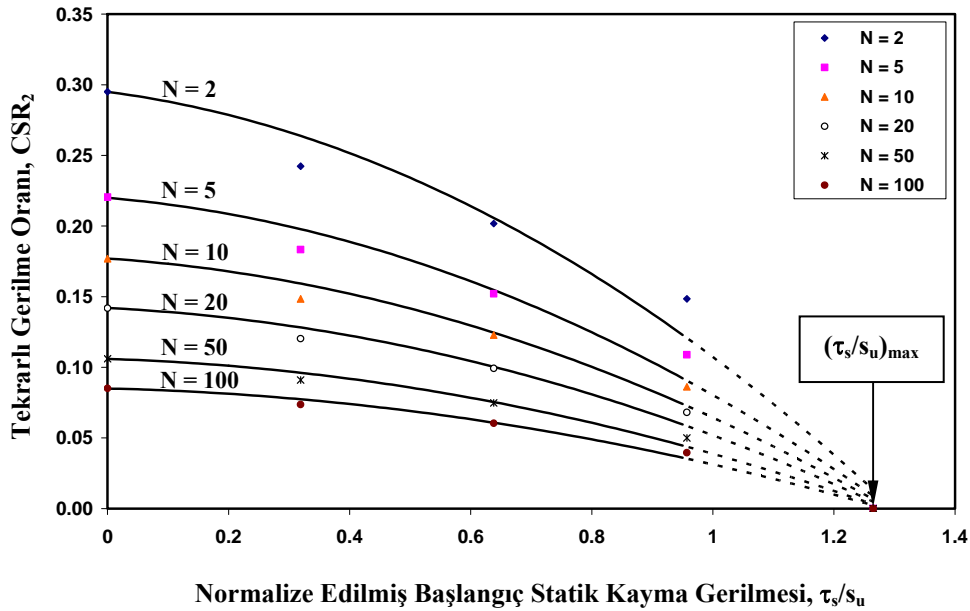
çalışmadan elde edilen bulgular (Şekil 7.22), tekrarlı yüklerden önce zemine etki eden başlangıç kayma gerilmelerinin zeminin dinamik mukavemetini azalttığını göstermektedir. Şekil 7.22'deki veriler, başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini daha net gösterebilmek için, x eksenini başlangıç statik kayma gerilmesinin ($\tau_s / s_{u,izo}$) fonksiyonu olarak verilen ve Şekil 7.33'de gösterilen dinamik mukavemet diyagramlarına dönüştürülebilir. Şekil 7.33'de, dinamik mukavemet diyagramları olarak adlandırılan olan bu grafiğin, $N = 2$ ve $N = 20$ çevrim için elde edilmiş şekli gösterilmektedir. Şekil 7.34'de ise benzer işlemler gerçekleştirilerek, farklı çevrim sayıları ($N = 2; 5; 10; 20; 50$ ve 100) için başlangıç statik kayma gerilmesinin dinamik mukavemet üzerindeki etkisi görülmektedir. Malzeme bilimindeki yorulma diyagramlarından farklı olarak, killi zeminler için Şekil 7.34'deki farklı çevrim sayıları için oluşturulmuş olan eğrilerin, x eksenini keseceği nokta 1 değerinden daha büyük olacaktır. Çünkü, başlangıç statik kayma gerilmesinin uygulanması sırasında drenaja izin veriliyor oluşu, drenajsız kayma mukavemetinin artmasına sebep olacaktır. Bu nedenle, drenajlı şartlarda uygulanan kayma gerilmesi (τ_s), izotropik şartlardaki drenajsız kesmeden elde edilen drenajsız kayma mukavemetinden ($s_{u,izo}$) daha büyük olması beklenecektir.



Şekil 7.33. Dinamik mukavemet eğrilerinden, dinamik mukavemet diyagramlarına geçiş

Aynı ortalama efektif normal gerilme (p') için, $\tau_{s,max}$ ifadesi, monotonik deneylere ait gerilme izinden kolaylıkla elde edilebilir. Şekil 7.35'de bu çalışma için elde edilen gerilme izi ve yenilme zarfı görülmektedir. $p' = 200$ kPa'lık ortalama efektif normal gerilmenin sağlanacağı gerilme durumunda uygulanabilecek maksimum başlangıç deviatör gerilme; $p' = 200$ doğrusu ve yenilme zarfının kesiştiği noktadır. Yani, Şekil 7.35 incelenecek olursa, $p' = 200$ kPa için, maksimum başlangıç deviatör gerilme,

$q_{s,max} = 238$ kPa ve maksimum başlangıç kayma gerilmesi ise, $\tau_{s,max} = q_{s,max} / 2 = 119$ kPa olarak hesaplanacaktır. Bu değer, $p' = 200$ kPa'da izotropik olarak konsolide edilen numunenin drenajsız kayma mukavemeti ($s_{u,izo} = 94$ kPa) ile normalize edilirse, en büyük başlangıç kayma gerilmesi oranı değerinin, $(\tau_s/s_u)_{max} = 1.265$ olacağı görülmektedir. Yani, $(\tau_s/s_u)_{max} = 1.265$ gerilme şartına kadar drenajlı olarak konsolide edilen numunenin, çok küçük tekrarlı gerilme altında dahi stabilitesini kaybedeceği düşünülmektedir. Teorik olarak, dinamik mukavemet diyagramlarının τ_s/s_u eksenini bu maksimum başlangıç statik kayma gerilmesi oranı $(\tau_s/s_u)_{max}$ değerinde kesecektir. Eğer, başlangıç statik kayma gerilmesi drenajsız şartlarda uygulanırsa, $(\tau_s/s_u)_{max}$ 'ın x eksenini, $\tau_s/s_u = 1$ değerinde kesmesi beklenecektir.

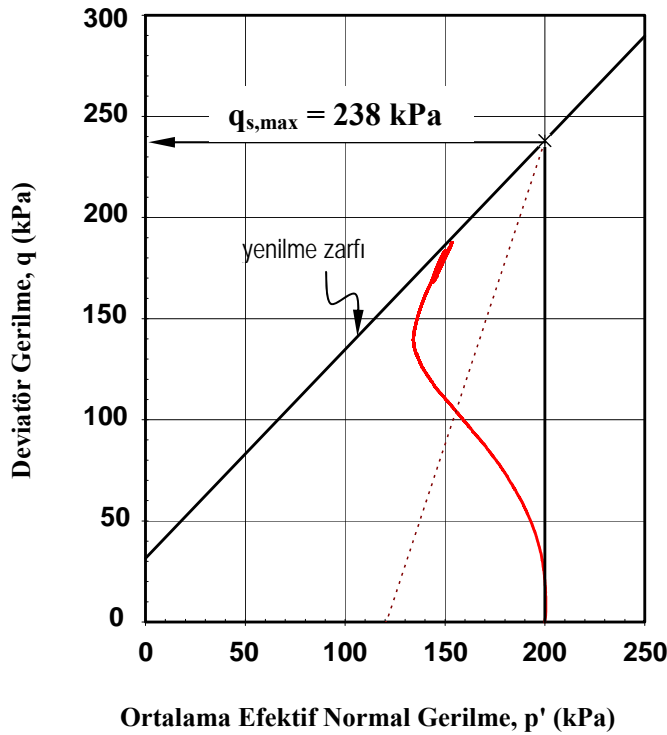


Şekil 7.34. %5 yenilme kriteri için sabit çevrim sayılarına karşılık gelen dinamik mukavemetin normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ile değişimi

Bu çalışmadan elde edilen deney sonuçları için oluşturulan uygun parabolik eğriler Şekil 7.34'de gösterilmiştir. Farklı çevrim sayıları için çizilen bu parabollerin y eksenini kestikleri noktalar, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durum için, tekrarlı gerilme oranı (CSR_2), başka bir deyişle, dinamik mukavemet değerlerini göstermektedir. Şekil 7.22'den hatırlanacağı üzere, çevrim sayısındaki artışla, tekrarlı gerilme oranı (CSR_2) değerleri azalmaktadır. Benzer şekilde, Şekil 7.34'deki dinamik mukavemet diyagramlarında da çevrim sayısının artışıyla eğrilerin y eksenini kestiği noktalar da aşağı doğru kaymaktadır. Bu çalışma kapsamında

gerçekleştirilen deneyler için uygulanan en büyük normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi değeri, $\tau_s/s_u = 0.957$ olduğu için, Şekil 7.34'deki eğrilerin bu noktaya kadar olan bölümü düz çizgilerle gösterilmiştir. Bu noktadan sonraki kısma ait deneysel veriler bulunmadığı için, teorik olarak düşünülerek, $(\tau_s/s_u)_{\max}$ değerine kadar olan bölüm ise kesikli çizgilerle ifade edilmiştir.

Deney sonuçlarından elde edilen noktaların, tanımlanan eğriler üzerindeki saçılımın çok büyük boyutlarda olmadığı ve dinamik mukavemet azalım eğilimini açıkça yansıttığı görülmektedir.



Şekil 7.35. $p' = 200$ kPa'da oluşabilecek maksimum statik deviator gerilme değerinin bulunması

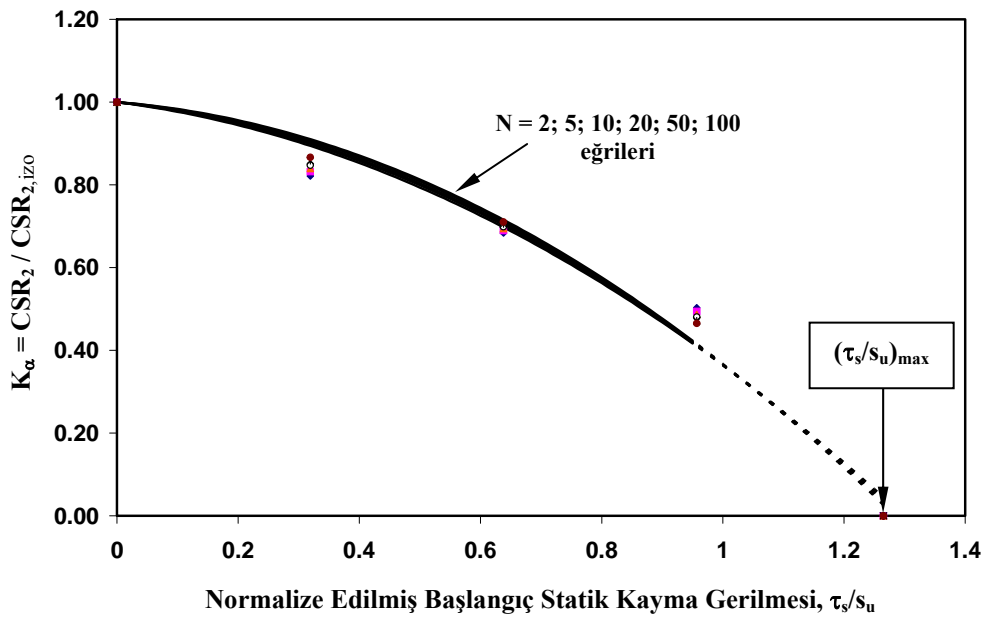
7.7.4. K_α düzeltme faktörünün belirlenmesi

Şekil 7.34'de farklı çevrim sayıları için çizilen dinamik mukavemet diyagramları, başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı izotropik gerilme durumundaki tekrarlı gerilme oranı ile normalize edilirse, tüm sabit ömür eğrileri $y = 1$ 'den başlayan azalım eğrileri haline dönüştürülebilir (Şekil 7.36). Böylece, farklı çevrim sayıları

için başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesine bağlı olarak, izotropik ve anizotropik gerilme şartları arasındaki azalım yüzdesel olarak belirlenebilecektir. Ayrıca, önerilen çözümün sadece bu çalışmadaki gerilme şartları ve burada kullanılan zemin özelliklerinden bağımsız hale getirilmesi sağlanılabilir. Bu işlem sayesinde, farklı özelliklerdeki başlangıç statik kayma gerilmesine maruz ince daneli zeminlerin de dinamik mukavemet azalım özellikleri tahmin edilebilir. Bu normalizasyon işlemi ile elde edilen azalım ifadesi, Seed (1983)'ün tanımladığı Denklem 7.33'deki K_α düzeltme faktörüne eşit olacaktır.

$$K_\alpha = \frac{CSR_\alpha}{CSR_{\alpha=0}} = \frac{CSR_2}{CSR_{2,izo}} \quad (7.33)$$

Şekil 7.36'da gösterilen bu normalizasyon işlemi sonucunda, Şekil 7.34'deki farklı çevrim sayılarına ait parabolik eğrilerin hepsinin tek bir eğri ile ifade edilebileceği ortaya çıkmıştır. Bu büyük uyum, tüm sabit çevrim sayıları için başlangıç statik kayma gerilmesinin sebep olacağı dinamik mukavemetteki azalım yüzdesinin aynı olacağını göstermektedir. Bu ortak eğriyi temsil edecek olan ikinci dereceden parabolik ifade Denklem 6.34'de önerilmiştir.



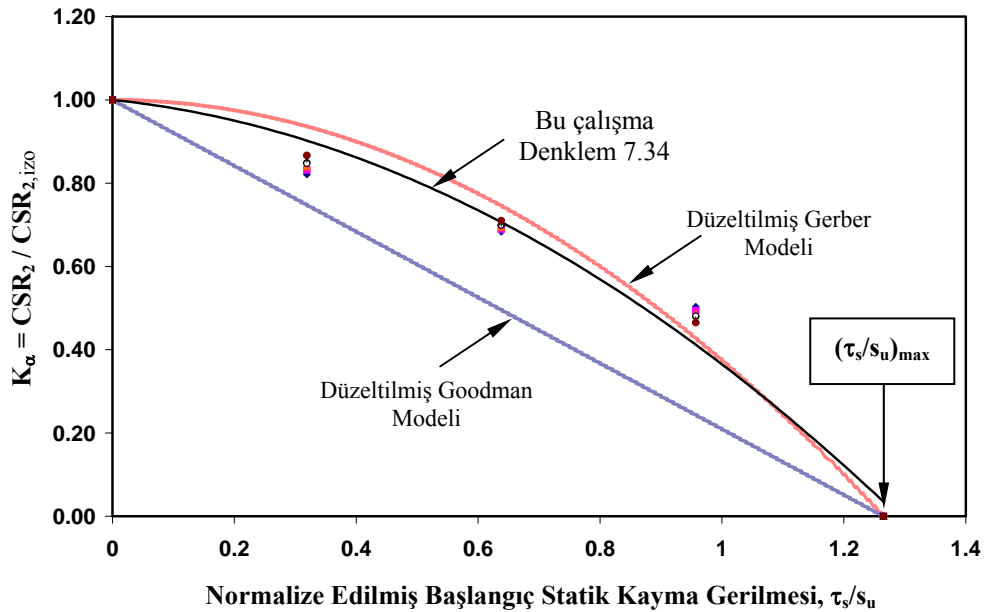
Şekil 7.36. İzotropik gerilme şartlarındaki $CSR_{2,izo}$ ile normalize edilmiş tekrarlı gerilme oranının (CSR_2) - normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ile değişimi

$$K_{\alpha} = \left(\frac{CSR_2}{CSR_{2,izo}} \right) = -0.4823 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 0.1527 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 1 \quad (7.34)$$

Şekil 7.36'daki bu dinamik mukavemet azalım eğrisinin, yorulma analizlerinde kullanılan Gerber modeline benzerliği hemen göze çarpmaktadır. Şekil 7.37'de, bu çalışmadan elde edilen azalım eğrisi ile Gerber ve Goodman modelleri birlikte gösterilmiştir. Hatırlanacağı üzere, malzemeler için bu modeller, x eksenini 1 noktasında kesmektedir. Bu nedenle, eğrilerin x ekseninde, $(\tau_s/s_u)_{max}$ noktasında birleşmeleri için yeniden düzenlenmesi gerekecektir. Gerber ve Goodman modelleri için modifiye edilmiş ifadeler, sırasıyla, Denklem 7.35 ve 7.36'da görüleceği üzere zemin dinamiği parametrelerine dayalı olarak oluşturulmuştur.

$$\left(\frac{CSR_2}{CSR_{2,izo}} \right) + \left(\frac{\tau_s / s_u}{(\tau_s / s_u)_{max}} \right)^2 = 1 \quad (7.35)$$

$$\left(\frac{CSR_2}{CSR_{2,izo}} \right) + \left(\frac{\tau_s / s_u}{(\tau_s / s_u)_{max}} \right) = 1 \quad (7.36)$$



Şekil 7.37. Bu çalışmadan elde edilen başlangıç statik kayma gerilmesi düzeltme faktörü (K_{α}) ile modifiye edilmiş Gerber ve Goodman eğrilerinin karşılaştırılması

Şekil 7.37’den görüleceği üzere, ortalama gerilmeye maruz malzemelerdeki yorulma davranışına benzer olarak, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin davranışında da deneysel veriler Goodman ve Gerber modelleri arasındaki alana düşmüştür. Deneysel sonuçlardan elde edilen eğrinin ise gerek ikinci dereceden ifade edilen bir parabol oluşu gerekse konumundan dolayı Gerber modeline daha uygun bir davranış sergilediği görülmektedir.

Bu tezin en önemli amacı tekrar hatırlanacak olursa, tekrarlı üç eksenli deneylerin genellikle izotropik gerilme şartlarında gerçekleştirilmesinin, yapı yükü altındaki anizotropik gerilme şartlarını yansıtmadığından dolayı, bu problemin bir düzeltme faktörü ile ortadan kaldırılması hedeflenmiştir. Bu düzeltme faktörünü tespit edebilmek için malzemelerin yorulma analiz yöntemleri model alınmıştır. Yarı ampirik yaklaşım ile probleme bir çözüm getirilmeye çalışılmıştır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisindeki yapı altındaki elemanlarının, izotropik gerilme şartlarındaki deney sonuçları ile modellenmesi durumunda, Denklem 7.34’de önerilen K_α düzeltme faktörünün kullanımı uygun olacaktır. Bu yaklaşımla, anizotropik gerilme şartlarındaki zemin elemanı için dinamik mukavemet ise Denklem 7.37’den elde edilebilecektir.

$$CSR_{anizo} = K_\alpha \cdot CSR_{izo} \quad (7.37)$$

Burada;

CSR_{anizo} ; anizotropik gerilme şartlarındaki dinamik mukavemeti,

CSR_{izo} ; izotropik gerilme şartlarındaki dinamik mukavemeti ifade etmektedir.

Bu çalışma sonunda, K_α düzeltme faktörü için iki model denklemi ve bir de deneysel sonuç eğrisi elde edilmiştir. Yapı yükü altındaki killi zeminlerin dinamik mukavemeti değerlendirilirken sonuçların, modifiye edilmiş Gerber modeli ve modifiye edilmiş Goodman eğrileri arasındaki bölgeye düşeceği kabul edilebilir. Bu durumda, K_α düzeltme faktörü için deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile bu çalışmada tanımlanan alt ve üst sınırlar, sırasıyla,

$$K_{\alpha} = \left(\frac{CSR_2}{CSR_{2,izo}} \right) = -0.4823 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 0.1527 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 1 \quad (7.34)$$

$$K_{\alpha} = 1 - \left(\frac{\tau_s / s_u}{(\tau_s / s_u)_{\max}} \right) \quad (7.38)$$

$$K_{\alpha} = 1 - \left(\frac{\tau_s / s_u}{(\tau_s / s_u)_{\max}} \right)^2 \quad (7.39)$$

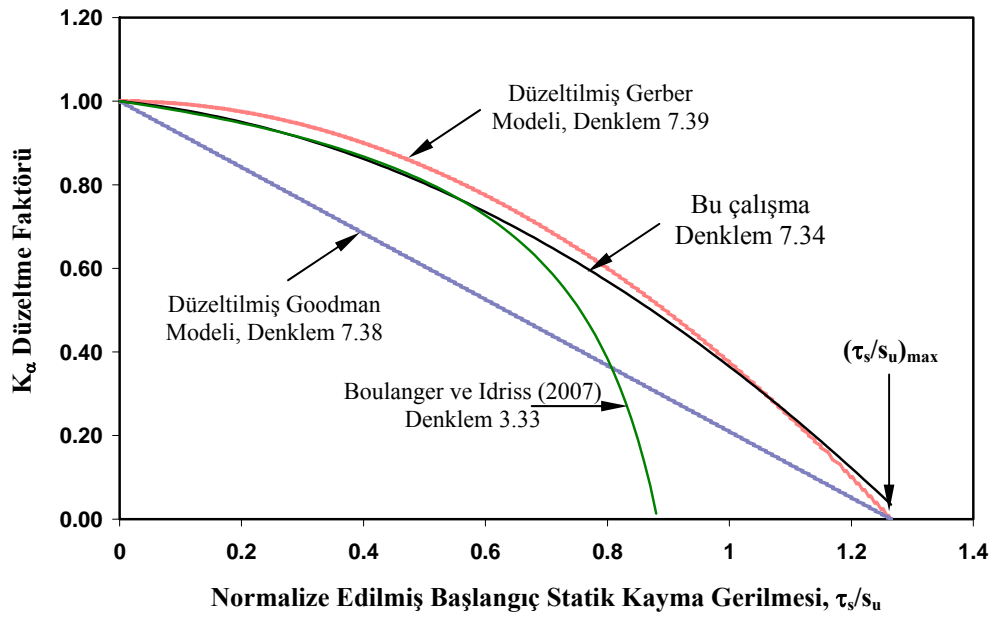
olarak sunulabilir. Bu çalışmadan elde edilen deneysel sonuçlar da, bu düşüncüyü doğrulamaktadır (Şekil 7.37). Buna ilave olarak, modifiye edilmiş Gerber modelinin bu çalışmadaki killi zeminde olduğu gibi, sünek davranış gösteren zeminler için daha uygun olacağı anlaşılmaktadır.

Böylelikle, killi zeminlerde başlangıç statik kayma gerilmesinin büyüklüğüne bağlı olarak gerçekleşecek azalım ve beklenilecek olan dinamik mukavemetin tahmini için Denklem 7.37 kullanılabilecektir.

Bu çalışmadan elde edilen yarı ampirik K_{α} düzeltme faktörleri ile Boulanger ve Idriss (2007)'nin literatürdeki deneysel sonuçlardan elde ettiği ampirik eğri Şekil 7.38'de karşılaştırılmıştır. Boulanger ve Idriss (2007)'nin çalışmalarında kullandıkları üç veri setinin ikisi başlangıç statik kayma gerilmesinin drenajsız şartlarda uygulandığı deney sonuçlarından elde edilmiştir. Bu nedenle, teorik olarak eğrinin $(\tau_s/s_u)_{\max} = 1$ noktasından geçmesi beklenecektir. Yazarların önerdiği eğrinin, tam olarak 1'den geçmeyip, $\tau_s/s_u = 0.88$ değerinde x eksenini ile çakıştığı görülmektedir. Ancak, gerek Boulanger ve Idriss (2007)'nin önerdiği ifade, gerekse bu çalışmada elde edilen Denklem 7.34'deki ifadenin, $\tau_s/s_u = 0.6$ değerine kadar çakışık olduğu göze çarpmaktadır. Bu noktadan sonra ise eğriler birbirinden tamamen ayrı seyir göstermiştir.

Bu tez kapsamında gerçekleştirilen çalışmada, özellikle yapıların köşeleri altındaki zemin elemanlarının deprem yükleri altındaki davranışı incelendiği için, başlangıç

statik kayma gerilmeleri drenajlı şartlarda uygulanmıştır. Bu nedenle, $(\tau_s/s_u)_{\max}$ değeri 1'i aşarak, statik deneylerden elde edilen maksimum başlangıç kayma gerilmesi oranı 1.265 olarak elde edilmiştir. Sonuç olarak, tekrarlı yüklerden önce konsolidasyonunu tamamlayacağı düşünülen killi zeminler üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisini belirlemek için bu çalışmadan elde edilen K_α düzeltme faktörünün kullanımının daha uygun olacağı düşünülmektedir.



Şekil 7.38. Başlangıç statik kayma gerilmesi düzeltme faktörü (K_α) ifadelerinin karşılaştırılması

BÖLÜM 8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

8.1. Sonuçlar

Zeminlerin ve zemin yapılarının stabilitesinin statik yükleme durumlarının yanı sıra, tekrarlı yükleme durumları için de araştırılması geoteknik mühendisliğinin önemli konuları arasında yer almaktadır. Geçmiş yıllarda yapılan araştırmaların büyük bir bölümünün sıvılaşma kaynaklı problemlere yönelmiş oluşu, killi zeminlerin tekrarlı yükler karşısında daha dengeli olduğu gibi bir düşünceyi doğurmuştur. Bu düşünce, yapıların bulunmadığı eğimsiz zemin yüzeyli killi zemin tabakaları için doğrudur. Depremler sırasında serbest saha koşullarındaki kumlu zemin tabakalarında sıvılaşma, kum kaynaması şeklinde gözlenebilirken, killi zemin tabakalarında gözlenen herhangi bir yenilme literatürde rapor edilmemiştir. Ancak, bu durum killi zemin tabakalarının, tekrarlı yükler altında güvenilir ve yenilmez olduğunu göstermemektedir. Bu zemin tabakası üzerinde bir yapının bulunması yada zemin tabakasının eğimli olması durumunda, killi zeminlerde de tekrarlı yükler altında yenilmeler gerçekleşebilecektir.

