

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DEPREMLER SIRASINDA ZEMİNLERİN
DAVRANIŞINA BAĞLI OLARAK MEYDANA GELEN
ZEMİN DEPLASMANLARININ BELİRLENMESİ**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Zülküf KAYA**

**Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Programı : GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ**

OCAK 2008

**DEPREMLER SIRASINDA ZEMİNLERİN
DAVRANIŞINA BAĞLI OLARAK MEYDANA GELEN
ZEMİN DEPLASMANLARININ BELİRLENMESİ**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Zülküf KAYA
(501012152)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 30 Ekim 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 4 Ocak 2008**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ayfer ERKEN
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. M. Atilla ANSAL (B.Ü.)
Prof.Dr. Kutay ÖZAYDIN (Y.T.Ü.)
Prof.Dr. Mete İNCECİK (İ.T.Ü.)
Doç.Dr. Recep İYİSAN (İ.T.Ü.)**

OCAK 2008

ÖNSÖZ

Doktora çalışmamda bana kendisiyle çalışma imkanı veren ve çalışmam süresince her konuda hiçbir desteğini esirgemeyen değerli hocam sayın Doç. Dr. Ayfer ERKEN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Tez çalışmam süresince her zaman desteklerini gördüğüm Sayın Prof. Dr. Atilla M. ANSAL ve Doç. Dr. Recep İYİSAN'a teşekkürü bir borç bilirim. İstanbul Teknik Üniversitesi'nde Doktora yapmam için izni veren ve destekleyen Erciyes Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Müh. Bölüm Başkanı Sayın Prof. Dr. Tefaruk HAKTANIR ve Geoteknik A. D. Başkanı Y. Doç. Dr. H. Bekir KARA ile yardımlarını esirgemeyen Arş. Gör. Dr. Atila SEZEN ve Arş. Gör. Mustafa HATİPOĞLU olmak üzere bütün öğretim elemanlarına teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca bu zorlu yolda her zaman yanımda olan aileme ve doktora çalışmam süresince en büyük desteği veren ve sabır gösteren hayat arkadaşım, eşim Fatma KAYA'a verdikleri destekler için çok teşekkür ediyorum.

Ekim 2007

Zülküf KAYA

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vii
TABLO LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	xvii
ÖZET	xix
SUMMARY	xxii
1. GİRİŞ	1
1.1. Problemin Tanımı	1
1.2. Çalışmanın Amacı ve Temel Yaklaşım	2
1.3. Çalışmanın Kapsamı	3
2. ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞI VE SIVILAŞMASI	5
2.1. Giriş	5
2.2. Zeminlerin Dinamik Davranışı	5
2.3. Zeminlerin Sıvılaşması	8
2.4. Sıvılaşmanın Tanımı ve Mekanizması	12
2.5. Depremlerde Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyeli	15
2.6. Sıvılaşmanın Neden Olduğu Zemin Göçmeleri	18
2.7. Sıvılaşabilir Zeminin Mekanik Davranışı	20
2.7.1. Akma sıvılaşması	21
2.7.2. Çevrimsel devingenlik	22
2.8. Sıvılaşan Zeminin Rezidüel Mukavemeti	24
2.8.1. Kayan zemin davranışına boşluk suyu basıncının etkisi	24
2.8.2. Kayan malzemenin kayma modülü-şekil değiştirme davranışı (G-ε)	25
2.9. Sıvılaşma Sonrası Kayma Şekil Değiştirme Özellikleri	25
2.10. Sıvılaşan Zeminlerin Modellenmesi	27
2.11. Sonuçlar	31
3. ZEMİNLERİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ	32
3.1. Giriş	32
3.2. Standart Penetrasyon Deneyine (SPT) Dayalı Yöntemler	34
3.2.1. Seed ve Idriss'in basitleştirilmiş yöntemi (1971)	34

3.2.2. Japon Yol Kurumu'nun önerdiği yöntem (1996)	49
3.2.3. Japonya'daki kıyı ve liman yapıları için standart	53
3.2.4. Çin kriteri	57
3.3. Koni Penetrasyon Deneyine (CPT) Dayalı Yöntemler	58
3.4. Kayma Dalgası Hızına (V_s) Dayalı Yöntemler	63
3.5. BPT'e Dayalı Yöntem	67
3.6. İnce Daneli Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi	67
3.6.1. Çin kriteri	70
3.6.2. Seed ve diğ.'in kriteri (1982)	72
3.6.3. Finn, Ledbetter ve Wu'nun kriteri (1994)	72
3.6.4. Koester'in kriteri (1992)	72
3.6.5. Youd kriteri (1998)	73
3.6.6. Andrews ve Martin kriteri (2000)	73
3.6.7. Polito ve diğ. kriteri (2001)	74
3.6.8. Seed ve diğ. kriteri (2003)	74
3.6.9. Bray ve diğ. kriteri (2004)	75
3.7. Sıvılaşma Etkisinin Değerlendirilmesi	76
3.7.1. Ishihara yöntemi (1985)	76
3.7.2. Sıvılaşma potansiyel indeksi	78
3.8. Sonuçlar	79
4. YANAL YAYILMALAR	81
4.1. Giriş	81
4.2. Yanal Yayılmanın Mühendislik Yapılarına Etkileri	85
4.3. Başlangıç Kayma Gerilmesinin Zemin Mukavemetine Etkisi	88
4.4. Yanal Yayılmanın Ölçekli Model Simülasyonları	89
4.5. Yanal Yayılmada Boşluk Suyunun Hareketi	91
4.6. Yanal Yayılma Deplasmanlarını Tahmin Etmek İçin Mevcut Yöntemler	94
4.6.1. Bünye modelleri (sonlu eleman modeller, FEM)	95
4.6.2. Basitleştirilmiş analitik modeller	100
4.6.3. Ampirik modeller	111
4.6.4. Fiziksel modeller	127
4.7. Oturmaların Belirlenmesi İçin Geliştirilen Yöntemler	136
4.8. Sonuçlar	149
5. ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ	151
5.1. Giriş	151
5.2. Bölgenin Depremselliği	151
5.3. Bölgenin Jeolojisi	152

5.4. Çalışma Alanının İncelenmesi	154
5.5. Arazi Çalışmaları	156
5.6. Laboratuvar Çalışmaları	156
5.7. Sıvılaşma Analizi İçin Gerekli Parametrelerin Belirlenmesi	156
5.7.1. Zeminlerin endeks özelliklerinin belirlenmesi	156
5.7.2. Kayma dalgası hızlarının belirlenmesi	161
5.7.3. Zemin profillerinin belirlenmesi	165
5.7.4. En büyük yer ivmesi değerinin belirlenmesi	171
5.8. Sıvılaşma Analizi Sonuçları	183
5.9. Sonuçlar	191
6. LABORATUVAR DENEY PROGRAMI	193
6.1. Giriş	193
6.2. Deneylerde Kullanılan Zeminler	194
6.3. Endeks Deneyleri	194
6.4. Ödometre Deneyleri	197
6.5. Dinamik Üç Eksenli Basınç Deneyi	199
6.5.1. Dinamik deneyler için numunelerin hazırlanması	202
6.5.2. Deneylerin yapılması	203
6.5.3. Göçme kriteri	208
6.5.4. Sonuçlar	209
7. DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ	210
7.1. Giriş	210
7.2. Dinamik Deney Sonuçları	211
7.3. Dinamik Deney Numunelerinin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları	212
7.3.1. Siltli kumların (SM) gerilme-şekil değiştirme davranışları	213
7.3.2. İnce daneli zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışları	214
7.4. Dinamik Mukavemet Eğrisi	221
7.5. Boşluk Suyunun Oluşumu	223
7.5.1. Yüklemenin fonksiyonu olarak boşluk suyunun gelişimi	223
7.6. Kritik Deformasyon Seviyesinin Belirlenmesi	225
7.7. Plastisitenin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışına Etkisi	228
7.7.1. Plastisitenin eksenel birim deformasyona etkisi	229
7.7.2. Plastisitenin boşluk suyu basıncına etkisi	231
7.8. Dinamik Deney ve Sonrasında Statik Deney Sonuçları	235
7.9. Dinamik Sonrası Statik Davranışın Üzerinde Dinamik Yük Seviyesi ve Plastisitenin Etkisi	239
7.9.1. Dinamik sonrası statik davranışın üzerinde dinamik yük seviyesinin etkisi	240

7.9.2. Dinamik sonrası statik davranışın üzerinde plastisitenin etkisi	244
7.10. Statik Deneylerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları	246
7.11. Statik Mukavemet Eğrisi	252
7.12. Elastisite Modülünün Belirlenmesi	253
7.12.1. En büyük elastisite modülünün belirlenmesi	253
7.12.2. Elastisite modülünün eksenel birim deformasyona bağlı değişimi	256
7.12.3. Zeminlerin kayma modülü	256
7.13. Başlangıç Elastisite Modülü ile Statik Mukavemet Arasındaki İlişki	258
7.14. Sonuçlar	262
8. YANAL YAYILMALARIN BELİRLENMESİ	263
8.1. Giriş	263
8.2. Deney Sonuçları Kullanılarak Elde Edilen Kayma Şekil Değiştirme Eğrisi	264
8.3. CYCLIC 1D Programı	265
8.3.1. Giriş aşaması	267
8.3.2. Çıkış aşaması	269
8.4. Gölcük İle İlgili Vaka Analizi	269
8.4.1. Bölgenin jeolojisi ve yerel zemin koşulları	270
8.4.2. En büyük yer ivmesi değerlerinin hesaplanması	271
8.4.3. Sıvılaşma analizi ve yanal yayılmaların belirlenmesi	272
8.5. Port Island'la İlgili Bir Vaka Analizi	274
8.6. Adapazarı'nda Yanal Yayılmaların Belirlenmesi	278
8.7. Sonuçlar	280
9. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	281
KAYNAKLAR	284
EK A. DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ	312
A.1. Dinamik Üç Eksenli Deneyin Temel Teorisi	312
A.2. Dinamik Üç Eksenli ve Arazideki Deprem Yükleri arasındaki Farklar	313
A.2.1. Toplam çevre gerilmesindeki değişim	314
A.2.2. Gerilme izleri	318
A.2.3. Asal gerilmelerin dönmesi	319
A.2.4. Orta asal gerilme	319
A.2.5. Yüklerin üniformluğu	320
A.2.6.. Yüklerin bileşenleri	320
EK B. KULLANILAN DENEY SİSTEMİ	322
B.1. Deney Sistemin Teknik Özellikleri	329
B.2. Ölçüm Sistemi	330

B.3. Sisteminin Kalibrasyon	332
B.4. Kayıt Sistemi	334
EK C. DENEY SONUÇLARI	335
ÖZGEÇMİŞ	399

KISALTMALAR

KAF	: Kuzey Anadolu Fayı
DDO	: Dinamik Direnç Oranı
DGO	: Dinamik Gerilme Oranı
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
CPT	: Koni Penetrasyon Direnci
AKO	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
MDF	: Manyitüd Düzeltme Faktörü
YASS	: Yeraltı Su Seviyesi
PGA	: En Büyük Yer İvmesi
USGS	: United State Geological Survey
TSD	: Tek Serbestlik Dereceli Sistem

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1 SPT düzeltme katsayıları (Youd ve diğ., 2001a-c)	38
Tablo 3.2 Farklı araştırmacılar tarafından önerilen manyitüd düzeltme faktörleri (Youd ve Noble, 1997a; NCEER, 1997; Youd ve diğ., 2001a)	44
Tablo 3.3 Japon Yol Kurumu'na göre zemin sınıflandırması	50
Tablo 3.4 Deprem tipine göre C_w değerleri	51
Tablo 3.5 Japon Yol Kurumu tarafından farklı zeminler için önerilen endeks özellikleri	53
Tablo 3.6 Dane çapı dağılımı ve SPT-N değerine göre zemin tabakalarının değerlendirilmesi ve tahmini (JGS, 1998)	57
Tablo 3.7 Deprem şiddetinin bir fonksiyonu olarak $\bar{N}$ değeri	57
Tablo 3.8 Siltli ve killi kumların sıvılaşma potansiyeli (Andrews ve Martin, 2000)	74
Tablo 4.1 Değişik deprem manyitüdüleri için R'in minimum değerleri (Bartlett ve Youd, 1995)	119
Tablo 4.2 Membran penetrasyonu ve arazide oluşan çok yönlü yükleme için düzeltme faktörleri (Wu, 2002)	124
Tablo 4.3 Yanal yayılma deplasmanlarını belirlemek için yöntem geliştiren yazarlar ve kullandıkları parametreler	150
Tablo 5.1 Sondajların ait oldukları mahalleler	154
Tablo 5.2 SK1 sondajına ait endeks özellikler	157
Tablo 5.3 SK2 sondajına ait endeks özellikler	157
Tablo 5.4 SK3 sondajına ait endeks özellikler	158
Tablo 5.5 SK4 sondajına ait endeks özellikler	158
Tablo 6.1 Sıvılaşma deneylerinde kullanılan numunelere ait fiziksel özellikler ..	194
Tablo 6.2 N=20 çevrime kadar tekrarlı yükleme sonrasında statik deney yapılan numunelere ait fiziksel özellikler	195
Tablo 6.3 Frekans ayarları	206
Tablo 7.1 Birinci grup deneylere ait dinamik veriler	212
Tablo 7.2 İkinci grup deneylere ait dinamik veriler	236
Tablo 7.3 (Devamı) İkinci grup deneylere ait dinamik veriler	237
Tablo 7.4 Deney numunelerinin elastisite modülleri	255
Tablo 7.5 N=1, N=20 ve statik deneye ait başlangıç elastisite modülleri	259
Tablo 8.1 Şekil 8.1'de gösterilen deney numunelerine ait özellikler	265
Tablo 8.2 Model parametreleri (http://cyclic.ucsd.edu/)	268
Tablo 8.3 Model parametreleri (http://cyclic.ucsd.edu/)	268
Tablo 8.4 Taban sınır şartları (http://cyclic.ucsd.edu/)	268
Tablo 8.5 Mevcut yöntemler ile belirlenen yanıl deplasmanlar	277

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1: Zemin sıvılaşma mühendisliğinin anahtar elemanları (Seed ve diğ., 2001)	9
Şekil 2.2: Doygun silika kumunun gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deney sonuçları (Orijinal:Dobry ve diğ., 1982; Housner ve diğ., 1985)	11
Şekil 2.3: Farklı numune hazırlama teknikleri ile farklı kumlar üzerinde yapılan dinamik üç eksenli deney sonuçları (Dobry, 1985)	12
Şekil 2.4: Sıvılaşmanın değerlendirilmesi için önerilen akış diyagramı (Robertson ve diğ., 1994)	14
Şekil 2.5: Sıvılaşabilir zemin cinslerinin değerlendirilmesi ile ilgili öneriler (Seed ve diğ., 2003)	17
Şekil 2.6: a. Dinamik yüklemeden dolayı sıvılaşma, b. dinamik yüklemeden dolayı çevrimsel devingenlik (Vaid ve Chern, 1985)	22
Şekil 2.7: Drenajsız dinamik üç eksenli yükleme boyunca gerilme-şekil değiştirme davranışı ve efektif gerilme izi (Boulanger ve Truman, 1996)	23
Şekil 2.8: Yüksek su muhtevasına sahip bir dolgunun modellenmesi sonucunda oluşan zeminin sürekli deformasyonu	24
Şekil 2.9: a. Sıvılaşma sonrası dinamik drenajsız kayma, b. sıvılaşma sonrası statik drenajsız kayma (Shamoto ve diğ., 1998b)	26
Şekil 2.10: Sıvılaşma sonrası hacimsel ve kayma deformasyonu arasındaki ilişki (Shamoto ve diğ., 1998b)	26
Şekil 2.11: Sözde plastik akışkan için kayma gerilmesi-kayma deformasyon ilişkisi	28
Şekil 2.12: Bingham modeliyle sıvılaşan zeminin davranışı (Uzuoka ve diğ., 1998; Uzuoka ve diğ., 1999)	29
Şekil 2.13: Eşdeğer viskozite kavramı (Uzuoka ve diğ., 1998)	30
Şekil 2.14: Akma sıvılaşması veya sınırlı sıvılaşmada modelin davranışı (Robertson, 1993)	30
Şekil 3.1: SPT değerine bağlı olarak zeminlerin sıvılaşmasını değerlendirmek için oluşturulan akış diyagramı (Rauch, 1997)	33
Şekil 3.2: Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilen r_d 'in derinlikle değişimi (Youd ve diğ., 2001a-c)	35
Şekil 3.3: Değişen ince dane oranı ile $M_w=7.5$ için eşdeğer üniform tekrarlı gerilme oranı (DGO) ile $(N_1)_{60}$ arasındaki ilişki (Youd ve diğ., 2001a)	36
Şekil 3.4: Tavsiye edilen C_R değerleri (Seed ve diğ., 2003)	37
Şekil 3.5: Drenajsız kayma mukavemetinin ve v_n ölçümleri için düzeltme faktörü (Ladd ve diğ., 1977'den sonra Ladd ve DeGroot, 2003)	40
Şekil 3.6: Sıvılaşmayı oluşturacak çevrim sayısı ile DGO arasındaki temsili ilişki (Seed ve Idriss, 1982'den sonra yeniden çizilmiştir; Youd ve diğ., 2001a)	42
Şekil 3.7: Çeşitli araştırmacılar tarafından elde edilen MDF değerleri (Youd ve Noble, 1997a; NCEER, 1997; Youd ve diğ., 2001a)	42

Şekil 3.8: Dinamik gerilme oranını eşdeğer dinamik gerilme oranına çevirmek için kum ve killer için manyitüd düzeltme faktörü (Idriss, 1999; Boulanger ve Idriss, 2004).....	44
Şekil 3.9: Laboratuvar dataları ve derlenen K_{σ} eğrileri (Youd ve diğ., 2001a; orijinal çalışma Hynes ve Olsen, 1999).....	46
Şekil 3.10: Kumlar için statik kayma gerilmesi faktörünün SPT değerinin bir fonksiyonu olarak K_{α} 'ın önerilen değerleri:(a) efektif gerilme 100 kPa, (b) efektif gerilme 400 kPa (orijinal kaynak Idriss ve Boulanger, 2003; Boulanger ve Idriss, 2004).....	48
Şekil 3.11: Statik kayma gerilmeleri altında konsolide edilmiş ve değişik AKO oranlarında kil benzeri zeminler için K_{α} ve α ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2004).....	49
Şekil 3.12: Sıvılaşmaya hassas zeminlerin dane çapı dağılımı (JGS, 1998)	54
Şekil 3.13: Eşdeğer N değerini hesaplamak için kullanılan kart (JGS, 1998).....	55
Şekil 3.14: Eşdeğer ivme ve eşdeğer N değerine dayalı olarak sıvılaşmanın değerlendirilmesi için zemin tabakasının sınıflandırılması (JGS, 1998).56	
Şekil 3.15: İnce dane oranına bağlı olarak kritik N değerini azaltma faktörü (JGS, 1998).....	56
Şekil 3.16: Temiz kumlar için arazi verileri derlenerek CPT verilerinden DDO'ı hesaplamak için önerilen eğri (Robertson ve Wride, 1998)	59
Şekil 3.17: Eşdeğer kalın tabakaya ait CPT direncinin belirlenmesi için ince tabaka düzeltme faktörü (K_H).....	63
Şekil 3.18: Sıvılaşmayla ilgili derlenen vaka analizlerine göre kumlu ve çakıllı zeminlerde V_{s1} ölçümlerinden DDO'nın hesaplanması için önerilen eğriler (Andrus ve Stokoe, 2000)	65
Şekil 3.19: DDO- V_{s1} eğrilerinin karşılaştırılması (Andrus ve Stokoe, 2000)	66
Şekil 3.20: Kum ve çakılların sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için V_{s1} ve DGO'a bağlı olarak önerilen grafik (Andrus ve Stokoe, 1997)	67
Şekil 3.21: Farklı ince daneli zeminlerin plastisite kartındaki yeri, a. kil benzeri davranış, b. kil-kum arası davranış, c. kum benzeri davranış (Boulanger ve Idriss, 2004)	69
Şekil 3.22: Kum benzeri davranıştan kil benzeri davranışa geçişin şematik gösterimi ve pratik amaçlar için önerilen kılavuz çizgisi (Boulanger ve Idriss, 2004)	69
Şekil 3.23: Çinde sıvılaşan CL, CL-ML ve ML zeminlerinin plastisite kartındaki yeri (Orijinal:Wang, 1979; Boulanger ve Idriss, 2004).....	71
Şekil 3.24: Sıvılaşabilir zemin cinslerinin değerlendirilmesiyle ilgili öneriler (Seed ve diğ., 2003).....	75
Şekil 3.25: Bray ve diğ. (2004a) tarafından önerilen yöntemin grafiksel gösterimi (Bray ve diğ., 2004a)	76
Şekil 3.26: Alt zemin tabakalarının sıvılaşması sonucunda oluşan zemin hasarları (Orijinal Youd, 1984; Kramer, 1996 tarafından yeniden düzenlenmiştir)	77
Şekil 3.27: a. Sıvılaşmanın oluşturduğu zemin hasarını değerlendirmek için kullanılacak kart, b. Kartın gelişimi için kullanılan üç durum (Orijinal grafik Ishihara, 1985; Kramer, 1996 tarafından yeniden düzenlenmiştir)	78
Şekil 4.1: Depremde zemin sıvılaşmasından kaynaklanan yanal yayılmanın şematik gösterimi (Orijinal:Varnes, 1978; Kaynak: Rauch, 1997)	82

Şekil 4.2: Tekrarlı yükler altında meydana gelen bir yanal yayılma olayının kısımları (Rauch, 1997)	83
Şekil 4.3: a. Hafif eğimli zeminlerin, b. yamaca doğru olan zeminlerin sıvılaşması ve yanal yayılması (Rauch, 1997)	84
Şekil 4.4: Bir kenarında serbest yüzey diğer tarafında çökmenin geliştiği yanal yayılmanın diyagramı (Baziar ve diğ., 1992)	85
Şekil 4.5: Yanal yayılmanın boru hatlarına paralel ve dik olması durumunda meydana gelen hasarlar (O'Rourke Ve Lane, 1989)	87
Şekil 4.6: Depremi neden olduğu şev hareketleri a. gevşek kumda akma göçmesi, b. gevşek ve sıkı kumda sınırlı deformasyon (Rauch, 1997)	88
Şekil 4.7: Boşluk suyunun yukarı doğru hareketine yol açan sıvılaşmış bir zemin tabakasındaki oturma (Housner, 1985)	91
Şekil 4.8: Statik ve dinamik yükleme yöntemi (Yasuda ve diğ., 1999)	97
Şekil 4.9: G_{oi} , G_1 , G_2 ve χ_L 'in tanımı (Yasuda ve diğ., 1999).	98
Şekil 4.10: Gerilme-şekil değiştirme eğrisinin şematik gösterimi (Yasuda ve diğ., 1999)	98
Şekil 4.11: Newmark'ın kayan blok modeli kullanılarak deplasmanların hesaplanması (Rauch, 1997)	102
Şekil 4.12: a_y/a_{maks} ile $f(a_y/a_{maks})$ 'in değişimi (Baziar ve diğ., 1992).	104
Şekil 4.13: Sıvılaşmanın neden olduğu yanal yayılmanın Newmark tipi analizi için akma ivmesinin belirlenmesi (Orijinal:Baziar ve diğ., 1992; Kaynak: Rauch, 1997)	106
Şekil 4.14: Newmark deplasman kartı (Martin ve Qui, 1994)	107
Şekil 4.15: Yanal yayılma için Towhata'nın minimum potansiyel enerji modelinin elde edilmesinde kullanılan basitleştirilmiş geometri (Towhata ve diğ., 1991)	109
Şekil 4.16: Şiddetli sıvılaşma indeksi grafiği (Youd ve Perkins, 1987)	113
Şekil 4.17: EPOLLS modelinin örnek uygulaması için kuramsal bölge davranışı (Rauch, 1997)	117
Şekil 4.18: Normalize edilmiş SPT-N değeri, kayma gerilmesi oranı, en büyük çift genlikli kayma deformasyonu arasındaki ilişki (Tokimatsu ve Yoshimi, 1983)	121
Şekil 4.19: Temiz kumlar ($\dot{I}DO=0$) ve $\dot{I}DO=10$ olan zeminler için normalize edilmiş SPT-N değeri, kayma gerilmesi oranı ile kalıcı kayma deformasyon potansiyeli arasındaki ilişki (Shamoto ve diğ., 1998b) ...	122
Şekil 4.20: $\dot{I}DO=20$ olan zeminler için normalize edilmiş SPT-N değeri, kayma gerilmesi oranı ile kalıcı kayma deformasyon potansiyeli arasındaki ilişki (Shamoto ve diğ., 1998b)	123
Şekil 4.21: $M_w=7.5$ için eşdeğer üniform dinamik gerilme oranı ve $N_{1,60,cs}$ 'in fonksiyonu olarak kayma şekil değiştirme potansiyel indeksi arasındaki ilişki (Wu, 2002)	125
Şekil 4.22: Wu (2002)'e bağlı olarak modifiye edilen kayma şekil değiştirme potansiyel indeksi eğrileri (Faris ve diğ., 2006)	126
Şekil 4.23: Kayma şekil değiştirme potansiyelini modifiye etmek için ince dane düzeltmesi (Faris ve diğ., 2006)	126
Şekil 4.24: Bir boyutlu viskoz akış (Hamada, 1999)	128
Şekil 4.25: İki farklı kalınlıklı sıvılaşmış zeminin akışı (Hamada, 1999)	129
Şekil 4.26: Dinamik ve statik yükleme yöntemi (Yasuda ve diğ., 1994)	131
Şekil 4.27: Sürekli zemin deplasmanı için hesaplama (Yasuda ve diğ., 1994)	132
Şekil 4.28: χ_L , D_r ve F_L arasındaki ilişkiler (Yasuda ve diğ., 1994)	133

Şekil 4.29: Maksimum kayma şekil değiştirme ile hacimsel deformasyon arasındaki ilişki (Ishihara, 1996).....	134
Şekil 4.30: Maksimum kayma şekil değiştirme ile sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü arasındaki ilişki (Ishihara, 1996).....	135
Şekil 4.31: $GF \leq 1$ (sürekli çizgi) veya $GF > 1$ (kesikli çizgi) olduğu temiz kumlar için zemin yüzeyindeki oturmayı tahmin etme için önerilen kart (Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından önerilen grafik Kramer (1996) tarafından modifiye edilmiştir)	138
Şekil 4.32: Sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörünün bir fonksiyonu olarak temiz kumlar için zemin yüzeyindeki oturmayı tahmin etme için önerilen kart (Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen grafik Kramer (1996) tarafından modifiye edilmiştir).....	140
Şekil 4.33: Farklı güvenlik faktörleri için temiz kum eşdeğeri normalize edilmiş CPT Uç direnci ve hacimsel deformasyon arasındaki ilişki (Zhang ve diğ., 2002)	141
Şekil 4.34: Penetrasyon direnci, 15 çevrim sonundaki hacimsel deformasyon ve kayma şekil değiştirme arasındaki ilişki (Pradel, 1998).....	143
Şekil 4.35: Eşdeğer çevrim sayısı ile hacimsel deformasyon oranı arasındaki ilişki (Pradel, 1998)	144
Şekil 4.36: Temiz kumlar için normalize edilmiş SPT-N değeri, kayma gerilmesi oranı ile kalıcı hacimsel deformasyon potansiyeli arasındaki ilişki (Shamoto ve diğ., 1998b).....	145
Şekil 4.37: $IDO = \%10$ ve 20 olan zeminler için normalize edilmiş spt-n değeri, kayma gerilmesi oranı ile kalıcı hacimsel deformasyon potansiyeli arasındaki ilişki (Shamoto ve diğ., 1998b)	146
Şekil 4.38: Dinamik yüklemenin neden olduğu aşırı boşluk suyu basıncına karşı I_p ve F_s 'in fonksiyonu olarak belirlenen oturma oranları (Yasuhara ve diğ., 2001)	148
Şekil 5.1: Deprem bölgesinde kırılan fay hatları (Cerit ve diğ., 2000).	152
Şekil 5.2: Adapazarı'nın jeomorfolojisi ve jeolojisi (Önalp ve Bol, 1998; Bol, 2003)	153
Şekil 5.3: Bu çalışmada kullanılan sondajlara ait yerleşim planı	155
Şekil 5.4: A-SK2 sondajına ait kayma dalgası hızının derinlikle değişimi	162
Şekil 5.5: SK1, SK2 sondajlarına ait V_s 'in derinlikle değişimi	162
Şekil 5.6: SK3, SK4, SK6 ve SK7 sondajlarına ait V_s 'in derinlikle değişimi.....	163
Şekil 5.7: SK8, SK9, SK11 ve SK12 sondajlarına ait V_s 'in derinlikle değişimi	164
Şekil 5.8: Yenidoğan mahallesinde (PTT Yanı) yapılan SK1 Sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri.....	165
Şekil 5.9: Papuçcular mahallesinde yapılan SK2 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri.....	166
Şekil 5.10: Yenigün mahallesinde yapılan SK3 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri	166
Şekil 5.11: Tıgıcılar mahallesinde yapılan SK4 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri	167
Şekil 5.12: Cumhuriyet'de yapılan SK6 ve SK7 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri	168
Şekil 5.13: Semerciler'de yapılan SK8 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri	169
Şekil 5.14: Bayındırlık'da yapılan SK9 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri	169

Şekil 5.15: Karaosman’da yapılan SK11 ve SK12 sondajına ait zemin profili ve endeks özellikleri.....	170
Şekil 5.16: Kaya ve zemin bölgelerinde 7.5 manyitüdündeki bir depremde en yakın mesafe ile en büyük ivme arasındaki ilişki (Gülkan ve Kalkan, 2002).	175
Şekil 5.17: Kaya, zemin ve yumuşak zemin koşullarında $M_w=7.4$ manyitüdündeki deprem için azalım ilişkilerinin karşılaştırılması (Kalkan ve Gülkan, 2005).....	176
Şekil 5.18: Sakarya (SKR) kaydının ivme, hız ve yer değiştirme grafiği	179
Şekil 5.19: Adapazarı Belediyesi yanında yapılan A-SK2 sondajına ait zemin profili	180
Şekil 5.20: A-SK2, SK1 ve SK2 sondajında ivmenin derinlikle değişimi.....	181
Şekil 5.21: SK3, SK4 ve SK6 sondajında ivmenin derinlikle değişimi.....	181
Şekil 5.22: SK7, SK8 ve SK9 sondajında ivmenin derinlikle değişimi.....	182
Şekil 5.23: SK11 ve SK12 sondajında ivmenin derinlikle değişimi.....	182
Şekil 5.24: SK1 ve SK2 sondajında güvenlik faktörünün derinlikle değişimi	183
Şekil 5.25: SK3 ve SK4 sondajında güvenlik faktörünün derinlikle değişimi	183
Şekil 5.26: SK6 ve SK7 sondajında güvenlik faktörünün derinlikle değişimi	184
Şekil 5.27: SK8 ve SK9 sondajında güvenlik faktörünün derinlikle değişimi	184
Şekil 5.28: SK11 ve SK12 sondajında güvenlik faktörünün derinlikle değişimi ...	185
Şekil 5.29: Manyitüdü 7.5 olan bir deprem için $(N_1)_{60}$ -dinamik gerilme oranının değişimi.....	186
Şekil 5.30: Japonya’da kıyı ve liman yapıları için standart’ta (Tsuchida, 1971) verilen dane çapı dağılımına göre sıvılaşma kriteri.....	187
Şekil 5.31: Çin kriterinin grafiksel gösterimi (Youd ve Diğ., 2001)	188
Şekil 5.32: (Devamı) Çin kriterinin grafiksel gösterimi (Youd ve Diğ., 2001).....	189
Şekil 5.33: Andrews ve Martin kriterinin grafiksel gösterimi (Andrews ve Martin, 2000).....	190
Şekil 5.34: Bray ve diğ. (2004a) tarafından düşük çevre basınçlarında ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için önerdikleri kriter.....	190
Şekil 5.35: Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen kriter.....	191
Şekil 6.1: Deney numunelerine ait granülometri eğrileri (SM, ML, MH)	196
Şekil 6.2: Deney numunelerine ait granülometri eğrileri (CL, CH).....	197
Şekil 6.3: Dinamik üç eksenli deneylerde kullanılan numunelerin plastisite kartındaki yeri	197
Şekil 6.4: SK-11 Sondajının 2.0-2.50 m derinliğindeki killi silt numunesinin bir boyutlu konsolidasyon davranışı.....	198
Şekil 6.5: SK-11 Sondajının 4.0-4.50 m derinliğindeki killi silt numunesinin bir boyutlu konsolidasyon davranışı.....	198
Şekil 6.6: SK-12 Sondajının 2.0-2.50 m derinliğindeki killi silt numunesinin bir boyutlu konsolidasyon davranışı.....	199
Şekil 6.7: Sıvılaşma direncine dalga şeklinin etkisi (Silver ve Diğ., 1976)	200
Şekil 6.8: Deney numunesinin hazırlanması.....	202
Şekil 6.9: Traşlanarak hazırlanan deney numunesinin deney aletine yerleştirilmesi	204
Şekil 6.10: Tek ve çift genlikli kayma şekil değiştirmelerinin belirlenmesi	209
Şekil 7.1: S3-2 Deney numunesine ait dinamik üç eksenli deney sonuçları	211
Şekil 7.2: Gerilme oranı 0.205-0.280 arasında değişen numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları.....	213
Şekil 7.3: Gerilme oranı 0.240-0.255 arasında değişen numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları.....	215

Şekil 7.4: Gerilme oranı 0.340-0.380 arasında değişen numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları.....	216
Şekil 7.5: Gerilme oranı 0.370-0.515 arasında değişen numunelerin gerilme şekil değiştirme davranışları.....	217
Şekil 7.6: Gerilme oranı 0.400-0.450 arasında değişen numunelerin gerilme şekil değiştirme davranışları.....	218
Şekil 7.7: Gerilme oranı 0.360-0.400 arasında değişen numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları.....	219
Şekil 7.8: Gerilme oranı 0.400-0.420 arasında değişen numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları.....	220
Şekil 7.9: Bu çalışma kapsamında kullanılan numunelere ait mukavemet eğrileri ..	222
Şekil 7.10: N=30 çevrim içerisinde $\varepsilon=\pm\%2.5$ eksenel deformasyona ulaşmış deney numunelerinde meydana gelen eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı arasındaki ilişki	223
Şekil 7.11: İDO'nın çevrim oranı ve boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	224
Şekil 7.12: Gerilme oranının çevrim oranı (N/N_L) ve boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	225
Şekil 7.13: Plastisitenin çevrim oranı (N/N_L) ve boşluk suyu basıncı oluşumuna etkisi.....	225
Şekil 7.14: Kum benzeri davranış sergileyen numunelerin dinamik yükler altındaki eksenel birim deformasyon-efektif gerilme davranışı	226
Şekil 7.15: Kil benzeri davranış sergileyen numunelerin dinamik yükler altındaki eksenel birim deformasyon-efektif gerilme davranışı	227
Şekil 7.16: Plastisitesi artan dört zemin numunesi için yüklemenin ilk çevrimi ve eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%2.5$ olduğu çevrimdeki gerilme-şekil davranışları ($\sigma_c=100$ kPa).....	228
Şekil 7.17: Derinliği 3.0-5.5 m arasında değişen zemin numunelerinin N=20 çevrimdeki eksenel birim deformasyon-plastisite indisi ilişkisi	230
Şekil 7.18: Derinliği 7.7-10 m arasında değişen zemin numunelerinin n=20 çevrimdeki eksenel birim deformasyon-plastisite indisi ilişkisi	230
Şekil 7.19: Eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%0.75$ olduğu durumda plastisite indisine bağlı olarak boşluk suyu basıncının oluşumu	231
Şekil 7.20: Eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%1.50$ olduğu durumda plastisite indisine bağlı olarak boşluk suyu basıncının oluşumu	232
Şekil 7.21: Eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%2.50$ olduğu durumda plastisite indisine bağlı olarak boşluk suyu basıncının oluşumu	233
Şekil 7.22: Eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%0.75$ olduğu durumda plastisite İndisine bağlı olarak dinamik gerilme oranı-boşluk suyu basıncı ilişkisi.....	233
Şekil 7.23: Eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%1.5$ olduğu durumda plastisite indisine bağlı olarak dinamik gerilme oranı-boşluk suyu basıncı ilişkisi.....	234
Şekil 7.24: Eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm\%2.5$ olduğu durumda plastisite indisine bağlı olarak dinamik gerilme oranı-boşluk suyu basıncı ilişkisi.....	235
Şekil 7.25: T5-3 nolu deney numunesinin dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçları	238
Şekil 7.26: T5-3 nolu deney numunesi üzerinde dinamik üç eksenli basınç deneyi sonrası yapılan statik deneye ait sonuçlar	239

Şekil 7.27: S8-1 ve S8-3 deneylerine ait deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyonla değişimi	241
Şekil 7.28: T5-2 ve T6-2 deneylerine ait deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncı oranının eksenel birim deformasyonla değişimi	242
Şekil 7.29: T5-1/T5-3 ve T6-3 deneylerine ait deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyon ile değişimi	243
Şekil 7.30: S6-1 ve S7-2 deneylerine ait deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyonla değişimi	245
Şekil 7.31: T6-1 ve T6-3 deneylerine ait deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyonla değişimi	246
Şekil 7.32: Dinamik deney (N=20'e kadar) sonrası plastik olmayan (NP) Numunelere ait statik deney sonuçları.....	247
Şekil 7.33: Dinamik deney (N=20'e kadar) sonrası plastisite indisi $I_p=16$ olan numunelere ait statik deney sonuçları.....	248
Şekil 7.34: Dinamik deney (N=20'e kadar) sonrası plastisite indisi $I_p=19-23$ olan numunelere ait statik deney sonuçları.....	249
Şekil 7.35: Dinamik deney (N=20'e kadar) sonrası plastisite indisi $I_p=29$ olan numunelere ait statik deney sonuçları.....	250
Şekil 7.36: Dinamik deney (N=20'e kadar) sonrası plastisite indisi $I_p \approx 40$ olan numunelere ait statik deney sonuçları.....	251
Şekil 7.37: Dinamik deney sonundaki eksenel birim deformasyon ile statik deneyde $\varepsilon = \%5$ 'e karşılık gelen deviatör gerilme arasındaki ilişki.....	252
Şekil 7.38: Dinamik deney sonundaki eksenel birim deformasyon ile statik Deneyde $\varepsilon = \%10$ 'a karşılık gelen deviatör gerilme arasındaki ilişki.....	253
Şekil 7.39: Plastik olmayan zeminin en büyük elastisite modülünün belirlenmesi .	254
Şekil 7.40: $I_p = \%29$ olan zeminin en büyük elastisite modülünün belirlenmesi	254
Şekil 7.41: Elastisite modülünün eksenel birim deformasyona bağlı değişimi	256
Şekil 7.42: Deney numunelerine ait kayma modülü oranının birim kaymaya bağlı değişimi.....	257
Şekil 7.43: Plastik olmayan zeminin (NP) $G/G_{maks} - \gamma$ ilişkisi.....	258
Şekil 7.44: Yüksek plastisiteli zeminin ($I_p=29$) $G/G_{maks} - \gamma$ ilişkisi.....	258
Şekil 7.45: $E_{N=20}/E_{N=1}$ Oranı İle N=20 Çevrimin Sonunda Meydana Gelen Eksenel Birim Deformasyon Arasındaki İlişki	260
Şekil 7.46: Statik deneyin başlangıç elastisite modülü ile N=20 çevrimin sonunda meydana gelen eksenel birim deformasyon arasındaki	260
Şekil 7.47: $E_{ds}/E_{N=1}$ oranı ile N=20 çevrimin sonunda meydana gelen eksenel birim deformasyon arasındaki ilişki.....	261
Şekil 7.48: $\varepsilon = \%10$ 'daki deformasyonla normalize edilmiş statik deneye ait başlangıç elastisite modülünün N=20 çevrimin sonundaki deformasyona bağlı değişimi.....	261
Şekil 8.1: $M_w=7.5$ için eşdeğer dinamik gerilme oranı ile düzeltilmiş spt-n değeri arasındaki ilişki.....	264
Şekil 8.2: Asal efektif gerilme uzayı (Yang ve Elgamal, 2002; Elgamal ve diğ., 2002)	266
Şekil 8.3: Gölçük ve sondaj yeri haritası.....	270
Şekil 8.4: SK1-SK2 zemin kesiti	271
Şekil 8.5: Manyitüdü 7.5 olan bir deprem için $(N_1)_{60}$ -dinamik gerilme oranı ile S1 ve S2 sondajına ait güvenlik faktörlerinin derinlikle değişimi.....	272
Şekil 8.6: SK1 ve SK2 sondajında hesaplanan düşey yer değiştirme değerleri.....	273
Şekil 8.7: S1 ve S2 sondajında hesaplanan yatay yer değiştirme değerleri.....	274

Şekil 8.8: Port ve Rokko Island’da kullanılan dolgu zeminler için dane çapı dağılımı eğrileri (Yasuda Ve Diğ., 1996)	275
Şekil 8.9: Port Island’da tipik zemin profilleri (Hamada ve diğ., 1996b)	275
Şekil 8.10: Port Island’ın kuzey parkında sivilaşmanın neden olduğu zemin deplasmanları (Hamada ve diğ., 1996a-b)	276
Şekil 8.11: Mevcut yöntemlerin uygulanması sonucu elde edilen yanal deplasman miktarları	278
Şekil 8.12: Yatay yer değıştirmeleri hesaplamak için kullanılan 1999 depremi öncesi ve sonrası üst üste bindirilmiş Adapazarı’nın bir bölümüne ait harita (ölçek:1:467)	279
Şekil 8.13: SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 sondajları için düşey yer değıştirme değıerleri	279
Şekil 8.14: SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 sondajları için yatay yer değıştirme değıerleri	280

SEMBOL LİSTESİ

SPT	: Standart penetrasyon deneyi
CPT	: Koni penetrasyon deneyi
ξ, D	: Sönüm oranı
G_{maks}	: Başlangıç veya maksimum kayma modülü
G	: Kayma modülü
G/G_{maks}	: Kayma modülü oranı
E, E_s	: Elastisite (Young) modülü
μ	: Poisson oranı
$\gamma_a, \gamma_c, \gamma$	: Birim kayma genliği
ϵ_c	: Dinamik deney sonu eksenel birim deformasyon
B	: Doygunluk derecesi
ϵ	: Birim şekil değiştirme
σ_v', σ_{vo}'	: Düşey efektif gerilme
σ_c'	: Efektif çevre basıncı
N	: Çevrim sayısı
T	: Peryot
f	: Frekans
u	: Boşluk suyu basıncı
w_L	: Likit limit
w_P	: Plastik limit
I_P	: Plastisite indisi
w_o	: Başlangıç su muhtevası
e_o	: Başlangıç boşluk oranı
I_L	: Likidite indisi
V_s	: Kayma dalgası hızı
DDO	: Dinamik direnç oranı
DGO	: Dinamik gerilme oranı
M_w	: Moment manyitudü
V_s	: Kayma dalgası hızı
r_u	: Boşluk suyu basıncı oranı
H	: Sıvılaştıran tabaka kalınlığı
$N, SPT-N$	: Zeminin penetrasyon direnci değeri
N_{arazi}	: Arazide ölçülen darbe sayısı
N_{60}	: Teorik serbest düşme, tokmak enerjisinin % 60'ına göre düzeltilmiş vuruş sayısı
$N_{1,60}$	: Teorik serbest düşme tokmak enerjisinin % 60 ve efektif jeoloji basıncı 100 kPa göre düzeltilmiş vuruş sayısı
$(N_1)_{60cs}$	: Temiz kum eşdeğeri SPT vuruş sayısı
N_1	: Efektif gerilmeye göre düzeltilmiş SPT-N değeri
C_N	: Jeolojik yük düzeltme faktörü
C_E	: Enerji düzeltme faktörü
C_R	: Tij uzunluğu düzeltme faktörü

C_B	: Sondaj çapı düzeltme faktörü
C_S	: Numune alıcı içindeki kılıf düzeltme faktörü
σ_p	: Statik deneye ait en büyük deviatör gerilme
z, D	: Derinlik
AKO	: Aşırı konsolidasyon oranı
ϕ	: Kayma mukavemeti açısı
ϕ	: Efektif kayma mukavemeti açısı
D_r	: Relatif sıkılık
S_r	: Drenajsız rezidüel kayma mukavemeti
m_v	: Hacimsel sıkışma modülü
q_u	: Serbest basınç mukavemeti
s_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
a_{maks}	: En büyük zemin yüzeyi ivmesi
r_d	: Efektif gerilmeye göre derinlik düzeltmesi
K_α	: Statik kayma gerilmesi için düzeltme faktörü
K_σ	: Çevre basıncı için düzeltme faktörü
N_a	: İnce dane oranına göre düzeltilmiş SPT-N değeri
w_n	: Su muhtevası
D_{10}	: Danelerin %10'un geçtiği çap
D_{50}	: Danelerin %50'in geçtiği çap
ϵ_v	: Hacimsel deformasyon
Δu	: Boşluk suyu basıncı artışı
$\epsilon_{v,r}$	: Rezidüel hacimsel deformasyon
γ_r	: Rezidüel birim kayma deformasyonu
τ	: Kayma gerilmesi
ν, η	: Viskozite
$\dot{\gamma}$	: Kayma şekil değiştirme oranı
η_o	: Başlangıç viskozite katsayısı
τ_r	: Akma mukavemeti
τ_{av}	: Ortalama kayma gerilmesi
τ_s	: Başlangıç statik kayma gerilmesi
g	: Yerçekimi ivmesi
GF	: Güvenlik faktörü
F_L	: Sıvılaşma güvenlik sayısı
P_L	: Sıvılaşma potansiyel indeksi
γ_d	: Doygun birim hacim ağırlık
γ_k	: Kuru birim hacim ağırlık
q_c	: CPT uç direnci
q_{c1}	: Düzeltilmiş koni uç direnci
f_s	: Sürtünme direnci
a_y	: Akma ivmesi
D	: Tahmin edilen deplasman
θ	: Zemin yüzeyi eğimi
L	: Kayma uzunluğu
T	: Sıvılaşmayan yüzey tabaka kalınlığı

DEPREMLER SIRASINDA ZEMİNLERİN DAVRANIŞINA BAĞLI OLARAK MEYDANA GELEN ZEMİN DEPLASMANLARININ BELİRLENMESİ

ÖZET

17 Ağustos 1999 tarihinde Kocaeli-Gölcük'te meydana gelen depremin moment manyitüdü 7.4 ve derinliği 17 km'dir. Alüvyonlu zemin tabakaları üzerinde yer alan Adapazarı'nda Kocaeli depremi sırasında silt ve kumlarda sıvılaşmaya, ince daneli zeminlerde ise taşıma gücü kaybı oluşmuştur. Bunun sonucunda yapılarda yana yatma, oturma ve yanal deplasmanlar gözlenmiş ve çok sayıda insanın ölümü ile milyonlarca liralık ekonomik kayıplar meydana gelmiştir.

Bu tehlikeleri azaltmak için o bölge zeminin tekrarlı yükler etkisi altında nasıl davranacağı, zeminin nasıl ve ne kadar deformasyona uğrayacağı, ayrıca deplasman veya deformasyonların izin verilebilir sınırlar içerisinde olup olmadığının belirlenmesi büyük öneme sahiptir.

Kaba veya ince daneli zeminlerin mevcut yöntemlere göre sıvılaşma potansiyellerinin belirlenebilmesi için kayma dalgası hızı, en büyük yer ivmesinin belirlenmesi ve zeminlerin endeks parametrelerinin belirlenmesi gereklidir. Ancak bu parametrelerin elde edilmesine rağmen zeminin sıvılaşma potansiyeli hakkında tam bir sonuç elde edilemeyebilir. Bu nedenle bu tür zeminlerin sıvılaşma veya taşıma gücü kaybını araştırırken dinamik laboratuvar deneylerinden yararlanmak büyük önem taşımaktadır.

Bu çalışma kapsamında Türkiye sınırları içerisinde meydana gelen 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi veya gelmesi olası depremler sırasında zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışının belirlenmesi ve yanal yayılmaların değerlendirilmesinde günümüze kadar farklı araştırmacılar tarafından önerilen yöntemler detaylı olarak ele alınarak ve bazı vaka analizlerinde de kullanılarak, bir bölgeye ait zeminlerin deprem yükleri altındaki davranışlarının belirlenmesine yardımcı olmak amacıyla çalışmalar yürütülmüştür. Bu kapsamda Adapazarı'nın sekiz farklı bölgesinde yürütülmüş olan on sondaj çalışması sırasında alınmış örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri bu çalışmada kullanılmıştır.

Bu çalışma kapsamında ilk olarak kaba ve ince daneli zeminlerin mevcut yöntemlere göre sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi ile ilgili yapılmış araştırmalar, daha sonra yanal yayılmanın tanımı, mühendislik yapılarına etkileri, yanal yayılmayı belirlemek için kullanılan mevcut yöntemler hakkında detaylı bilgiler verilmiştir. Bu araştırmanın ilk aşamasında laboratuvar çalışmalarıyla zemin özellikleri belirlenmiş, sıvılaşma analizi için gerekli parametrelerden kayma dalgası hızı ampirik bağıntılar kullanılarak elde edilmiş ve daha sonra en büyük zemin yüzeyi ivmesi azalım ilişkileri ve ProSHAKE yazılımı kullanılarak belirlenmiştir. Bu parametreler

yardımla sınılaşma analizleri yapılarak potansiyel sınılaşma derinlikleri belirlenmiştir.

İnce daneli zeminlerin sınılaşma potansiyelinin belirlenmesiyle ilgili olarak kullanılan yöntemlere göre silt-kil karışımı zeminlerin büyük bir çoğunluğu sınılaşmamaktadır. Ancak Seed ve diğ. (2001), Bray ve Stewart (2000), Bray ve diğ. (2001) ve Sancio ve diğ. (2002;2003;2003b) tarafından yapılan çalışmalarda olduğu gibi bu çalışma sonucunda da ince dane oranının (İDO) %15'den fazla bulunduğu zemin tabakalarında taşıma gücü kaybı ve sınılaşmanın meydana geldiğine dair deneysel sonuçlar elde edilmiştir.

Adapazarı zeminlerinin tekrarlı yükler altındaki davranışları ile tekrarı yükleme sonrası statik mukavemetinde meydana gelecek mukavemet kayıplarını belirlemek amacıyla Adapazarı'ndan alınmış olan örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde iki grup deney yapılmıştır. İlk olarak bir grup zemin numunesi üzerinde sınılaşma meydana gelinceye kadar tekrarlı yükleme yapılmış, ikinci olarak diğer zemin numuneleri üzerinde manyitüdü $M_w=7.4$ olan 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremini temsil etmesi bakımından seçilen $N=20$ çevrim sayısına kadar farklı gerilme oranlarında $f=0.1$ Hz frekansında tekrarlı yükleme yapılmış ve sonrasında deformasyon kontrollü yükleme hızı 0.20 mm/dak olan statik deneyler yapılmıştır. Statik yükleme deney aletinin sınırlamalarından dolayı eksenel birim deformasyon % 10 veya 20 seviyelerine kadar devam ettirilmiştir.

Örselenmemiş numuneler Adapazarı'nın sekiz farklı mahallesinde açılmış on tane sondaj kuyusundan alınmıştır. Deney numunelerinin su muhtevası $w_n=\%22-50$, ince dane oranı $İDO=\%1-100$, likit limiti $w_L=\%26-74$, plastisite indisi $I_p=\%0-44$ ve düzeltilmemiş SPT-N değeri $N_{30}=5-44$ arasında değişmektedir. Genel olarak zeminlerin büyük çoğunluğu %35'den fazla ince dane oranına sahip olup düzeltilmemiş SPT-N değeri $N_{30}=4-9$ arasında değişmektedir.

Adapazarı'nın yüzeye yakın 2.5 m ve 4.5 m derinliklerinden alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan ödometre deneyi sonucunda aşırı konsolidasyon oranları $AKO=2.75-3.85$ arasında elde edilmiştir. Elde edilen bu sonuca göre Adapazarı'nda yer altı su seviyesindeki mevsimsel değişimler ve yüzey zeminlerinin kurumasından dolayı yüzeye yakın zeminlerin aşırı konsolide olduğu görülmüştür.

Birinci grupta yer alan plastik olmayan siltli kum veya kum oranı yüksek olan silt ile plastisite indisi $I_p=\%15-22$ arasında değişen zemin numuneleri eksenel birim deformasyon $\epsilon=\% \pm 2.5$ göçme kriteri sağlanıncaya kadar tekrarlı yüklemeye maruz bırakılmıştır. Bu deneylerin sonucunda elde edilen mukavemet eğrisine göre siltli kum-kum ($İDO=\%39-46$) zeminlerin dinamik mukavemeti yüksek plastisiteli (MH, $I_p=\%15-22$) zeminlere göre %45 daha düşük elde edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan zeminlerin plastisitesinin artmasıyla birlikte zeminlerin dinamik mukavemeti de artmıştır.

Bu çalışma kapsamında yapılan dinamik deney sonuçlarına göre $\epsilon=\pm\%2.5$ göçme kriterini sağlayan numunelere ait veriler kullanılarak farklı zemin grupları için elde edilen mukavemet eğrileri kullanılarak deprem manyitüdü $M_w=7.4$ olan bir depreme karşılık gelen $N=20$ çevrim sayısında göçmeye yol açan gerilme oranları plastisite indisi $I_p=\%27-31$ arasında değişen MH grubu zeminler için 0.490, $I_p=\%15-22$

arasında diğer MH grubu zeminler için 0.360, CH grubu için 0.430, CL grubu için 0.325, ML grubu için 0.240 ve SM grubu zemin için 0.220 elde edilmiştir.

İkinci grup deney kapsamında farklı gerilme oranlarında $N=20$ çevrime kadar dinamik ve sonrasında 0.20 mm/dak hızla statik deneyler yapılmıştır. Dinamik deney aşamasında fazla eksenel birim deformasyona uğrayan zeminlerin dinamik sonrası statik mukavemetleri başlangıç değerlerinden daha düşük elde edilmiştir. Ancak bazı deney numunelerinde dinamik yükleme aşamasında meydana gelen genişlemeden dolayı oluşan negatif boşluk suyu basıncı zeminlerin daha mukavemetli olmasını sağlamıştır.

İkinci grup deneylerde plastik deformasyonlar oluşturacak kadar dinamik yüklemeye başlamadan önce çok küçük deformasyon seviyelerindeki en büyük elastisite modülleri belirlenmiştir. Daha sonra $N=20$ çevrim sayısına kadar yapılan tekrarlı yükleme aşamasında artan çevrim sayısı ile birlikte numunede rijitlik azalmıştır. Plastik bölgede deney numunelerinde meydana gelen elastisite modülleri hesaplanmış ve ampirik bağıntılar kullanılarak kayma modülleri belirlenmiştir. Daha sonra kayma modülü oranının (G/G_{maks}) birim kaymaya bağlı (γ) değişimi elde edilmiştir. Bu çalışmaya ait zemin numuneleri kullanılarak elde edilen bu grafikte en düşük kayma modülü plastik olmayan zeminlere, en yüksek kayma modülü ise plastisite indisi $I_p=\%40$ olan zeminlerde elde edilmiştir.

Daha sonraki aşamada 1999 Kocaeli depreminde yanal yayılmaların meydana gelmiş olduğu Gölçük kıyı şeridindeki kapalı yüzme havuzunun bulunduğu bölgeye, 1995 Kobe depreminde yanal yayılmaların ölçülmüş olduğu bölgelerde yer alan bazı zemin kesitlerine yanal yayılmanın belirlenmesiyle ilgili mevcut yöntemler uygulanmıştır. Ayrıca bu çalışmaya konu olan Adapazarı'nın sekiz farklı bölgesinde yapılan on tane sondaj kuyusundan sıvılaşmanın en fazla gözlemlendiği beş sondaj üzerinde yanal yayılmanın belirlenmesiyle ilgili mevcut yöntemlerden bazıları, Cyclic 1D programı ve bu çalışmaya ait deney sonuçları kullanılarak Wu (2002) çalışmasına benzer olarak oluşturulan birim kayma deformasyon eğrisi kullanılarak yanal yayılmalar belirlenmiş, daha sonra 1999 Kocaeli depremi öncesi ve sonrası 1/1000'lik haritalar kullanılarak elde edilen ölçüm değeriyle karşılaştırılmıştır. Bu çalışma kapsamında sınırlı sayıdaki deney numunesi kullanılarak geliştirilmiş eğri ile belirlenene yatay yer değiştirmeler ölçüm değerleriyle genel olarak uyum göstermiştir. Ancak bu eğri örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılacak deney verileriyle geliştirilmelidir.

DETERMINATION OF SOIL DISPLACEMENTS DEPENDING ON THE SOIL BEHAVIOUR DURING EARTHQUAKES

SUMMARY

The August 17, 1999 Kocaeli Earthquake had a moment magnitude of $M_w = 7.4$ with a focal depth of 17 km. Several cases of liquefaction in silt and sand layers and bearing capacity loss in fine-grained soils have been observed in Adapazarı City that is located on alluvial soil deposits. Such phenomenon resulted in tilting of buildings, excessive settlements and lateral displacements and caused several thousands of casualties and billions of dollars of losses consequently.

For the mitigation of such hazards, the determination of the cyclic behaviour of the soils in the region, the mode and magnitude of displacements under cyclic loading conditions and ascertaining the displacements or deformations being whether within tolerable limits or not become very important.

According to the existing liquefaction analysis methods, it is necessary to determine the shear wave velocity values, maximum ground acceleration value and soil index properties for the determination of liquefaction potentials of soils. But in spite of such a study, still accurate results for liquefaction potential may not be obtained. Therefore, it becomes very important to utilize laboratory cyclic tests for the investigation of liquefaction potential and bearing capacity loss of soils.

Within the context of this study, the cyclic behaviour of Adapazarı soils with reference to August 17, 1999 Kocaeli Earthquake have been investigated both in the field and laboratory by studying on soil samples taken from 10 borings located at 8 different sections of Adapazarı. By focusing on the lateral spreading of soils caused by the Kocaeli Earthquake and studying different methods proposed by various researchers, a new approach for the determination of lateral soil spreading under cyclic loadings has been developed and this new method was applied to a couple of cases.

The first part of this study covers a literature survey on current methods developed for the determination of liquefaction potential of coarsed and fine grained soils, and a detailed information on the definition of lateral spreading of soils, its effects on engineering structures and current methods for the determination of the intensity of lateral spreading. The second part involves the laboratory determination of dynamic soil properties and also ascertaining the values of soil parameters for liquefaction analyses. As being one of these parameters, shear wave velocity of the soil layers were calculated by using empirical relationships while the maximum ground surface acceleration values were obtained with the help of attenuation relationships and by

running the software ProSHAKE. The liquefaction analyses were conducted by using these parameters and the possible liquefaction depths were calculated accordingly.

The results of different methods of liquefaction analysis performed for fine grained soils have shown that most of the silt-clay soils do not liquefy. But with regard to the experimental results obtained within this study, it was determined that bearing capacity loss and liquefaction may occur for soils having fine-grained particles more than 15%. This important finding is in harmony with the studies of Seed et al. (2001), Bray and Stewart (2000), Bray et al. (2001) and Sancio et al. (2002;2003;2003b).

In order to determine the behaviour of Adapazarı soils under cyclic loading conditions and the reduction in post-cyclic static strength of these soils, two different sets of cyclic triaxial tests were conducted on undisturbed soil samples taken from borings made in Adapazarı. The first set includes the tests where cyclic loading was continued until liquefaction occurred ($\varepsilon = \pm 2.5\%$) while the second set involves the tests with a constant cyclic stress ratio applied with a loading frequency of $f = 0.1$ Hz for a specific number of cycles, i.e. $N = 20$ was chosen to represent August 17, 1999 Earthquake with $M_w = 7.4$. Strain controlled monotonic tests (20 mm/min) were performed at the end of cyclic loading application stage. Due to the limitations of the loading system, the monotonic tests were carried on until an axial strain value of 10% or 20 %.

Undisturbed soil samples were taken from 10 borings located at 8 different districts of Adapazarı. The soil samples have moisture content values varying between $w_n = 22-50\%$, fines content values changing between $FC = 1-100\%$, liquid limit values between $w_L = 26-74\%$ and plasticity index values change between $I_p = 0-44\%$ while uncorrected SPT-N values vary between $N_{30} = 5-44$. For most of the soils investigated, fines content is greater than 35% and SPT-N values change between $N_{30} = 4-9$.

According to the results of oedometer tests conducted on soil samples taken from near surface between 2.0 m to 4.5 m depths, overconsolidation ratio values vary between $OCR = 2.75-3.85$ which means that soils near to the soil surface had become overconsolidated due to seasonal variations in ground water level and dessication phenomena.

The first set of tests involving cyclic loadings being applied regarding the failure criterion of the axial strains reaching $\varepsilon = \pm 2.5\%$, were conducted on non-plastic silty sands or very sandy silts and soils having plasticity index values of $I_p = 15-22$. According to the strength curves obtained by using the results of these tests, the cyclic strength of silty sands-sands ($FC = 39-46$) is 45% less than the cyclic strength of high plasticity soils (MH, $I_p = 15-22\%$). It has also been determined that cyclic strength of soils with a plasticity index of $I_p = 15-16$ is less than that of high plasticity

According to the strength curves obtained by using the results of the first set of cyclic triaxial tests performed within this study obeying the failure criteria of reaching an axial strain of $\varepsilon = \pm 2.5\%$, the cyclic stress ratio values obtained for a number of cycles of $N = 20$ which represents an earthquake with magnitude $M_w = 7.4$, are determined to be as $CSR = 0.490$ for MH soils with plasticity index values changing

between $I_p = 27-31 \%$ and $CSR=0.360$ for MH soils with plasticity index values between $I_p = 15-22 \%$, $CSR=0.430$ for CH soils, $CSR=0.325$ for CL soils, $CSR=0.240$ for ML soils and $CSR=0.220$ for SM soils.

The second set of tests involve a cyclic loading stage for a constant stress ratio with a specific number of cycles of $N=20$ and then a monotonic loading stage with a loading speed of 0.20 mm/min . It was determined that soils reaching excessive axial strain levels during cyclic loading stage have a lower post-cyclic monotonic strength when compared with their initial strengths. But for some samples, the negative pore water pressure build-up due to dilatation gave rise to higher strength values.

For the second set of tests, the maximum elasticity modulus values were determined at very low strain levels prior to the loading levels causing plastic deformations. For the later stages of cyclic loading continued for number of cycles of $N=20$, the stiffness of soils decrease as the number of applied cycles increase. Elasticity modulus values were determined also for successive loading stages where plastic deformations encountered and shear modulus values were calculated accordingly. Consequently the shear modulus ratio (G/G_{max}) variation with the strain (γ) have been determined. According to the graphical plots obtained from the results of the tests conducted with this study, the minimum value of shear modulus was attained for non-plastic soils while soils with $I_p=40\%$ have the highest shear modulus values.

In the proceeding stage, the existing methods for the determination of the lateral spreading of soils were applied to cases those being a lateral spreading case for the region where an indoor swimming pool facility is located along the sea-shore in Golcük after the 1999 Kocaeli Earthquake and some cases where lateral spreading due to liquefaction had been encountered in some soil sections in Kobe City after the 1995 Kobe Earthquake. In addition to this, the lateral soil spreading values for 5 borings among 10 located at 8 different districts of Adapazarı City have been determined by utilising some current methods for lateral soil spreading determination. Cyclic 1D software and shear strain curves obtained in a manner similar to the method proposed by Wu (2002) by using the results of the tests conducted within this study have been used for the calculation of the lateral soil spreading values. These values have been compared with the observed values deduced by using 1/1000 scaled maps of the investigated region belonging to the periods of before and after the 1999 Kocaeli Earthquake. It has been shown that the calculated lateral soil spreading values determined by using the curve obtained by limited number of tests conducted are generally in harmony with the observed ones. On the other hand, it has been deduced that this curve should be refined by using more experimental data.

1. GİRİŞ

1.1 Problemin Tanımı

Depremler insanlık tarihinde büyük felaketler getiren ve hayatta endişe uyandıran doğanın en büyük olayları arasındadır. Depremler neredeyse her kıtada şehirleri ve köyleri yok edebilmektedir. Uygun mühendislik önlemleri alınmadığı zaman depremler çok büyük hasarlara ve çok sayıda insanın ölümüne neden olmaya ve milyonlarca dolarlık ekonomik kayıplar meydana getirmeye devam edecektir. Yapılar ve insan yapımı özel mühendislik yapıları üzerindeki hasarların ana nedenleri sıvılaşma, taşıma gücü kaybı, yüzey kırılmaları, akma, sıkışma, kum kaynamaları ve deprem büyüklüğüne bağlı olarak zeminin kalıcı deformasyonlarıdır.

Sıvılaşma büyük zemin şekil değiştirmelerine izin verir ve sonuçta oluşan düşey ve yatay zemin hareketleri yerüstü (binalar, köprüler gibi) ve yer altı (içme suyu ve doğal gaz boru hatları gibi) yapılarında ağır hasarlar meydana getirebilmektedir (Martin, 1989; Mitchell ve diğ., 1998). Çok büyük depremler sırasında sıvılaşma veya taşıma gücü kaybı sonrası zemin deformasyonlarından dolayı gelebilmektedir. Sıvılaşmadan dolayı arazide yaygın olarak altı tane deformasyon olayı meydana gelebilir. Akma göçmesi, yanal yayılma, taşıma gücü kaybı, gömülü yapıların su etkisiyle kaldırılması, sıvılaşma sonrası konsolidasyon ve zemin salınımlarıdır. Bu deformasyonların ilk dördü sıvılaşmanın bir sonucu olarak hafif eğimli şev, yapı veya gömülü yapıların maruz kaldığı durumu ifade eder. Diğer iki deformasyon olayı çoğu arazilerde oluşması muhtemeldir fakat onların etkileri düz veya hafif eğimli olan arazilere göre hasarları fazla değildir (Mitchell ve diğ., 1998). Sıvılaşma sonrası deformasyon davranışının iki tipi olan büyük kayma deformasyonları ve oturmalar sıvılaşmanın oluşturduğu boşluk suyu basıncının sönmelenmesinden itibaren arttığını belirtmişlerdir (Martin, 1989).

Yanal yayılmaya maruz zeminde kalıcı yanal deformasyonların tahmini çok zor non-lineer bir problemdir. Diğer taraftan bir bölgede verilen deprem büyüklüğüne göre sıvılaşmanın mühendislik etkisini değerlendirmek için kalıcı zemin deformasyonun alana ait dağılımı ve büyüklüğünü tahmin etmek çok önemlidir. Bir bölgede yapılan arazi ve laboratuvar çalışmalarıyla elde edilen veriler kullanılarak hesaplanan

güvenlik faktörü ile sivilaşıcağı veya sivilaşmayacağı tahmin edilmesine rağmen deplasmanı değerlendirmek için genel bir yöntem mevcut değildir. Bununla ilgili yoğun araştırmalar özellikle ABD ve Japonya’da devam etmektedir.

Sivilaşmanın neden olduğu yanal yayılmayla ilgili yüksek hasar maliyetleri, yanal yayılma olma ihtimali olan alanlarda kent ve endüstrinin (serbest bölge, konut kent gibi) imara açılmasının önem ve değeriyle ilgilidir. Bu gibi yerlerin kullanıma açılması zorunluluğu var ise yanal yayılmaya karşı gerekli önlemler alınmalıdır.

Kötü zemin şartları ve sağlam olmayan alanlardan daima kaçınılamaz bu nedenle boru hatlarını genellikle mevcut özelliklere göre yapmak zorunluluğu ortaya çıkabilir. Bu zorlamalar geniş coğrafik alanlardan geçen büyük iletim boruları için önemli olabilir. Bu nedenle sismik bölgelerde bir boru hattının tasarımında (özellikle boru hatları potansiyel zemin sivilaşma alanının yakını veya içerisinde yerleşmişse) büyük zemin deplasmanlarının göz önüne alınması gerekir (O’Rourke ve Lane, 1989).

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde Adapazarı ve Gölcük bölgesinde kum kaynamaları, taşıma gücü kayıpları, farklı oturmalar, şev hareketleri ve yanal yayılmalar meydana gelmiştir. Bu tehlikeleri azaltmak için o bölge zeminin tekrarlı yükler etkisi altında nasıl davranacağı, zeminin nasıl ve ne kadar deformasyona uğrayacağını belirlemek ve ayrıca deplasman veya deformasyonların izin verilebilir sınırlar içerisinde olup olmadığının belirlenmesi büyük öneme sahiptir. 17 Ağustos 1999 tarihinde meydana gelen depremin moment manyitüdü 7.4 (USGS, Kandilli) olup Türkiye’nin batı kesiminde yer alan Gölcük kasabasına yakın meydana gelen deprem, Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı üzerinde oluşmuştur.

1.2 Çalışmanın Amacı ve Temel Yaklaşım

Bu çalışma kapsamında Türkiye sınırları içerisinde meydana gelen (17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi) veya gelmesi olası depremler sırasında zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışının belirlenmesi (örselenmemiş Adapazarı zeminlerinin) ve yanal deplasmanların değerlendirilmesinde günümüze kadar farklı araştırmacılar: Jibson (1993), Yegian ve diğ. (1991), Baziar ve diğ. (1992), Towhata ve diğ. (1991, 1992), Tokida ve diğ.(1993), Youd ve Perkins (1987), Hamada ve diğ., (1994), Yasuda ve diğ. (1994), Bartlett ve Youd (1992a, 1992b, 1995, 2002), Ishihara ve Yoshimine (1992), Rauch (1997, 2000), Wu (2002), Shamoto (1998a, 1998b), Faris ve diğ. (2006) tarafından önerilen yöntemler ile bilgisayar programı (CYCLIC 1D) detaylı olarak ele alınarak ve bazı vaka analizlerinde de kullanılarak bir bölgeye ait

zeminlerin deprem yükleri altındaki davranışlarının belirlenmesine yardımcı olmak amacıyla çalışmalar yürütülmüştür.

Bu çalışma kapsamında bizim temel yaklaşımımız öncelikli olarak zemin özellikleri, sıvılaşma derinliği ve teze konu olan çalışma alanına ait ivme değerlerinin belirlenmesidir. Daha sonraki aşamada Adapazarı'ndan alınmış olan örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde iki grup deney yapılmıştır. İlk olarak bir grup zemin numunesi üzerinde sıvılaşma meydana gelinceye kadar tekrarlı yükleme yapılmış, ikinci olarak diğer zemin numuneleri üzerinde $N=20$ çevrim sayısına (manyitüdü $M_w=7.4$ olan 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremini temsil etmesi bakımından seçilmiştir) kadar farklı gerilme oranlarında $f=0.1$ Hz frekansında tekrarlı yükleme yapılmış ve sonrasında deformasyon kontrollü yükleme hızı 0.20 mm/dak olan statik deneyler yapılmıştır. Daha sonraki aşamada 1999 Kocaeli depreminde yanal yayılmaların meydana gelmiş olduğu Gölcük'deki bir bölgeye, 1995 Kobe depreminde yanal yayılmaların ölçülmüş olduğu Port Island'daki bir zemin kesitine ve son olarak bu çalışma kapsamında sekiz farklı mahallede yapılmış olan sondaj profillerinin bir kısmı üzerinde bazı mevcut ampirik yöntemler, Cyclic 1D programı ile bu tez çalışmasının deney sonuçları kullanılarak Wu (2002) tarafından önerilen yönteme benzer olarak oluşturulan eğri yardımıyla yanal yayılmalar belirlenmeye çalışılmıştır.

Bu çalışma sonucunda Adapazarı zeminlerinin tekrarlı yükler etkisi altındaki davranışları ve yanal deplasmanları belirlemek için farklı araştırmacıların kendi ülkelerindeki yanal deplasmanlarla ilgili verileri kullanarak geliştirdikleri yöntemlerden hangisinin Türkiye'de meydana gelmiş yanal deplasmanlara daha uyumlu olduğu ve sınırlı sayıdaki deney verisi kullanılarak oluşturulan kayma deformasyon eğrisinin doğruluğu gösterilmeye çalışılmıştır.

1.3 Çalışmanın Kapsamı

Bu tez çalışması dokuz bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde problem tanıtımı ve tezdeki temel yaklaşım sunulmuştur. İkinci bölümde kil benzeri ve kum benzeri zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışları, zeminlerin sıvılaşması, sıvılaşmanın neden olduğu zemin göçmeleri ve zeminin mekanik davranışı hakkında bilgiler verilmiştir.

Üçüncü bölümde kaba ve ince daneli zeminlerin mevcut yöntemlere göre sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi hakkında literatür çalışması verilmiştir. Dördüncü

bölümde yanal yayılmanın tanımı, mühendislik yapılarına etkileri, yanal yayılmayı belirlemek için kullanılan mevcut yöntemler hakkında detaylı bilgiler sunulmuştur.

Beşinci bölümde ilk olarak bölgenin depremselliği ve jeolojisi verilmiştir. Daha sonra tez çalışmasına konu olan Adapazarı'nın sekiz farklı bölgesindeki arazi çalışmaları sırasında yapılmış olan on sondaj kuyusundan alınmış örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde laboratuvarda yapılan çalışmalar verilmiştir. Son olarak sıvılaşma analizi için gerekli parametrelerden kayma dalgası hızı ampirik bağıntılardan ve en büyük zemin yüzey ivmesi ise azalım ilişkileri ile ProSHAKE yazılımı kullanılarak belirlendikten sonra yapılan sıvılaşma analiz sonuçları verilmiştir.

Laboratuvar deney programı kapsamında zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını belirlemek için kullanılan dinamik üç eksenli basınç deneyinin teorisi, dinamik deneyi etkileyen faktörler ile deneyde kullanılan numunelerin hazırlanması, endeks deneyleri ve deneyin yapılmasıyla ilgili bilgiler altıncı bölümde verilmiştir.

Yedinci bölümde Adapazarı'ndan alınan zemin numuneleri üzerinde farklı dinamik yükleme seviyelerinde yapılmış olan dinamik deneyler ile $N=20$ çevrim sayısına kadar yapılmış olan tekrarlı yükleme ile sonrasında yapılan statik deneylere ait sonuçlar detaylı ve farklı şekillerde incelenmiştir. Zeminlerin davranışında etkili olan parametreler gösterilmeye çalışılmıştır.

Sekizinci bölümde ise 1999 Kocaeli depreminde yanal yayılmaların meydana geldiği Gölcük kıyı şeridindeki kapalı yüzme havuzu alanı ile 1995 Kobe depremi sırasında yanal yayılmaların meydana geldiği Port Island'da kesiti ve oluşan yanal yayılma miktarları hava fotoğrafları ile belirlenmiş kesitler için mevcut yöntemlerin uygulanması ile ilgili çalışmalar verilmiştir. Ayrıca Cyclic 1D programı Gölcük'teki yanal yayılmaları belirlemek için kullanılmıştır. Bu bölümün son kısmında ise bu çalışma kapsamında zemin numunelerinin alındığı sondajlar üzerinde mevcut yöntemler, Cyclic 1D programı ve Wu (2002) tarafından önerilen grafiğe benzer olarak oluşturulan kayma deformasyon eğrisi yardımıyla yanal deplasmanlar hesaplanmış olup elde edilen değerler 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden önceki ve sonraki 1/1000'lik hali hazır haritalar kullanılarak elde edilen deplasmanlarla karşılaştırılmıştır.

Son bölümde ise sonuçlar ve öneriler verilmiştir.

2. ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞI VE SIVILAŞMASI

2.1 Giriş

Bu bölümde zeminlerin tekrarlı yükler altında nasıl davranış gösterdikleri ve bu yükler altında meydana gelen olaylardan birisi olan zeminlerin sıvılaşması ile bu tür sıvılaşan zeminlerin mekaniği, mekanizması, rezidüel mukavemeti ile kayma şekil değiştirmesi hakkında bilgiler verilmiştir.

2.2 Zeminlerin Dinamik Davranışı

Deprem bölgelerinde inşaa edilmiş ve edilecek olan yapıların deprem yükleri altında nasıl bir davranış göstereceğinin tahmin edilebilmesi için ilk olarak yapının temel sisteminin ve sistemin bir parçası olan temel zeminlerinin deprem yükleri altında nasıl davranacağını bilmesi gerekir. Ayrıca, üzerinde herhangi bir yapı bulunmayan düz ve hafif eğimli suya doymuş kaba ve ince daneli zeminlerinde deprem yükleri altında nasıl davranacağını bilmesi gereklidir.

Burada önemli olan deprem süresince ve sonrasında stabilitenin bozulmasına neden olabilecek aşırı deformasyonlar veya mukavemet kayıplarının oluşabileceği kaba ve ince daneli zeminlerin dinamik davranışının önceden değerlendirilmesidir. Deprem sırasında oluşan deformasyonlar, taşıma gücü kayıpları ve göçme şekilleri kum ve kil türü zeminler için farklıdır. Bununla beraber Boulanger ve Idriss (2004) tarafından yapılan çalışmada zeminler kum benzeri (sand-like) ve kil benzeri (clay-like) davranışlar şeklinde iki grupta değerlendirilmiştir. Ayrıca geçiş bölgesinde kalan düşük plastisiteli silt ve killer için bu davranışın çok daha karışık olduğu belirtilmiştir. Burada kum benzeri davranış ile kaba daneli zeminlerin, kil benzeri davranış ile de ince daneli zeminlerin statik ve dinamik yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme davranışını tanımlamak için kullanılmıştır. Dinamik göçme kil benzeri zeminlere karşılık davranışı tanımlamak için kullanılırken sıvılaşma terimi kum benzeri zeminler için kullanılmıştır.

Kum ve kil benzeri zeminlerin mukavemet ve sıkışabilirliğini değerlendirirken kaba daneli zeminlerde dane çapı, dane çapı dağılımı ile relatif sıkılık, ince daneli zeminlerde ise plastisite indisi önemli olmaktadır.

Kumların davranışının belirlenmesinde aşağıdaki özellikler göz önünde bulundurulmalıdır (Boulanger ve Idriss, 2004):

- Kumun gerilme-şekil değiştirme davranışı büyük miktarda relatif sıkılık (D_r) ve çevre basıncına bağlıdır.
- Kumların efektif gerilmesi artarken relatif sıkılık önemli derecede değişmediği için yeterince küçük sıkışabilirliğe sahiptir.
- Kumların efektif gerilme geçmişi ile relatif sıkılık (veya boşluk oranı) arasında bir ilişki yoktur.
- İnce dane içermeyen kumlu zeminlerden bilinen shelby sondaj tüpü ile numune almak zordur. Bir miktar ince dane içeren kumlu zeminlerden numune almak mümkün olsada numune alma aşamasında zeminde örselenme meydana gelecektir.
- Standart penetrasyon deneyi (SPT) ve koni penetrasyon deneyinin (CPT) penetrasyon dirençleri kumun relatif sıkılığı, içsel sürtünme açısı ve dinamik direnç oranından (DDO) etkilenir.
- Yukarıdaki nedenlerden dolayı kumlu zeminlerin davranışı incelenirken arazideki penetrasyon deneyleri ve yarı amprik korelasyonlardan yararlanılır.

Killi zeminlerin davranışları incelenirken aşağıdaki özellikler dikkate alınmalıdır (Boulanger ve Idriss, 2004):

- Killer genelinde büyük miktarda efektif jeolojik gerilme geçmişine bağlı olan boşluk oranından dolayı büyük sıkışabilirlik oranlarına sahiptir.
- Killerde boşluk oranı ve jeolojik geçmişi (aşırı konsolidasyon oranı, AKO) arasında iyi bir ilişki vardır. Killi zeminlerde ince cidarlı sondaj tüple numune alınırsa örselenmeden daha az etkilenir.
- Killerin statik ve dinamik drenajsız mukavemetleri, araziden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak değerlendirilebilir.

- Killi zeminlerin ön konsolidasyon basıncının belirlenerek jeolojik geçmiş hakkında bilgi sahibi olunması gereklidir.
- CPT penetrasyon direnci direk olarak kilin drenajsız kayma mukavemetiyle ilgilidir.
- SPT penetrasyon direnci sadece kilin drenajsız kayma mukavemeti ile ilgili kaba bir ilişki sağlar.

Kil ve kum benzeri zeminlerin mukavemet ve gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin statik yükleme durumlarına göre stabilite hesaplarının yanısıra tekrarlı yükleme durumundaki davranışlarının araştırılması da geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden birisidir.

Killi zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışıyla ilgili en önemli parametreler jeolojik geçmişin bir fonksiyonu olan statik drenajsız kayma mukavemetidir. Kumlar relatif sıkılık ve çevre gerilmesine bağlı olarak deformasyon yumuşaması ile deformasyon pekleşmesi arasında davranışlar gösterirken, AKO 1-8 olan killer çok plastik gerilme-şekil değiştirme davranışı (akmadan sonra yaklaşık olarak sabit kayma gerilmesi) göstermektedir. Ayrıca düşük AKO değerlerinde önemli deformasyon yumuşaması, yüksek AKO değerlerinde ise deformasyon pekleşmesi görülebilir (Boulanger ve Idriss, 2004).

El Hosri (1984) tarafından yapılan çalışmalarda siltli zeminlerde kumlardakinden daha fazla boşluk suyu basıncı oluşumunun meydana geldiği görülmüştür. Dinamik yüklemenin başlangıcında silt-kil karışımlarında boşluk suyu basıncı oluşumu kumlardakine göre çok daha hızlıdır. Ayrıca düşük plastisiteli silt-kil karışımlarında plastisite indisinin artışı ile zeminin sıvılaşmaya karşı direnci azalır. Yüksek plastisite aralığında sıvılaşma direnci, artan plastisite indisiyle artar. İnce daneli kil, silt-kil karışımının hidrolik iletkenliğini azalttığı için boşluk suyu basıncı oluşumu artar ve düşük plastisite aralığında daha yüksek boşluk suyu basınçlarına neden olur. Plastisitenin artışı silt-kil karışımının kohezyonunu artırdığı için yüksek plastisite aralığında sıvılaşmaya karşı direnç artmaktadır (Guo ve Prakash, 1999; Prakash ve Puri, 2003; Prakash ve diğ., 1998).

Hsu ve Vucetic (2006)'ın yaptıkları çalışmadaki deney sonuçlarına göre, ince daneli zeminlerdeki dinamik boşluk suyu basıncı oluşması için eşik kayma şekil değiştirme (γ_c) seviyesi kaba daneli zeminlere göre daha büyüktür ve genelde zeminin plastisite indisiyle artmaktadır. Plastisite indisi %14-30 arasında olan silt ve killi zeminler için

$\gamma_t = 0.024-0.06$ aralığında değişmektedir. Sınırlı sayıdaki datalarına göre plastik silt ve killerde γ_t çevre basıncına bağlı olmamaktadır.

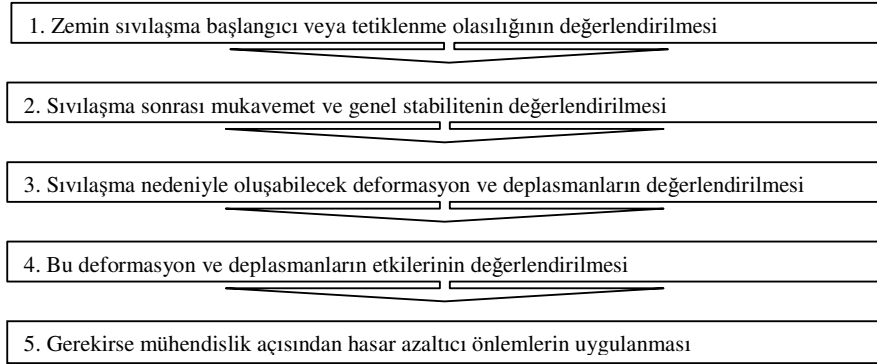
Yukarıda adı geçen zeminlerin tekrarlı yükler altında bu tür davranışları incelenirken arazi ve laboratuvar deneylerinden yararlanılmaktadır. Yaygın laboratuvar deneyleri dinamik üç eksenli, dinamik basit kesme, dinamik burulmalı kesme deneyleri, arazi deneyleri ise SPT, CPT, kayma dalgası hızı (V_s) ve dilatometre deneyleridir. Deprem yükleri tarafından arazide oluşturulan gerilmeler laboratuvar deney aletleriyle yaklaşık olarak modellenabilmektedir. Laboratuvar deney aletleriyle killerin tekrarlı yükler altındaki davranışı bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Ansal ve Erken, 1989; Ansal ve Erken, 1985; Ansal ve Erken, 1982; Ansal ve diğ., 1995; Erken ve Ülker, 2007). Arazi deneyleri kullanılarak zeminlerin dinamik özellikleri gerçeğe yakın olarak bulunabilmektedir. Perlea (2000)'de ince daneli zeminlerin dinamik yükleme davranışı üzerine yaptığı çalışmada bu tür zeminlerin dinamik davranışını değerlendirmenin en iyi yolunun araziden alınmış örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde laboratuvar deneyleri yapmak olduğunu belirtmiştir. Bununla birlikte yaptığı bu çalışmada ince daneli zeminler için geliştirilmiş olan farklı sıvılaşma kriterlerine (Seed ve Idriss tarafından modifiye edilmiş Çin kriteri, 1982; Koester, 1992; Andrews ve Martin, 2000) göre sıvılaşabilir olarak sınıflandırılan zeminlerin, kumlar, siltli kumlar ve kumlu siltlere ait vaka analizlerinden elde edilmiş olan SPT ve CPT'e dayalı korelasyonlar kullanılarak analiz edilebileceği ifade edilmiştir. Ancak arazi deneyleriyle bulunabilecek özellikler sınırlı olduğundan zeminlerin davranışlarını incelerken hem arazi hem de laboratuvar deneylerinden yararlanmak çok daha uygun olacaktır.

2.3 Zeminlerin Sıvılaşması

Zemin sıvılaşması depremler süresince hasarın en önemli nedenidir. Modern mühendislik uygulamalarında sıvılaşma ilgili çalışmalar ilk olarak 1964 yılındaki çok büyük depremlerden (1964 Niigata-Japonya, 1964 Büyük Alaska Depremi) sonra gelişmeye başlamış ve günümüze kadar çok büyük gelişmeler kayıt edilmiştir. Başlangıçta bu gelişmeler büyük miktarda temiz, kumlu zeminlerin sıvılaşması ile sınırlandırılmıştır. 1980'li yıllardan sonra ise meydana gelen depremler, araştırmalar, pratikte çalışan mühendisler artan miktarda siltli zeminlerin sıvılaşması, sıvılaşma

sonrası mukavemetle ilgili önemli ilave problemler ve ayrıca gerilme-deformasyon davranışı bu olayın sadece temiz kumlarla sınırlı tutulamayacağını ortaya koymuştur.

Günümüzde bu kadar önemli bir konuda artık “zemin sıvılaşma mühendisi” terimi kullanılmaktadır. Bu alan Şekil 2.1’de gösterildiği gibi çok sayıda alt daldan oluşmaktadır (Seed ve diğ., 2001).



Şekil 2.1: Zemin Sıvılaşma Mühendisliğinin Anahtar Elemanları (Seed ve diğ., 2001)

Öncelikle sıvılaşma oluşumunun potansiyel olarak ciddi bir risk olup olmadığının belirlenmesi, sonraki aşamada potansiyel sıvılaşma etkisinin değerlendirilmesidir. İkinci olarak sıvılaşma sonrası mukavemetin değerlendirilmesi ve sonucunda bütün stabilitenin (bir bölgenin, yapının veya diğer yapıların) değerlendirilmesi yapılmalıdır. Bu aşama sonrasında sıvılaşma sonrası stabilite yeterli bulunmaz ve deplasman büyük olursa mühendislik açısından gerekli önlemler alınmalıdır. Sıvılaşma sonrası stabilitenin tamamı kabul edilemez olursa, üçüncü adım olan beklenen deformasyon ve deplasmanların değerlendirilmesi aşamasına geçilir. Bu aşamada arazi ve laboratuvar çalışmalarının birlikte yürütülmesi gerekir. Benzer olarak yapıların ve mühendislik uygulamalarının performansı üzerine sıvılaşmanın neden olduğu deformasyon ve deplasmanların etkisini (4.aşama) kabul edilebilir düzeye getirebilmek için bazı iyileştirmelerin yapılması (5. aşama) gerekebilir.

Seed (1979) bir zemin tabakasının jeolojik formasyonu ile ilgili (çimentolaşma, zemin çatısı, yaşlanma gibi) parametreler danelerin yer değiştirip yeniden şekillenmesini engelleyen çok önemli parametrelerdir. Youd ve Perkins (1978) Halojen devirden önceki zeminlerin (yaşı 10000 yıldan fazla olan) genelde sıvılaşmaya hassas olmadıklarını fakat danelerin temas noktalarının az çimentolanması durumunda sıvılaşmanın gerçekleşebileceğini belirtmiştir (Rauch, 1997). Bununla beraber standard numune alıcılar kullanılarak numune alınması ve

deneye hazırlama aşamasında numunelerde meydana getirilen örselenme, laboratuvardaki deney numunelerinin arazideki numuneye göre sıvılaşma bakımından daha az dayanıklı olmasını sağlamaktadır. Ayrıca laboratuvarda hazırlanan deney numunelerinin zemin yapısı ve sıvılaşma direnci numune hazırlama yöntemlerinden (kuru yağmurlama, nemli şişleme, su altında yerleştirme gibi) fazlaca etkilenir (Rauch, 1997).

Şevlerden farklı olarak düz bir arazide deprem boyunca oluşan boşluk suyu basıncını tahmin etmek için mevcut durumla ilgili yöntemler ilk olarak Seed ve diğ. (1971, 1975, 1979) tarafından geliştirilmiştir. Verilen bir dinamik kayma gerilmesi geçmişine maruz doygün bir kumda oluşan boşluk suyu basıncı, kum üzerinde etkili olan başlangıç efektif gerilmesi ve relatif sıkılığı (D_r) bir fonksiyonudur. Relatif sıkılığa ilave olarak diğer faktörler gerilme kontrollü deneylerin sonuçlarını önemli derecede etkilemiştir. Bunlardan bazıları yapı, önceden şekil değiştirme, yaşlanma ve aşırı konsolidasyon oranıdır. Bu faktörlerin etkisi relatif sıkılıktaki büyük değişimlerin (Şekil 2.2) neden olduğundan çok daha etkili olabileceğini göstermiştir (Mulilis ve diğ., 1975 ve Park ve diğ., 1975).

Gerilme geçmişi sıvılaşma direncinin belirlenmesinde çok önemli rol oynar. Örneğin başlangıç statik kayma gerilmeleri olan zeminler (anizotropik konsolidasyon şartları) genelde boşluk suyu basıncı oluşturmaya çok dirençlidir (Seed, 1979), buna karşın statik kayma gerilmeleri sıvılaşma oluşur oluşmaz daha büyük deformasyonlara neden olur. Gerilme geçmişi daha yaşlı zemin tabakalarının sıvılaşma direncine katkı yapar. Geçmişte daha büyük statik basınçlara maruz olan aşırı konsolide zeminler sıvılaşma ve danelerin hareketine karşı daha dirençlidir. Geçmişte dinamik yüklemelere maruz kalmış bazı zeminler sıvılaşmaya karşı dirençli olabilir. Çünkü çok daha stabil duruma gelmiş olabilirler fakat bazı zeminler de önceki sarsıntı nedeniyle gevşek duruma gelebilir.

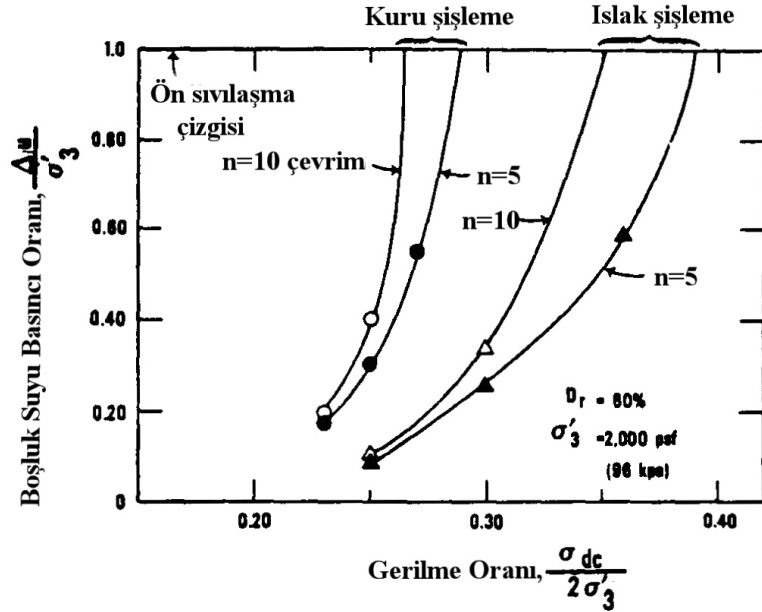
İlave olarak daneler arası sürtünme direnci efektif çevre gerilmesiyle orantılıdır. Zemin tabakalarının sıvılaşma direnci derinlikle artar (Krinitzsky, 1993).

Dinamik deformasyon yaklaşımı, dinamik yükleme boyunca oluşan boşluk suyu basıncına bağlı olup boşluk suyu basıncı dinamik kayma deformasyonunun büyüklüğü tarafından kontrol edilir. Relatif sıkılığa göre kayma modülü (G) arazide oluşan boşluk suyu basıncını kontrol eden ana parametredir (Dobry ve diğ., 1982). Arazide çok küçük şekil değiştirmelerdeki kayma modülleri kayma dalgası hızının ölçümlerinden elde edilebilir ve boşluk suyu basıncının oluşumunu tahmin etmek için kullanılabilir (Dobry ve diğ., 1981, Stokoe ve Woods, 1972). Arazi yöntemleri, arazide relatif sıkılığı ölçmeye çalışmadan daha çok maksimum kayma modülünü

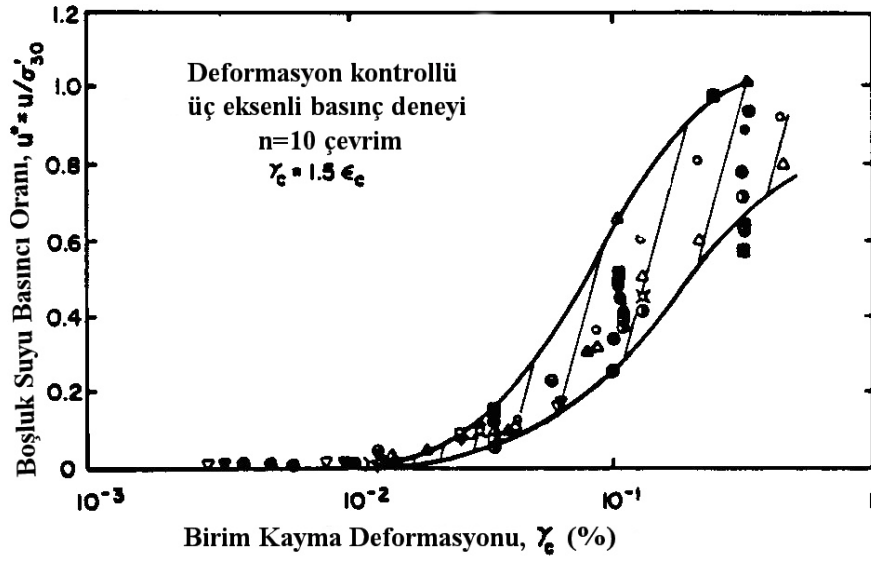
(G_{maks}) ölçmede daha iyi sonuçlar verir fakat relatif sıkılık direk olarak ölçülemez fakat onun yerine penetrasyon deneylerinin sonuçlarından elde edilir.

Silver ve Seed (1971) ve Youd (1972)'e göre dinamik kayma gerilmesinden (τ) daha çok dinamik kayma deformasyonu (γ) kuru kumların sıkılığını kontrol eden çok önemli bir parametredir. Martin ve diğ. (1975) drenajsız gerilme kontrollü deneyler boyunca doygun kumlarda oluşan boşluk suyu basıncını tahmin etmek için dinamik şekil değiştirme-efektif gerilme modelini geliştirmişlerdir. Bu bulguların tamamı dinamik kayma gerilmesinden (τ) daha çok dinamik kayma deformasyonunun (γ) kumlarda hem sıkılık hem de sıvılaşmayı kontrol ettiğini belirtmişlerdir.

Dinamik laboratuvar deneyleri göstermiştir ki efektif gerilme ve relatif sıkılık ile kumların dinamik mukavemeti ve kayma modülü artar (Seed ve diğ., 1971). Sonuç olarak, deformasyon kontrollü deneylerde oluşan boşluk suyu basıncı bu faktörlere gerilme kontrollü deneylerinkinden daha az hassastır. Şekil 2.2'de farklı yöntemler kullanılarak hazırlanmış izotropik olarak konsolide olmuş aynı zamanda farklı relatif sıkılık ve çevre basınçlarında yapılan deney sonuçları verilmiştir. Şekil 2.2 sabit dinamik kayma deformasyonunun $N=10$ çevrimi sonunda oluşan boşluk suyu basınçlarını gösterir. Deformasyon kontrollü deneyler, özellikle de relatif sıkılık, çevre basıncı ve numune hazırlama yöntemleri arasındaki farklılıkları düşünüldüğünde Şekil 2.2'de gerilme kontrollü deneyler kullanılarak oluşturulmuş olandan çok daha az bir dağılma görülmektedir.



Şekil 2.2: Doygun Silika Kumunun Gerilme Kontrollü Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları (Orijinal:Dobry ve diğ., 1982; Housner ve diğ., 1985)



Şekil 2.3: Farklı Numune Hazırlama Teknikleri İle Farklı Kumlar Üzerinde Yapılan Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları (Dobry, 1985)

Dinamik deney sonuçlarını kullanan diğer araştırmacılar (Youd, 1972; Drnevich, 1970) 10^{-2} mertebelerinde bir eşik kayma şekil değiştirmesinin (γ_t) olduğunu ve bu değerin altında ise sıkışmanın olmadığını ve bu nedenle boşluk suyu basıncının oluşmasının mümkün olmadığı sonucuna varmışlardır. γ_t izotropik ve anizotropik olarak konsolide olmuş genişleyen zeminler üzerinde laboratuvar da drenajsız şartlarda yapılan deneylerde ölçülmüş ve anizotropik konsolidasyon katsayısından etkilenmediği bulunmuştur (Dobry ve diğ., 1982). Genişleyen kumlara ait deney sonuçları göstermiştir ki eşik şekil değiştirmesi boşluk suyu basıncı oluşmaya başladığında mevcuttur ve sıvılaşmayı tahmin etmek için çok önemlidir, bu nedenle deformasyon yaklaşımı tamamen sıvılaşmaya bağlanabilir.

2.4 Sıvılaşmanın Tanımı ve Mekanizması

Gevşek ve suya doymuş kaba daneli zeminlerde drenaja izin verilmeden tekrarlı yükler altında yapılan deneylerde boşluk suyu basıncında ani artışlar gözlenir. Bu artışın nedeni bu tip zeminlerin kayma gerilmeleri altında hacim daralması yapmak istemeleri ancak zeminin bu davranışına daneler arasını dolduran boşluk suyunun karşı koymasındır. Tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının bir yükleme çevrimi sonunda toplam çevre gerilmesine eşit olması durumunda ön sıvılaşma meydana gelir. Marcuson (1978) ise sıvılaşma boşluk suyu basıncı artışının oluşması ile efektif gerilmenin azalması, bunun sonucu olarak daneli zeminlerin katı durumdan sıvı duruma geçmesi olarak tanımlar (Youd ve diğ., 2001a). Ön sıvılaşmanın meydana

gelmesi, zemin elemanında oluşabilecek şekil değiştirmelerin boyutları ile ilgili bir bilgi vermez. Boşluk suyu basıncının tekrarlı ve statik yükler altında sürekli olarak artması ve bir noktadan sonra sabitleşmesi efektif çevre gerilmesinin sıfır veya çok küçük bir değere düşmesine yol açar. Bu durumda artık kayma dayanımının sıfır veya çok küçük bir değere düşmesi ve zemin elemanında sürekli olarak artan şekil değiştirmenin görülmesi gerçek sıvılaşmadır. Efektif çevre gerilmesinin sıfır olduğu noktada, kayma gerilmeleri mevcut değildir. Kayma gerilmeleri uygulanırsa, boşluk suyu basıncı düşer ve büyük deformasyonlara neden olan çok yumuşak ilk gerilme-şekil değiştirme davranışı gelişebilir. Zemin artan kayma şekil değiştirmesiyle deformasyon pekleşmesi (sertleşmesi) olacaktır. Ayrıca, dinamik yükleme sonrası büyük deformasyonlara neden olan dinamik sıvılaşma sonrası boşluk suyu basıncının yeniden dağılımı oluşabilir. Boşluk suyu basıncının yeniden dağılımı genellikle düşük permeabiliteli bir zemin tabakası sıvılaşan zeminin üzerinde olduğu zaman meydana gelir (Robertson ve diğ., 1994).

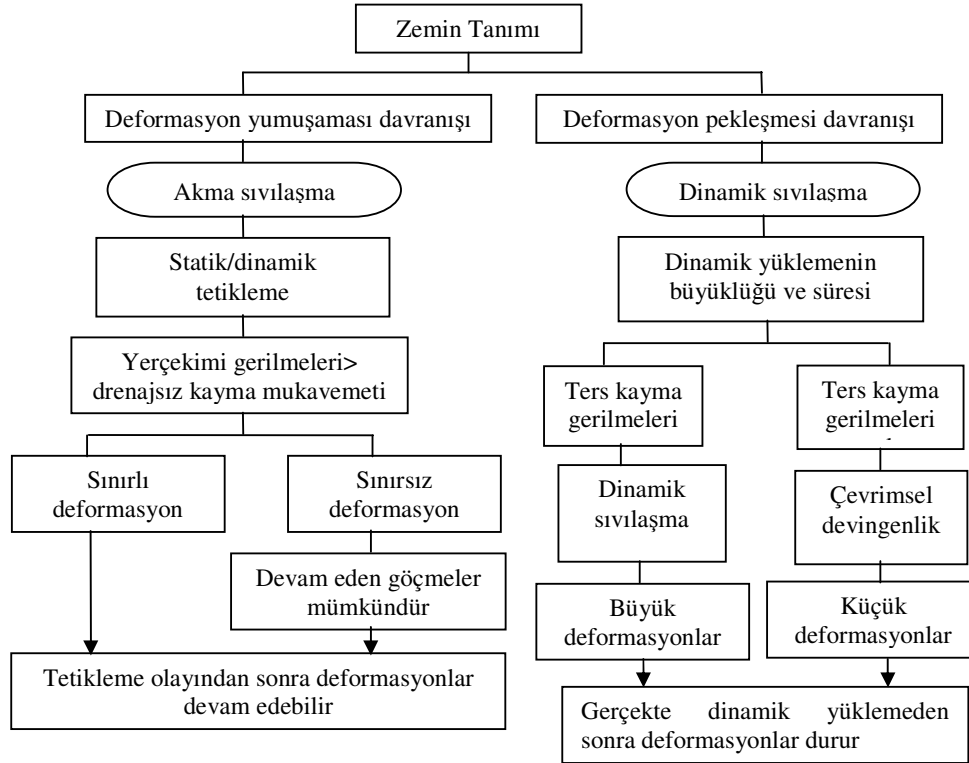
Bununla beraber orta ve çok sıkı kumlarda tekrarlı yükler altında bir yükleme çevrimi sonunda bir ön sıvılaşmanın oluşması ve bunu izleyen yükleme çevrimlerinde zemin elemanında bir artık dayanım bulunmasından veya hacim artışı neticesinde tekrar bir kayma direnci oluşması nedeni ile şekil değiştirmelerin sınırlı kalması ve zemin elemanının tekrarlı yükler altında duraylı bir konuma gelmesi sınırlı ön sıvılaşma olarak adlandırılmaktadır. Çok sıkı kumlar için dinamik yüklemenin büyüklüğü ve süresi büyük olacağından dolayı efektif gerilmenin sıfır olması şartı daima sağlanmayabilir. Silt, kum ve siltli kumların dinamik davranışı ve sıvılaşma potansiyeli bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Ansal ve Erken, 1987; Ansal ve Erken, 1990; Erken ve Ansal, 1994; Erken ve diğ., 1995; Erken ve Ansal, 1995).

Yukarıdaki tanımlamalara göre Şekil 2.4’de sıvılaşmanın değerlendirilmesi için bir akış diyagramı gösterilmiştir (Robertson ve diğ., 1994). İlk adım deformasyon yumuşaması veya deformasyon pekleşmesi bakımından malzeme özelliklerini değerlendirmektir. Zeminde deformasyon yumuşaması var ise, ayrıca zemin çökmeye başlayabiliyorsa ve yerçekimine bağlı kayma gerilmeleri nihai rezidüel veya kararlı durum mukavemetine göre daha büyükse akma sıvılaşması muhtemeldir. Çökmeye neden olacak tetikleme ya statik yada dinamik olabilir. Bir şev veya zeminin stabilitesinin bozulup bozulmayacağı ile ilgili olarak kayma, deformasyon yumuşaması olan zemine veya yapı içerisinde deformasyon pekleşmesi olan zeminle

ilgili olarak sınırlı deformasyon yumuşaması olan zemin miktarına ve deformasyon yumuşaması olan zeminin kırılma miktarına bağlı olacaktır.

Hem deformasyon yumuşaması hem de deformasyon pekleşmesi gösteren zeminlerin yapısında meydana gelen deformasyonlar, zeminin örselenmesi, yapının geometrisi, tetikleme mekanizmasının tipi ve miktarı, deformasyon yumuşaması gösteren zeminin kırılma miktarı ve drenaj şartlarına bağlıdır.

Zemin deformasyon pekleşmesi gösteriyorsa akma sıvılaşması oluşmaz. Bununla beraber tekrarlı drenajsız yüklemeden dolayı sıvılaşma oluşabilir. Dinamik yükleme boyunca deformasyonların boyutu ve büyüklüğü, dinamik yüklemenin büyüklüğü, süresi ile kayma gerilmelerinin ters oluşup oluşmamasına bağlıdır. Kayma gerilmeleri ters yönde oluşabilirse sıfır efektif gerilmeye ulaşılabilir ve sıvılaşma meydana gelebilir. Sıfır efektif gerilme şartlarında büyük deformasyonlar oluşabilir. Ters kayma gerilmeleri oluşmaz veya kum çok sıkı olursa sıfır efektif gerilmeye ulaşmak mümkün olmayabilir ve deformasyonlar daha küçük olacaktır. Bu nedenle çevrimsel devingenlik oluşacaktır.



Şekil 2.4: Sıvılaşmanın Değerlendirilmesi İçin Önerilen Akış Diyagramı (Robertson ve diğ., 1994).

2.5 Depremlerde Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyeli

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin mühendislik açısından değerlendirilme aşamasında ilk olarak bölgedeki zeminin potansiyel olarak sıvılaşabilir bir yapısının olup olmadığının belirlenmelidir.

Sıvılaşma çoğunlukla büyük depremler sırasında sıg, gevşek, doymun kumlar veya siltlerle ilgilidir. Aslında düşük plastisiteli veya plastik olmayan siltler ve siltli kumlar sıvılaşabilir zeminlerin en tehlikeli olanları arasındadır çünkü bu tür zeminler sadece dinamik olarak sıvılaşmazlar ayrıca bu zeminler iyi su tutabilir ve düşük permeabilitelerinden dolayı aşırı boşluk suyu basınçlarının yavaşça sönümlenmesini sağlayabilirler. Ancak son yıllarda büyük depremlerin meydana geldiği ülkelerde (Türkiye, Taiwan) killi ince daneli zeminlerin sıvılaşmasıyla ilgili olaylara rastlanmaktadır. Doymun olmayan zeminler genelde sıvılaşmaya maruz kalmayabilir çünkü boşluk suyu basıncı oluşumu yeterli olmayabilir. Dinamik yükler altında meydana gelen yumuşama ve sınırlı deformasyonlar genişleyen zemin davranışıyla ilgiliyken, sıvılaşma ve büyük deformasyonlar sıkışan zeminlerin davranışlarıyla ilgilidir.

Zemin danelerinin özellikleri (dane çapı dağılımı, şekli, birleşimi) zemin sıvılaşma potansiyelini etkiler (Seed, 1979). Üniform yuvarlak zemin daneleri genelde sıvılaşmaya çok hassastır (Poulos ve diğ., 1985). Köşeli dane şekli olan iyi derecelenmiş kumlar genelde sıvılaşmaya daha az hassastır çünkü zeminlerin birbirlerini tutma mekanizmaları daha sağlamdır. Diğer taraftan doğada siltli kumlar nehirler, yağışlar veya rüzgarın yardımıyla doğada gevşek durumda yerleşirler ve böylece temiz kumlara göre daha sıkışan kayma davranışı sergilerler.

Plastisitesi ölçülebilen killerin sahip oldukları kohezyondan dolayı dinamik yükleme sırasında danelerin hareketi sınırlıdır ve genellikle bu tür zeminlerde boşluk suyu basıncı oluşumu sınırlı olup sıvılaşma eğilimi yoktur. Kumlu zemin içindeki plastik ince daneli zeminler, kum daneleri arasında adhezyon yaratarak genellikle büyük daneleri daha sıkı konuma getirmeyi sınırlandırır. Sonuç olarak önemli derecede plastik ince dane oranına sahip zeminler nadiren depremler sırasında sıvılaşma eğilimi gösterirler. Bunun aksine Ishihara (1993a) plastik olmayan ince daneli zeminler adhezyon oluşturmazlar ve bu nedenle tekrarlı yükler altında danelerin hareketinin daha kolay olmasından dolayı sıvılaşma ihtimalleri daha yüksektir.

Kumlu ve düşük plastisiteli siltli zeminler tekrarlı yüklemeler altında oldukça düşük kayma şekil değiştirmelerinde (tipik olarak %3-6 seviyelerinde) sıvılaşarak mukavemet kayıplarına uğrarlar. Diğer taraftan daha yüksek plastisiteli zeminler

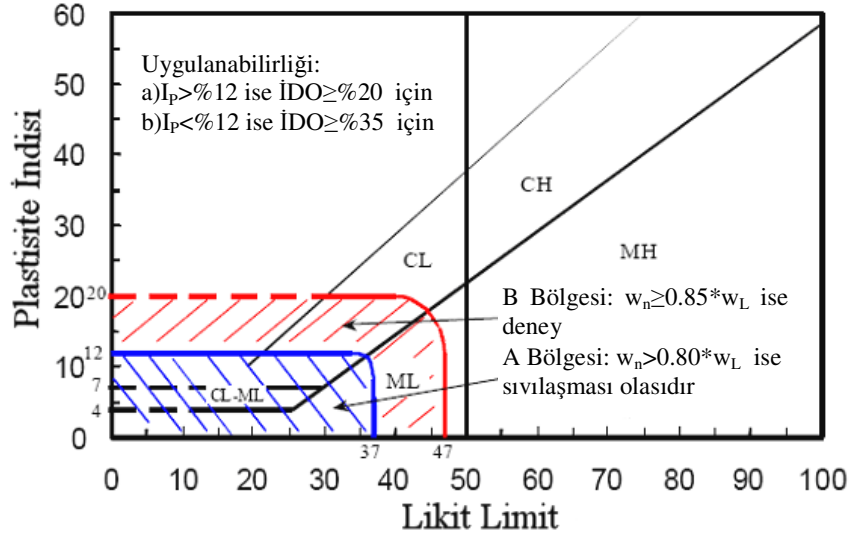
artan boşluk suyu basıncı ile birlikte mukavemet ve rijitlik kaybı gösterebilir fakat elde edilen boşluk suyu basıncı oranları sıvılaşabilir zeminlere göre daha düşük olduğundan biraz daha büyük kayma şekil değiştirmelerinde mukavemet ile rijitlik kaybından söz edilebilir (Seed ve diğ., 2001).

Koester (1994) tarafından yapılan çalışmada yeterince ince daneli zeminlerin bulunduğu kumlu zemin tabakalarının aniden göçebileceğini bunun nedenin ise kum daneleri arasındaki ince danelerin daha fazla sıkışmasından kaynaklanabileceğini belirtmiştir.

Potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminleri tanımlamak için geniş çapta kullanılan modifiye edilmiş Çin kriterine (Wang, 1979; Seed ve Idriss, 1982) göre kil miktarı %15 den az ise (Çinde kil, dane çapı 0.005 mm'den küçük olan zemin olarak tanımlanır), likit limit (w_L) $\leq$ %35 ve arazideki su muhtevası likit limitin %90'na eşit veya daha büyük olduğu zeminler sıvılaşabilir olarak değerlendirilir.

Şekil 2.5 ince dane oranlarına göre zeminlerin sıvılaşabilirliğiyle ilgili aralığı göstermektedir (Seed ve diğ., 2003). Yeterli miktarda ince dane içeren zeminler kaba daneleri ayırır ve bütün davranışı kontrol eder : A bölgesi içerisinde kalan zeminlerin sıvılaşma potansiyeli yüksektir. B bölgesinde bulunan zeminler yumuşama eğilimi gösterir ve mukavemet kayıplarına uğrarlar. Ayrıca çoğu durumlarda bu zeminlerin sıvılaşma potansiyelini arazideki SPT'ye bağlı olarak değerlendirmek çok uygun değildir. Bu tip zeminlerden örselenmemiş numune alınabilir bu nedenle laboratuvarında test edilebilir. Ayrıca bu kohezyonlu zeminlerin hassaslığı kontrol edilmelidir. C bölgesindeki zeminler (A ve B bölgesi dışında kalan zeminler) sıvılaşmazlar fakat hassas olabilir ve büyük kayma deformasyonları veya yoğrulmadan dolayı mukavemet kaybına uğrayabilirler.

Rauch (1997)'un yaptığı araştırmalarda permeabilitenin zeminin sıvılaşma özelliklerini etkileyebildiği gözlenmiştir. Sıvılaşabilir zeminlerde boşluk suyunun hareketini düşük permeabiliteli zeminler yavaşlattığı zaman boşluk basınçları muhtemelen dinamik yükleme boyunca çok daha fazla olacaktır. Sonuç olarak fazla plastik olmayan ince dane oranına sahip zeminler sıvılaşmaya çok daha hassas olabilir. Çünkü ince daneler aşırı boşluk suyu basıncının drenajını engeller. İlave olarak, zeminin sıvılaşma potansiyeli çevredeki zeminlerin permeabilitesinden etkilenir. Daha az geçirimli killi zeminler doymun kumun bitişiğindeki zeminlerde oluşan aşırı boşluk suyu basıncının hızlı sönümlenmesini engelleyebilir. Diğer taraftan doymun zeminin yukarı veya aşağısındaki yeterli drenaj sıvılaşma ve aşırı boşluk suyu basıncının birikmesini engelleyebilir.



Şekil 2.5: Sıvılaştırılabilir Zemin Cinslerinin Değerlendirilmesi İle İlgili Öneriler (Seed ve diğ., 2003)

Kaba çakıllı zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışı kumlu zeminlerinkinden biraz farklı olduğunu belirtmiştir. Kaba çakıllı zeminler potansiyel olarak boşluk suyu basıncı oluşumu ve sıvılaşmaya hassastır. Kaba çakıllı zeminlerin sıvılaşması ile ilgili arazi vakalarının bulunduğu çok sayıda döküman mevcuttur (Evans, 1987; Harder, 1988; Hynes, 1988; Andrus, 1994). Bu zeminler davranış olarak ince kumlu zeminlerden iki bakımından farklıdır. Birincisi çok geçirimli olabilir ve sıklıkla tekrarlı yükler altında oluşan boşluk suyu basıncı hızlıca sönmelenir, ikinci olarak büyük danelerin kütesinden dolayı kaba çakıllı zeminler nadiren yavaş şekilde yerleşir ve ince kumlu zeminler ile karşılaştırıldığında genelde çok gevşek durumda oluşmazlar. Çok gevşek durum, çakıllı zemin tabakası ve kaba zeminlerde çok yaygın durum değilken, kumlu zeminler çok gevşek ile çok sıkı aralığında değişebilir (Seed ve diğ., 2001).

Kaba çakıllı zeminlerin drenaj potansiyeli aşağıdaki durumlardan dolayı görünen drenaj avantajı yok olabilir. İlk olarak ince, az geçirimli bir zemin ile kuşatılırsa, ikinci olarak kaba daneler arasındaki boşluklarda (D_{10} dane çapı ile zemin karışımının permeabilitesi arasında iyi ilişki elde edilebilir) ince daneli zeminlerin mevcudiyetinden dolayı içteki drenaj engellenirse veya kaba daneli zemin tabakaları büyük boyutta ise deprem boyunca hızlı şekilde oluşan aşırı drenaj mesafesi büyük olur. Drenajın engellendiği yukarıdaki durumlarda kaba daneli zeminler potansiyel olarak sıvılaştırılabilir olarak düşünülebilir (Seed ve diğ., 2001).

2.6 Sıvılaşmanın Neden Olduğu Zemin Göçmeleri

Depremlerin zeminlerde meydana getirdiği farklı göçme şekilleri mevcuttur (Luna ve diğ., 1998, FHWA HI-99-012; FHWA-SA-97-076).

Tekrarlı yüklemeler sonucu meydana gelen sıvılaşma sonrası göçmeleri National Research Council (Housner, 1985) 8 gruba ayırmıştır. Burada sadece önemli görülen ana başlıklar hakkında kısa bilgiler verilmiştir.

- Kum kaynakları (genellikle küçük hasarlara neden olur)
- Şev göçmeleri
- Yanal yayılma (eğimli zeminlerin yanıl deplasmanlarından kaynaklanır)
- Yer titreşimleri (düz bir alanın altındaki zemin tabakasının sıvılaşması yüzey zeminin hasar görmemiş bloklarının ileri-geri hareketine yol açar)
- Taşıma gücü kaybı (temel göçmelerine neden olur)
- Yukarı kaldırma (boşluk suyu basıncının ani olarak hızlı artışı tanklar gibi gömülü yapıların yukarı doğru kalkmasına neden olabilir)
- Zemin oturmaları (göçme mekanizmaları ile ilgili olarak meydana gelir)
- İstinat duvarlarının göçmesi (dolgu arkası zemininin sıvılaşmasından dolayı yanıl yüklerin artması veya temel zemininin sıvılaşması)

Kum kaynakları büyük çoğunlukta sıvılaşmanın bir sonucudur. Dinamik yükleme gevşek doymun zeminlerde yüksek aşırı boşluk suyu basınçlarının oluşmasına neden olur. Dinamik yükleme süresince veya sonrasında suyun genelde zemin yüzeyine doğru olacak şekilde yüksek boşluk suyu basınçlı bölgeden düşük basınçlı bölgeye geçmesini sağlayan bir hidrolik eğim oluşturur. Arazide alt zemin tabakalarında mevcut olan çatlaklar, fisürler ve zayıf bölgelerden oluşabilir. Aşırı boşluk suyu basıncı sıvılaşan alanda düşük efektif gerilmeler oluşturduğu zaman, buradaki zemin suyla birlikte zemin tabakaları içinde mevcut olan zayıf bölgelerden yukarı doğru akabilir çünkü akan suyun yüksek hızı zemin danelerini yukarı itecek kadar yeterli momentuma sahiptir.

Deprem büyüklüğü ve deprem süresi aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğünü etkileyecektir. Ayrıca yer altı su seviyesinin derinliği, sıvılaşan tabakanın derinliği ve kalınlığı, zeminin permeabilitesi ile üstteki zeminin bütünlüğü kum kaynaklarının oluşumunu etkileyecektir. Ayrıca kum kaynakları, sıvılaşmanın neden olduğu yanıl zemin deformasyonlarında (akma kaymalarına eğimli profillerde) önemli azalmalara katkı yapabilir (Yang ve Elgarnal, 2001c).

Doygun olan zeminlerin bulunduğu bütün Şevlerde kaymalar meydana gelebilir. Yoğun yağış, kar erimesi, yeraltı su seviyesindeki değişimler, kıyı hattı boyunca su seviyesindeki değişimler ve ilave olarak deprem kuvvetleriyle beraber toprak barajlar, g llerin yatakları, baraj g lleri, kanallar ve nehir yataklarında Şev g  melerini oluşturabilirler.

Zeminler çevrimsel devingenliğe maruz kaldığı zaman, artan boşluk suyu basıncından dolayı düşük efektif gerilme sıvılaşan zeminin bölgesel olarak ge emesine neden olabilir (Wang, 2003). Ayrıca yüksek hidrolik eğimden dolayı su akmaya eğilimlidir ve özellikle üstte daha az geçirimli zemin var ise sıvılaşan zemin tabakasının en üst kısmında toplanır (Fiegel ve Kutter, 1994; Kramer, 1996; Kokusho, 1999; Kokusho ve Fujita, 2002a-b). Bununla beraber toplanan suyun bu hareketi sıvılaşan zeminin en zayıf bölgesi olacak ve üstteki tabakanın kırılmasına neden olacaktır. Başka bir deyişle su üstte sıvılaşmayan zemin tabakasının bu düzlem üzerinde yanal olarak hareketini sağlayacaktır. Bu durum özellikle hafif eğimli zemin tabakalarında oluşur.

Sıvılaşma sonrasında eğer zeminin sabit duruma gelen nihai rezidüel kayma gerilmesi başlangıç kayma gerilmesinden düşük ise Şevlerde ve dere yataklarında yanal yayılmalar meydana gelebilir (Finn ve Fujita, 2002).

Zayıf kohezyonsuz ve yeraltı su seviyesi altındaki kumlar ve siltler deprem sarsıntıları sırasında yüksek boşluk suyu basıncı oluştururlar. Bu yüksek boşluk suyu basıncı önemli miktarda zeminde güç kaybına neden olur (Finn ve Fujita, 2002)

 nemli derecede arazi eğimi olan alanlar ile derin kayma yüzeyleri bir tesisin altından geçiyor veya alttaki sıvılaşan tabakadan geçiyorsa sıvılaşma sonrası akma kayması meydana gelebilir. Akma kaymasının olasılığı bilinen limit denge yaklaşımı kullanılarak kontrol edilir (FHWA, 1997).

Kuru zeminler dinamik yüklemeye maruz kaldığı zaman, oturma dinamik yükleme durduktan sonra genellikle tamamlanır. Doygun zeminlerde ise aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesi süresince oturmalar meydana gelir. Yani deprem süresince ve sonrasında da devam edebilir. Oturma miktarı zeminin permeabilitesine, üstteki zeminin rijitliğine, sönümlenen suyun ortamı terk etme mesafesine bağlıdır (Wang, 2003).

2.7 Sıvılaştırılabilir Zeminin Mekanik Davranışı

Sıvılaşma olması durumunda sıvılaştıran tabakada hareketin tabanda ihmal edilebilir, yüzeyde ise maksimum düzeye ulaştığı anlaşılmıştır, bunun yanında sıvılaştıran tabaka üzerinde bulunan sıvılaşmayan yüzey tabakası kayma olmadan sıvılaştıran tabakayla birlikte hareket edeceği bilinmektedir. Bu durumdan da anlaşılabileceği gibi topoğrafyanın ve bölgesel zemin durumunun göz önünde bulundurulması gerekliliğini göstermektedir. Hareketin oluşması esnasında ise oluşan içsel dinamik kuvvetlerin etkisinin yer çekimi kuvvetleri ile karşılaştırıldığında önemsizlenebileceğini göstermektedir. Kalıcı deformasyonların hesabında ise sıvılaştıran zeminin sıvı gibi düşünülebileceğidir (Sasaki ve diğ., 1992).

Yasuda ve diğ. (1991a-b) yaptığı sarsma tablasıyla ilgili çalışmalar sonucunda sıvılaştıran zeminin çok yumuşak bir malzeme olarak davrandığını belirtmiştir. Kawakami ve diğ. (1994) tarafından yapılan çalışmada sıvılaştıran bir zemin viskoz bir sıvı gibi davranmaktadır. Yapılan bu tür çalışmalar sonucunda ise oluşan kayma deformasyon oranlarının %50'yi aşmadığını ve bu nedenle dinamik üç eksenli ve basit kesme deneylerinin bu konuda yetersiz olduğunu belirtmişlerdir (Sasaki ve diğ., 1992). Dobry (1990) tarafından yapılan çalışmaya göre sıvılaştıran zeminin kalıcı deformasyon mekanizmasıyla ilgili olarak incelenecek üç nokta vardır. İlk olarak deformasyon karakteristiğine bakılmalıdır. Sarsma tablası deneylerinde kumun çok düşük kayma gerilmeleri altında çok fazla deformasyonlara uğradığı ve çok yumuşak katı zemin veya sıvı gibi davrandığını belirtmiştir. İkinci olarak arazide kalıcı deformasyona etkisi olanın içsel kuvvetlerin mi yoksa yer çekimi kuvvetlerinin mi olacağı anlaşılmalıdır. Yapmış oldukları sarsma tablası deneyleri yer çekimi etkisinin önemli rol oynadığını göstermektedir. Üçüncüsü ise arazide belirli bir kayma düzlemi boyunca deprem ve sonrasında meydana gelen artçı şoklardan dolayı zemin kütlelerinin sürekli olmayan hareketlerinden kaynaklanan zemin deplasmanlarıdır.

Bu nedenle sıvılaştıran zeminin akış işlemi sırasında sıvılaştıran zeminin akışkan özelliğinden katı özelliğine kadar olan mekanik özelliklerini düşünmek gerekir. Burada sıvılaştıran kumun mekanik özellikleri iki aşamaya ayrılmıştır. Birincisi viskoz akışkan olarak sıvılaştıran kumun akışkan özellikleri, diğeri büyük deformasyon altındaki sıvılaştıran kumun katı özellikleridir (Kawakami ve diğ., 1994).

Drenajsız tekrarlı yükleme boyunca bütün granüler zeminler, küçük şekil değiştirmelerde zeminin büzülme davranışından dolayı pozitif boşluk suyu basıncı oluşturur. Ters yönde kayma gerilmeleri varsa, efektif gerilme sıfır efektif gerilme noktasına doğru ilerleyebilir. Ters yönde kayma gerilmeleri oluşturmak için, zemin

şartları genelde düz veya hafif eğimlidir. Zemin elemanı sıfır efektif gerilme durumuna ulaşırsa, zemin çok az rijitliğe sahiptir ve dinamik yükleme boyunca büyük deformasyonlar oluşabilir. Çok sıkı zeminler için dinamik yükleme ile sıfır efektif gerilme durumuna ulaşmak yetersiz olabilir ve bu nedenle lokal boşluk suyu basıncının yeniden dağılımı dışında aslında deformasyonlar durmaktadır. Ters yönde kayma gerilmeleri yoksa, gerilmeler sıfır efektif gerilme durumuna ulaşmaz ve sınırlı deformasyonlu çevrimsel devingenlik oluşacaktır (Robertson ve diğ., 1994).

2.7.1 Akma Sıvılaşması

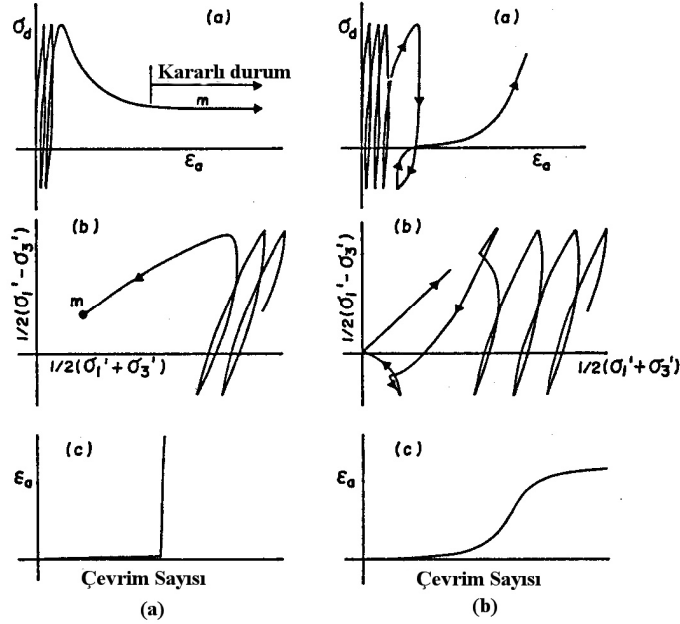
Sınırlı deformasyon yumuşaması gösteren bir zemin ve arazideki yerçekimine bağlı kayma gerilmeleri dengeli durum mukavemetinden daha büyük olursa aşırı deformasyonlara yol açan akma kayması pek mümkün değildir. Bununla beraber nihai duruma doğru deformasyon pekleşirken zemin katılaşmadan önce büyük deformasyonlar oluşabilir. Zemin yapısı tamamen deformasyon pekleşmesi gösteren zeminden oluşursa, drenajsız bir çökme ve akma kayması oluşmaz ve deformasyonlar genelde küçük olacaktır. Aşağıdaki durumlarda akma sıvılaşması söz konusu olabilir (Robertson ve diğ., 1994).

- Sabit kayma gerilmeleri ve efektif gerilmelere (örneğin nihai durum veya kritik durum) neden olan drenajsız yüklemde deformasyon yumuşaması davranışı gerekir.
- Arazideki kayma gerilmelerinin drenajsız rezidüel veya kararlı durum kayma mukavemetinden daha büyük olması gerekir.
- Akma sıvılaşmasını ya statik yada dinamik yükleme başlatabilir.
- Baraj ve şev gibi zeminin göçmesine neden olmak için, malzemenin yeterli hacmi deformasyon yumuşaması davranışı göstermelidir. Oluşan nihai göçme şev geometrisi ve malzeme özelliklerine bağlı olarak kayma veya akma şeklinde olabilir. Nihai hareketler içteki sebeplerden dolayıdır ve tetikleme mekanizmasından sonra oluşabilir.
- Doygun çok gevşek granüler zeminler, çok hassas killer ve gevşek lös zeminlerde oluşabilir.

2.7.2 Çevrimsel Devingenlik

Önemli deformasyon, kayma gerilmesi sadece ters yönde oluşursa gelişebilir. Bu durum dinamik kayma gerilmeleri statik kayma gerilmelerinden daha büyük olduğu zaman meydana gelir. Bu tür dinamik gerilmelerin yeterli çevrim sayısı, kayma gerilmeleri sıfırdan geçtiği zaman efektif gerilmeyi çok kısa bir süre için sıfıra doğru azaltabilir. Bu olaya çevrimsel devingenlik denir. Sıvılaşmadan farklı olarak (Şekil 2.6a) çevrimsel devingenlik (Şekil 2.6b) sınırlı büyüklükte deformasyonların oluşmasına neden olur (Vaid ve Chern, 1985).

Çevrimsel devingenlik yada dinamik sıvılaşma orta-sıkı zeminlerin sıvılaşması sonrasında oluşur. Az eğimli veya düz zeminlerin altında sıvılaşma akma deformasyonu veya çevrimsel devingenliğin bir sonucu olarak yanal yayılma veya zemin salınımı oluşturur (Youd ve diğ., 2001a).

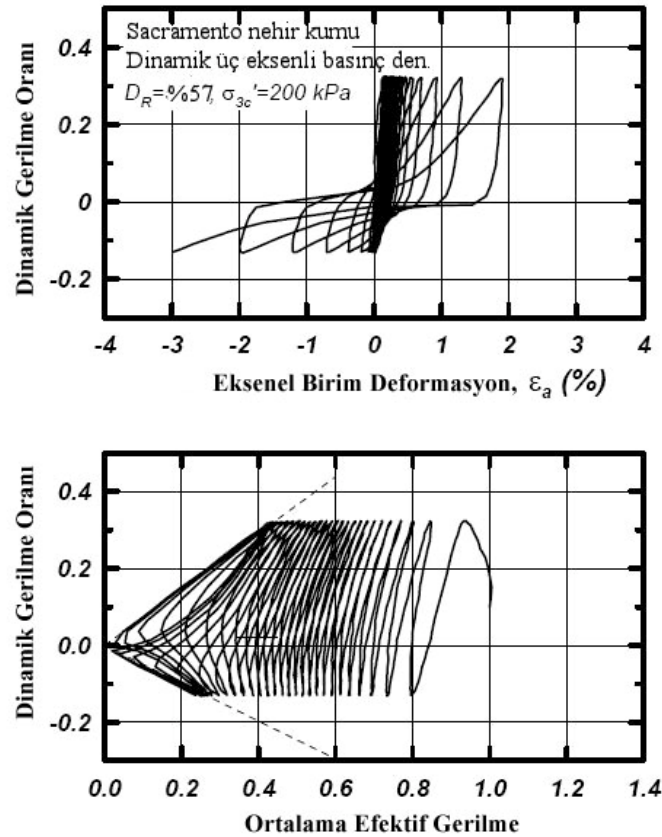


Şekil 2.6: a. Dinamik Yüklemeden Dolayı Sıvılaşma, b. Dinamik Yüklemeden Dolayı Çevrimsel Devingenlik (Vaid ve Chern, 1985)

Şekil 2.7’de gösterilen ters çevrilmiş s-şekilli gerilme-şekil değiştirme döngüleri boşluk suyu basıncı oranının, $r_u = \Delta u / \sigma'_3 = \%100$ ’ün (veya ön sıvılaşma) geçici olarak oluşmasıyla birlikte sınırlı şekil değiştirmelerin geliştiği çevrimsel devingenlik teriminin ne olduğuna dair iyi bir örnektir.

Aşağıdaki şartlarda çevrimsel devingenlik söz konusu olabilir (Robertson ve diğ., 1994).