Literatürde zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği çalışmaların çoğu, yapı yüklerinden oldukça uzakta ve eğimsiz zemin düzlemindeki zemin elemanları üzerine yoğunlaşmıştır. Ancak, gerçekte pek çok zemin elemanı tekrarlı yüklerden önce de başlangıç statik kayma gerilmesine maruz durumdadır. Özellikle yapı köşesi altındaki zemin elemanları, yapıdan kaynaklı yüklemekten dolayı yatay düzlemde önemli statik kayma gerilmelerine maruz kalmaktadırlar. Bu çalışmada ilk olarak, zemin içerisinde, dikdörtgen yüklü temelden kaynaklanan yatay düzlemdeki kayma gerilmelerinin belirlenebilmesi için analitik çözümler gerçekleştirilmiştir. Temel boyutları B ve L olan üniform yüklü dikdörtgen bir temelin köşe noktaları altında, temel tabanından z kadar derinlikte oluşacak kayma gerilmesi ifadeleri, Boussinesq denklemlerine dayalı olarak elde edilmiştir. Analitik

çözümler kullanılarak, kayma gerilmesi için etki sayıları (I_{zx} , I_{zx}^*), tablo ve grafik olarak Tablo 3.1 ve Şekil 3.4'de sunulmuştur. Ayrıca, üniform yüklü dikdörtgen temelden kaynaklanan kayma gerilmesi artışları için nümerik çözüm geliştirilerek, bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Böylelikle, dikdörtgen temel altındaki herhangi bir noktada, yapıdan kaynaklanacak kayma gerilmeleri, bu çalışmada geliştirilen analitik ve nümerik yöntemlerle belirlenebilecektir.

Bu çalışmada, başlangıç statik kayma gerilmesinin killi zeminlerin monotonik ve tekrarlı yükler altındaki davranışları incelenmiştir. Araziden alınan örselenmemiş numunelerin davranışı üzerinde heterojenlik, gerilme geçmişi, su muhtevası, başlangıç yapısı ve boşluk oranı gibi faktörlerin önemli etkilere sahip olmasından dolayı, bu etkileri en aza indirmek amacıyla zemin numunelerinin laboratuvarda hazırlanması tercih edilmiştir. Deneylerde, plastisite indisi, $I_p = 17$ olan Kaolin kili kullanılmıştır. Bulamaç çamuru yöntemi ile hazırlanan numuneler, K_0 konsolidasyon şartları altında yaklaşık bir ay kadar, 62.5 kPa'lık önkonsolidasyon basıncına maruz bırakılmışlardır. Bu yöntemle elde edilen numunelerin homojenliklerinden emin olmak için hem düşey hem de yatay doğrultuda su muhtevası kontrolleri gerçekleştirilmiştir. Böylece birbirleri ile ilişkili olan numunelerin diğer fiziksel özelliklerinin de homojenliği hakkında fikir sahibi olunabilecektir. Buna ilave olarak düşey yöndeki su muhtevasının derinlikle değişimi, önkonsolidasyon sırasında oluşan boşluk suyu basıncının tam olarak sönmülenip sönmülenmediği açısından da bilgi verecektir. Hazırlanan numunelerin düşey yöndeki ortalama su muhtevaları, $w = \%47.1 \pm 0.3$ olarak belirlenmiştir. Bu sonuç, düşey yönde homojenliğin büyük ölçüde sağlanabildiğini göstermektedir. Farkın bu kadar küçük oluşu, konsolidasyon için bir ay gibi uzunca bir sürenin seçilmesinden kaynaklanmaktadır. Değerlendirmelerde, monotonik ve tekrarlı deneyler için toplam 30 adet üç eksenli deney numunesi kullanılmıştır. Bu numunelerin deney öncesi su muhtevası, $w_0 = \%46.9 \pm 0.6$ olarak tespit edilmiştir. Numunelerin boşluk oranları, $e_0 = 1.23 \pm 0.03$, doğal birim hacim ağırlığı, $\gamma_n = 16.78 \pm 0.21 \text{ kN/m}^3$ ve kuru birim hacim ağırlığı, $\gamma_k = 11.42 \pm 0.17 \text{ kN/m}^3$ gibi çok dar bir aralık içerisinde dağılmıştır. Farklı zamanlarda yapay olarak hazırlanan numuneler için farkın bu kadar az oluşu, uygulanan numune hazırlama yöntemi ile homojen numunelerin elde edilebileceğini göstermektedir.

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının killi zeminler üzerindeki etkisinin incelendiği bu çalışmada, ortalama efektif normal gerilmenin etkisini devre dışı bırakabilmek için ortalama normal gerilmenin (p') sabit olduğu bir deney seti ile çalışılmıştır. Ortalama efektif normal gerilmenin aynı ($p' = 200$ kPa) olduğu farklı gerilme şartları altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilen 4 farklı deney grubunda ($\tau_s/p' = 0; 0.15; 0.30; 0.45$) hazırlanan numunelerin konsolidasyon sonrası boşluk oranlarının (e_c) birbirine çok yakın değerlerde ($e_c = 1.02 \pm 0.01$) olduğu görülmektedir. Bu durum, zeminin rijitliği üzerinde ortalama efektif normal gerilmenin hakim bir ifade oluşunu doğrulamaktadır. Böylece, tekrarlı yüklemelerden önce numunelerin aynı boşluk oranına sahip olması sağlanarak, deney sonuçlarının boşluk oranından etkilenmesi engellenebilmiştir.

Zeminlerin tekrarlı yüklemeler altında davranışlarının incelenmesinden önce statik şartlar altında davranışının ve yenilme şeklinin doğru olarak tespit edilmesi gerekmektedir. Bu çalışmada gerçekleştirilen monotonik basınç deneyleri, üç eksenli deney sisteminde izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde, drenajsız şartlarda (CU) birim deformasyon kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir. Numunelerin doyurulması 490 kPa'lık ters basınçla sağlanmıştır. Analizlerde kullanılan tüm monotonik deneyler, 0.014%/dakika birim deformasyon oranı ile kesilmişlerdir.

Monotonik deney sonuçlarında, başlangıç statik kayma gerilme seviyesinin artışıyla, zeminin drenajsız kayma mukavemetinin hızlı bir şekilde azaldığı gözlenmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin monotonik davranışını değerlendirmek için, bu çalışmadan elde edilen sonuçlara ilave olarak literatürde yer alan bazı çalışmalardan elde edilen sonuçlarda kullanılmıştır. Plastisite indisi, $I_p = 17 - 73$, ortalama efektif normal gerilme değerleri ise $p' = 200$ kPa ve 400 kPa aralığında yer alan verilerden elde edilen sonuçlar, normalize edilmiş başlangıç statik kayma gerilmesi ve normalize edilmiş drenajsız kayma mukavemeti ($\tau_s/S_u - S_u/S_{u,izo}$) açısından incelenmiştir. Bu geniş plastisite indisi aralığına rağmen, verilerin bir grafik üzerindeki noktalandığında (Şekil 6.27), dağılımın çok dar bir aralıkta kaldığı gözlenmiştir. Tüm veriler için regresyon analizi yapılarak başlangıç statik kayma

gerilmesi seviyesine bağılı olarak drenajsız kayma mukavemetindeki azalış, Denklem 6.9 ile belirlenebilecektir.

$$K_s = \frac{s_u}{s_{u,izo}} = \exp\left\{-0.9552\left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}}\right)\right\} \quad (6.9)$$

Bu ifade ile, $\sigma_{3c}' = p'$ çevre gerilmesinde izotropik olarak konsolide edilen numuneye ait deney sonuçlarından, aynı ortalama efektif normal gerilme (p') değerine sahip herhangi bir anizotropik gerilme durumunda beklenilecek drenajsız kayma mukavemeti Denklem 6.10 ile hesaplanabilecektir.

$$s_{u,aniz} = K_s \cdot s_{u,izo} \quad (6.10)$$

Başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının monotonik yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basıncı davranışını da önemli ölçüde etkileyebildiği gözlenmiştir. Numunelerin drenajsız kayma mukavemetine benzer şekilde, kesme aşamasında oluşan boşluk suyu basıncı da, başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla azalış göstermektedir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin olmadığı durumdaki numunelerle kıyaslamının kolaylaştırılması için, drenajsız kesme sırasında oluşabilecek en büyük boşluk suyu basıncı (u_{max}), izotropik olarak konsolide edilen numunede oluşabilecek en büyük boşluk suyu basıncına ($u_{max,izo}$) oranı şeklinde sunulmuştur. $p' = 200$ kPa ve $p' = 400$ kPa ortalama efektif normal gerilmede gerçekleştirilen izotropik ve anizotropik deneylerden, başlangıç statik kayma gerilmesinden dolayı boşluk suyu basıncında beklenecek azalış Denklem 6.12 ile tahmin edilmiştir.

$$\frac{u_{max}}{u_{max,izo}} = 1.2488\left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}}\right)^3 - 2.1412\left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}}\right)^2 + 0.1184\left(\frac{\tau_s}{s_{u,izo}}\right) + 1 \quad (6.12)$$

Monotonik deneylerde boşluk suyu basıncında gözlenen bu davranış, tekrarlı üç eksenli deney sonuçlarında da gözlenmiştir. Gerek %5'lik ve gerekse %10'luk yenilme kriterinde, $N = 20$ çevrim için başlangıç statik kayma gerilmesinin tekrarlı

yüklemeye sonunda oluşacak boşluk suyu basıncına başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisi, monotonik yüklemeye koşullarındaki etki ile oldukça benzerdir. Bu etkiyi tanımlayan Denklem 6.12'deki ifade, hem monotonik hem de tekrarlı yüklemeye altında boşluk suyu basıncı azalımının tahmini için kullanılabilir.

Bu çalışmada, tekrarlı yükler altında, başlangıç statik kayma gerilmesi varlığının killi zeminler üzerindeki etkisinin belirlenmesi hedeflendiği için yüklemeye frekansı, zeminin fiziksel özellikleri, efektif ortalama çevre gerilmesi, konsolidasyon sonrası boşluk oranı gibi parametreler sabit tutularak zemin davranışına olası etkileri devre dışı bırakılmıştır. Gerçekleştirilen deneylerde, tek değişken olarak başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesi seçilmiştir. Böylece farklı başlangıç statik kayma gerilmesi seviyelerinde zemin numunelerinin tepkisi belirlenebilecektir. Farklı başlangıç statik kayma gerilmesi oranlarında ve sabit ortalama efektif normal gerilme ($p' = 200$ kPa) altında izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilen 4 farklı başlangıç gerilme şartları altındaki numunelere, 0.5 Hz'lik yüklemeye frekansı ile gerilme kontrollü üniform tekrarlı gerilmeler uygulanmıştır.

İzotropik ve anizotropik konsolidasyon şartlarındaki numuneler üzerinde gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deneylerde numunelerin tipik olarak 3 farklı deformasyon davranışı sergilediği gözlenmiştir. Numunelerin deformasyon davranışlarını başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığı ve tekrarlı gerilme çevrilmesinin şiddeti belirlemektedir. Çalışmada gözlenen deformasyon davranışı, bu iki ifadeyi içinde barındıran ve Bölüm 7.2.2'de tanımlanan, gerilme çevrilmesi derecesi (R) ile açıklanmaya çalışılmıştır.

Çalışmada gerçekleştirilen tekrarlı deney sonuçlarına göre, normalize edilmiş boşluk suyu basıncı ve normalize edilmiş çevrim sayısı ($u/u_{pik} - N/N_f$) arasındaki ilişki incelenmiştir. $u/u_{pik} - N/N_f$ grafik gösteriminde oluşan veri dağılım bandı için alt ve üst sınırlar belirlenmiştir. Bu sınırlar için, Sakai vd. (2003)'ün önerdiği Denklem 7.26'nın bu çalışmadaki veri dağılımını yansıtabildiği gözlenmiştir. Bu çalışmadaki veri seti için, üst ve alt sınırlar, sırasıyla, $\alpha = 3$ ve $\alpha = 1$ sabitleri kullanılarak elde edilmiştir.

$$\frac{\Delta u}{u_{pik}} = \frac{4}{\pi} \cdot \arctan \left[\left(\frac{N}{N_f} \right)^{1/\alpha} \right] \quad (7.26)$$

Bu çalışmanın amaçlarından birisi de, farklı başlangıç kayma gerilmesi seviyelerindeki killi zeminlerin dinamik mukavemetini değerlendirmektir. Tekrarlı kayma gerilmesi efektif çevre gerilmesi ile normalize edildiğinde, başlangıç statik kayma gerilmesinin dinamik mukavemet üzerinde belirgin bir etkiye sahip olmadığı ve dinamik mukavemetin sadece yenilme için gerekli çevrim sayısı ile tanımlanabileceği görülmüştür.

$$CSR_1 = 0.400 \times (N_{\varepsilon=\%5})^{-0.305} \quad (7.27)$$

$$CSR_1 = 0.466 \times (N_{\varepsilon=\%10})^{-0.256} \quad (7.28)$$

Ancak bu durum, anizotropik gerilme şartlarında normalizasyon parametresi olarak sadece efektif çevre gerilmesinin kullanımının, dinamik mukavemet ile ilgili bir değerlendirme yapabilme konusunda yetersiz kalacağını göstermektedir. Uygulanan tekrarlı kayma gerilmesi, düşey konsolidasyon gerilmesi ile normalize edildiğinde, başlangıç statik kayma gerilmesinin varlığının dinamik mukavemet üzerindeki etkisi belirginleşmiştir. Bu normalizasyon işlemi sonunda, literatürde görüş birliğinin olduğu tekrarlı basit kesme deneylerinden elde edilen sonuçlara benzer bir eğilim ortaya çıkmıştır. Bu çalışmada gerçekleştirilen deney sonuçları, başlangıç statik kayma gerilmesinin artışıyla dinamik mukavemetin azalacağını göstermiştir. Bu çalışmadan elde edilen deney sonuçlarına dayalı olarak gerçekleştirilen regresyon analizleri sonucunda, tekrarlı gerilme oranı (CSR); yenilme için gerekli çevrim sayısı ve başlangıç statik kayma gerilmesi seviyesine bağlı olarak formülize edilmiştir.

$$CSR_2 = -0.1853 \times (N_{\varepsilon=\%5})^{-0.2980} \times \frac{\tau_s}{s_u} + 0.3647 \times (N_{\varepsilon=\%5})^{-0.3109} \quad (7.29)$$

Bu tezin en önemli hedeflerinden biri de, izotropik gerilme şartlarında gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli deneylerin, yapı yükü altındaki anizotropik

gerilme şartlarını sağlamadığı için bu durumun bir düzeltme faktörü kullanarak ortadan kaldırılmasıdır. Bu düzeltme faktörünü belirlemek için ortalama gerilmeye maruz malzemelerin yorulma analiz yöntemleri zemin mekaniği açısından değerlendirilmiştir. Başlangıç statik kayma gerilmesinin drenajlı şartlarda uygulandığı killi zeminler için, K_α düzeltme faktörünün alt ve üst sınırları Goodman ve Gerber modelleri modifiye edilerek tanımlanmıştır. Ayrıca, bu çalışmada gerçekleştirilen deneysel sonuçlara dayalı olarak K_α düzeltme faktörü için ikinci dereceden parabolik bir denklem önerilmiştir. Yapı yükü altındaki killi zeminlerin dinamik mukavemeti değerlendirilirken bu çalışmadan elde edilen sonuçların, modifiye edilmiş Gerber modeli ve modifiye edilmiş Goodman eğrileri arasındaki bölgeye düştüğü gözlenmiştir. Ayrıca, modifiye edilmiş Gerber modelinin bu çalışmadaki killi zeminde olduğu gibi, sünek davranış gösteren zeminler için daha uygun olacağı anlaşılmaktadır.

Böylece, izotropik gerilme şartlarındaki deney sonuçlarından, yapı yükü altındaki elemanların modellendiği anizotropik gerilme şartlarındaki zemin elemanının dinamik mukavemetini değerlendirebilmek için Denklem 7.37 kullanılabilir.

$$CSR_{anizo} = K_\alpha \cdot CSR_{izo} \quad (7.37)$$

Buradaki, K_α düzeltme faktörü için üç farklı tanımlama yapılmıştır. Bu çalışmada gerçekleştirilen deneysel sonuçlardan elde edilen K_α düzeltme faktörü Denklem 7.34'de ifade edilmiştir.

$$K_\alpha = \frac{CSR_2}{CSR_{2,izo}} = -0.4823 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right)^2 - 0.1527 \times \left(\frac{\tau_s}{s_u} \right) + 1 \quad (7.34)$$

Denklem 7.34'deki ifade sadece bu çalışmada kullanılan zemin özellikleri ve gerilme şartları için geçerli olduğundan dolayı, diğer ince daneli zeminleri de kapsayacak bir ifadenin elde edilmesi hedeflenmiştir. Malzemelerin yorulma teorileri ışığında geliştirilen ifadeler ile K_α düzeltme faktörü için alt ve üst sınırlar, sırasıyla, Denklem 7.38 ve 7.39'daki gibi tanımlanmıştır.

$$\text{Alt Sınır; } K_{\alpha} = 1 - \frac{\tau_s / s_u}{(\tau_s / s_u)_{\max}} \quad (7.38)$$

$$\text{Üst Sınır; } K_{\alpha} = 1 - \left(\frac{\tau_s / s_u}{(\tau_s / s_u)_{\max}} \right)^2 \quad (7.39)$$

8.2. Öneriler

Uygulamada yeni yapılacak yapıların tekrarlı yükler altındaki davranışı incelenirken, zeminde sadece sıvılaşma potansiyeli analizleri gerçekleştirilmektedir. Zemin profilinde yer alan yumuşak kil tabakaları için ise hiçbir işlem gerçekleştirilmemekte ve sismik risk içermediği kabul edilmektedir. Son yıllarda gündeme gelen performansa dayalı analizlerde, zeminde göçme olup olmamasından ziyade, bunun mühendislik yapısında sebep olacağı hasarlar ön plana çıkmaktadır. Mühendislik yapılarının altında gerçekleşecek zemin yenilmelerinin mühendislik açısından daha önemli olduğu düşünüldüğünde, başlangıç statik kayma gerilmesine maruz killi zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışının önemi de ortaya çıkmaktadır.

Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelendiği çalışmalarda numunelerin izotropik olarak konsolide edildikleri görülmektedir. Ancak, yapıdan kaynaklanan ilave gerilmelerinin zemin elemanına aktarıldığı düşünüldüğünde, gerilme durumu anizotropik şartlara dönmektedir. Bu durumda, üç eksenli deney sisteminde uygulanan izotropik gerilme şartlarının, arazideki başlangıç şartlarını tam olarak yansıtması beklenemez. Başlangıç statik kayma gerilmesinin kilin dinamik mukavemetini azalttığı düşünüldüğünde ise, izotropik şartlarda gerçekleştirilen tekrarlı deneyler gerçekten daha büyük dinamik mukavemet değerleri verecektir. Bu nedenle, tekrarlı yüklerden dolayı yapı yüklerinden kaynaklanan başlangıç statik kayma gerilmesinin hesaba katılması gereği ortaya çıkmaktadır.

İzotropik konsolidasyon şartlarında gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçların yapı yükü altındaki gerilme şartlarında kullanılabilmesi için, başlangıç

statik kayma gerilmesinin varlığını hesaba katacak olan K_{α} düzeltme faktörünün kullanılması gerekmektedir.

Farklı özellik ve gerilme şartları altındaki killi zeminler üzerinde drenajlı olarak uygulanan başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisinin inceleneceği yeni çalışmalar gerçekleştirilerek, bu çalışmada önerilen K_{α} düzeltme faktörünün doğruluğu ve önerilen sınırların yeterliliği kontrol edilebilir.

Başlangıç statik kayma gerilmesinin dinamik mukavemet üzerinde etkisinin bu kadar net gözlenmesi, benzer etkilerin kayma modülü üzerinde olabileceği düşüncesini doğurmaktadır. Bu nedenle, küçük deformasyon genliklerinde tekrarlı deneylerin yapılabileceği deney sistemleri ile başlangıç statik kayma gerilmesinin kayma modülü üzerindeki etkisi incelenebilir. Özellikle Dobry ve Vucetic (1991) tarafından plastisite indisine bağlı olarak önerilen kayma modülü azalım eğrileri üzerinde başlangıç statik kayma gerilmesinin etkisi dikkate alınmamıştır. Başlangıç statik kayma gerilmesinin, kayma modülü azalım davranışı üzerindeki olası etkinin gözlenmesi durumunda, yapı yükü altındaki zeminlerde bu yeni ifadelerin kullanılması daha doğru olacaktır.

Bu çalışmanın gerçekleştirilmesi sırasında, özellikle başlangıç statik kayma gerilmesine maruz ince daneli zeminlerin tekrarlı üç eksenli (CTX) veya tekrarlı basit kesme deney sistemi (DSS) ile gerçekleştirilişine göre sonuçların büyük farklılıklar sergileyebileceği gözlenmiştir. İzotropik olarak konsolide edilen üç eksenli deney sistemi ile tekrarlı basit kesme deney sisteminden elde edilen tekrarlı gerilme oranları, CSR, arasındaki farkı ortadan kaldırabilmek için literatürde sunulmuş düzeltme faktörleri bulunmaktadır. Ancak, başlangıç statik kayma gerilmeli durumda yapılan deneylerin sonuçları incelendiğinde; tekrarlı basit kesme deney sisteminde gerçekleştirilen deneylerde dinamik mukavemet azalırken, üç eksenli deney sistemlerinde belirli bir seviyeye kadar dinamik mukavemetin artış gösterdiği rapor edilmiştir (Andersen vd., 1988). Böyle bir durumda, literatürde önerilen düzeltme faktörleri bir işe yaramayacaktır. Çünkü, davranış tamamen farklı seyretmektedir. Bu nedenle, DSS ve CTX arasındaki farklılıkların daha detaylı şekilde inceleneceği bir deney programına ihtiyaç duyulmaktadır. Buradan elde

edilen deney sonuçlarına göre, gerilme izine dayalı değerlendirmelerin yapılarak, anizotropik gerilme şartlarını da kapsayan bir düzetme faktörünün geliştirilmesine ihtiyaç duyulmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] AFIFI, S.S., RICHART, F.E., Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils, *Soils and Foundations*, Vol. 13 (1): 77-95, 1973.
- [2] ALTUN, S., ANSAL, A., Tekrarlı Yükle Altında Kumların Gerilme-Şekil Değişirme Özellikleri, *İTÜ Dergisi / d, Mühendislik*, Cilt: 2 (4): 25-34, 2003.
- [3] ANDERSEN, K.H., KLEVEN, A., HEIEN, D., Cyclic Soil Data for Design of Gravity Structures, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114 (5): 517-539, 1988.
- [4] ANDERSEN, K.H., LAURITZSEN, R., Bearing Capacity for Foundations with Cyclic Loads, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114 (5): 540-555, 1988.
- [5] ANDERSON, D.G., RICHART, F.E., Effects of Straining in Shear Modulus of Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 102 (9): 975-987, 1976.
- [6] ANDERSON, D.G., STOKOE, K.H., Shear Modulus: A Time-Dependent Soil Property, *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, p. 66-90, 1978.
- [7] ANDERSON, D.G., WOODS, R.D., Time-Dependent Increase in Shear Modulus of Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 102 (5): 525-537, 1976.
- [8] ANDREASSON, B., Dynamic Deformation Characteristics of a Soft Clay, *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. 1, pp. 65-70, 1981.
- [9] ANDREWS, D.C.A., MARTIN, G.R., Criteria for Liquefaction of Silty Soils, *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper No. 0312, 2000.
- [10] ANSAL, A., YILDIRIM, H., Killerin Dinamik Özellikleri Üzerinde Frekansın Etkisi, 2. Ulusal Kil Sempozyumu, Ankara, s. 329-341, 24-27 Eylül, 1985.