- Kayma gerilmelerinin daima sıfırdan büyük olduğu (örneğin ters yönde kayma gerilmeleri gelişmediği) drenajsız yükleme gerekir.
- Sıfır efektif gerilme gelişmez.
- Dinamik yükleme boyunca deformasyonlar stabilize olacaktır. Meydana gelen hareketler dış nedenlerden dolayıdır ve sadece dinamik yükleme boyunca oluşur.
- Dinamik yüklemenin süresi ve dinamik yükün yeterince büyük olduğu durumda bütün kumlarda oluşabilir ve ters yönde gerilme oluşmaz. Ayrıca dinamik yüklemenin efektif gerilmeleri sıfır yapmak için yeterli olmadığı fakat ters yönde kayma gerilmelerin olduğu çok sıkı kumlarda oluşabilir.
- Killerde çevrimsel devingenlik meydana gelebilir fakat deformasyonlar sıklıkla sünme ile kontrol edilir.



Şekil 2.7: Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Yükleme Boyunca Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışı Ve Efektif Gerilme İzi (Boulanger ve Truman, 1996)

2.8 Sıvılaştan Zeminin Rezidüel Mukavemeti

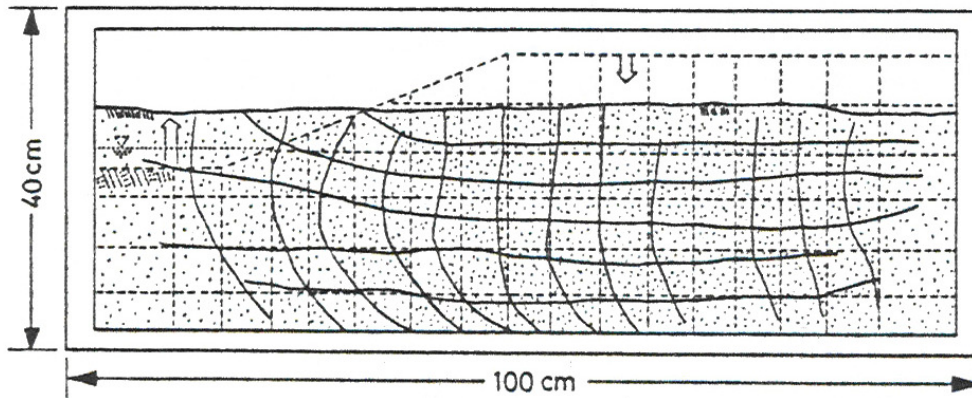
Dinamik yükleme nedeniyle meydana gelen göçme, aşırı hassas zeminlerde oldukça büyük deformasyonlarda, iyi sıkışmış veya aşırı konsolide killerde oldukça küçük değerlerde oluşur.

Kumlardaki sıvılaştırmanın sonucuna çok benzer olan davranışın bu şekli, SPT $(N_1)_{60}$ değeri artarken rezidüel kayma mukavemetini artırmakta ve muhtemel kayma şekil değiştirmeleri azaltmaktadır (Seed, 1987; Ishihara, 1996). Benzer olarak kil benzeri zeminler için azalan likidite indeksi, I_L (veya w_n) veya artan AKO ile birlikte bu zeminlerin rezidüel kayma mukavemeti artar ve muhtemel şekil değiştirmeler azalır (Boulanger ve Idriss, 2004).

Rezidüel kayma mukavemeti akma ivmesini değerlendirmek için pratikte kullanılır. Deformasyonlar, sismik ivme en büyük kayma mukavemetine karşılık gelen akma ivmesini aşana kadar birikmeye başlamaz. Ayrıca birkaç santimetrelilik deformasyonlar kayma mukavemeti (veya akma ivmesi) en büyükten rezidüel değere düşmeden önce meydana gelebilir (FHWA, 1997).

2.8.1 Kayan Zemin Davranışına Boşluk Suyu Basıncının Etkisi

Şekil 2.8’de kesikli çizgilerle gösterilen zeminin başlangıç geometrisini, sürekli çizgilerle gösterilenler ise sarsıntı sonrasını göstermektedir. Bu gridler dolgunun altında kaymayı, tabandaki ihmal edilmesine karşın, sola doğru akma şeklinde ve ayrıca topukta suyun kaldırma kuvvetinin etkisini göstermektedir (Sasaki ve diğ., 1992).



Şekil 2.8: Yüksek Su Muhtevasına Sahip Bir Dolgunun Modellenmesi Sonucunda Oluşan Zeminin Sürekli Deformasyonu

2.8.2 Kayan Malzemenin Kayma Modülü-Şekil Değiştirme Davranışı (G-ε)

Sıvılaşmadan dolayı kayma mukavemeti ve elastisite modülünün azalma oranını ölçmek için veyn ve dinamik burulmalı kesme deneyleri yapmışlardır. Yaptıkları deney sonuçlarına göre sıvılaşmadan dolayı orijinal kayma mukavemeti yaklaşık olarak 1/100-1/500 oranında azalmıştır (Yasuda ve diğ., 1991a).

Zeminlerir tamamen sıvılaşması durumunda artan boşluk suyu basıncı oranıyla birlikte küçük şekil değiştirmelerdeki durumu ifade eden kayma modülü oranı (G/G_o) hızlıca azalarak sıfıra yaklaşır.

2.9 Sıvılaşma Sonrası Kayma Şekil Değiştirme Özellikleri

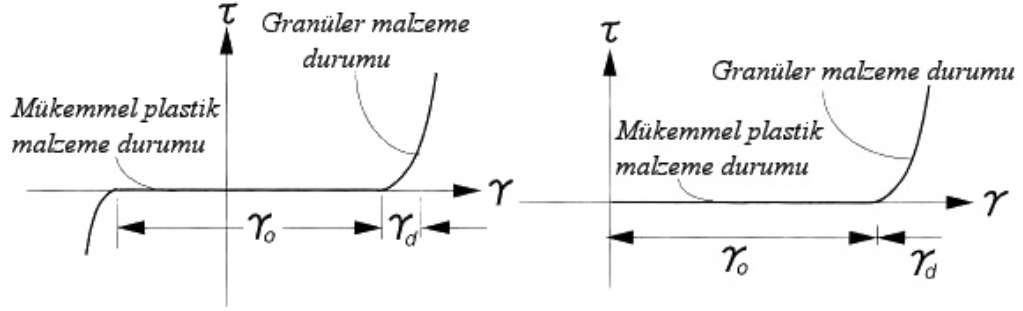
Sıvılaşma sonrası tekrarlı drenajsız yükleme boyunca iki kayma şekil değiştirme bileşeni vardır. Bunlardan biri sıfır efektif çevre gerilmesi durumunda meydana gelir ve γ_o ile ifade edilir. Diğeri ise sıfır olmayan efektif çevre gerilmesinde meydana gelir (γ_d). γ_o efektif çevre gerilmesinden bağımsızdır, γ_d ise efektif çevre gerilmesindeki değişime bağlıdır. Benzer olay sıvılaşma olayının tamamlanması veya tamamlanmamasından sonraki statik drenajsız kayma deneyi boyuncada görülebilir (Shamoto ve diğ., 1998b).

Sıvılaşma sonrası kayma şekil değiştirmesi γ :

$$\gamma = \gamma_o + \gamma_d \quad (2.1)$$

Sıvılaşma sonrası gerilme-şekil değiştirme ilişkisi şematik olarak Şekil 2.9'da gösterilmiştir.

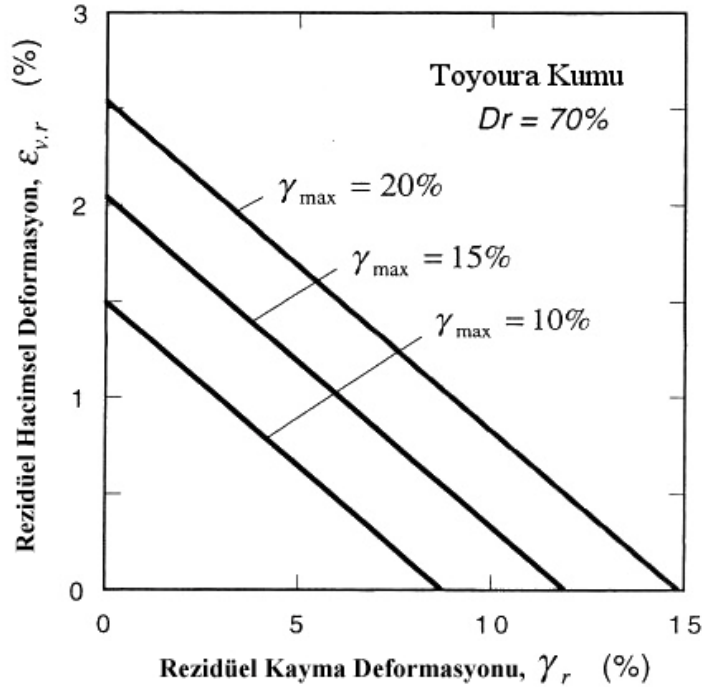
Sıvılaşma sonrası drenajsız kaymaya maruz doygün bir kum zemin γ_o 'ın oluştuğu zamanda mükemmel plastik bir malzeme, γ_d 'in oluştuğu zamanda ise granüler malzeme olarak davranır. Bu iki fiziksel durum hacimsel deformasyon oranlarında değişmeye sebep olur. Bunlar elastik ve plastik olarak ikiye ayrılırlar. Tabi ki bu değerler zeminin maruz kaldığı gerilme geçmişine bağlıdır. Bu değerlerin pozitif yada negatif değerler alması zeminin genişleme yada büzülme yönündeki davranışına göre değişmektedir. Tamamen konsolide edilmiş durumdaki zemine eğer drenajsız gerilme uygulanırsa hacimsel bir değişim meydana gelmez (Shamoto ve diğ., 1998b).



Şekil 2.9: a. Sıvılaşma Sonrası Dinamik Drenajsız Kayma, b. Sıvılaşma Sonrası Statik Drenajsız Kayma (Shamoto ve diğ., 1998b)

Doygun kum drenajsız yüklemeye maruz kaldığı sürece toplam hacimsel deformasyon (ϵ_v) sıfır olacaktır. Drenajsız durumda boşluk suyu basıncı bulunmaktadır, ama drenaja sıvılaşmadan sonra izin verildiğinde bu basınç hacimsel deformasyonda artışa neden olacak ve zamanla sönümlenecektir. $\Delta u=0$ durumunda kalan γ_o ve γ_d değerleri drenajlı konsolidasyondan sonra rezidüel kayma deformasyonu (γ_r) $\gamma_{o,r}$ ve $\gamma_{d,r}$ ile ifade edilir. Şekil 2.10'da $\Delta u=0$ durumunda kalan sıvılaşma sonrası rezidüel hacimsel deformasyon ($\epsilon_{v,r}$) ile γ_r arasındaki ilişki gösterilmiştir.

$$\gamma_r = \gamma_{o,r} + \gamma_{d,r} \quad (2.2)$$



Şekil 2.10: Sıvılaşma Sonrası Hacimsel ve Kayma Deformasyonu Arasındaki İlişki (Shamoto ve diğ., 1998b)

2.10 Sıvılaştan Zeminlerin Modellenmesi

Farklı araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalarda sıvılaştan zemin ya rijitliği azaltılmış bir katı yada bir akışkan olarak modellenmiştir. Finn ve diğ. (1991) ve Aydan (1995) sıvılaştan zemini katı olarak kabul eder. Finn ve diğ. (1991) tarafından yapılan çalışmada sıvılaştırma sonrası rezidüel mukavemeti içeren gerilme-şekil değiştirme ilişkilerini kullanan bir sonlu deformasyon analizi modeli önermiştir. Aydan (1995) ise sıvılaştan zemini visko-elastik bir kütle olarak kabul etmiştir.

Hamada ve diğ. (1994) ve Hamada ve Wakamatsu (1998) tarafından yapılan çalışmalarda yatay zemin deplasmanlarını tahmin etmek için iki temel görüş ortaya çıkmıştır. Birincisi, sıvılaştan zemin, zemin akması sırasında bir sözde plastik akışkan olarak davranır fakat deprem hareketinden sonra boşluk suyu basıncının sönmülmesi ve genişlemeye neden olan gerilmelerin de yok olmasıyla zemin tekrar sıvı davranıştan katı zemin davranışına döner. Kayma deformasyon oranı artarken viskozite katsayısının azaldığı sıvı sözde plastik akışkandır.

İkincisi ise akışkanlar dinamiğinde karşılaşılan Reynolds benzerlik yasası model deneyler ve gerçek zeminler arasında uygulanabilir. Ayrıca bu yasaya göre zeminin akma hızı sıvılaştan zeminin kalınlığının karekökü ile orantılıdır. Benzerlik (similitude) yasası hız ve zaman için elde edilir.

Sıvılaştan zeminin bir akışkan olarak modellendiği durumlarda viskoz akışkan özelliği ön plana çıkmaktadır. Hadush ve diğ. (2000) tarafından yapılan çalışmada zemin akışı boyunca sıvılaştan zemin davranışı sözdeplastik ve Bingham modelleri kullanılarak modellenmiştir. Her iki model de lineer olmayan viskozite özelliklerini temsil etmek için kullanılabilir.

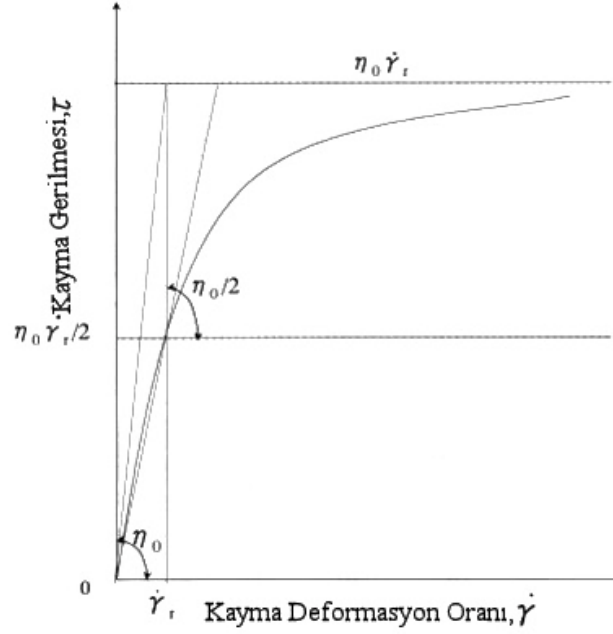
Sözde plastik modelde bu tür akışkanlar için kayma gerilmesi (τ) ve kayma şekil değiştirme oranı ($\dot{\gamma}$) arasındaki ilişki Şekil 2.11'deki eğri ile ifade edilebilir. Yaklaşık olarak hiperbol olan eğrinin denklemi aşağıda verilmiştir.

$$\tau = \eta_0 * \dot{\gamma} / (1 + \dot{\gamma} / \dot{\gamma}_r) \quad (2.3)$$

Görünen viskozite katsayısı (η) ise 2.4 nolu denklemle verilmiştir.

$$\eta = \eta_0 / (1 + \dot{\gamma} / \dot{\gamma}_r) \quad (2.4)$$

η_0 : başlangıç viskozite katsayısı, $\dot{\gamma}_r$: ikinci viskozite katsayısının $\eta_0/2$ değerine ulaştığında ki kayma deformasyon oranı olup buna referans kayma şekil değiştirme oranı da denir.



Şekil 2.11: Sözcük Plastik Akışkan İçin Kayma Gerilmesi-Kayma Deformasyon İlişkisi

Bingham modeli sıvılaştıran zeminin rezidüel mukavemetinde dikkate alan viskoplastik modellerden birisidir. Şekil 2.12’de kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirme oranı ilişkisi ve sıvılaştıran zeminin bu modele göre davranışını göstermektedir. Bingham modeli sıvılaştırmış zemin için aşağıdaki varsayımları kabul eder:

1. Yerçekiminden dolayı kaydıran kayma gerilmeleri minimum drenajsız kayma mukavemetinden daha düşük olursa yanal yayılma veya akma göçmesi oluşmaz.
2. Yerçekiminden dolayı kaydıran kayma gerilmeleri minimum drenajsız kayma mukavemetini aşarsa yanal yayılma veya akma göçmesi meydana gelir. Sıvılaştıran zemin, kayma şekil değiştirilmesiyle lineer ilişkisi olan bir akışkan gibi davranır ve oldukça deforme olabilmektedir.

Tam bir kayma şartında Bingham modelinin kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirilmesi oranı arasındaki ilişki aşağıdaki denklemle ifade edilmiştir (Hadush ve diğ., 2000; Uzuoka ve diğ., 1999).

$$\tau = \eta * \dot{\gamma} + \tau_r \quad (2.5)$$

Burada τ : kayma gerilmesi, η : akmadan sonraki viskozite, τ_r : akma mukavemeti (=minimum drenajsız mukavemeti), $\dot{\gamma}$ kayma deformasyonu oranıdır. Uzuoka ve

diğ. (1998) göre Bingham modeli sıvılaştan zemin davranışına uygundur ve Newtonien viskozitesine (η) eşit Bingham viskozitesiyle ifade edilmiştir. Bunlar Şekil 2.13’de gösterilen eşdeğer viskozite katsayısını kabul etmişlerdir. Bu grafik 2.6 nolu denklemlerde ifade edilebilir.

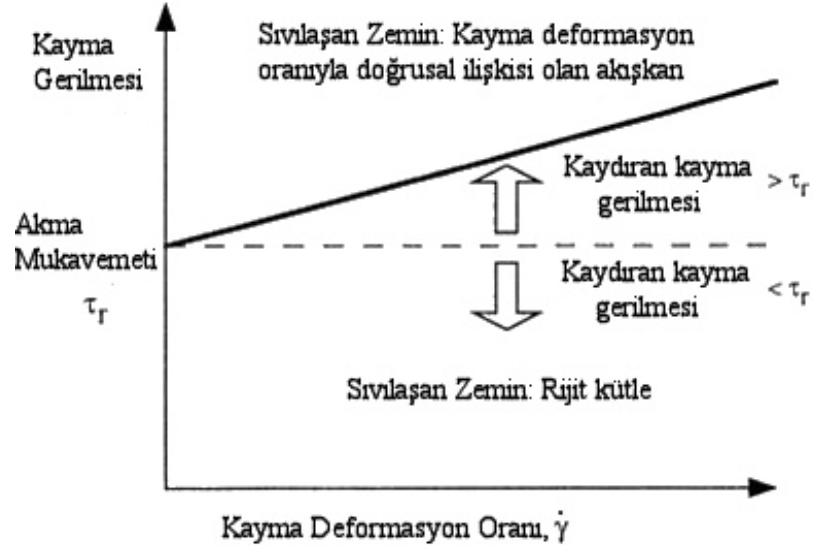
$$\dot{\eta} = \eta + \frac{\tau_r}{2\dot{\gamma}} = \eta + \frac{R_r * P}{2 * \dot{\gamma}} \quad (\dot{\gamma} \neq 0 \text{ ise}) \quad (2.6)$$

$$\dot{\eta} = \infty \quad (\dot{\gamma} = 0 \text{ ise}) \quad (2.7)$$

Burada;

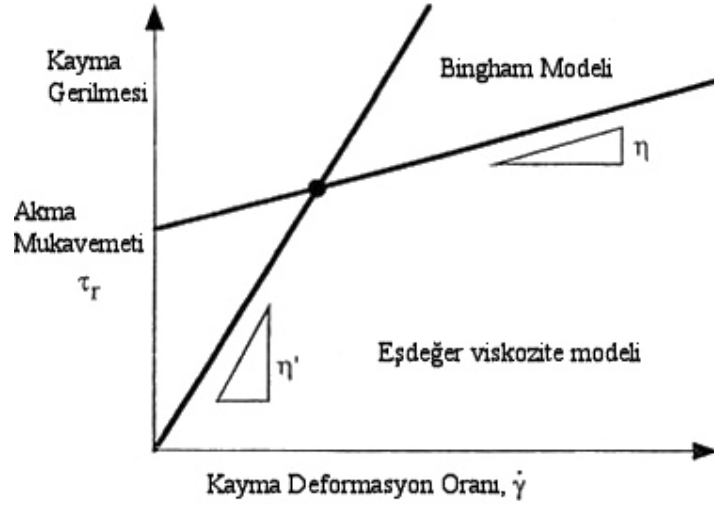
$$\dot{\gamma} = \sqrt{0.5 * \dot{e}_{ij} * \dot{e}_{ij}} \quad (2.8)$$

dir. Ayrıca, R_r =minimum drenajsız mukavemet oranı (rezidüel mukavemet), P =hidrostatik basınç, e_{ij} : deviatörük şekil değiştirme oranı tensörü, $\dot{\gamma}$ ise deviatörük şekil değiştirme oranı tensörünün ikinci invaryantıdır.



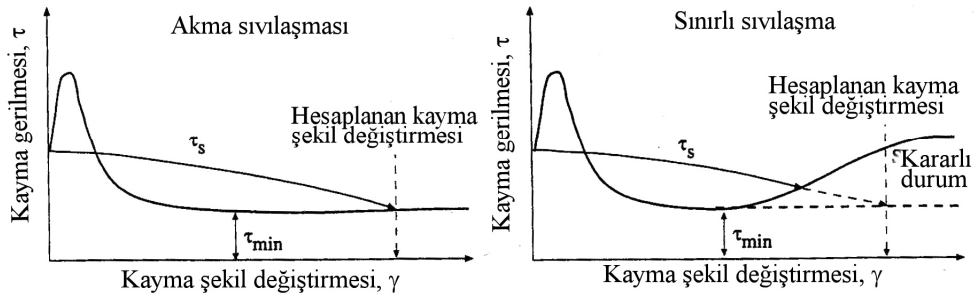
Şekil 2.12: Bingham Modeliyle Sıvılaştan Zeminin Davranışı (Uzuoka ve diğ., 1998; Uzuoka ve diğ., 1999)

Sıvılaştan zeminin viskozite katsayısı artan kayma şekil değiştirmesiyle azalmakta ve net bir nonlineer bir özellik göstermektedir. Akma viskozite katsayısı Bingham modelinin parametrelerinden birisidir. Şevin akma viskozite katsayısı çok küçük olup 0.1-0.01 Pa.s mertebelerinde olup suyun viskozite katsayısına ($1.002 \cdot 10^{-3}$ Pa.s) göre daha büyük seviyelerdedir (Uzuoka ve diğ., 1999).



Şekil 2.13: Eşdeğer Viskozite Kavramı (Uzuoka ve diğ., 1998)

Bingham modeli için akma viskozite katsayısı ve minimum drenajsız mukavemet gibi iki parametre gereklidir. Şekil 2.14 Castro (1975) ve Robertson (1993) akma sıvılaşması ve sınırlı sıvılaşma durumundaki modelin davranışını gösterir.



τ_s =Kaydırma başlangıç kayma gerilmesi, τ_{min} =minimum drenajsız mukavemet

Şekil 2.14: Akma Sıvılaşması Veya Sınırlı Sıvılaşmada Modelin Davranışı (Robertson, 1993)

Bu model akma sıvılaşmasını modelleyebilir çünkü deformasyon pekleşmesi davranışını dikkate almamışlardır. Ayrıca Şekil 2.14'de gösterildiği gibi deformasyonun artmasıyla birlikte azalan kaydırıcı kayma gerilmeleri minimum drenajsız mukavemete eşit olduğu zaman yanıl yayılma boyunca oluşan deformasyonlar duracaktır. Bu model sınırlı sıvılaşma davranışını tamamen modelleyemez çünkü bu model sözde kararlı durumdan sonraki davranışı modelleyemez. Şekil 2.14'de gösterildiği gibi kaydırma kayma gerilmeleri statik minimum drenajsız mukavemetten daha büyük olduğu zaman akma deformasyonu

duracaktır. Bu nedenle sınırlı sıvılaşma durumunda model, deformasyonları fazla tahmin etmektedir ve tahmin edilebilecek en büyük değeri vermektedir (Uzuoka ve diğ., 1999).

Sonuç olarak Uzuoka ve diğ. (1998) tarafından yapılan model çalışmalarına dayanarak yanal yayılma hesaplamalarında aşağıdaki bağıntıyı temel olarak kullanılabileceğini yani akışkanın hızı, sıvılaştıran tabaka kalınlığının kareköküyle orantılı olduğunu belirtmişlerdir.

$$V \approx \sqrt{H} \quad (2.9)$$

2.11 Sonuçlar

Sıvılaşma drenajsız yükleme boyunca zemindeki efektif gerilmeye eşit olacak kadar aşırı boşluk suyu basıncının oluşumuna neden olan doygun zeminlerin sıkışma eğilimi sürecine denir. Boşluk suyu basıncının oluşması zemindeki efektif gerilmeyi azaltır. Bu nedenle zeminin rijitlik ve mukavemeti azalır. Sıvılaşmayla beraber veya sonrasında meydana gelen yanal yayılma, akma göçmeleri ve zemin yüzeyindeki oturmalar yol kaplamaları, demir yolu rayları, köprülere, otoyol, havaalanı, gömülü su boruları, gaz boruları, elektrik ve şebeke iletim hatları ile yer üstü yapılarına hasar vermektedir.

Statik kayma gerilmesi kararlı durum mukavemetinden daha az ise bu zemin tabakası çevrimsel devingenliğe hassas demektir. Efektif gerilme izi sıfır efektif gerilmeye doğru hareket ederken, zemin numunesi faz dönüşüm noktasında sıkışan davranıştan genişleyen davranışa geçer. Genişleme zeminin kayma direncini artırır ve deformasyonları sınırlar. Akma sıvılaşmasından farklı olarak çevrimsel devingenlik hem gevşek hemde sıkı zeminlerde oluşabilir.

Sıvılaştıran zeminin kayma mukavemeti, zeminin göçme potansiyeli ve sürekli deformasyonları tahmin etmek için önemlidir. Bu mukavemet ya laboratuvar ortamında örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılacak deneylerle ya da penetrasyon deney sonuçlarıyla ilgili korelasyonlarla belirlenebilir.

3. ZEMİNLERİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

3.1 Giriş

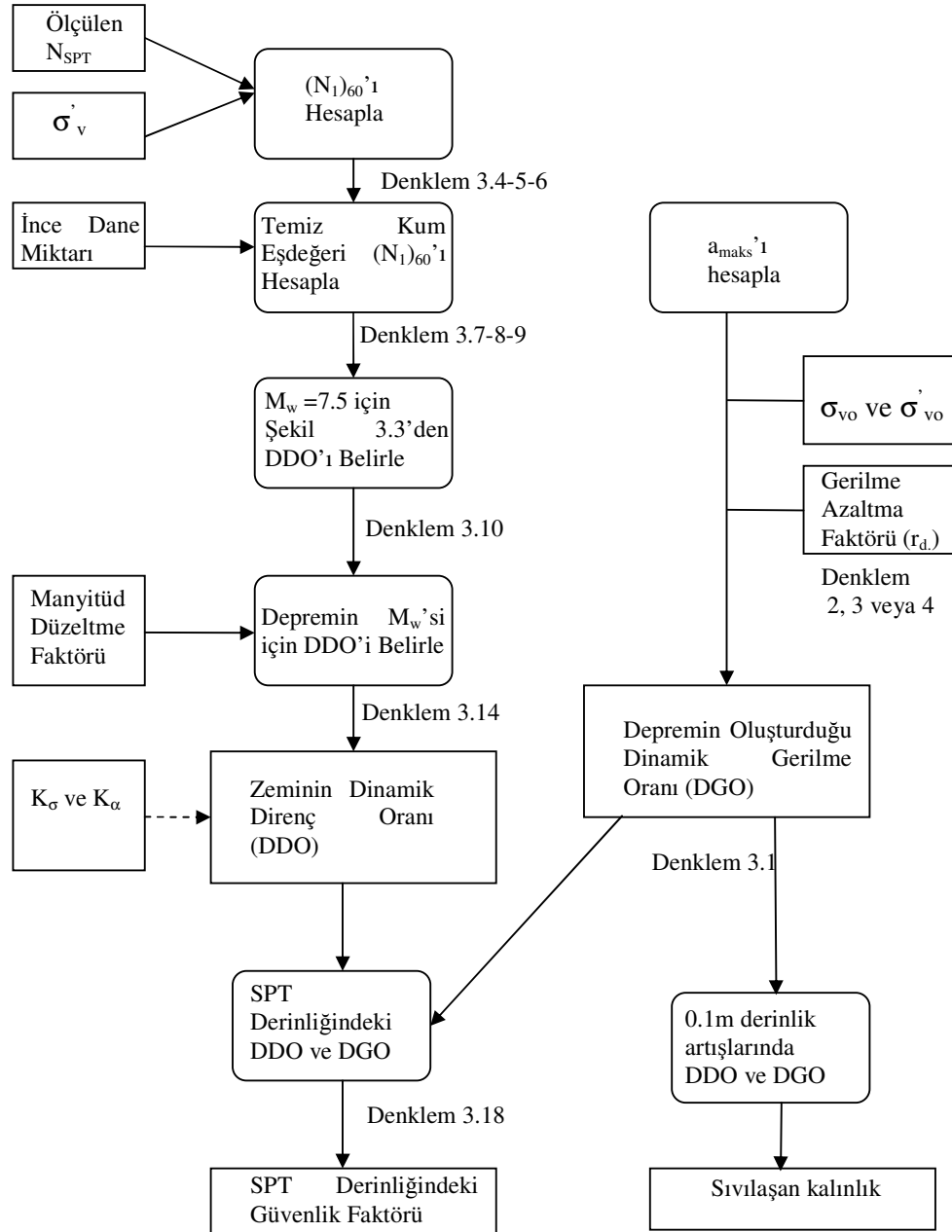
Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini arazide ve laboratuvarda yapılan zemin araştırmalarından elde edilen bilgiler ile değerlendirmek mümkündür. Sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için iki temel yaklaşım mevcuttur (De alba ve diğ., 1976, Seed, 1979, Seed ve diğ., 1983a). Bunlar :

1. Zemin numuneleri üzerinde yapılan dinamik laboratuvar deneylerinde sıvılaşmaya neden olan gerilme şartları ve depremin oluşturduğu gerilmelerin karşılaştırılmasına dayanarak yapılan değerlendirmeler
2. Önceki depremlerde arazi gözlemleri ile arazideki zemin mukavemetinin ölçümlerine dayalı ampirik yöntemler

Laboratuvar deneylerine bağlı olarak yapılan sıvılaşma değerlendirmeleri, küçük zemin numuneleri üzerinde arazideki gerilme şartlarını yeniden oluşturmak laboratuvar ekipmanlarının yetersizliğinden dolayı sınırlıdır (Seed, 1979). Arazi davranışı ile ilgili gözlemlere dayalı olan ampirik korelasyonlar zeminin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için genellikle tercih edilir. Bu yöntemler çoğunlukla penetrasyon deneylerine dayanır. Çünkü arazi ölçümleri tabaka değişiminin belirlenmesini sağlar (Seed ve De alba, 1986).

Sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için NCEER (National Center for Earthquake Research) yöntemi kullanılarak elde edilen akış diyagramı Şekil 3.1’de verilmiştir (Rauch, 1997). NCEER yöntemi son depremlerde sıvılaşmanın meydana geldiği bölgelerde toplanan SPT datalarından elde edilmiştir. Deprem öncesi zemin tabakalarında ölçülen Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) değerleri deprem sonrası ölçülenlerden çok farklı olabilir (Liao ve diğ., 1988). Ancak çoğu çalışmalarda muhtemel değişimler ihmal edilmektedir.

Laboratuvar deneylerinin kullanımı, örselenmemiş numune alma, deney numunesi hazırlama hemde yeniden konsolidasyon süresince numune örselenmesi ile ilgili zorluklar ve ayrıca dinamik deneylerin arazi şartlarını çok iyi temsil edememesinden dolayı çok zordur. Bundan dolayı mühendislik uygulamalarında laboratuvar deneyleri, arazi gözlem ve zemin mukavemeti ölçümüne dayalı ampirik yöntemler kullanılır.



Şekil 3.1: SPT Değerine Bağlı Olarak Zeminlerin Sıvılaşmasını Değerlendirmek İçin Oluşturulan Akış Diyagramı (Rauch, 1997)

Arazide özellikle standart penetrasyon deneyi (SPT) ve koni penetrasyon deneyi (CPT) bunların yanında çakıllı zeminler için Becker penetrasyon deneyi (BPT) ile arazide kayma dalgası hız (V_s) değerlerinin bulunması sıvılaşma analizlerinde kullanılabilir (FHWA HI-99-012, Zhang ve diğ., 2002, Youd ve diğ., 2001a). Plastisiteye dayalı kriterler dışındaki sıvılaşma yöntemleri bu arazi deneylerinin verilerini kullanır. Bu çalışma kapsamında kaba ve ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için mevcut yöntemler hakkında bilgiler verilmiştir.

3.2 Standart Penetrasyon Deneyine (SPT) Dayalı Yöntemler

NCEER çalışma grubu tarafından yapılan çalışmalarda (Youd ve diğ., 1997c ve Youd ve diğ., 2001a-c), geniş çapta kabul edilen ve kullanılan SPT'ye dayalı korelasyonlar Seed ve diğ. (1971, 1985) tarafından önerilen deterministik ilişkiye dayalıdır. Bu bölümde SPT deney verilerine dayalı olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilen basitleştirilmiş yöntem, Japon Yol Kurumu'nun önerdiği yöntem (1996) ve Çin kriteri yöntemlerinden söz edilmiştir.

3.2.1 Seed ve Idriss'in Basitleştirilmiş Yöntemi (1971)

Seed ve Idriss (1971) SPT datalarını kullanarak sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için güvenilir bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntem aynı zamanda basitleştirilmiş yöntem olarak da anılmıştır. Burada zemin tabakasının depremselliğine bağlı olarak en büyük dinamik gerilme oranı (DGO) 3.1 denkleminde verilmiştir (Seed ve Idriss, 1971).

$$DGO = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{maks}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (3.1)$$

Bu formülde, ortalama kayma gerilmesi ($\tau_{av}=0.65*\tau_{maks}$), depremin zemin yüzeyinde oluşturduğu en büyük yatay ivme a_{maks} , yerçekimi ivmesi g , toplam gerilme σ_{vo} , efektif düşey gerilme σ'_{vo} ve zemin kolonunun esnekliğini (örneğin $r_d=1$ rijit kütle davranışına karşılık gelir) dikkate alan efektif gerilme azaltma katsayısı r_d 'dir (Liao and Whitmann, 1986). r_d değeri ile ilgili son çalışmalar Youd ve diğ., 2001a-c, FHWA HI-99-012; Seed ve diğ., 2003; Yunmin ve diğ., 2005'de yapılmış olup aşağıda verilmiştir (Şekil 3.2).

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad z \leq 9.15 \text{ m} \quad (3.2a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (3.2b)$$

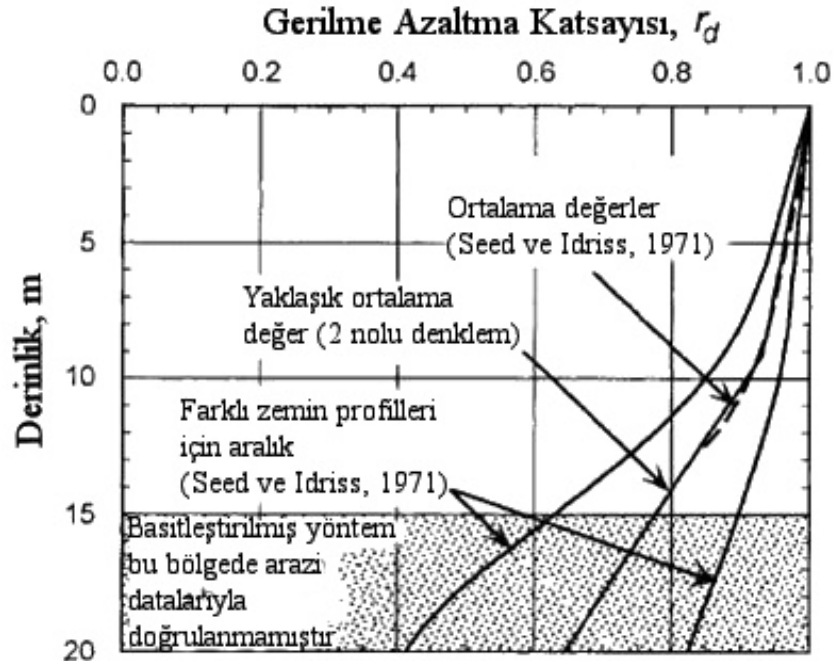
$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad 23 < z \leq 30\text{m} \quad (3.2c)$$

$$r_d = 0.5 \quad z > 30\text{m} \quad (3.2d)$$

Burada, z zemin yüzeyinin aşağısında ölçülen derinliktir (m). Burada 3.2a ve 3.2b nolu denklemler Liao ve Whitman (1986), 3.2c nolu denklem Robertson ve Wride (1997), 3.2d nolu denklem W. F. Marcuson (Youd ve diğ., 1997c) tarafından geliştirilmiştir. Aynı zamanda 1996 yılında T. F. Blake (Youd ve Idriss, 2001c) r_d için aşağıdaki formülü vermiştir.

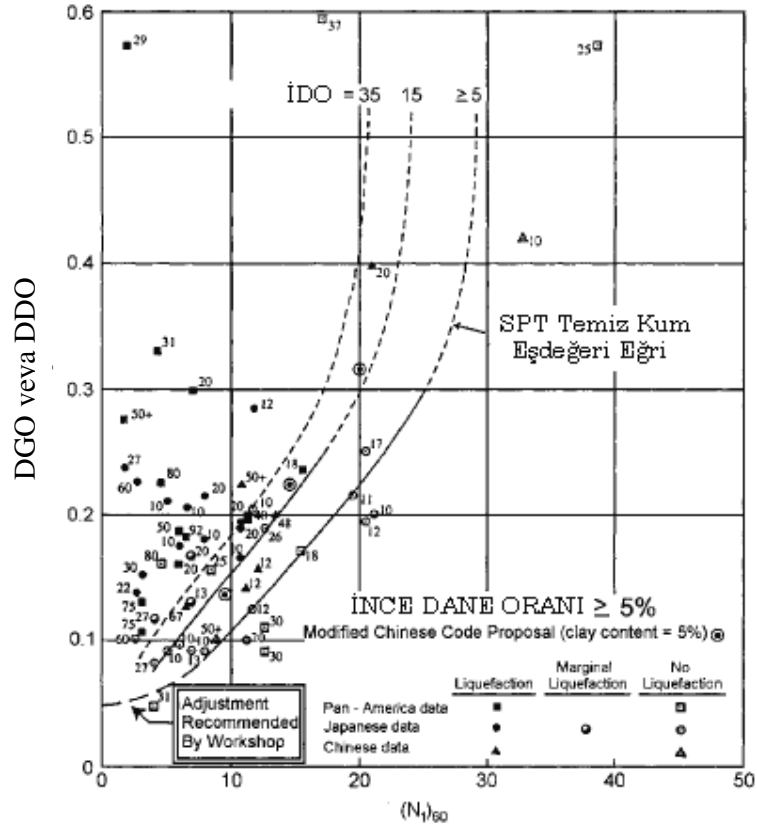
$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (3.3)$$

Ayrıca Çetin ve Seed (2000) derinlik, deprem büyüklüğü (M_w), sarsıntının şiddeti (a_{maks}) ve arazi rijitliğinin (V_s) bir fonksiyonu olarak r_d 'nin tahmini için amprik bir bağıntı önermişlerdir (Seed ve diğ., 2003). Ayrıca Idriss (1999) ile Idriss ve Boulanger (2004) 20 m'den daha az olan derinlikler için depremin moment büyüklüğü ve derinliğe bağlı olarak gerilme azaltma katsayısı için formüller önermişlerdir.



Şekil 3.2: Seed ve Idriss (1971) Tarafından Geliştirilen r_d 'in Derinlikle Değişimi (Youd ve diğ., 2001a-c).

Daha sonra Seed ve diğ. (1977), Seed (1979), Seed ve Idriss (1982) ve Seed ve diğ. (1983a) tarafından çalışmalar devam ettirilmiştir. Ayrıca, önemli katkılar Tokimatsu ve Yoshimi'nin (1983) çalışmalarında önerilmiştir. Bu çalışmalar asıl istenilen noktaya Seed ve diğ. (1985) tarafından yayımlanan makalede ulaşılmıştır. Bu makalede deprem büyüklüğü (M_w) 7.5 olan temiz kumlara göre hazırlanmış olan düzeltilmiş SPT sayısı $((N_1)_{60})$ ile tekrarlı gerilme oranı (DGO) arasında ampirik kart verilmiş ve sıvılaşılan ve sıvılaşmayan şartlar arasında sınır eğrileri çizilmiştir (Şekil 3.3). Şekil 3.3'de kullanılan SPT düşüş sayıları 100kPa düşey normal gerilmeye göre normalleştirilmiş ve %60'lık çekiç etkinliği dikkate alınmıştır. Grafik ince dane oranlarına göre ayrılmış ve sadece 7.5 büyüklüğündeki depremler için geçerlidir. İnce dane oranı %5 den küçük olan kumlar temiz olarak değerlendirilir.



Şekil 3.3: Değişen İnce Dane Oranı ile $M_w=7.5$ için Eşdeğer Üniform Tekrarlı Gerilme Oranı (DGO) ile $(N_1)_{60}$ Arasındaki İlişki (Youd ve diğ., 2001a)

Sıvılaşma analizlerinde kullanılan düzeltilmiş SPT-N değerleri $((N_1)_{60})$ Skempton (1986) tarafından geliştirilmiş ve Youd ve diğ. (2001a-c) tarafından modifiye edilmiş bağıntı ve katsayılarla hesaplanmıştır.

$$(N_1)_{60} = N_{30} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (3.4)$$

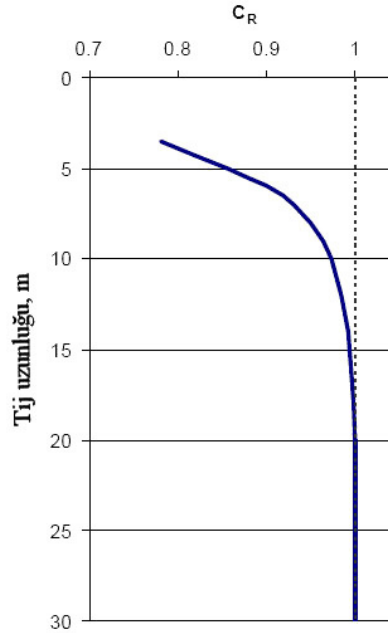
Burada N_{30} , arazide ölçülmüş standart penetrasyon darbe sayısıdır. C_N , efektif gerilme düzeltme faktörü olup Liao ve Whitmann (1986) tarafından aşağıdaki şekilde önerilmiştir.

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{vo}}} \leq 1.7 \quad (3.5)$$

Burada σ'_{vo} efektif düşey gerilme olup kg/cm^2 'dir. C_E , enerji düzeltme katsayısı, C_B , sondaj deliği çapı, C_R , tij düzeltme katsayısı C_S ise numune alma düzeltme katsayısıdır (Tablo 3.1). Enerji düzeltme katsayısı aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$C_E = \frac{\text{Delme Tijinin En Üstüne Aktarılan Enerji}}{0.60 * \text{Teorik En Büyük SPT Çekiç Enerjisi}} = \frac{ER}{60} \quad (3.6)$$

Burada ER enerji oranıdır. Enerji oranı kullanılan özel SPT ekipmanı için ölçülmesi gerekir. Türkiye için bu oran %45 olarak tespit edilmiştir. Numune alıcı ile çakılan çekiç arasındaki kısa tij uzunluğu için düzeltme eğrisi nonlineer olup Şekil 3.4'de verilmiştir.



Şekil 3.4: Tavsiye Edilen C_R Değerleri (Seed ve diğ., 2003).

Tablo 3.1: SPT Düzeltme Katsayıları (Youd ve diğ., 2001a-c)

Etkileyen Faktörler	Kullanılan Alet Tipi	Simge	Düzeltilme
Düşey Basınç		C_N	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Düşey Basınç		C_N	$C_N \leq 1.7$
Enerji Oranı	Donut Çekici	C_E	0.5-1.0
Enerji Oranı	Güvenli Çekiç	C_E	0.7-1.2
Enerji Oranı	Otomatik Çekiç	C_E	0.8-1.3
Sondaj Çapı	65-115mm	C_B	1.0
Sondaj Çapı	150mm	C_B	1.05
Sondaj Çapı	200mm	C_B	1.15
Tij Uzunluğu	<3m	C_R	0.75
Tij Uzunluğu	3-4m	C_R	0.8
Tij Uzunluğu	4-6m	C_R	0.85
Tij Uzunluğu	6-10m	C_R	0.95
Tij Uzunluğu	10-30m	C_R	1.0
Numune Alma Metodu	Standart Numune Alıcı	C_S	1.0
Numune Alma Metodu	Kılıfsız Numune Alıcı	C_S	1.1-1.3

Seed ve diğ. (1985)'e göre C_S standart olmayan numune alıcıların kullanılmadığı durumlarda kullanılır. Bu numune alıcılar içi boş numune kılıf halkalarına sahiptirler, fakat bu halkalar kullanılmazlar. Bundan dolayı numune alıcının iç kısmı ile numune arasındaki sürtünme azalır ayrıca sondaj boyunca penetrasyon direncinin azalmasına neden olur (Seed ve diğ., 2003).

Youd ve diğ. (2001a) ince dane oranının DDO üzerindeki etkisini azaltmak için $(N_1)_{60}$ değerinin temiz kum eşdeğeri $(N_1)_{60cs}$ 'e dönüştürülerek kullanılmasını önermişlerdir. Bu ise zemin numunesinin ince dane miktarına bağlı olarak aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (3.7)$$

Burada α ve β katsayıları aşağıdaki ilişkilerden belirlenebilir:

$$\dot{I}DO \leq \%5 \text{ için} \quad \alpha = 0 \quad (3.8a)$$

$$\%5 < \dot{I}DO < \%35 \text{ için} \quad \alpha = \exp[1.76 - (190 / \dot{I}DO^2)] \quad (3.8b)$$

$$\dot{I}DO \geq \%35 \text{ için} \quad \alpha = 5 \quad (3.8c)$$

$$\dot{I}DO \leq \%5 \text{ için} \quad \beta = 1.0 \quad (3.9a)$$

$$\%5 < \dot{I}DO < \%35 \text{ için} \quad \beta = [0.99 + (\dot{I}DO^{1.5} / 1000)] \quad (3.9b)$$

$$\dot{I}DO \geq \%35 \text{ için} \quad \beta = 1.2 \quad (3.9c)$$

Sıvılaşma analizinde bir sonraki adım hesaplanan temiz kum eşdeğerine bağlı olarak zemin için dinamik direnç oranını (DDO) bulmaktır. Bu işlem için Seed ve diğ., (1985) tarafından geliştirilmiş ve sonraları NCEER ile Youd ve diğ. (2001a) tarafından modifiye edilerek, deprem büyüklüğü 7.5 için çizilen ampirik eğri kullanılarak yapılır (Şekil 3.3). $(N_1)_{60} \leq 30$ için bu eğrinin matematiksel ifadesi aşağıda verilmiştir (Rauch, 1997; Youd ve Idriss, 2001c; Youd ve diğ, 2001a).

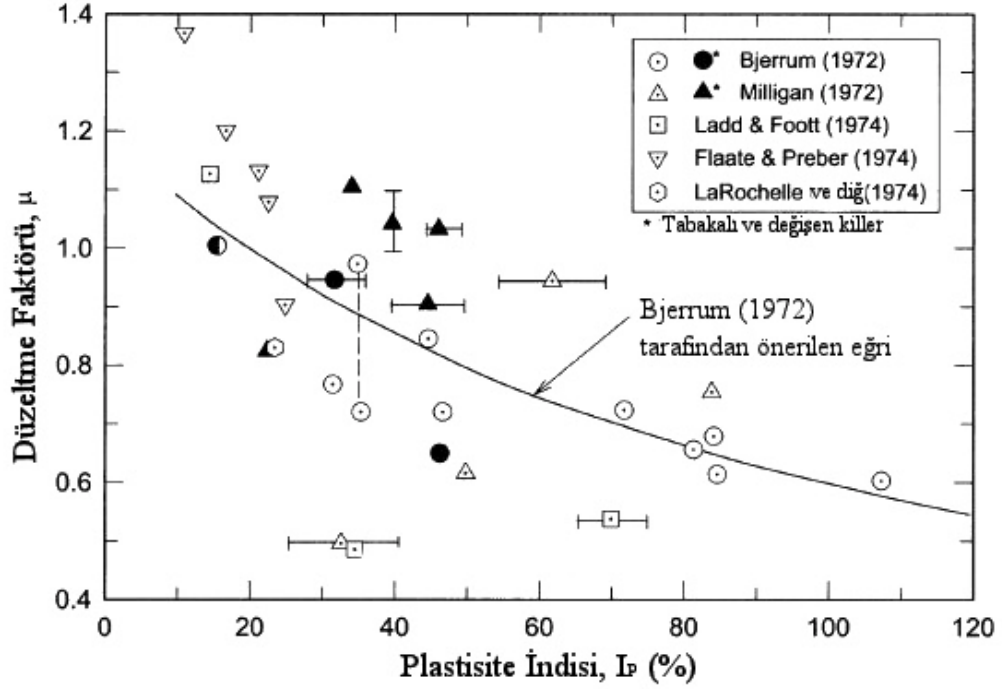
$$DGO / DDO_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.10)$$

Burada $DDO_{7.5}$ $M_w = 7.5$ için dinamik direnç oranıdır. $(N_1)_{60}$ ise düzeltilmiş temiz kum eşdeğeri SPT değeridir. $(N_1)_{60} > 30$ değeri sonsuz DDO 'ı olan sıvılaşmayan bir zemini ifade eder.

Kil benzeri zeminler için $DDO_{M=7.5}$ farklı yaklaşımlar kullanılarak değerlendirilebilir. İlk olarak arazi veya laboratuvar deneyleriyle zeminin drenajsız kayma mukavemeti (s_u) ölçülmekte ve sonra DDO 'ı elde etmek için ampirik bir faktörle çarpılmaktadır. Kil benzeri zeminler için s_u veyn deneyi veya koni penetrasyon deneyi gibi arazi deneyleri kullanılarak elde edilir. Veyn direk olarak zeminin en büyük s_u 'nin en iyi ölçümünü sağlar. Bjerrum (1972), sonradan s_u yumuşak kil üzerindeki dolgunun stabilite analizi için çok uygun olan arazi değerlerine ampirik olarak ayarlanabilir. Bu ampirik ayarlama aşağıdaki şekilde hesaplanır (Boulanger ve Idriss, 2004):

$$(s_u)_{\text{arazi}} = \mu * (s_u)_{\text{veyn}} \quad (3.11)$$

Burada μ veyn kayma düzeltme faktörü olup Ladd ve DeGroot (2003) tarafından plastisite indisi değişimi Şekil 3.5'te gösterilmiştir (Boulanger ve Idriss, 2004). Ayrıca CPT yardımıyla direk olmasada s_u belirlenebilir.



Şekil 3.5: Drenajsız Kayma Mukavemetinin Veyn Ölçümleri için Düzeltme Faktörü (Ladd ve diğ., 1977'den sonra Ladd ve DeGroot, 2003)

İkinci olarak ölçülen s_u 'dan DDO belirlenebilir. Dinamik mukavemetin değeri (τ_{din}) kil benzeri zeminler için ölçülen s_u 'ya bağlı olarak ampirik tahmini yapılabilir. Referans gerilme seviyesi, $r_e = \%65$ ve deprem manyitüdü 7.5 için kil benzeri zeminlerin DDO aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$DDO_{M=7.5} = C_{2D} \left(\frac{\tau_{din}}{s_u} \right)_{N=30} * \frac{s_u}{\sigma'_{vc}} * K_{\alpha} \quad (3.12)$$

Burada, C_{2D} arazide iki boyutlu bir sarsıntı için düzeltme faktörü, K_{α} statik kayma gerilmesi için düzeltme faktörü (Şekil 3.10-11), σ'_{vc} efektif düşey konsolidasyon gerilmesi ve $N=30$ ise çevrim sayısını göstermektedir. Ayrıca $(\tau_{din}/s_u)_{N=30}$ oranı statik konsolidasyonlu drenajsız (CU) laboratuvar deneyleri için standart yükleme oranlarında belirlenen s_u değerlerine bağlıdır. C_{2D} kumlar için 0.9, killer için 0.96 olarak alınabilir (Boulanger ve Idriss, 2004). Görüleceği gibi bu değer kum ve killerde azaltma yapmaktadır. Aslında $C_{2D} = (N_{1D}/N_{2D})^b$ ilave yükleme çevrimlerinden etkilenmektedir. Buradaki b sabit bir değer olup kumun $C_{2D}=0.9$ değeri için 0.337, N_{1D} ve N_{2D} ise bir ve iki boyutlu deprem sırasındaki eşdeğer üniform çevrim sayılarıdır.

Üçüncü olarak konsolidasyon gerilme geçmişine bağlı olarak ampirik yöntemlerle DDO belirlenebilir.

$$DDO_{M=7.5} = 0.8 * S * AKO^m * K_{\alpha} \quad (3.13)$$

Burada S ve m kil benzeri zeminleri tanımlamak için kullanılan parametreler, AKO ise aşırı konsolidasyon oranıdır. Ladd (1991) homojen, düşük ve yüksek plastisiteli killeri (CL ve CH) için $S=0.22$ ve $m=0.8$ değerlerini önermiştir (Boulanger ve Idriss, 2004).

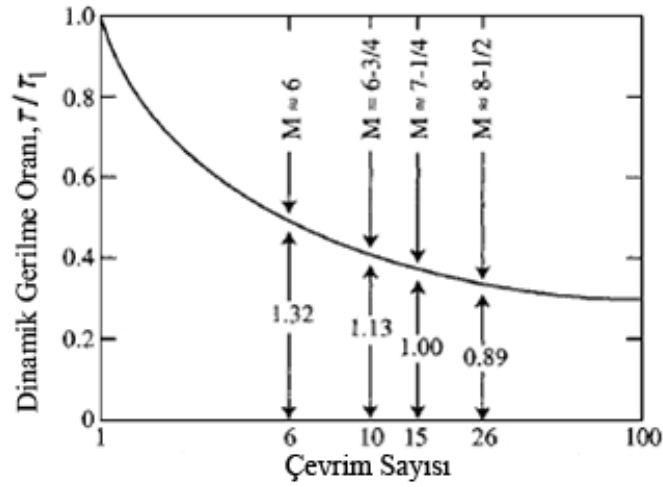
Seed ve Idriss (1982) basitleştirilmiş yöntemi geliştirirken manyitüdü 7.5 olan depremlere göre sıvılaşmanın meydana geldiği veya gelmediği bölgelerden çok miktarda datalar derlemiştir. Sıvılaşmanın yüzeyde gözlemlendiği veya gözlenmediği değişik bölgeler için $(N_1)_{60}$ değerleri ve dinamik gerilme oranını (DGO) hesaplamak için analizler, bu datalar kullanılarak yapılmıştır. Basitleştirilmiş temel eğriyi manyitüdü 7.5’den büyük veya küçük olan depremlere göre ayarlamak için Seed ve Idriss (1982) “Manyitüd Düzeltme Faktörü (MDF)” tanımını ortaya koymuştur. Daha sonraki çalışmalarında manyitüd düzeltme faktörü, sıvılaşma direnci üzerine farklı büyüklükteki depremlerin ana etkisi ve dinamik deney datalarından geliştirilmiş ve farklı büyüklükteki depremlerde temsili üniform yükleme çevrim sayısına dayanarak bazı değişiklikler yapmıştır. $DDO_{7.5}$ değeri düşünülen $M_w = 7.5$ değerinden daha küçük veya daha büyük bir deprem büyüklüğü için ayarlanması gerekir.

$$DDO = DDO_{7.5} * MDF \quad (3.14)$$

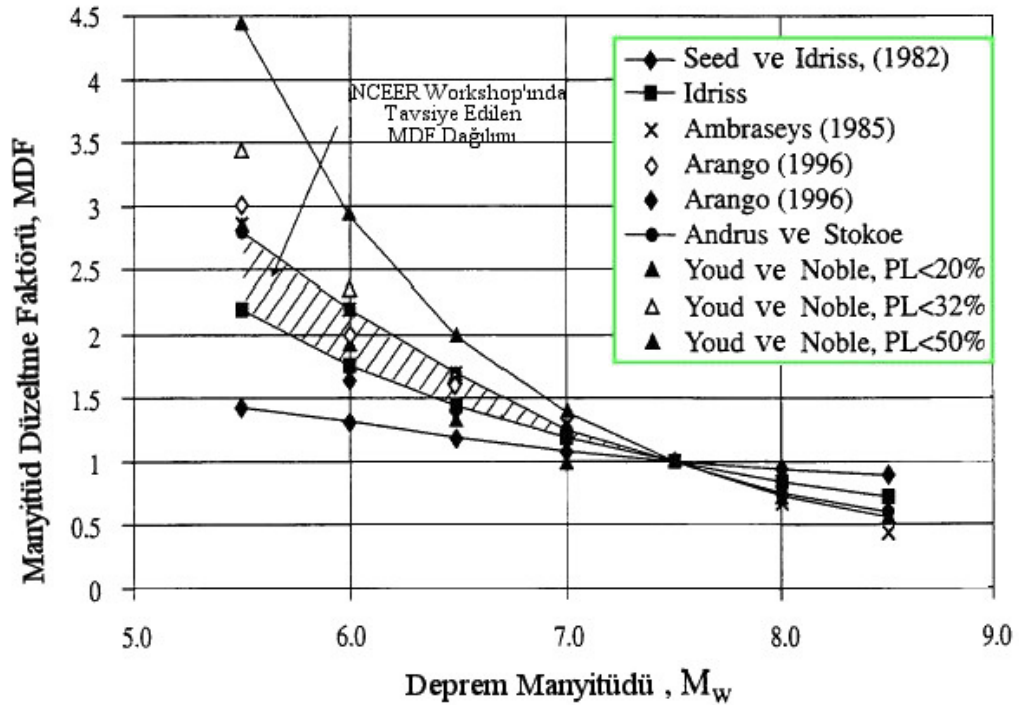
Burada DDO MDF’e uygun deprem büyüklüğü için zeminin dinamik direnç oranıdır. MDF belirlenmesiyle ilgili olarak Seed ve Idriss (1982) yılında temsili yükleme çevrimlerine göre laboratuvar deneyleri yapmıştır. Kuvvetli yer hareketinin ivme kayıtlarından depremin oluşturduğu eşdeğer yükleme çevrim sayısı ile deprem manyitüdü arasında ilişki geliştirmişlerdir. İkinci grup olarak temiz kum kullanılarak farklı boşluk oranları ve gerilme şartları için laboratuvar deneyleri yaparak sıvılaşmayı veya toplam %5’lik şekil değiştirmeyi meydana getirmek için gerekli çevrim sayıları ölçülmüştür. Bu deneylerden elde ettikleri tek temsili eğri Şekil 3.6’da gösterilmiştir.

Değişik deprem manyitüdülerinin DGO ile gösterildiği ($M_w=7.5$ için 15 çevrim) bu eğrideki değişik çevrim sayıları için DGO değerlerine bölünmesiyle manyitüd düzeltme faktörü elde etmişlerdir. Ayrıca farklı araştırmacıların MDF için

önerdikleri eğriler Şekil 3.7’de gösterilmiştir (Youd ve diğ., 1997c). Bu grafik $M_w < 7.0$ için oldukça geniş aralıkta değerler vermektedir.



Şekil 3.6: Sıvılaşmayı Oluşturacak Çevrim Sayısı ile DGO Arasındaki Temsili İlişki (Seed ve Idriss, 1982’den sonra yeniden çizilmiştir; Youd ve diğ., 2001a)



Şekil 3.7: Çeşitli Araştırmacılar Tarafından Elde Edilen MDF Değerleri (Youd ve Noble, 1997a; NCEER, 1997; Youd ve diğ., 2001a)

Idriss (Youd ve diğ., 1997a-c), Seed ve Idriss (1982) orijinal MDF eğrisini log-log ekseninde yeniden çizerek düz bir çizgi elde etmiştir. Yeniden elde edilen düzeltme

faktörleri manyitüdü 7.5’den az olanlar için önemli derecede daha büyüktür ve manyitüdü 7.5’den fazla olanlar için ise orijinal eğriye göre biraz daha büyük değerler vermektedir. Elde edilen yeni denklem Denklem 3.15’de verilmiştir.

$$\text{MDF} = 10^{2.24} / M^{2.56} = (M_w / 7.5)^{-2.56} \quad (3.15)$$

$M_w=7.5$ ’den az olan depremler için Ambreseys (1985, 1988)’in MDF’si (Şekil 3.7) orijinal Seed ve Idriss (1982) ve gözden geçirilen Seed’in önerdikleri değerden daha büyüktür. Arango (1996) iki tane MDF geliştirmiştir. İlk eğri sıvılaşmanın meydana gelmesi için gerekli sönümlenen sismik enerji, farklı bölgelerde tahmin edilen ortalama en büyük ivme değerleri ve sismik enerji kaynağından çok uzaklarda gözlenen sıvılaşma etkilerine bağlıdır. İkinci geliştirdikleri grafik ise enerji kavramı ve Seed ve Idriss (1982)’in deprem manyitüdüne karşılık gelen çevrim sayılarından yararlanarak elde etmiştir. Andrus ve Stokoe (NCEER, 97-0022, Youd ve diğ., 1997c) kayma dalgası hızının bir fonksiyonu olarak sıvılaşma direnciyle ilgili çalışmalardan elde ettiği grafikleri kullanarak aşağıda verilen 3.16 nolu MDF denklemini elde etmiştir. Bu denklemde manyitüdü 7.5 olan depreme karşılık gelen DDO’a göre, verilen bir depreme ait DDO değerinin alınmasıyla MDF tahmin edilebilir. Manyitüdü 6’dan az olan ve 7.5’den fazla olan depremler için bu denklemden ekstrapolasyon yapılmıştır (NCEER, 97-0022, Youd ve diğ., 1997c).

$$\text{MDF} = (M_w / 7.5)^{-3.3} \quad (3.16)$$

Youd ve Noble (NCEER, 97-0022, Youd ve diğ., 1997c) sıvılaşmanın meydana geldiği veya oluşmadığı bölgelerdeki verileri kullanarak yaptıkları lojistik analizlerden manyitüd düzeltme faktörü elde etmişlerdir.

$$\text{Logit}(P_L) = \ln(P_L / 1 - P_L) = -7.633 + 2.256 * M_w - 0.258 * (N_1)_{60cs} + 3.095 * \ln \text{CRR} \quad (3.17)$$

Burada P_L sıvılaşmanın meydana gelme olasılığı, $1-P_L$ sıvılaşmama olasılığı, $(N_1)_{60cs}$ ince dane oranı düzeltmesini içeren düzeltilmiş düşüş sayısıdır. Ayrıca verilen sıvılaşma olasılığı için bu formül kullanılarak DDO hesaplanabilir. Bununla beraber Youd ve Noble (1997) manyitüdü 7’den büyük olan depremler için $P_L < 32$ ve $P_L < 20$ ’in kullanılmasını önermemişlerdir.

$P_L < \%20$	$\text{MDF} = 10^{3.81} / M^{4.53}$	$M < 7.0$	
$P_L < \%32$	$\text{MDF} = 10^{3.74} / M^{4.33}$	$M < 7.0$	(3.18)
$P_L < \%50$	$\text{MDF} = 10^{4.21} / M^{4.81}$	$M < 7.75$	

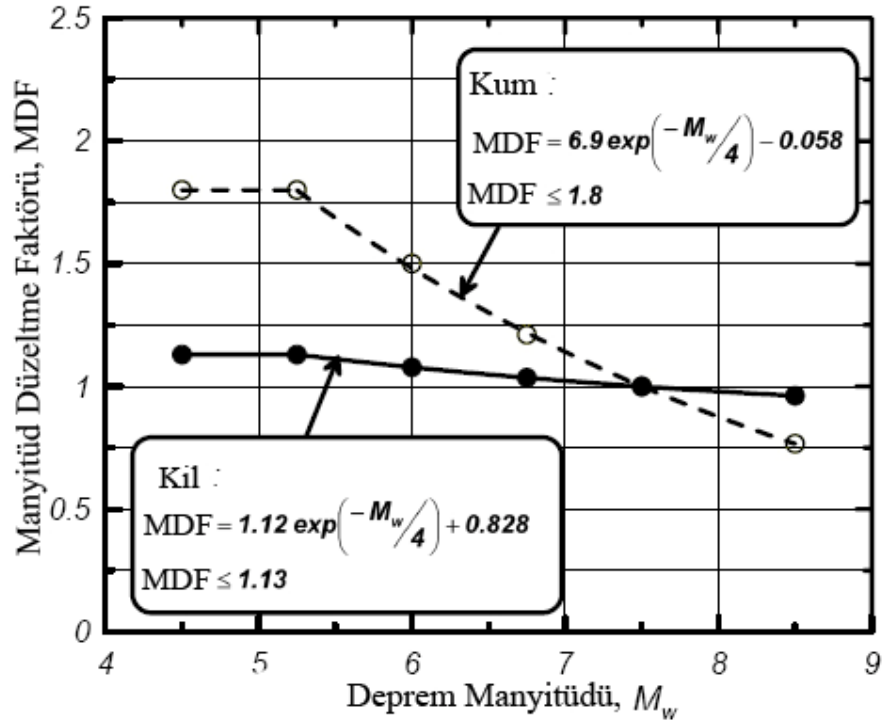
Sıvılaşma direnci için ampirik yöntemlerin çoğu Seed ve diğ. (1983a) tarafından yayımlanan manyitüd düzeltme faktörüne (MDF) güvenir.

Şekil 3.7’de eğrileri bulunan yazarlara ait manyitüd düzeltme faktörü değerleri aşağıdaki Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2: Farklı Araştırmacılar Tarafından Önerilen Manyitüd Düzeltme Faktörleri (Youd ve Noble, 1997a; NCEER, 1997; Youd ve diğ., 2001a)

M_w	Seed ve Idriss (1982)	Revize Edilen Idriss (1997)	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus ve Stokoe (1997)	Youd ve Noble (1997)		
							$P_L < \%20$	$P_L < \%32$	$P_L < \%50$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00		2.8	2.86	3.45	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69			1.6	1.34	1.65	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25		1.25	0.96	1.19	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.0	0.70?	0.88?	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75		0.8			0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44		0.76	0.65			0.56?

Son olarak kumlu zeminler için Idriss (1999), killi zeminler için ise Boulanger ve Idriss (2004) tarafından manyitüd düzeltme faktörü ile ilgili çalışma Şekil 3.8’de gösterilmiştir.



Şekil 3.8: Dinamik Gerilme Oranını Eşdeğer Dinamik Gerilme Oranına Çevirmek için Kum ve Killer İçin Manyitüd Düzeltme Faktörü (Idriss, 1999; Boulanger ve Idriss, 2004)

Pratik amaçlar için Şekil 3.7’de $M_w=7.5$ ’den az olan depremler için tavsiye edilen aralığın en alt sınırı Idriss (NCEER, Youd ve diğ., 1997) tarafından önerilen MDF’i gözden geçirilip düzeltilmiştir. Önerilen aralığın en üst sınırı ise Ambraseys, Arango ve Youd ve Noble ($P_L < \%20$) tarafından önerilen MDF ile uyumludur. $M_w=7.5$ ’dan büyük olan depremler için Idriss (NCEER, Youd ve diğ., 1997c) tarafından önerilen faktörlerin pratik mühendislikte kullanılmasını tavsiye etmişlerdir.