- [11] ANSAL, A.M., ERKEN, A., Killerin Dinamik Özellikleri Üzerinde Frekansın Etkisi, II. Ulusal Kil Sempozyumu, Ankara, s. 315-327, 24-27 Eylül, 1985.
- [12] ANSAL, A.M., ERKEN, A., Undrained Behavior of Clay under Cyclic Shear Stresses, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115 (7): 968-983, 1989.
- [13] ARANGELOVSKI, G., TOWHATA, I., Accumulated Deformation of Sand with Initial Shear Stress and Effective Stress State Lying Near Failure Conditions, *Soils and Foundations*, Vol. 44 (6): 1-16, 2004.
- [14] ASTM D-3999-03: Standart Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus, ASTM International, p.15, 2003.
- [15] ASTM D-4767-02: Standart Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils, ASTM International, p.13, 2002.
- [16] ASTM D-5311-04: Standart Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil, ASTM International, p.10, 2004.
- [17] ATHANASOPOULOS, G.A., Closure to: Preconsolidation versus Aging Behavior of Kaolinite Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 (9): 1645-1647, 1994.
- [18] ATHANASOPOULOS, G.A., RICHART, F.E., Correlation Between G_0 and τ_{max} for Kaolinite Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109 (5): 719-723, 1983.
- [19] ATKINSON, J.H., RICHARDSON, D., ROBINSON, P.J., Compression and Extension of K_0 Normally Consolidated Kaolin Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113 (12): 1468-1482, 1987.
- [20] AUGUSTESEN, A., LIINGAARD, M., LADE, P.V., Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 4 (3): 137-156, 2004.
- [21] BEROYA, M.A.A., AYDIN, A., KATZENBACH, R., Insight into the Effects of Clay Mineralogy on the Cyclic Behavior of Silt-Clay Mixtures, *Engineering Geology*, Vol. 106 (3-4): 154-162, 2009.
- [22] BİLGE, H.T., ÇETİN, K.Ö., Probabilistic Assessment of Cyclic Soil Straining in Fine-Grained Soils, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*, GSP 181, ASCE, pp. 1-10, 2008.

- [23] BLACK, D.K., LEE, K.L., Saturating Laboratory Samples by Back Pressure, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 99 (1): 75-93, 1973.
- [24] BOOKER, J.R., RAHMAN, M.S., SEED, H.B., GADFLEA-A Computer Program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation during Cyclic or Earthquake Loading, Report No. EERC 76-24, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976.
- [25] BOULANGER, R.W., IDRIS, I.M., Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133 (6): 641-652, 2007.
- [26] BOULANGER, R.W., MEYERS, M.W., MEJIA, L.H., IDRIS, I.M., Behavior of a Fine-Grained Soil during the Loma Prieta Earthquake, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35: 146-158, 1998.
- [27] BOUSSINESQ, J., Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et due Mouvement des Solides Elastiques, Gauthier-Villars, Paris, 1885.
- [28] BRAY, J.D., SANCIO, R.B., Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132 (9): 1165-1177, 2006.
- [29] BRAY, J.D., SANCIO, R.B., RIEMER, M.F., DURGUNOGLU, T., Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils, *Proceedings of 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Berkeley, California, Vol. 1: 655-662, 2004.
- [30] CAMPANELLA, R.G., LIM, B.S., Liquefaction Characteristics of Undisturbed Soils, *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. 1, pp. 227-230, 1981.
- [31] CAPPER, P.L., CASSIE, W.F., *The Mechanics of Engineering Soils*, 5th Ed., Çeviri: Kumbasar, V., Kip, F., İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği, Çağlayan Kitabevi, İstanbul, s. 350, 1969.
- [32] CARDONA, O.D., YAMIN, L.E, Seismic Microzonation and Estimation of Earthquake Loss Scenarios: Integrated Risk Mitigation Project of Bogota, Colombia, *Earthquake Spectra*, Vol. 13 (4): 795-813, 1997.
- [33] CASAGRANDE, A., Classification and Identification of Soils, *Transactions, ASCE*, Vol. 133: 901-930, 1948.

- [34] CHANG, N.Y., YEH, S.T., KAUFMAN, L.P., Liquefaction Potential of Clean and Silty Sands, Proceedings of the Third International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, Washington, Vol.2, pp. 1017-1032, 1982.
- [35] CHIEN, L.K., OH, Y.N., Influence of fines content and initial shear stress on dynamic properties of hydraulic reclaimed soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol: 39 (1): 242-253, 2002.
- [36] CODUTO, D.P., Geotechnical Engineering: Principles and Practices, Prentice Hall, New Jersey, p. 800, 1999.
- [37] D'ELIA, B., LANZO, G., Laboratory and Field Determinations of Small-Strain Shear Modulus of Natural Soil Deposits, Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996.
- [38] DAĞDEVİREN, U., GÜNDÜZ, Z., Üniform Yüklü Dikdörtgen Temel Altında Oluşan Kayma Gerilmelerinin Hesaplanması, 6th International Advanced Technologies Symposium, IAST'11, Elazığ, Turkey, Vol.2 , p. 129-134, 16-18 May, 2011.
- [39] DAĞDEVİREN, U., Suya Doygun Normal Konsolide Killi Zeminlerin Boşluk Suyu Basıncı Değişimi, Yüksek Lisans Tezi, Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, 2005.
- [40] DARENDELI, M.B., Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Dampind Curves, Ph.D. Thesis, The University of Texas at Austin, Texas, 2001.
- [41] DAS, B.M., Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis Group, 3rd Ed., New York, p. 356, 2008.
- [42] DAS, B.M., Principles of Soil Dynamics, Pws-Kent Publishing Company, Boston, p. 570, 1993.
- [43] DASH, H.K., SITHARAM, T.G., Undrained Cyclic Pore Pressure Response of Sand-Silt Mixtures: Effect of Nonplastic Fines and Other Parameters, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 27 (4): 501-517, 2009.
- [44] DAY, R.W., Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, McGraw-Hill, p. 700, 2002.
- [45] DOBRY, R., LADD, R., YOKEL, F., CHUNG, R., POWELL, D., Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands during Earthquakes by the Cyclic Strain Method, NBS Building Science Series, No. 138, National Bureau of Standards, 1982.

- [46] DOBRY, R., MOHAMAD, R., DAKOULAS, P., GAZETAS, G., Liquefaction Evaluation of Earth Dams – A New Approach, 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, July 21-28, 1984
- [47] DOBRY, R., VUCETIC, M., Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits, Proc. of Int. Symp. on Geotech. Eng. of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, p. 51-87, 1987.
- [48] DONAHUE, J.L., The Liquefaction Susceptibility, Resistance and Response of Silty and Clayey Soils, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 2007.
- [49] EL HOSRI, M.S., BIAREZ, J., HICHER, P.Y., Liquefaction Characteristics of Silty Clay, Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, s. 277-284, 1984.
- [50] ELKADY, T.Y., Static and Dynamic Behavior of Collapsible Soils, Ph.D. Thesis, Arizona State University, Arizona, 2002.
- [51] EPRI, Guidelines for Determining Design Basis Ground Motions, Report No. TR-102293, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, Vol. 2, 7.A-1 – 7.A-59, 1993.
- [52] ERKEN, A., ÜLKER, B.M.C., Effect of Cyclic Loading on Monotonic Shear Strength of Fine-Grained Soils, Engineering Geology, Vol. 89 (3-4): 243-257, 2007.
- [53] ERŞAN, H., Tekrarlı Yüklemler Etkisi Altında Zeminlerin Konsolidasyonu, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2005.
- [54] FUJIWARA, H., YAMANOUCHI, T., YASUHARA, K., UE, S., Consolidation of Alluvial Clay Under Repeated Loading, Soils and Foundations, Vol. 25 (3): 19-30, 1985.
- [55] Geocomp Corporation, Cyclic Stress Path User's Manual, 2007.
- [56] Geocomp Corporation, FlowTrac-II User's Manual, 2006.
- [57] Geocomp Corporation, LoadTrac-II User's Manual, 2006.
- [58] GRATCHEV, I.B., SASSA, K., OSIPOV, V.I., SOKOLOV, V.N., The Liquefaction of Clayey Soils under Cyclic Loading, Engineering Geology, Vol. 86 (1): 70-84, 2006.

- [59] GOULOIS, A.M., WHITMAN, R.V., HOEG, K., Effects of Sustained Shear Stresses on the Cyclic Degradation of Clay, Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Strength Measurements, ASTM STP 883, American Society for Testing Materials, p. 336-351, 1985.
- [60] GOVIL, S., Characterization of Dynamic Shear Strength of Soils and Seismic Slope Stability, Ph.D. Thesis, Arizona State University, Arizona, 1991.
- [61] GUO, T., PRAKASH, S., Liquefaction of Silts and Silt-Clay Mixtures, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125 (8): 706-710, 1999.
- [62] HARDIN, B. O., The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils, Proc. of Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, CA, Vol. 1, pp. 3-90, 1978.
- [63] HARDIN, B.O., BLACK, W.L., Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94 (2): 353-369, 1968.
- [64] HARDIN, B.O., BLACK, W.L., Closure to: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95 (6): 1531-1537, 1969.
- [65] HARDIN, B.O., DRNEVICH, V.P., Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98 (6): 603-624, 1972a.
- [66] HARDIN, B.O., DRNEVICH, V.P., Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98 (7): 667-692, 1972b.
- [67] HARDIN, B.O., RICHART, F.E., Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 89 (1): 33-65, 1963.
- [68] HEAD, K.H., Manual of Soil Laboratory Testing – Volume 3: Effective Stress Tests, Ele International Limited, Pentech Press, London, p. 1240, 1986.
- [69] HOLL, D.L., Stress Transmission on Earths, Proc. Highway Res. Board, Vol. 20: 709-721, 1940.
- [70] HOLTZ, R.D., KOVACS, W.D., An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall, New Jersey, p. 733, 1981.

- [71] HSU, C.C., VUCETIC, M., Threshold Shear Strain for Cyclic Pore-Water Pressure in Cohesive Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132 (10): 1325-1335, 2006.
- [72] HUMPHRIES, W.K., WAHLS, H.E., Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94 (2): 371-389, 1968.
- [73] HYDE, A.F.L, HIGUCHI, T., YASUHARA, K., Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132 (6): 716-735, 2006.
- [74] HYDE, A.F.L, HIGUCHI, T., YASUHARA, K., Postcyclic Recompression, Stiffness, and Consolidated Cyclic Strength of Silt, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133 (4): 416-423, 2007.
- [75] HYODO, M., HYDE, A.F.L., YAMAMOTO, Y., FUJII, T., Cyclic Shear Strength of Undisturbed and Remoulded Marine Clays, *Soils and Foundations*, Vol. 39 (2): 45-58, 1999.
- [76] HYODO, M., MURATA, H., YASUFUKU, N., FUJII, T., Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests, *Soils and Foundations*, Vol. 31 (3): 60-76, 1991.
- [77] HYODO, M., YAMAMOTO, Y., SUGIYAMA, M., Undrained Cyclic Shear Behaviour of Normally Consolidated Clay Subjected to Initial Static Shear Stress, *Soils and Foundations*, Vol. 34 (4): 1-11, 1994.
- [78] IDRIS, I.M., BOULANGER, R.W., Estimating K_{α} for Use in Evaluating Cyclic Resistance of Sloping Ground, 8th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, Tokyo, Japan, December 16 – 18, 2002, Proceedings to be published by MCEER, 2003.
- [79] ISHIBASHI, I., KAWAMURA, M., BHATIA, S.K., Effect of Initial Shear on Cyclic Behavior of Sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111 (12): 1395-1410, 1985.
- [80] ISHIBASHI, I., ZHANG, Z., Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay, *Soils and Foundations*, Vol. 33 (1): 182-191, 1993.
- [81] ISHIIHARA, K., *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Oxford University Press, 1st Ed., New York, p. 350, 1996.
- [82] JACOBSEN, L., Steady Forced Vibrations as Influenced by Damping, *Transactions, ASME*, Vol. 52: 169-181, 1930.

- [83] JAMIOLKOWSKI, M., LEROUEIL, S., LO PRESTI, D.C.F., Theme Lecture: Design Parameters from Theory to Practice, Proc. of the Int. Conf. on Geotech. Eng. for Coastal Development (Geo-Coast'91), Yokohama, Japan, Vol. 2, p. 877-891, 1991.
- [84] KAGAWA, T., Moduli and Damping Factors of Soft Marine Clays, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118 (9): 1360-1375, 1992.
- [85] KALLIOGLOU, P., TIKA, T.H., PITILAKIS, K., Dynamic characteristics of natural cohesive soils, Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal, 17, 113-117, 1999.
- [86] KALLIOGLOU, P., TIKA, T.H., PITILAKIS, K., Shear Modulus and Damping Ratio of Cohesive Soils, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 12 (6): 879-913, 2008.
- [87] KARADENİZ, D., Seismic Stability Analysis of Cohesive Slopes Using Cyclic Triaxial Test Results, M.Sc. Thesis, The University of Texas at Arlington, 2003.
- [88] KAYA, Z., Depremler Sırasında Zeminlerin Davranışına Bağlı Olarak Meydana Gelen Zemin Deplasmanlarının Belirlenmesi, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2008.
- [89] KAYA, Z., ERKEN, A., Adapazarı Zeminlerinin Dinamik Davranış Özellikleri, İTÜ Dergisi / d, Mühendislik, Cilt: 8 (5): 157-168, 2009.
- [90] KAYALI, S., Tekrarlı Yükler Altında Killerin Mukavemeti, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2008.
- [91] KIM, T.C., NOVAK, M., Dynamic Properties of Some Cohesive Soils of Ontario, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18: 371-389, 1981.
- [92] KOESTER, J.P., The Influence Of Fines Type And Content On Cyclic Strength, Ground Failure Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, No. 44, pp.17-33, 1994.
- [93] KOKUSHO, T., Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol. 20 (2): 45-60, 1980.
- [94] KOKUSHO, T., YOSHIDA, Y., ESASHI, Y., Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol. 22 (4): 1-18, 1982.
- [95] KONRAD, J.M., WAGG, B.T., Undrained Cyclic Loading of Anisotropically Consolidated Clayey Silts, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119 (5): 929-947, 1993.

- [96] KOVACS, W.D., SEED, H.B., CHAN, C.K., Dynamic Modulus and Damping Ratio for a Soft Clay, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97 (1): 59-75, 1971.
- [97] KRAMER, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, p. 653, 1996.
- [98] KRAMER, S.L., VON LAUN, F.Y., SIVANESWARAN, N., Strain-Controlled, Variable Frequency Cyclic Loading System for Soft Soils, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 15 (3): 264-270, 1992.
- [99] LANZO, G., VUCETIC, M., Effect of Soil Plasticity on Damping Ratio at Small Cyclic Strains, *Soils and Foundations*, Vol. 39 (4): 131-141, 1999.
- [100] LAW, K.T., LING, Y.H., Liquefaction of Granular Soils with Non-Cohesive and Cohesive Fines, *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam*, pp. 1491-1496, 1992.
- [101] LEE, K. L., ALBAISA, A., Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 100 (4): 387-406, 1974.
- [102] LEE, K.L., ROTH, W., Seismic Stability Analysis of Hawkins Hydraulic Fill Dam, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 103 (6): 627-644, 1977.
- [103] LEE, K.L., SEED, H.B., Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93 (1): 47-70, 1967.
- [104] LEE, K.L., SEED, H.B., IDRISSE, I.M., MAKDISI, F.I., Properties of Soil in the San Fernando Hydraulic Fill Dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 101 (8): 801-821, 1975.
- [105] LEFEBVRE, G., LEBOEUF, D., Rate Effects and Cyclic Loading of Sensitive Clays, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113 (5): 476-489, 1987.
- [106] LEFEBVRE, G., PFENDLER, P., Strain Rate and Preshear Effects in Cyclic Resistance of Soft Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122 (1): 21-26, 1996.
- [107] LIU, A.H., STEWART, J.P., ABRAHAMSON, N.A., MORIWAKI, Y., Equivalent Number of Uniform Stress Cycles for Soil Liquefaction Analysis, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127 (12): 1017-1026, 2001.

- [108] LIU, Y., The Stress-Strain Behavior of Kaolinite Clay in Triaxial Compression and Extension Tests at Elevated Pressures, Ph.D. Thesis, University of Delaware, Delaware, USA, 2004.
- [109] LO PRESTI, D.C.F., JAMIOLKOWSKI, M., PALLARA, O., CAVALLARO, A., Rate and Creep Effect on the Stiffness of Soils, ASCE Convention, Geotechnical Special Publication No. 61, p. 166-180, 1996.
- [110] LOHANI, T.N., IMAI, G., TANI, K., SHIBUYA, S., G_{max} of Fine-Grained Soils at Wide Void Ratio Range, Focusing on Time-Dependent Behavior, Soils and Foundations, Vol. 41 (5): 87-102, 2001.
- [111] MARCUSON, W.F., WAHLS, H.E., Time Effects on Dynamic Shear Modulus of Clays, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98 (12): 1359-1373, 1972.
- [112] MATASOVIC, N., Seismic Response of Composite Horizontally-Layered Soil Deposits, Ph.D. Thesis, University of California, Los Angeles, 1993.
- [113] MATESIC, L., VUCETIC, M., Strain-Rate Effect on Soil Secant Shear Modulus at Small Cyclic Strains, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129 (6): 536-549, 2003.
- [114] MATSUI, T., BAHR, M.A., ABE, N., Estimation of Shear Characteristics Degradation and Stress-Strain Relationship of Saturated Clays After Cyclic Loading, Soils and Foundations, Vol. 32 (1): 161-172, 1992.
- [115] MATSUI, T., OHARA, H., ITO, T., Cyclic Stress-Strain History and Shear Characteristics of Clay, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 106 (10): 1101-1120, 1980.
- [116] MENG, J., The Influence of Loading Frequency on Dynamic Soil Properties, Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA, 2003.
- [117] MITACHI, T., KOHATA, Y., KUDOH, Y., The Influence of Filter Strip Shape on Consolidated Undrained Triaxial Extension Test Results, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Editors: Donaghe, R.T., Chaney, C.C., Silver, M.L., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 667-678, 1988.
- [118] MOLLAMAHMUTOĞLU, M., BABUÇCU, F., Zeminlerde Sıvılaşma Analiz ve İyileştirme Yöntemleri, Gazi Kitabevi, Ankara, 2006.

- [119] O'REILLY, M.P., BROWN, S.F., Cyclic Loading in Geotechnical Engineering, Cyclic Loading of Soils: From Theory to Design, Editors: O'Reilly, M.P., Brown, S.F., Blackie and Son Ltd., Bishopbriggs, Glasgow, p. 1-18, 1991.
- [120] OHARA, S., MATSUDA, H., Study on the Settlement of Saturated Clay Layer Induced by Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol. 28 (3): 103-113, 1988.
- [121] OKUR, D.V., ANSAL, A., Stiffness Degradation of Natural Fine Grained Soils during Cyclic Loading, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27 (9): 843-854, 2007.
- [122] OKUR, D.V., ANSAL, A.M., Dynamic Characteristics of Clays, Proceedings of the 3rd Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering, 21-25 February, İstanbul, p. 45-52, 2000.
- [123] OKUR, D.V., Farklı Dinamik Gerilme Genlikleri Altında İnce Daneli Zeminlerin Gerilme Şekil Değişirme ve Mukavemet Davranışları, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2002.
- [124] OKUR, V., ALTUN, S., ANSAL, A., İnce Daneli Zeminlerde Çevrimsel Şekil Değişirme, 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, s. 199-207, 16-20 Ekim, 2007.
- [125] ÖNALP, A., Geoteknik Bilgisi I, Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekanığı, Birsen Yayınevi, İstanbul, s. 408, 2002.
- [126] ÖZAY, R., ERKEN, A., Killerde Plastisitenin Dinamik Kayma Gerilmesi Oranına Etkisi, İTÜ Dergisi / d, Mühendislik, Cilt: 2 (1): 55-63, 2003.
- [127] ÖZAYDIN, K., Zemin Dinamiği, Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi Yayınları, No.1, İstanbul, 1982.
- [128] PARK, D., Evaluation of Dynamic Soil Properties: Strain Amplitude Effects on Shear Modulus and Damping Ratio, Ph.D. Thesis, Cornell University, 1998.
- [129] PARRY, R.H.G., Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics, Spon Press, Taylor & Francis Group, 2nd Ed., London, p. 264, 2004.
- [130] PHILLIPS, C., HASHASH, Y.M.A., Damping Formulation for Nonlinear 1D Site Response Analyses, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 29 (7): 1143-1158, 2009.
- [131] POLITO, C.P., GREEN, R.A., LEE, J., Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134 (10): 1490-1500, 2008.

- [132] POLITO, C.P., The Effects of Non-Plastic and Plastic Fines on the Liquefaction of Sandy Soils, , Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, 1999.
- [133] POULOS, H.G., DAVIS, E.H., Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York, p. 411, 1974.
- [134] PRADHAN, T.B.S., UENO, Y., Cyclic Deformation Characteristics of Clay Under Different Consolidation Histories, Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials, Geotechnique, Thomas Telford Ltd., London, p. 329-335, 1998.
- [135] PRAKASH, S., SANDOVAL, J.A., Liquefaction of Low Plasticity Silts, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 11 (7): 373-379, 1992.
- [136] PURI, V.K., Liquefaction Behavior and Dynamic Properties of Loessial (Silty) Soils, Ph.D. Thesis, The University of Missouri-Rolla, 1984.
- [137] RAHHAL, M.E., LEFEBVRE, G., Understanding the Effect of a Static Driving Shear Stress on the Liquefaction Resistance of Medium Dense Granular Soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 20 (5-8): 397-404, 2000.
- [138] RICHART, F.E., Field and Laboratory Measurements of Dynamic Soil Properties, In: B. Prange, Editor, Proceedings of Dynamic Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe. Rotterdam: Balkema, Vol. 1, p. 3-36, 1977.
- [139] RICHART, F.E., HALL, J.R., WOODS, R.D., Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, p. 414, 1970.
- [140] RODRIGUEZ, J.A.D., VASQUEZ, J.J.M., SANTAMARINA, J.C., Strain-Rate Effects in Mexico City Soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135 (2): 300-305, 2009.
- [141] ROLLINS, K.M., SEED, H.B., Influence of Buildings on Potential Liquefaction Damage, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116 (2): 165-185, 1990.
- [142] SACHAN, A., Identification of the Microfabric of Kaolin Clay and Its Impact on the Shear Strength, Ph.D. Thesis, The University of Tennessee, Knoxville, 2005.
- [143] SAKAI, A., OCHIAI, H., Effects of Initial Static Shear Stresses on the Liquefaction of Sand, Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University, Vol. 46 (1): 49-62, 1986.

- [144] SAKAI, A., SAMANG, L., MIURA, N., Partially-Drained Cyclic Behavior and Its Application to the Settlement of Low Embankment Road on Silty-Clay, *Soils and Foundations*, Vol. 43 (1): 33-46, 2003.
- [145] SANCIO, R.B., Ground Failure and Building Performance Adapazarı, Turkey, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 2003.
- [146] SCHIJVE, J., *Fatigue of Structures and Materials*, Kluwer Academic Publishers, 2004.
- [147] SEED, H.B., Earthquake Resistant Design of Earth Dams, *Proc. Symp. on Seismic Design of Embankments and Caverns*, ASCE, Vol. 1: 41-64, 1983.
- [148] SEED, H.B., IDRIS, I.M., MAKDISI, F., BANERJEE, N., Representation of Irregular Stress-Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses, Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975b.
- [149] SEED, H.B., IDRIS, I.M., Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC 70-10, 1970.
- [150] SEED, H.B., LEE, K.L., Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 92 (6): 105-134, 1966.
- [151] SEED, H.B., LYSMER, J., MARTIN, P.P., Pore-Water Pressure Changes during Liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 102 (4): 323-346, 1976.
- [152] SEED, H.B., MARTIN, P.P., LYSMER, J., The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures during Soil Liquefaction, Report No. EERC 75-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975a.
- [153] SEED, H.B., Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 105 (2): 201-255, 1979.
- [154] SHEAHAN, T.C., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., Rate-Dependent Undrained Shear Behavior of Saturated Clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122 (2): 99-108, 1996.
- [155] SHIBUYA, S., MITACHI, T., FUKUDA, F., DEGOSHI, T., Strain Rate Effects on Shear Modulus and Damping of Normally Consolidated Clay, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 18 (3): 365-375, 1995.

- [156] SHIBUYA, S., MITACHI, T., Small Strain Shear Modulus of Clay Sedimentation in a State of Normal Consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 34 (4): 67-77, 1994.
- [157] SHIBUYA, S., TANAKA, H., Estimate of Elastic Shear Modulus in Holocene Soil Deposits, *Soils and Foundations*, Vol. 36 (4): 45-55, 1996.
- [158] SILVER, M.L., CHAN, C.K., LADD, R.S., LEE, K.L., TIEDEMANN, D.A., TOWNSEND, F.C., VALERA, J.E., WILSON, J.H., Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 102 (5): 511-523, 1976.
- [159] SILVER, M.L., Load Deformation and Strength Behavior of Soils Under Loading, *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol. 3: 873-896, 1981.
- [160] SITHARAM, T.G., GOVINDARAJU, J., Pore Pressure Generation in Silty Sands during Cyclic Loading, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 2 (4): 295-306, 2007.
- [161] SONG, B.W., The Influence of Initial Static Shear Stress on Post-Cyclic Degradation of Non-Plastic Silt, *Lowland Technology International*, Vol. 5 (1): 14-24, 2003.
- [162] SONG, B.W., YASUHARA, K., MURAKAMI, S., Direct Simple Shear Testing for Post-Cyclic Degradation in Stiffness of Nonplastic Silt, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27 (6): 607-613, 2004.
- [163] STEPHENS, R.I., FATEMI, A., STEPHENS, R.R., FUCHS, H.O., *Metal Fatigue in Engineering*, Second Edition, John Wiley & Sons, 2001.
- [164] STOKOE, K.H., ISENHOWER, W.H., HSU, J.R., Dynamic Properties of Offshore Silty Samples, *Proceedings of Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, p. 289-295, 5-8 May, 1980.
- [165] STOKOE, K.H., LODDE, P.F., Dynamic Response of San Francisco Bay Mud, *Proceedings, ASCE Special Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Pasadena, California, Vol. 2, pp. 940-959, 1978.
- [166] STOLL, U.W., Computer Solution of Pressure Distribution Problem, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 86 (6): 1-9, 1960.
- [167] SUN, J.I., GOLESORKHI, R., SEED, H.B., Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils, *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-88-15*, 1988.