Yukarıdaki değerler belirlendikten sonra sıvılaşma analizinin en son adımı her SPT logundaki sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörünü hesaplamak ve sonrasında sıvılaşan tabaka kalınlığının belirlenmesidir. Sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü (GF) aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$GF = \frac{DDO}{DGO} \quad (3.19)$$

SPT değerinin ölçüldüğü her zemin tabakasında güvenlik faktörü $GF \leq 1.0$ için sıvılaşmanın olduğundan $GF > 1.0$ için ise sıvılaşmanın olmadığından söz edilebilir. Bunun yanında bu yöntem deprem ivmesinin 0.2g ile 0.5g arasında olduğu durumda kullanılabilir, ivmenin daha büyük olduğu durumlarda lineer olmayan gerilme tabanlı çözümler üretilmelidir (FHWA HI-99-012).

Basitleştirilmiş yöntem olarak bilinen sıvılaşma analiz yöntemi (Seed ve Idriss, 1971) sadece derinliği 15m’den az olan (düşük efektif basınçlar) düz ve hafif eğimli arazilerde (düşük statik kayma gerilmeleri) için geçerli olup daha derin ve eğimli durumlar için yöntem geçerli sayılmamaktadır. Bu amaçla daha derin ve daha eğimli yüzeylerde bu çalışmanın uygulanabilmesi için güvenlik sayısına bazı eklemeler (K_σ , K_α düzeltmeleri) Seed (1983b) tarafından yapılmıştır. K_α düzeltme faktörü basitleştirilmiş yöntemin çok daha dik şevli zemin şartlarına uygulanmasına izin verirken, K_σ düzeltme faktörü dinamik oranlardan yüksek çevre basınçlarına kadar uygulanmasına izin verir. Bu durumda GF değeri aşağıdaki şekilde hesaplanır:

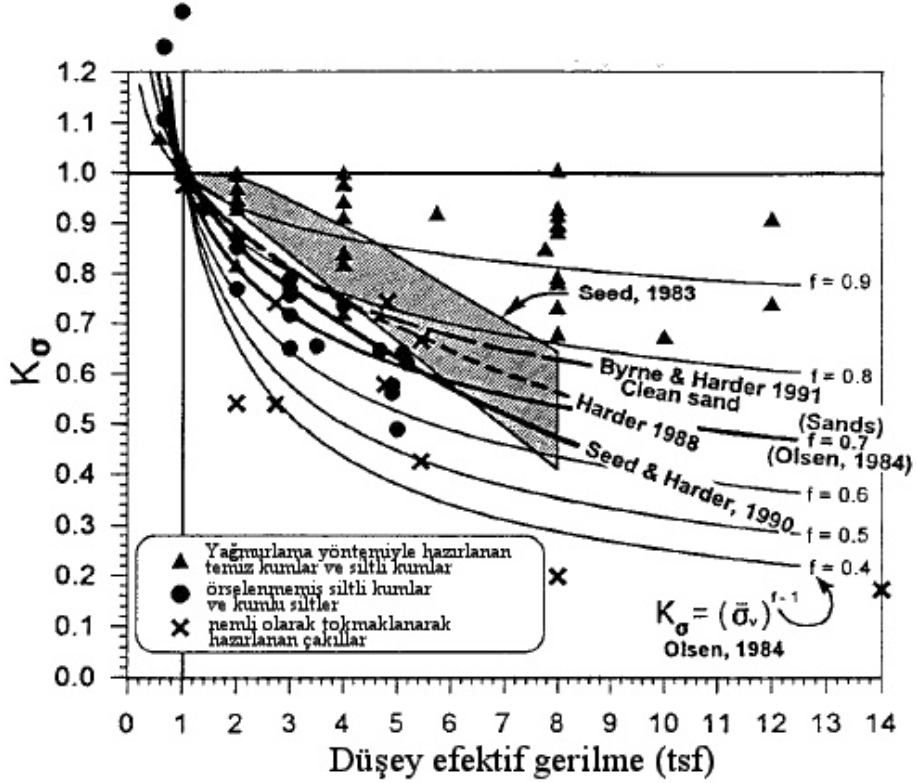
$$GF = \left(\frac{DDO_{7.5}}{DGO} \right) MDF * K_\sigma * K_\alpha \quad (3.20)$$

Sıvılaşma direncinin çevre basıncı artışı ile arttığı bilinmekte olup bu artış lineer değildir. DDO ile arasındaki lineer olmayan davranış biçiminin etkisi Seed (1983) tarafından düzeltme faktörü (K_σ) olarak dikkate alınmıştır. Seed (1983b) tarafından geliştirilen K_σ değerleri izotropik konsolidasyon dinamik üç eksenli basınç deneyinin dinamik direnç oranının, 96 kPa ($P_a \approx 100$) kPa’lık efektif çevre basıncıyla ilgili DDO değerleriyle normalize edilmesiyle elde edilmiştir. Yani bu değerden daha büyük

gerilmeler için K_σ düzeltme faktörü kullanılır. 100 kPa'dan daha büyük çevre basınçları için K_σ birden azdır ve artan çevre basıncıyla azalır. Hynes ve Olsen (1999)'nin Seed ve Harder (1990)'ın temiz kum için düzeltme faktörünü de içerecek şekilde daha genişleterek hazırladığı grafik Şekil 3.9'da verilmiştir. Bu eğri hem temiz hemde siltli kumlar ve çakıllar için pratik mühendislik açısından uygundur. Bu grafiğin formülize edilmiş hali ise aşağıdaki gibidir (Youd ve diğ., 2001a):

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (3.21)$$

burada f değeri arazi koşulları fonksiyonudur ve relatif sıkılığa göre değişik değerler alır. Eğer $D_r = \%40 - \%60$ aralığında ise $f = 0.7 - 0.8$, $\%60 - \%80$ aralığında ise $f = 0.6 - 0.7$ değerlerini alır.



Şekil 3.9: Laboratuvar Dataları ve Derlenen K_σ Eğrileri (Youd ve diğ., 2001a; Orijinal çalışma Hynes ve Olsen, 1999)

Şevli zeminler, deprem başlamadan önce bir zemin kütleinde statik kayma gerilmeleri meydana getirirler. Genişleyen zeminlerin (düşük çevre basınçları altındaki orta sıkı-sıkı daneli zeminler) sıvılaşma direnci artan statik kayma

gerilmesiyle artar. Aksine sıkışan zeminlerin (yüksek çevre basınçları altındaki gevşek zeminler ve orta-sıkı zeminler) sıvılaşma direnci azalır. Bu nedenlerle kumlarda statik kayma gerilmesi etkisinin dikkate alınması gerekmektedir. α terimi ilgili düzlemdeki başlangıç statik kayma gerilmesinin efektif normal konsolidasyon gerilmesine bölünmesidir.

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vo}} \quad (3.22)$$

Burada τ_s statik kayma gerilmesi, σ'_{vo} efektif düşey gerilmesidir.

Arazi şartlarını uygulamak için referans genellikle yatay düzlem alınmıştır. Bu nedenle sıvılaşma analizlerinde eğimli zeminlerin etkisini dikkate almak için düzeltme parametresine ihtiyaç vardır.

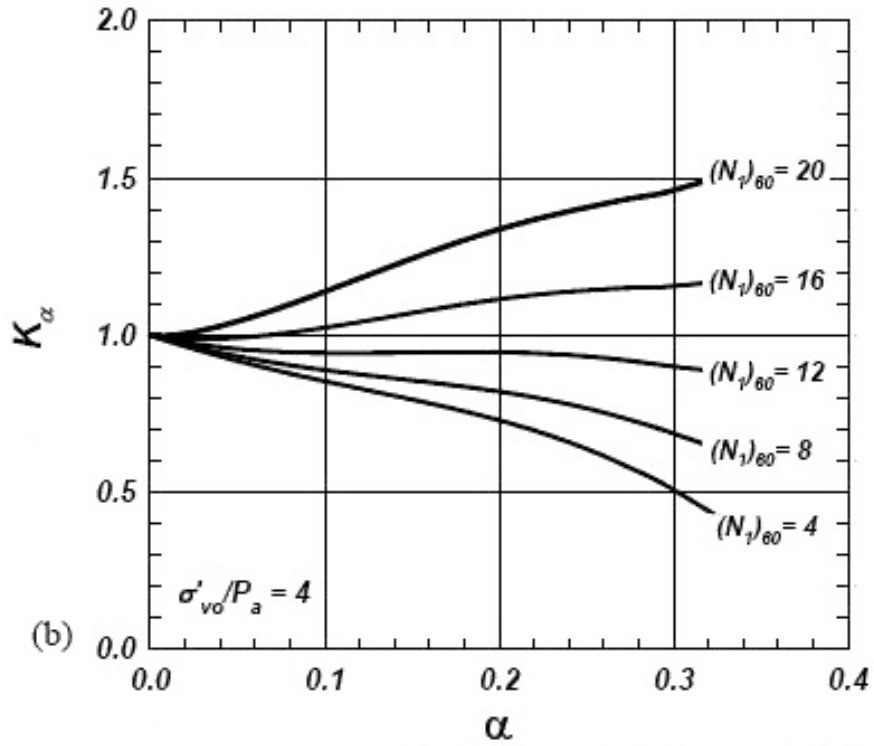
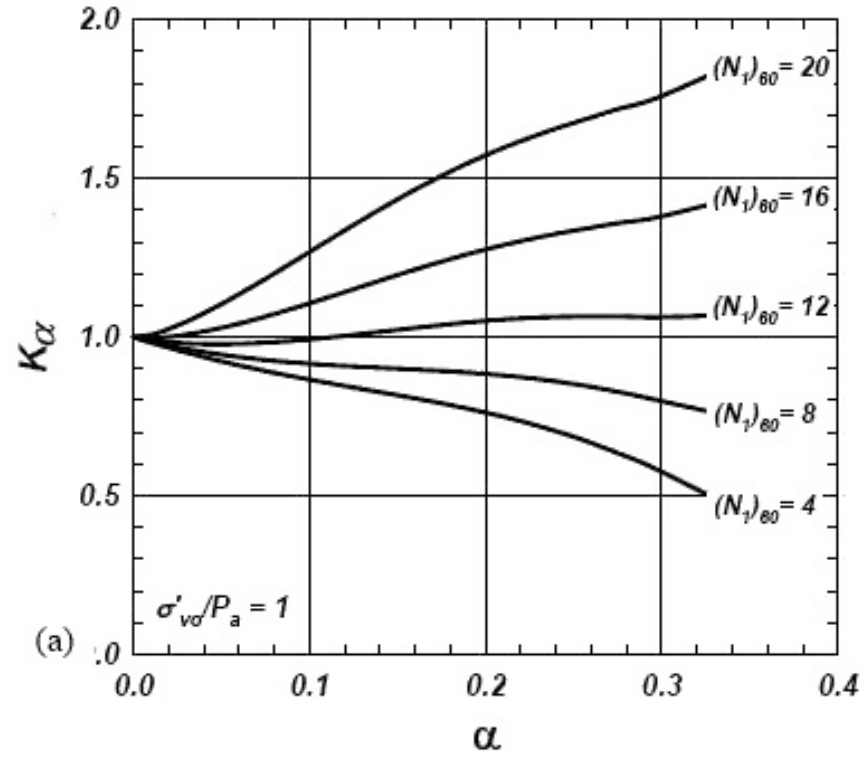
Seed (1983a)'de kumun sıvılaşma direnci üzerine başlangıç statik kayma gerilmesi oranı (α) etkisini temsil etmek için K_α düzeltme faktörünü geliştirmiştir. Bu faktör düz zemin için olan basitleştirilmiş yöntemden, sabit statik kayma gerilmeleri olan şevli bir bölgede elde edilen sonuçları düzeltmek için kullanılabilir. K_α ilişkisi laboratuvar çalışmaları kullanılarak aşağıdaki şekilde elde edilmiştir.

$$K_\alpha = \frac{(DDO)_{\alpha=\alpha}}{(DDO)_{\alpha=0}} \quad (3.23)$$

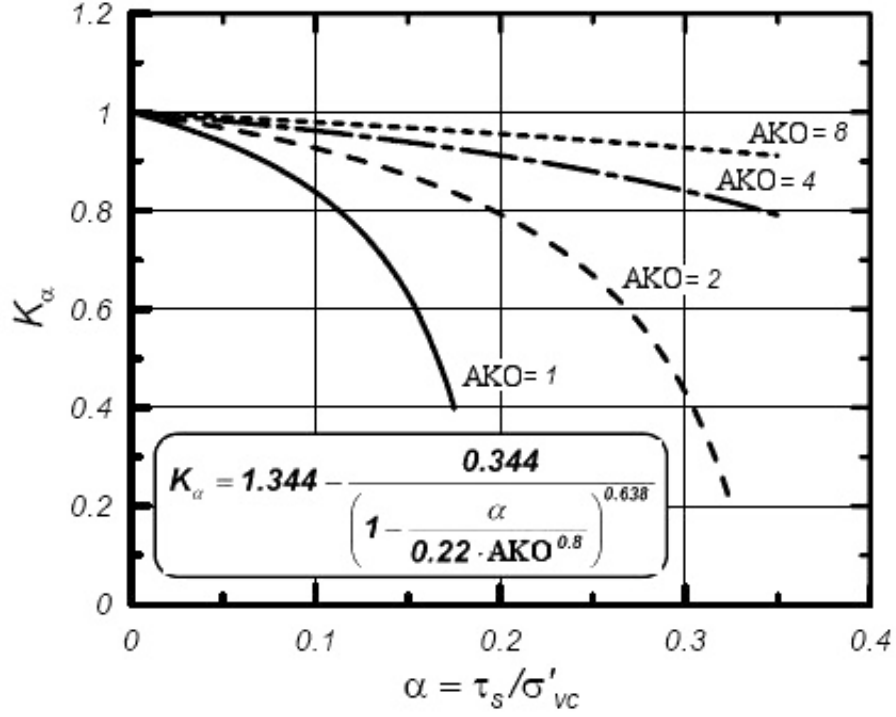
Bu basitçe α 'nın bazı değerleri için DDO'nın, $\alpha=0$ 'a karşılık gelen DDO'ya bölünmesidir. $(DDO)_{\alpha=0}$ düz zemine karşılık gelen yarı ampirik korelasyon ve 7.5 büyüklüğündeki depremde elde edilir.

Dinamik üç eksenli basınç deneyleri α 'nın bir fonksiyonu olarak K_α düzeltme faktörünün değerini ampirik olarak belirlemek için kullanmışlardır. K_α efektif düşey gerilme ve relatif sıkılığa bağlı bir katsayıdır (Şekil 3.10). Gevşek kumlar için K_α faktörü artan α ile birden küçük olmaktadır. Sıkı kumlar için ise K_α faktörü artan α ile birden büyük olmaktadır.

Kumlarda olduğu gibi suya doymuş killerin dinamik direnci başlangıç statik kayma gerilmesinin var olmasından etkilenmekte ve kuma benzer olarak geliştirdikleri K_α faktörü farklı AKO için Şekil 3.11'de gösterilmiştir. K_α değerleri normal konsolide zeminler için çok düşüktür ve AKO'nun artmasıyla artar. Hem kil hemde kumlu zeminlerde verilen statik kayma gerilmesi oranı için dinamik mukavemet üzerine statik kayma gerilmesinin etkisi sıkışan zeminler için çok zararlı olabilmektedir.



Şekil 3.10: Kumlar İçin Statik Kayma Gerilmesi Faktörünün SPT Değerinin Bir Fonksiyonu Olarak K_α 'ın Önerilen Değerleri:(a) Efektif Gerilme 100 kPa, (b) Efektif Gerilme 400 kPa (Orijinal Kaynak Idriss ve Boulanger, 2003; Boulanger ve Idriss, 2004)



Şekil 3.11: Statik Kayma Gerilmeleri Altında Konsolide Edilmiş ve Değişik AKO Oranlarında Kil Benzeri Zeminler için K_α ve α İlişkisi (Boulanger ve Idriss, 2004)

3.2.2 Japon Yol Kurumu'nun Önerdiği Yöntem (1996)

Japonya'da sivilaşmanın değerlendirilmesi Japon Yol Kurumu (JRA) tarafından geliştirilmiş olan SPT datalarına dayalı ampirik yöntemler kullanılarak yapılmaktadır. Bu yöntem Japonya'da SPT penetrasyon direnci, özellikleri bilinen zemin numuneleri üzerinde çok sayıda yapılan dinamik üç eksenli deneylerden elde etmişlerdir (Ishihara, 1985, 1993a).

Bu yöntemde SPT deneyi sonucunda elde edilen düzeltilmemiş SPT değerleri (N_{30}), YASS, en büyük yatay ivme (a_{maks}), deprem tipi ($a_{maks} < 600$ gal ise tip 1, $a_{maks} \geq 600$ gal ise tip 2), zemin kesitinin oluştuğu zemin tabakalarının sayısı, bunların derinlikleri ve suya doymun birim hacim ağırlıkları (γ_d), N_{30} değerlerinin elde edildiği numunelerin deney sonuçları ayrıntılı olarak (numunelerin alındıkları derinlikler, ince dane oranları, ortalama dane çapları (D_{50} (mm)), efektif dane çapları (D_{10} (mm)), plastisite indisleri) ve zemin tipi (kum özellikli zemin ise tip 1, çakıl özellikli zemin ise tip 2 şeklinde) göz önüne alınarak sivilaşma potansiyeli belirlenmektedir. Japon yol kurumu tarafından önerilen zemin sınıflandırması Tablo 3.3'de verilmiştir (Yamazaki ve diğ., 1999).

Tablo 3.3: Japon Yol Kurumu’na Göre Zemin Sınıflandırması

Zemin Cinsi	Jeolojik Tanımlama	Hakim Periyota göre Tanımlama
Tip 1 (Kaya ve Sert Zemin)	H<10m olan Pleistosen veya buzul döneme ait zeminin (üçüncü zamanda meydana gelen) veya eski kaya (anakaya olarak tanımlanmışlardır)	$T_G < 0.2$ s
Tip 2 (Sert Zemin)	H<10m olan Halojen zemin veya ≥ 10 m olan Pleistosen zemin	$0.2 \leq T_G < 0.4$ s
Tip 3 (Orta Zemin)	Kalınlığı 5m’den az olan yumuşak tabakalar içeren H<25m olduğu Halojen zeminler	$0.4 \leq T_G < 0.6$ s
Tip 4 (Yumuşak Zemin)	Yukarıdakilerin dışında kalan zeminler (genellikle yumuşak Halojen zeminler veya dolgular)	$T_G \geq 0.6$ s

Analiz sonucunda “Sıvılaşma Güvenlik Sayısı (F_L)” elde edilerek sıvılaşma potansiyelinin olup olmadığı, sıvılaşma potansiyeli var ise bunun hangi derinlikler arasında olduğu ifade edilmektedir. Eğer $F_L \geq 1$ ise sıvılaşma yok, $F_L < 1$ şeklinde ise sıvılaşma var şeklinde sonuçlar yorumlanmaktadır.

Bu yöntemde aşağıda belirtilen koşulların sağlanmaması durumunda o zemin için sıvılaşma potansiyeli hesabı yapılamamaktadır. Bu koşullar:

- YASS yüzeyden 10m derinliğe kadar bir derinlikte olmalıdır,
- İDO % 35’den küçük olmalı veya İDO miktarının % 35’den büyük olması durumunda $I_p < 15$ olmalıdır,
- $D_{50} < 10$ mm ve $D_{10} < 1$ mm olmalıdır.

Bu yöntemde sıvılaşma güvenlik sayısı,

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (3.24)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Burada; F_L , sıvılaşma güvenlik sayısı, R , önceden tespit edilen sıvılaşmanın olduğu durumlar göz önünde bulundurularak hesaplanan DGO, L , deprem esnasında oluşan DGO olup R aşağıdaki şekilde belirlenebilir.

$$R = C_w * R_L \quad (3.25)$$

C_w , depremin oluşturduğu en büyük yatay yer ivmesine göre bulunan deprem tipi katsayısıdır. Tablo 3.4’de C_w ’nin aldığı değerler görülmektedir.

Tablo 3.4: Deprem Tipine Göre C_w Değerleri

Tip 1 ($a_{maks} < 600$ gal)	Tip 2 ($a_{maks} \geq 600$ gal)
1	1.0 ($R_L \leq 0,1$)
	$3.3 * R_L + 0.67$ ($0.1 < R_L \leq 0.4$)
	2.0 ($0.4 < R_L$)

R_L ise SPT değerinin düşey efektif gerilmeye göre düzeltilmiş değeri ile İDO miktarına göre bulunan DGO’dur.

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 * 10^{-6} * (N_a - 14)^{4.5} & (N_a \geq 14) \end{cases} \quad (3.26)$$

Kum zemin durumunda,

$$N_a = C_1 * N_1 + C_2 \quad (3.27)$$

$$N_1 = \frac{1.7 * N}{\sigma'_v + 0.7} \quad (3.28)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (\%0 \leq \text{İDO} < \%10) \\ (\text{İDO} + 40) / 50 & (\%10 \leq \text{İDO} < \%60) \\ (\text{İDO} / 20) - 1 & (\%60 \leq \text{İDO}) \end{cases} \quad (3.29)$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (\%0 \leq \text{İDO} < \%10) \\ (\text{İDO} - 10) / 18 & (\%10 \leq \text{İDO}) \end{cases} \quad (3.30)$$

Çakıl zemin durumunda,

$$N_a = \{1 - 0.36 * \log_{10} (D_{50} / 2)\} * N_1 \quad (3.31)$$

Verilen bu bağıntılarda, N , düzeltilmemiş SPT değeri, N_1 , düşey efektif gerilmeye göre yapılan düzeltme sonucunda bulunan SPT değeri (düşey efektif gerilme nedeniyle $1 \text{ atm} = 1 \text{ kg/cm}^2$ atmosfer basınca göre SPT değerleri düzeltilir), C_1 , C_2 , İDO'ya göre bulunan katsayılar, N_a , düşey efektif gerilme ve zemindeki İDO miktarına göre bulunan düzeltilmiş SPT değeridir.

Oluşan veya oluşması tahmin edilen deprem etkisi durumunda DGO ise,

$$L = r_d * K_{hc} * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (3.32)$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanmaktadır.

Bu bağıntıda, r_d , sondaj derinlik düzeltmesi ($r_d = 1 - 0.015z$), z , derinlik, K_{hc} , a_{max}/g ($=390 \text{ cm/sn}^2/981 \text{ cm/sn}^2=0.40$), σ_v , toplam düşey gerilme, σ'_v , düşey efektif gerilmedir.

Ancak bu yöntem için gerekli olan bazı parametreler ile ilgili verilerin eksik olması durumunda JRA'ın önerdiği Tablo 3.5'den yararlanılabilir.

Ayrıca bu yöntemin uygulanması esnasında dikkat edilmesi gereken önemli noktalardan biri de Türkiye'de yapılan SPT'ler sonucunda bulunan düzeltilmemiş SPT değerlerinin doğrudan bu Japon yönteminde kullanılamayacağıdır. Kiku ve diğ. (2001)'e göre Türkiye'de yapılmış olan SPT'lerdeki deney tokmağının enerji absorbesi ile Japonya'da yapılmış olanların absorbesinin farklı olduğu ve de bu oranın yaklaşık olarak % 58 mertebesinde olduğu belirtilmektedir. Bu ilişki (3.33) bağıntısında verilmektedir.

$$\frac{N_{JP}}{N_{TR}} = \frac{\left(\frac{V_s}{80.0}\right)^{1/0.292}}{\left(\frac{V_s}{68.3}\right)^{1/0.292}} = \left(\frac{68.3}{80.0}\right)^{1/0.292} \approx 0.58 \quad (3.33)$$

Tablo 3.5: Japon Yol Kurumu Tarafından Farklı Zeminler İçin Önerilen Endeks Özellikleri

	YASS Altındaki Birim Hacim Ağırlık (γ_d , t/m ³)	YASS Üstündeki Birim Hacim Ağırlık (γ_k , t/m ³)	D ₅₀ (mm)	İDO (%)
Kil	1.50		0.005	100
Yüzey Tabakası	1.70	1.50	0.020	80
Silt	1.75	1.55	0.025	75
Siltli Kum	1.80	1.60	0.040	65
Kumlu Silt	1.80	1.60	0.070	50
Çok İnce Kum	1.85	1.65	0.100	40
İnce Kum	1.95	1.75	0.150	30
Kum	2.00	1.80	0.350	10
Kaba Kum	2.00	1.80	0.600	0
Çakıllı Kum	2.10	1.90	2.000	0

Ayrıca bu yöntemde, D₁₀ değerlerinin tespit edilmediği durumlarda bu bilinmeyen D₁₀ değerleri için 0 alınması istenmektedir.

3.2.3 Japonya'daki Kıyı ve Liman Yapıları için Standart

Japonya'daki kıyı ve limanlar için teknik standartlarda (The Japanese Geotechnical Society-JGS, 1998), kabul edilen depreme göre sıvılaşma potansiyelini değerlendirme iki aşamada yapılmaktadır. Birincisi SPT-N ve dane çapı dağılımına göre tahmin edilir. İkincisi örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan dinamik üç eksenli deney sonuçlarına göre belirlenir. Birinci aşama yetersiz ise ikinci aşama uygulanır.

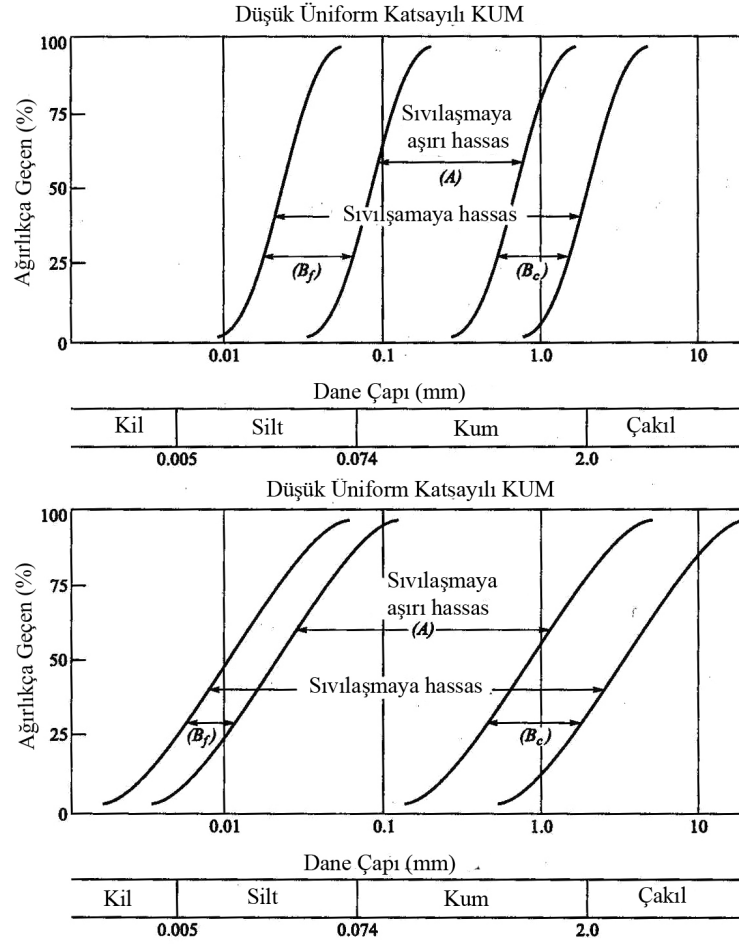
Dane çapı dağılımı ve N değerine bağlı yöntem Japonya'daki kıyı ve liman alanlarındaki sıvılaşmayla ilgili vaka analizleri ve kumlar üzerinde yapılan sarsma tablası deney sonuçlarına bağlı olarak geliştirilmiştir. Sıvılaşma şu şekilde değerlendirilir.

- Şekil 3.12 kullanılarak zemin, dane çapı dağılımına göre sınıflandırılır. İki kartta üniformluk katsayısı ($c_u=D_{60}/D_{10}$) 3.5'den fazla olup olmamasına göre alternatif olarak kullanılır. Zemin A, B_f veya Bc'in aralığının dışında ise sıvılaşmaz olarak düşünülür.

- Zemin A veya B_c aralığında sınıflandırılırsa, eşdeğer N değeri hesaplanır (Şekil 3.13).

$$(N)_{0.66} = \frac{N - 1.828 * (\sigma'_v - 0.66)}{0.399 * (\sigma'_v - 0.66) + 1} \quad (3.34)$$

(N)_{0.66} eşdeğer N değeri, N zemin tabakasının N değeri, σ'_v efektif düşey gerilmedir (kgf/cm²). Eşdeğer N değeri efektif düşey gerilme 0.66 kgf/cm² olduğunda ölçülmüş N değerine dönüştürmeyle elde edilir.



Şekil 3.12: Sıvılaşmaya Hassas Zeminlerin Dane Çapı Dağılımı (JGS, 1998)

Zemin B_f aralığında sınıflandırıldığı zaman ölçülen N değeri eşdeğer olarak kullanılır.

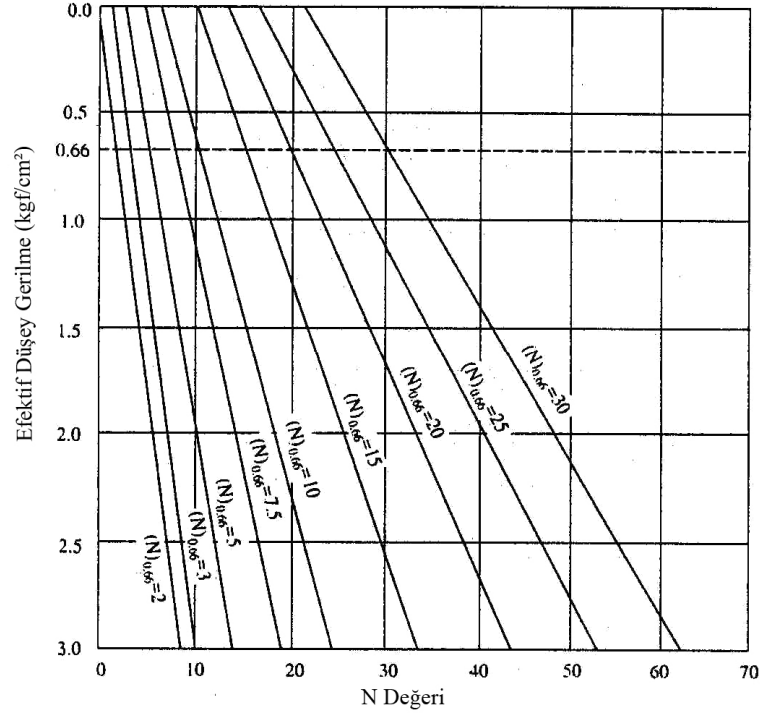
- Zeminin sismik davranış analizi, kabul edilen depremin girdi hareketiyle eşdeğer lineer yaklaşım modeli kullanılarak yapılır. Eşdeğer ivme her bir zemin tabakasının hesaplanan maksimum kayma gerilmesinden hesaplanır.

$$a_{esd} = 0.7 * \frac{\tau_{maks}}{\sigma'_v} * g \quad (3.35)$$

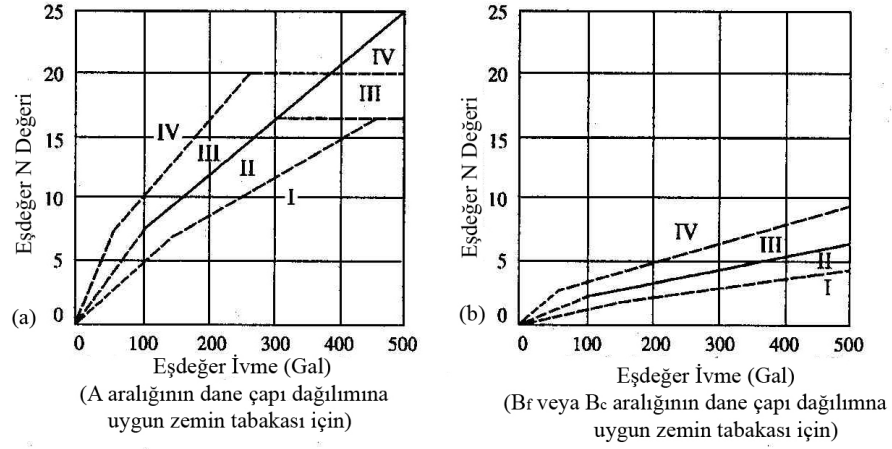
a_{esd} eşdeğer ivme (gal), τ_{maks} maksimum kayma gerilmesi (kgf/cm²), σ'_v efektif düşey gerilme (kgf/cm²), g yerçekimi ivmesi (980 gal)'dir.

Kayalık arazilerde genellikle maksimum ivmenin değerleri 100-300 gal arası olup yerel depremsellik düşünülerek kullanılır.

- Zemin tabakası, eşdeğer ivme ve eşdeğer N değeri kullanılarak Şekil 3.14'de gösterilen I-IV aralığında sınıflandırılır. Şekil 3.12'de A aralığında sınıflandırılan dane çapı dağılımlı zemin için Şekil 3.14a kullanılır. Alternatif olarak Şekil 3.14b, Şekil 3.12'de B_f veya B_c aralığında sınıflandırılan zeminler için kullanılır. A aralığında sınıflandırılan zemin İDO %5'den fazla ise Şekil 3.14a'da eşdeğer N değerinin eksenini üzerindeki değer Şekil 3.15'de gösterilen azaltma faktörüyle çarpılır.



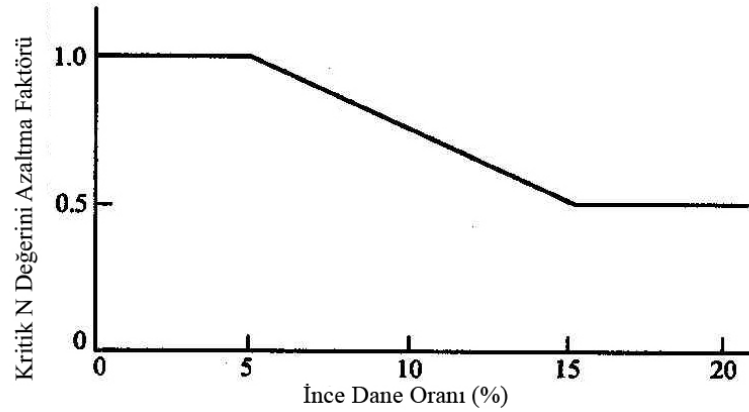
Şekil 3.13: Eşdeğer N Değerini Hesaplamak İçin Kullanılan Kart (JGS, 1998)



Şekil 3.14: Eşdeğer İvme ve Eşdeğer N Değerine Dayalı Olarak Sıvılaşmanın Değerlendirilmesi İçin Zemin Tabakasının Sınıflandırılması (JGS, 1998)

Pratik olarak, her bir zemin tabakasının eşdeğer N değeri, Şekil 3.14a’da direk olarak kullanılan dönüştürülmüş değeri elde etmek için azaltma faktörüne bölünebilir. Bu sonuçlar aynı değere yaklaşır.

B_c aralığındaki zemin, silt ve kil gibi düşük permeabiliteli bir zemin tabakası altında yer alırsa A zemini için aynı yöntem burada da kullanılır.



Şekil 3.15: İnce Dane Oranına Bağlı Olarak Kritik N Değerini Azaltma Faktörü (JGS, 1998)

- Her bir zemin tabakasının sıvılaşma potansiyeli Tablo 3.6 kullanılarak değerlendirilir.

- Yukarıdaki değerlendirmeler yetersiz görülürse zeminin sismik davranış analizi ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde dinamik üç eksenli basınç deneyleri yapılır.

Tablo 3.6: Dane Çapı Dağılımı Ve SPT-N Değerine Göre Zemin Tabakalarının Değerlendirilmesi ve Tahmini (JGS, 1998)

Şekil 3.14’de gösterilen Aralık	Dane çapı ve N değerine göre sıvılaşmanın tahmini	Dane çapı ve N değerine göre sıvılaşmanın değerlendirilmesi
I	Sıvılaşmaya hassas	Zemin sıvılaşmaya hassas olarak değerlendirilir
II	Sıvılaşma potansiyeli yüksek	Zemin sıvılaşmaya hassas olarak değerlendirilir veya dinamik üç eksenli basınç deneyi ile belirlenir.
III	Sıvılaşma potansiyeli düşük	Zemin sıvılaşmaya hassas olarak düşünülmez veya dinamik üç eksenli basınç deneyi ile belirlenir.
IV	Sıvılaşma olmaz	Sıvılaşmaya hassas değildir.

3.2.4 Çın Kriteri

SPT-N değerleri ile kum tabakalarının sıvılaşma direnci arasındaki korelasyonlar Çın’de geliştirilmiştir (Taiping ve diğ., 1984; Ishihara, 1986). Sıvılaşabilir araziler için kritik penetrasyon direncinin (N_{kritik}) belirlenmesi gereklidir.

$$N_{kritik} = \bar{N} * [1 + 0.125 * (d_s - 3) - 0.05 * (d_w - 2)] \quad (3.36)$$

Burada d_s ilgili kum tabakasına olan mesafe (m), d_w yer altı su seviyesinin derinliği (m), $\bar{N}$ Tablo 3.7’de verilen deprem şiddetinin bir fonksiyonu olup serbest düşüş yapan çekiç ve %60 enerji oranına bağlı olarak belirlenir.

Tablo 3.7: Deprem Şiddetinin Bir Fonksiyonu Olarak $\bar{N}$ Değeri

Deprem Şiddeti	$\bar{N}$ (düşüş sayısı/ft)	En büyük zemin ivmesi (g)
VII	6	0.10
VIII	10	0.20
IX	16	0.40

Son yıllarda yapılan çalışmalara göre İDO’nın etkisinide dikkate alarak yukarıdaki denklemi modifiye etmişlerdir (Taiping ve diğ., 1984).

$$N_{kritik} = \bar{N} * [1 + 0.125 * (d_s - 3) - 0.05 * (d_w - 2) - 0.07 * İDO] \quad (3.37)$$

3.3 Koni Penetrasyon Deneyine (CPT) Dayalı Yöntemler

CPT'ye dayalı ampirik yöntemler CPT uç direncine eşdeğer olacak şekilde mevcut sınılaşma vaka analizlerindeki SPT düşüş sayılarına dönüştürülerek geliştirilmiştir. Bu yöntemle ilgili çalışmalar Seed ve diğ. (1985), Robertson ve Campanella (1985), Seed ve De Alba (1986) tarafından yapılmıştır. Mitchell ve Tseng (1990) sınılaşma kriteri için CPT verilerini kullanarak laboratuvar deney verileri ile birlikte bir model kullanmıştır. Bununla birlikte bu yöntemler ölçülen CPT uç direnci ile depremlerde sınılaşan zeminlerin gözlenen arazi performansı arasındaki veri eksikliğinden yetersiz kalmışlardır (Stark ve Olson, 1995). Daha sonraları Stark ve Olson (1995) çok geniş çapta veritabanı kullanarak ölçülen CPT uç direncine dayalı ampirik bir yöntem geliştirmişlerdir.

SPT'ye dayalı yöntemler üzerinde fazla sayıda çalışma yapıldığından diğer üç yönteme göre daha az belirsizlik içerir. Ancak son yıllarda CPT ile ilgili yapılan çalışmalarla SPT ile eşit düzeyde doğruluk ve güvenilirliği temsil etmektedir.

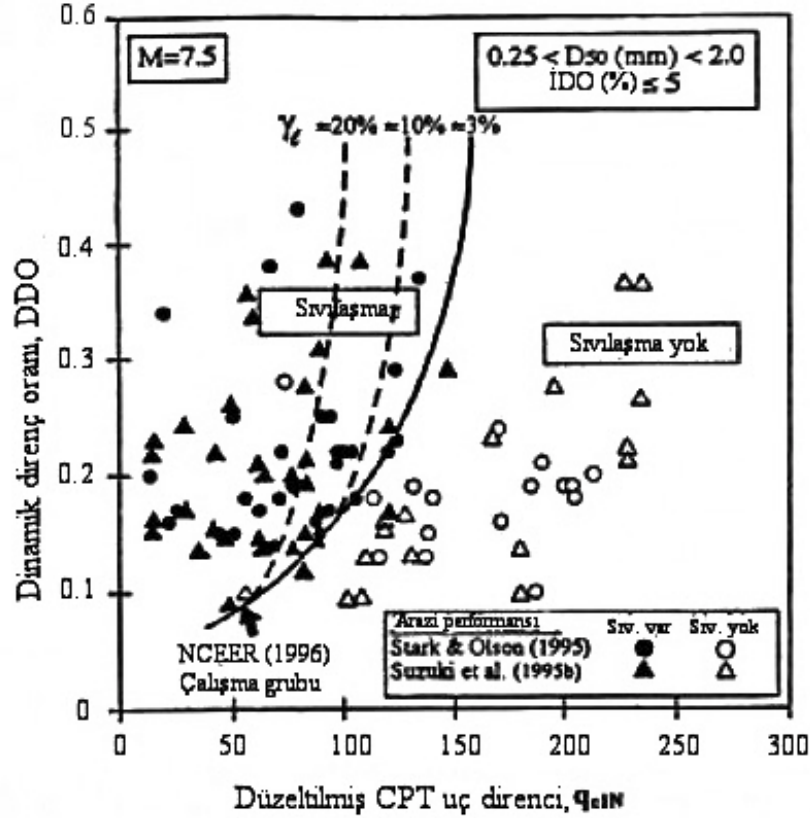
CPT maliyet ve verimlilik bakımından bazı avantajları vardır. Bu deneyde sondaj çukuru gerekli değildir. İkinci avantajı uyumludur çünkü operatör ve ekipmanlar arası değişkenlik SPT ile karşılaştırıldığında küçüktür. Bununla beraber CPT'nin en önemli avantajı günümüzde CPT'nin diğer arazi deneylerine göre sürekli data alması ve daha fazla tekrarlanabilirliğinden dolayı çok popüler olmaya başlamıştır (Zhang ve diğ., 2002; Stark ve Olson, 1995). SPT sadece 45cm aralıkla yapılabilir ve deneyler arasında sondaj çukurunu temizlemek ve ilerlemek gerekir. Bundan dolayı SPT sadece yaklaşık olarak düşeyde 75cm aralıklarla yapılabilir. Sonuç olarak SPT deney derinlikleri arasında zayıf (fakat potansiyel olarak önemli) sınılaşabilir tabakaları tamamıyla atlayabilir. 30 cm'lik deney yüksekliği ve tabakanın alt ve üstünde yer alan daha yumuşak tabakaların etkisiyle yaklaşık olarak 90 ve 120cm kalınlığından daha az olan tabakaları uygun şekilde tanımlamak için SPT başarısız olabilir (Seed ve diğ., 2003). Ancak CPT sürekli veri alımını sağladığından tabakalaşma nasıl olursa olsun daha verimli şekilde tabakalaşmayı belirlemeye yardımcı olur. 15 cm'e kadar ince tabaka bölgeleri belirlenebilir (Stark ve Olson, 1995).

CPT'de tam bir uç direnci geliştirmek için çapın yaklaşık 4-5 katı kadar tabakanın içine batırılması gerekir. En azından alttaki yumuşak tabakadan itibaren 4-5 katı olmalıdır. CPT'de SPT'ye göre çok ince tabakaların iyi tanımlanmasına izin verir. Hatta yeterince tanımlanmayacak kadar çok ince tabakalar için arazide ölçülen koni penetrasyon uç direnci (q_c) ve sürtünme direnci (f_s) izleri dikkatlice incelenebilirse

CPT potansiyel olarak problemli bir zeminin bazı işaretlerini en azından verir (Seed ve diğ., 2003).

Basitliği ve NCEER çalışma grubunun onayından dolayı Robertson ve Wride (1998)'in CPT'ye dayalı korelasyonu sıvılaşma çalışmaları için artarak kullanılmaktadır. Bu korelasyon NCEER'in özet makalesinde (NCEER, Youd ve diğ., 1997c; Youd ve diğ., 2001a) açıklanmıştır.

Zemin profili boyunca sürekli veri alışı CPT'yi diğer arazi deneylerinden avantajlı duruma getirir. Buda profillerin sıvılaşma analizleri için ayrı bir avantajdır. Şekil 3.16 temiz kumlar için ($IDO \leq 5\%$) CPT değeri ile DDO değerini belirlemede kullanılır (Robertson ve Wride, 1998). Ama sadece 7.5 büyüklüğündeki depremler için geçerlidir. Şekil 3.16'da temiz kum için hazırlanmış grafik yaklaşık olarak 3.38a-b denklemi yardımıyla elde edilebilir (Robertson ve Wride, 1998).



Şekil 3.16: Temiz Kumlar İçin Arazi Verileri Derlenerek CPT Verilerinden DDO'ı Hesaplamak için Önerilen Eğri (Robertson ve Wride, 1998)

$$\text{Eğer } (q_{1cN})_{cs} < 50 \text{ ise } DDO_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{1cN})_{cs}}{1.000} \right] + 0.5 \quad (3.38a)$$

$$\text{Eğer } 50 \leq (q_{1cN})_{cs} < 160 \text{ ise } DDO_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{1cN})_{cs}}{1.000} \right]^3 + 0.08 \quad (3.38b)$$

$(q_{1cN})_{cs}$: 100kPa (1atm) ile normalleştirilmiş CPT uç direncidir ve şu şekilde bulunur;

$$q_{c1N} = C_Q * (q_c / p_a) \quad (3.39)$$

$$C_Q = (p_a / \sigma'_{vo})^n \quad (3.40)$$

Burada; C_Q : koni uç direnci için normalleştirme faktörü, P_a : σ'_{vo} için kullanılan aynı birimdeki 1 atm basınç, n : zemin cinsiyle değişen üs, q_c : arazide ölçülen koni penetrasyon uç direncidir.

Olsen (1997)'e göre yüzeyde C_Q değeri normal gerilmenin düşük olmasından büyük değerler alır ve 1.7'den büyük olan değerler uygulanamaz. n değeri de 0.5 ile 1 arasında değişmekte olup zeminin dane özelliklerine bağlıdır (Youd ve diğ., 2001a).

CPT sürtünme oranı (çevre direnci (f_s)/koni uç direnci (q_c)) genellikle ince dane oranı ve plastisiteyle artmaktadır. Robertson ve Wride (1998) CPT sonuçlarından elde edilen, normalize edilmiş sürtünme oranına (F) bağlı olarak zemin sınıfının belirlenmesini sağlamıştır. Zemin sınıfının tanımlanmasında normalize edilmiş sürtünme oranı (F) ve normalize edilmiş koni direnci (Q) ile ilişkilendirilmiş olan zemin davranış indeksi (I_c) tanımını vermiştir. I_c şu şekilde hesaplanır (Youd ve diğ., 2001a);

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (3.41)$$

Burada

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{vo})}{P_a} \right] \left[\left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \right] \quad (3.42)$$

ve

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right] * \%100 \quad (3.43)$$

dir. Killi zeminler için n değeri 1, temiz kumlar için 0.5, 0.5-1.0 arası değerler siltler ve kumlu siltler için uygundur. Eğer n değeri 1 alınarak hesaplanan I_c değeri 2.6'dan büyük olursa zemin killi olarak sınıflandırılır ve sıvılaşmayacak kadar çok killi zemin olarak düşünülerek analiz tamamlanır. Bununla beraber zemin cinsi ve

sıvılaşma direnci için numuneler alınarak deneyler yapılması gerekir. Zeminin sıvılaşmayan zemin olduğunu doğrulamak için Seed ve Idriss (1982) tarafından tanımlanan modifiye edilmiş Çin kriteri uygulanabilir (Youd ve diğ., 2001a). Şayet efektif gerilme 50-150 kPa arasında değişiyorsa n'in etkisi oldukça azdır (NCEER, Youd ve diğ., 1997c).

Eğer n değeri 1 ile hesaplanan I_c değeri 2.6'dan küçük ise zemin danelidir ve C_q ile Q , n değeri 0.5 kullanılarak yeniden hesaplanmalıdır. Buna bağlı olarak I_c 3.41 nolu denklem kullanılarak yeniden hesaplanması gerekir. Eğer bu değer 2.6 dan küçük olursa zemin plastik olmayan ve daneli olarak nitelendirilir. Bunlara rağmen I_c 2.6'dan büyük ise zeminin çok siltli ve plastik olma ihtimali vardır. Bu durumda da (q_{c1N}), n değeri 0.7 kabul edilerek yeniden hesaplanmalıdır (3.39 nolu denklem). Ayrıca I_c değeri de değişen bu değerle yenilenmelidir.

Sonuç olarak yeni değer sıvılaşma analizlerinde kullanılmalıdır. Bununla beraber zemin cinsi ve sıvılaşma direnci için deneyler yapılmalı ve zeminin sıvılaşmayan zemin olduğunu doğrulamak için modifiye edilmiş Çin kriteri uygulanmalıdır.

İDO düzeltmesi I_c 'nin lineer olmayan fonksiyonudur. Siltli kumlar için normalize edilmiş koni uç direnci (q_{c1N}), temiz kum eşdeğeri koni uç direncine (q_{c1N})_{cs} aşağıdaki bağıntı ile dönüştürülür. Ayrıca K_c hem uç direnci hem de sürtünme oranının bir fonksiyonudur.

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (3.44)$$

Burada K_c dane özelliği için düzeltme faktörü olup şu şekilde tanımlanır (Robertson ve Wride, 1998):

$$I_c \leq 1.64 \text{ ise } K_c = 1$$

(3.45a)

$$I_c > 1.64 \text{ ise } K_c = -0.403 * I_c^4 + 5.581 * I_c^3 - 21.63 * I_c^2 + 33.75 * I_c - 17.88 \quad (3.45b)$$

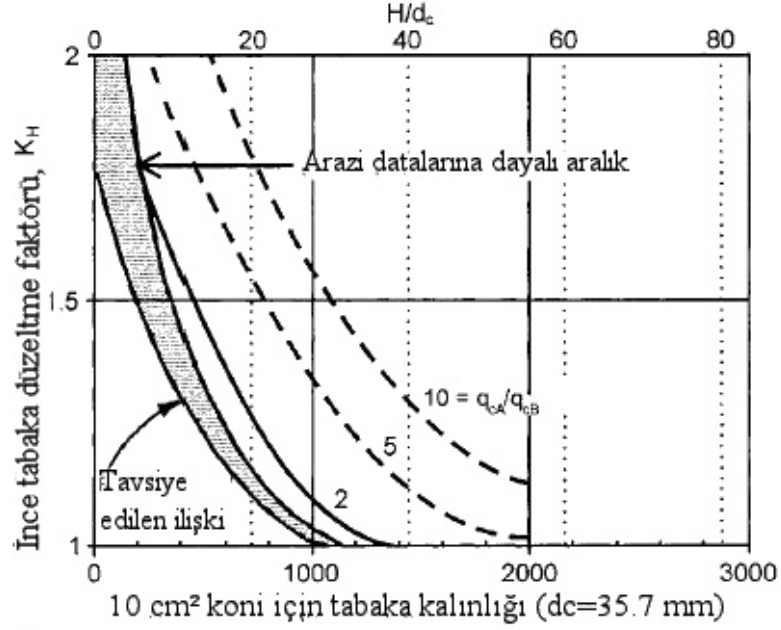
CPT değerleri uç noktanın altında ve üzerindeki yumuşak zemin tabakalarından etkilenmektedir. CPT değeri iki yumuşak zemin arasındaki daneli zeminde düşük değerler alır, bu değer daneli zemin iki yumuşak tabaka arasında kalmadığında daha büyük değerler alır. Bu düzeltme ince katı tabaka iki kalın yumuşak tabaka arasında yer alırsa uygulanır. İnce tabaka düzeltme faktörü (K_H) Şekil 3.17'deki tabaka kalınlığına göre hesaplanır. Burada ince ara tabakanın kalınlığı (mm), q_{cA} ve q_{cB} katı ve yumuşak tabakaların koni direnci, d_c koninin çapı (mm)'dir. Robertson ve Fear

(1995) $q_{cA}/q_{cB}=2$ olarak önermişlerdir. Düzeltme faktörünü (K_H) değerlendirmek için şu denklemi önermişlerdir (NCEER-Youd ve diğ., 1997c, Youd ve diğ., 2001a).

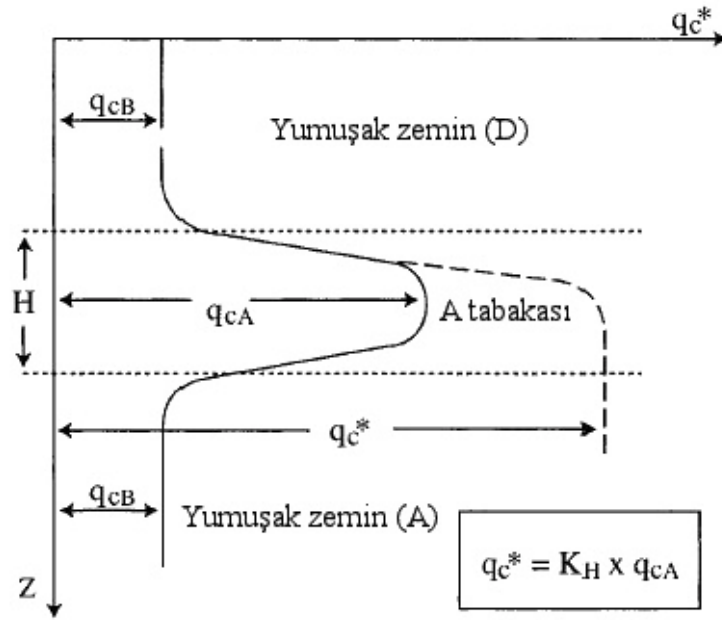
$$K_H = 0.5 * [(H/1000) - 1.45]^2 + 1.0 \quad (3.46)$$

İnce tabaka için CPT uç direncinin düzeltilmesi aşağıdaki şekilde yapılır.

$$q_c^* = K_H * q_{cA} \quad (3.47)$$



(a)



(b)

Şekil 3.17: Eşdeğer Kalın Tabakaya Ait CPT Direncinin Belirlenmesi için İnce Tabaka Düzeltme Faktörü (K_H)

3.4 Kayma Dalgası Hızına (V_s) Dayalı Yöntemler

Diğer bir yöntem ise kayma dalgası hızına (V_s) dayalı yöntemlerdir. Arazide kayma dalgası hızının (V_s)'in ölçümüne dayalı sıvılaşmanın belirlenmesi ile ilgili korelasyonlar çok önemlidir. Çünkü; 1. V_s tabakalar arasına girmeden yapılan yöntemler (örneğin yüzey dalgalarının spektral analizi) ile ölçülebilir, 2. penetrasyon deneylerinin yapılamayacağı (SPT ve CPT) veya numunelerin alınamayacağı kaba daneli zeminlerde (çakıllı veya daha büyük zeminler) V_s ölçülebilir, 3. V_s temel zemin özelliklerindendir ve küçük deformasyon seviyelerindeki kayma modülü direk olarak belirlenebilir, 4. Kayma modülü zeminin dinamik davranışlarını belirleme ve zemin-yapı etkileşim analizleri için gerekli bir parametredir. V_s 'e dayalı korelasyonlar hem muhtemelen daha hızlı hem de güvenilir şekilde penetrasyon yapmanın veya küçük penetrometreler (CPT veya SPT) ile tanımlamanın yapılamadığı kaba çakıllı zeminlerin değerlendirilmesi için bir yöntem sağlayabilir.

Kayma dalgası hızı ile ilgili olarak Robertson ve diğ. (1992) ve Tokimatsu ve diğ. (1994) tarafından sınırlı sayıdaki arazi vakalarından direk olarak geliştirilmiş olan korelasyonlar mevcuttur. Bu korelasyonlarla normalize edilmiş kayma dalgası hızı ve dinamik gerilme oranı bulunabilir. Son yıllarda ise Andrus ve Stokoe (1997, 2000) araziye ait kayma dalgası hızı ölçümlerine bağlı olarak sıvılaşma analiz yöntemi geliştirmişlerdir. V_s ve DDO boşluk oranı, efektif çevre basıncı, gerilme geçmişi ve jeolojik yaştan etkilenir (Andrus ve Stokoe, 1999; Youd ve diğ., 2001a).

Sıvılaşma direncinin bulunmasında efektif gerilmeye göre V_s mutlaka düzeltilmelidir, bu amaçla aşağıdaki bağıntı kullanılır (Robertson ve diğ., 1992).

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25} \quad (3.48)$$

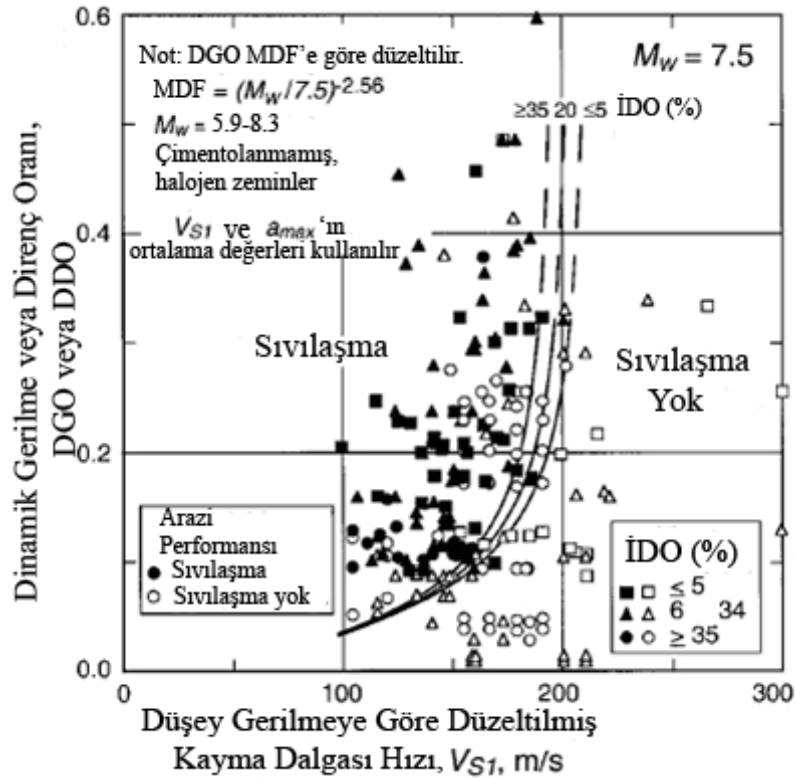
V_{s1} : normal düşey gerilme etkisi düzeltilmiş kayma dalga hızı, P_a : 100 kPa'lık referans gerilme veya yaklaşık atmosfer basıncı, σ'_{vo} başlangıçtaki efektif gerilmedir (kPa). Bu denklem kullanıldığında başlangıç efektif yatay gerilmesi σ'_h , düşey efektif gerilmenin sabit faktörü olduğu kabul edilmiştir. Yatay toprak basıncı (K_o) olarak ifade edilen bu faktör sıvılaşmanın olduğu bölgelerde yaklaşık olarak 0.5'tir (Andrus ve Stokoe, 1999).

Verilen bir V_{s1} (veya düzeltilmiş SPT-N sayısı) için sıvılaşmanın oluşup oluşmadığını ayıran dinamik gerilme oranı (DGO)'ın değeri dinamik direnç oranı (DDO) olarak anılır. Andrus ve Stokoe (1997) DDO ve V_{s1} arasındaki bağıntıyı aşağıdaki şekilde tanımlamışlardır.

$$DDO = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) * MDF \quad (3.49)$$

V_{s1}^* : sıvılaşma oluşması için V_{s1} 'in üst sınır değeri, a ve b uydurulan eğriye ait parametreler, MDF manyitüd düzeltme faktörüdür. Bu denklemdaki ilk terim sabit bir ortalama dinamik kayma deformasyonu için V_{s1} ile DGO arasındaki ilişkiye dayalıdır. İkinci terim ise V_{s1} 'in çok düşük değerlerinde küçük değerlikli hiperbol ve V_{s1} , V_{s1}^* 'e yaklaşıırken çok büyük değerlikli bir hiperboldür.

Şekil 3.18 manyitüde göre düzeltilmiş eşdeğer üniform DGO ile efektif gerilmeye göre düzeltilmiş V_{s1} 'e dayalı bu korelasyonu gösterir. Bu grafikte gerilme azaltma katsayısı Seed ve Idriss (1971)'e göre, MDF ise NCEER 1996 çalışma grubuna (Youd ve diğ., 1997c) göre yapılmıştır. Bu V_s 'e dayalı korelasyon NCEER çalışma grubunun özet makalelerinde (NCEER, Youd ve diğ., 1997c; Youd ve diğ., 2001a; Andrus ve Stokoe, 1997-2000) ayrıntılı bir şekilde açıklanmıştır.



Şekil 3.18: Sıvılaşmayla İlgili Derlenen Vaka Analizlerine Göre Kumlu Ve Çakıllı Zeminlerde V_{sl} Ölçümlerinden DDO'nın Hesaplanması için Önerilen Eğriler (Andrus ve Stokoe, 2000)

Bu yöntemde İDO'nın etkiside dikkate alınmalıdır. V_{sl}^* ile İDO arasındaki ilişki aşağıda verilmiştir (Andrus ve Stokoe, 2000).

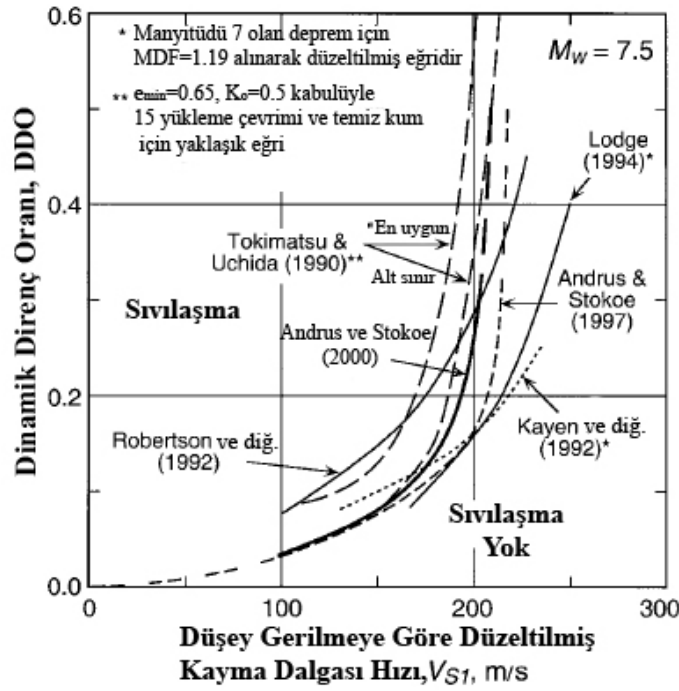
$$\text{İDO} \leq \%5 \text{ Kum için} \quad V_{sl}^* = 215 \text{ m/s} \quad (3.50a)$$

$$\%5 < \text{İDO} < \%35 \text{ Kum için} \quad V_{sl}^* = 215 - 0.5 * (\text{İDO} - 5) \text{ m/s} \quad (3.50b)$$

$$\text{İDO} \geq \%35 \text{ Silt ve Kum için} \quad V_{sl}^* = 200 \text{ m/s} \quad (3.50c)$$

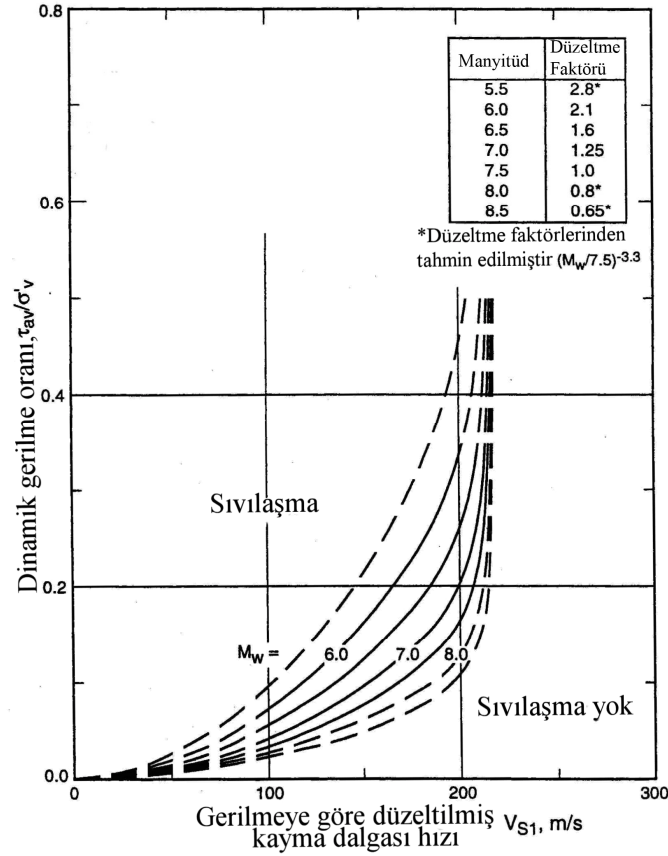
Bu korelasyon çok iyi olmasına rağmen SPT ve CPT korelasyonlarına göre daha az tanımlanmıştır çünkü data sayısı olarak SPT ve CPT'e göre daha azdır. Ayrıca penetrasyon direnci kadar sıvılaşma direnci ile güvenilir şekilde ilişki kurulamaz çünkü V_s çok küçük şekil değiştirme ölçümüdür ve çok daha büyük şekil değiştirme olayı (sıvılaşma) ile iyi bir ilişki kurulamaz. Daneler arası temas noktalarının çimentolanması ve yaşlanmanın küçük miktarları sıvılaşma direncindeki artışa göre V_s 'de çok daha hızlı bir artışa neden olabilir.

Bundan dolayı sıvılaşmanın meydana gelmesi için gerekli V_s ve DGO arasındaki ilişki önemli derecede zeminin jeolojik yaşı ile değişir. Başka bir problem de efektif gerilmenin etkisi için V_s 'in uygun şekilde normalize edilmesiyle ilgili belirsizliktir. Dinamik gerilme oranının belirlenmesiyle ilgili olarak Şekil 3.19'da şimdiye kadar yapılmış olan çalışmalar gösterilmiştir (Andrus ve Stokoe, 2000).



Şekil 3.19: DDO- V_{s1} Eğrilerinin Karşılaştırılması (Andrus ve Stokoe, 2000)

Ayrıca Youd ve diğ. (1997) raporunda sözü edilen çimentolanmamış temiz kum ve çakıllar için Şekil 3.18’de gösterilen eğriler ve Andrus ve Stokoe (1997)’e ait MDF ile ilgili denklemi (Denklem 3.16) kullanılarak, Şekil 3.20’de gösterilen eğrileri elde etmişlerdir. Bu eğride görüleceği üzere zeminler çimentolanmamış, Halojen yaş grubunda ve V_{s1} 200 m/s’i aşarsa herhangi bir depremde sıvılaşma olmayacağını göstermektedir.



Şekil 3.20: Kum ve Çakılların Sıvılaşma Potansiyelini Değerlendirmek için V_{s1} ve DGO'ya Bağlı Olarak Önerilen Grafik (Andrus ve Stokoe, 1997)

3.5 BPT'e Dayalı Yöntem

BPT deneyi SPT, CPT ve kayma dalgası hızı ölçümlerinin verimli bir şekilde uygulanamadığı çakıllı arazilerde daha büyük çaplı penetrometre kullanılarak uygulanan bir arazi deneyidir. Becker penetrasyon deney (BPT) değeri başlığın 30cm zemine girmesine karşılık gelen düşüş sayısıdır. Sonuçları yardımı ile direk olarak zemin davranışı belirlenemez, yaklaşık olarak SPT değerlerine çevrilir (Harder, 1996) ve SPT için mevcut olan yöntemler uygulanır. Bu durum DDO'da önemli miktarda belirsizlik yaratır. SPT ve BPT deneyleri arasındaki bağıntı ise Harder ve Seed (1986) tarafından tanımlanmıştır (Seed ve diğ., 2003; Youd ve diğ., 2001a)

3.6 İnce Daneli Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

Genelde fazla plastisiteli zeminler sıvılaşmaya karşı hassas değildir, ancak bazı killi zeminlerin son depremlerde Çin'de sıvılaştığı gözlenmiştir (Rauch, 1997). Çin

bulgularına dayanarak Seed ve Idriss (1982) ve Seed ve diğ. (1983a) fazla plastik zeminlerin kıvam limitlerine göre olası sıvılaşmasının değerlendirilmesi gerektiğini önermiştir.

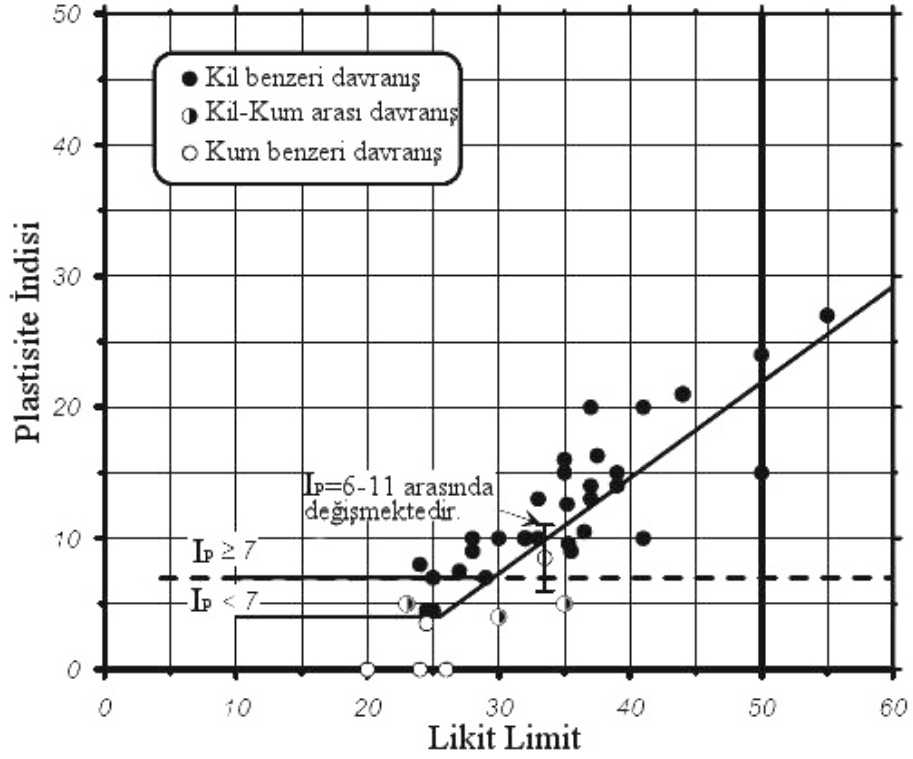
Sıvılaşabilir ince daneli zeminleri belirlemek için mevcut yöntemler kıvam limitleri, dane çapı dağılımı ve doğal su muhtevası gibi özelliklere bağlı olarak geliştirilmişlerdir. Kıvam limitlerinin ince daneli zemin özellikleriyle (sıkışabilirlik ve kayma mukavemeti gibi) ilgili korelasyonları mevcuttur.

Bu kapsamda öncelikle ince daneli zeminler ile kumun plastisite kartındaki durumlarını ele almak gerekir.

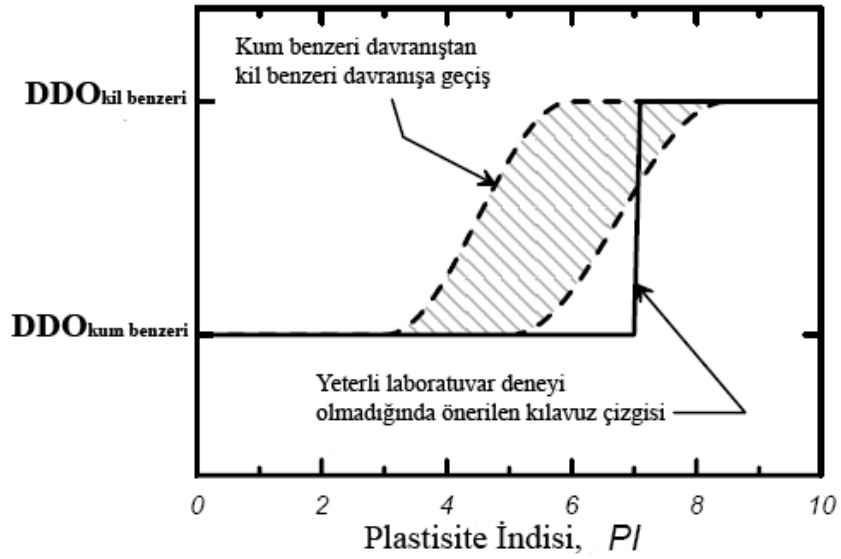
Kil ve kum benzeri davranış ile ikisi arasında kalan bir davranış sergileyen ince daneli zeminlerin plastisite kartındaki yerleri Şekil 3.21’de gösterilmiştir. Kil benzeri davranış sergileyen zeminler plastisite indisi 9’a kadar düşük olan bazı ML zeminler ve plastisite indisi 4’e kadar düşük olan bazı CL-ML zeminleri içermektedir. Kil ve kum arası davranış sergileyen zeminler plastisite indisi %4-5 değerleri olan CL-ML ve ML numunelerde gözlemlenmişlerdir. Kum benzeri davranış ML zeminlerde (A hattının altında) gözlenmiştir (Boulanger ve Idriss, 2004).

Kil ve kum benzeri davranışlar arası geçiş kıvam limitlerinin belirli bir aralığına denk gelmektedir. Bu geçiş plastisite indisi yaklaşık olarak 3’den 8’e kadar artarken zeminin dinamik mukavemetinin nasıl uygun bir geçiş yaptığı Şekil 3.22’de şematik olarak gösterilmiştir. Pratik amaçlar için $I_p \geq 7$ olan ince daneli zeminler kile benzer davranış, $I_p < 7$ olan zeminler kuma benzer davranış gösterebileceği düşünülebilir (Boulanger ve Idriss, 2004).

Gratchev ve diğ. (2006) boşluk sularında yüksek iyon yoğunluğuna sahip olmayan killi zeminlerin sıvılaşma potansiyeli, I_p artarken sıvılaşma potansiyelinin azalması nedeniyle plastisite indisinin önemli olduğunu ifade etmişlerdir. Bu çalışma sonucuna göre $I_p > 15$ olan zeminler sıvılaşmazlar.



Şekil 3.21: Farklı İnce Daneli Zeminlerin Plastisite Kartındaki Yeri, a. Kil Benzeri Davranış, b. Kil-Kum Arası Davranış, c. Kum Benzeri Davranış (Boulanger ve Idriss, 2004)



Şekil 3.22: Kum Benzeri Davranıştan Kil Benzeri Davranışa Geçişin Şematik Gösterimi Ve Pratik Amaçlar İçin Önerilen Kılavuz Çizgisi (Boulanger ve Idriss, 2004)

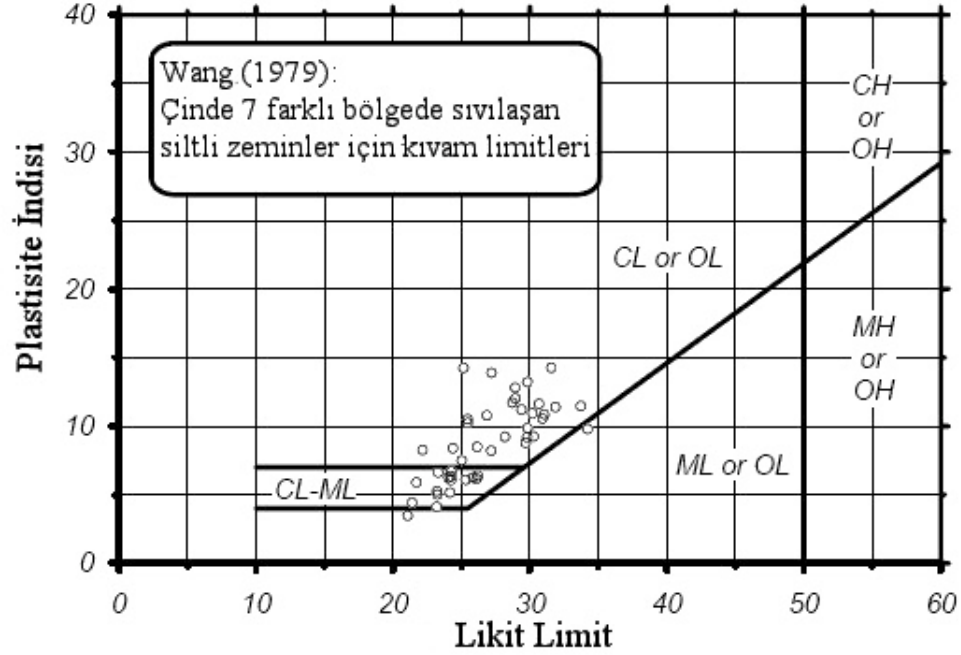
Bununla beraber, w_n/w_L kriteri ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için çok uygun bulunmuştur. Benzer çevre basınçlarındaki ince daneli zeminler için düşük w_n/w_L oranı daha yüksek AKO ve daha yüksek drenajsız kayma mukavemeti anlamına gelir. $w_n/w_L < 0.80$ olan plastik ince daneli zeminlerin sıvılaşması olası değildir ve özellikle zemin düşük plastisiteli ise yüksek w_n/w_L oranı (örneğin >1) olanlar sıvılaşmaya ilk uğrayacak zeminlerdir. I_p kriteri sıvılaşma potansiyelinin iyi bir göstergesidir. Ayrıca $I_p < 12$ olan zeminler sıvılaşmayabilir çünkü zemin minerolojisi, boşluk oranı, AKO, yaş gibi bir çok etken olabilir. Yüksek w_n/w_L (>0.85) oranlarında, düşük plastisiteli ($I_p < 12$) genç, sık, plastik olmayan silt ve killi siltler, önemli dinamik yüklemeler altında sıvılaşabilir. $w_n/w_L > 0.80$ ve $12 < I_p < 18$ olan killi silt, siltli killer orta derecede sıvılaşmaya maruz kalabilir, $I_p > 18$ olan zeminler önemli mukavemet kayıplarına uğrayabilir (Bray ve Sancio, 2006).

Düşük plastisiteli silt ve killer gevşek ve doymun durumdayken sıvılaşmaya maruz kalabilmesine karşın sıvılaşmanın sonuçları gevşek, doymun kumlarınkinden çok farklı olabilir. Çünkü Adapazarı'dan alınmış ve dinamik yük uygulanmış düşük plastisiteli siltler sıvılaşma başlar başlamaz kayma boyunca önemli derecede genişleyebilir. Bu tür zeminler kayma mukavemetinin sürekli kaybı (örneğin sınırlı akma deformasyonu oluşturan çevrimsel devingenlik) yerine kayma mukavemetinin geçici olarak kaybına neden olabilir. Bu nedenle bu tür zeminlerin dinamik davranışı doymun, gevşek temiz kumlarda meydana gelen sıvılaşmanın oluşturduğu yanıl yayılmalarındaki gibi büyük deformasyonların oluşmasına muhtemelen daha az neden olacaktır (Bray ve Sancio, 2006).

İnce daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde plastisite indisinin önemli rol oynadığı bu güne kadar yapılan çalışmalardan anlaşılmaktadır. Bu kapsamda plastisite indisine dayalı yöntemler hakkında kısa bilgiler aşağıda verilmiştir.

3.6.1 Çin Kriteri

Günümüze kadar Çin kriteri silt ve killerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için geniş çapta kullanılmaktadır. Wang (1979) Çin'de meydana gelen çok büyük depremler sırasında değişik bölgelerdeki ince daneli zeminlerde gözlenen sıvılaşmalara dayanarak Çin kriterini geliştirmiştir. Şekil 3.23'de sıvılaşmanın meydana geldiği CL, CL-ML ve ML zeminlerine ait Wang'ın çizimini göstermektedir.



Şekil 3.23: Çinde Sıvılaştıran CL, CL-ML ve ML Zeminlerinin Plastisite Kartındaki Yeri (Orijinal:Wang, 1979; Boulanger ve Idriss, 2004)

Wang (1979) tarafından geliştirilen Çin kriterinin şartları aşağıda verilmiştir.

1. 0.005 mm'den geçen (%) < %15-20
2. Likit limit (w_L) < %35
3. Su Muhtevası (%) > $0.9 \cdot LL$
4. Likitide İndeksi ≤ 0.75

Bu kriterleri sağlayan zeminler sıvılaştır. Bu özellikteki zeminler plastisite kartında A hattı üzerinde yer alıyorsa, bu tür zeminlerin dinamik davranışlarını belirlemek için dinamik deneylere tabi tutmak gerekir. Dinamik deney yapacak imkanlar yoksa killi zeminler sıvılaşmaz olarak kabul edilebilir. Bu durumda bu tür killi zeminlerin büyük bir çoğunluğunun mukavemet kayıplarına uğrayacağı beklenebilir.

Polito (1999) tarafından yapılan çalışmada ifade edilen Çin kriterine göre plastisite indisi > 10, kil (< 0.005 mm) yüzdesi > %10, ortalama dane çapı (D_{50}) 0.2-1.0 mm arasında olan, relatif sıkılığı (D_r) > %75 ve boşluk oranı (e) < 0.80 olan zeminler sıvılaşmayan zeminler olarak düşünülür.

3.6.2 Seed ve Diğ.'in Kriteri (1982)

Seed ve Idriss (1982) standart Çin kriterindeki şartları modifiye ederek geliştirdikleri yöntemde killi zeminler aşağıdaki üç şartı sağlarsa sıvılaşmaya hassas olarak düşünülebileceğini belirtmişlerdir.

1. Kil yüzdesi ($5\mu\text{m}$ 'den geçen) $< \%15$
2. w_L $< \%35$
3. w_n/w_L ≥ 0.90

Seed ve diğ. (2001) $w_L < \%30$ ve $I_p < \%10$ olan zeminler sıvılaşabilir. Bununla beraber $\%30 < w_L < \%40$ ve $\%10 < I_p < \%12$ olan zeminler belirsiz aralığa düşmekte olup laboratuvar deneylerinin yapılması gerekmektedir.

3.6.3 Finn, Ledbetter ve Wu'nun Kriteri (1994)

Finn, Ledbetter ve Wu (1994) ASTM ve Çin standartları arasındaki likit limitin belirlenmesindeki belirsizlik ve farkları dikkate alarak Çin kriterinde yapılacak değişiklikleri önermişlerdir. Finn ve diğ. (1994)'de belirtilen şekli ile aşağıda özetlenmiştir (Polito, 1999; Sanin ve Wijewickreme, 2006).

- 0.005 mm 'den daha küçük çaplı olanların yüzdesi $\leq \%10$
- $(\text{Likit Limit} + \%1) \leq \%35$
- $(\text{Su Muhtevası} + \%2) \geq 0.9 * (\text{Likit Limit} + \%1)$
- $\text{Likidite İndeksi} (\text{Likit Limit} + \%1 \text{ ve Su Muhtevası} + \%2) \leq 0.75$

Ölçülen endeks özellikleri bu sınırlar içerisine düşerse plastik ince daneli zeminlerin depremler sırasında sıvılaşmaya ve önemli derecede mukavemet kaybına hassas olduklarının düşünülmesi gerekir.

3.6.4 Koester'in Kriteri (1992)

Koester (1992) Casagrande deney aleti (ABD'deki uygulamalar) kullanılarak belirlenen likit limit değerlerinin, düşen koni deney aleti (Çin'deki uygulamalar) kullanılarak belirlenen değerlerden yaklaşık olarak $\%4$ daha büyük olduğunu belirtmiştir.

Koester (1994) ASTM ve Çin kriteri arasındaki likit limitin belirlenmesindeki farklılıkları dikkate alarak Finn, Ledbetter ve Wu'un kriterinde bazı değişiklikler önermiştir. Kil yüzdesi >15 , likit limit >36 ve su muhtevası $<0.9 \cdot LL - 2$ kriterlerini sağlayan zeminleri sıvılaşmaz olarak kabul etmişlerdir (Polito 1999).

3.6.5 Youd Kriteri (1998)

Ayrıca Youd (1998) aşağıdaki sıvılaşma kriterini önermiştir (Bray ve Sancio, 2006).

- A. C tanımlayıcısı içeren CH, CL, SC, GC zeminleri sıvılaşmaz.
- B. 1. $w_L < 35$
2. A hattı altı veya $I_p < 7$

1 ve 2 koşulunu sağlayan zeminler sıvılaşır.

Youd (1998) dinamik yüklemeden dolayı mukavemet kaybı için hassaslığıda dikkate alan bir kriter önermiştir (Durgunoğlu ve diğ., 2004). Bu kriterde zeminin cinsi CL veya ML, hassaslık >4 , likidite indeksi >0.6 , su muhtevası $>0.9 \cdot w_L$ ve penetrasyon direnci $(N_1)_{60} < 5$ veya $q_{c1} < 1$ MPa olan zeminlerin mukavemet kaybına uğrayabileceğini belirtmişlerdir (Durgunoğlu ve diğ., 2004).

3.6.6 Andrews ve Martin Kriteri (2000)

Andrews ve Martin (2000), Wang (1979)'ın veri tabanındaki sıvılaşmayla ilgili arazi vakalarını yeniden değerlendirerek bir çok yeni deprem ilavesiyle beraber A. B. D. Standartlarına göre (kil, dane çapı 0.002 mm'den daha küçük olan zeminler olarak tanımlanır) modifiye edilmiş Çin kriterini değiştirmiştir.

Andrews ve Martin'e göre 1. Kil yüzdesinin $\%10$ 'dan az olduğu ve likit limit değerinin $\%32$ 'den az olduğu zeminler potansiyel olarak sıvılaşabilir olarak düşünülür, 2. kil yüzdesinin $\%10$ 'dan fazla olduğu ($\geq \%10$) ve likit limitin $\geq \%32$ olduğu zeminler sıvılaşma ihtimalinin olmadığı zeminler, 3. potansiyel olarak sıvılaşıp sıvılaşmayacağını değerlendirmek için numune alıp laboratuvarında üzerinde deney yapılması gereken ara zeminlerdir (Bray ve diğ., 2001; Sancio ve diğ., 2003a; Bray ve Sancio, 2006; Seed ve diğ., 2001). Ayrıca Andrews ve Martin (2000) sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için likit limit (Casagrande deney aletiyle belirlenmiş) ve $2 \mu m$ 'den geçen yüzdeye bağlı olarak önerdiği yöntem Tablo 3.8'de verilmiştir.

Tablo 3.8: Siltli ve Killi Kumların Sıvılaşma Potansiyeli (Andrews ve Martin, 2000)

	$LL < 32$	$LL \geq 32$
2 μm 'den geçen $< \%10$	Sıvılaşmaya hassas	İlave çalışmalar gerekli (plastik kil olmayan büyüklükteki daneleri düşünün)
2 μm 'den geçen $\geq \%10$	İlave çalışmalar gerekli (plastik kil olmayan büyüklükteki daneleri düşünün)	Sıvılaşma potansiyeli yok

3.6.7 Polito ve diğ. Kriteri (2001)

Polito (2001) tarafından ince daneli zeminler için önerdiği sıvılaşma kriteri aşağıda verilmiştir.

1. $w_L < 25$ ve $I_P < 7$ olan zeminler sıvılaşır.
2. $25 < w_L < 35$ ve $7 < I_P < 10$ olan zeminlerin sıvılaşması mümkündür.
3. $35 < w_L < 50$ ve $10 < I_P < 15$ olan zeminler çevrimsel devingenliğe maruzdur.

3.6.8 Seed ve diğ. Kriteri (2003)

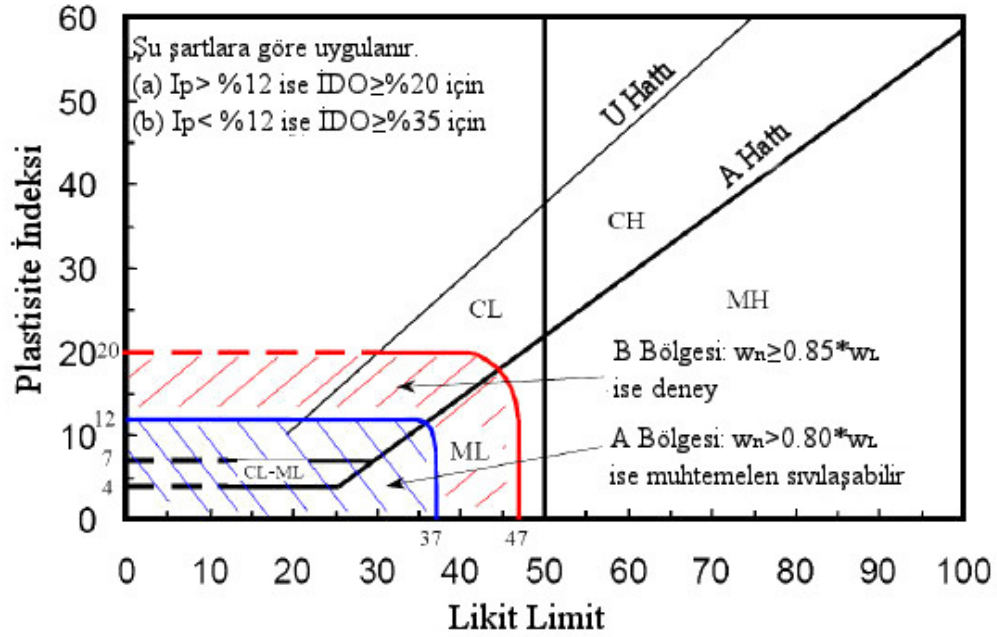
Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen çalışmada önemli derecede ince dane içeriğine sahip zeminlerin sıvılaşabilirliği Şekil 3.20'de gösterilmiştir. Bu grafikte plastisite kartında üç bölge tanımlanmıştır: A Bölgesi zeminleri su muhtevası likit limitin $\%80$ 'inden daha büyükse "klasik tekrarlı yüklemenin neden olduğu sıvılaşma" 'ya muhtemelen hassas olduğu düşünülebilir. B bölgesi zeminleri ise su muhtevası likit limitin $\%85$ 'inden büyükse detaylı laboratuvar çalışmasıyla muhtemel olarak sıvılaşabileceği düşünülür. C bölgesi zeminleri (A ve B Bölgesi dışındaki zeminler) genellikle sıvılaşma potansiyelinin olmadığı düşünülür.

Şekil 3.24'deki grafiğin iyi anlaşılması bakımından ilave olarak aşağıdaki bilgilerde verilmiştir.

1. $w_L < 37$
2. $I_P < 12$

Bu iki koşulu sağlayan zeminler sıvılaşır.

B. $37 < w_L < 47$ ve $12 < I_P < 20$ olanlar laboratuvar deneyleri gerektirir.

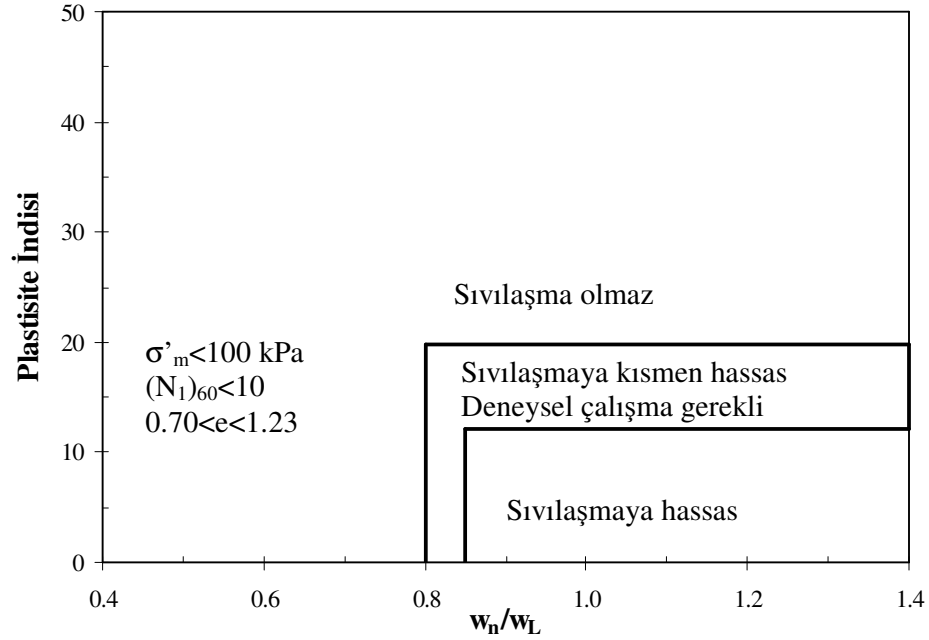


Şekil 3.24: Sıvılaştırılabilir Zemin Cinslerinin Değerlendirilmesiyle İlgili Öneriler (Seed ve diğ., 2003)

3.6.9 Bray ve diğ. Kriteri (2004)

Bu çalışmanın sonuçlarına göre $I_P \leq 12$ ve $w_n/w_L \geq 0.85$ olan bir zemin zemin tabakası sıvılaşma veya çevrimsel devingenliğe hassas olarak düşünülür.

$12 < I_P \leq 20$ ve $w_n/w_L \geq 0.80$ ise sıvılaşma ve çevrimsel devingenliğe orta derecede hassas demektir ve arazideki mevcut olan yükleme şartlarında deformasyon potansiyeli ve sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için laboratuvar deneyleri yapılmalıdır. $I_P > 20$ ise sıvılaşmayacak kadar çok killi olarak düşünülür (Şekil 3.25). Bununla beraber bu zeminler üzerinde bulunan yapılar, dinamik yükler zeminin dinamik mukavemetine yaklaşır veya aşarsa önemli deformasyonlar meydana getirebilir (Bray ve diğ., 2004a).



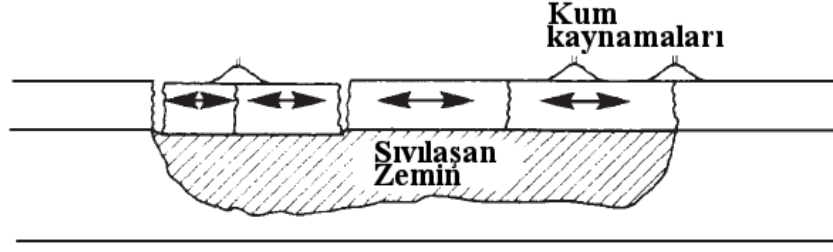
Şekil 3.25: Bray ve diğ. (2004a) Tarafından Önerilen Yöntemin Grafikselsel Gösterimi (Bray ve diğ., 2004a)

3.7 Sıvılaşma Etkisinin Değerlendirilmesi

Mühendislik amaçları için sıvılaşmayı tahmin etmek önemlidir fakat sıvılaşmanın temel yapısına ve bitişik yapılara vereceği hasarlarda çok önemlidir. Burada sıvılaşmanın etkilerini değerlendirmek için iki yaklaşım açıklanmıştır.

3.7.1 Ishihara Yöntemi (1985)

Ishihara (1985) bir çok vaka analizine bağlı olarak, yüzey çatlakları ve kum kaynamalarından dolayı oluşacak hasarları (Şekil 3.26) önlemek amacıyla sıvılaşmayan zemin yüzey tabakasının kalınlığını (H_1) belirlemede Şekil 3.27a'da gösterilen grafiğin kullanılmasını önermiştir. Şekil 3.27b'de ise kartın gelişimi için kullanılan üç farklı durum gösterilmiştir. Bu grafik sıvılaşma potansiyeli olan ve bu tabaka üzerinde sıvılaşmayan tabaka kalınlıklarına bağlı olarak hazırlanmıştır. Şekil 3.27a'da en büyük zemin ivmesi (a_{maks}) ve H_1 ile H_2 'e bağlı olarak zemin hasarı değerlendirilir. Bu grafikte H_1 deprem boyunca sıvılaşmayan yüzey tabakasının kalınlığı, H_2 ise sıvılaşabilir zemin tabakasının kalınlığını göstermektedir.



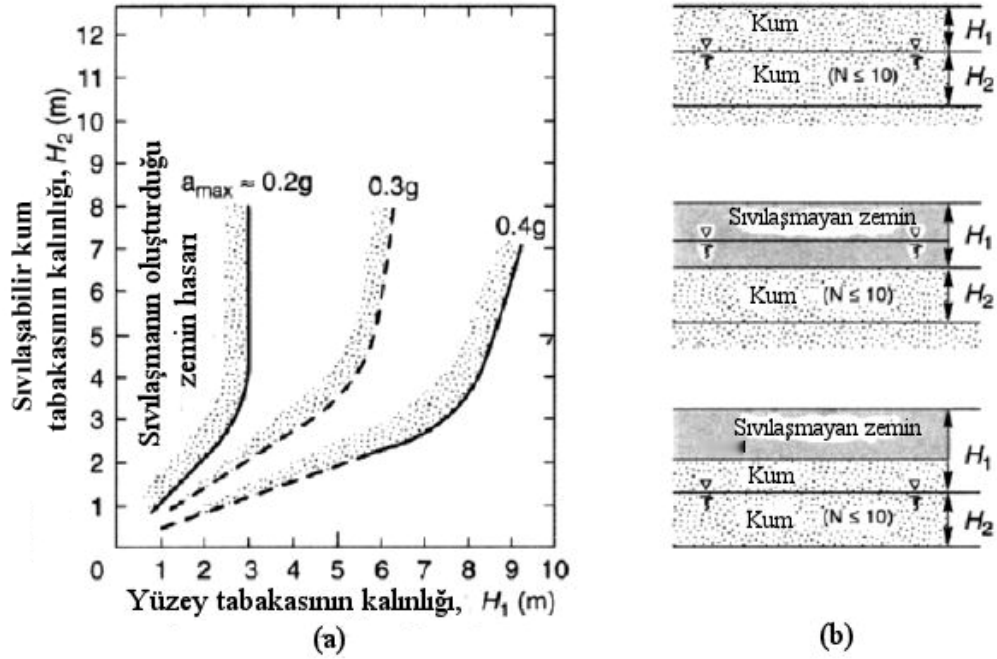
Şekil 3.26: Alt Zemin Tabakalarının Sıvılaşması Sonucunda Oluşan Zemin Hasarları (Orijinal Youd, 1984; Kramer, 1996 tarafından yeniden düzenlenmiştir)

Şekil 3.27’i kullanmak için H_1 ve H_2 tabaka kalınlıkları belirlenmelidir. Şekil 3.27b’de iki durum için sıvılaşmayan yüzey tabakası YASS’in yukarısında yer alan zemin kalınlığı olarak tanımlanmıştır. Bu durumlardan bir tanesinde ise tabakanın bir kısmı YASS altındadır. Vaka analizlerine dayalı olarak bu tabakayı sıvılaşmayan kohezyonlu zemin olarak düşünmüşlerdir. Pratik amaçlar için YASS altındaki sıvılaşmayan zemin tabakasını, H_1 tabaka kalınlığını belirlemek için kullanmışlardır. H_1 tabaka kalınlığına sahip zeminlerin güvenlik faktörü birden fazladır. Bununla beraber sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü bir değerini sadece biraz geçerse H_2 tabakasından suyun yukarı doğru akışından dolayı sıvılaşabilir. Yani sıvılaşmayan tabakanın bir kısmı YASS altında kalırsa mühendislik tecrübesine göre H_1 belirlenebilir.

Şekil 3.27b’deki üç durumda da sıvılaştan kum tabakası kalınlığında (H_2) SPT-N değeri düzeltilmemiş olup $N \leq 10$ ’dur. H_2 tabaka kalınlıklarında güvenlik faktörü bire eşit veya daha azdır.

Ayrıca bu yöntem sıvılaşmanın neden olduğu zemin hasarlarından (Şekil 3.26) dolayı oturma miktarını belirlemenin zor olduğu durumlarda Şekil 3.27’i kullanarak yüzeyde sıvılaşmayan yeterli bir yüzey tabakasının olmasını sağlamak amacıyla bir yaklaşım olarak önerilmiştir (Day, 2002).

Arazide yüzey tabakası sıvılaşmayacak kadar yeterli kalınlığa sahip değilse, zemin yüzeyinde dolgu yapımı, zemin iyileştirme veya derin temel yapımı şeklinde bir yöntem uygulanmalıdır.



Şekil 3.27: a. Sıvılaşmanın Oluşturduğu Zemin Hasarını Değerlendirmek İçin Kullanılacak Kart, b. Kartın Gelişimi İçin Kullanılan Üç Durum (Orijinal grafik Ishihara, 1985; Kramer, 1996 tarafından yeniden düzenlenmiştir)

3.7.2 Sıvılaşma Potansiyel İndeksi

Iwasaki ve diğ. (1982) sıvılaşma potansiyel indeksi (P_L) olarak bilinen bir faktörle herhangi bir bölgede olabilecek bir sıvılaşmanın şiddetini aşağıdaki şekilde belirlemiştir.

$$P_L = \int_0^{20} F(z) * w(z) dz \quad (3.51)$$

Burada z derinlik (m), $F(z)$ sıvılaşma direnci faktörü (F_L)'in fonksiyonu olup burada $F(z)=1-F_L$ 'dir. $F_L > 1.0$ olursa $F(z)=0$ ve $w(z)=10-0.5*z$ 'dir. Denklem 3.51 P_L 'in 0-100 aralığında bir değerini vermektedir. Japonya'daki vaka analizlerine dayalı olarak $P_L > 15$ olursa şiddetli sıvılaşma etkilerine maruz kalır. Ancak $P_L < 5$ olursa arazide sıvılaşmanın etkileri çok az olur.

3.8 Sonuçlar

Kaba daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesiyle ilgili yöntemler (SPT, CPT, V_s) üzerinde çok sayıda çalışmalar yapılmış olup bu yöntemler üzerindeki tartışmalar minimum düzeydedir. Ancak ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyeli ile ilgili olarak çalışma sayısı, son yıllarda artmasına rağmen çok az olup tartışmalar devam etmektedir. Bu konuyla ilgili bazı araştırmacıların ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyeliyle ilgili yaptıkları çalışmalar sonucunda ileri sürdükleri fikirleri aşağıda özetlenmeye çalışılmıştır.

Youd'un (1998) yaptığı çalışmada Çin kriteri ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini tahmin etmek için güvenli ve genelde mantıklı olduğunu belirtmiştir. Bununla beraber bu kriterin hassas zeminler için uygun olmayabileceğini belirtmiştir (Bray ve Sancio, 2006; Durgunoğlu ve diğ., 2004). Ayrıca Adapazarında karşılaşılan silt-kil karışımları Çin kriterine göre kısmen sıvılaşmaya hassas olarak sınıflandırılmıştır (Sancio ve diğ., 2002; Karaca, 2001).

Bray ve diğ. (2001), Seed ve diğ. (2001), Bray ve Stewart (2000) ve Sancio ve diğ. (2002, 2003) dane çapının 5 μm 'den küçük olan danelerin %15'den fazla bulunduğu kritik zemin tabakalarında zemin yumuşaması ve sıvılaşmanın meydana geldiğine dair çok sayıda gözlem mevcut olduğunu ifade ederek kil yüzdesi kriterinin kusurlu olduğunu belirtmişlerdir.

Bray ve diğ. (2004a) tarafından yapılan çalışmalarında ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için yaptıkları dinamik deney sonuçlarına göre Çin kriterinin güvenli olmadığını belirtmişlerdir.

Sancio (2003b)'un yaptığı çalışmaya göre 5 μm ve 2 μm 'den daha küçük dane miktarına dayalı şartların zemin davranışı ve sıvılaşma potansiyeli için kötü bir gösterge olduğunu söylemekte ve kullanılmaması gerektiğini belirtmiştir.

Seed ve diğ. (2001) ve Bray ve Sancio (2006) tarafından yapılan çalışmalarda 1994 Nortridge, 1999 yılındaki Kocaeli ve Chi-Chi (Taiwan) depremleri modifiye edilmiş Çin kriterini doğrulamayan sonuçlar ortaya koymuştur. Kocaeli depreminde Adapazarı merkezinde ve Chi-Chi depreminde Wu Feng, Yuan Lin ve Nantou şehirlerinde Çin kriterine göre sıvılaşmaması gereken zeminlerde sıvılaşma olayları gözlemlemişlerdir. Ayrıca sıvılaşma sonrası bu dört şehrin tamamında da sıvılaşmanın neden olduğu önemli hasarlar (oturmalar ve/veya kısmen veya tamamen taşıma gücü kayıpları) oluşmuştur.

Ayrıca Bray ve diğ. (2001) $w_L < 35$ şartının kullanımında çok dikkatli davranılması gerektiğini çünkü $w_L > 35$ olan çok sayıda zeminin orta derecede sıvılaşmaya hassas bulunduğunu ifade etmiştir. w_n/w_L şartının $w_n/w_L \geq 0.85$ olan zeminler için çok güvenli gördüklerini bunun nedenin ise sıvılaşma/çevrimsel devingenlik ve önemli deformasyonlara hassas olmalarından kaynaklandığını belirtmişlerdir.

Martin ve Lew (1999) killi zeminler, kil yüzdesi (dane boyutu < 0.005 mm) %15'den fazla olan zemin demektir. Bu tanımlamaya göre arazi çalışmaları sırasında killi zeminle karşılaşırlırsa bu tür zeminler sıvılaşmaz olarak düşünülebilir olduğunu belirtmiştir.

Boulanger ve diğ. (1998) tarafından yapılan çalışmada kum kaynaması sonucu yüzeye çıkan siltli killi bir numunenin likit limit %38, plastisite indisi %17, ince dane yüzdesi ise %24 olarak belirlenmiştir. Klasik yöntemlere göre sıvılaşmaz olarak düşünülür. Siltli killi kısımların dinamik üç eksenli deney sistemindeki analizinde rezidüel aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u) %80-90 seviyelerinde gelişmiştir. Ayrıca önemli kayma şekil değiştirmeleri oluşmuş olup bunlar yanal deformasyonlara yol açmıştır.

Zeminlerde meydana gelebilecek sıvılaşma yukarıdaki yöntemlerden bazıları kullanılarak belirlendikten sonra sıvılaşmanın temel yapısına veya bitişik yapılara vereceği hasarları değerlendirmek için Ishihara (1985) yöntemi veya sıvılaşma potansiyel indeksi kullanılarak değerlendirilebilir.

Sonuç olarak Perlea (2000)'in çalışmasında, ince daneli zeminlerin tekrarlı yükleme sonrası drenajsız mukavemeti ve sıvılaşma potansiyelini değerlendirmenin en iyi yolunun laboratuvar deneyleri olduğu belirtilmiştir. Bu nedenle ya zemin dinamiğiyle ilgili laboratuvar imkanları kullanılmalı ya da yukarıdaki dezavantajlar ve uyarılar dikkate alınarak sıvılaşma potansiyelini değerlendirme yoluna gidilmelidir.

4. YANAL YAYILMALAR

4.1 Giriş

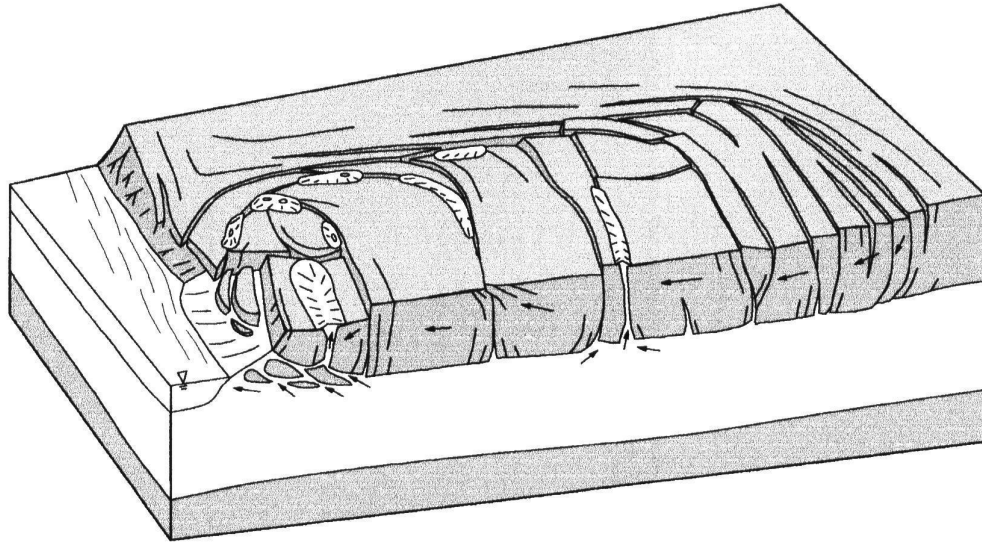
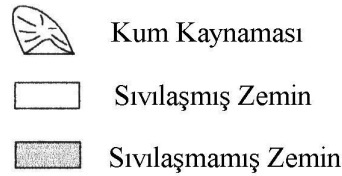
Büyük zemin oturmaları ve yanal yayılmalar sadece büyük depremlerde değil aynı zamanda yalnızca statik kesme kuvvetlerinin etkisi altında olan sıvılaştıran zeminlerde de yanal genişlemelerle meydana gelmektedir. Sıvılaşma sonrası yatay ve düşey yer değiştirme birbirinden bağımsız oluşamazlar. Genelde sıvılaşma sonrasında, oturmaya sebep olan hacimsel deformasyon ve yanal yayılmaya sebep olan deviator deformasyon oluşur (Shamoto ve diğ., 1998b). Zemin sıvılaşmasından dolayı büyük zemin deplasmanları, hafif eğimli zemin yüzeyleri boyunca nehir-göl kenarı veya deniz kıyısına yakın yanal olarak oluşan zeminlerin akması şeklinde meydana gelebilir (Yasuda ve diğ., 1992b).

Kawakami ve Asada (1966) Niigata şehrinde en önemli yanal yayılmanın Shinano nehri boyunca Meikun Lisesinde 250 m'lik büyük düz alanın 150 m'lik kısmının 7m ötelenmesiyle meydana geldiğini belirtmişlerdir. Kishida (1966) bu okulun zemini sadece kumdan değil aynı zamanda silt ve kil gibi alt tabakalardan oluştuğunu belirtmiştir. Bouckovalas ve diğ. (1999) 1999 Kocaeli depremi boyunca İzmit körfezi boyunca güney kıyılarında depremin tetiklemesiyle kaymalar meydana geldiğini, ortalama deniz taban eğiminin %10 olup diğer alanlara göre oldukça dik olduğunu fakat deniz taban eğiminin zeminin içsel sürtünme açısına göre daha düşük olduğunu belirtmişlerdir. 1995 yılındaki Aegion depreminde (Yunanistan) deniz altındaki kaymalar %12'lik eğimi olan kıyı alanlarında meydana gelmiştir. Zemin profili ise dönüşümlü siltli kum ve kil tabakalarından oluşmaktadır (Kokusho ve Kojima, 2002b).

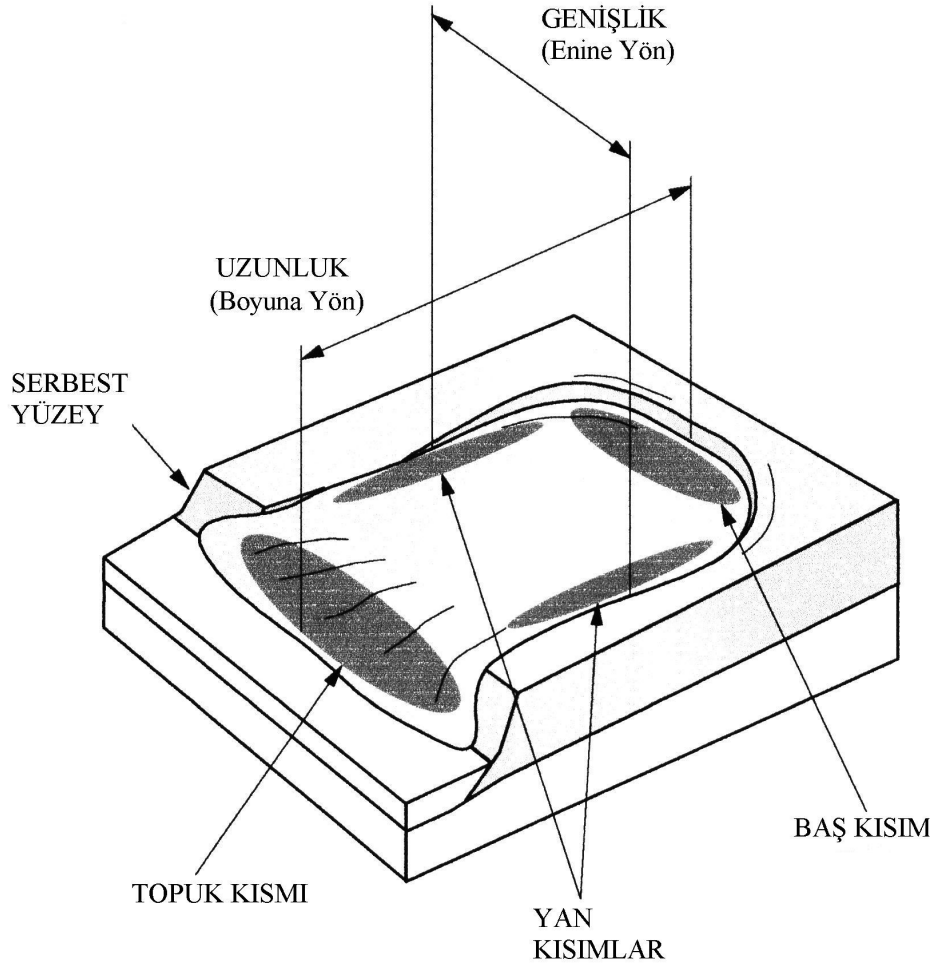
Varnes (1978) yanal yayılmayı "Hareketler, zemin tabakası altındaki zeminlerin sıvılaşması veya akmasından dolayı zeminlerin uzaması ve kırılması şeklinde olabilir. Birbirini tutan en üstteki birimler yavaş yavaş dibe çökebilir, ötelenebilir, dönebilir, dağılabilir veya bu zeminler sıvılaşabilir veya akabilir. Kırılma mekanizması zeminlerin sadece dönmesi ve ötelenmesi değil aynı zamanda akması

şeklinde de olabilir." olarak açıklamıştır (Rauch, 1997). Housner (1985)'e göre ise zemin çatlakları ve kum kaynamaları ilişkili olarak sıklıkla yüzey altındaki tabakalarda görülen sıvılaşmanın bir sonucu, zeminin yüzeysel bloklarının büyük yanal deplasmanı olarak adlandırmıştır. Eğimi fazla olan şevlerin altındaki hafif bir sıvılaşma, oldukça uzun mesafeler boyunca tamamıyla kopmuş zeminin akmasına veya aşağı doğru büyük hareketler yapan geniş akma kaymalarına neden olabilir.

Tekrarlı yüklemeler altında suya doymun eğimli zemin tabakalarında oluşan boşluk suyu basıncı sonucu zemin tabakaları yanal yayılmalara uğramaktadır. Tekrarlı veya statik yüklemeler sonucu meydana gelen sıvılaşmanın neden olduğu yanal yayılmalar Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de gösterilmiştir. Deplasmanlar deprem sarsıntısından sonra oluşmasına ve bu deplasmanlar bazı durumlarda önemli rol oynamasına karşılık, çoğu durumlarda deplasmanların deprem sırasında oluştuğunu kabul etmek uygun yaklaşım olarak görülmektedir.

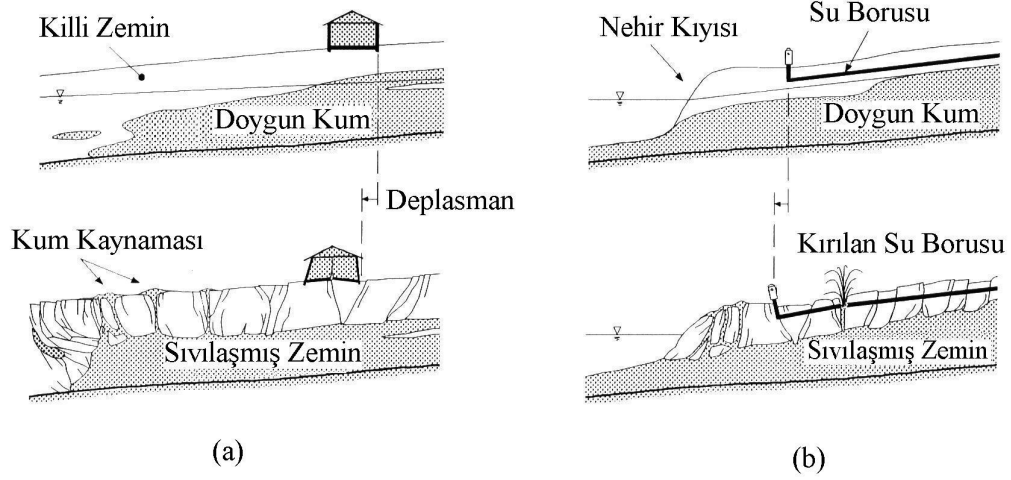


Şekil 4.1: Depremde Zemin Sıvılaşmasından Kaynaklanan Yanal Yayılmanın Şematik Gösterimi (Orijinal: Varnes, 1978; Kaynak: Rauch, 1997)



Şekil 4.2: Tekrarlı Yükler Altında Meydana Gelen Bir Yanal Yayılma Olayının Kısımları (Rauch, 1997)

Bartlett ve Youd'a (1992a, 1992b) göre, sıvılaşmanın neden olduğu yan al yayılma, altında gevşek kumlar ve yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olduğu % 0.3-5'lik hafif şevlerde oluşmaktadır. Bu tür zemin tabakaları, büyük depremler boyunca boşluk suyu basıncı oluşturma, yumuşama ve sıvılaşma eğilimindedir. Sıvılaşma meydana gelirse, doymun olmayan örtü zemini alttaki sıvılaşmış zemin tabakasının üzerinden dağılmamış bloklar gibi kayabilir. Şekil 4.3 de gösterildiği gibi, yüzey deplasmanları, yarık, şev ve hendeklerin oluşumu ile aşağı doğru veya eğimi fazla yüzeye (nehir kıyısı gibi) doğru ilerler. Yanal yayılmaya olanak sağlayan jeolojik şartlar (hafif yüzey eğimi, yüzeye yakın yeraltı su seviyesi) gevşek yerleşmiş doymun kumlu dolgular kadar son zamanlarda oluşmuş alüvyonlu zemin tabakalarında ve kıyı veya nehir kenarlarında meydana gelmektedir (Kokusho ve Fujita, 2002).



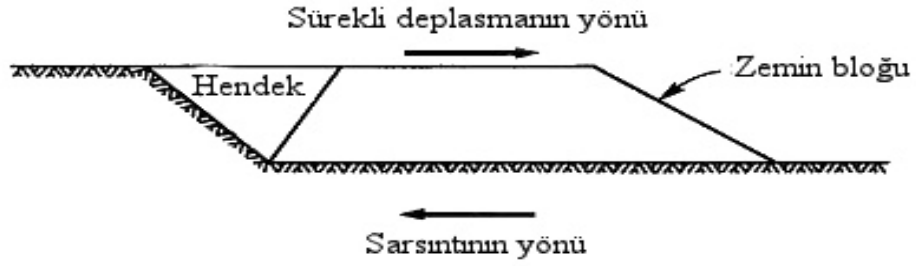
Şekil 4.3: a. Hafif Eğimli Zeminlerin, B. Yamaca Doğru Olan Zeminlerin Sıvılaşması Ve Yanal Yayılması (Rauch, 1997)

Küçük ölçekli deneylere göre sıvılaşan zeminin hareket yönü eğim yönündedir ve sebebidde zemindeki toplam gerilme ve yükseklik farklılıklarıdır. Ayrıca deformasyon miktarının yüzeyde maksimum, tabanda ihmal edilebilir düzeyde olduğunu görmüşlerdir (Sasaki ve diğ., 1992).

Hareket eden bloğun bir kenarında serbest yüzey olması durumunda, serbest yüzeye doğru büyük kalıcı deplasman sıklıkla gözlenir ve hareket eden bloğun diğer kenarında çökme gelişebilir. Bir kenarında serbest yüzey olduğu durumda büyük miktarda kalıcı bir deplasmanın hendeğe doğru olmadığı Şekil 4.4’de görülebilir (Kokusho ve Fujita, 2002).

Yüzeyi düz olan bir zeminin yanal hareketi iki olasılığa bağlıdır; birincisi düz yüzeyli zemin sıvılaşma sonucunda kalıcı deformasyona uğrayabilir ancak sıvılaşan tabakanın tabanı eğimli olabilir, ikincisi yatay zeminde hareket oluşmayabilir. Bunun sebebi ise tabanın hafif eğimli olması yani eğimin yeterli olmayışından kaynaklanabilir (Sasaki ve diğ., 1992).

Yanal yayılma sonucu oluşan yatay deplasmanların büyüklüğü oldukça küçük bir değerden başlayıp bir kaç metreye kadar değişebilir. Kaymanın baş kısmında genellikle yer fisürleri veya çekme çatlaklarının şev hareketinin yönüne dik olmaktadır. Ayrıca yer fisürleri çoğunlukla kayma alanının üst kenar etrafında bulunmakta ve dibe çökme topuğun ağırlaşması nedeniyle yanal yayılmanın baş kısmında oluşur. Zemin sıvılaşmasının yaygın bir işareti olan kum kaynaması yanal yayılmanın daha küçük bölümlerinde sıklıkla gözlenir.



Şekil 4.4: Bir Kenarında Serbest Yüzey Diğer Tarafında Çökmenin Geliştiği Yanal Yayılmanın Diyagramı (Baziar ve diğ., 1992)

İvmenin deformasyonlara olan etkisi direk etkileyici değildir. İvmenin büyüklüğü boşluk suyu basıncı oluşumunu etkiler. Ayrıca depremin süresi yüksek boşluk suyu basıncının oluşma süresiyle ilgilidir. Eğer deplasmanlar direk olarak ivmeden etkilenmişse, sarsma tablası üzerindeki numune boyuna doğrultuda deformasyonların oluşması beklenebilirdi fakat deformasyonlar direk olarak statik yer çekiminden etkileniyorsa hareket radyal olarak oluşmaktadır. Kalıcı deformasyonlar çevrim sayısı ile şevin eğim yönüne doğru artmaktadır (Sasaki ve diğ., 1992).

4.2 Yanal Yayılmanın Mühendislik Yapılarına Etkileri

Tekrarlı yükler altında meydana gelen sıvılaşmanın bir sonucu olarak oluşan yer çatlakları ve yatay hareketler dolguların çökmesi ve istinat duvarlarının yana yatmasına neden olur; bu tür göçmeler deprem sonrası hasar durumunda çoğunlukla yanal yayılma olarak tanımlanır. Örneğin, sıvılaşabilir zemin üzerine inşa edilen karayolu ve demiryolu dolguları oturmalar, yanal deplasmanlar ve şev yüzeyine paralel devam eden yüzey çatlakları nedeniyle hasar görürler. Ayrıca, temel zeminleri veya dolguda sıvılaşmadan dolayı istinat duvarının dışa doğru hareketi, sıkça yanal yayılma olarak tanımlanan duvar arkası zemin deformasyonlarından kaynaklanır (Ishihara ve diğ., 1996). Rıhtım duvarları, arkasında bulunan gevşek suya doymuş dolguların sıvılaşması sonucu meydana gelen yanal yayılma sonucu hasar görebilir.

Yanal yayılmada bir kaç metreye kadar değişen yatay deplasmanlar, hizmet amaçlı tesislerde ağır hasarlara neden olabilir. Kayan kütledeki yapılar temel zeminin basıncı veya eğmesine maruz iken kaymanın başındaki yapılar bazen diğer bir yöne itilebilir. Ayrıca farklı oturmalar veya zemin yüzeyinin kabarması yapılara

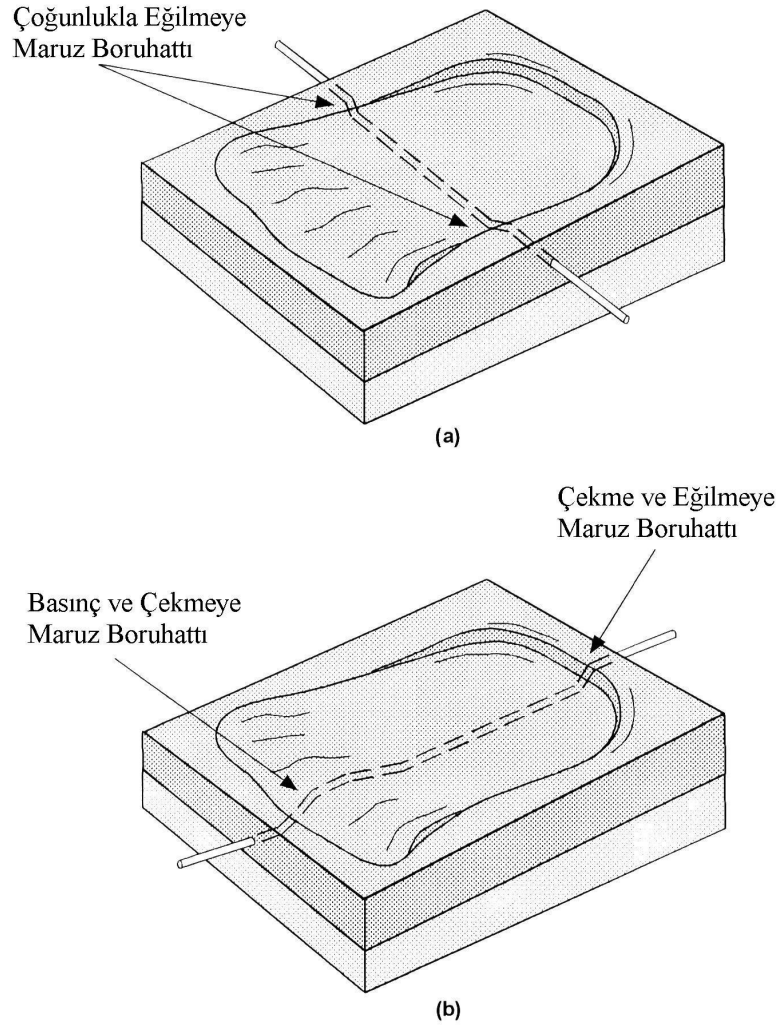
hasar verebilir. Büyük yer hareketleri yapıları yıkabilirken, daha az büyüklüğü olan yatay ve düşey deplasmanlar şiddetli yapısal hasarlara yol açabilirler.

Şebeke hatları gibi yapılar depremlerden sonra meydana gelen yanal yayılmaların hasarına karşı hassastır. Bu tip yapılar sıklıkla yeraltı yapıları (lifelines) olarak düşünülür. Bu yeraltı yapılarının deprem olması durumunda kesintisiz olarak hizmet vermesi beklenir. Yeraltı şebeke hatları ve ulaşım yolları ayrı ayrı bir çok yerde meydana gelebilecek yanal yayılmalardan etkilenebilir çünkü çok büyük alanlar üzerinde münferit yanal yayılmalar oluşabilir. Yanal yayılmanın sık sık iletim hatlarını şiddetli şekilde bozduğunu O'Rourke ve Lane (1989) belirtmiştir. Çünkü:

1. Yanal yayılma, büyük depremler boyunca imara açılan alanlarda oldukça yaygındır.
2. Yanal yayılma dengeli görünen ve potansiyel tehlikenin görülmediği hafif şevlerde oluşur.
3. Hatta bir alan yanal yayılmaya hassas olarak belirlendiği zaman bile zeminin deformasyon şekillerini tahmin etmek zordur ve
4. Yeraltındaki boru hatları için sıvılaşmamış yüzey zemin bloklarının hareketleri borular üzerinde büyük gerilmeler meydana getirir.

Sıvılaşmanın neden olduğu yanal yayılma ve oluşan zemin deplasmanları yol kaplamaları, demir yolu rayları, köprülere, otoyol, havaalanı, gömülü su boruları, gaz boruları, elektrik ve şebeke iletim hatları ile yer üstü yapılarına hasar vermektedir (Faris ve diğ., 2006; Tanaka ve diğ., 2006; Wijewickreme ve diğ., 1998).

Yanal yayılmaların yeraltındaki boru hatlarına etkisinin değerlendirilmesinde deplasmanların büyüklüğü, deformasyonların şekli, deformasyonların yönü kritik tasarım durumlarıdır. Boruya aktarılan yüklerin özelliklerini belirleyen yanal yayılmadan geçen boru hattının farklı yönleri Şekil 4.5'de gösterilmiştir. Yanal yayılmayı dik kesen bir boru (Şekil 4.5a), zemin deplasman büyüklüğünün kritik tasarım faktörü olan eğilmeye maruzdur. Yanal yayılmaya paralel (Şekil 4.5b) boru hattı zemin hareketleri vasıtasıyla aktarılmış eksenel sürtünme kuvvetlerine maruzdur. Çünkü her birim uzunluktaki en büyük sürtünme kuvvetleri oldukça küçük hareketlerle mobilize olur.

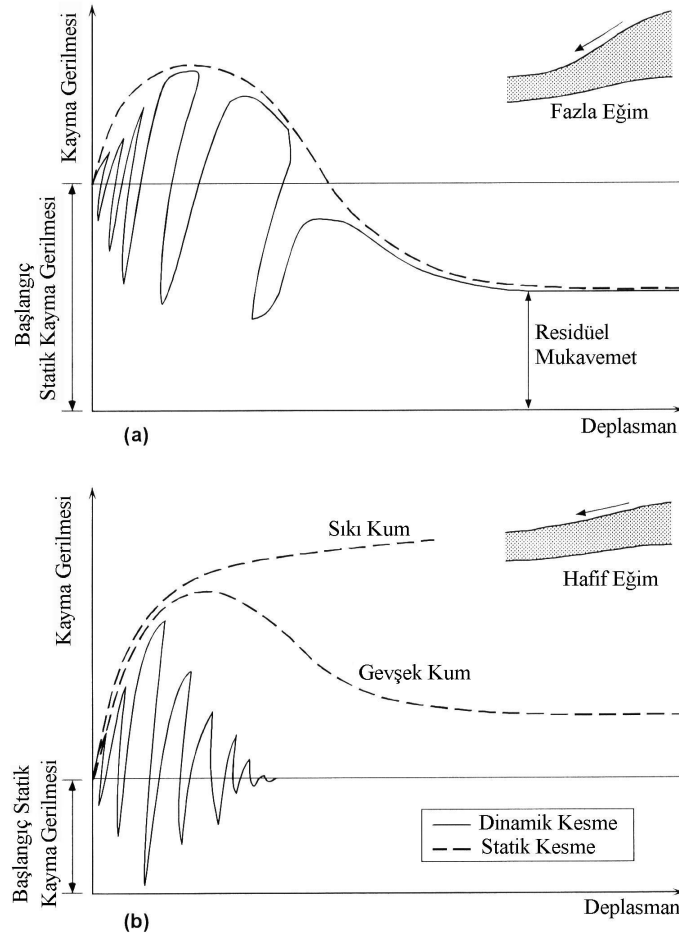


Şekil 4.5: Yanal Yayılmanın Boru Hatlarına Paralel Ve Dik Olması Durumunda Meydana Gelen Hasarlar (O'Rourke Ve Lane, 1989)

Çoğu boru hatları büyük çekme gerilmelerine izin verebilir fakat basınçta eğilme kırılmalarına hassastır. Sonuç olarak, paralel kesit çoğu kez yanlış bir geometri şeklidir (Honegger, 1994; O'Rourke ve Liu, 1994). Ayrıca, büyük deformasyonlardan sonra sağlam kalan boru hattının taşıma gücü borunun yapım tipine bağlıdır. Sürekli olarak, kaynakla birleştirilmiş çelik iletim boruları çoğu kez 5 metreden daha büyük enine deplasmanlara göre tasarlanır (Honegger, 1992). Diğer taraftan daha zayıf malzemelerle eklenmiş borular sadece 10 cm'lik deplasmanlardan bile zarar görebilir.

4.3 Başlangıç Kayma Gerilmesinin Zemin Mukavemetine Etkisi

Zeminin kayma direnci başlangıç statik kayma gerilmelerinden (Şekil 4.6a) daha az ise akma kırılması oluşabilir (Ishihara ve diğ., 1991).



Şekil 4.6: Deprem Neden Olduğu Şev Hareketleri a. Gevşek Kumda Akma Göçmesi, b. Gevşek ve Sıkı Kumda Sınırlı Deformasyon (Rauch, 1997)

Bunun aksine, yanal yayılmada çok sınırlı deplasmanlar, daha düşük çevre basıncı ve statik kayma gerilmeleri oluşturan hafif şevler ve sıkı zemin tabakalarında sıklıkla meydana gelmektedir. Düşük çevre basıncı genişleme davranışına neden olabilir. Statik kaymanın mevcut olması durumunda, genişleyen zemin çevrimsel devingenliğe maruz kalabilir ve deprem boyunca sınırlı şev hareketlerine neden olabilir (Poulos ve diğ., 1985). Çevrimsel devingenlik sergileyen bir zemin önemli kayma deformasyonları gösterebilir. Bu şartlar altında, bir akma kayması gelişmez çünkü Şekil 4.6b'de gösterildiği gibi zemin genişlemeye ve dinamik yükleme son bulduktan sonra mukavemet kazanmaya eğilimlidir. Diğer taraftan, düşük statik

kayma gerilmeleri Şekil 4.6b’de belirtildiği gibi sıkışan zeminde akma kırılmasını engelleyebilir.

4.4 Yanal Yayılmanın Ölçekli Model Simülasyonları

Yanal yayılma ile ilgili olarak yapılan model deneyleri için sarsma tablası ve santrifüj deney sistemleri kullanılmaktadır.