- [168] TABATA, K., The Effects of the Rate of Loading and Frequency on the Behavior of Soils at Small Monotonic and Cyclic Shear Strains, Ph.D. Thesis, University of California, Los Angeles, 2004.
- [169] TEACHAVORASINSKUN, S., THONGCHIM, P., LUKKUNAPRASIT, P., Shear Modulus and Damping of Soft Bangkok Clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39 (5): 1201-1208, 2002.
- [170] THAMMATHIWAT, A., CHIM-OYE, W., Behavior of Strength and Pore Pressure of Soft Bangkok Clay under Cyclic Loading, Thammasat International Journal of Science and Technology, Vol. 9 (4): 21-28, 2004.
- [171] TS 1900-2: İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri – Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, p. 64, 2006.
- [172] UCHIDA, K., HASEGAWA, T., Strength-Deformation Characteristics of a Soil Subjected to Initial Shear Stress, Soils and Foundations, Vol. 26 (1): 11-24, 1986.
- [173] UNUTMAZ, B., Assessment of Soil-Structure-Earthquake Interaction Induced Soil Liquefaction Triggering, Ph.D. Thesis, Middle East Technical University, Ankara, 2008.
- [174] UNUTMAZ, B., ÇETİN, K.Ö., Sismik Zemin Sıvılaşmasında Zemin-Yapı-Deprem Etkileşimi, Teorik ve Uygulamada Zemin Yapı Etkileşimi Sempozyumu, İstanbul, s. 197-204, 8-9 Kasım 2007.
- [175] URAL, N., İnce Daneli Zeminlerde Kil Oranının Sıvılaşmaya Etkisi, Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, 2008.
- [176] URAL, N., ÖZOCAK, A., ÖNALP, A., Dinamik Üç Eksenli Deneyde Frekansın Etkisi, 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, s. 289-295, 16-20 Ekim, 2007.
- [177] ÜLKER, B.C., Siltli ve Killi Zeminlerin Tekrarlı Yükler Altındaki Davranışı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2004.
- [178] VAID, Y.P., CHERN, J.C., Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 23 (1): 47-60, 1983.
- [179] VAID, Y.P., FINN, W.D.L., Static Shear and Liquefaction Potential, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105 (10): 1233-1246, 1979.
- [180] VAID, Y.P., STEDMAN, J.D., SIVATHAYALAN, S., Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction, Canadian Geotechnical Journal, Vol: 38 (3): 580-591, 2001.

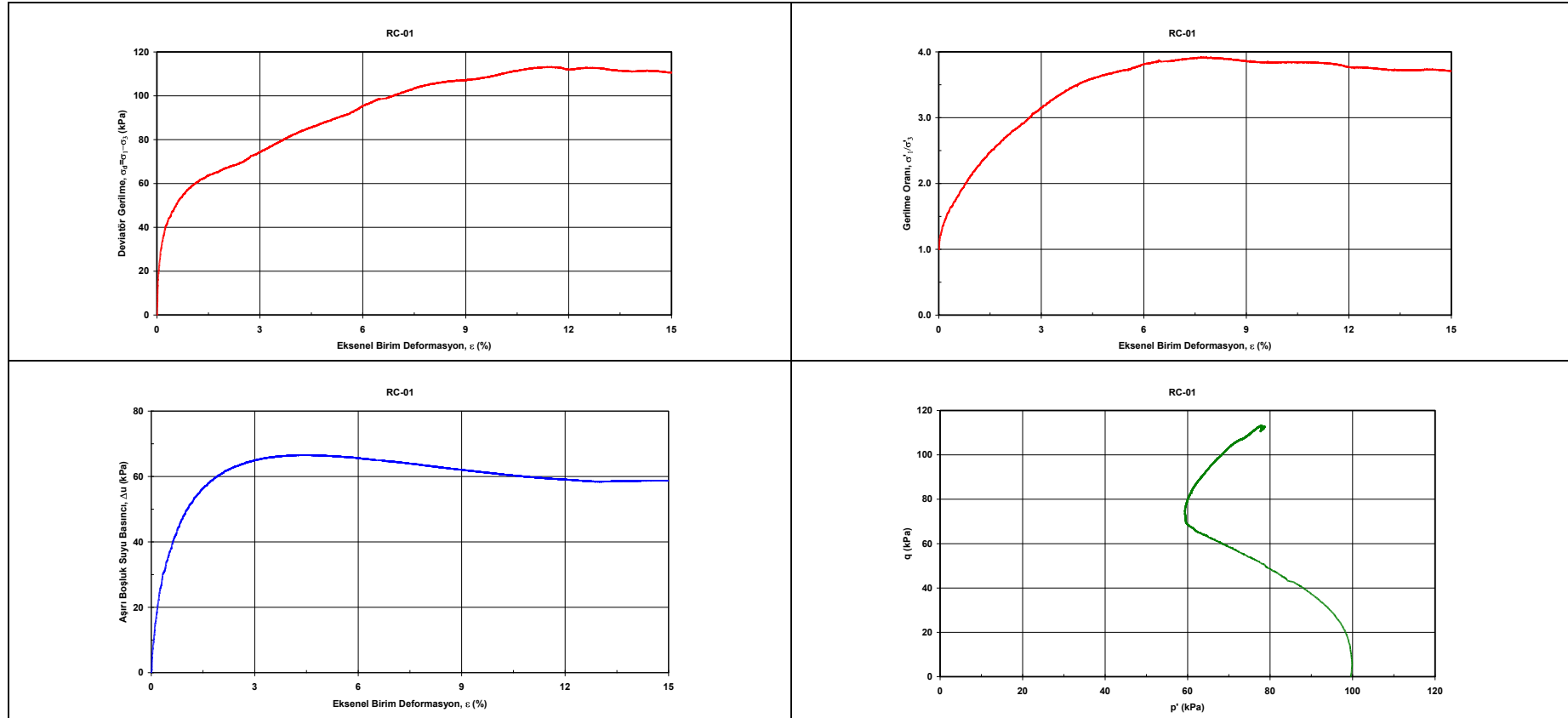
- [181] VRETTOS, C., SAVIDIS, S., Shear Modulus and Damping for Mediterranean Sea Clays of Medium Plasticity, Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Volume 1, p. 71-76, Balkema, 1999.
- [182] VUCETIC, M., Cyclic Threshold Shear Strains in Soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120 (12): 2208-2228, 1994.
- [183] VUCETIC, M., DOBRY, R., Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117 (1): 89-107, 1991.
- [184] VUCETIC, M., TABATA, K., Influence of Soil Type on the Effect of Strain Rate on Small-Strain Cyclic Shear Modulus, Soils and Foundations, Vol. 43 (5): 161-173, 2003.
- [185] WAGG, B.T., Undrained Behaviour of Clay-Silt Mixtures During Cyclic Loading, M.Sc. Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1990.
- [186] WANG, W., Some Findings in Soil Liquefaction, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1979.
- [187] WANG, Y.H., SIU, W.K., Structure Characteristics and Mechanical Properties of Kaolinite Soils: II. Effects of Structure on Mechanical Properties, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 43: 601-617, 2006.
- [188] WOOD, D.M., Geotechnical Modelling, Spon Press, Taylor & Francis Group, 2nd Ed., p. 488, 2004.
- [189] WU, X., Seismic Behaviour of Clay Embankment Dams, Ph.D. Thesis, Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada, 1992.
- [190] YAMADA, S., HYODO, M., ORENSE, R.P., DINESH, S.V., Initial Shear Modulus of Remolded Sand-Clay Mixtures, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134 (7): 960-971, 2008a.
- [191] YAMADA, S., HYODO, M., ORENSE, R.P., DINESH, S.V., HYODO, T., Strain-Dependent Dynamic Properties of Remolded Sand-Clay Mixtures, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134 (7): 972-981, 2008b.
- [192] YASUHARA, K., HORAO, K., HYDE, A.F.L., Effects of Cyclic Loading on Undrained Strength and Compressibility of Clay, Soils and Foundations, Vol. 32 (1): 100-116, 1992.
- [193] YASUHARA, K., HYDE, A.F.L., TOYOTA, N., MURAKAMI, S., Cyclic Stiffness of Plastic Silt with an Initial Drained Shear Stress, Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials, Geotechnique, Thomas Telford Ltd., London, p. 373-382, 1998.

- [194] YASUHARA, K., YAMANOUCHI, T., HIRAO, K., Cyclic Strength and Deformation of Normally Consolidated Clay, *Soils and Foundations*, Vol. 22 (3): 77-91, 1982.
- [195] YILMAZ, M.T., Seismically Induced Tilting Potential of Shallow Mats on Fine Soils, Ph.D. Thesis, Middle East Technical University, Ankara, 2004.
- [196] YOSHIMI, Y., OH-OKA, H., Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand, *Soils and Foundations*, Vol. 15 (3): 27-40, 1975.
- [197] ZAVORAL, D.Z., CAMPANELLA, R.G., Frequency Effects on Damping Modulus of Cohesive Soil, *Dynamic Geotechnical Testing II*, ASTM STP 1213, American Society for Testing and Materials, p. 191-201, 1994.
- [198] ZEN, K., HIGUCHI, Y., Prediction of Vibratory Shear Modulus and Damping Ratio for Cohesive Soils, *Proceedings of the Eighth International Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. 3, pp. 23-30, 1984.
- [199] ZEN, K., UMEHARA, Y., HAMADA, K., Laboratory Tests and In-Situ Seismic Survey on Vibration Shear Modulus of Clayey Soils with Various Plasticities, *Proceedings of the 5th Japanese Earthquake Engineering Symposium*, Japan, pp. 721-728, 1978.
- [200] ZEN, K., YAMAZAKI, H., UMEHARA, Y., Experimental Study on Shear Modulus and Damping Ratio of Natural Deposits for Seismic Response Analysis, *Report of Port and Harbour Research Institute*, 26 (1): 41-113, 1987.
- [201] ZHANG, J., ANDRUS, R.D., JUANG, C.H., Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 (4): 453-464, 2005.
- [202] ZHU, J.G., YIN, J.H., LUK, S.T., Time-Dependent Stress-Strain Behavior of Soft Hong Kong Marine Deposits, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 22 (2): 112-120, 1999.

EKLER

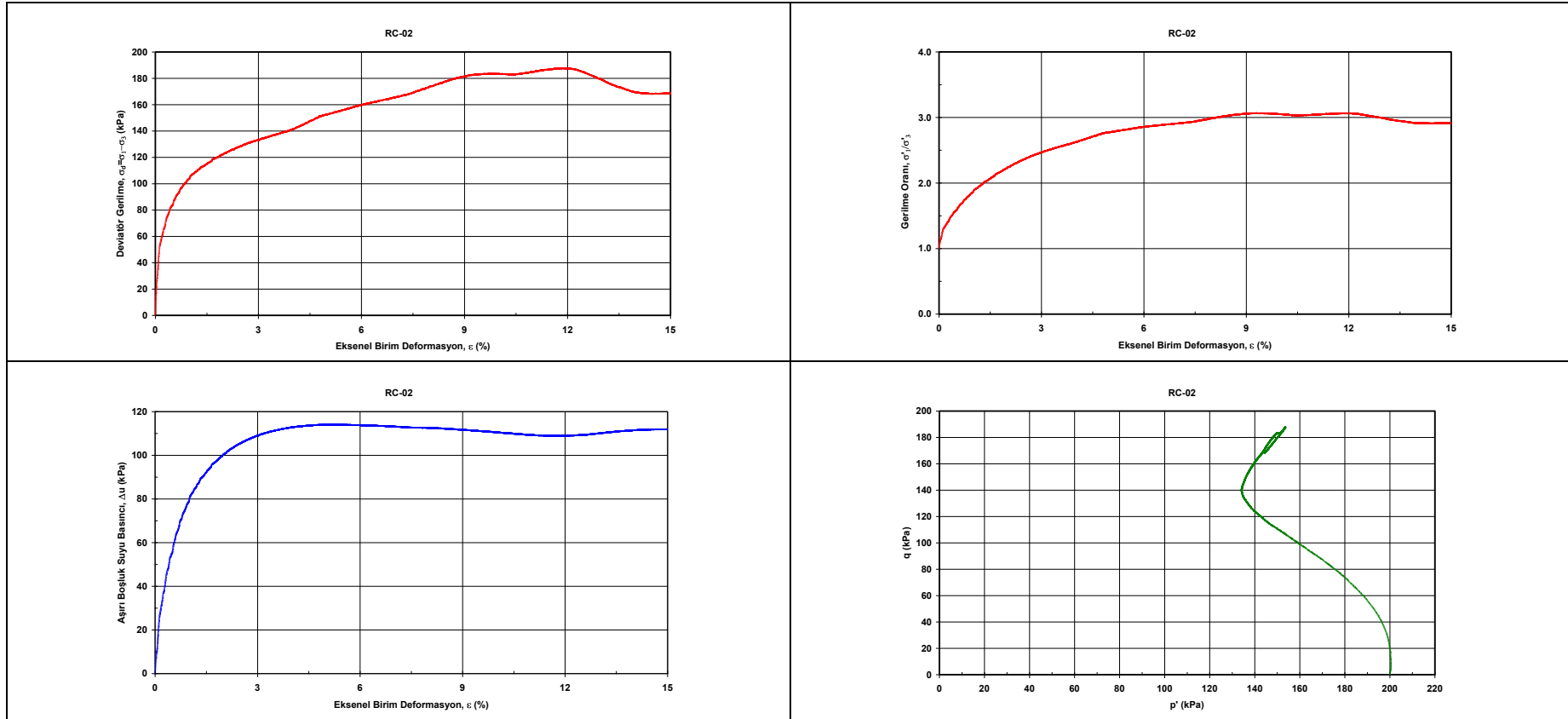
EK A. İZOTROPİK VE ANİZOTROİK GERİLME ŞARTLARI İÇİN MONOTONİK ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI

Numune Adı	RC-01	Numune Çapı, D (mm)	35.7	B Parametresi	0.97
Deney Tarihi	16.12.2010	Numune Yüksekliği, H (mm)	80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	100
Konsolidasyon Şekli	İzotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.69	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Yükleme Türü	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.6	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.09
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.23	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



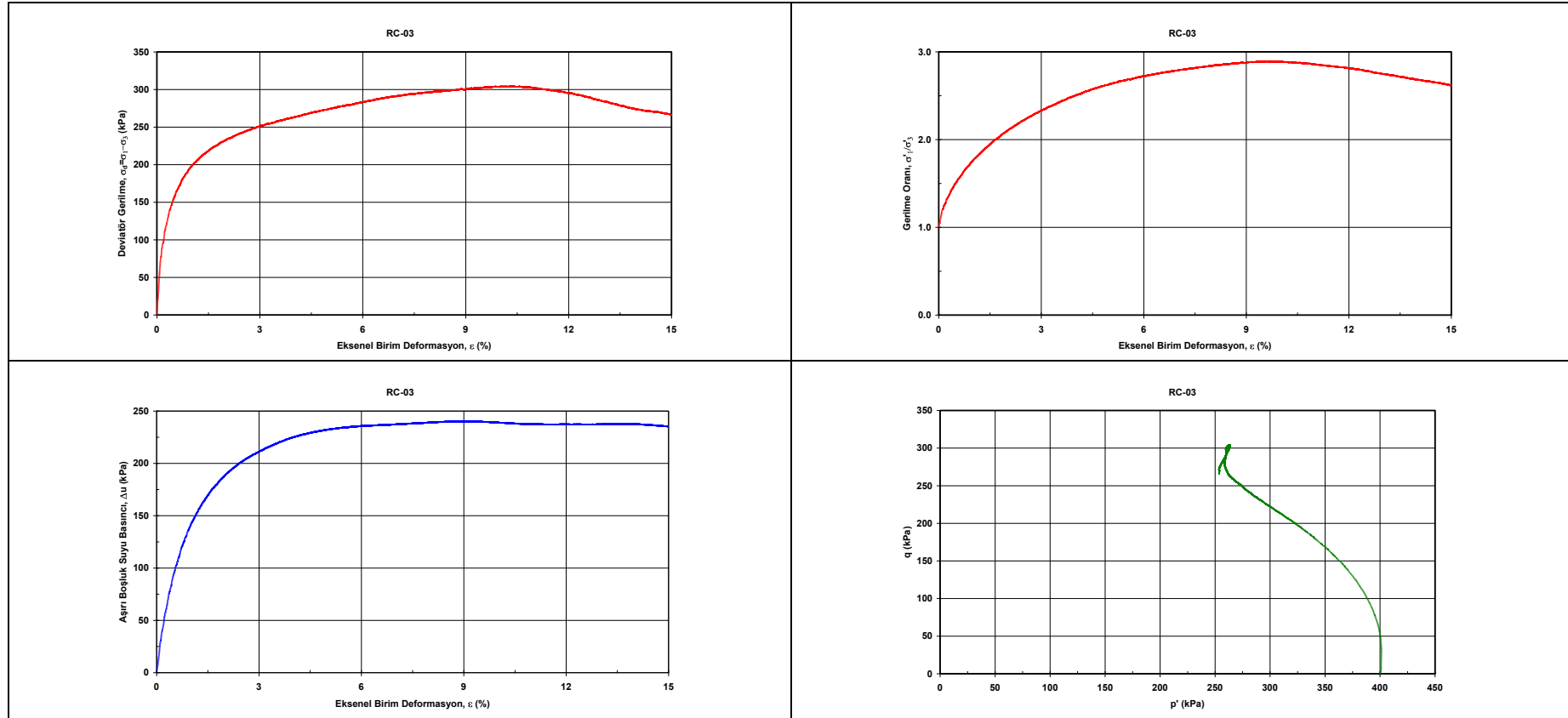
Şekil A.1. $\sigma_c' = 100$ kPa izotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı:	RC-02	Numune Çapı, D (mm):	35.7	B Parametresi	0.95
Deney Tarihi:	03.12.2010	Numune Yüksekliği, H (mm):	80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	200
Konsolidasyon Şekli:	İzotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.68	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Yükleme Türü:	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.06
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu:	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.23	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



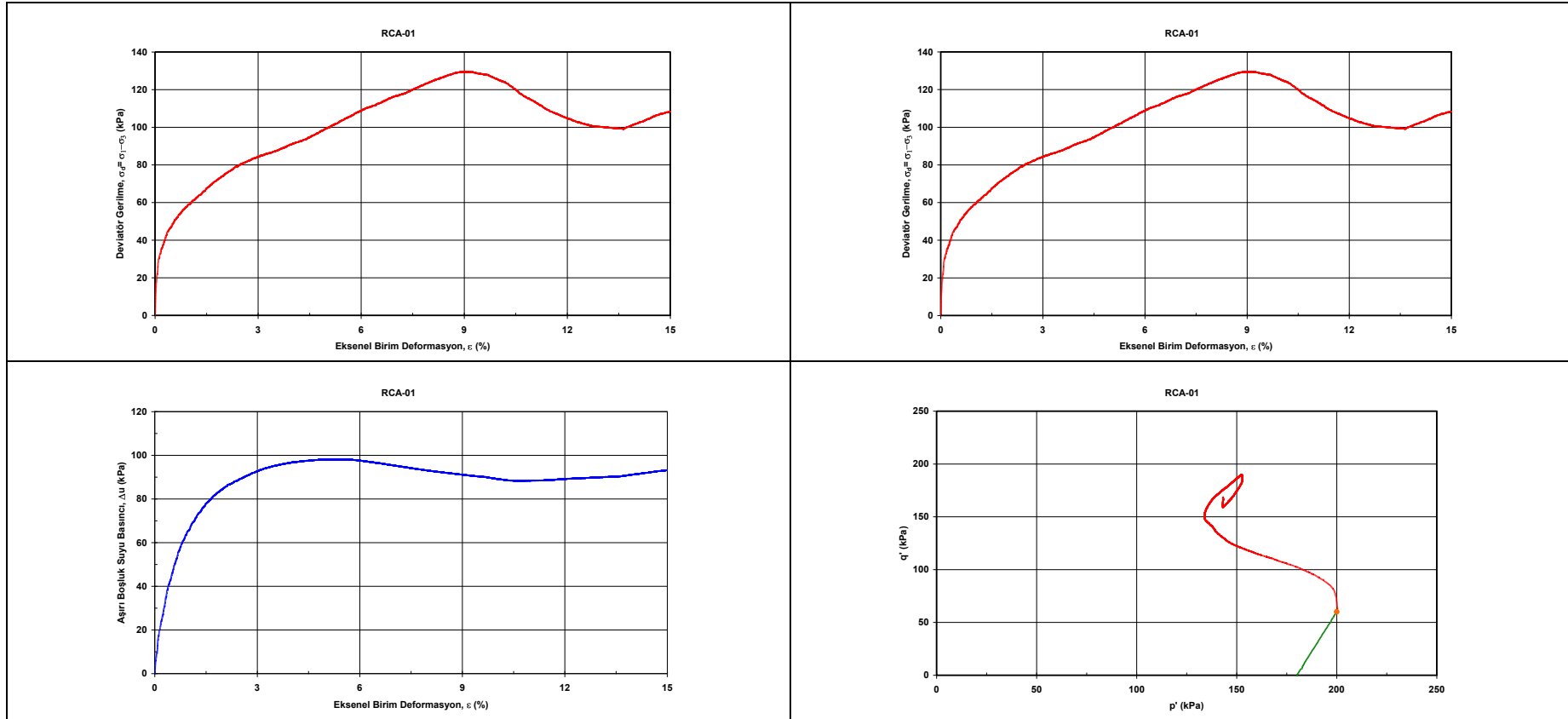
Şekil A.2. $\sigma_c' = 200$ kPa izotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı:	RC-03	Numune Çapı, D (mm):	35.7	B Parametresi	0.93
Deney Tarihi:	03.12.2010	Numune Yüksekliği, H (mm):	80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	400
Konsolidasyon Şekli:	İzotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.58	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Yükleme Türü:	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.01
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu:	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.24	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



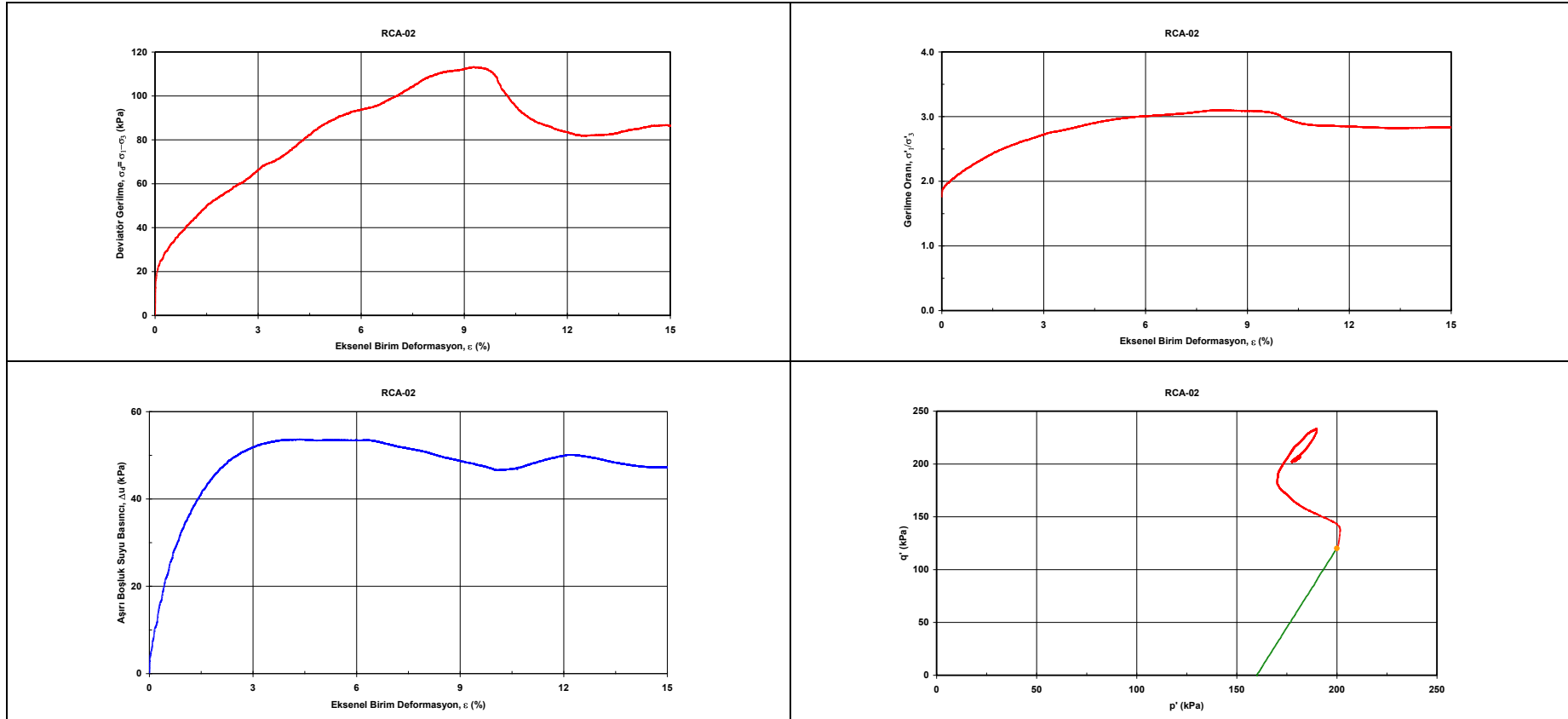
Şekil A.3. $\sigma_c' = 400$ kPa izotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RCA-01	Numune Çapı, D (mm)	35.7	B Parametresi	0.96
Deney Tarihi	14.01.2011	Numune Yüksekliği, H (mm)	80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	180
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.44	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	60
Yükleme Türü	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.06
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.28	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