Özellikle Japon araştırmacılar sıvılaştıran zeminden kaynaklanan yanal yayılmayı modellemek için büyük boyutlarda sarsma tablası deney sistemleri kullanmışlardır. Bu tür deneyler Towhata ve diğ. (1989), Sasaki ve diğ. (1992), Yasuda ve diğ. (1991a, 1992a) ve Tokida ve diğ. (1993) tarafından yürütülmüştür. Bu çalışmalarında tabakalı zemin olması, yüzey eğimi, taban eğimi, sıvılaştıran tabaka kalınlığı, zeminin sıklığı gibi faktörlerin etkilerini araştırmışlardır. Bu model çalışmalarının sonucunda yüzey deplasmanları aşağı doğru eğimli olduğu yönde, çekme çatlakları ve çökmeler ise kaymanın başında meydana gelmiştir. Bununla beraber serbest yüzeyin olmaması durumunda şevin topuğuna yakın küçük deplasmanlar ve kabarmaların olduğunu belirtmişlerdir.

Deformasyonları incelemek amacıyla sarsma tablası deneylerini tabakalı olarak hazırlanmış numuneler üzerinde yapmışlardır. Kalıcı deformasyonların tabakalaşmanın bulunduğu sınırlarda oluşmadığı buna karşın sıvılaştıran tabaka içinde sabit kayma gerilmesi altında oluştuğunu ifade etmişlerdir. Buna ek olarak tabaka kalınlıkları ile eğim etkisini de belirlemişlerdir. Deneylerin tamamında tabakalaşma sistemi; en altta sıvılaşmayan sıkıştırılarak imal edilmiş kum, ortada serbest düşme ile hazırlanmış sıvılaştıran kum tabakası, en üste ise yine sıvılaşmayan tabaka koymuşlardır. Tüm tabakalar aynı yönde eğimli ve deplasmanların bu yönde oluştuğunu ayrıca deformasyonun derinlikle lineer olarak değişerek tabanda minimum iken yüzeyde maksimum olduğunu belirlemişlerdir. Oturmaları ölçtüklerinde ise tabakanın altındaki oturmanın yüzeye göre daha düşük olduğunu görmüşlerdir. Oturmaların sadece kompaksiyon etkisi ile oluşmadığı yukarı yönlü kaldırma etkilerinin de gözlemlendiğini açıklamışlardır. Oturmaların sıvılaştıran tabaka ve taban yüzeyinin eğimi ile arttığını gözlemişlerdir (Yasuda ve diğ., 1992a).

Towhata ve diğ. (1991) sarsma tablasıyla yaptıkları bir grup deney sonucunda şu sonuçlara ulaşmışlardır. Sıvılaştıran kum zemini yerçekimi kuvveti altında akan bir sıvı gibi davranır. İkinci olarak yüzeyde sıvılaşmayan bir tabaka mevcut ise altta sıvılaştıran tabaka ile birlikte akar. Bu tabaka sıvılaşmaz ve alttaki zeminin akmasına karşı direnen bir elastik çubuk gibi davranır. Son olarak, herhangi bir düşey kesitte

yanal yayılmanın dağılımı yaklaşık olarak sinüzoidal bir eğri olup deplasman miktarı yüzeyde maksimum tabanda ise dikkate alınmayacak kadar küçüktür.

Sasaki ve diğ. (1992) model deneylerinde diğer önemli faktörün kapilarite olduğunu ifade etmiştir. Çünkü kapilaritenin yüksekliği zeminin önemli bir kalınlığını etkiler ve sıvılaştıran tabakanın üzerindeki doygun olmayan tabakayı modellemenin zor olduğunu söylemiştir.

Bu deneylerde asıl problem olarak kısa drenaj boyundan dolayı boşluk suyu basıncının araziye göre daha hızlı sönümlenmesini görmüşlerdir. Boşluk suyu basıncının hızlı sönümlenmesinden dolayı sıvılaştıran zemin daha hızlı oturmaya ve sıkışmaya başlar ve bu nedenle araziye göre daha küçük deplasmanlar oluşturur. Tabiki burada büyük model deney sistemleri olursa uygulanan ivme kaydının büyüklüğü ve süresine bağlı olarak büyük deplasmanlar elde edilebilir.

Geoteknik santrifüj deneyleri arazideki gerilme şartlarının daha gerçekçi olarak uygulanmasına imkan sağlar. Model deneyler 1/N ölçeğinde ve N(g) ivmesi altında yüksek hızda döndürülerek yapılmaktadır. Ölçekli model deneyler santrifüjün içine yerleştirilen sarsma tablasıyla yapılabilir. Dönen modelde denge şartına ulaştıktan sonra modelin tabanı deprem benzeşimi açısından yatay olarak sarsılır.

VELACS projesinde yanal yayılmanın santrifüj modelleri 1g modellerinde karşılaşılan eksikliklerden (kısa drenaj boyu, kapiler yükselme, rijit konteyner duvarları) dolayı doğruluğunun kesin olamayabileceğini açıklamışlardır.

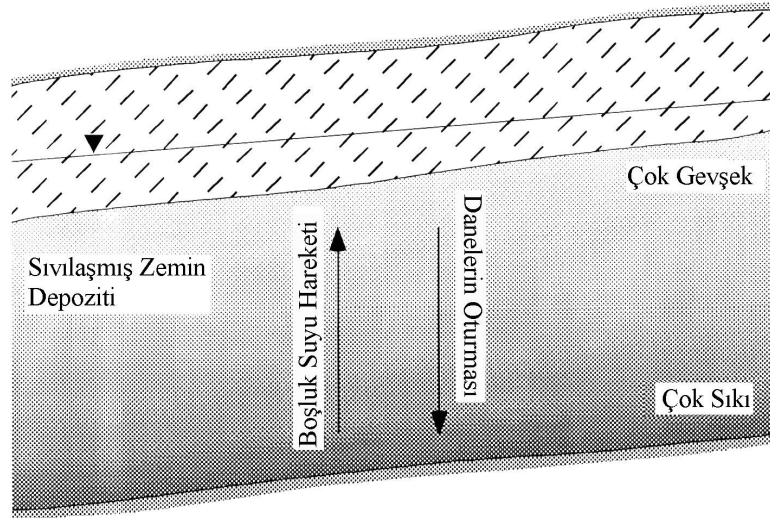
Figel ve Kutter (1994) dinamik santrifüj deneyi için iki adet zemin modellemesi yapmışlardır. Bu modeller üzerinde eğimi az olan şevlerdeki deprem davranışları incelemişlerdir. İlk olarak modelde doygun üniform zemin tabakası kullanmışlar, ikinci olarak kum tabakası üzerine geçirgenliği düşük plastik olmayan silt tabakası konularak ve her iki modelde de zeminlere 2.6° eğim vermişlerdir. Her iki durumda da yaklaşık olarak 0.8 m'lik yanal yayılmalar oluştuğunu gözlemlemişlerdir. Birinci modelde deformasyonlar tabaka boyunca oluşurken, ikinci modelde deformasyon tabakaların birleşim bölgelerinde gerçekleştiğini ifade etmişlerdir.

Okamura ve diğ. (2001) permeabilite ve deprem sonrası sarsıntılarının deprem sonucu oluşan yanal yayılmalar üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Özel olarak hazırlanmış santrifüj deney aletinde ana sarsıntı sonrasında uygulanan sarsıntılarının zemin davranışına etkisi incelenmiş ve boşluk suyu basıncı, ivme değerleri, oturma ve yanal yayılmaları ölçmüşlerdir. Sonuçlarını değerlendirmiş ve sıvılaştıran tabaka kalınlıkları, yüzey oturmaları, yanal yayılma miktarları ve maksimum ivme arasında bağıntılar

oluşturmuşlardır. Bu çalışmada öne çıkan permeabilite etkisidir, bunun yanında ana sarsıntı sonrasında oluşan sarsıntıların sıvılaştıran zemine olan etkileri incelemiştir. Oturmalar ise sarsmadan sonra beklendiği gibi eğimli kısımların daha yatay hale gelmesi ile sonuçlandığını ifade etmişlerdir. Su kullanılarak yapılan deneyde sarsma biter bitmez yanıl deformasyonun durduğu ve boşluk suyu basıncının permeabilite yüksek olmasına rağmen sönümlendiğini görmüşlerdir. Sarsma sırasında sıvılaştıran tabaka ile sıvılaştırmayan tabaka arasında zayıf bir bölge oluştuğunu, burada yanıl deformasyon sırasında yüksek deformasyon oranları oluşacağını belirtmişlerdir.

4.5 Yanıl Yayılmada Boşluk Suyunun Hareketi

Yanal yayılmada önemli olay toplam hacimde bir değişim olmaksızın sıvılaştırmış zemin tabakası içinde boşluk suyunun yukarı akmasıdır (Housner, 1985). Sıvılaştırmış durumda, zemin danelerinin her biri ağırlığının etkisi altında batmaya eğilimlidir. Şekil 4.7’de gösterildiği gibi sıvılaştırmış zemin için net etki, devam eden şekilde tabana yakın yoğunlaşma, üste yakın gevşek olma şeklindedir. Başka bir ifadeyle, boşluksuyu ve boşluk hacminin yukarı doğru hareketi için bir eğilim vardır. Sıvılaştırmış zemin tabakasının en üstüne yakın zemin blokları, daha gevşek zayıf zeminin üzerinde kaydıktan sonra yanıl yayılma oluşabilir. Sıvılaştırmış zemin oldukça geçirimsiz bir tabaka ile kaplanırsa, yukarı doğru akan boşluk suyu engellenmiş olacak ve sıvılaştırmış tabakanın en üst kısmında daha zayıf zemin bölgesinin oluşumuna katkı sağlayacaktır.



Şekil 4.7: Boşluk Suyunun Yukarı Doğru Hareketine Yol Açan Sıvılaştırmış Bir Zemin Tabakasındaki Oturma (Housner, 1985)

Castro (1987) su ve zemin danelerinin hareketi zaman aldığı için, bu olay kalın tabakalı sıvılaşmış zeminlerin bütün derinliği boyunca değil ama oldukça zayıf tabakalarda gelişebileceğini belirtmiştir (Rauch, 1997). Bununla beraber, kalın üniform zemin tabakasında zemin danelerinin oturma eğilimi sıvılaşmış zeminin en üst kısmına doğru ilerleyen şekilde biraz daha zayıf zemin oluşumuna neden olmaktadır. Youd ve Bennett (1983), yanal yayılmada sıvılaşmış zemin tabakasında boşluk suyunun yukarı doğru hareketi için olası arazi vakalarını rapor etmişlerdir. Son yıllarda yapılan santrifüj model deneyler ile eğimli yüzeyler altında sıvılaşmış zemin tabakalarında bu mekanizmanın deneysel ispatını ayrıca yapmışlardır (Arulanandan ve diğ. 1993; Fiegel ve Kutter 1994a;1994b).

Boşluk suyunun hareketinden dolayı, sıvılaşan zemin tabakasının en üst kısmına yakın kayma direnci, sıvılaşan zeminin ortalama boşluk oranına karşılık gelen kayma mukavemetinden önemli derecede daha düşük olabilir (Seed, 1987). Sıvılaşmış zeminin rezidüel kayma mukavemetini belirlemek için Poulos ve diğ. (1985) tarafından önerilen yöntem deprem boyunca boşluk oranında değişim olmadığını kabul eder.

Sıvılaşan zeminde oluşan boşluk suyu basıncı derinlikle artmakta ve yukarı yönlü akışın oluşmasına neden olmaktadır. Bu akım sonucunda ise yüzeydeki geçirimsiz zemin tabakası karşı koymakta ve tabakaların birleştiği noktalarda su miktarı artmaktadır. Bu durum boşluk oranında artışa ve su ile dolu boşlukların oluşmasına sebep olmaktadır. Sonuç olarak tabakalar arasında oluşan kayma direnci düşmektedir (Fiegel ve Kutter, 1994).

Uzuoka ve diğ. (2003) tarafından yapılan analizlerde sıvılaşan tabakadan aşırı boşluk suyu basıncının yukarı doğru hareketi yeraltı su seviyesi altındaki zeminin hacim artışına neden olmakta ve hacim artışı boyunca başlangıç kayma gerilmelerinin zorlamasıyla artan kayma deformasyonları oluşmaktadır. Sıvılaşan tabakanın üstünde düşük permeabiliteyi kısmen doygun zemin varsa aşırı boşluk suyu basıncı sönmelenemez ve sabit kalır. Hacimsel şekil değiştirme sıkışma için pozitif (+), şayet yukarı doğru bir sızıntı varsa o zaman o sıvılaşan tabakada genişleme (-) başlamaktadır. Ancak hacimsel deformasyondaki bu eğilimler yatay zeminde önemli değildir. Sadece böyle bir durumda depremden sonra oturma olmaktadır. Bununla beraber hacimsel deformasyon eğilimli bir zeminde yanal bir akış için önemli rol oynadığını belirtmişlerdir.

Yang ve Elgamal (2001c), Yang ve Elgamal (2002) ve Kokusho (1998, 1999, 2000) yaptıkları deneysel çalışmalarda (sarsma tablası veya 1D tüp deneyleri) tabakalı kum sıvılaştığında boşluk suyunun zemin yüzeyine doğru hareketinden dolayı daha az

geçirimli alt tabakaların altında su filmi oluşacağını ve bu su filmi sıvılaşma sonrası göçme için bir kayma yüzeyi olarak çalışacağını belirtmişlerdir. Su filmi sürekli alt tabakaların altlarında oluşursa göçme sadece deprem süresince değil aynı zamanda deprem sonrasında da oluşmaktadır. Çünkü ara tabakadaki su depremden sonra hatta saatler veya hatta günlerce sönümlenmeyebilir. Ayrıca bu su filminin alttaki kum tabakasını dilatasyondan ve absorbe edilen aşırı boşluk suyu basıncından (hatta çok küçük çevre basınçlarında genişleyen ortamda) koruyan kayma gerilmesi izolatörü olarak görev yapacağını belirtmişlerdir (Kokusho, 2000). Bununla beraber çekme çatlakları ve kum kaynamaları oluşturabilirler (Yang ve Elgamal, 2001c).

Eğimli sıvılaşabilir zemin tabakaları olması durumunda, düşük permeabiliteli zemin tabakasının altında bulunan sıvılaşmanın neden olduğu ara tabakadaki su sıvılaşmayla ilgili yanal deformasyonların oluşmasına neden olmaktadır (Kokusho, 1999; Yang ve Elgamal, 2001c).

Su filminin yukarısındaki zemin kütlesi çok hafif eğimli şev boyunca kayabilir ve ayrıca kayma boyunca su filmi kırılırsa çamur akması şeklinde davranabilir. Bu nedenle yukarı zemin kütesinin yeniden sıvılaşmasını tetikler (Kokusho, 2000).

Ayrıca, depremin meydana getirdiği zemin sıvılaşması doymuş kum tabakalarında gömülü bulunan yeraltı yapılarının yukarı doğru kaldırma şeklinde deformasyon yapmalarına neden olmaktadır. Zemin sıvılaşmasının oluşturduğu yukarı doğru oluşan deformasyon, sıvılaşabilir zeminlerdeki gömülü yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımı için çok önemli problemdir. Çok yaygın olarak kullanılan tünel gibi bu tür yeraltı yapılarını yukarı doğru kaldırmanın güvenlik faktörünü tahmin ederek tasarlamaktadırlar. Sıvılaşan zeminde dikdörtgen kesitli bir yeraltı yapısına etki eden kuvvetler yapının kendi ağırlığı, yapının üst plakası üzerindeki jeolojik yük, yapının kenar yüzeylerinin sürtünmesi, statik su basıncı, yapının alt plakası yüzeyine etki eden aşırı boşluk suyu basıncıdır. Yeraltı yapılarının birim hacim ağırlığı çevredeki zeminin birim hacim ağırlığından daha küçüktür. Bu nedenle yapının alt yüzeyindeki efektif jeolojik yük yapının alt plakasındaki gibi aynı derinlikteki çevreleyen tabakadakine göre daha düşüktür, başka bir ifadeyle yapının alt plakasına etkiyen en büyük aşırı boşluk suyu basıncı aynı derinlikteki çevreleyen zemine göre daha düşüktür (Tokida ve Ninomiya, 1992).

Deprem boyunca zemin sıvılaşır, genellikle yeraltı yapıları sıvılaşan zeminde yüzer ve böylece yukarı kalkma hareketi yapar. Bu olayın mekanizması yerçekimi ve kaldırma gücü arasındaki kuvvet dengesiyle açıklanmaktadır. Özellikle yeraltı yapılarının yukarı kalkma miktarını yöneten çok önemli mekanizma yapıların aşağısındaki zemin elemanlarının yatay yöndeki kayma gerilmesine bağlı olarak

kayma deformasyonlarının aşamalı olarak artmasıdır. Yukarı kalkma miktarı yapıyı çevreleyen zeminin deformasyonu ile kontrol edilir. Yukarı kalkma miktarını tahmin etmek için zeminin davranışının tamamen anlaşılması gerekmektedir. Koseki ve Koga (1990) yeraltı yapılarının yukarı kalkmasıyla ilgili çalışmalarında, modülü azaltarak lineer elastik analiz ve kayan blok yaklaşımı gibi basitleştirilmiş yaklaşımlarla yapmışlardır (Iai ve Matsunaga, 1992).

4.6 Yanal Yayılma Deplasmanlarını Tahmin Etmek İçin Mevcut Yöntemler

Depremler sırasında meydana gelen sıvılaşma sonrası yüzeyde oluşacak zeminin kırılma mekanizmasını tahmin etmek gerekir. Yüzeyin eğimi çok az olursa, kırılmanın yaygın şekli bir kaç metreyi aşabilen yüzey deplasmanlarıyla oluşan yanal yayılma olayıdır. Bu nedenle, sıvılaşmanın etkisini değerlendirmek için, sismik tehlike değerlendirmeleri yanal yayılmadan dolayı zemin deformasyonların tahminine sıklıkla ihtiyaç duyar.

Yanal yayılma kavramı sadece yatay deplasmanlar değil aynı zamanda düşey olarak meydana gelen deplasmanları kapsar. Biribirinden bağımsız düşünölemeyecek bu iki durum birlikte ele alınmalıdır. Yanal yayılmadaki deplasmanların büyüklüğünü tahmin etmek için önerilen yöntemleri dört grupta toplayabiliriz.

1. Bünye Modelleri (Sonlu eleman modeller, FEM)
2. Basit analitik modeller
3. Ampirik modeller
4. Fiziksel modeller

Yanal yayılma kompleks mekanik ve geniş çapta değişim gösteren faktörlerin birbirini etkilemesini kapsar. Örneğin, deformasyonlar depremler boyunca hem statik hem de dinamik yüklerle meydana gelir. Fakat hareketler sismik taban hareketleri tamamlandıktan sonra oluşabilir. Bartlett ve Youd (1992b)'e göre deplasmanların büyüklüğü dört faktörle kontrol edilir.

1. Sıvılaşmış zemindeki kayma mukavemetinin derecesi
2. Kayma etrafında sınır şartları
3. Hareket eden zemin kütlesi üzerinde etkili olan statik ve dinamik kayma kuvvetleri

4. Kaydıran kuvvetlerin karşı koyan kuvvetleri aştığı zamanın uzunluğu

Özellikle düzensiz geometrinin etkisini dikkate alan sonlu eleman veya benzer nümerik modeller yanal yayılma ile ilgili problemlerde çok önemli yere sahiptir.

Pratikte yanal yayılma deformasyon miktarları bazen basit analitik modellerden daha az tahmin edilir. Özellikle bu analitik modeller hem sıvılaştıran zeminin davranışını tanımlamak için basit katsayıları ve hem de kayan kütlelerin geometrisinin basit gösterimini kullanır.

Yanal yayılma için herhangi bir modelin doğruluğu ve güvenilirliği sadece arazideki vaka analizlerine göre karar verilebilir. Basitleştirilmiş gösterim deformasyonların tahmini için kullanılmalıdır. Çünkü bir yanal yayılmada üst yüzey zemin şartları ile ilgili bilgi her zaman tam olmayabilir. Örneğin, sıvılaştıran zemin kalınlığı bir yanal yayılma alanında önemli derecede değişebilirken analizlerde bir üniform kalınlık kabul edilebilir.

Aslında, sıvılaşma deplasmanlarının tahmini için mevcut pratik durum ampirik yöntemlere güvenir (Glaser, 1994). Bununla beraber yanal yayılma ile ilgili en iyi ampirik modeller sadece yer deplasmanlarının sınırlı tahminini sağlayabilir.

Fiziksel modeller sarsma tablası veya santrifüj deney sistemlerinden elde edilen verilerin yardımıyla yanal yayılmayı modellemeye çalışmışlardır. Bu model deneylerle sıvılaşma ve sıvılaşma sonrası zemin davranışıyla ilgili faydalı bilgiler elde etmişlerdir.

4.6.1 Bünye Modelleri (Sonlu Eleman Modeller, FEM)

Bazı araştırmacılar bünye modelleri ile sıvılaşma başladıktan sonra gelişen büyük deplasmanları sonlu eleman ve sonlu fark bilgisayar kodlarıyla yapmışlardır. Bu modellerin büyük bir bölümünde küçük şekil değiştirme formülasyonları kullanılmaktadır. Aslında yanal yayılma süresince sıklıkla ortaya çıkan büyük kayma şekil değiştirmeleri açısından problemlidirler. Bu modelleri sarsma tablası ve santrifüj deneyi gibi fiziksel model deneylerle desteklemeye çalışmışlardır.

Bir zemin kütlelerinin deformasyonunu kapsayan problemler için sonlu eleman yöntemler, mekanik ve sınır şartlarıyla ilgili modeller için çoğunlukla uygundur. Bununla beraber sıvılaşma ve yanal yayılmanın bütün durumlarını kapsayan çok hassas model, çok karmaşık bir sonlu eleman modeli gerektirmektedir. Hassas sonlu eleman modeli, sismik hareketleri gerçeğe yakın modelleyebilmek için aşırı boşluk suyu basıncının toplanmasıyla zemin yumuşaması, zemin sıvılaşırken kayma

mukavemetindeki hızlı kayıp, sıvılaşmış zemin tabakalarının fazlaca bozulması, muhtemelen devam eden kırılmalar, dinamik yüklemenin bitiminden sonra devam eden deformasyonlar ve aşırı boşluk suyu basınçları drene olurken tekrar konsolide olması gibi faktörleri dikkate alması gerekmektedir.

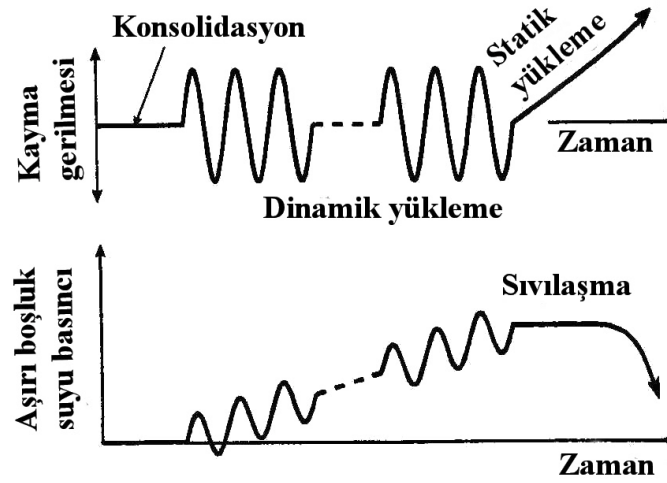
Sıvılaşmış zeminin davranışını modellemek önemli bir sorundur ve herhangi bir hassas çalışmada efektif gerilme ve nonlinear zemin modellerini birlikte düşünmek gerekir. Bu modelin fazlasıyla ön plana çıkması katı zeminden sıvıya dönüşümün sonucudur (Towhata ve diğ. 1989).

Yasuda ve diğ. (1991a, 1992a) kalıcı deformasyonların hesaplanmasında sıvılaşan zeminde kayma direnci ve kayma modülünün azalımından yararlanmışlardır. Sıvılaşma sırasında kayma modülündeki değişimin belirlenmesi için veyn ve dinamik burulmalı kesme deneyleri yapmışlardır. Veyn kesme deneyi sonuçlarına göre sıvılaşma sonucunda kayma modülündeki azalma 1/200 den 1/400'e kadar değişmektedir. Bunun sebebi ise sıvılaşma sırasında zeminin akıcı davranmasıdır. Sıvılaşma sonucu oluşan yumuşama ile meydana gelen kalıcı deformasyonların sıvılaşmadan önceki durumdaki statik kesme kuvvetlerinden meydana geldiği kabulünü yapmaktadır. Geliştirdiği modelde ilk olarak zemin kesitinde oluşan gerilme durumları sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak sıvılaşmadan önceki elastik modüllerle belirlenmektedir. Hesaplama model tabakaları birkaç aşamada yapılmalıdır çünkü doğadaki zemin tabakaları bir aşamalı olarak oluşmamaktadır. İkinci olarak gerilmeler sabit tutularak sonlu elemanlar yöntemi sıvılaşma sonucunda azalmış elastisite modülleri kullanılarak tekrar analiz etmişlerdir. Son olarak iki analiz arasında oluşan deformasyon farkları kalıcı deformasyon miktarı olarak kabul edilmiştir. Bu analizlerde dolgu boyunca poisson oranı, deprem boyunca poisson oranı, sıvılaşmadan dolayı elastisite modülündeki azalma oranı (E/E_0) sırasıyla 0.35, 0.499 ve 1/1000 olarak kabul etmişlerdir. Bu analizlerde Elastisite (Young) modülü (E) $E=28N$ formülü kullanılarak SPT-N değerlerinden tahmin edilmiştir.

Analizin temel noktası sıvılaşmış zemini göstermek için uygun bir rijitlik azaltılmasının belirlenmesidir. Bu yöntem Niigata'da (Japonya) bir yanal yayılmayı analiz etmek için kullanmıştır (rijitlik azaltması, dinamik deneyler kullanılarak belirlenmiştir) (Yasuda ve diğ. 1991a, 1991b, 1992a). Laboratuvarla ölçülmüş olan ile uyumlu bir rijitlik azaltımı (stiffness reduction) kullanılarak, hareketin şeklini daha az bir başarıyla tahmin etmelerine karşın deplasmanın büyüklüğünü doğru hesaplamışlardır.

Yasuda ve diğ. (1999) ilk yaptıkları çalışmayı geliştirerek yaptıkları bir çalışmadır. Araştırmacılar sıvılaşmanın neden olduğu büyük deformasyonları değerlendirmek

için basit bir yöntem geliştirmişlerdir. Geliştirilen yöntemin adı ALID'dir (Analysis for Liquefaction-Induced Deformation). Bu yöntemde araştırmacıların kabulüne göre rezidüel deformasyon, kayma modülünün azalmasından dolayı sıvılaşmış zeminde oluşacaktır. Sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü, dinamik yüklemenin genliği veya çevrim sayısı ile kontrol edilen sıvılaşmanın şiddetini gösterir. Dinamik yükleme yaptıktan sonra oldukça yüksek hızlarda dakikada $\gamma = \%10$ deformasyon olacak şekilde drenajsız şartlarda statik deneyler yapmışlardır (Şekil 4.8).



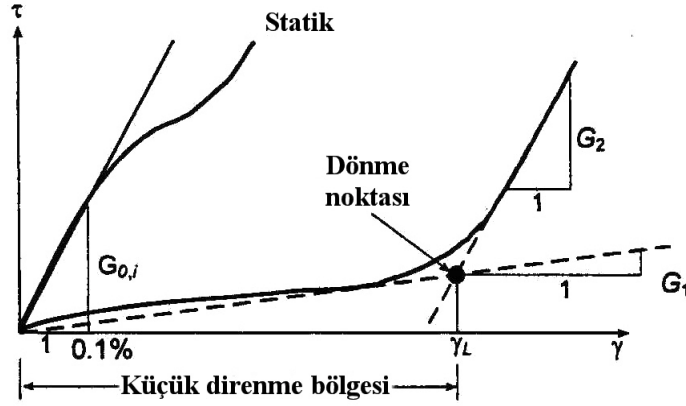
Şekil 4.8: Statik Ve Dinamik Yükleme Yöntemi (Yasuda ve diğ., 1999)

Direnmenin dönüşüm noktasına kadar olan şekil değiştirme miktarı referans şekil değiştirme (γ_L) olarak anılır (Şekil 4.9). Referans dönüşüm noktasından önceki ve sonraki gerilme-şekil değiştirme eğrileri yaklaşık olarak G_1 , G_2 ve γ_L 'li bilineer modelle temsil edilebilir:

$$\tau = G_1 * \gamma \quad \gamma < \gamma_L \quad (4.1)$$

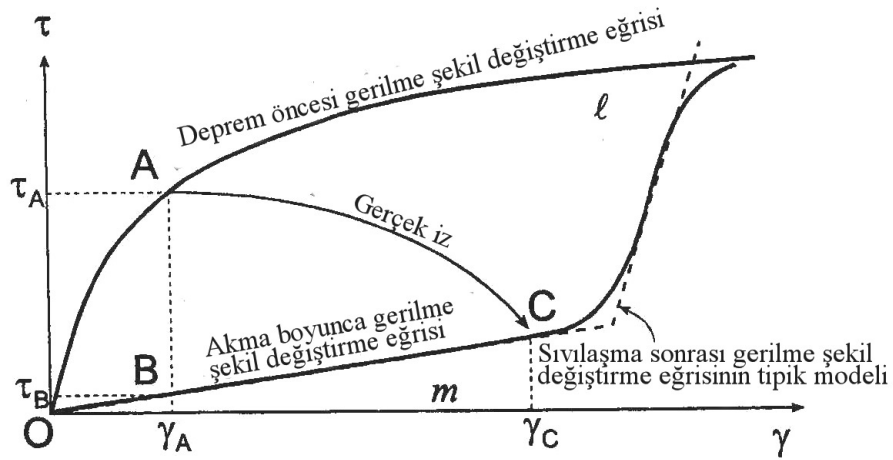
$$\tau = G_1 * \gamma_L + G_2 (\gamma - \gamma_L) \quad \gamma \geq \gamma_L \quad (4.2)$$

Bu arada G_1 , G_2 referans şekil değiştirme noktasından önceki ve sonraki kayma modülleridir. Sıvılaşmadan dolayı kayma modülündeki azalmayı bilmek için sıvılaşma öncesi ve sonrası kayma modülleri oranı G_1/G_0 oranını hesaplamışlardır. G_0 'ın iki tipini seçmişlerdir: 1. $G_{0,i}$ dinamik yükleme yapılmadan önce ($\Delta u / \sigma'_v = 0$) $\gamma = \%0.1$ 'de gerilme-şekil değiştirme eğrisinin sekant modülüdür, 2. $G_N = 28N$ formülü kullanılarak SPT-N değerinden hesaplamışlardır.



Şekil 4.9: G_{oi} , G_1 , G_2 ve γ_L 'in Tanımı (Yasuda ve diğ., 1999).

Şekil 4.10 sıvılaşmanın neden olduğu deformasyon için önerilen yöntemde kullanılan gerilme-şekil değiştirme eğrisini gösterir. Bu grafikte ℓ eğrisi deprem başladığındaki omurga eğrisini ifade eder. Şekil 4.10'daki A noktası tabakadaki bir zemin elemanın başlangıç durumu olarak kabul edilir. Aşırı boşluk suyu basıncı olduğu zaman elastik modülü ve kayma mukavemeti gibi zemin özellikleri değişir. Sıvılaşmadan dolayı omurga eğrisi ℓ 'den m 'e doğru hareket eder, sonra şekil değiştirme artar. Çünkü bununla beraber kaydıran gerilmeler geometrinin değişimine göre azalır, ℓ 'den m 'e doğru gerçek şekil değiştirme artışı A'dan C'ye doğrudur. Yani zemin özelliklerinin değişiminin neden olduğu şekil değiştirme artışı $\gamma_C - \gamma_A$ 'dır. Zemin özellikleri şekilde C noktasında gösterildiği gibi yeni kaydıran gerilmelerle dengeye geldiği zaman zemin akışı durur. Basitleştirmeden dolayı gerçek iz A'dan C'ye doğru olmasına karşın burada önerilen yöntemde iki iz: 1. B'den geçerek A'dan C'ye doğru ve 2. B'den geçerek O'dan C'ye doğru kabul edilir.



Şekil 4.10: Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisinin Şematik Gösterimi (Yasuda ve diğ., 1999)

İki iz kabul edilirse, sıvılaşmanın neden olduğu deformasyonu analiz etmek için iki yöntem kullanmışlardır.

Gerilme rahatlatma yönteminde (Stress relaxation method) deprem öncesi durum, gerilme-şekil değiştirme eğrisi (ϵ) kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi aracılığıyla (FEM) hesaplanır. Sonra şekil değiştirmenin tutulmasıyla gerilme-şekil değiştirme eğrisi m 'e doğru değiştirilir. Bu aşamada dış ve iç gerilmeler dengelenmez çünkü şekil değiştirme sabittir. Bu nedenle dengesiz gerilmeleri rahatlatmak gerekir. Rahatlatma işlemi süresince sıvılaşmadan dolayı şekil değiştirme artışı ($\gamma_C - \gamma_A$) ve zeminde sıvılaşmanın neden olduğu deformasyon hesaplanabilir (Yasuda ve diğ., 1999).

İkincisi ise öz ağırlık yöntemi (self weight method) olup gerilme rahatlatma yönteminde olduğu gibi ϵ gerilme şekil değiştirme eğrisi kullanılarak FEM ile zemin deformasyonu hesaplanır. Sonra yerçekimi kuvveti, yeniden m gerilme-şekil değiştirme eğrisi kullanılarak aynı modele uygulanır. Sıvılaşmanın neden olduğu akmadan dolayı deformasyon, 2. durumdan 1. duruma geçen deformasyon sonucuyla değerlendirilir (Yasuda ve diğ., 1999).

Gerilme rahatlatma yönteminde herhangi bir gerilme-şekil değiştirme eğrisinin kullanılabileceğini ifade etmişlerdir. Bununla beraber mevcut FEM kodlarından ayırmak için özel değişimler gereklidir. Öz ağırlık yönteminin kaydıran kuvvetlerin değişimini hesaba katmadığını fakat keyfi bir FEM programı kullanılabileceğini söylemişlerdir.

Kuwano ve diğ. (1991) çalışmalarında deprem sonucunda oluşan kalıcı deformasyonları belirlemeye çalışmışlardır. Bu amaca yönelik olarak öncelikle şevli yol dolgularını sonlu elemanlar yöntemiyle tanımlamışlar ve deprem öncesi ile deprem sırasındaki gerilme davranışlarını incelemişlerdir. Şevli bir yol dolgusu statik durumda genellikle kesme kuvvetlerine maruz kalmakta ve bu durum depremler sırasında oluşan kesme kuvvetleri sonucunda oluşan kalıcı deformasyonlar üzerinde oldukça etkili olduğunu belirtmişlerdir. Depremi uygulaması sırasında oluşan gerilme davranışları laboratuvar ortamındaki numuneye statik ve dinamik olarak uygulanmış ve arazi koşullarını sağlamaya çalışmışlardır.

Statik gerilme analizi için Isbild programını kullanarak iki boyutlu durumda sonlu elemanlar yöntemini yol dolgusuna uygulamışlardır. Dinamik davranış analizleri için ise Flush yazılımı yardımıyla statik durumda tanımlanan sonlu elemanların sismik davranışı lineer olmayan ama denk lineer sistemle değerlendirilerek incelemişlerdir.

Finn (2000) büyük deplasmanların tahmini için TARA-3FL sonlu eleman programını önermiştir. Bu programda rezidüel kayma mukavemeti efektif düşey gerilmeyle bir sabit oran olarak tahmin edilmektedir.

Arulanandan ve diğ. (2000) 1995 Hyogoken-Nambu depreminde Port Island'da gözlenen davranışı SUMDES adlı sonlu eleman yöntemine dayanan programını kullanarak modellemiştir. 10 tane model parametresi gereklidir.

Yang ve diğ. (2003) çevrimsel devingenlik için bir bünye modeli önermiştir. Bu model superpoze edilmiş statik kayma gerilmelerinin ve sonucunda oluşan şekil değiştirme uzayındaki toplanan kayma deformasyonlarının etkisini dikkate alır. Yang ve Elgamal (2002) bu bünye modelini hesaplanan kayma deformasyonlarına permeabilitenin etkisini araştırmak için kullanmışlardır. Bu model CYCLIC adlı programda sonlu eleman yöntemi kullanılarak kodlanmıştır. CYCLIC tarafından gerekli model parametreleri uygun laboratuvar ve santrifüj deneylerini kullanarak kalibre etmişlerdir. Günümüzde bünye modelleri içerisinde çok pratik olarak kullanılanlardan birisidir.

Bunların dışında Beaty ve Byrne (2001) ve Iai (2001) tarafından bu kapsamda programlar geliştirilmiştir.

4.6.2 Basitleştirilmiş Analitik Modeller

Analitik modellere dayanan analizler hem depreme ait aşırı boşluk suyu basıncı davranışı hem de sıvılaşma sonrası deformasyonları değerlendirmek için lineer olmayan efektif gerilme yaklaşımı gerektirir (Martin ve Qui, 1999).

Bu bölümde yanal yayılmadaki zemin deformasyonlarını hesaplamak için kullanılan iki basitleştirilmiş analitik yöntem burada incelenmiştir. Hesaplamalar, şev deformasyonlarının sismik taban ivmesiyle meydana geldiğini kabul eden Newmark'ın kayan blok modeline dayanır. Diğer taraftan Towhata'nın yöntemine göre ise bütün deformasyonlar sıvılaşma meydana geldikten sonraki statik yüklerden kaynaklanır.

4.6.2.1 Newmark'ın Kayan Blok Modeli

Newmark (1965) depremlerde pratik olarak şev hareketlerinin tahmini için kayan bloğa benzer bir yöntem önermiştir. Newmark'ın yaklaşımı geniş çapta kullanılan bir yöntem olup Makdisi ve Seed (1978), National Research Council (Housner, 1985) ve Jibson (1993) gibi yazarları içeren bir çok araştırmacı tarafından da kabul edilmiştir.

Newmark tipi analizler, bir zeminin kayma mukavemetinin deprem boyunca değişmediğini kabul eder ve bu nedenle zemin sıvılaşmasından kaynaklanan zemin deformasyonlarının modellenmesi için geçerli değildir. Diğer taraftan, aşağıda tanımlandığı gibi Newmark benzeşimi ile sıvılaşma kırılmalarını modellemek için Baziar ve diğ. (1992) ve Byrne ve diğ. (1992) çalışmışlardır.

Yatay taban hareketlerine maruz kalmış sürtünme düzleminde kayan kütlelerin Newmark benzeşimi Şekil 4.11’de gösterilmiştir (Rauch, 1997; Kim ve diğ., 2005). İç kuvvetlerden dolayı blok, taban ivmesine ters bir yönde hareket etme eğiliminde olacaktır. Bununla beraber, blok sadece statik ve dinamik kaydırıcı kuvvetlerin toplamı, karşı koyan kuvvetleri aştığı zaman tabanla bağılı olarak hareket etmeye başlayacaktır. Blok kaymaya başladığı zaman bu denge şartları bir akma ivmesi (a_y) terimiyle ifade edilir. Yani kayan kütle ile alttaki zemin arasındaki veya blok ile düzlem arasındaki kayma direnci akma ivmesi (a_y veya k_y) ile ifade edilir. Verilmiş akma ivmesi için toplam birikmiş deplasman, Şekil 4.11’de gösterilen taban ivme kaydının çift integraliyle hesaplanır. Taban ivmesi akma değerini aştığı zaman blok kayar ve birinci integral bloğun hızını verir. Taban ivmesi ters yöne döndükten sonra bir pik değere ulaşır ve sonuç olarak hız sıfıra doğru azalır. Hız kaydının ikinci integrali akma ivmesinin aşıldığı yerdeki her ilerleme boyunca deplasmanları meydana getirir.

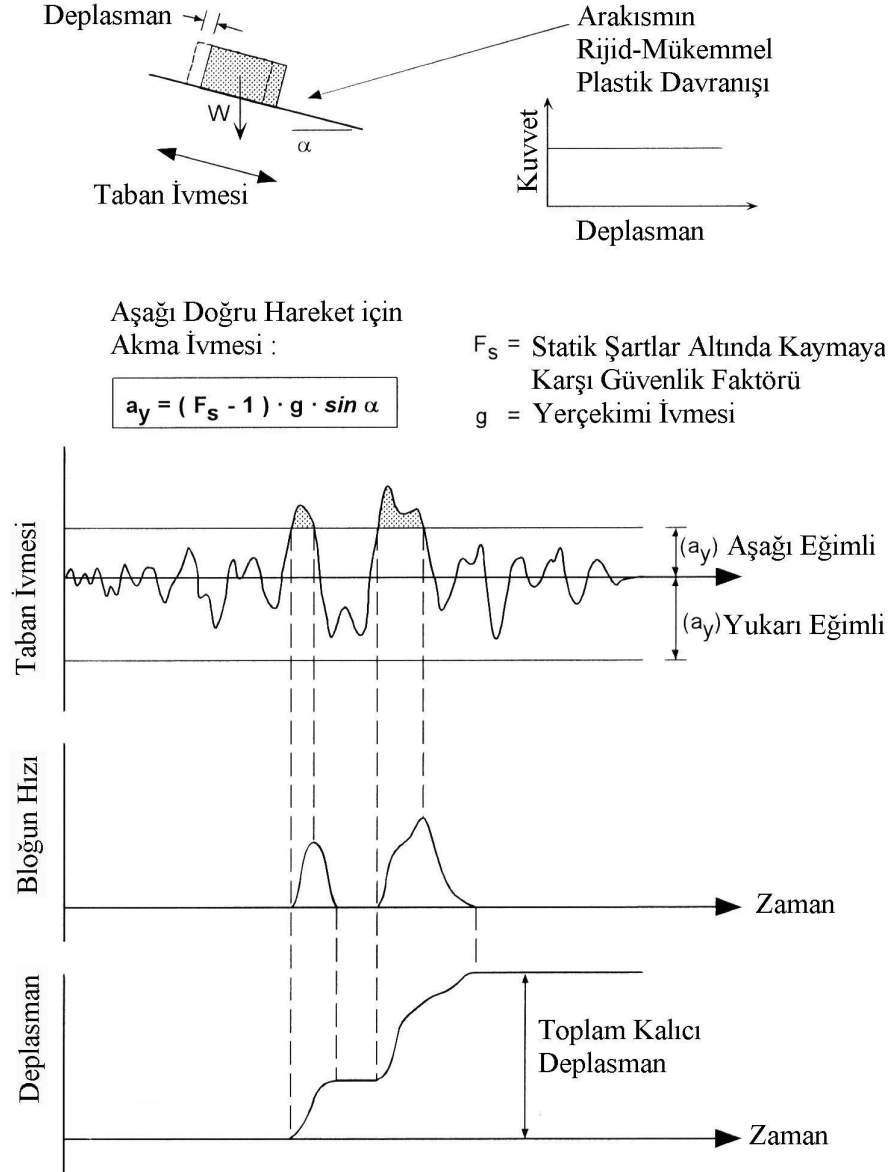
Şekil 4.11 de verildiği gibi, akma ivmesi şev açısı ve kaymaya karşı statik güvenlik faktörü ile ifade edilir. Kayma yüzeyi eğimli ise şevin yukarısına doğru hareket için a_y şevin aşağısına doğru olan değerden daha büyüktür. Şekil 4.11’de, şevin yukarısına doğru akma ivmesi asla aşılmaz ve bütün deplasmanlar şevin aşağısına doğrudur. Zeminin eğimi düşünüldüğü zaman, akma ivmesi kayma yüzeyi veya kırılma mekanizması ve zeminin kayma mukavemetinin bir fonksiyonu olarak hesaplanır. Bilinen Newmark analizinde, kayma deplasmanla değişmeyen akma ivmesini içeren rijit, mükemmel-plastik davranışı sergilediği kabul edilir.

Ölçülmüş veya tahmin edilmiş yatay yer ivme geçmişi kullanılarak, zemin şevinin net deplasmanı nümerik integrasyon yöntemleri kullanılarak hesaplanabilir (Jibson 1993). Bu nedenle, özel alanda olabilecek sismik olay için ivmenin zaman geçişini doğru olarak tahmin etme önemli problemdir. Bundan dolayı Jibson (1993) yer hareket kayıtlarından bir tek toplam sarsma şiddetinin ölçüldüğü yerde daha basit bir yaklaşım önermiştir. Jibson (1993), Newmark tipi analizle deplasmanları tahmin etmek için şiddetli hareket kayıtlarını analiz etme ve sarsma şiddetini temsil etmek için Arias şiddeti ($I_a = [\pi/2g] \int a^2 dt$) kullanarak bir ilişki geliştirmiştir.

$$\log D = 1.460 \log I_a - 6.642 a_y + 1.546 \quad (4.3)$$

$$I_a = \left[\pi / 2g \right] \int a^2 dt \quad (4.4)$$

Burada D, tahmin edilen deplasman (cm), I_a , Arias şiddeti (m/s) ve a_y , akma ivmesi (g)'dir. Böylece, verilen bir akma ivmesi için deplasmanlar direk olarak arias şiddetinden hesaplanabilir.



Şekil 4.11: Newmark'ın Kayan Blok Modeli Kullanılarak Deplasmanların Hesaplanması (Rauch, 1997)

Basit Newmark analizine alternatif yaklaşımlar eşdeğer taban ivmesi davranışına güvenir. Taban ivmesi matematiksel bir fonksiyon ile ifade edilirse gerekli integrasyonlar kapalı formda yapılabilir ve çözüm Yegian ve diğ. (1991) tarafından aşağıdaki şekilde ifade edilmiştir.

$$D = N_{eq} T^2 a_{maks} f(a_y / a_{maks}) \quad (4.5)$$

Burada D, tahmin edilen deplasman (cm), a_y = akma ivmesi (g), eşdeğer üniform taban hareketinin parametreleri: N_{eq} , çevrim sayısı, T, periyot ve a_{maks} , en büyük yatay yer ivmesidir.

Boyutsuz fonksiyon $f(a_y/a_{maks})$ taban hareket kaydının kabul edilen şekline bağlıdır; dikdörtgen, üçgen ve sinüzoidal hareketler için çözümler Yegian ve diğ. (1991)'de verilmiştir. Ayrıca Yegian ve diğ. (1991) gerçek kuvvetli hareket kayıtlarının integrasyonunu daha iyi temsil eden $f(a_y/a_{maks})$ için bir polinom fonksiyonu ifade etmişlerdir.

Eşdeğer sinüzoidal taban ivme kaydı kabulüyle, Baziar ve diğ. (1992) Newmark analiziyle tahmin edilmiş deplasmanları aşağıdaki formülle hesaplanabileceğini önermiştir.

$$D = N_{eq} (v_{maks}^2 / a_{maks}) f(a_y / a_{maks}) \quad (4.6)$$

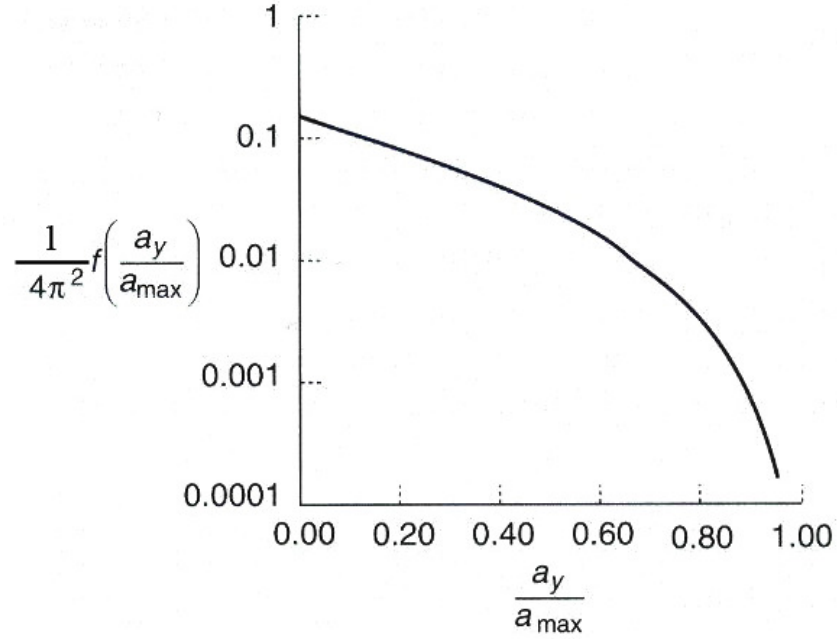
Burada D, tahmin edilen deplasman (cm), N_{eq} , çevrim sayısı, a_y , akma ivmesi (g), a_{maks} , en büyük yatay yüzey ivmesi, v_{maks} , deprem kaydının hızı, $f(a_y/a_{maks})$ sinüzoidal harekete bağlı bir fonksiyondur (Şekil 4.12).

A.B.D.'in batısındaki depremler için, Baziar ve diğ. (1992) $N_{eq}=2$ olarak tavsiye etmiştir. 4.6 denklemi kullanılarak Newmark'ın kayan blok modeli ile tahmin edilen deplasmanlar verilen alanda önceden tahmin edilmiş pik hareketlerden kolayca hesaplanabilir. Baziar ve diğ. (1992) tipik bir yanal yayılmayı göstermek için $a_y=0.0477g$ alınarak, Youd ve Perkins'in ampirik LSI denklemiyle uyum gösteren 4.6 denklemini bulmuştur.

Şev deformasyonlarının analizinde, akma ivmesi için denklemler Newmark (1965) tarafından verilmiştir. Genelde, a_y için bu ilişkiler aşağıdaki bazı kabuller ile geliştirmişlerdir (Jibson, 1993; Bray ve diğ. 1995).

- Çok iyi tanımlanmış kırılma mekanizması veya kayan yüzey

- Zemin, dinamik yüklerle değişmeyen çok iyi tanımlanmış akma gerilmesi gösterir
- Zemin, sabit kayma gerilmesinde plastik deformasyonlara maruzdur (mükemmel plastik davranış).



Şekil 4.12: a_y/a_{maks} ile $f(a_y/a_{maks})$ 'ın Değişimi (Baziar ve diğ., 1992).

Kayma genellikle fark edilemeyen kayma yüzeyi ile sıvılaşmış tabaka boyunca oluşur. Sıvılaşma kırılmasıyla ilgili çok önemli problem dinamik yükleme boyunca altta bulunan zeminin kayma mukavemetindeki olağan dışı değişim ve daha sonraki deformasyonlardır. Gerçekte, akma ivmesi zeminler sıvılaşırken önemli derecede değişir. Çoğu bilinen analizler için tanımlanan akma ivmeleri sıvılaşmanın neden olduğu şev deformasyonları için uygun değildir (Rauch, 1999).

Baziar ve diğ. (1992) akma ivmesini sıvılaşmış zeminin normalize edilmiş drenajsız kayma mukavemeti (S_u/σ_v') ile ifade eder. S_u drenajsız deneylerde kırılma boyunca ölçülmüş maksimum kayma mukavemetidir ve oldukça büyük deformasyonlarda sabit kaldığı kabul edilir. (S_u/σ_v')'ne dayalı bir Newmark tipi analiz sadece gevşek zeminler için geçerlidir ve genişleyen zeminlere uygulanamaz (Baziar ve diğ. 1992). Sonuç olarak numune hazırlama tekniklerini de içeren laboratuvar deney teknikleri, özellikle (S_u/σ_v') yaklaşımı sıvılaşma kırılmasını modellemek için kullanıldığı zaman kritiktir. Sabit S_u , sıvılaşma göçmesini meydana getirene kadar olan zemin

yumuşamasını ihmal eder. Bunun anlamı akma ivmesi bütün analizler için sabit olarak kabul edilir.

(S_u/σ_v') ifadesiyle sıvılaşmanın neden olduğu yanıl yayılmanın modellenmesine uygun akma ivmesi için ifadeler Baziar ve diğ. (1992) tarafından verilmiş olup Şekil 4.13'de gösterilmiştir. Sıvılaşmış zeminin şevin aşağısına doğru hareket edeceği ve deplasmanların bu yönde oluşacağı bilinir. Bu nedenle, aşağı doğru olan deplasmanlar için akma ivmesi burada verilmiştir. Yeraltı suyu sızıntısının olduğu ve olmadığı sonsuz şevi temsil eden iki ifade Şekil 4.13a ve 4.13b'de verilmiştir. Akmayan topuğun etkisi Şekil 4.13d'de modellenirken, Şekil 4.13c'de verilmiş modelde serbest yüzeye doğru bir hareket düşünülür.

Son iki modelde (Şekil 4.13c-4.13d), β_1 ve β_2 açısı için nümerik değerler a_y 'in minimum veya kritik değerini vermek için seçilmiştir. Baziar ve diğ. (1992), serbest yüzeyi olan sonsuz şeve ait model kullanılarak, 1987'de sıvılaşma ve yanıl yayılmanın meydana geldiği California'daki Wildlife sitesini modellemiştir. Sitede kayıt edilmiş kuvvetli hareketlerin toplanması ve a_y 'in sınır tahminlerini hesaplamak için (S_u/σ_v') ve α 'ın kabul edilen değerlerini kullanarak, 1.9'dan 31.7cm'e kadar değişen deplasmanlar hesaplamışlardır. Bu değerleri yaklaşık olarak ortalama 18cm ölçülmüş deplasmanlarla karşılaştırmışlardır. Baziar ve diğ. (1992) analizlerinin kayma düzleminin kabul edilen eğimine (α) çok hassas olduğunu anlamışlardır.

Ayrıca, Newmark'ın kayan blok benzeşimine dayalı alternatif bir model Byrne ve diğ. (1992) tarafından önerilmiştir. Düşünülen denge kuvvetlerinin yerine, bu formülasyon şev deformasyonu boyunca enerjinin korunumundan elde edilmiş yani kayan kütlenin kinetik enerjisindeki değişim, sismik hareketlerin ve iç zemin direncinin aşılmasında yapılmış işin giriş enerjisindeki farka eşittir. Bu yaklaşım çok serbest dereceli bir sistemi modellemede kullanılabilir. Ayrıca, bilinen Newmark modelleri rijit-plastik davranışla sınırlandırıldığı yerde, Byrne ve diğ. (1992) tarafından geliştirilen model, deplasmanın bir fonksiyonu olarak kayma direncindeki değişimleri içerir. Rijit-mükemmel-plastik davranış kabul edildiği zaman, çözüm için Newmark modeline dönülebilir. Bununla beraber, zemin sıvılaşmasıyla beraber değişen kayma direncini modelleme, sıvılaşmış zeminin nonlineer gerilme-deformasyon davranışı hakkında bilgiye ihtiyaç duyar ve analize bir zorluk getirir.

Aşağı Eğimli Hareket için Akma İvmesi	Model
a) Sızmanın olmadığı su altındaki sonsuz şevler $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} - \sin \alpha \right)$	
b) Sızmanın olduğu su altındaki sonsuz şevler $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} - \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \sin \alpha \right)$	
c) Serbest yüzeye doğru su altında blok hareketi $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} - \sin \alpha + \frac{\frac{S_u}{\sigma'_v} \tan \beta_1 - \frac{\cos \alpha}{2}}{\frac{b}{h} + \frac{1}{2 \tan \beta_1}} \right)$	
d) Serbest yüzeyin olmadığı su altında blok hareketi $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} - \sin \alpha + \frac{\frac{S_u}{\sigma'_v} (\tan \beta_1 + \tan \beta_2)}{\frac{b}{h} + \frac{1}{2 \tan \beta_1} + \frac{1}{2 \tan \beta_2}} \right)$	

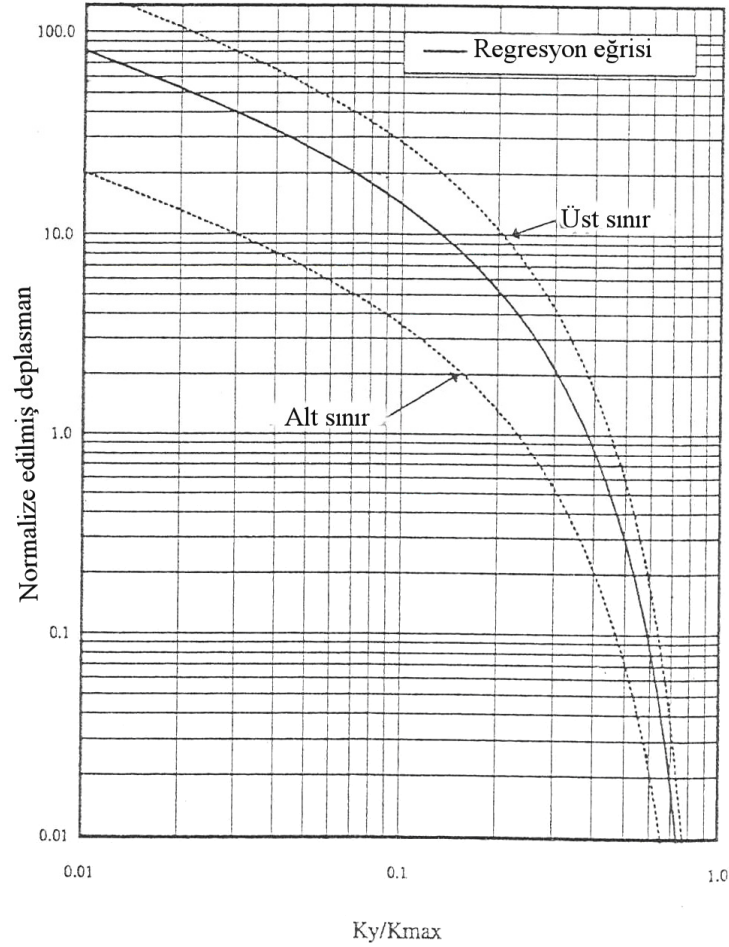
Şekil 4.13: Sıvılaşmanın Neden Olduğu Yanal Yayılmanın Newmark Tipi Analizi İçin Akma İvmesinin Belirlenmesi (Orijinal:Baziar ve diğ., 1992; Kaynak: Rauch, 1997)

Martin ve Qui (1994) yol dolgularının deplasmanlarını bulmak için Newmark yaklaşımını benimsemişlerdir. Limit denge prensibi kullanılarak çoğu kritik kayan bloklar için güvenlik faktörünün bir olmasına yol açan yatay akma ivmesi ($a_y=k_y$) belirlenebilir. Kabul edilen rijit blok davranışında $k>k_y$ olduğu zaman yatay blok deplasmanlarının artışına neden olan zemin hareketleri, kayan blokun tabanında ivme-zaman grafiği ile temsil edilebilir. Deprem yüklemesi boyunca “0” zamanda

rezidüel mukavemet hareketlidir. Nihai blok deplasmanları verilen bir zaman geçmişine göre bilgisayar programı yardımıyla hesaplanabilir. Yada boyutsuz şekilde $k_y/k_{\max}$ 'ın bir fonksiyonu olarak sürekli deplasmanları ifade eden kartlar kullanılabilir (Şekil 4.14). Burada $k_{\max}$ maksimum zemin ivme katsayısıdır. Ortalama deplasman (d) aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$d = 6.82(k_y / k_{\max})^{-0.55} * (1 - k_y / k_{\max})^{5.08} * A^{-0.86} * V^{1.66} \quad (4.7)$$

Burada, V, en büyük zemin hızı, A, en büyük zemin ivmesi, M, deprem manyitüdü olup birimler inch ve saniyedir. $A^{-0.86} * V^{1.66}$ ile normalize edilerek $d/A^{-0.86} * V^{1.66} - k_y/k_{\max}$ gösteren normalize edilmiş deplasman kartı Şekil 4.14'de verilmiştir.



Şekil 4.14: Newmark Deplasman Kartı (Martin ve Qui, 1994)

4.6.2.2 Towhata'nın Minimum Potansiyel Enerji Modeli

Laboratuvardaki sarsma tablasında yapılan ölçekli model deneylerindeki gözlemlere dayanarak, Towhata ve diğ. (1991, 1992) yanal yayılma için bir analitik model geliştirmişlerdir. Towhata'nın modelinde yanal yayılma akma tamamlanana kadar ve minimum enerji durumu gerçekleşene kadar devam edeceği kabul edilir.

Laboratuvardaki model deneylerde, nihai deformasyonlar oluşana kadar deneye devam etmişlerdir. Arazide, Towhata'nın modeli yanal yayılmanın maksimum olası hareketlerinden kaynaklanan uzun süreli sismik olaylara uygundur (Rauch, 1997).

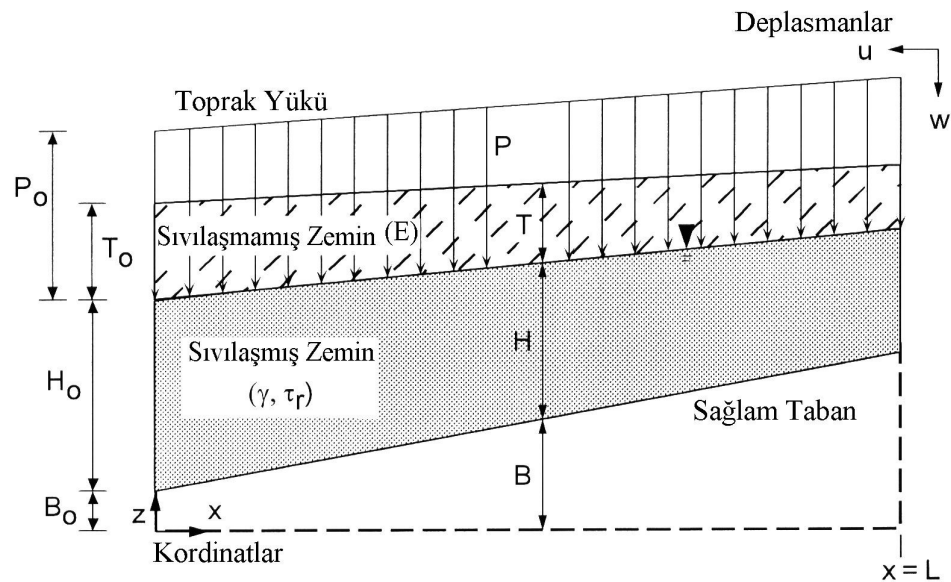
Geliştirilen Towhata'nın minimum potansiyel enerji modeli yanal yayılma için basit analitik modellerden geliştirilmiştir (Towhata ve diğ., 1992). En basit modelde sıvılaşmamış yüzey zemini eksenel basınca maruz eğilimli, lineer elastik kolon olarak ele alınmıştır. Aşağı-doğru hareketlere herhangi bir direnç göstermeyen alttaki sıvılaşmış zeminin kabulü ile, yüzey zemininin "kolon" deformasyonları hesaplanmıştır. Daha sonra, herhangi bir örtü zemini olmadan eğimli sıvılaşmış zeminin deformasyonlarını tahmin eden bir "akma modeli" önermişlerdir. Bu model, düz yüzey oluşuncaya kadar devam eden deplasmanları kabul etmişlerdir. Towhata iki basit modelin yetersiz olduğunu savunmuştur ancak temel kavramlar gelişen Towhata'nın minimum potansiyel enerji modelinde yer almıştır.

Towhata'nın modeli Şekil 4.15'de gösterilen basit bir şev geometrisini kabul eder. Ayrıca model deneylerinde ki gözlemlere dayalı dört ana varsayım Towhata'nın çıkarımında kullanılmıştır :

- Sıvılaşmış zemin tabakasında bir düşey kesitin yatay deformasyonları bir sinüzoidal denklemle temsil edilebilir.
- Sıvılaşmış zeminin hacmi, deformasyon boyunca değişmez
- Bu model uygulandığı zaman kayma rijitliği ve mukavemeti genellikle sıfır olmasına karşın, sıvılaşmış zemin lineer-elastik, rijit-plastik davranış sergiler.
- Doygun olmayan yüzeysel zemin tabakası sıvılaşmaz ve elastik katı gibi davranır.

Bu varsayımlar kullanılarak potansiyel deformasyon enerjisi, sıvılaşmış ve sıvılaşmamış zemin tabakalarının yer çekim enerjisinin (düşey deplasmanla ilgili) toplamı olarak hesaplanır. Herhangi bir deformasyon durumunda net potansiyel enerji için geliştirilen ifadelerden sonra, minimum enerji durumu değişik prensipler kullanılarak matematiksel olarak bulunur. Yatay deplasmanlar için kapalı form

Şekil 4.15’de gösterildiği gibi sadece düzlemsel ara kesimlerinden oluşmuş basit kayan geometriler Towhata’nın modelinde düşünülebilir. Laboratuvardaki ölçekli model deneyler üniform şartlara göre yapılırken, arazideki yanal yayılmalar tipik olarak çok komplike geometrileri özellikle de çay, dere kıyıları gibi düşey serbest yüzeyleri kapsar. Bu çok karmaşık şartları temsil eden gösterim Towhata’nın çözümünü uygulamak için tespit edilmelidir. Burada E, deplasmanın bütün aralığı üzerindeki zemin tabakasının düzlem-deformasyon sıkışmasını temsil eden bir sekant tipi modüldür.



Şekil 4.15: Yanal Yayılma İçin Towhata'nın Minimum Potansiyel Enerji Modelinin Elde Edilmesinde Kullanılan Basitleştirilmiş Geometri (Towhata ve diğ., 1991)

Burada,

$$B = B_0 + ax = \text{Sağlam tabanın kalınlığı}$$

$$H = H_0 + bx = \text{Sıvılaştırmış zeminin kalınlığı}$$

$$T = T_0 + cx = \text{Sıvılaşmamış yüzey zeminin kalınlığı}$$

$P = P_0 + ex =$ Yüzeysel zeminin kalınlığının da içeren toprak basıncı

a, b, c, e = B, H, T ve P'nin lineer değişimini tanımlayan parametreler

x, y = Koordinatlar

u, w = Nihai deplasmanlar

γ = Sıvılaşmış zeminin birim hacim ağırlığı

τ_r = Sıvılaşmış zeminin rezidüel kayma mukavemeti ($\tau_r = 0$ kabul edilir)

E = Sıvılaşmamış yüzey zeminin elastik modülü

Aslında bu malzeme özelliği kişiye bağlı bir sabit olarak kabul edilir (Glaser 1994). Bununla beraber, E=10780 kPa kabulüyle, Towhata ve diğ. (1991, 1992) Japonya'da üç yanal yayılmayı analiz etmişlerdir.

Towhata'nın minimum potansiyel enerji modelinin basitleştirilmiş versiyonu Tokida ve diğ. (1993) tarafından önerilmiştir. Towhata'nın modeli kullanılarak basitleştirilmiş denklemler, bir takım parametrik hesaplamaların sonuçlarıyla ilgili regresyon analizlerinden geliştirmişlerdir. Kayma merkezinde maksimum deplasman için (Tokida ve diğ.1993):

- $10 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$ için

$$D = 1.73 \times 10^{-5} \cdot L^{1.94} \cdot H^{0.298} \cdot T^{-0.275} \cdot \theta^{0.963} \quad (4.8)$$

- $100 \text{ m} \leq L \leq 1000 \text{ m}$ için

$$D = 1.29 \times 10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H^{0.280} \cdot T^{-0.243} \cdot \theta^{0.995} \quad (4.9)$$

formülleri kullanılabilir. Burada D, yatay deplasman (m), L, kaymanın uzunluğu (m), H, sıvılaşan tabakanın ortalama kalınlığı (m), T, sıvılaşmayan yüzey tabakasının ortalama kalınlığı (m), θ , zemin yüzeyinin eğimidir (%), (her tabaka ara kesiminin eğimine eşit kabul etmişlerdir).