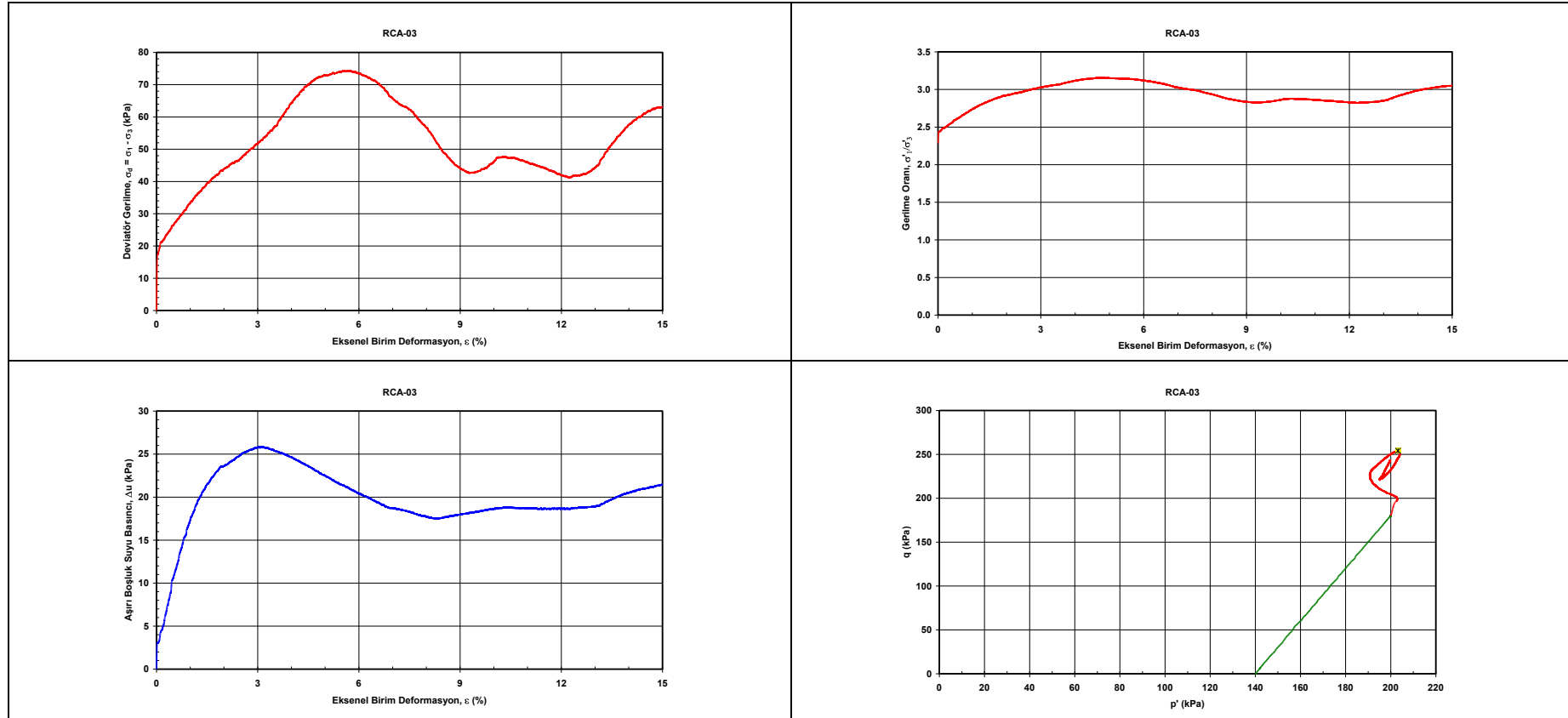
Şekil A.4. $p' = 200$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.15$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı:	RCA-02	Numune Çapı, D (mm):	35.7	B Parametresi	0.93
Deney Tarihi:	30.12.2010	Numune Yüksekliği, H (mm):	80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Konsolidasyon Şekli:	Anizotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.73	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa):	120
Yükleme Türü:	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.4	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.05
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu:	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak):	0.014



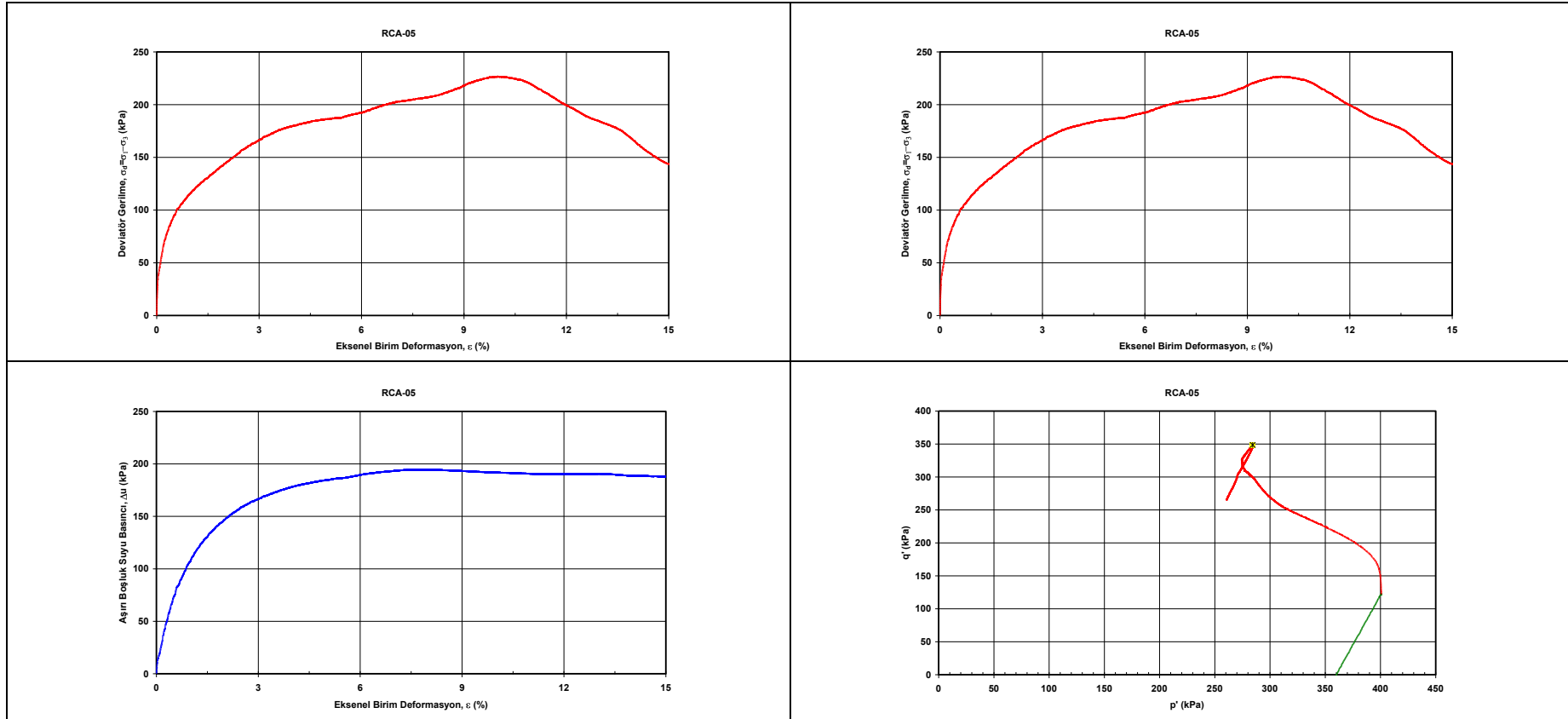
Şekil A.5. $p' = 200$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.30$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı:	RCA-03	Numune Çapı, D (mm):	35.7	B Parametresi	0.93
Deney Tarihi:	28.02.2011	Numune Yüksekliği, H (mm):	80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	140
Konsolidasyon Şekli:	Anizotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.75	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa):	180
Yükleme Türü:	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.2	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.08
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu:	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak):	0.014



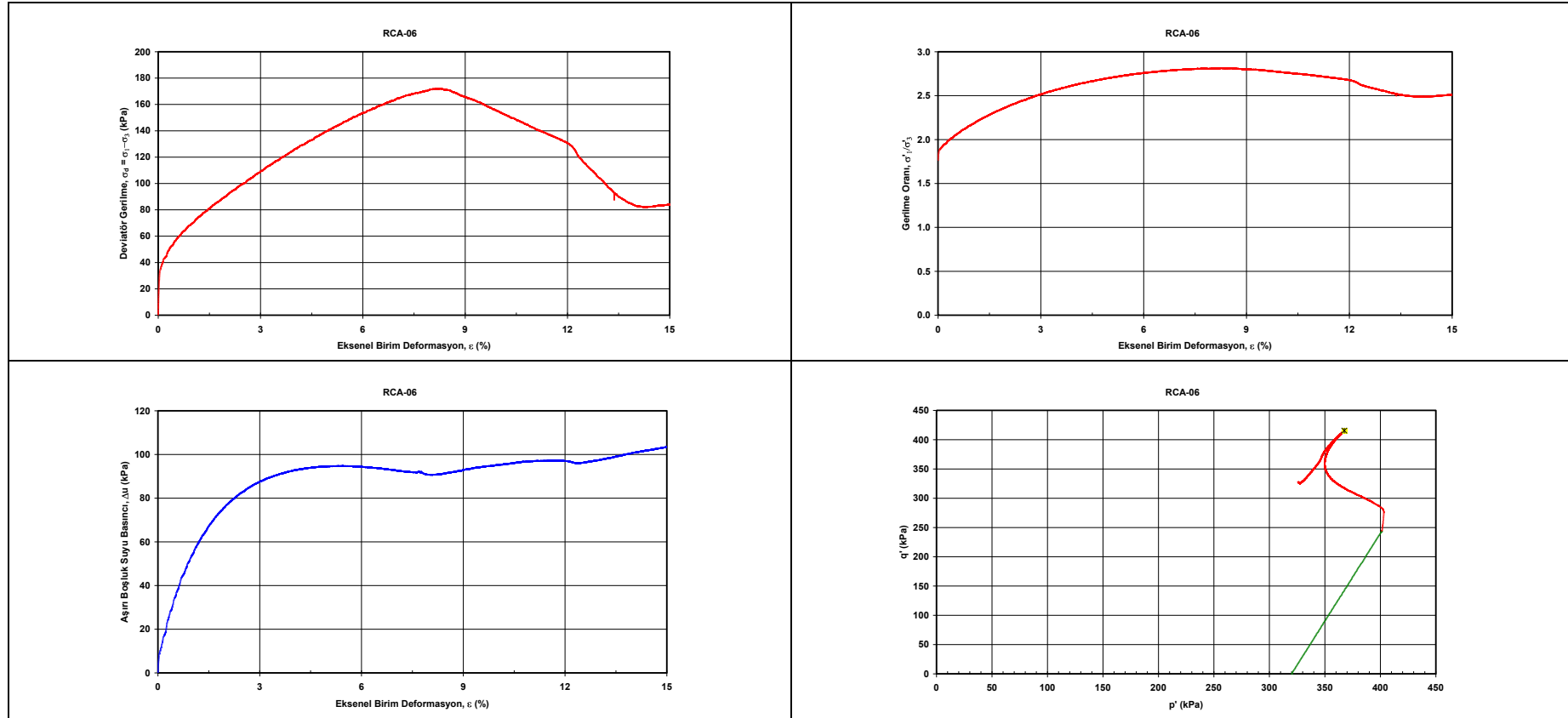
Şekil A.6. $p' = 200$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.45$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi üç eksenli için deney sonuçları

Numune Adı	RCA-05	Numune Çapı, D (mm)	35.7	B Parametresi	0.96
Deney Tarihi	13.05.2011	Numune Yüksekliği, H (mm)	82.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	360
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.51	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Yükleme Türü	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.8	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	0.99
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.27	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



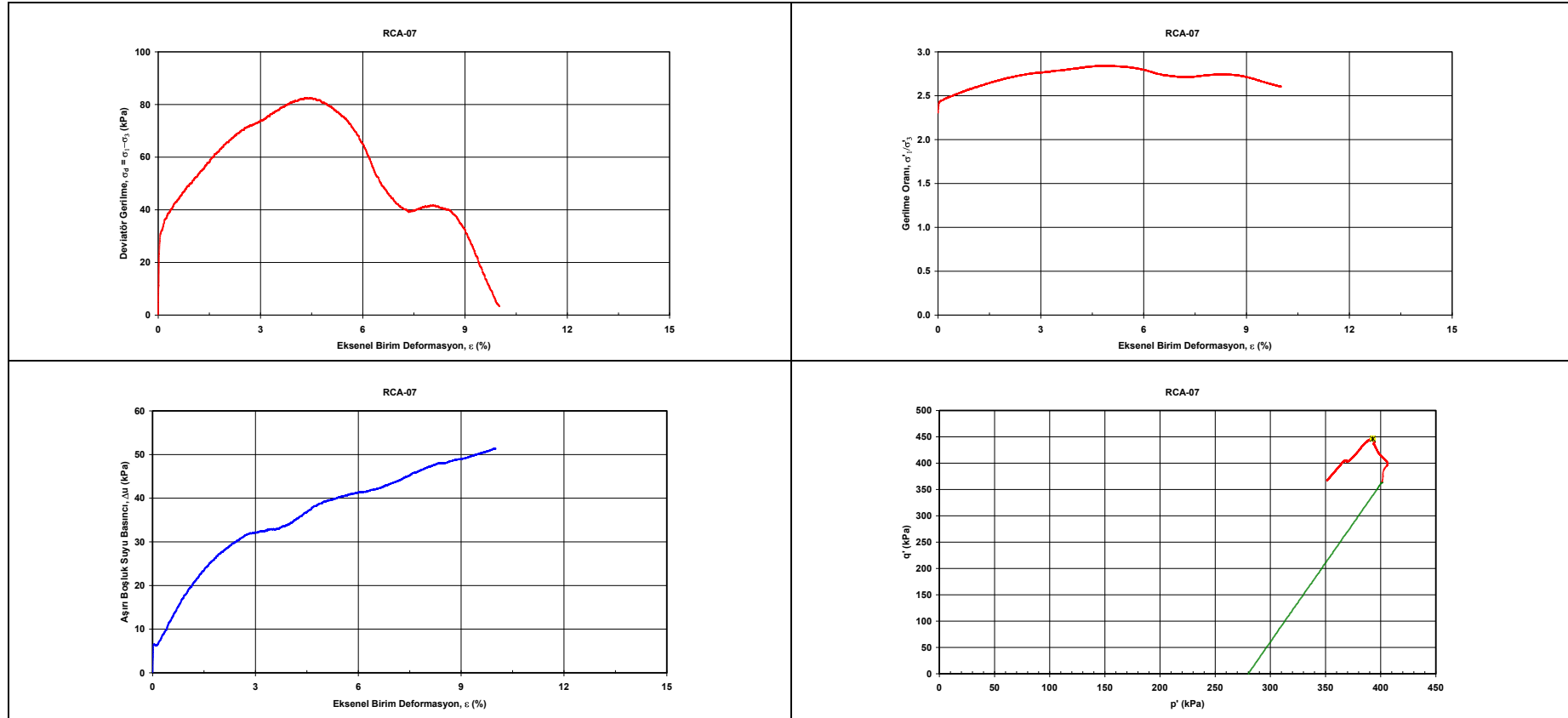
Şekil A.7. $p' = 400$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.15$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RCA-06	Numune Çapı, D (mm)	35.7	B Parametresi	0.95
Deney Tarihi	05.05.2011	Numune Yüksekliği, H (mm)	82.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	320
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.56	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	240
Yükleme Türü	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.1	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	0.98
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.26	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



Şekil A.8. $p' = 400$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.30$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi için üç eksenli deney sonuçları

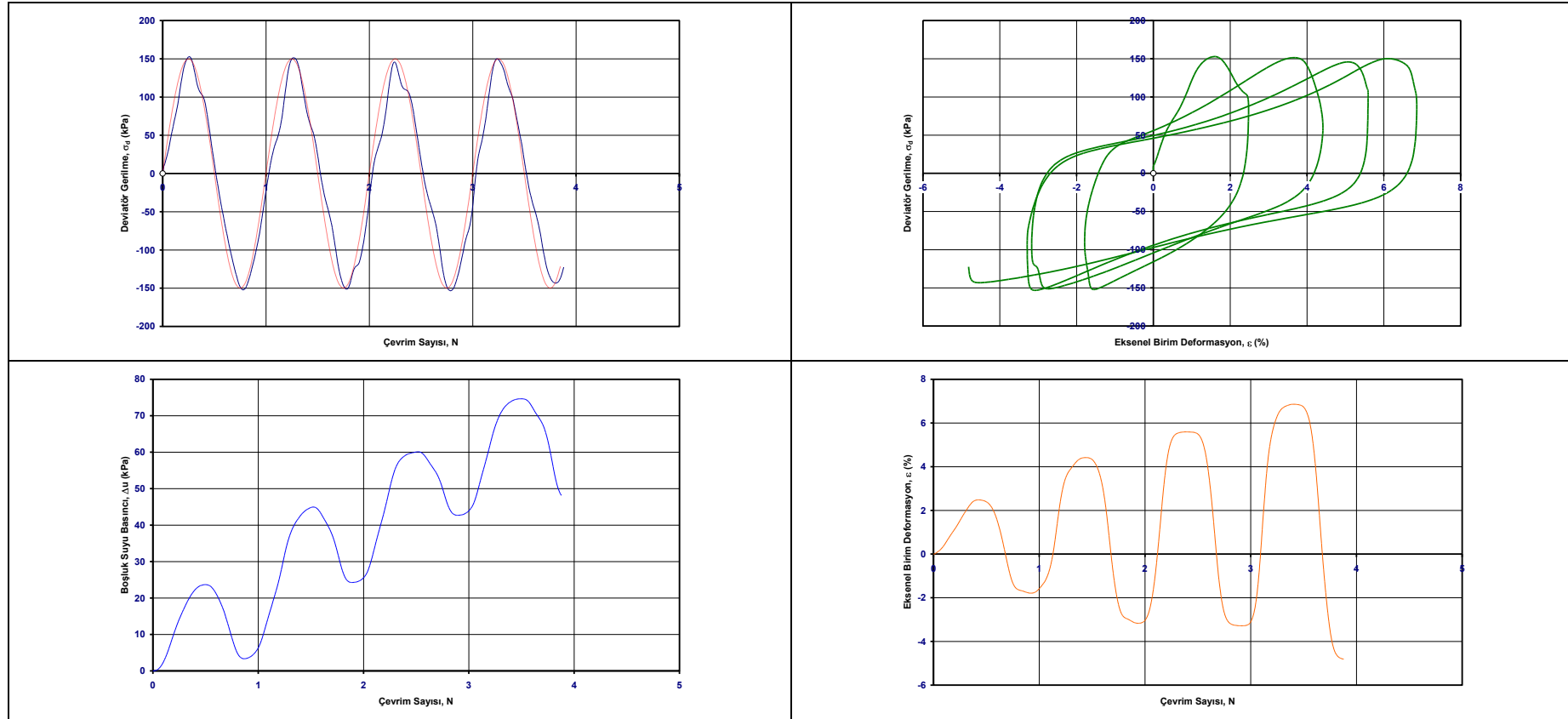
Numune Adı	RCA-07	Numune Çapı, D (mm)	35.7	B Parametresi	0.94
Deney Tarihi	20.05.2011	Numune Yüksekliği, H (mm)	82.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	280
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.51	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	360
Yükleme Türü	Monotonik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	0.97
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.27	Birim Def. Kesme Oranı, $\dot{\epsilon}$ (%/dak)	0.014



Şekil A.9. $p' = 400$ kPa ve $\tau_s/p' = 0.45$ olan anizotropik konsolidasyon gerilmesi üç eksenli için deney sonuçları

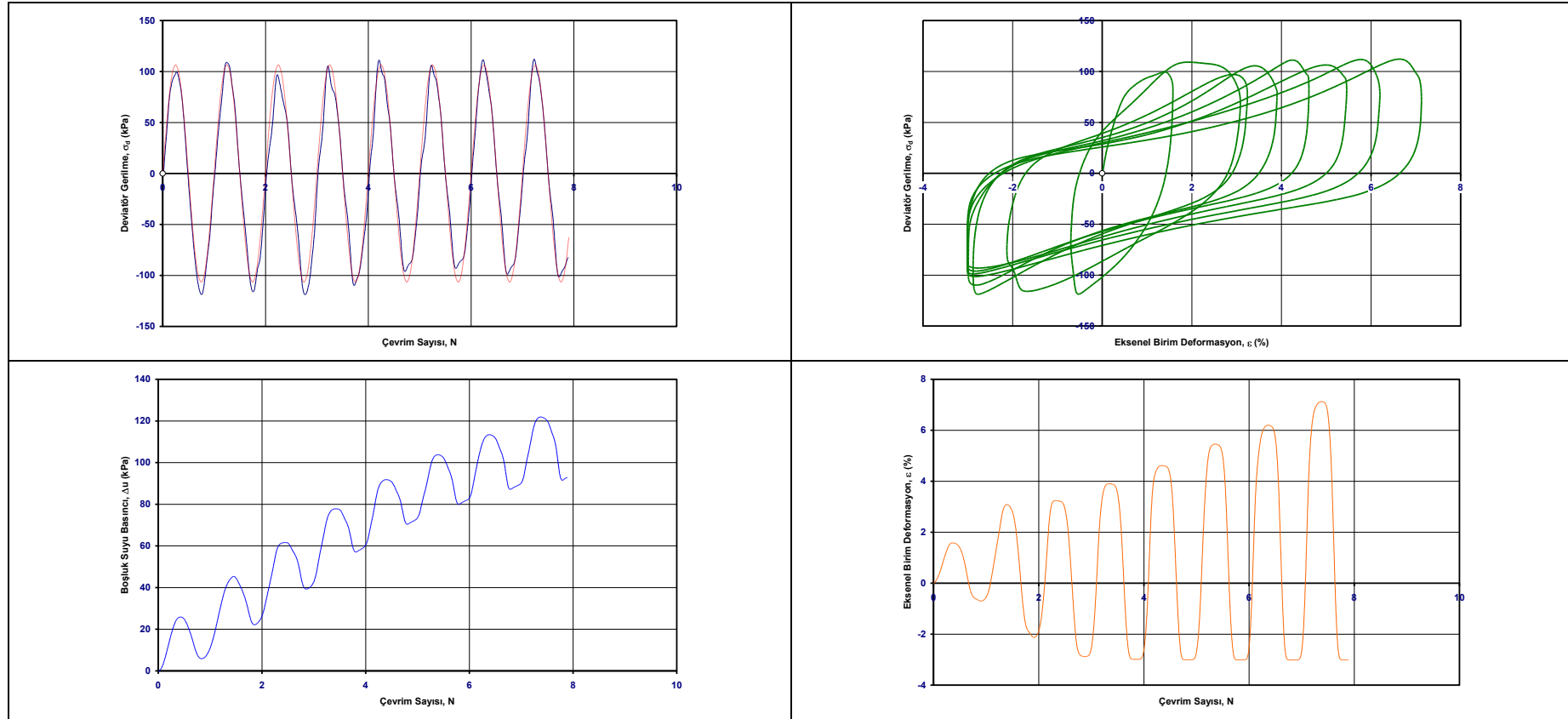
**EK B. İZOTROPİK VE ANİZOTROPİK GERİLME ŞARTLARI İÇİN
TEKRARLI ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARI**

Numune Adı	RD-101	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	200
Deney Tarihi	22.03.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.74	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Konsolidasyon Şekli	İzotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.24	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	150.0
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.92	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