Ayrıca, Tokida ve diğ. (1993) kaymanın üst kısımlarında biraz daha büyük deplasmanlar hesaplamak için denklemler vermişlerdir. Denklemlerin temelini şekillendiren parametrik hesaplamalarda E=10780 kPa olarak almışlardır.

Çok karmaşık uygulamalarda, Orense ve Towhata (1992) minimum potansiyel enerji modelini üç boyutlu düşünmüştür. Orense ve Towhata toplam enerji denklemini iki

boyutlu yüzey integraline indirmiş ve sonlu eleman yöntemi kullanarak minimum enerji durumu için çözmüşlerdir. Sonlu eleman modeli de aynı varsayımlara dayanmaktadır. Towhata'nın minimum potansiyel enerji yöntemi nihai deformasyon durumuna ulaşmayan yanal yayılmaları modelleyemez. Towhata ve Matsumoto'nın yaklaşımı Towhata'nın temel modeliyle tahmin edilen nihai deplasmanlara dayanır fakat zamanla enerjinin sönümünü ayrıca düşünmüşlerdir. Towhata ve Matsumoto (1992) sıvılaşmış zeminin kayma direncinde periyodik artışlar gösteren "genişleyen akma modeli" önermişlerdir. Ayrıca, Towhata ve Toyota (1994) sıvılaşmış zemin için viskozite terimini kullanan farklı bir modelin gelişimi için çalışmalar yapmış ve mantıklı tahminler elde etmişlerdir.

Sonuç olarak Towhata'nın analitik modeli oldukça basittir ve mantıklı tahminler verdiği söylenmektedir. Bununla beraber, bu modelde dört temel kusur vardır:

- Bu model sarsma tablası model deneylerinden geliştirilmiştir. Bu model kesinlikle arazi davranışının tamamını yansıtmayabilir. Örneğin, sarsma tablası modellerindeki düşük efektif gerilmeler kararlı durum deformasyonları boyunca arazide oluşandan daha düşük kayma direncine neden olur. Towhata ve diğ. (1991, 1992) kayma direncine sahip olmayan sıvılaşmış zemini kabul etmişlerdir.
- Sadece oldukça basit kayan geometriler düşünülebilir. Çok daha önemli olan çoğunlukla yanal yayılma ile ilgili eğimi fazla serbest yüzeyleri esas modelde düşünmek zordur.
- Towhata'nın modeli sıvılaşmamış yüzey zemin tabakasının elastik rijitliğini (elastisite modülü) temsil eden parametreye bağlıdır. Fakat modelin bu parametre hassasiyeti kanıtlanmamıştır.
- Bu model sadece en büyük veya nihai deplasmanları tahmin etme yeteneğine sahiptir. Çoğu yanal yayılmalar kısa süreli sarsıntıdan dolayı çok sınırlı deformasyonlarla meydana gelir.

4.6.3 Ampirik Modeller

Daha önce incelenen nümerik ve analitik yöntemler değişen basitleştirme dereceleriyle sıvılaşmanın neden olduğu yanal yayılmanın fiziksel davranışını modellemeye çalışan mekanik yöntemlerdir. Ampirik modeller deplasmanlar ve değişik arazi parametreleri arasında gözlenmiş ilişkilere dayanır.

Yanal yayılma için yedi ampirik model bu bölümde anlatılmıştır. Mevcut mekanik modellerin verilen yetersiz tarafları nedeniyle, ampirik yaklaşımlar hem basite indirgenme hem de güvenilirlik bakımından daha fazla umut verici bir durum sergiler. Ayrıca, ampirik modeller çok karmaşık modelleri onaylamak için kullanılabilir. Bununla beraber gelişen bu modellerde ilgili parametreler doğru seçilmelidir.

4.6.3.1 Youd ve Perkins'in LSI (Sıvılaşma Şiddeti İndeksi) Modeli

Sıvılaşma ve yanal yayılmadan dolayı deplasmanların tahmini için oldukça basit ampirik yöntem Youd ve Perkins (1987) tarafından önerilmiştir. Youd ve Perkins deprem kaynak parametreleri ve şiddetli yer hareketleri arasındaki basit bir ilişkiyi formüle ettiler. Bu formül sıvılaşma tehlikelerinin imara açılan bölgelerdeki kullanımı için uygundur. Youd ve Perkins yanal yayılmadan dolayı yer deformasyonlarının şiddetini göstermek için Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI) dedikleri tek bir parametreyi ortaya çıkarmışlardır. LSI yer kırılma deplasmanının maksimum büyüklüğü olarak tanımlanır ($d \approx LSI$) ve 25'e bölünmesiyle (inch için) milimetre olarak ölçülür. LSI özellikle jeolojik olarak sıg, sürekli, kaba daneli, sıvılaşabilir zeminleri içeren yakın zamanlarda oluşmuş nehir tabakalarının bulunduğu hafif eğimli şevlerin deformasyonları ve 10 m'den daha büyük nehir yatakları içerisinde oluşan yanal yayılmalar için tanımlanmıştır. Ayrıca, $N_{30} = 2-10$ (SPT deneyi) olan sıvılaşabilir alanlarda kullanılır. Genellikle maksimum deplasman tek, olağandışı yerel şartlarla ilgili anormal şekildeki büyük hareketleri hariç tutar. Ayrıca, LSI yeterince şiddetli kırılmalar düşünülerek 2.5m deplasmana karşılık keyfi olarak en üst limit 100 olarak seçilmiştir. Bu nedenle LSI tipik jeolojik çevrede yanal yayılmadan dolayı maksimum deplasmanı temsil eder.

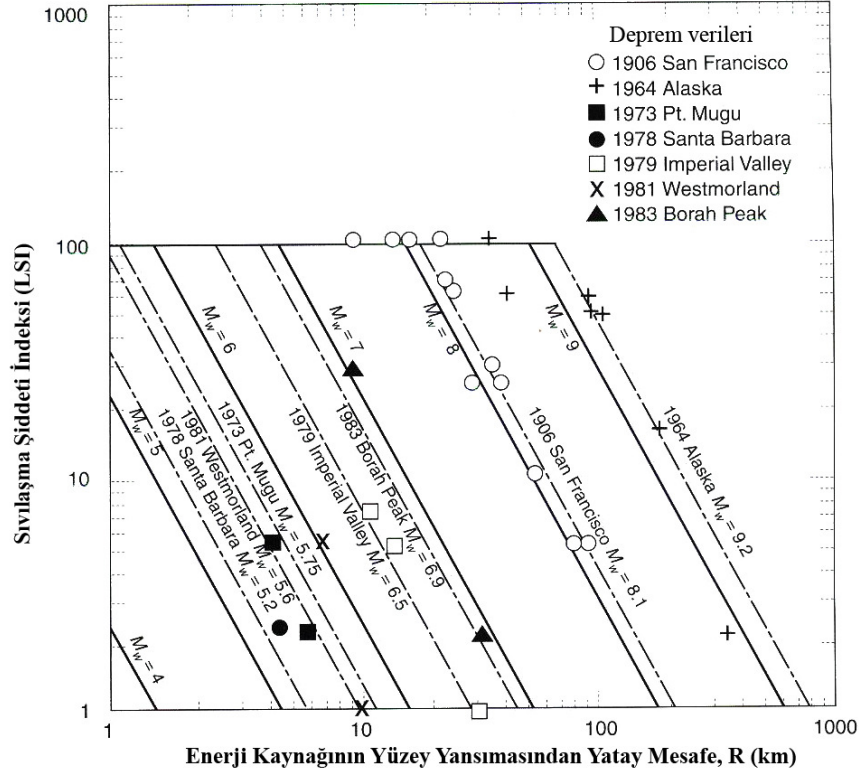
Alaska ve Birleşik devletlerin batısındaki bir çok yerde meydana gelen tarihi depremlerin vaka analizlerine dayanarak, Youd ve Perkins (1987) deprem manyitüdü ve mesafesine göre LSI ilişkisi aşağıda, grafiksel olarak Şekil 4.16'da verilmiştir:

$$\log LSI = -3.49 - 1.86 * \log R + 0.98 * M_w \quad (4.10)$$

Burada R, sismik enerji kaynağına yatay mesafe (km), M_w , moment manyitüdür.

Ampirik LSI modeli sıvılaşma ve yanal yayılmadan dolayı deformasyonların üst sınır tahminini sağlar. Yani, herhangi bir yanal yayılmadaki deplasmanlar muhtemelen 4.10 denklemiyle tahmin edilenden daha az olacaktır. LSI modeli sıvılaşma tehlikesinin haritalanması için etkili bir araçtır fakat araziye ait özel şartlar

düşünülmediği için bu model münferit yanal yayılma çalışmalarında çok güvenilir değildir.



Şekil 4.16: Şiddetli Sıvılaşma İndeksi grafiği (Youd ve Perkins, 1987)

Şekil 4.16'daki veri noktaları deprem moment büyüklüğü $M_w=8.1$ (San Francisco 1906)-9.2 (Alaska 1964) aralığına uygundur. Sismik enerji kaynağının yüzey yansımasına minimum yatay mesafe $R=0-420$ km arasındadır. Şekil 4.16'da verilen R için M_w 'ye fazlaca olarak hassas olan LSI, M_w ile artar, R ile azalır

4.6.3.2 Hamada'nın Ampirik Modeli

Hamada ve diğ. (1986, 1987) Niigata ve Noshiro (Japonya) ve San Fernando Vadisi (California)'daki yanal yayılma çalışmalarından yatay deplasmanlar için basit bir ampirik model geliştirmişlerdir. Çoğunlukla Noshiro'dan olmak üzere 60 tane vakaya dayanarak, basit bir regresyon denklemi elde etmişlerdir (Hamada ve diğ., 1994).

$$D = 0.75 * \sqrt{H} * \sqrt[3]{\theta} \quad (4.11)$$

Burada, D , yatay deplasman (m), H , sıvılaşılan zemin tabakasının kalınlığı (m), θ , ya zemin yüzeyi yada sıvılaşılan zemin tabanının eğiminden büyük olanı (%) alınır ve serbest yüzeyin topuğuna göre ölçülür.

Birden fazla zemin tabakası sıvılaştığı zaman, H , bütün ara zemin tabakaları içerecek şekilde en üstteki sıvılaşılmış zeminden en alttaki sıvılaşılmış zemine olan mesafe ölçülür.

4.11 denklemi, Hamada ve şirket çalışanları tarafından toplanmış datalara güzel bir uyum gösterir. Bununla beraber, bu veritabanı Noshiro'da yanal yayılmalara fazlasıyla eğilimlidir ve bu nedenle sismik ve arazi şartlarının dar bir aralığını temsil eder. Yukarıdaki denklem oldukça üniform orta dane çapına sahip kumlu zeminler üzerindeki gözlemlerden elde edilmiştir ve bu nedenle ince daneli zemin bölgelerine uygulandığı zaman biraz daha dikkat gerekir. Bu sınırların dışında denklemin doğruluğu bilinmez.

Hamada ve diğ. (1986) deprem öncesi ve sonrası hava fotoğraflarını kullanarak zemin deplasmanlarını ölçmüştür. Deplasmanların yönü hemen hemen şevinkine paraleldir. Zemin kırılmaları çoğunlukla büyük kalıcı zemin deplasmanı alanlarında yoğunlaşmış ve zemin çatlaklarının yönleri hemen hemen yatay deplasmanın yönüne diktir. Hamada ve diğ. (1986) sürekli zemin deplasmanın büyüklüğü sıvılaşılan zemin tabakasının daha kalın ve daha dik zemin şevinin olduğu yerde daha büyük olma eğilimindedir. Sıvılaşılan tabakaların daha ince olduğu ve zemin yüzeyinin daha düz olduğu yerlerde şevin topuğuna yakın sürekli zemin deplasmanları çok daha küçük olur.

Hamada ve diğ. (1986)'e göre zemin deplasmanın büyüklüğünü etkileyen jeolojik ve topoğrafik faktörlerden bazıları:

- a. Sıvılaşılan zemin tabakasının kalınlığı
- b. Zemin yüzeyi eğimi
- c. Sıvılaşılan tabakanın eğimi (sıvılaşılan tabakanın alt ve üst sınırının eğimi)
- d. Sıvılaşılan zemin tabakasının derinliği (sıvılaşılan tabakanın alt ve üst sınırının derinliği)
- e. Sıvılaşma direnci faktörünün (F_L) minimum değeri
- f. Sıvılaşma potansiyeli indeksi, P_L 'dir.

4.6.3.3 Rauch (1997) Modeli

EPOLLS modeli sıvılaşma sonucunda oluşan yanal yayılmaların belirlenmesi amacıyla daha önce meydana gelmiş 71 yanal yayılma olayının incelenmesi sonucunda geliştirilmiştir. Rauch (1997)'de sıvılaşmanın neden olduğu zemin deformasyonlarını münferit deplasman vektörleri yerine sınırlı bir alanın kayması olarak düşünmüştür. Sıvılaşmanın neden olduğu kaymalara çok yönlü lineer regresyon modelini uygulamıştır. EPOLLS modelinde sadece sıvılaşma sonucu meydana gelecek yanal yayılmalar değerlendirilebilir. Ortalama yanal yayılma miktarını hesaplamak için topoğrafya, jeolojik yapı ve sismolojik özelliklerden faydalanır. Rauch ortalama yanal zemin deplasmanları için üç farklı model önermiştir. Bunlar bölgesel (R-EPOLLS), arazi (S-EPOLLS) ve geoteknik (G-EPOLLS) ile ilgili özellikleri kapsamaktadır (Rauch, 1997; Rauch ve Martin, 2000). Tasarım depremi ve zemin koşullarına bağlı sıvılaşma risk analizi yapılır eğer zeminde sıvılaşma yoksa oluşabilecek diğer hasarlar üzerinde durulur. Bu özellikler yanında arazi topoğrafyasıda yanal yayılmaya uygunsa EPOLLS modelleri kullanılarak ortalama yanal yayılma miktarı hesaplanır. Kullanılan parametreler sismolojik, topoğrafik ve geoteknik özelliklere aittir. Bu kapsamda sismolojik parametreler bölgesel, arazi ve geoteknik epolls için kullanılır. Topoğrafik parametreler arazi ve geoteknik EPOLLS modelinde kullanılırken geoteknik parametrelerde sadece geoteknik EPOLLS için gereklidir. Rauch'a (1997) göre bölgesel EPOLLS için dört parametre gereklidir. Bunlar kırılan faya en yakın yatay mesafe (R_f , km), depremin moment büyüklüğü (M_w), zemin yüzeyinde en büyük yatay ivme (A_{max} , g) ve kuvvetli deprem hareketinin ($>0.05g$) süresidir (T_d,sn). Burada dikkate alınacak deprem büyüklüğü ve mesafelerin sarsıntılara olan etkileri bölgesel depremsellik özelliklerine, fayın kırılma özelliklerine ve yönüne bağlıdır. Bölgesel (R-EPOLLS) özelliklere göre yatay deplasman aşağıda şekilde belirlenir.

$$D = (D_R - 2.21)^2 + 0.149 \quad (4.12)$$
$$D_R = (613 * M_w - 13.9 * R_f - 2420 A_{max} - 11.4 * T_d) / 1000$$

Burada, D, ortalama yatay deplasman (m), R_f , kırılan faya en kısa yatay mesafe (km), M_w , moment büyüklüğü, A_{maks} , zemin yüzeyinde en büyük yatay ivme (g), T_d , kuvvetli deprem hareketinin ($>0.05g$) süresi saniyedir.

Sismik EPOLLS analizi yapılırken sadece birbirinden tam olarak bağımsız olmayan manyitüd, ivme, zaman, mesafe gibi parametreler gerekmektedir. Bunun yanında arazi eğimi gibi parametreler kullanılmamaktadır. Arazi Epolls (S EPOLLS) modeli, bölgesel sismik verilere arazi özellikleri, topoğrafya ve geometrik özellikler eklenerek elde edilir. R-EPOLLS modelindeki parametreler sabit tutularak bu

modele topoğrafik özellikler eklenerek S-EPOLLS elde edilir. S-EPOLLS içinde yanal yayılmanın topuktan başlangıç noktasına kadar olan yanal yayılma miktarı, yanal yayılma yüzeyi boyunca eğim ve yanal yayılmanın topuğuna kadarki eğim özellikleri değerlendirmede kullanılmaktadır. Arazi ile ilgili özelliklere göre (S-EPOLLS) yatay deplasmanın belirlenmesi aşağıda şekilde yapılır.

$$D = (D_R + D_S - 2.44)^2 + 0.111 \quad (4.13)$$

$$D_S = (0.523 * L_{slide} + 42.3 * S_{top} + 31.3 H_{face}) / 1000$$

L_{slide} , şevin en üstünden topuğa doğru kayma alanının uzunluğu (m), S_{top} , yanal yayılma yüzeyinin tamamı boyunca ortalama eğim (%), H_{face} , serbest yüzeyin yüksekliği (m) olup topuktan zemin yüzeyine doğru düşey olarak ölçülen mesafedir.

Geoteknik EPOLLS’da tüm bölgesel ve arazi için hazırlanmış değerler sabit tutulur. Sadece arazide yapılan geoteknik çalışmalar ile zemin parametreleri denkleme eklenir. Burada parametre olarak sıvılaşabilen tabakanın kalınlığı değerlendirilir. Burada 20m derinlik boyunca sıvılaşabilecek tabakaların kalınlıkları dikkate alınmaktadır. Geoteknik özelliklere göre (G-EPOLLS) yatay deplasmanın belirlenmesi 4.14 nolu kullanılarak yapılır.

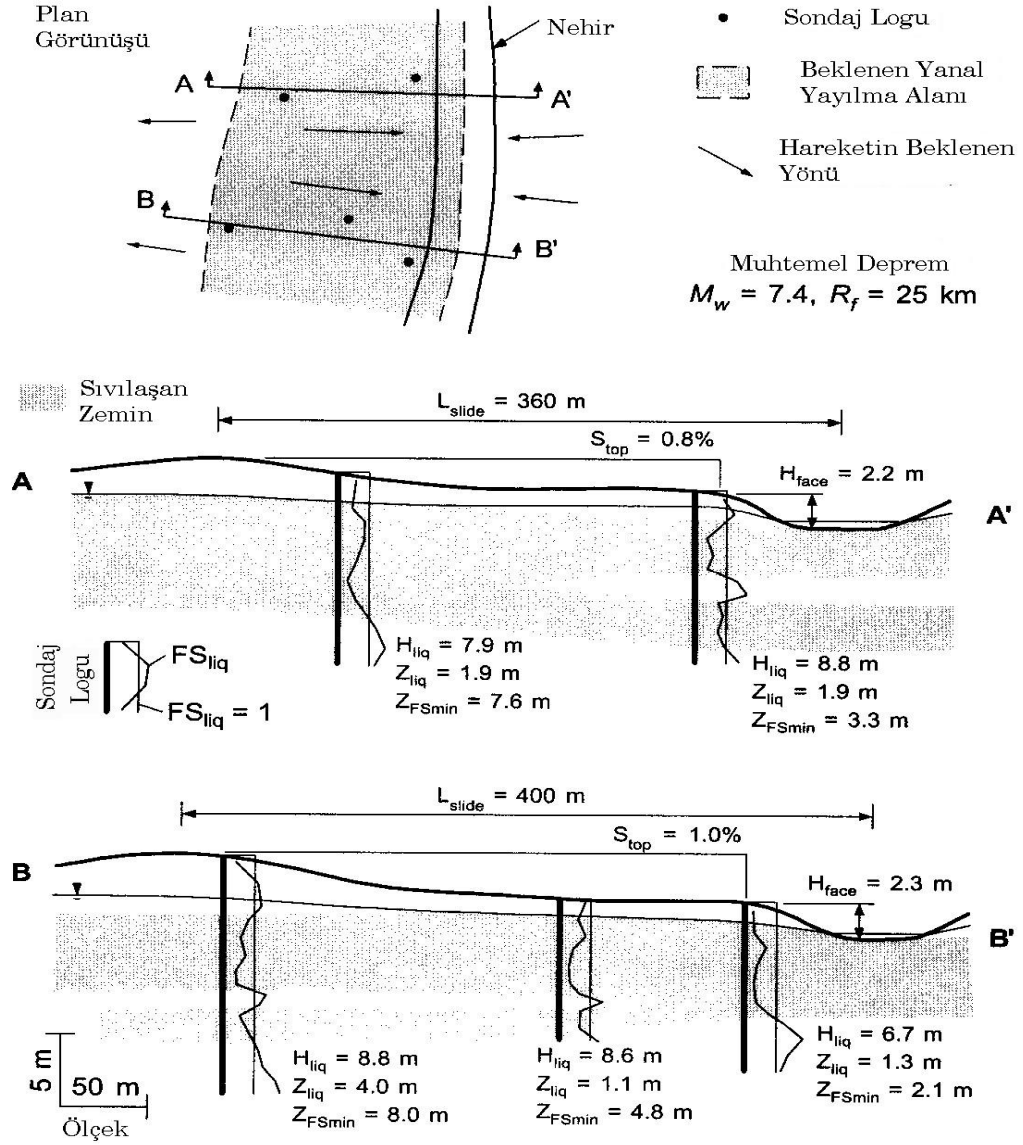
$$D = (D_R + D_S + D_G - 2.49)^2 + 0.124 \quad (4.14)$$

$$D_G = (50.6 * Z_{FSmin} - 86.1 * Z_{liq}) / 1000$$

Burada Z_{FSmin} , minimum güvenlik faktörüne karşılık gelen ortalama mesafe (m), Z_{liq} , sıvılaşan tabakanın en üst kısmına ortalama mesafedir (m).

Rauch (1997) bölgesel modellemesinde yanal yayılmanın genliği A_{max} ile azalır. Bunun nedeni A_{max} , M_w ve T_d ’ye bağlı olmasından kaynaklanabilir. Yani Rauch modeli sismik parametrenin sadece özel bir aralığında uygulanabilir.

Burada Rauch (1997)’e ait EPOLLS modelin nasıl uygulanacağını gösteren bir kuramsal uygulama gösterilmiştir (Şekil 4.17).



Şekil 4.17: EPOLLS Modelinin Örnek Uygulaması İçin Kuramsal Bölge Davranışı (Rauch, 1997)

Örnek için gerekli olan parametreler $M_w=7.4$, $R_f=25$ km, $A_{max} = 0.23g$ ve $T_d = 26$ sn'dir. Şekil 4.17'de verilen kesitlere uygulanan EPOLLS modeli sonucunda bulunan ortalama yatay deplasmanlar bölgesel Epolls, arazi Epolls ve geoteknik Epolls için sırasıyla 1.42, 1.56, 1.67m'dir.

4.6.3.4 Bartlett ve Youd'un MLR (MultiLinear Regression) Modeli

Son zamanlarda, Bartlett ve Youd (1992a, 1992b, 1995), Youd (2001b) ve Youd ve diğ. (2002) yanal yayılma için MLR ampirik modelini geliştirmişlerdir. Bartlett ve Youd Alaska'yı içine alan Birleşik Devletlerin batısı ve Japonya'daki 8 depremdeki

yanal yayılmadan derlenmiş 467 yatay deplasman vektörünün veritabanına göre denklemler geliştirdiler. Bununla beraber, bu data noktalarının 337'si (veritabanının % 72 si), 1964 Niigata ve 1983 Noshiro (Japonya) depremlerinden kaynaklanan iki Japon kentindeki kaymalardandır. Zemin parametreleri 267 zemin sondajından derlenmiştir. Bir yerde birden fazla sondaj mevcut olduğu zaman, ağırlıklı-ortalama planı kullanılarak deplasman vektörünün konumuna göre interpolasyon yapmışlardır. Bununla beraber, zemin sondajlarından elde edilen datalar çok büyük mesafelerde ise (bir kaç yüz metre) sıklıkla interpolasyon yapmışlardır ancak büyük mesafelerin arasında bazı derlenmiş zemin parametrelerinin doğruluğundan şüphe etmişlerdir.

Bartlett ve Youd hafif eğimli arazi şartları ve serbest yüzey şartları için olmak üzere iki denklem geliştirmişlerdir. Bu denklemler çoklu lineer regresyon (MLR) analizi kullanılarak derlenmiş veri tabanına uygundur. Nihai regresyon denklemi için, belirleme katsayısı (R^2) 0.826 olup Youd ve diğ. (2002) tarafından verilen MLR denklemleri Bartlett ve Youd (1992, 1995) tarafından yayınlanmış denklemlere göre biraz modifiye edilmiştir. Bu denklemler 4.15 ve 4.16 nolu denklemle verilmiştir.

- Hafif eğimli arazi şartları için

$$\log D = -16.213 + 1.532M_w - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D50_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad (4.15)$$

- Serbest yüzey şartları için

$$\log D = -16.713 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D50_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad (4.16)$$

Burada, D, yatay deplasman (m), M_w , depremin moment manyitüdü, R, kırılan fay veya sismik enerji kaynağına en yakın yatay mesafe (km), $T_{15} = N_{1.60} \leq 15$ olduğu doygun, kaba daneli zeminlerin kalınlığıdır (m) (20m'den daha derindeki zeminler veya ≥ 15 daha fazla kil içeriği mevcut olan zeminler dikkate alınmamıştır). Burada $N_{1.60}$ =düzeltilmiş SPT düşüş sayısıdır. Ayrıca $F_{15} = T_{15}$ 'de ortalama ince dane miktarı (% olarak 0.075mm'den daha küçük çaplılar) ve $D50_{15} = T_{15}$ 'de ortalama D_{50} dane çapıdır (mm).

4.15 ve 4.16 denklemindeki R_o , deprem manyitüdünün bir fonksiyonu olarak mesafe terimi, R^* , değiştirilmiş R mesafesi ($R < 0.5$ km için çok büyük deplasman tahminine neden olduğu için böyle bir değişiklik yapmışlardır) olup 4.17 ve 4.18 denklemi yardımıyla hesaplanabilir..

$$R_o = 10^{(0.89M - 5.64)} \quad (4.17)$$

$$R^*=R_0+R \quad (4.18)$$

Eğimli zemine ait denklemler için, zemin yüzeyinin eğimi S (%)’dir. Serbest yüzey denkleminde, W , serbest yüzey oranıdır (%) ve yüzeyin topuk ile zirvesi arasındaki mesafenin, yüzey topuğuna kadar olan yatay mesafeye bölünmesiyle elde edilir.

Bu model sadece sıvılaşma geniş bir alan üzerinde olduğu zaman geçerlidir ve tecrit edilmiş bir yer için henüz geçerli değildir. Bartlett ve Youd (1995) $\%5 < W \leq 20$ olduğu zaman denklem 4.16’ı ve $W < \%1$ ise denklem 4.15’in kullanımını tavsiye etmiştir. Ayrıca, MLR modeli sadece $6 \leq M_w \leq 8$, $\%1 \leq W \leq 20$, $\%0.1 \leq S \leq 6$, $1 \leq T_{15} \leq 15$ m ve sıvılaşan tabaka kalınlığı 1-10m arası geçerlidir. Bu model, çakıllı veya çok siltli zeminler için genellikle uygun değildir ve sadece $F_{15} \leq \%50$ ve $D_{50_{15}} \leq 1$ mm ise kullanılması gerekir; sıvılaşmış zeminin granülometrisi için diğer uygulanabilir sınırlar Bartlett ve Youd (1995) tarafından verilmiştir. Bu model genellikle Japonya, Kuzey Amerikanın batısı ve kuvvetli hareket azalım oranları benzer diğer alanlarla sınırlıdır. Ayrıca, MLR modeli, Tablo 4.1’de belirtilen değerlerden daha yakın kaynak mesafelerinde geçerlidir.

Tablo 4.1: Değişik Deprem Manyitüdları İçin R’in Minimum Değerleri (Bartlett ve Youd, 1995)

Manyitüd, M (M_w)	Sismik enerji kaynağından minimum mesafe R (km)
6.0	0.5
6.5	1.0
7.0	5
7.5	10
8.0	20-30

Bartlett ve Youd’un MLR modelinin iki faktörü (serbest ve hafif eğimli zemin), MLR modelini geliştirirken dikkate aldıkları gözlenmiş dataların yaklaşık %90’na uyduğunu belirtmişlerdir. Bununla beraber, MLR modelinin doğruluğunun aşağıdaki şartlar durumunda gerçeği çok fazla yansıtmayacağını belirtmişlerdir.

1. Bu model çoğunlukla geniş bir alan üzerinde büyük deformasyonların olduğu Niigata ve Noshiro’da ki çok hasarlı kaymalara eğilimlidir. Holzer ve diğ. (1994)’e göre California’daki yanal yayılmada MLR modeli deplasmanları aşırı tahmin etmiştir.

2. Özellikle de en yakın zemin sondajına mesafe çok büyük olduğu zaman, zemin sondajları arasında interpolasyon yapılması temsili zemin parametrelerini vermeyebilir.
3. Kaymanın büyüklüğü, sınır kenarlarına yakınlığı, kayan kütlelerin kesitinin ortalama eğimi gibi muhtemel etkiler üzerine çalışma yapılmamıştır.

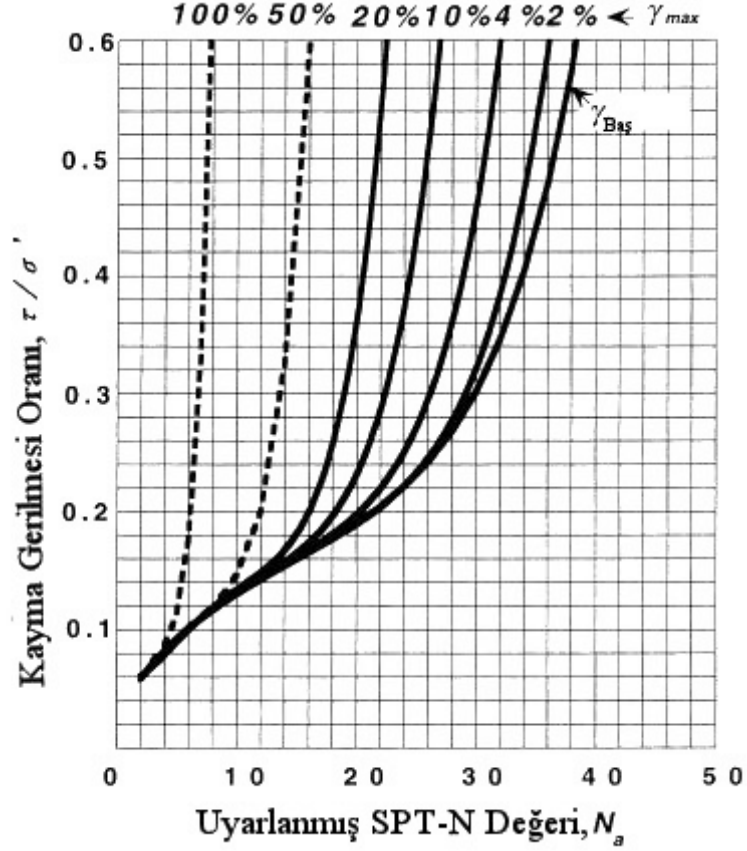
4.6.3.5 Shamoto (1998) Modeli

Ayrıca Shamoto ve diğ. (1998) tarafından analitik ve ampirik yöntemleri birlikte ele alarak sıvılaştırılabilir zeminlerde sıvılaşma sonrası yatay yer değiştirmeleri tahmin etmek için bir yöntem önermiştir.

Sıvılaştırılabilir kumlu yatay zemin tabakaları için, rezidüel kayma deformasyonunun (γ_r) yatay kalıcı zemin yüzeyi deplasmanlarına (D_h) neden olduğu kabul edilmektedir.

En büyük kayma deformasyonu (γ_{maks}) belirlendiği sürece rezidüel kayma deformasyon potansiyeli (γ_r)_{maks} hesaplanabilir. Bu nedenle γ_{maks} 'ın belirlenmesi (γ_r)_{maks}'ın değerlendirilmesi için anahtar parametredir. γ_{maks} 'ı basit bir yöntemle belirlemek için ampirik ilişkilerle elde edilmiş olan Şekil 4.18'deki grafik kullanılabilir. Bu grafikte τ/σ' kayma gerilmesi oranı, N_a ince dane oranına göre düzeltilerek normalize edilmiş SPT- N_1 değeri, $\gamma_{baş}$ drenajsız yükleme boyunca γ_o 'ın oluşup oluşmadığını değerlendirmek için kullanılan değişkenlerdir. Bu kart Tokimatsu ve Yoshimi (1983) tarafından geliştirilmiştir. Bu grafik laboratuvar ortamında gerçekleştirilmiş kumlu zeminler üzerinde yapılan üniform genlikli deneylere dayalıdır. γ_{maks} 'a düzensiz dinamik yüklemelerin etkisi bu grafikte dikkate alınmamıştır. Genelde γ_{maks} değeri düzensiz dinamik yükler altında üniform genlikli dinamik yükleme altındakine göre daha küçüktür. Bu nedenle arazide düzensiz dinamik yüklemeler için γ_{maks} , (γ_{maks})_{sismik} ile ifade edilir. Bu değeri hesaplamak için kullanılan C_r değeri ortalama olarak 0.5 alınabilir.

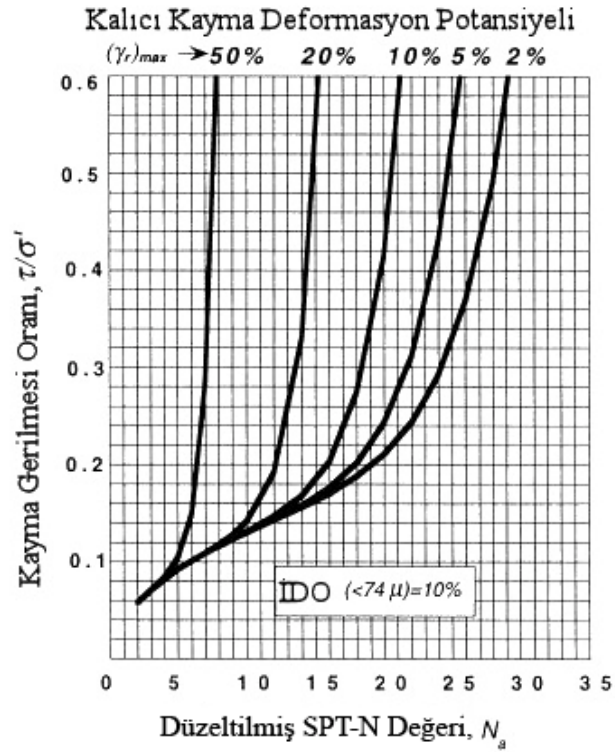
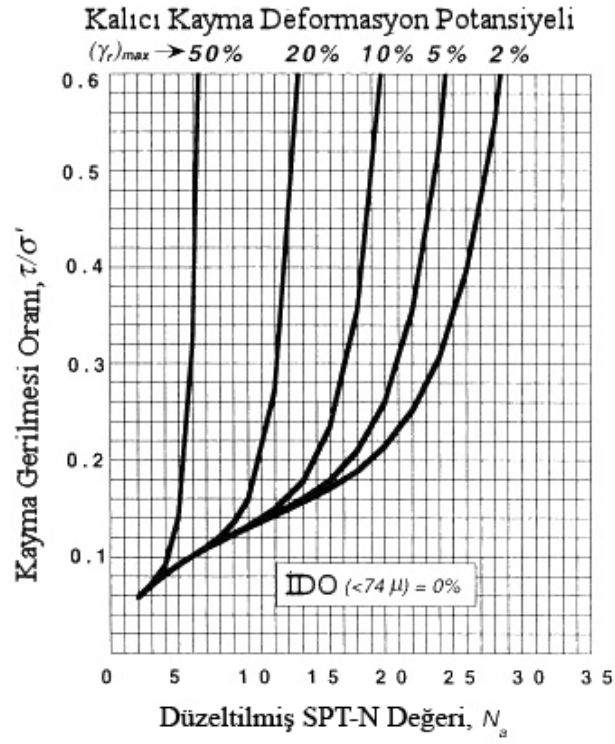
$$(\gamma_{maks})_{sismik} = C_r * \gamma_{maks} \quad (4.19)$$



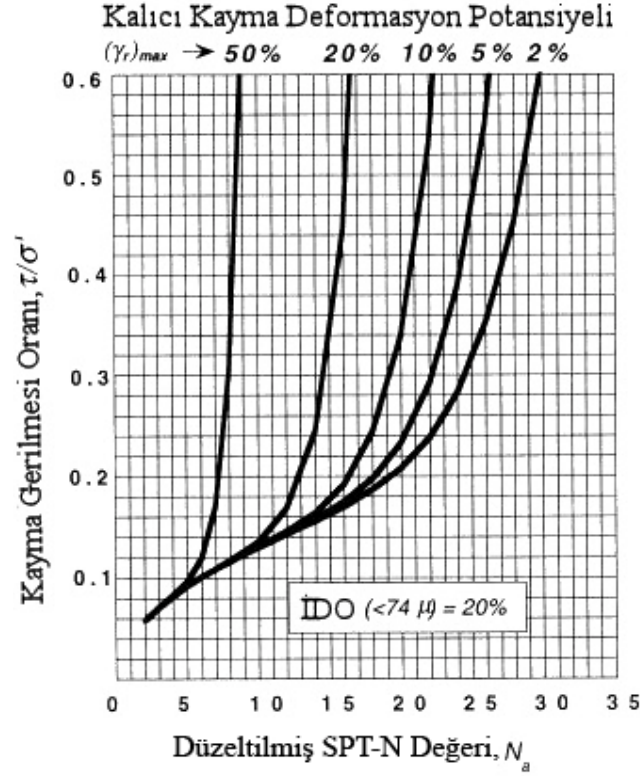
Şekil 4.18: Normalize Edilmiş SPT-N değeri, Kayma Gerilmesi Oranı, En Büyük Çift Genlikli Kayma Deformasyonu Arasındaki İlişki (Tokimatsu ve Yoshimi, 1983)

Bu yöntemde kalıcı kayma deformasyonu potansiyeli ($(\gamma_r)_{maks}$), ince dane miktarına göre düzeltilmiş SPT-N (N_a) ve dinamik kayma gerilmesi oranına (τ_{av}/σ'_o) dayalı korelasyonlara bağlı olarak ince dane miktarı %0-10-20 için hazırlanmış grafiklerden (Şekil 4.19-20-21) elde edilebilir. Doygun bir kum zemin tabakasında deprem süresince $0 < \gamma_r < (\gamma_r)_{maks}$ şartı doğrulanır ve daima γ_r aşağıdaki şekilde yazılabilir. Ancak bu şartlarda $0 \leq C_h \leq 1$ olmalıdır.

$$\gamma_r = C_h * (\gamma_r)_{maks} \quad (4.20)$$



Şekil 4.19: Temiz Kumlar (İDO=% 0) ve İDO=%10 Olan Zeminler için Normalize Edilmiş SPT-N değeri, Kayma Gerilmesi Oranı ile Kalıcı Kayma Deformasyon Potansiyeli Arasındaki İlişki (Shamoto ve diğ., 1998b)



Şekil 4.20: İDO=%20 olan Zeminler için Normalize Edilmiş SPT-N değeri, Kayma Gerilmesi Oranı ile Kalıcı Kayma Deformasyon Potansiyeli Arasındaki İlişki (Shamoto ve diğ., 1998b)

C_h gözlenen ve tahmin edilen zemin deplasmanlarının karşılaştırılması sonucunda elde edilen doğrunun eğiminden belirlenen katsayıdır.

Yatay (D_h) yer değiştirme zemin yüzeyinin aşağısında düşünülen derinlik boyunca γ_r 'in derinlikle integreasyonu sonucunda elde edilebilir (Shamoto ve diğ., 1998b, 1998d):

$$D_h = \int_0^H \gamma_r dz = \int_0^H C_h \times (\gamma_r)_{maks} dz \quad (4.21)$$

Burada, z zemin yüzeyinin aşağısındaki düşey derinlik, H göz önüne alınan maksimum düşey derinliktir. $\gamma_r=0$ olması durumunda D_h maksimum değerine ulaşır. Bu durumda $(D_h)_{maks}$ tahmin edilen yatay sismik zemin deplasman potansiyelini temsil eder. Gözlenen ile tahmin edilen yatay zemin deplasmanlarının karşılaştırılmasına bağlı olarak C_h parametresi derinlikten bağımsız bir sabit olarak kabul edilirse (4.21) denklemi $(D_h)_{maks}$ terimi ile ifade edilebilir :

$$D_h = C_h \times (D_h)_{maks} = C_h \times \int_0^H (\gamma_r)_{maks} dz \quad (4.22)$$

1995 Hyogoken-Nambu depreminde düz bir zeminde gözlenen ve tahmin edilen karşılaştırmalara göre elde edilen doğrunun eğimi olan C_h katsayısına göre (4.22) denklemi aşağıdaki gibi yeniden yazılabilir:

$$D_h = 0.16 \times (D_h)_{maks} \quad (4.23)$$

ve (4.23) formülüne göre D_h belirlenebilir.

Sonuç olarak yanal deplasman miktarını belirlemek için kayma deformasyon oranları belirlenir (Şekil 4.19, 4.20) ve 4.22 nolu denklem yardımıyla hesaplanır.

4.6.3.6 Wu (2002) Modeli

Zeminler sıvılaştıktan sonra zeminlerin deformasyon potansiyelini tanımlamak için kullanılmış olan şekil değiştirme potansiyel indeksinin prensibi SPT sonuçları ile dinamik basit kesme deney sonuçlarının korelasyonuna dayalıdır (Wu, 2002).

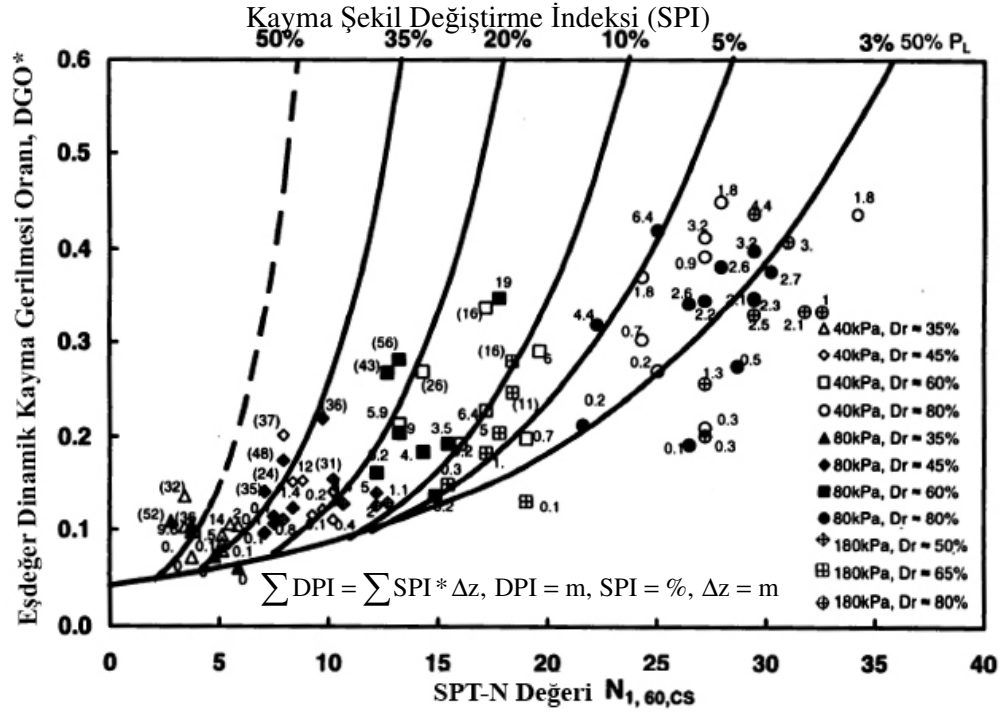
Genelde deplasman potansiyel indeksi (DPI) sıvılaştırılabilir zeminlerde Seed ve diğ., (2001)'in yöntemi izlenerek düzeltilmiş temiz kum eşdeğeri SPT sayıları için şekil değiştirme potansiyel indeksinin (SPI) belirlenmesiyle hesaplanır. Bu şekil değiştirme potansiyeli SPT sayılarıyla temsil edilen her bir alt tabakaya uygulanmaktadır. Sonuçta, DPI sondaj tabanından en üstüne kadar her bir tabakanın deplasman potansiyelinin toplanmasıyla hesaplanmaktadır. Wu (2002) tarafından geliştirilen DPI'nın temeli olan şekil değiştirme potansiyeli eğrileri Şekil 4.21'de gösterilmiştir.

Bu grafik %50 sıvılaşma olasılığı (P_L) kullanılarak hazırlanmıştır. Bununla beraber eşdeğer dinamik kayma gerilmesi oranı (DGO^*) Tablo 4.2 ve denklem 4.24 kullanılarak hesaplanır.

Tablo 4.2: Membran Penetrasyonu ve Arazide Oluşan Çok Yönlü Yükleme İçin Düzeltme Faktörleri (Wu, 2002)

Düzeltme Faktörü	Relatif Sıkılık, D_r (%)			
	35	45	60	80
Membran penetrasyon düzeltmesi (C_{mc})	0.86	0.88	0.92	0.94
Çok yönlü arazi yükleme düzeltmesi (C_{ml})	0.70	0.80	0.90	1.00

$$DGO^* = DGO_{lab} * C_{mc} * C_{ml} \quad (4.24)$$

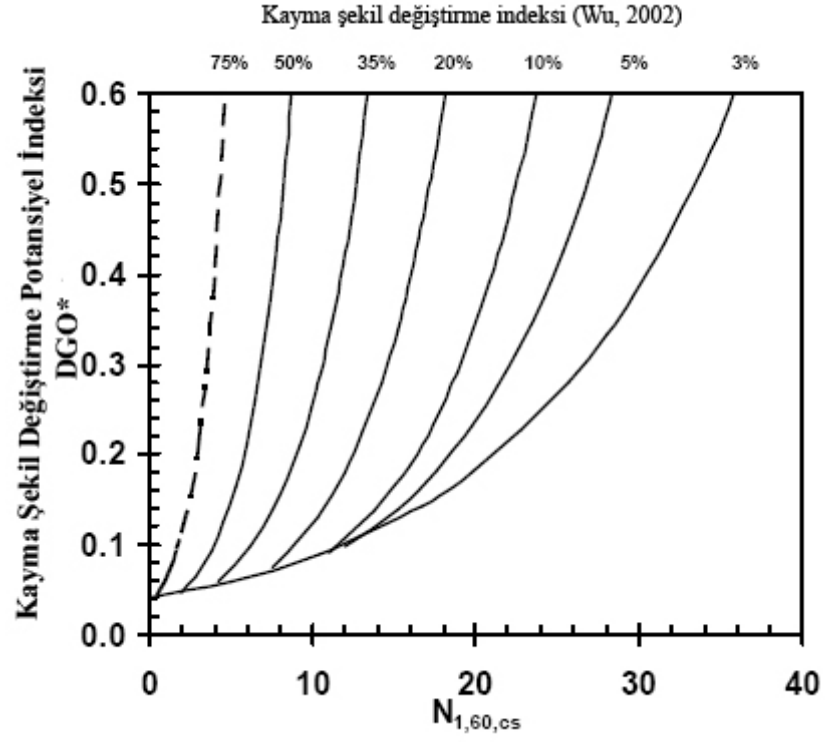


Şekil 4.21: $M_w=7.5$ İçin Eşdeğer Üniform Dinamik Gerilme Oranı ve $N_{1,60,cs}$ 'ın Fonksiyonu Olarak Kayma Şekil Değiştirme Potansiyel İndeksi Arasındaki İlişki (Wu, 2002)

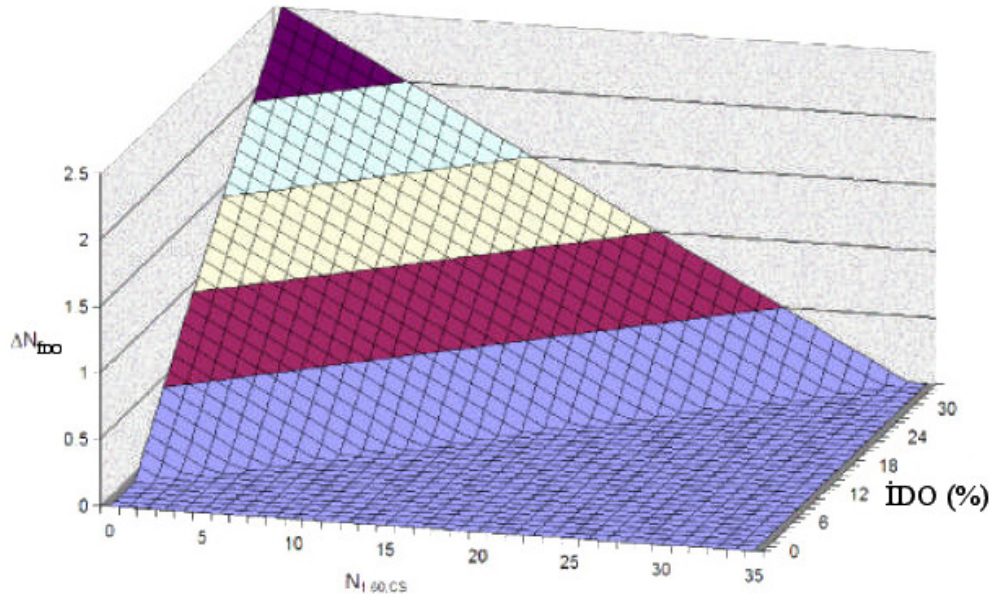
4.6.3.7 Faris ve diğ. (2006) Modeli

Faris ve diğ. (2006) Wu (2002) tarafından yapılan çalışmalara dayalı olarak bir yöntem önermişlerdir. Bu çalışmalarında şekil değiştirme seviyelerinin genelde dinamik aletlerdeki sınırlamalardan dolayı genelde %50'in altında kaldığını ifade etmişler ve bu nedenle %75'lik SPI ekstrapolasyonlarla belirleyerek modifiye etmişlerdir (Şekil 4.22).

Arazi deplasman verilerinin değerlendirilmesi sırasında temiz kum verileri, artan İDO ile siltli zeminlerde deplasmanları fazla tahmin ettiğini belirtmişlerdir. Bundan dolayı kayma şekil değiştirme potansiyelinin düzeltilmesinin, İDO artışıyla malzeme tarafından sergilenen birikmiş kayma şekil değiştirmesine ilave direnç katmak için gerekli olduğunu ifade etmişlerdir. Düzeltme faktörü ΔN_{IDO} Şekil 4.23'de gösterilmiştir. Muhtemel kayma şekil değiştirmesi ve bu nedenle muhtemel deplasman, yüksek plastisiteli kil gibi sıvılaşmayan zemin cinslerinden oluşan alt tabakalar için deprem potansiyel indeksini sıfır olarak almışlardır (Faris ve diğ., 2006).



Şekil 4.22: Wu (2002)'e Bağlı Olarak Modifiye Edilen Kayma Şekil Değıştirme Potansiyel İndeksi Eğrileri (Faris ve diğ., 2006)



Şekil 4.23: Kayma Şekil Değıştirme Potansiyelini Modifiye Etmek İçin İnce Dane Düzeltmesi (Faris ve diğ., 2006)

Yerçekiminin meydana getirdiği statik kaydıran kayma gerilmelerinden dolayı yük α ile gösterilir ve yatay kaydıran kayma gerilmesinin düşey efektif gerilmeye oranıdır. Bu yük şunlara bağlı olarak tanımlanmaktadır: 1. zemin yüzeyinin ortalama eğimi S (bütün yanal yayılma kesiti boyunca, %), 2. serbest yüzey yüksekliği (H, m), 3. arazi hem serbest yüzeyli hemde eğimli ise yukarıdaki bir ve ikinin katkısı şeklinde olduğunu belirtmişlerdir (Faris ve diğ., 2006).

Bayesian güncelleştirilmiş yöntemini yanal yayılma vaka analizlerindeki belirsizlikleri gidermek için kullanmışlardır. Yaptıkları çalışmalarda DPI_{maks} , H_{maks} 'ın kuvvetli bir işaretçisi olarak belirtmişlerdir (H_{maks} =en büyük yatay deplasman). Çünkü DPI bir çok bileşeni içerir. Bu bileşenler $DKGO_{eq}^*$, $N_{1,60,cs}$, tabaka kalınlığı, dinamik yükleme büyüklüğü ve süresidir. Bununla beraber DPI_{maks} basit kesme deneylerine bağlıdır ve bu nedenle statik kaydıran kayma gerilmelerinin etkisini yansıtmadığını söylemişlerdir.

Sıklıkla moment büyüklüğü (M_w) süre için kullanılır. Sürenin etkileri DPI'nın hesaplanması için giriş datası olan $DKGO_{eq}^*$ 'nın büyüklüğünün düzeltilmesini tamamen içerirken, $DKGO_{eq}$ 'nın manyitüdle ilişkili süre düzeltilmesi sınılaşmanın başlangıcıyla ilgili araziye ait vaka analizlerine bağlıdır ve yanal yayılma için gerekli olmadığını belirtmişlerdir.

Yanal yayılmadan dolayı en büyük yatay deplasman tahmini için önerdikleri denklem aşağıda verilmiştir.

$$\begin{aligned} H_{maks} &= \theta_1 * DPI_{maks} + \theta_2 * \alpha + \theta_3 * M_w \\ H_{maks} &= \exp(1.0443 \ln(DPI_{maks}) + 0.0046 * \ln(\alpha) + 0.0029 M_w) \end{aligned} \quad (4.25)$$

Burada H_{maks} , en büyük yatay deplasman (m), DPI_{maks} , en büyük deplasman potansiyel indeksi (m), α , statik yük, M_w , moment büyüklüğü, θ_1 , θ_2 ve θ_3 , bayesian güncelleştirilmiş modeline bağlı model parametreleri olup bu değerlerin pozitif olmasını beklemektedirler.

4.6.4 Fiziksel Modeller

Fiziksel modeller sıklıkla sınılaşma mekanizmasını araştırmak için kullanılmıştır. Bu kapsamda sarsma tablası deneyi, santrifüj deneyi, dinamik basit kesme deneyi, dinamik burulmalı kesme deneyi ve dinamik üç eksenli basınç deneyi yapılabilir. Bu deney sistemleri kullanılarak geliştirilmiş modeller aşağıda açıklanmıştır.

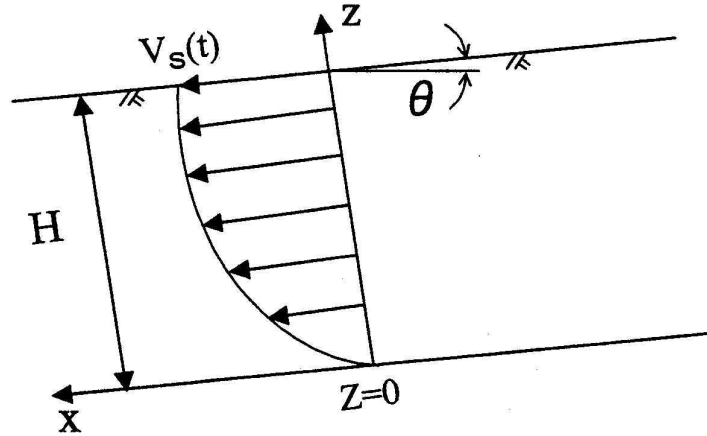
4.6.4.1 Hamada (1999) Modeli

Hamada (1999) model zeminin akma deneyleriyle ilgili deneysel verilerden gerçek zeminin deplasmanını tahmin etmek amacıyla sıvılaştırmanın neden olduğu zemin akması için gerekli gördüğü benzerlik yasasına bağlı olarak çalışmalar yapmıştır. Akış yönünde sıvılaştırılmış zeminin uzunluğu, derinliğinin yaklaşık 10 katı olan bir zemin kutusunun merkezinde model zeminin akışı Şekil 4.24’de gösterildiği gibi bir boyutlu viskoz bir akışkan olarak kabul etmişlerdir.

Yüzeydeki değişmeyen şartlardaki hızı (V_{AS}) aşağıdaki şekilde elde edilmektedir:

$$V_{AS} = \frac{1}{2} \frac{H^2}{\mu} \rho^* g^* \theta \quad (4.26)$$

Burada μ , ρ , H , θ terimleri sırasıyla viskozite katsayısı, sıvılaştırılmış zeminin yoğunluğu, model zemin tabakasının kalınlığı ve zemin yüzeyinin eğimidir.



Şekil 4.24: Bir Boyutlu Viskoz Akış (Hamada, 1999)

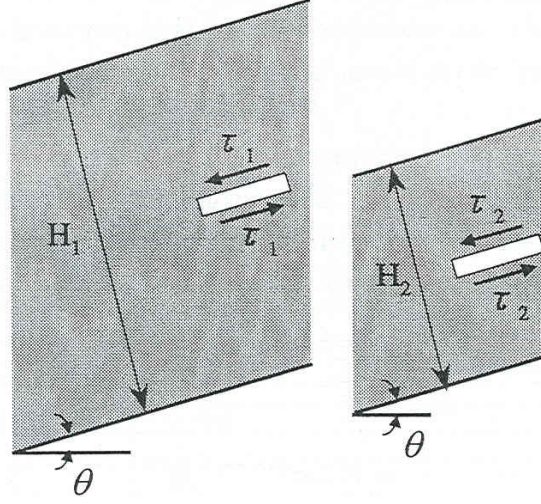
Bu hız, model zeminin relatif sıkılığında herhangi bir artış olmaksızın sıvılaştırılmış zeminin viskozitesini sabit şekilde sürdürdüğü zaman değişmeyen şarttaki hızı için düşünülmektedir.

H_1 ve H_2 kalınlıklı iki sıvılaştırılmış zemin Şekil 4.25’deki gibi yerçekiminden dolayı değişmeyen şartta aktığı zaman kayma gerilmeleri (τ_1 , τ_2) ve kayma şekil değiştirme hızları ($\dot{\gamma}_1$, $\dot{\gamma}_2$) arasındaki ilişki:

$$\tau_1 = \mu_1 * \dot{\gamma}_1 \quad (4.27)$$

$$\tau_2 = \mu_2 * \dot{\gamma}_2 \quad (4.28)$$

şeklinde olup μ_1 , μ_2 iki farklı kalınlığa sahip iki sıvılaşmış zeminin viskozite katsayısıdır. Kayma gerilmelerinin oranı kalınlık oranına eşittir.



Şekil 4.25: İki Farklı Kalınlıklı Sıvılaşmış Zeminin Akışı (Hamada, 1999)

$$\frac{\tau_2}{\tau_1} = \frac{H_2}{H_1} = \lambda = \frac{\mu_2 * \dot{\gamma}_2}{\mu_1 * \dot{\gamma}_1} \quad (4.29)$$

Boyutsuz kayma şekil değiştirmeleri γ_1 ve γ_2 birbirlerine eşit olduğu için aşağıdaki ilişkiyi elde etmişlerdir.

$$\frac{\mu_2}{\mu_1} \frac{T_2}{T_1} = \lambda \quad (4.30)$$

Burada T zaman için bir semboldür.

Diğer taraftan H_1 ve H_2 kalınlıklı sıvılaşan zeminlerin akışında Reynolds sayısını (R_e) sabit kabul etmişlerdir.

$$R_e = \frac{\rho_1 * V_1 * L_1}{\rho_2 * V_2 * L_2} \quad (4.31)$$

Burada ρ ve V sırasıyla sıvılaşan zeminin yoğunluğu ve akışkanın hızıdır. L uzunluk sembolüdür. L uzunluk sembolünü H sıvılaşan zeminin kalınlığıyla yer değiştirip ve ρ_1 'i, ρ_2 'e eşit kabul ettiklerinde,

$$\frac{\mu_2}{\mu_1} = \lambda * \frac{V_2}{V_1} \quad (4.32)$$

4.32 nolu denklemi elde etmişlerdir. 4.30 ve 4.32 nolu denklemleri kullanarak aşağıdaki sonuçları elde etmişlerdir.

$$\frac{V_2}{V_1} = \sqrt{\lambda} \quad (4.33)$$

$$\frac{\mu_2}{\mu_1} = \lambda^{2/3} \quad (4.34)$$

Model deneylerinden sıvılaştan zeminin kalınlığı ile viskozite katsayısı arasındaki ilişki:

$$\mu = 0.023H^{1.5} \quad (4.35)$$

şeklinde elde edilmiş olup burada H cm, viskozite ise gf*s/cm² dir.

25 cm kalınlık ve %6 yüzey eğimine sahip üç farklı kum kullanılarak yaptıkları deneyler sonucunda relatif sıkılık, hareket ivmesi ve zemin yüzey hızı arasında elde ettikleri ilişki aşağıda verilmiştir.

$$V_{AS} = 480 * D_r^{-1.75} * A^{0.48} \quad (4.36)$$

Burada V_{AS} değişmeyen şartlardaki zemin yüzeyindeki hız (cm/s), D_r model zeminin relatif sıkılık değeri (%), A hareket ivmesidir (cm/s²).

H (m) kalınlık ve θ yüzey eğimi (%) olan gerçek zeminin zemin yüzeyi hızı V_R (cm/s) benzerlik kuralına (similitude law) göre aşağıdaki şekilde yazmışlardır.

$$V_R = 480 * \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{0.25}} \frac{\theta}{6} * D_r^{-1.75} * A^{0.48} \quad (4.37)$$

Zemin yüzeyi deplasmanı D (m) zeminin akma süresiyle (T_f) yüzey hızının çarpılması sonucunda elde edilmektedir.

$$D = 1.6\sqrt{H} * \theta * D_r^{-1.75} * A^{0.48} * T_f \quad (4.38)$$

Relatif sıkılığın yerine aşağıdaki ilişkiyi dikkate almışlardır.

$$D_r = 21 * \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (4.39)$$

Burada σ'_v efektif gerilme (kgf/cm²) olup SPT-N değerini buna göre düzelterek

$$\bar{N} = \frac{1.7 * N}{\sigma'_v + 0.7} \quad (4.40)$$

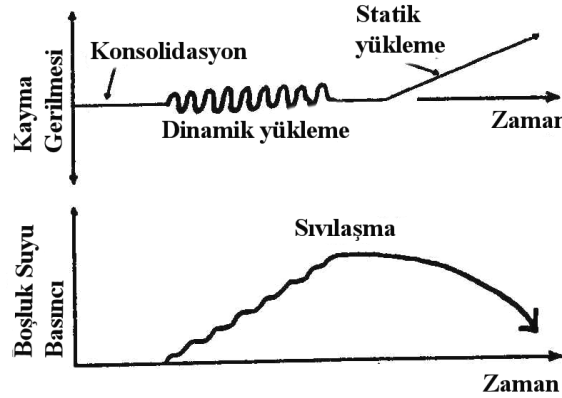
4.40 nolu denklemi elde etmişlerdir. Yukarıdaki formüller kullanılarak 4.41 nolu denklemi elde etmişlerdir.

$$D = 0.0125 * \sqrt{H} * \theta * A^{0.48} * \frac{T_f}{\bar{N}^{0.88}} \quad (4.41)$$

4.41 nolu formül kullanılarak yüzey deplasmanları elde edilebilir.

4.6.4.2 Yasuda ve diğ. (1994) Modeli

Yasuda ve diğ. (1994) yılında yapmış olduğu çalışmada üç eksenli basınç deneylerinde drenajsız şartlarda 0.1 Hz'lik frekans uygulamışlardır. Dinamik yükleme aşırı boşluk suyu basıncı veya sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü (F_L) istenilen değere ulaşınca deneyi bitirmişlerdir. Sonra 4.26'da gösterildiği gibi dakikada $\gamma = \%10$ olacak şekilde statik yüklenmiştir. Çevrim sayısı 20'den az ise sıvılaşmanın olmayacağını kabul etmişlerdir. Bununla beraber statik yükleme boyunca gerilme-şekil değiştirme davranışının dinamik yükleme boyunca oluşan aşırı boşluk suyu basıncından etkilendiğini ifade etmişlerdir. Dinamik yükleme, $\Delta u/\sigma'_o = 0$ veya 0.3, 0.6, 0.9 ve 1.0 olduğu zaman deney bitirmişlerdir. Bu çalışmalarında $\Delta u/\sigma'_o = 0$ olduğu zaman $N=0$, $\Delta u/\sigma'_o = 1$ olduğu zaman $N=20$ 'dir.



Şekil 4.26: Dinamik ve Statik Yükleme Yöntemi (Yasuda ve diğ., 1994).

Sıvılaşma şiddeti sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü ile gösterilmiştir (F_L). $N=20$ ise $F_L=1.0$ 'dır. Ayrıca $\Delta u/\sigma'_v=1.0$ ise $F_L=1.0$ 'dır. $N>20$ ise F_L için N değeri Tatsuoka ve diğ. (1980) tarafından önerilen normalize edilmiş yöntemle bağlı olarak aşağıdaki denklemle elde edilmektedir (Yasuda ve diğ., 1994).

$$N = 20 * (F_L)^{1/b} \quad (4.42)$$

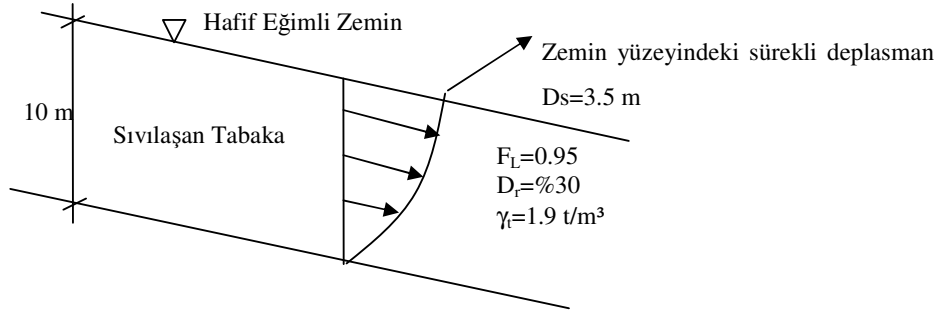
Burada b temiz kum için -0.17'dir.

$G_{o,i}$ $\gamma=0.1$ ve $\Delta u/\sigma'_o=0$ olması durumunda gerilme-şekil değiştirme eğrisinin sekant modülü olarak tanımlanır. $\Delta u/\sigma'_o>0$ durumunda $\gamma=0.1$ ve 1.0, 3.0'deki sekant kayma modülüdür.

Yasuda ve diğ. (1992a) sıvılaşmadan dolayı büyük deplasmanları tahmin edebilmek için basitleştirilmiş bir analitik yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntemde $G/G_{o,i}$ parametresi kullanılarak, bu çalışmadaki deney sonuçlarının bu çeşit analizlerde kullanılabileceğini ifade etmişlerdir. Aynı tarzda $E_i/E_{o,i}$ üç eksenlide hesaplanmıştır.