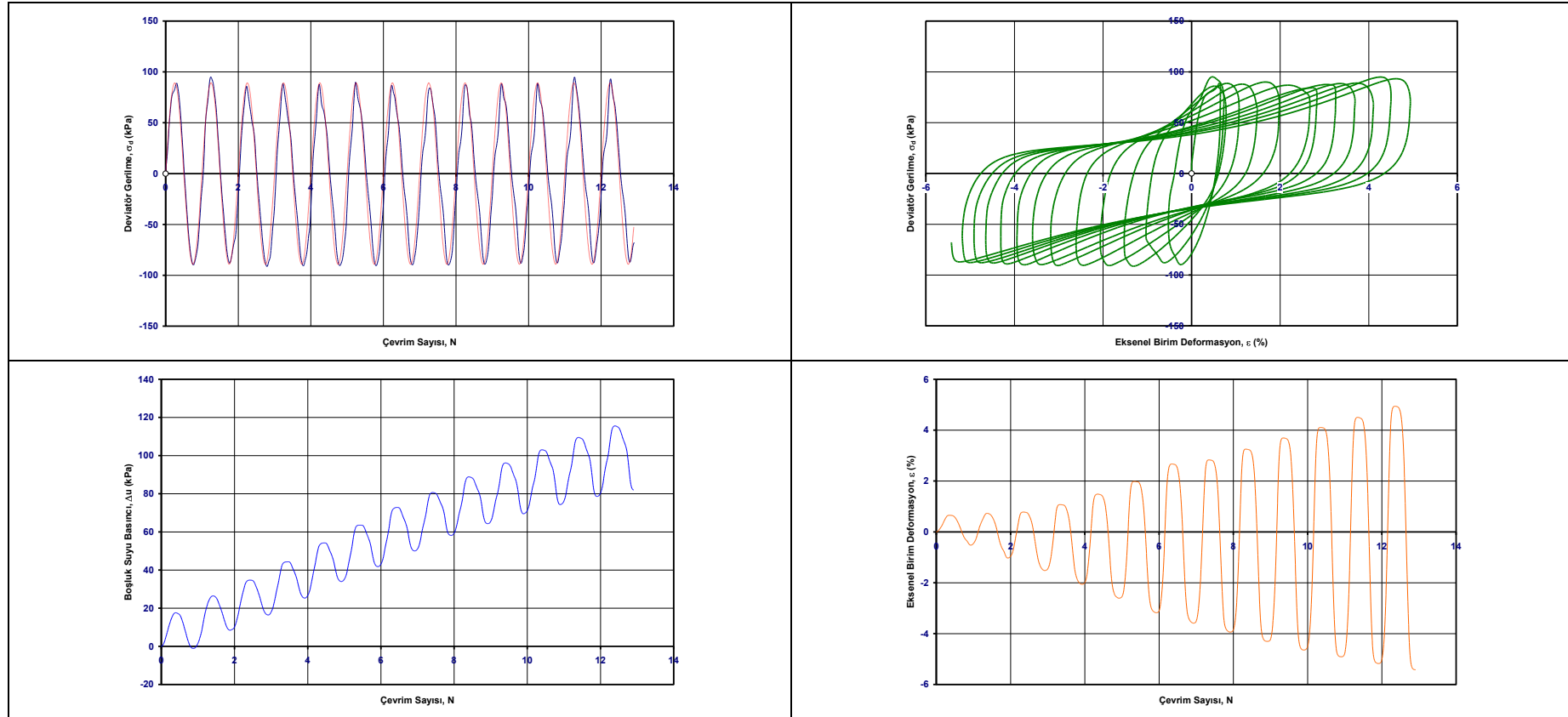
Şekil B.1. $\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 150$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-102	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	200
Deney Tarihi	07.06.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.43	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Konsolidasyon Şekli	İzotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.28	Tekrarlı Deviyör Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	106.4
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.93	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



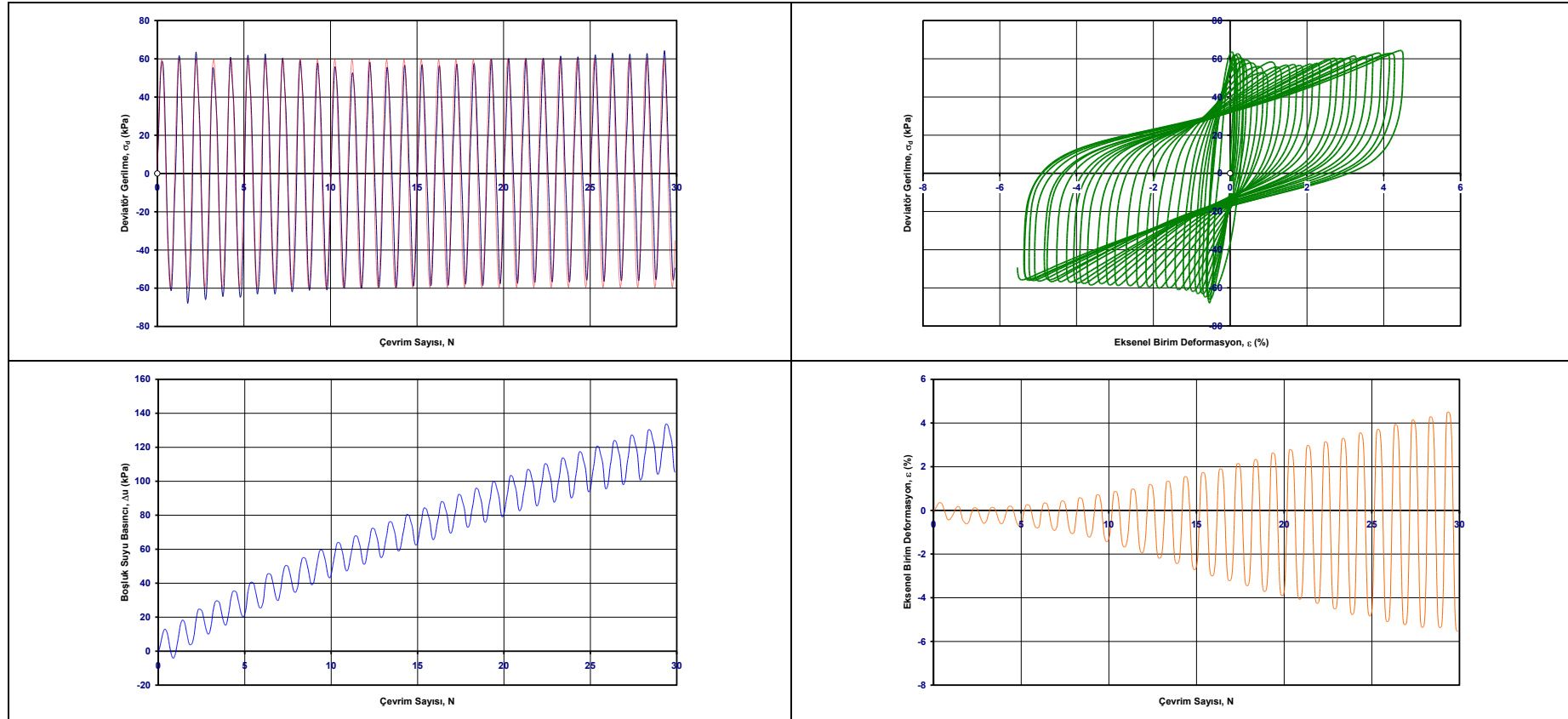
Şekil B.2. $\tau_v/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 106$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-103	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	200
Deney Tarihi	21.11.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.64	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Konsolidasyon Şekli	İzotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	45.5	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	89.2
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



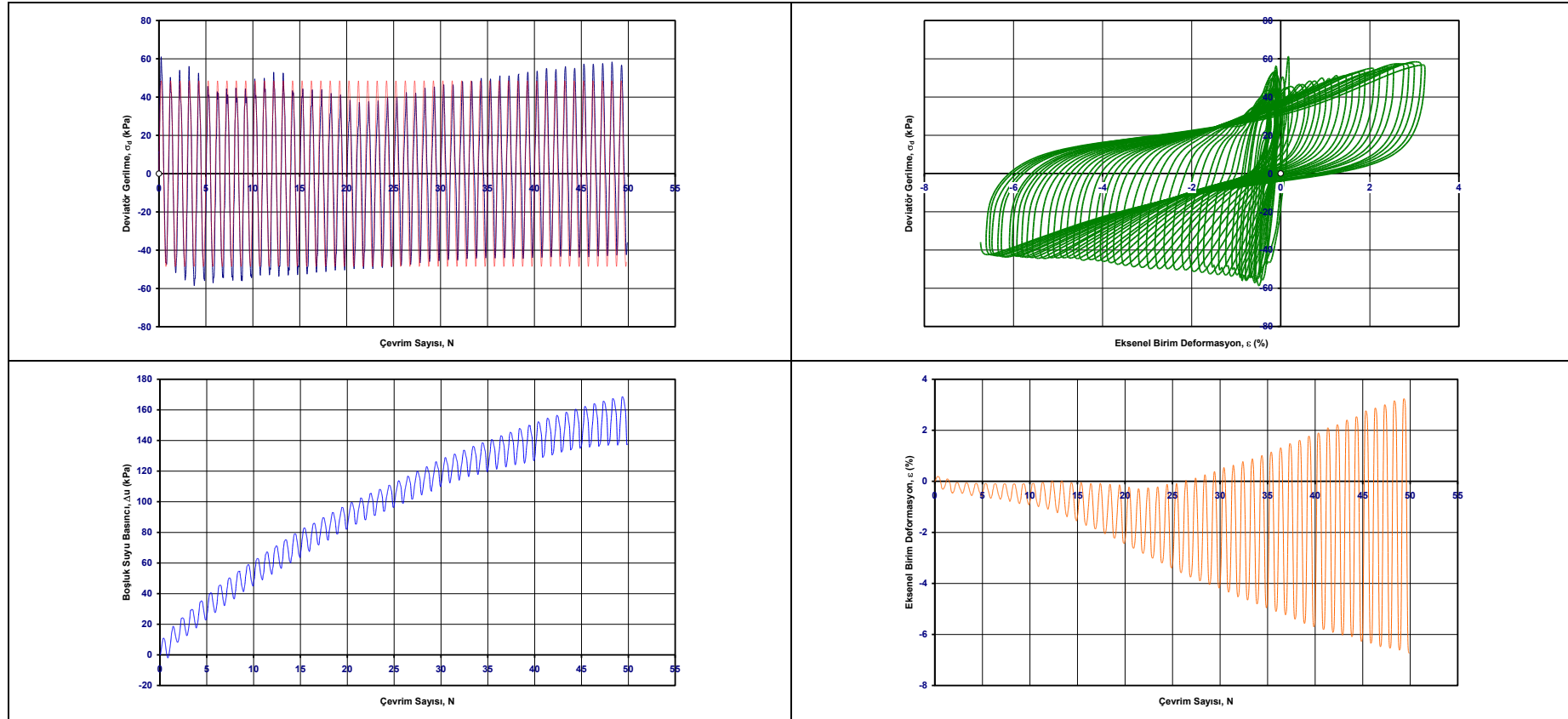
Şekil B.3. $\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 89$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-104	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	200
Deney Tarihi	28.06.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	17.16	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Konsolidasyon Şekli	İzotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.4	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	0.99
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.18	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	59.8
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.96	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



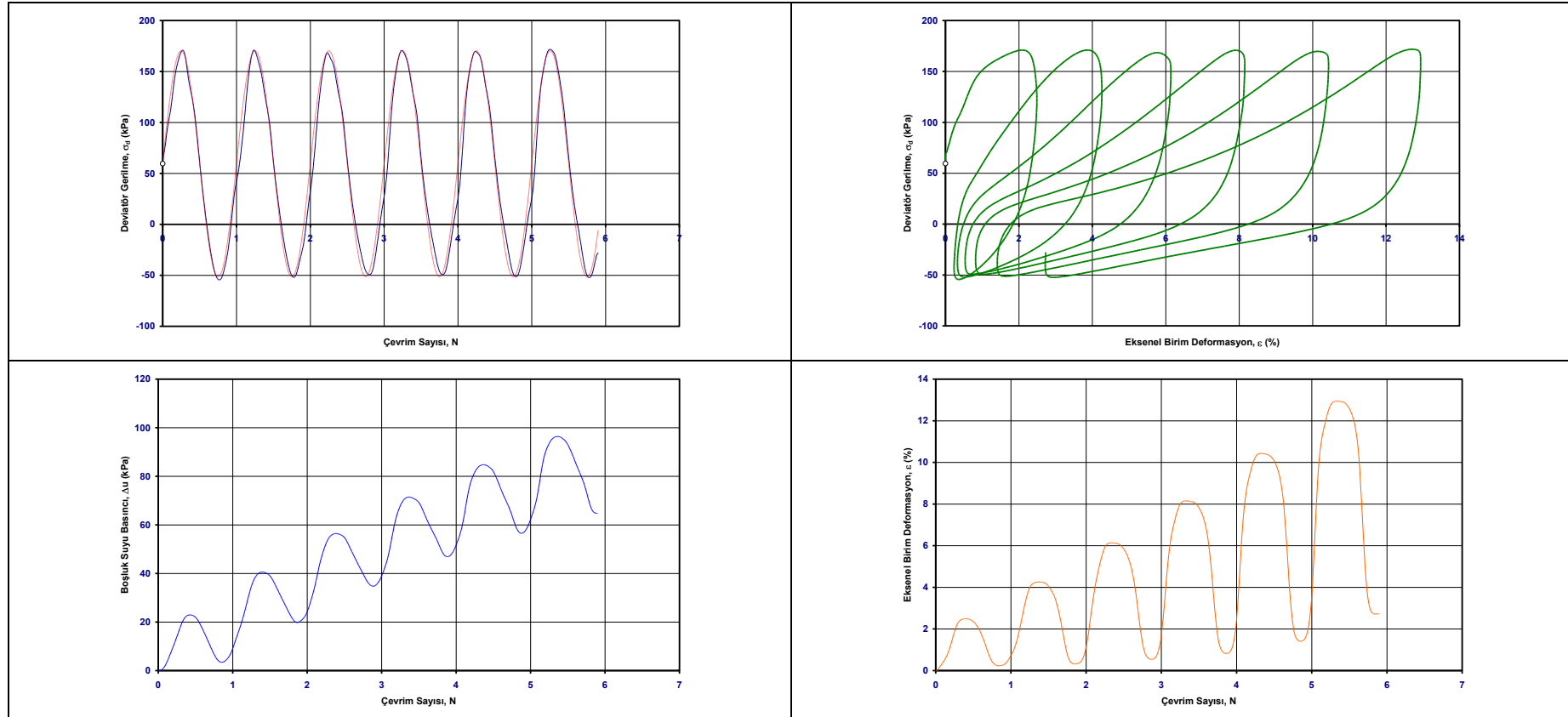
Şekil B.4. $\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 60$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-105	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	200
Deney Tarihi	08.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.87	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0
Konsolidasyon Şekli	İzotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.1	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	48.5
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



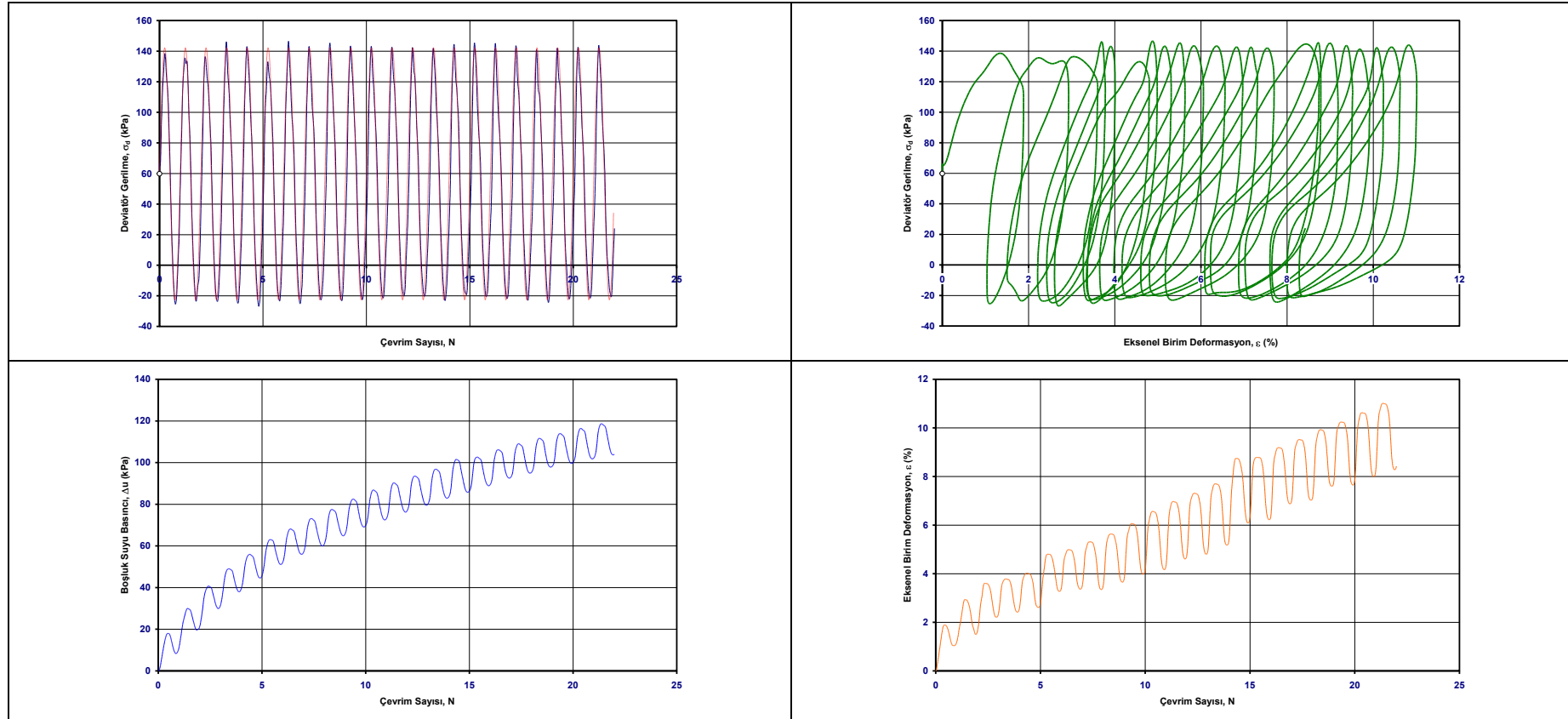
Şekil B.5. $\tau_s/p' = 0.00$ ve $\sigma_{cyc} = 49$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-201	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	180
Deney Tarihi	19.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	17.04	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	60
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.6	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.19	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	110.9
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



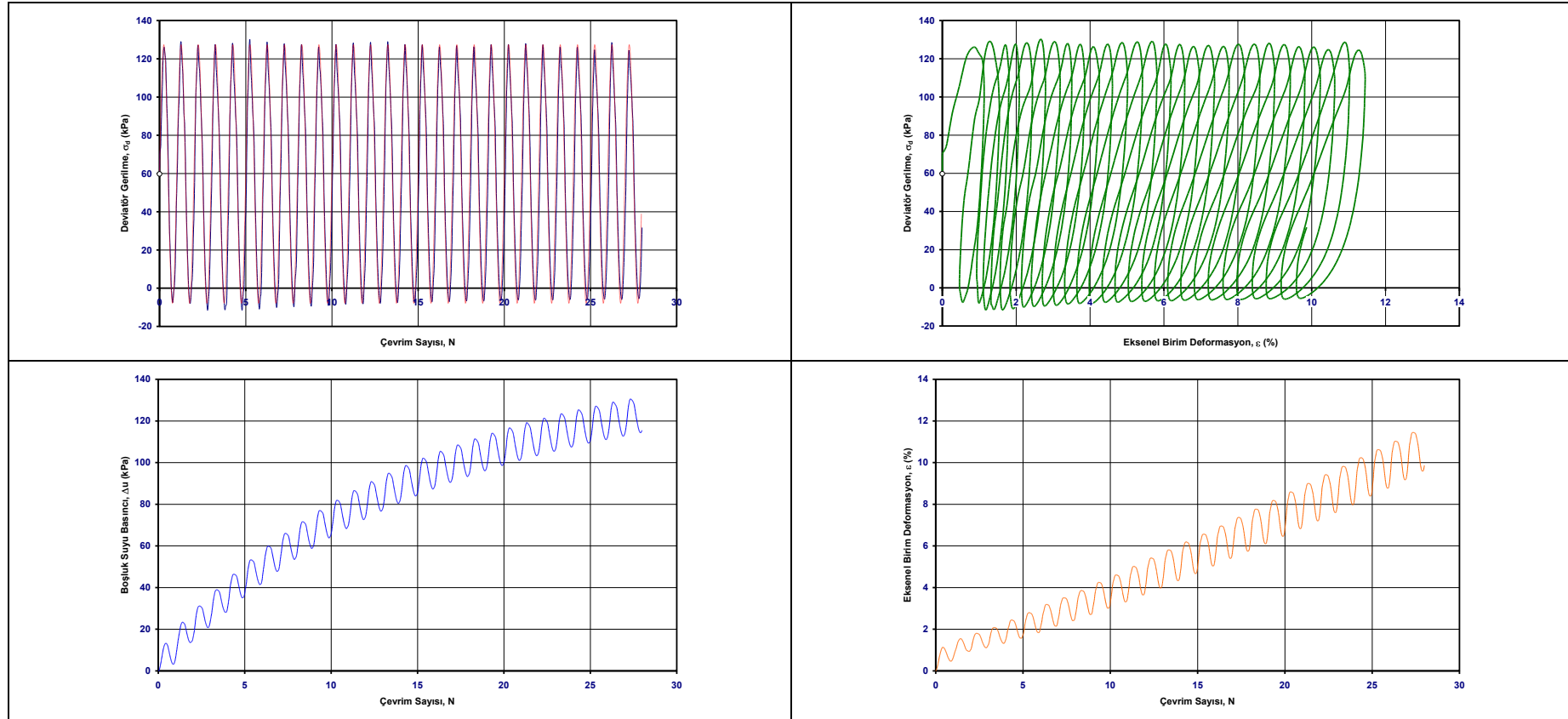
Şekil B.6. $\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 111$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-202	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	180
Deney Tarihi	20.05.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.73	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	60
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.0	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.23	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	82.4
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



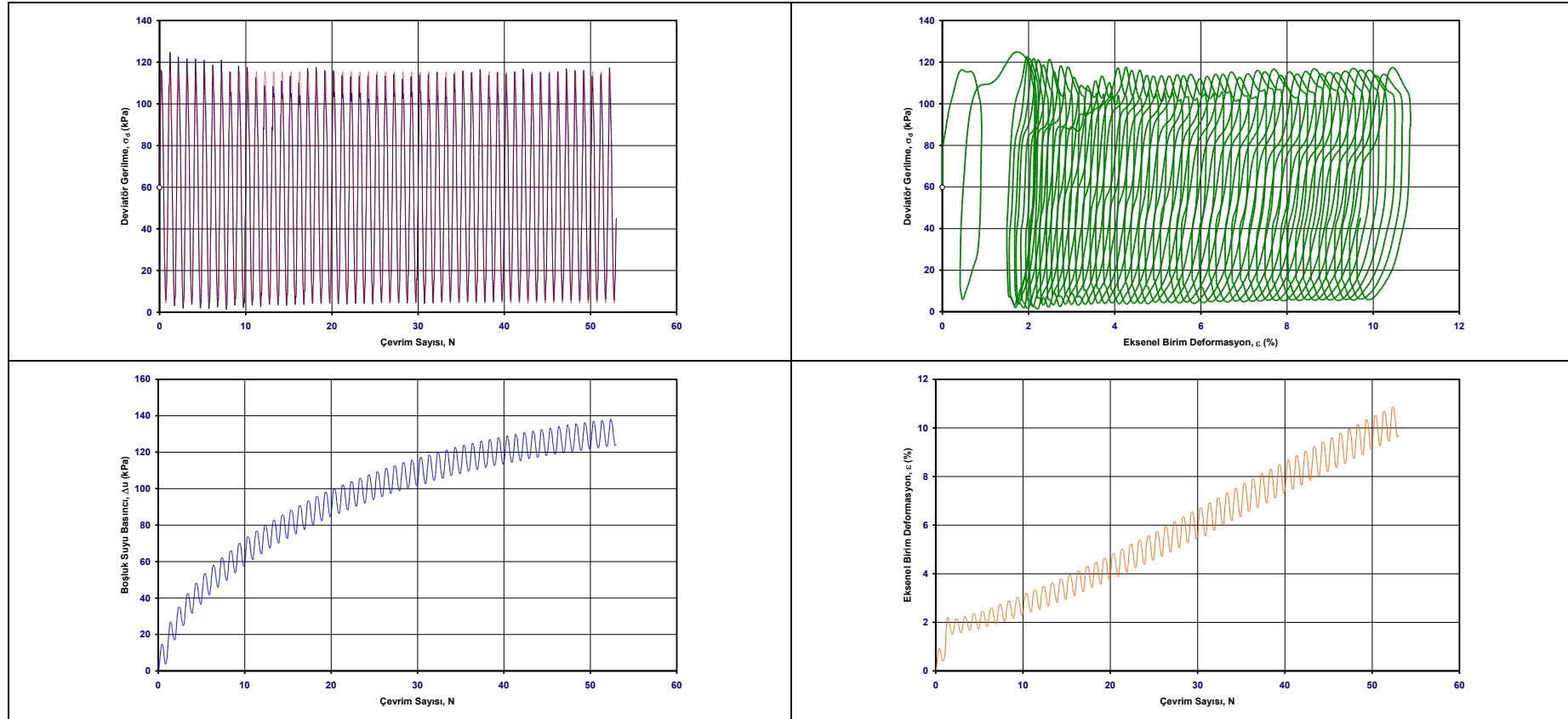
Şekil B.7. $\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 82$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-203	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	180
Deney Tarihi	29.07.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.56	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	60
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	48.2	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.27	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	68.2
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



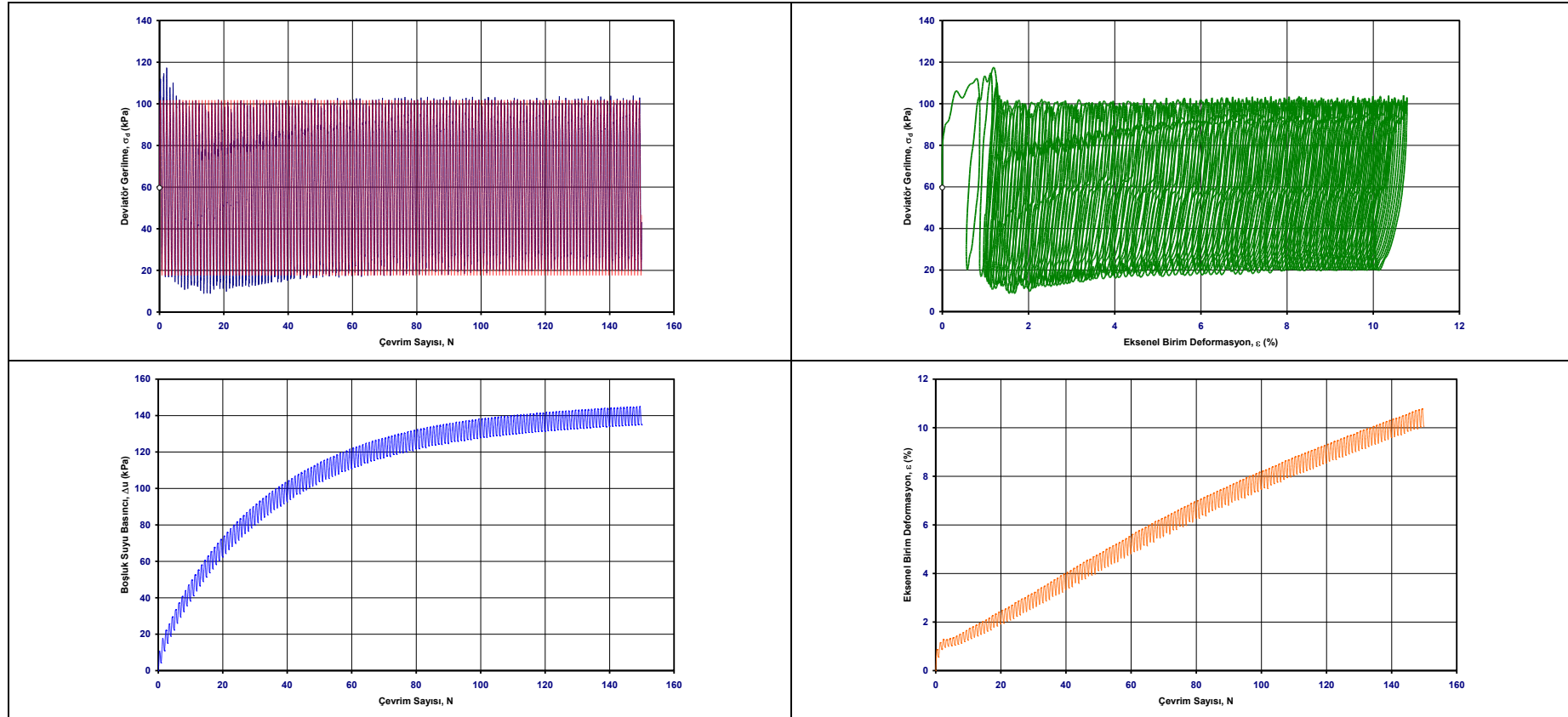
Şekil B.8. $\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 68$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-204	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	180
Deney Tarihi	12.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.97	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	60
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.04
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.20	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	56.0
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



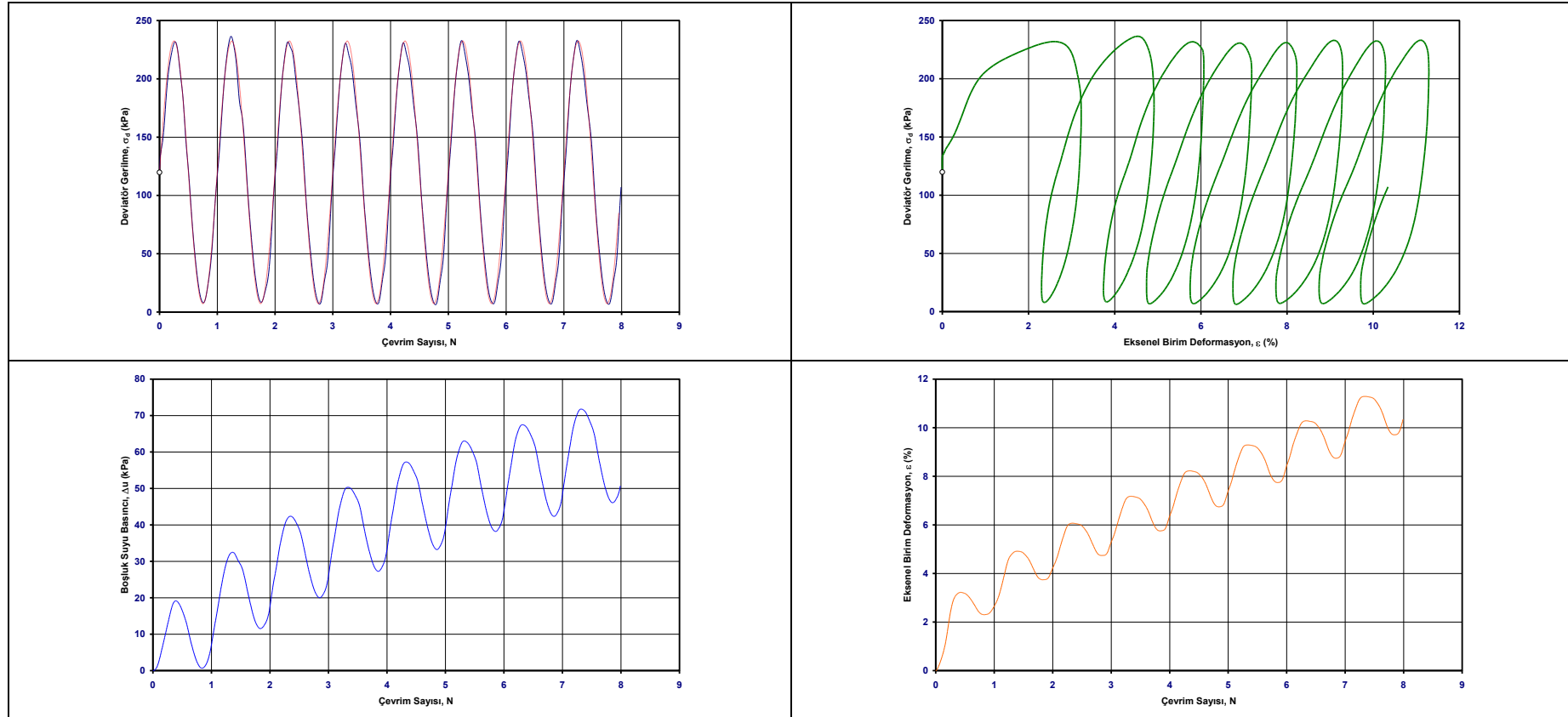
Şekil B.9. $\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 56$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-205	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	180
Deney Tarihi	17.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	17.23	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	60
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.3	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.16	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	42.8
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



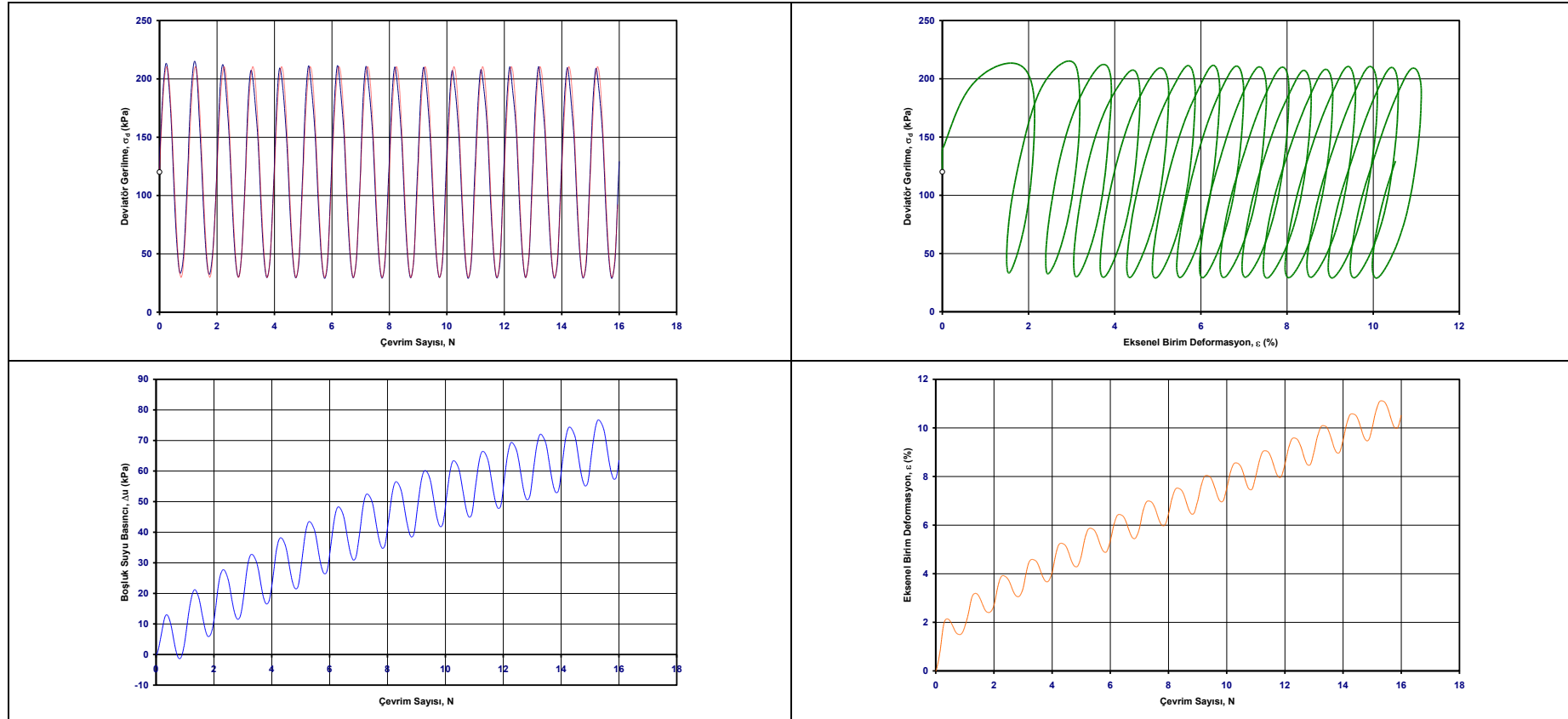
Şekil B.10. $\tau_s/p' = 0.15$ ve $\sigma_{cyc} = 43$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-301	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Deney Tarihi	01.07.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.60	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.0	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.25	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	112.6
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.94	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



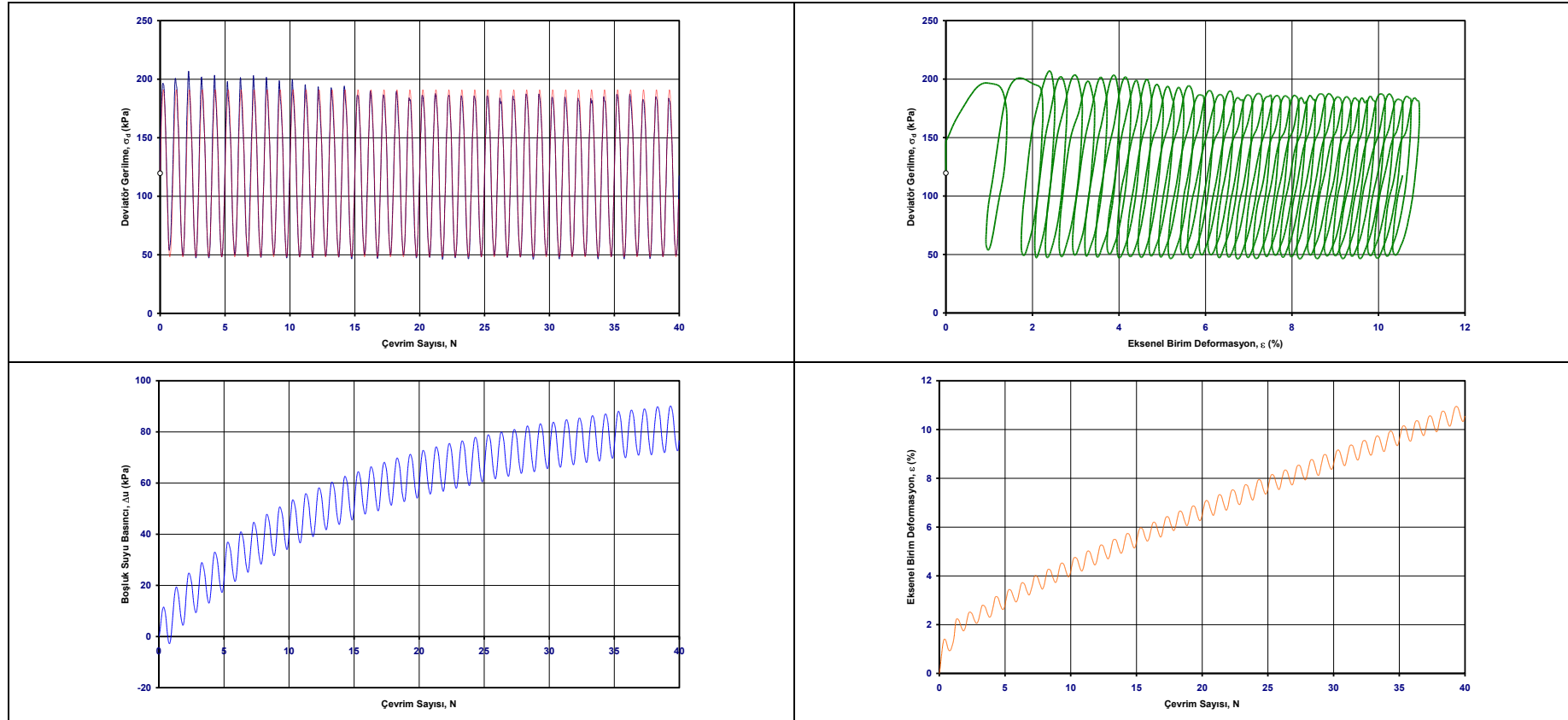
Şekil B.11. $\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 113$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-302	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Deney Tarihi	24.06.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.94	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.0	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.20	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	90.2
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



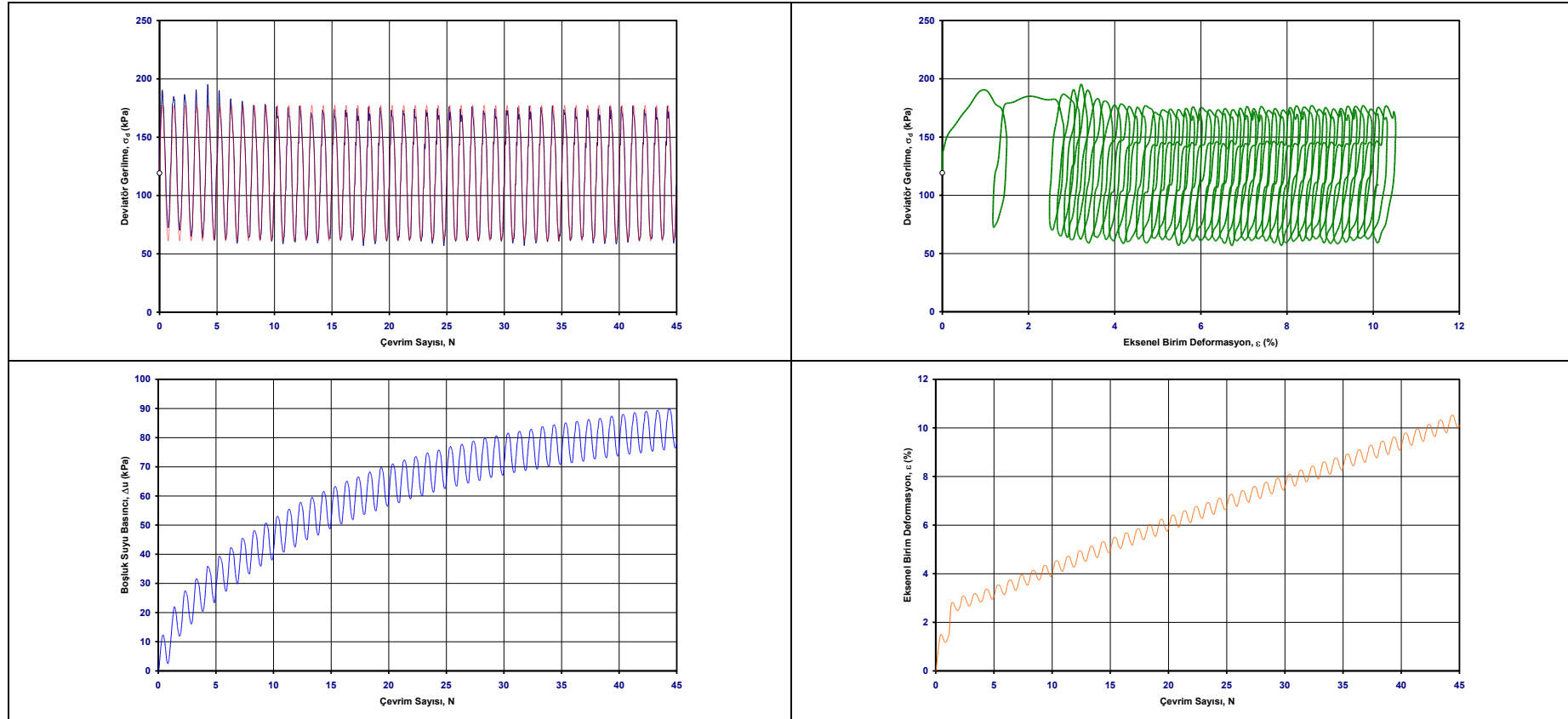
Şekil B.12. $\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 90$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-303	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Deney Tarihi	20.06.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.70	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.1	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.24	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	73.3
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



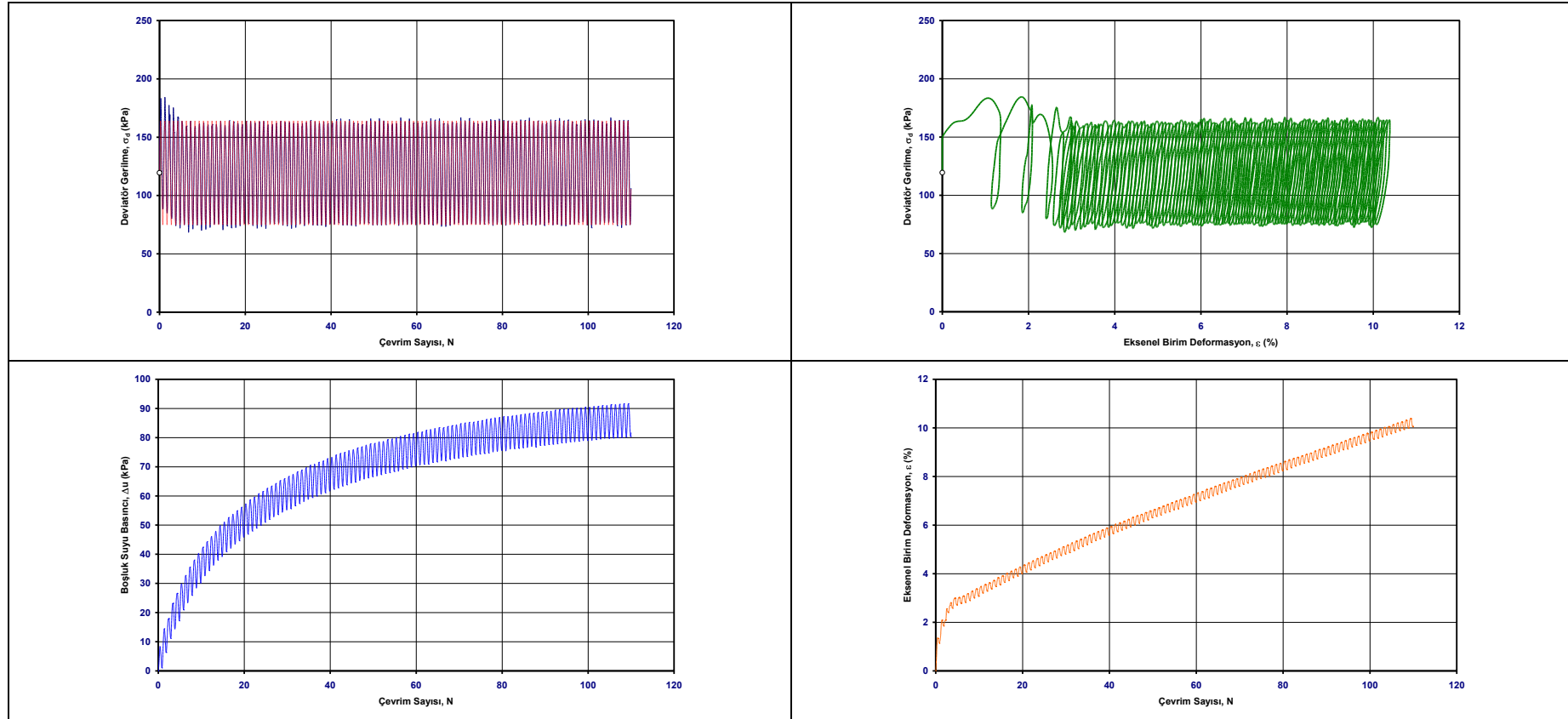
Şekil B.13. $\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 73$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-304	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Deney Tarihi	05.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.84	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.0	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.04
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	58.9
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



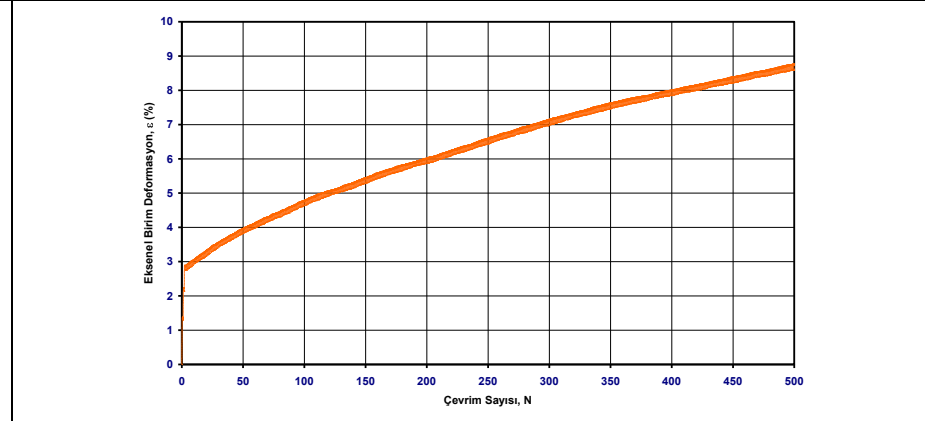
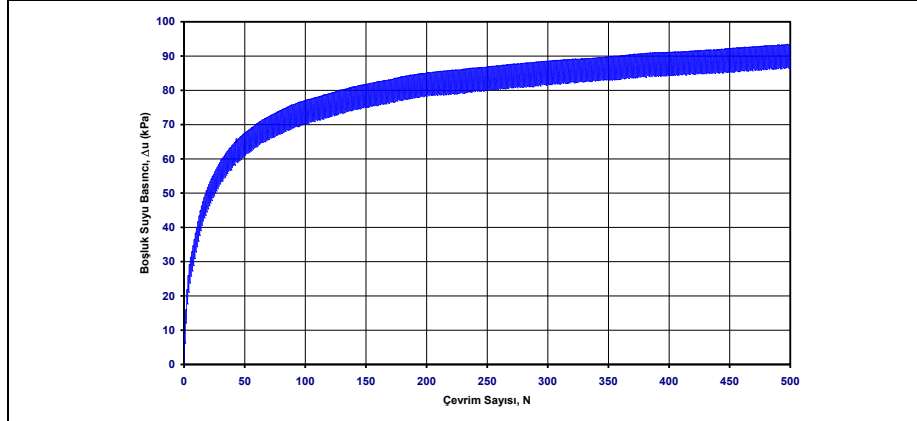
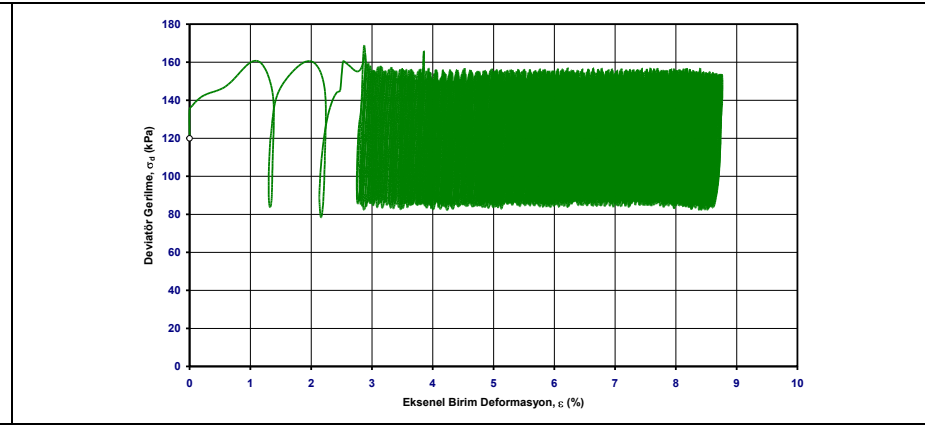
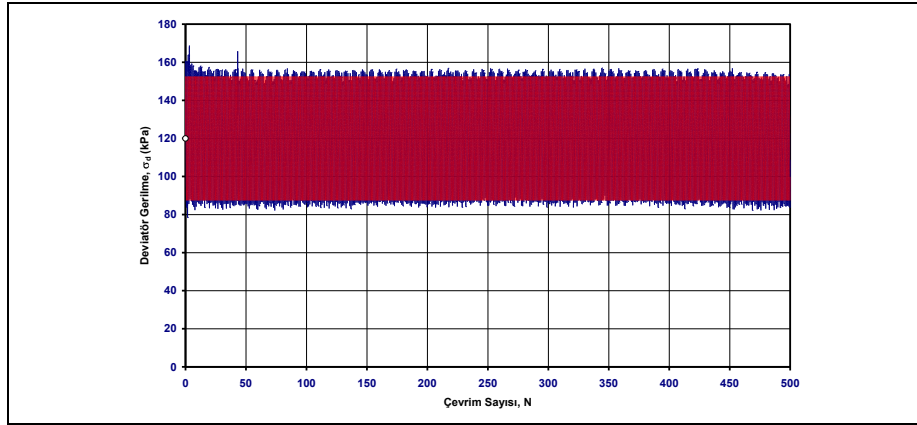
Şekil B.14. $\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 59$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-305	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Deney Tarihi	15.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	17.08	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.2	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.19	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	44.8
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



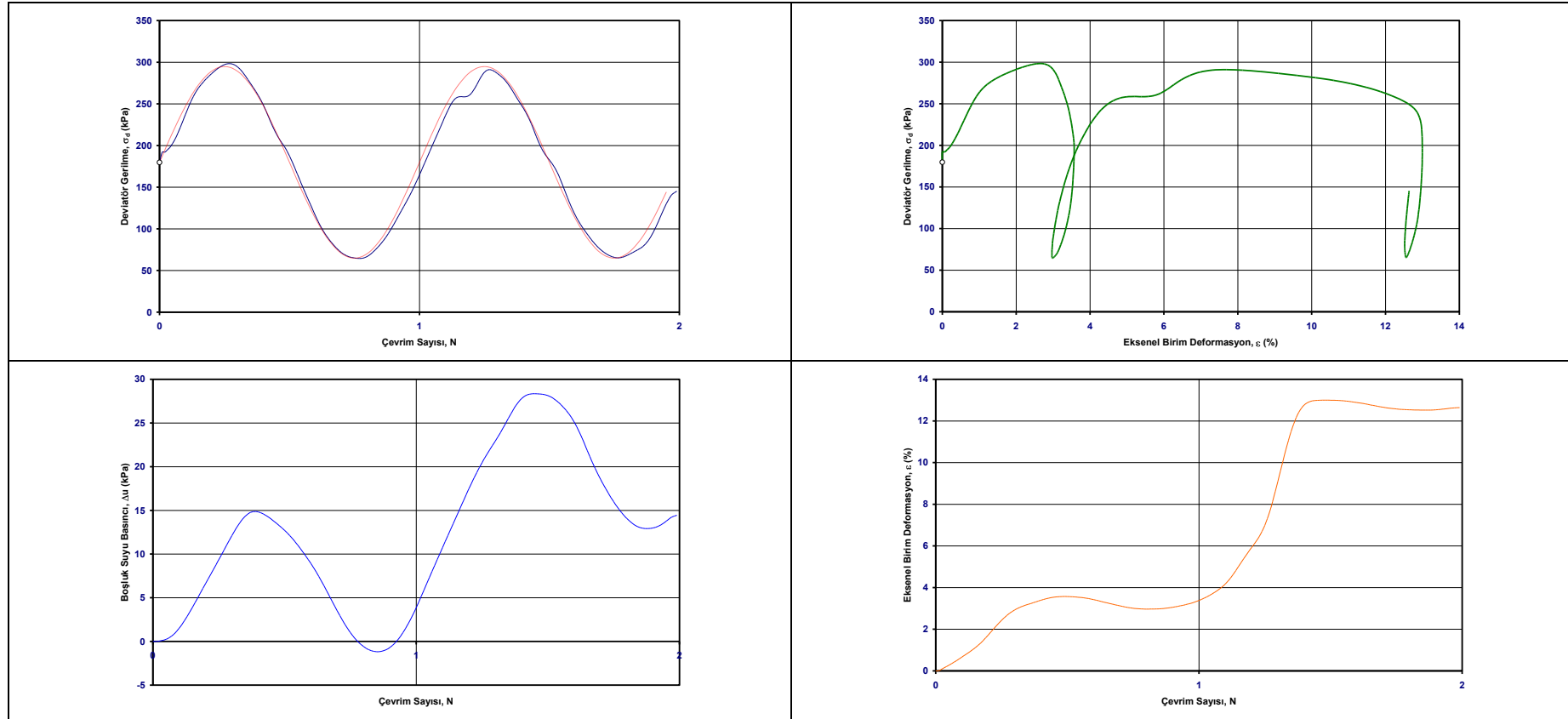
Şekil B.15. $\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 45$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-306	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	160
Deney Tarihi	14.06.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	17.03	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	120
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	45.9	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.18	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	34.6
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



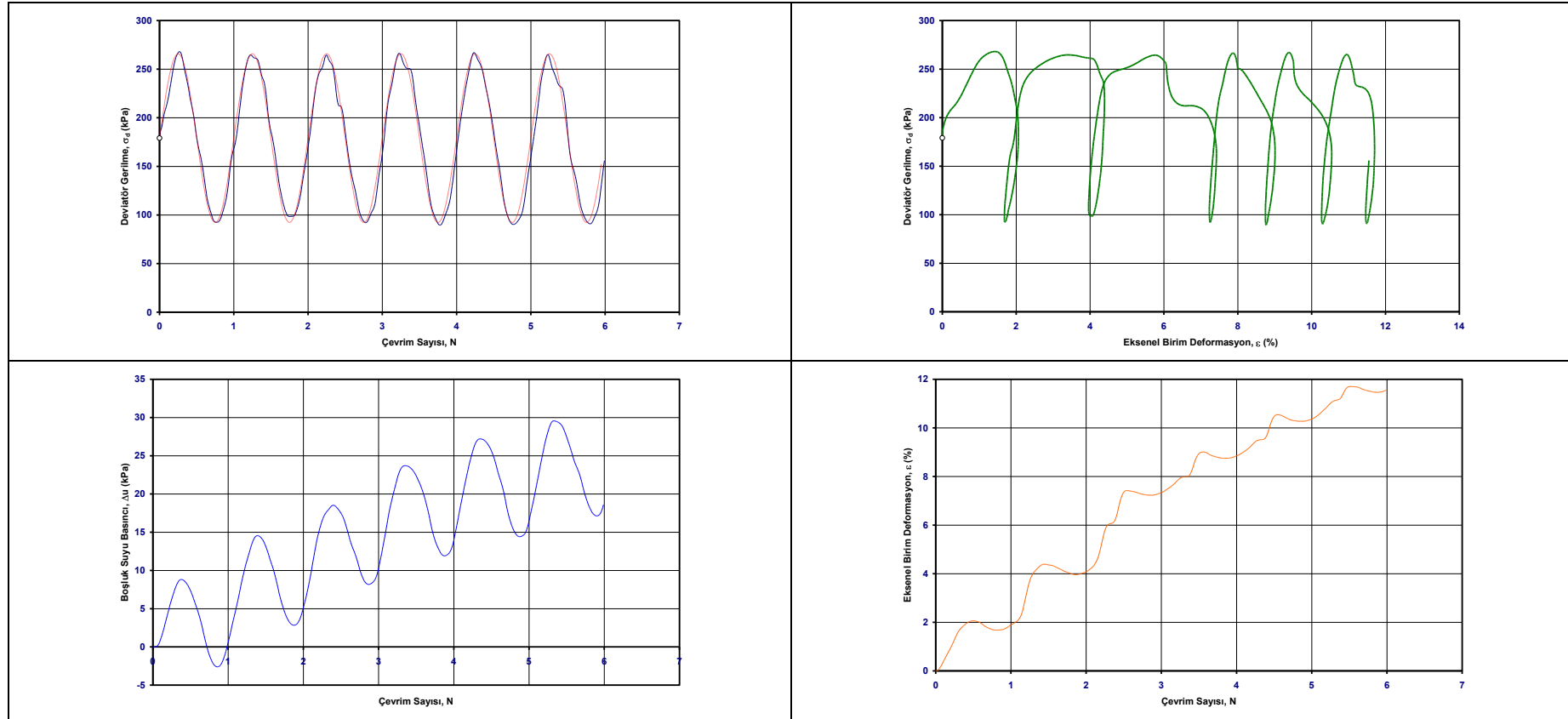
Şekil B.16. $\tau_s/p' = 0.30$ ve $\sigma_{cyc} = 35$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-401	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	140
Deney Tarihi	01.08.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.81	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	180
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.6	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	114.8
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



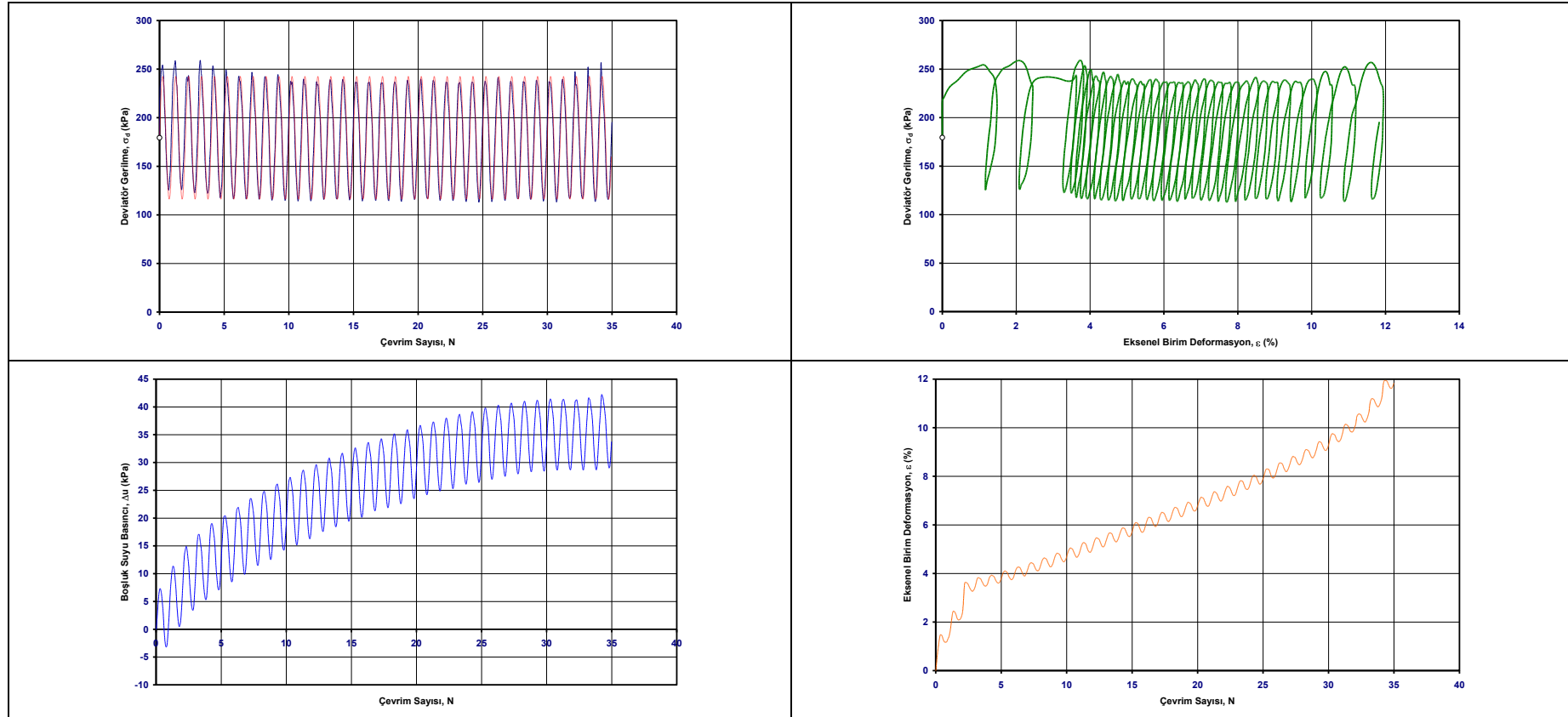
Şekil B.17. $\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 115$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-402	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	140
Deney Tarihi	18.07.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.81	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	180
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	46.9	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.04
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	86.8
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



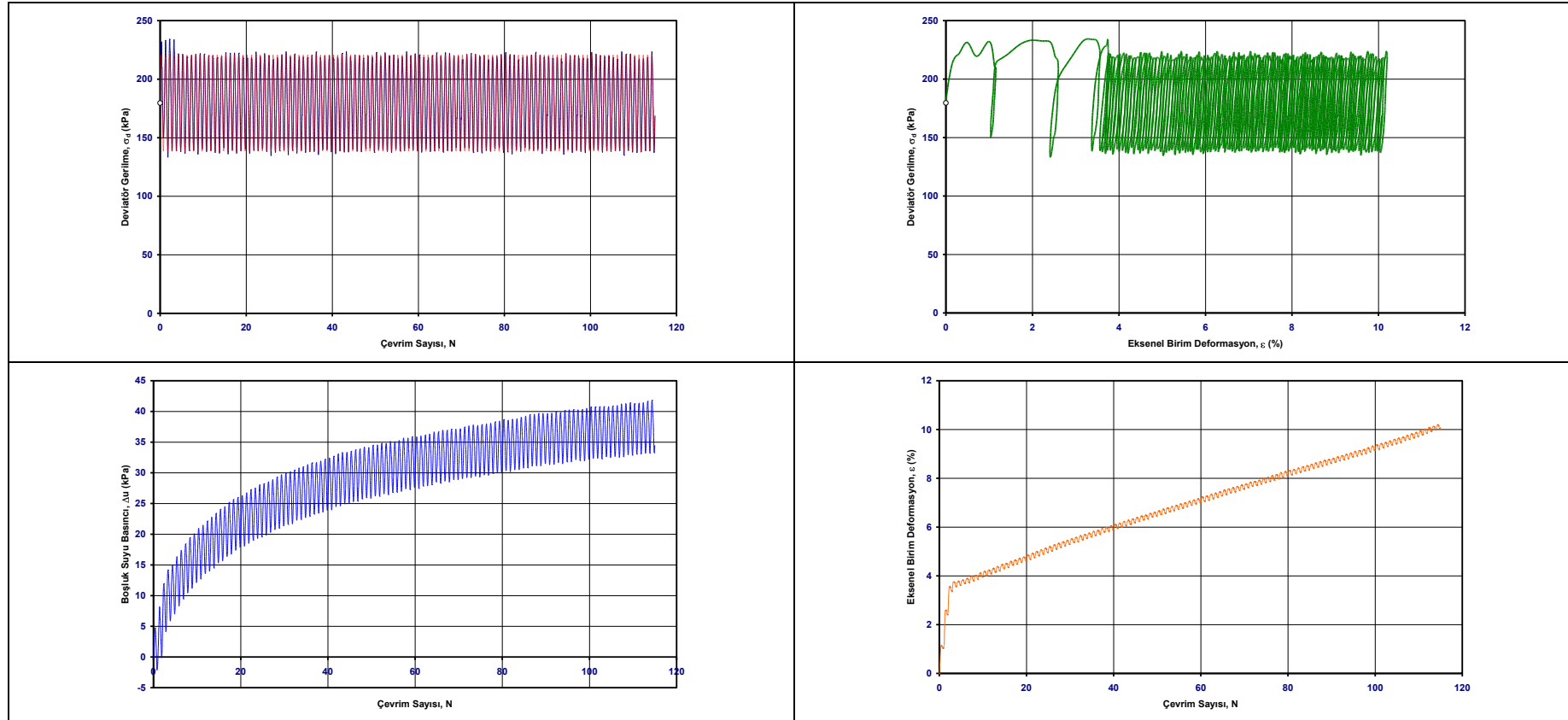
Şekil B.18. $\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 87$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-403	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	140
Deney Tarihi	08.07.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.82	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	180
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.2	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.01
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	63.4
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



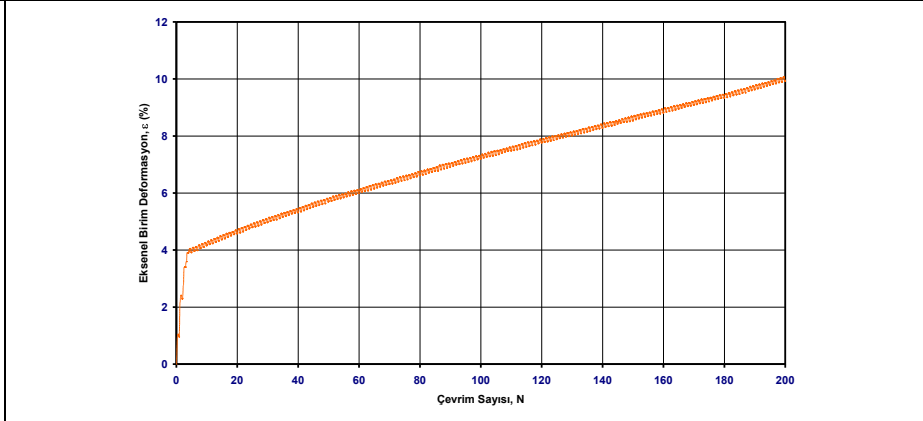
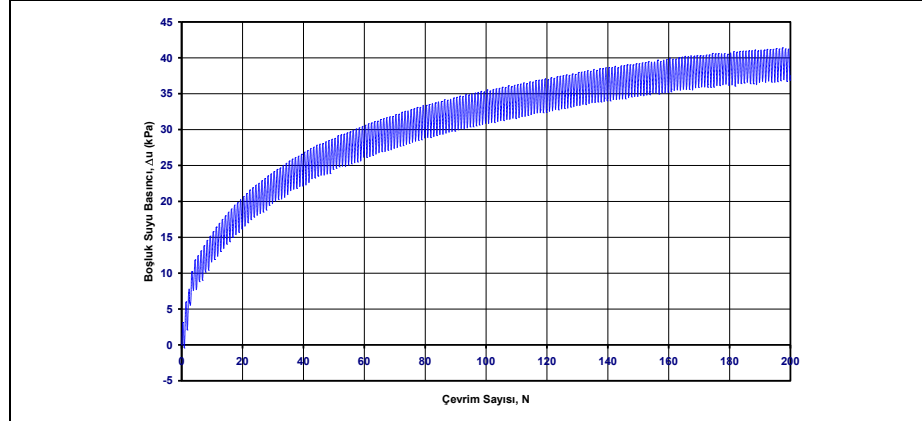
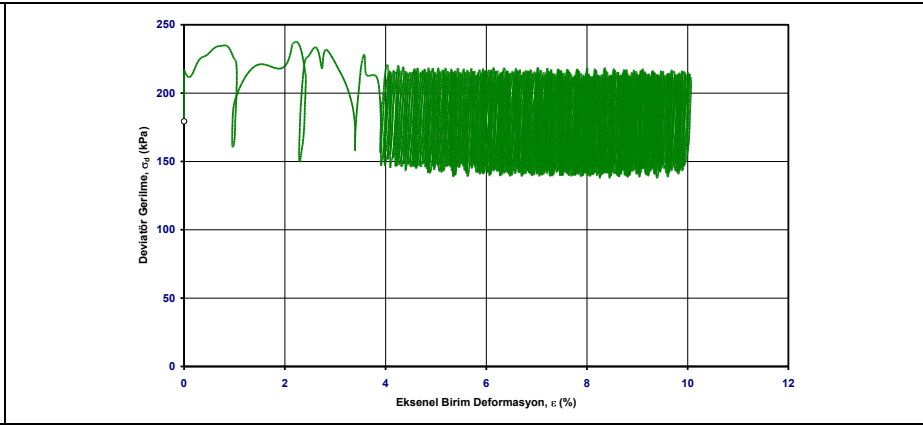
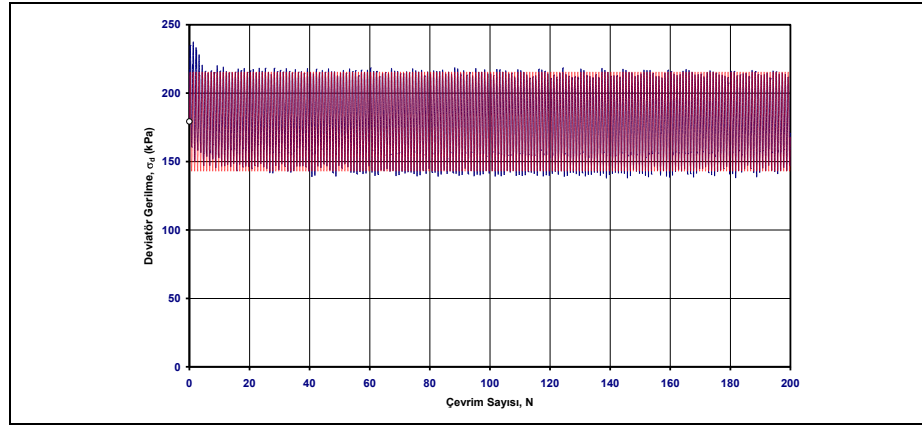
Şekil B.19. $\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 63$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-404	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	140
Deney Tarihi	04.07.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.78	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	180
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.0	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.02
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.23	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	41.6
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



Şekil B.20. $\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 42$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

Numune Adı	RD-405	Numune Çapı, Yüksekliği, D; H (mm)	35.7 ; 80.0	Efektif Kons. Basıncı, σ_c' (kPa)	140
Deney Tarihi	17.06.2011	Yaş Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	16.81	Ön-kesme, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	180
Konsolidasyon Şekli	Anizotropik	Başlangıç Su Muhtevası, w_0 (%)	47.1	Kons. Sonrası Boşluk Oranı, e_c	1.03
Yükleme Türü	Tekrarlı	Başlangıç Boşluk Oranı, e_0	1.22	Tekrarlı Deviator Gerilme, σ_{cyc} (kPa)	36.2
Kesme Aşamasında Drenaj Koşulu	Drenajsız	B Parametresi	0.95	Yükleme Frekansı, f (Hz)	0.5



Şekil B.21. $\tau_s/p' = 0.45$ ve $\sigma_{cyc} = 36$ kPa olan gerilmesi şartları için tekrarlı üç eksenli deney sonuçları

ÖZGEÇMİŞ

Uğur DAĞDEVİREN, 1981 yılında Ankara’da doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Ankara’da tamamladıktan sonra, 1998 yılında başladığı Eskişehir Osmangazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği lisans eğitimini 2002 yılında tamamladı. Aynı yıl Dumlupınar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalında araştırma görevlisi olarak göreve başladı. 2005 yılında Dumlupınar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği / Geoteknik Anabilim Dalında yüksek lisans derecesini aldı. 2006 yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği / Geoteknik Anabilim Dalında doktora başladı ve aynı yıl Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’ne görevlendirildi. Halen Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde araştırma görevlisi olarak çalışmaktadır.