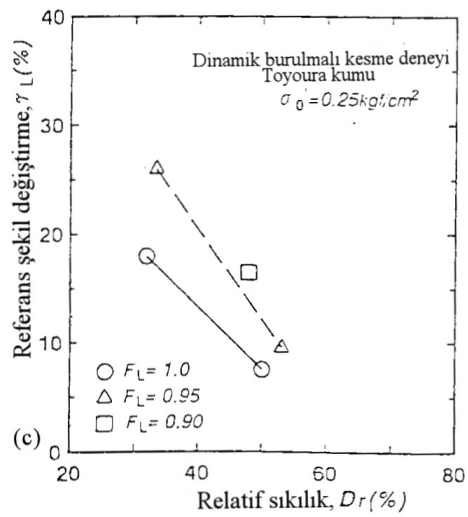
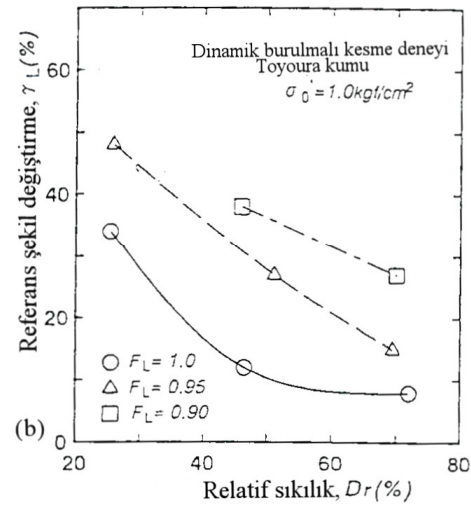
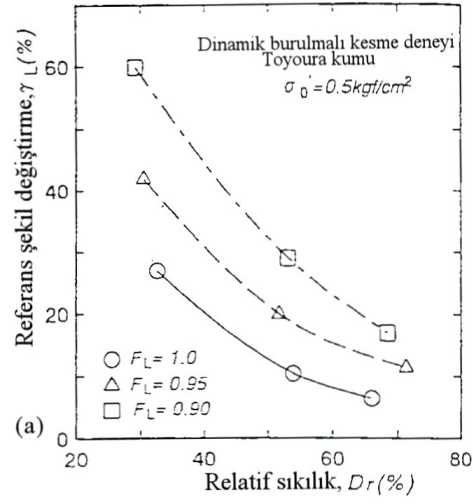
Şekil 4.9'da gösterildiği gibi dayanmanın dönüm noktasına kadar şekil değiştirmenin miktarı burada "düşük dayanma boyunca şekil değiştirmenin değeri, γ_L " olarak ifade etmişlerdir.

Zemin deplasmanlarını tahmin etmek için önerdikleri yöntem γ_L veya gerilme-şekil değiştirme eğrilerine dayanmaktadır. Burada bu yöntem kullanılarak sürekli zemin deformasyonlarının hesaplanmasını gösteren bir örnek verilmiştir. Bu varsayımlar, hafif eğimli bir zemin modeli zemin yüzeyinden -10m derinliğe kadar sıvılaşmıştır. Ayrıca $F_L=0.95$, $D_r=\%30$ ve $\gamma=1.90 \text{ t/m}^3$ 'dür. γ_L 'ye kadarki şekil değiştirmeye, zeminin sıvılaşması neden olmaktadır.



Şekil 4.27: Sürekli Zemin Deplasmanı İçin Hesaplama (Yasuda ve diğ., 1994)

Bu örneğe göre Şekil 4.27'de tahmin edilen sürekli zemin deplasmanının dağılımı gösterilmiştir. Ayrıca burada deplasman sıvılaşan tabakanın tabanından yüzeye doğru artmaktadır. Zemin yüzeyinde elde edilen sürekli deplasman miktarı ise 3.5 m'dir. Bu yöntemle deplasman miktarını belirlemede Yasuda ve diğ. (1994) tarafından bazı varsayımlar altında geliştirdikleri Şekil 4.28'deki grafikler kullanılmıştır. Bu grafik efektif düşey gerilmeye bağlı olarak F_L , D_r ve γ_L arasındaki ilişkiyi vermektedir.

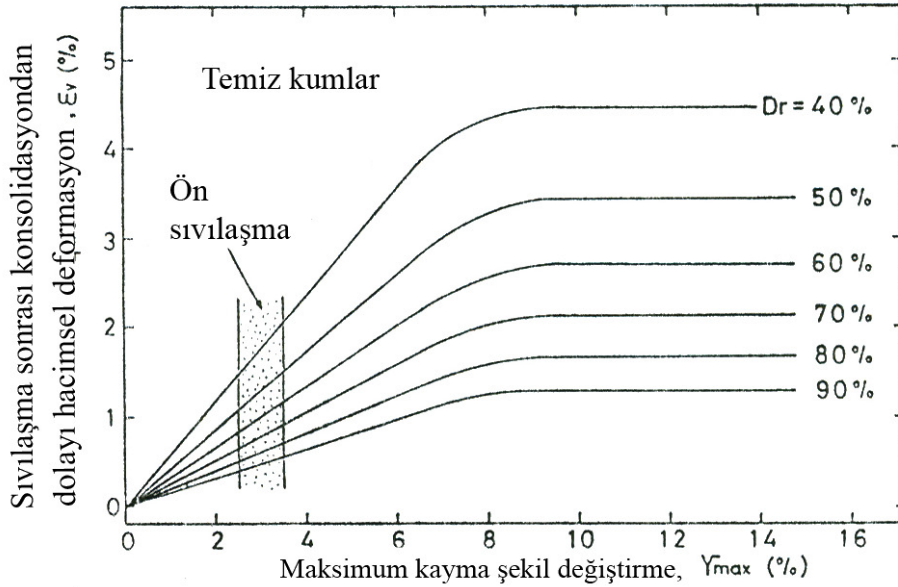


Şekil 4.28: γ_L , D_r ve F_L Arasındaki İlişkiler (Yasuda ve diğ., 1994)

4.6.4.3 Ishihara ve Yoshimine (1992) Yöntemi

Lee ve Abeissa (1974), Tatsuoka ve diğ. (1984) ve Nagase ve Ishihara (1988) tarafından yapılan çalışmalarda hacimsel deformasyonun sadece relatif sıkılık ile değil aynı zamanda tekrarlı yüklemelere maruz kaldığı zaman önemli derecede maksimum kayma şekil değiştirmelerinden de etkilendiğini belirlemişlerdir. Bu noktadan hareketle maksimum kayma şekil değiştirmeye dayalı olarak bir yöntem önermişlerdir.

Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen yöntem çok sayıdaki laboratuvar deney sonuçlarından elde edilen iki temel yaklaşıma dayalıdır. Birincisi doygun kumun hacim değişimi ve maksimum kayma şekil değiştirmesi arasındaki ilişkidir. Bu kapsamda farklı relatif sıkılığa sahip temiz kumlar üzerinde yapılan basit kesme deney sonuçları Şekil 4.29’da gösterilmiştir. Bu grafikte drenajsız düzensiz yükleme boyunca numunede oluşan maksimum kayma şekil değiştirmesi (γ_{maks}) ile yeniden meydana gelen konsolidasyon boyunca hacimsel deformasyon (ϵ_v) gösterilmiştir. Şekil 4.29’daki korelasyon kullanılarak bir kum tabakasında sıvılaşmanın neden olduğu oturmayı tahmin etmek için maksimum kayma şekil değiştirmesinin büyüklüğünü tahmin etmek gerekir.



Şekil 4.29: Maksimum Kayma Şekil Değiştirme İle Hacimsel Deformasyon Arasındaki İlişki (Ishihara, 1996)

İkinci temel yaklaşım sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü ile maksimum kayma şekil değiştirmesi arasındaki ilişkiye dayanmaktadır. Bu çalışmalarında sıvılaşma için güvenlik faktörü (F_L) eksenel birim deformasyon $\epsilon = \pm 2.5$ için denklem 4.43 ile

Sıvılaşabilir her bir zemin tabakası için belirlenen maksimum kayma şekil değiştirme genlikleri tabaka kalınlıkları ile çarpılarak toplanırsa bir zemin profili için toplam yanal deformasyon miktarı belirlenebilir.

4.7 Oturmaların Belirlenmesi İçin Geliştirilen Yöntemler

Kum tamamen doygun ve drenaj olasılığı yok ise sabit hacim şartları sürdürülebilir diye sarsıntının en önemli başlangıç etkisi aşırı boşluk suyu basıncı oluşumudur. Oturma aşırı boşluk suyu basıncı sönümlenirken oluşur. Doygun olmayan kumlarda sabit düşey efektif gerilme şartları altında deprem sarsıntısı süresince oturma oluşabilir (doygunluk derecesine bağlı olarak). Her iki durumda da kuvvetli yer hareketinin sonuçlarından birisi zeminin oturmasıdır (FHWA, 1997). Diğer yandan doygun olmayan kumlarda oturmalar deprem sırasında sabit efektif düşey gerilme sırasında meydana gelebilir. Deprem süresince sıvılaşan kumda oturma permeabilite ve hidrolik eğimle kontrol edilir (Ragheb, 1994).

Yanal yayılmada çoğu hasar yatay deformasyondan kaynaklanırken, ayrıca farklı oturmalarında olduğu önemli düşey deplasmanlar oluşur. Bu bölümde, sıvılaşmadan dolayı oturmaların tahmini için oldukça basit, bir boyutlu modeller incelenmiştir.

Deprem oluştuğunda boşluk suyu basıncının arttığı, buna bağlı olarak zeminde sıvılaşma yada direnç kaybının oluşacağı bilinmektedir. Deprem bitmesinin ardından boşluk suyu basıncının sönümleneceği, buna bağlı olarak hacim değişimlerinin oluşacağı bilinmektedir. Bu durum yüzeye oturma olarak yansımaktadır. Zemin içindeki homojen olmayan durumlar karşısında bazı bölgelerde fazla bazı bölgelerde de daha az hacim değişiminin oluşacağı ve sonuç olarak bu farklı oturmaların yapılarda ağır hasarlar oluşturma riskinin fazla olduğu açıktır. Kumlarda tekrarlı yükün uygulanması sonrasında hacimsel değişimin sıvılaşmadan sonra sadece yoğunluğa bağlı olmadığı bunun yanında maksimum kayma deformasyon oranının da çok etkili olduğu anlaşılmıştır (Ishihara ve Yoshimine, 1992).

Scott (1986) sıvılaşmadan kaynaklanan oturmaların belirlenmesi için basit bir analitik model sunmuştur. Scott'un modeli, olayı sıvılaşmış zemin kolonu olarak düşünür. Bu kolonda zemin danelerinin süspansiyonu tabana doğru oturur. İlk sıvılaşmadan sonra, sıkılaşmış zemin tabakası tabanda oluşur ve zamanla kalınlığı artar. Sıkılaşmış zemin tabakasının en üst kısmının sabit bir hızla yukarı doğru hareket ettiği kabul edilir. Scott aslı zemin danelerinin çökmesinden dolayı net oturmayı hesaplar ayrıca yeniden çökelen zemin tabakasının konsolidasyonundan

kaynaklanan oturmaları hesaplamıştır. Bu nedenle, sıklık, permeabilite ve sıvılaştan zeminin konsolidasyon katsayısı toplam yüzey oturmasını hesaplamak için gerekmektedir.

Ayrıca kabul edilen bir boyutlu oturma veya sıkışma sıvılaştırmış zeminde hacimsel deformasyonun tahmininden hesaplanabilir. Son yıllarda yapılan veya kabul gören çalışmalarda, sıvılaştırmış temiz kumlarda hacimsel deformasyonun tahmini için ampirik kartlar Tokimatsu ve Seed (1987), Ishihara ve Yoshimine (1992) ve Shamoto (1998), Pradel (1998), Unutmaz ve Çetin (2005) ve Bilge ve Çetin (2006) tarafından önerilmiştir. Bu kartlar, farklı relatif sıklıklara sahip kumlar üzerinde yapılan dinamik üç eksenli basınç deneylerinden geliştirilmiştir. Bu deneylerde gözlenmiş hacimsel deformasyonlar ile numunelere ait maksimum kayma deformasyonları arasında bir bağıntı kurulmuştur.

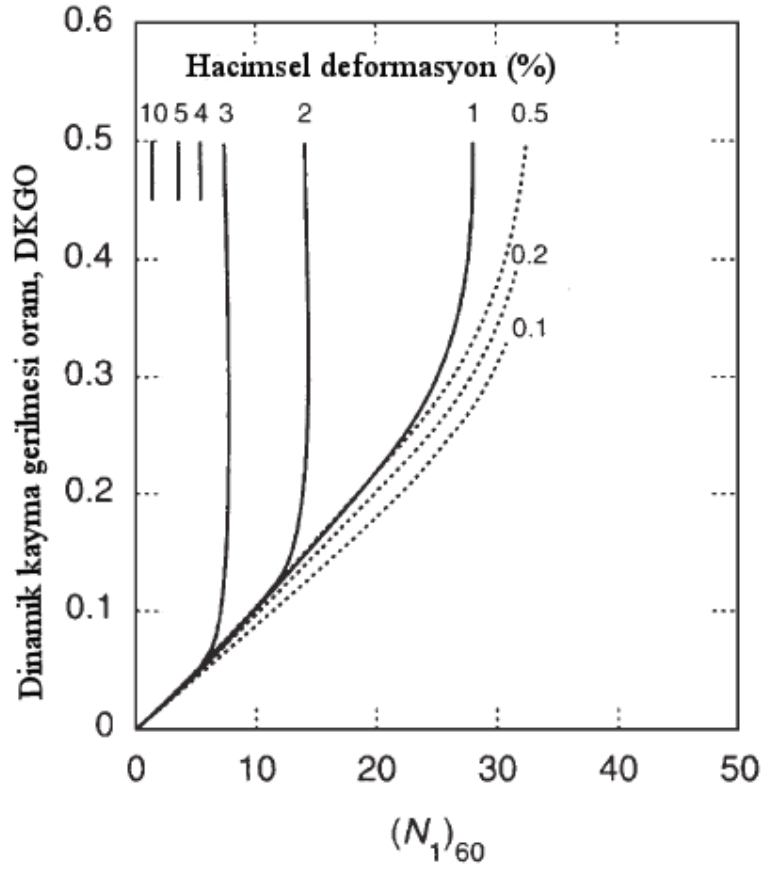
Ancak, sıvılaştırmadan dolayı oturmaların tahminini yapan mevcut yöntemler gözlenmiş arazi çalışma verilerinden direk olarak geliştirilmemiştir ve genelde yeterince arazi verileriyle değerlendirilmemiştir. Bununla beraber tahmin edilen oturmalarda deprem yükleriyle ilgili çok daha komplike şartlar için daha az doğruluk beklenmektedir. Bu bölümde yaygın olarak kullanılan yöntemler açıklanmıştır.

4.7.1.1 Tokimatsu ve Seed (1987)

Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından verilen kartlar relatif sıklık (D_r) ile arazideki penetrasyon direnci arasındaki arazi bağıntılarına göre elde edilmiştir.

Tokimatsu ve Seed tarafından verilen kart, dinamik kayma gerilmesine maruz olan bir zeminin verilmiş SPT sayısına karşılık beklenen hacimsel deformasyonu gösterir (Şekil 4.31).

Tokimatsu ve diğ. (1987) deprem sonrası meydana gelen oturmalarda deprem büyüklüğü ve kumun relatif sıklığı veya SPT-N değeri ile birlikte doymuş kumlarda boşluk suyu basıncının oluşumuyla dinamik gerilme oranı ve kuru veya kısmen doymuş kumlarda ise maksimum dinamik birim kayma deformasyonu başlıca etkileyen faktörler olduğunu belirtmişlerdir. Bu faktörler dikkate alınarak oluşturulmuş olan kartta (Şekil 4.31), dinamik kayma gerilmesine maruz olan bir zeminin düzeltilmiş SPT-N değerine $((N_1)_{60})$ karşılık beklenen hacimsel deformasyonu verilmiştir.



Şekil 4.31: $GF \leq 1$ (sürekli çizgi) veya $GF > 1$ (kesikli çizgi) Olduğu Temiz Kumlar için Zemin Yüzeyindeki Oturmayı Tahmin Etme için Önerilen Kart (Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından önerilen grafik Kramer (1996) tarafından modifiye edilmiştir)

Hesaplanan $(N_1)_{60}$ ve dinamik gerilme oranına bağlı olarak Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından önerilen grafik kullanılarak her tabaka için hacimsel deformasyon belirlenebilir. Bu hacimsel deformasyon değerleri derinlikle integre edilerek zemin yüzeyindeki oturmalar belirlenebilir.

4.7.1.2 Ishihara ve Yoshimine (1992)

Bu yöntem dinamik basit kesme deneyinin sonuçları kullanılarak geliştirilmiştir. Sıvılaşmadan kaynaklanan oturmaları hesaplamak için Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından geliştirilen yöntem kullanılabilir. Bu yöntemde kullanılan grafikte (Şekil 4.32) hacimsel deformasyon (ϵ_v) ve sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörüyle (GF) ilgili olarak farklı relatif sıkılık veya Japon SPT-N ($SPT-N_1$) değerleri (veya q_{c1}) arasındaki ilişki gösterilmiştir. Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından verilen kartlardaki relatif sıkılık (D_r) ve düzeltilmiş koni uç direnci (q_{c1}) 4.44 ile 4.45 nolu denklemler yardımıyla SPT veya CPT penetrasyon direnci bilgileriyle elde edilebilir.

$$D_r = 16 * \sqrt{N_1} \quad (4.44a)$$

$$N_1 = C_N * N \quad (4.44b)$$

$$C_N = \frac{1.7}{\sigma'_v + 0.7} \quad (4.44c)$$

$$D_r = -85 + 76 * \log q_{cl} \quad (4.45a)$$

$$q_{cl} = C_N * q_c \quad (4.45b)$$

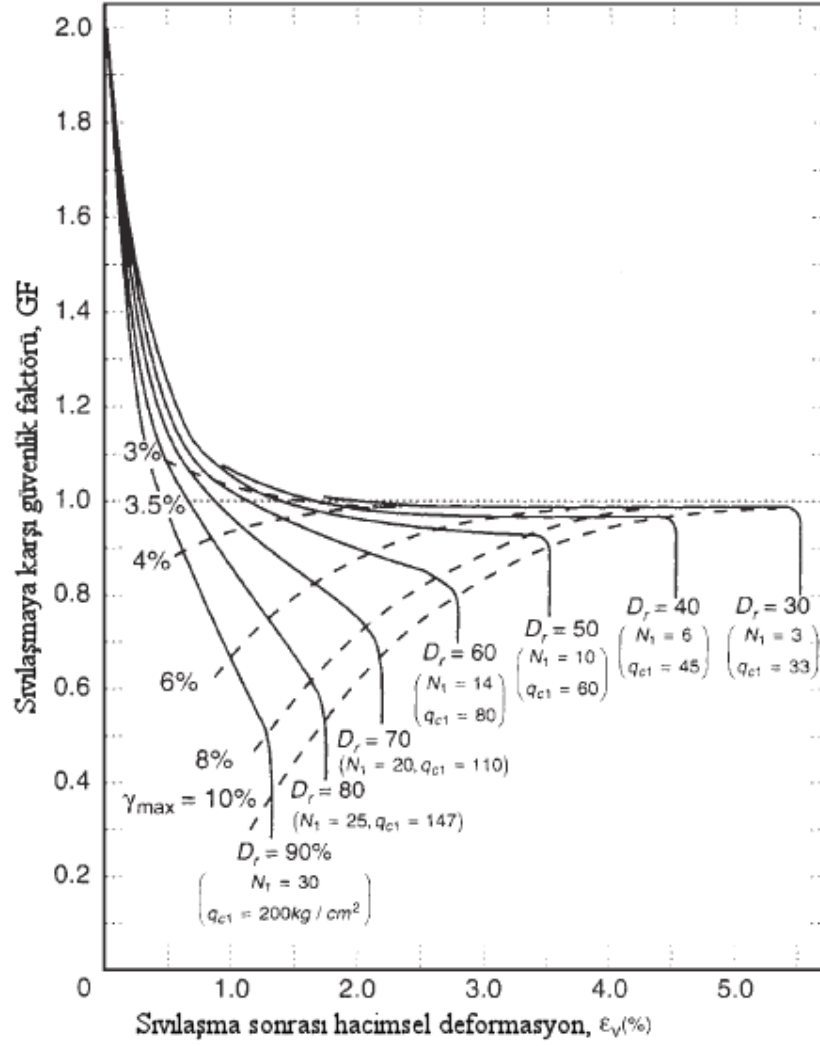
$$C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (4.45c)$$

Burada N ölçülmüş SPT-N değeri, N_1 efektif gerilmeye göre düzeltilmiş SPT-N değeri, σ'_v efektif düşey gerilme (kgf/cm²), q_c koni uç direnci (kgf/cm²), q_{cl} düzeltilmiş koni uç direncini göstermektedir.

Türkiye’de yapılan SPT deneylerindeki enerji sönüm seviyesini Japonya’da yapılan deneylere uygun hale getirmek için Kiku ve diğ. (2001)’de belirtildiği gibi Türkiye’deki SPT- N_{30} değerleri 0.58 ile çarpılmalıdır. Gerekli enerji düzeltmesi yapıldıktan sonra Ishihara (1996) tarafından önerilen formüller kullanılarak N_1 değerleri hesaplanabilir.

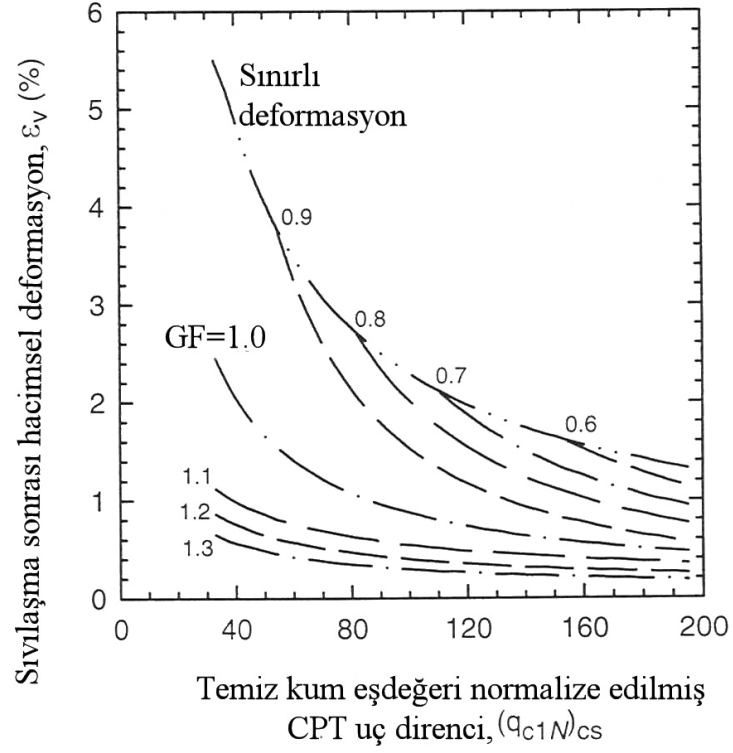
Ayrıca Zhang ve diğ. (2002) Ishihara ve Yoshimine (1992)’in eğrilerini dikkate alarak farklı bir deney sistemi yardımıyla hacimsel deformasyonun belirlenmesi için bir grafik elde etmiştir. Bu yazarlar tarafından farklı GF için temiz kum eşdeğeri normalize edilmiş CPT uç direnci $(q_{c1N})_{cs}$ ve sıvılaşma sonrası hacimsel deformasyon (ϵ_v) arasındaki ilişki için geliştirilen grafik Şekil 4.33’de gösterilmiştir. Bu grafikte her CPT değeri için ϵ_v hesaplanabilir.

Yukarıdaki bilgiler ışığında oturma şu şekilde hesaplanır. İlk olarak sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörleri (GF) belirlenir (Seed ve diğ., 1971, Seed ve diğ., 1983, Ishihara ve diğ., 1985, Youd ve diğ., 2001a). Belirlenen güvenlik sayılarına karşılık gelen hacimsel deformasyon oranları bilinen N_1 , q_{cl} veya relatif sıkılık değerine bağlı olarak belirlenir. Bu işlem zemin profilindeki tüm zemin tabakaları için uygulanır. Hacimsel deformasyon oranı belirlendikten sonra ve bu değerler derinlikle integre edilerek deprem nedeniyle yüzeyde oluşabilecek oturma miktarları hesaplanabilir.



Şekil 4.32: Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Faktörünün bir Fonksiyonu Olarak Temiz Kumlar için Zemin Yüzeyindeki Oturmayı Tahmin Etme için Önerilen Kart (Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen grafik Kramer (1996) tarafından modifiye edilmiştir)

NCEER, Youd ve diğ, 1997 tarafından yapılan çalışmada arazi ölçümleri ile CPT verilerini kullanarak hesapladıkları oturmaları karşılaştırdıklarında olumlu sonuçlar almış ve sonuçların SPT ile yapılan hesaplamalara göre gerçek verilere daha yakın olduğunu görmüşlerdir.



Şekil 4.33: Farklı Güvenlik Faktörleri için Temiz Kum Eşdeğeri Normalize Edilmiş CPT Uç Direnci ve Hacimsel Deformasyon Arasındaki İlişki (Zhang ve diğ., 2002)

4.7.1.3 Pradel (1998)

Pradel (1998) tarafından yapılan çalışmada kuru kumlarda depremler sonucunda oluşan oturma miktarlarını hesaplamak için basit bir yöntem önerilmiştir. Yöntem temel olarak Seed ve Tokimatsu (1987)'nin çalışmasına dayanmakta ve direk olarak bir grup denklemle deprem kuvvetlerine maruz kalmış kum tabakalarındaki oturma miktarlarını hesaplamada kullanılmaktadır.

Zayıf kumların deprem sarsıntıları sırasında sıkıştığı bilinmektedir. Bu durum doymuş kumlarda depremler sırasında sıvılaşabilir ve boşluk suyu basıncının sönümlenmesiyle oturmalar sebeb olabilir. Kısmen doymuş olan kumlarda ise deprem sırasında oturmalar ve yoğunluk artışları oluşur. Ayrıca bu yöntem sismik oturmaların hesaplanmasında SPT-N değeri ve deprem özellikleri kullanılarak yapılır. Bu yöntemde göz önüne alınan tabaka için 4 adım izlenir: 1. deprem tarafından oluşturulan tekrarlı kayma gerilmesi τ_{av} belirlenir, 2. zemin için maksimum kayma modülü G_{max} belirlenir, 3. kayma deformasyon oranı γ ve kayma modülü G 'nin τ_{av} ve G_{max} ile uyuşan değerleri belirlenir, 4. deprem büyüklüğü (M),

ve kayma deformasyon oranı γ 'nın bir fonksiyonu olan hacimsel deformasyon oranı, ϵ_{Nc} belirlenir.

Kuru kum tabakaları için ise tekrarlı kayma gerilmesi ;

$$\tau_{av} = 0.65 * \frac{a_{maks}}{g} \rho * z \frac{1}{1 + (\frac{z}{z_0})^2} \quad (4.46)$$

Burada; ρ , birim ağırlık, z , zemin derinliği, z_0 , 30.5 m'e eşit sabit, a_{maks} , maksimum yanal ivmedir.

Seed ve Idriss tarafından (1970) önerilen bağıntı ile maksimum kayma modülü SPT düşüş sayısına bağlı olarak belirlenebilir (Pradel, 1998);

$$G_{maks} = 447 * p_o * (N_1)^{1/3} * \sqrt{\frac{p}{p_o}} \quad (4.47)$$

burada; p , ortalama gerilme, p_o , referans gerilmesi(95.76kPa), $N_1=95.76$ toplam efektif gerilmeyle normalize edilmiş %60 serbest düşme enerjisine göre düzeltilmiş SPT-N değeridir. İçsel sürtünme açısı 30° olan ve sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı $K_o=0.5$ olan kuru kum için ortalama gerilme;

$$p = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) \rho * z = 0.67 * \rho * z \quad (4.48)$$

Dinamik kayma şekil değiştirmesi;

$$\gamma = \frac{\tau_{av}}{G_{maks} \left(\frac{G}{G_{maks}} \right)} \quad (4.49)$$

Bu denklemin kullanımında G_{maks} ve γ 'nın bir fonksiyonu olan G/G_{maks} gibi bilgilerin bilinmesine ihtiyaç vardır. γ 'ın bulunması iterativ bir işlemdir. İlk olarak bir γ_a tahmin edilir. Tahmin edilen bu γ_a 'ya bağlı olarak G/G_{maks} , Seed ve Idriss (1970) yada Ishihara (1982)'in grafiklerinden elde edilir. Daha sonra 4.47 nolu denklem kullanılarak γ_c hesaplanır ve γ_a ile karşılaştırılır. Bu prosedür $\gamma_a=\gamma_c$ oluncaya kadar tekrarlanır. Pradel (1998) yapılan çalışmaya göre kayma şekil değiştirmesi aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$\gamma = \left(\frac{1 + a e^{\frac{b \tau_{av}}{G_{max}}}}{1 + a} \right) \quad (4.50)$$

$$a = 0.0389 \left(\frac{p}{p_0} \right) + 0.124 \quad (4.51)$$

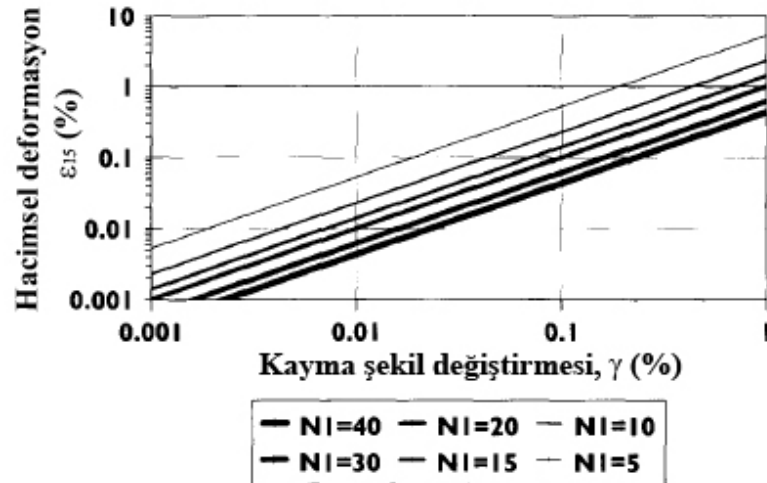
$$b = 6400 \left(\frac{p}{p_0} \right)^{-0.6} \quad (4.52)$$

Pradel (1998) tarafından yapılan çalışmada hacimsel deformasyon, Silver ve Seed (1971) çalışmasındaki eğriler, SPT- N_1 değeri ve relatif sıkılık arasındaki ilişkiler ve Seed ve Tokimatsu tarafından 15 çevrimden sonraki hacimsel deformasyon (ϵ_{15}) eğrilerini kullanarak belirlemiş olup (Şekil 4.34), bu grafiğe ait denklem aşağıda verilmiştir.

$$\epsilon_{15} = \gamma^* \left(\frac{N_1}{20} \right)^{-1.2} \quad (4.53)$$

Bu bağıntı sadece 7.5 büyüklüğündeki depreme denk gelen 15 çevrime eşit çevrim var iken uygulanabilir. Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından eşdeğer çevrim sayısı (N_c) ve deprem büyüklüğü arasındaki ilişki aşağıda verilmiştir.

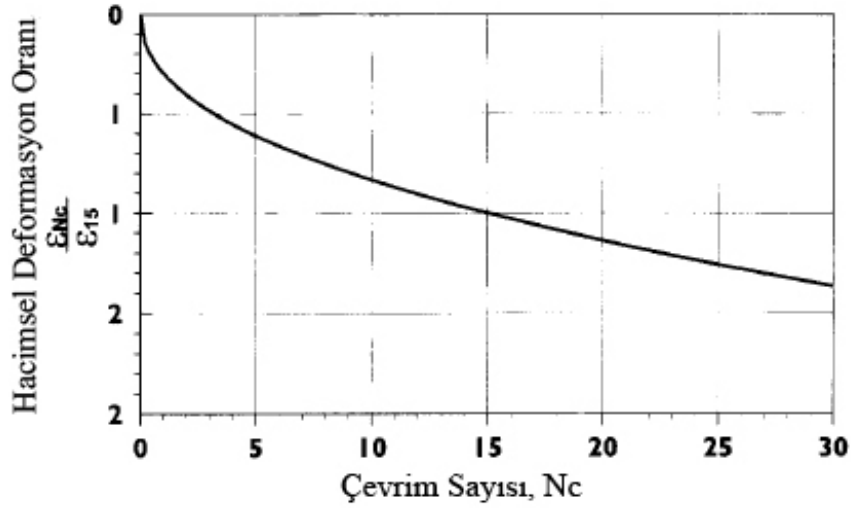
$$N_c = (M - 4)^{2.17} \quad (4.54)$$



Şekil 4.34: Penetrasyon Direnci, 15 Çevrim Sonundaki Hacimsel Deformasyon ve Kayma Şekil Değiştirme Arasındaki İlişki (Pradel, 1998)

Silver ve Seed (1971)'e göre farklı çevrim sayıları için hacimsel deformasyon ϵ_{15} ile normalize edilebilir (Şekil 4.35). Bu grafik şu formülle ifade edilebilir (Pradel, 1998).

$$\epsilon_{N_c} = \epsilon_{15} \left(\frac{N_c}{15} \right)^{0.45} \quad (4.55)$$



Şekil 4.35: Eşdeğer Çevrim Sayısı İle Hacimsel Deformasyon Oranı Arasındaki İlişki (Pradel, 1998)

Bunlara bağlı olarak tabaka kalınlığı Δh olan bir tabakanın oturması (ΔS) 4.56 nolu denklemle hesaplanabilir.

$$\Delta S = 2 * \Delta h * \epsilon_{N_c} \quad (4.56)$$

4.7.1.4 Shamoto (1998) Yöntemi

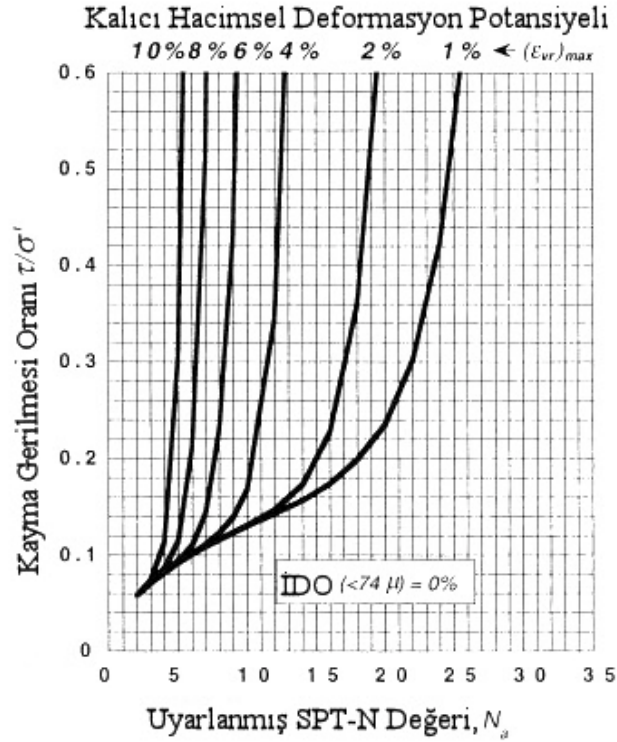
Shamoto ve diğ. (1998) tarafından analitik ve ampirik yöntemleri birlikte ele alarak sıvılaştırılabilir zeminlerde sıvılaşma sonrası düşey yer değiştirmeleri tahmin edebilmek bir yöntem önermişlerdir.

Sıvılaştırılabilir kumlu yatay zemin tabakaları için, rezidüel hacimsel deformasyonun ($\epsilon_{v,r}$) düşey zemin oturmalarına (D_s) neden olduğu kabul edilmektedir.

En büyük kayma deformasyonu (γ_{maks}) belirlendiği sürece (Şekil 4.18) rezidüel hacimsel deformasyon potansiyeli ($\epsilon_{v,r})_{maks}$ hesaplanabilir.

Bu yöntemde kalıcı hacimsel deformasyon potansiyeli ($(\epsilon_{vr})_{maks}$) ince dane miktarına göre düzeltilmiş SPT-N (N_a) ve dinamik kayma gerilmesi oranına (τ_{av}/σ'_o) dayalı korelasyonlara bağlı olarak ince dane miktarı %0-10-20 için hazırlanmış grafiklerden (Şekil 4.36-37) elde edilebilir. Doygun bir kum zemin tabakasında deprem süresince $0 < \epsilon_{vr} < (\epsilon_{vr})_{maks}$ şartı doğrulanır ve daima ϵ_{vr} aşağıdaki şekilde yazılabilir. Ancak bu şartlarda $0 \leq C_s \leq 1$ olmalıdır. C_s gözlenen ve tahmin edilen zemin deplasmanlarının karşılaştırılması sonucunda elde edilen doğrunun eğiminden belirlenen katsayıdır.

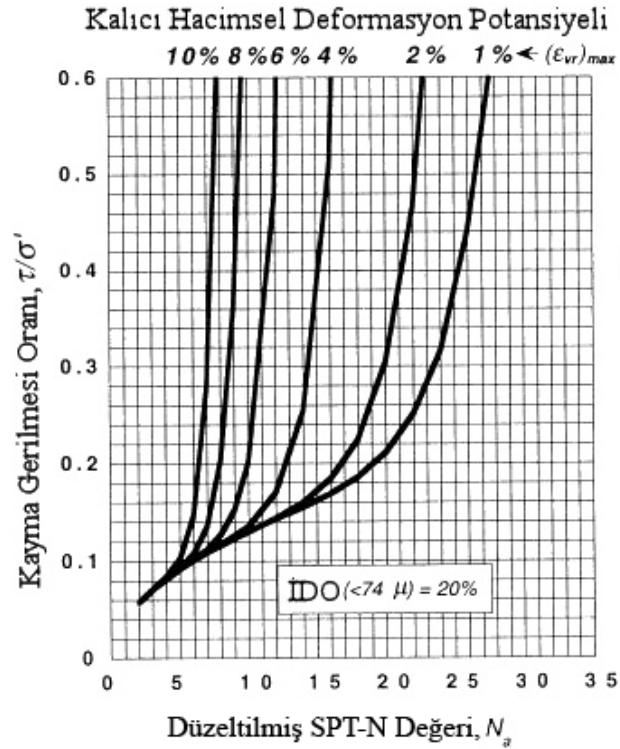
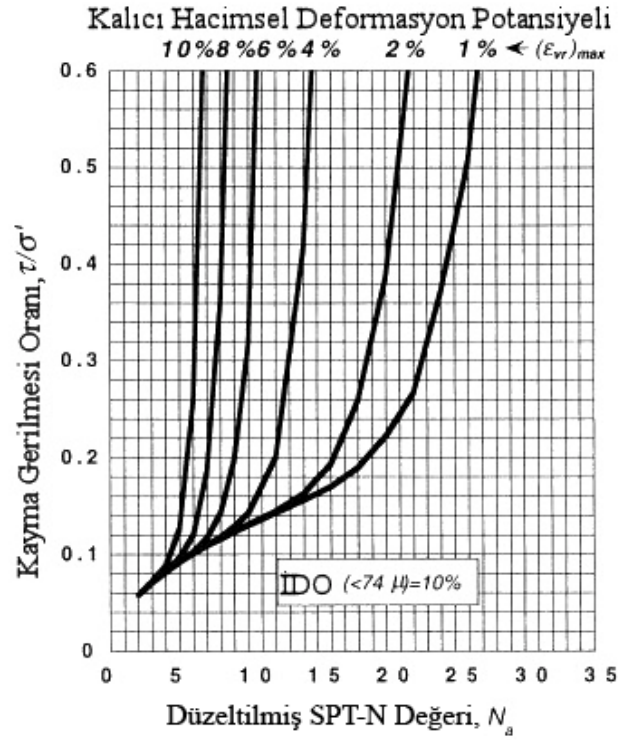
$$\epsilon_{vr} = C_s * (\epsilon_{vr})_{maks} \quad (4.57)$$



Şekil 4.36: Temiz Kumlar için Normalize Edilmiş SPT-N değeri, Kayma Gerilmesi Oranı ile Kalıcı Hacimsel Deformasyon Potansiyeli Arasındaki İlişki (Shamoto ve diğ., 1998b)

Düşey (D_s) yer değiştirme zemin yüzeyinin aşağısında düşünülen derinlik boyunca ϵ_{vr} 'in derinlikle integrasyonu sonucunda elde edilebilir (Shamoto ve diğ., 1998b, 1998d). Burada, z zemin yüzeyinin aşağısındaki düşey derinlik, H göz önüne alınan maksimum düşey derinliktir.

$$D_s = \int_0^H \epsilon_{vr} dz = \int_0^H C_s * (\epsilon_{vr})_{maks} dz \quad (4.58)$$



Şekil 4.37: İDO=%10 ve 20 olan Zeminler için Normalize Edilmiş SPT-N değeri, Kayma Gerilmesi Oranı ile Kalıcı Hacimsel Deformasyon Potansiyeli Arasındaki İlişki (Shamoto ve diğ., 1998b)

$\epsilon_{vr}=0$ olması durumunda D_s maksimum değerlerine ulaşır. Bu durumda $(D_s)_{maks}$ tahmin edilen sismik zemin oturma potansiyelini temsil eder. Gözlenen ile tahmin edilen zemin yüzeyi oturmalarının karşılaştırılmasına bağlı olarak C_s parametreleri derinlikten bağımsız bir sabit olarak kabul edilirse (4.59) denklemi $(D_s)_{maks}$ terimi ile ifade edilebilir :

$$D_s = C_s \times (D_s)_{maks} = C_s \times \int_0^H (\epsilon_{vr})_{maks} dz \quad (4.59)$$

1995 Hyogoken-Nambu depreminde düz bir zeminde gözlenen ve tahmin edilen karşılaştırmalara göre elde edilen doğrunun eğimi olan C_s katsayısına göre (4.59) denklemi aşağıdaki gibi yeniden yazılabilir:

$$D_s = 0.84 \times (D_s)_{maks} \quad (4.60)$$

ve (4.60) formülüne göre D_s belirlenebilir.

Sonuç olarak oturma miktarını belirlemek için hacimsel deformasyon oranı belirlenir (Şekil 4.37, 4.38) ve 4.59 nolu denklem yardımıyla hesaplanır.

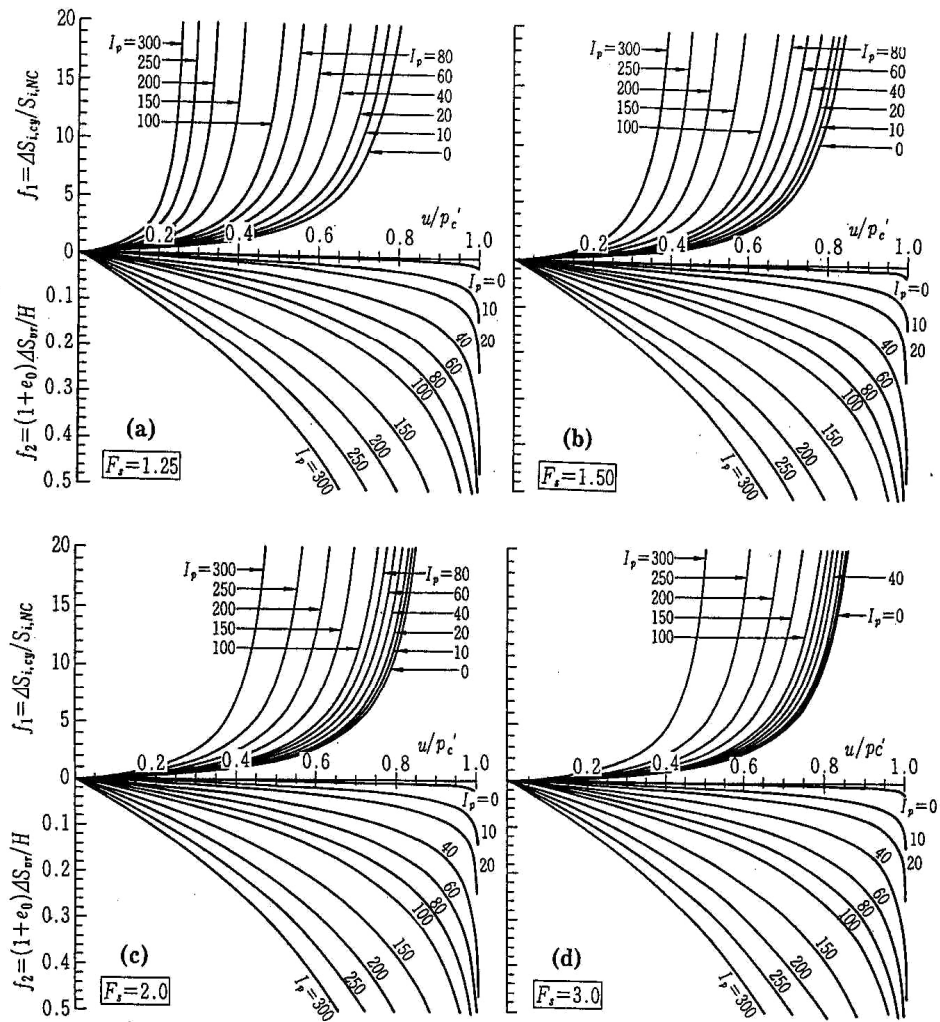
4.7.1.5 Yasuhara ve diğ. (2001)

Yasuhara ve diğ. (2001) ince daneli zeminlerde tekrarlı yüklemenin neden olduğu ani oturma ve dinamik yüklemeden dolayı oluşan aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesinden kaynaklanan oturmayı tahmin etmek için bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntemde dinamik yüklemeden dolayı yumuşak killerin rijitlik ve mukavemetindeki azalmalar kullanılmaktadır.

Zayıf kumlarla karşılaştırıldığında yumuşak ince daneli zeminler, tekrarlı yükler karşısında büyük deprem kuvvetlerine maruz kalmadıkça sıvılaşma oluşmayacağından daha stabil olduğu kabul edilmiştir. Bunun yanında ani oturmalar gözlemlenebilir ve yapılarda farklı oturmalarla sebep olabilirler. Tekrarlı yüklemeler sonucunda ince daneli zeminlerin taşıma gücü ve rijitlik azalımı dinamik üç eksenli ve dinamik basit kesme deneyleri ile incelenmiş ve yöntemde bu davranışlar hesaplamalara katılmıştır.

Önerilen yöntemdeki basitleştirilmiş formüller efektif çevre gerilmesiyle normalize edilmiş depremin neden olduğu aşırı boşluk suyu basıncı (u/p'_c), plastisite indisi (I_p) ve göçmeye karşı güvenlik faktörünün (F_s) bir fonksiyonu olarak verilmiştir. Tekrarlı yükleme sonucu oluşan oturmaları hesaplayan yöntem farklı geoteknik özelliklere sahip yumuşak zeminler için kullanılabilir.

Bu formüller kullanılarak yapılan hesaplamalar sonucunda Yasuhara ve diğ. (2001) Geoteknik mühendisleri tarafından kullanılmak üzere tasarım kartları hazırlamıştır. Bu kartlar f_1 (deprem sonrası ani oturma/deprem öncesi ani oturma) ve f_2 (ΔS_{vr} , e, H'a bağlı) ile efektif çevre gerilmesiyle normalize edilmiş depremin neden olduğu aşırı boşluk suyu basıncı (u/p'_c) arasındaki ilişkilere göre hazırlanmıştır (Şekil 4.38). Burada e boşluk oranı, ΔS_{vr} deprem sonrası boşluk suyu basıncının sönümlenmesiyle oluşan yeniden sıkışmanın meydana getirdiği oturma, H yumuşak tabakanın yüksekliğidir. Bu yöntemin dez avantajlarından biri depremin neden olduğu ani oturmaları fazla tahmin ettiğini bunun nedeninin ise E_{50} değerini kullandığından kaynaklandığını belirtmişlerdir.



Şekil 4.38: Dinamik Yüklemenin Neden Olduğu Aşırı Boşluk Suyu Basıncına Karşı I_p ve F_s 'in Fonksiyonu Olarak Belirlenen Oturma Oranları (Yasuhara ve diğ., 2001)

Depremler sonucunda oluşan oturmalar iki ayrı kategoride incelenmiştir. Zemin üzerinde yapıların bulunduğu durumlar ve yapının bulunmadığı durumlardır. Yapı bulunduğu durumlarda depremlerden hemen sonra gözlemlenen ani oturmalar, $\Delta S_{i,cy}$, ve deprem sonrası boşluk suyu basıncının sönümlenmesiyle oluşan yeniden sıkışma sonucu oluşan oturma, ΔS_{vr} 'dir. Depremler altında üzerinde yapı bulunan bir zeminin toplam oturma miktarı (ΔS_{cy});

$$\Delta S_{cy} = \Delta S_{i,cy} + \Delta S_{vr} = f_1 * S_{i,NC} + f_2 \{H/(1 + e_o)\} \quad (4.57)$$

Burada $S_{i,NC}$ statik yükleme sonucu oluşan oturma, H yumuşak tabakanın kalınlığı, e_o başlangıç boşluk oranıdır.

İkinci olarak üzerinde yapı olmayan durumda ise ani oturmaların gözlenmesi pek beklenmez, bunun yanında deprem sonrası yeniden sıkışmadan kaynaklanan oturmalar önemli olabilmektedir. Çünkü üzerinde yapı olan duruma göre daha fazla boşluk suyu basıncı oluşabilmektedir. Kumlarda sıvılaşma sonrası oluşan yeniden sıkışma oturması dinamik yüklerden dolayı oluşan boşluk suyu basıncının (sıvılaşma sonrası düşey gerilmeye eşittir) ani şekilde sönümlenmesi ile çok çabuk oluşabilmektedir. İnce daneli zeminlerde düşük boşluk suyu basıncı oluşsa bile depremin oluşturduğu aşırı boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi bazen uzun zaman alır.

4.8 Sonuçlar

Büyük depremlerde meydana gelen yıkıcı hasarların bir kısmı zemin sıvılaşması ve yanal yayılmadan kaynaklanmaktadır. Bu nedenle öncelikli olarak sıvılaşma ve yanal yayılma mekanizmalarının iyi anlaşılacak, mühendislik yapıları üzerinde ne tür etkileri olabileceği, başlangıç kayma gerilmesinin zemin mukavemeti üzerine etkileri ve deprem anında ve sonrasında zeminde oluşacak boşluk suyunun hareketi hakkında bilgi sahibi olunması gerekmektedir.

Efektif gerilmenin yaklaşık olarak sıfır olduğu (sıvılaşma) geniş alanlarda zemin yüzeyinde büyük deplasmanlar meydana gelir. Deplasmanın büyüklüğü ve yönü hakim olarak zemin yüzeyinin şev açısı ile kontrol edilir. Ayrıca sıvılaşan tabakanın en alt yüzeyinin eğimi ve sıvılaşan tabaka kalınlığının deplasmanlar üzerinde önemli etkisi vardır (Yoshida, 1989). Bu etkilerle beraber yanal yayılmayı etkileyen bir çok faktör bulunmakta olup bunlar değişik şekilde farklı araştırmacıların çalışmalarında yer almaktadır (Tablo 4.3). Oturmanın belirlenmesinde etkili olan hacimsel deformasyon ve yanal yayılmanın belirlenmesinde kullanılan kayma şekil

değiştirmeleri ise farklı araştırmacılar tarafından farklı yöntemlerle belirlenmeye çalışılmıştır.

Tablo 4.3: Yanal Yayılma Deplasmanlarını Belirlemek İçin Yöntem Geliştiren Yazarlar Ve Kullandıkları Parametreler

Yazar	Kullanılan Parametreler
Jibson (1993)	a = Yatay yüzey ivmesi, a_y = Akma ivmesi (g)
Yegian ve diğ. (1991)	a_y = Akma ivmesi (g) Eşdeğeri üniform taban hareketinin parametreleri: N_{eq} = Çevrim sayısı, T = Periyot, a_p = En büyük ivme
Baziar ve diğ. (1992)	N_{eq} = Çevrim sayısı, a_y = Akma ivmesi (g), a_{maks} = En büyük yatay yüzey ivmesi, v_{maks} = Deprem kaydının hızı, $f(a_y/a_{maks})$ = Sinüzoidal harekete bağlı bir fonksiyon
Towhata ve diğ. (1991,1992)	B = Sağlam tabanın kalınlığı, H = Sağlam tabanın yüksekliği, T = Sıvılaşmamış yüzey zeminin kalınlığı, P = Yüzeysel zeminin kalınlığının da içeren toprak basıncı, γ = Sıvılaşmış zeminin birim hacim ağırlığı, τ_r = Sıvılaşmış zeminin rezidüel kayma mukavemeti ($\tau_r = 0$ kabul edilir), E = Sıvılaşmamış yüzey zeminin elastik modülü
Tokida ve diğ. (1993)	L = Kaymanın uzunluğu (m), H = Sıvılaşan tabakanın ortalama kalınlığı (m), T = Sıvılaşmayan yüzey tabakasının ortalama kalınlığı (m), θ = Zemin yüzeyinin eğimi (%), (her tabaka ara kesiminin eğimine eşit kabul etmişlerdir)
Ishihara ve Yoshimine (1992)	Sıvılaşma sonrası hacimsel şekil değiştirme (ϵ_v), sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü (F_s), relatif sıklık (D_r), birim hacim ağırlık (γ)
Youd ve Perkins (1987)	R = Sismik enerji kaynağına yatay mesafe (km), M_w = Moment manyitüdü
Hamada ve diğ. (1994)	H = Sıvılaşmış zeminin kalınlığı (m), θ = Ya zemin yüzeyinin yada sıvılaşmış zemin tabanının eğiminden hangisi daha büyükse o alınır (%)
Rauch (1997)	D = Ortalama yatay deplasman, R_f = Kırılan faya en kısa yatay mesafe, M_w = Moment Büyüklüğü, A_{maks} = Zemin yüzeyinde en büyük yatay ivme, T_d = Kuvvetli deprem hareketinin ($>0.05g$) süresi (sn), L_{slide} = Şevin en üstünden topuğa doğru kayma alanının uzunluğu, S_{top} = Yanal yayılma yüzeyinin tamamı boyunca ortalama eğim, H_{face} = Serbest yüzeyin yüksekliği. Topuktan zemin yüzeyine doğru düşey olarak ölçülen mesafe, Z_{FSmin} = Minimum güvenlik faktörüne karşılık gelen ortalama mesafe, Z_{liq} = Sıvılaşan tabakanın en üs kısmına ortalama mesafe.
Bartlett ve Youd (2002)	M_w = Deprem moment manyitüdü, R = Kırılan fay veya sismik enerji kaynağına en yakın yatay mesafe (km), $T_{15} = N_{1,60} \leq 15$ olduğu doğgun, kaba daneli zeminlerin kalınlığıdır (m). $F_{15} = T_{15}$ de ortalama ince dane miktarı (%) olarak 0.075 mm den daha küçük çaplılar), $D_{50,15} = T_{15}$ de ortalama D_{50} dane çapı (mm)
Shamoto (1998)	Kalıcı kayma deformasyonu potansiyeli ($(\gamma_r)_{maks}$), ince dane miktarına göre düzeltilmiş SPT-N (N_a), dinamik kayma gerilmesi oranı (τ_{av}/σ'_o) ve İDO
Wu (2002)	Temiz kum eşdeğeri SPT-N değeri ($N_{1,60}$) _{cs} ve şekil değiştirme potansiyel indeksinin (SPI)
Fiziksel Model (Yasuda ve diğ., 1999)	Eşik şekil değiştirme değeri (γ_L), relatif sıklık (D_r) ve sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü (F_L)
Cyclic 1D Yazılımı	Kayma Dalgası hızı (V_s), sürtünme açısı (ϕ), poisson oranı (ν), permeabilite (k) ve zeminin birim hacim ağırlığı (γ)

Sonuç olarak her yöntemin bazı kısıtlamaları bulunmakta olup bunlar dikkate alınarak analizlerde kullanılması daha sağlıklı sonuçlar verecektir.

5. ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

5.1 Giriş

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden Türkiye'nin batı kesimleri kuvvetli şekilde etkilenmiştir. Adapazarı şehri, depremin merkez üssüne yakın olması, kötü inşa edilen yapılar ve yapılaşmaya uygun olmayan temel zeminlerinden dolayı büyük hasar görmüştür. Adapazarı şehri çoğunlukla kırılan Kuzey Anadolu Fayı yakınında derin alüvyon havzaları üzerindedir (Yılmaz ve diğ., 2004a). Bu nedenle 250 000'den fazla insanın yaşadığı Adapazarı şehrinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli ($M_w=7.4$) gibi büyük depremler sırasında sıvılaşma ve zemin yumuşamaları meydana gelmiştir. Bu bölümde Adapazarı merkez mahallelerinde yapılan geoteknik araştırmalar ve çalışmalar kapsamında elde edilen veriler kullanılarak bu bölgenin sıvılaşma potansiyeli incelenmiştir.

5.2 Bölgenin Depremselliği

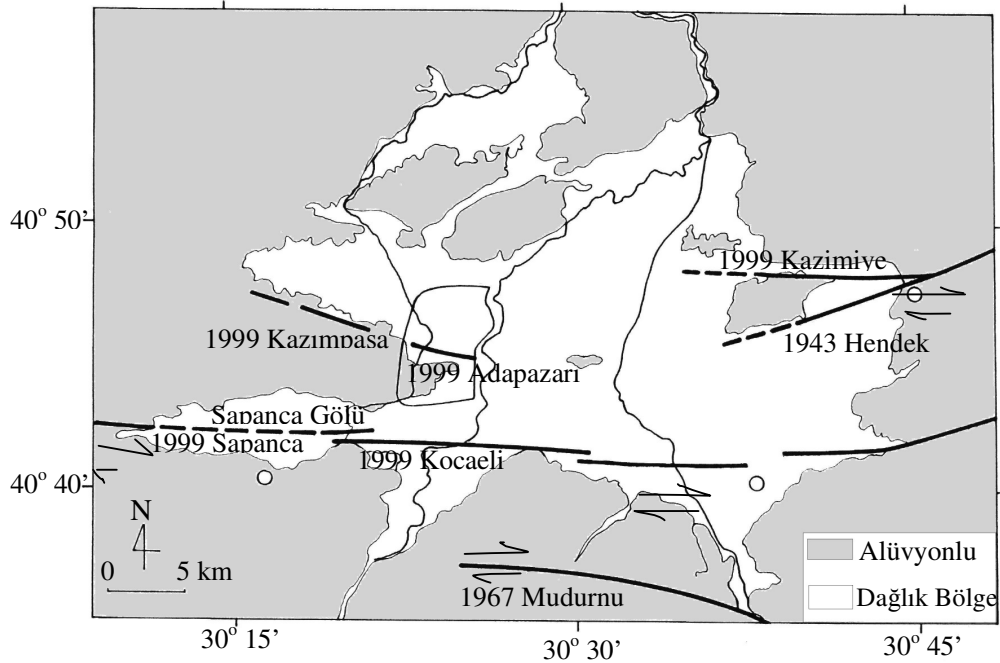
17 Ağustos 1999 tarihinde 03:01:37 yerel zamanında meydana gelen depremin yüzey dalga manyitüdü 7.8 (USGS), cisim dalga manyitüdü 6.3 (USGS), süre manyitüdü 6.7 (Kandilli), moment manyitüdü 7.4 (USGS, Kandilli), episenter koordinatları 40.702N, 29.987E (USGS) ve derinliği 17 km (USGS)'dir. Manyitüdü 7.4 olan ve Türkiye'nin batı kesiminde yer alan Gölcük kasabasına yakın meydana gelen deprem, Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı üzerinde oluşmuştur. Sapanca gölü ile İzmit körfezi arasındaki KAF hattının sağa yanal deplasman ötelenmesini 2.60 m olarak belirlemişlerdir (<http://koeri.boun.edu.tr>).

Adapazarı, Türkiye'nin kuzeyinde doğudan-batıya uzanan Kuzey Anadolu Fayı'ndan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumdadır. Kent, kalınca bir alüvyon dolgu yani zayıf bir zeminde yer alması nedeniyle çeşitli tarihlerde meydana gelmiş olan şiddetli depremlerden büyük hasar görmüştür. Jeoloji ve yerel zemin şartlarından dolayı,

deprem esnasında sıvılaşma potansiyeli açısından ve taşıma gücü kaybından dolayı kaygı uyandırmaktadır (Erken, 2001).

Bu bölgede 1926 yılında meydana gelen Hendek depremi, 1943'te meydana gelen Adapazarı-Hendek depremi (Mercalli şiddetine göre X), 1967 yılında (manyitüdü 6.8) Sakarya depremi ve 1957 yılında Mudurnu depremi, 12 Kasım 1999 yılında Düzce depremi (manyitüdü 7.2) sırasında kırılan faylar ile bu depremler sırasında uzunluğu 150 m'den fazla olan kırıklar Şekil 5.1'de gösterilmiştir.

Adapazarı şehrinin güney batısında yer alan Sakarya istasyonunda 17 Ağustos 1999 İzmit depreminin ana kaydı alınmış olup gözlenen yüzey kırılmasının sadece 3.3 km kuzeyindedir. Arızalardan dolayı yatay ivme ölçer sadece faya hemen hemen paralel olan doğu-batı yönünde kayıt yapabilmıştır. Bu kayıta en büyük zemin ivmesi 0.415g, en büyük hız 81 cm/sn ve statik ötelenme 214 cm'dir (Anderson ve diğ., 2000; Bray ve diğ., 2001).

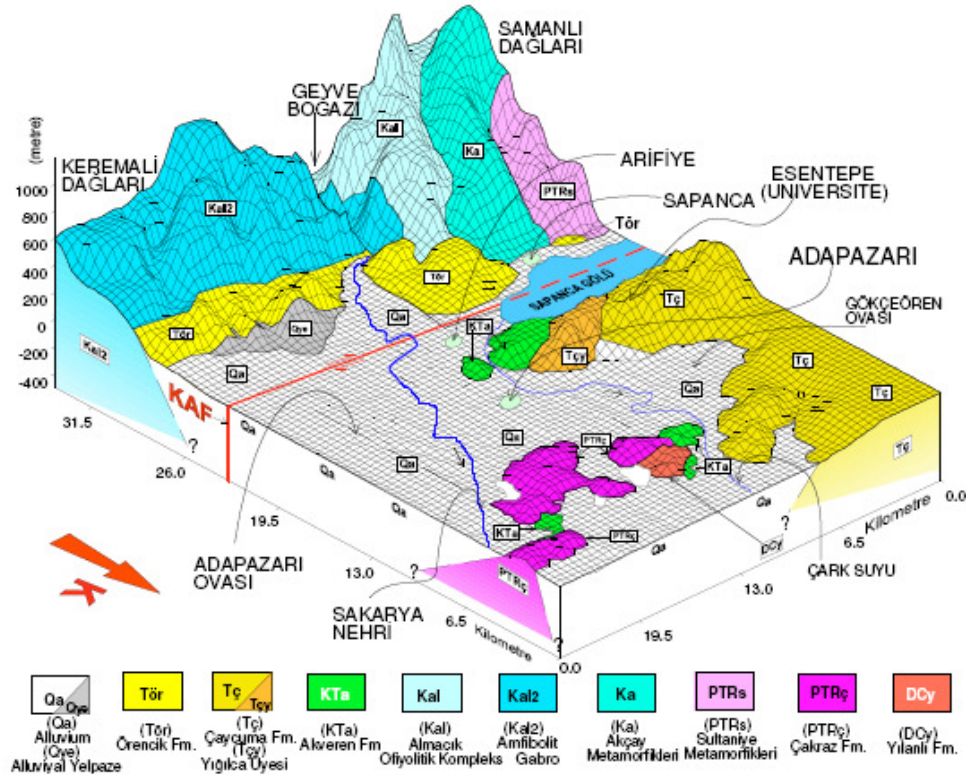


Şekil 5.1: Deprem Bölgesinde Kırılan Fay Hatları

5.3 Bölgenin Jeolojisi

Önalp ve Bol (1998) tarafından yapılan çalışmaya göre Adapazarı şehri, uzun doğrultuda Sapanca Gölü-Hendek güneybatısı arasında 32 km, kısa doğrultuda kuzeyde Mağara Boğazı-güneyde Akyazı batısı arasında 27 km kadar uzanan

yaklaşık bir paralelkenar biçimindeki Adapazarı Ovası'nın batısında yer almaktadır. Şehir genç alüvyonlu dolgu üzerinde ve yerleşimin daha çok kuzey-güney doğrultusunda olduğu tipik bir ova kentidir (Şekil 5.2). Adapazarı şehrinin kurulmuş olduğu arazi genelde düz bir görünüme sahip olup şehir merkezinin deniz seviyesine göre yüksekliği 31 m civarındadır. Bu yükseklik kuzeydoğu yönünde ‰0.5, kuzeybatı yönünde ‰2' lik bir eğimle azalma gösterir. Kentleşme sınırlarındaki bu düzlüğü batıda Serdivan ve güneybatıda Erenler mevkiileri kısmen bozmaktadır.



Şekil 5.2: Adapazarı'nın Jeomorfolojisi ve Jeolojisi (Önalp ve Bol, 1998; Bol, 2003)

Adapazarı ve çevresinin büyük bir kısmını Sakarya ve Mudurnu nehirlerinin getirdiği çakıllı ve siltli kumlar içeren Kuvaterner alüvyon birikintileri oluşturur. Genellikle çakıl-kum-silt serileri devamlı bir şekilde görülür. Bu birikintiler merceksi veya bant şeklinde düşük plastisiteli kil ve silt serileri içerirler. Kil, kum, çakıl ve silt bazen tek başlarına belli seviyelerde bazen de bunların değişik kombinasyonları şeklinde aralanmalı olarak görülmektedir (Önalp, 2000).

Yer altı su seviyesi genellikle zemin yüzeyinden 1-2 m aşağıda bulunmakta olup mevsimsel değişimler göstermektedir.

Adapazarı şehrinin büyük bölümü 3-6 katlı betonarme yapı ile 1-2 katlı briket tarzı yığma yapılardan oluşmaktadır. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi sırasında bu yapıların büyük bir bölümünde oturma, yana yatma, çökmeler meydana gelmiştir.

Merkez mahallelerinde ağır hasarlı yapıların %22'yi aştığı yerlerde alüvyon zemin kalınlığı 1000 m'lere yaklaşmaktadır (Komazawa ve diğ., 2002). Yılmaz ve diğ. (2004) Adapazarı'nda oturma ve yana yatma şeklinde yapı hasarları meydana geldiğini ifade etmişlerdir.

17 Ağustos depremi için zemin davranış çalışmalarının sonuçlarına dayalı olarak 1g veya yukarısında spektral ivmeler (%5 sönümlü) şehirdeki derin alüvyon zeminlerdeki 4-6 katlı yapıların doğal periyot aralığına karşılık geldiğini belirtmiştir (Bakır ve diğ., 2002).

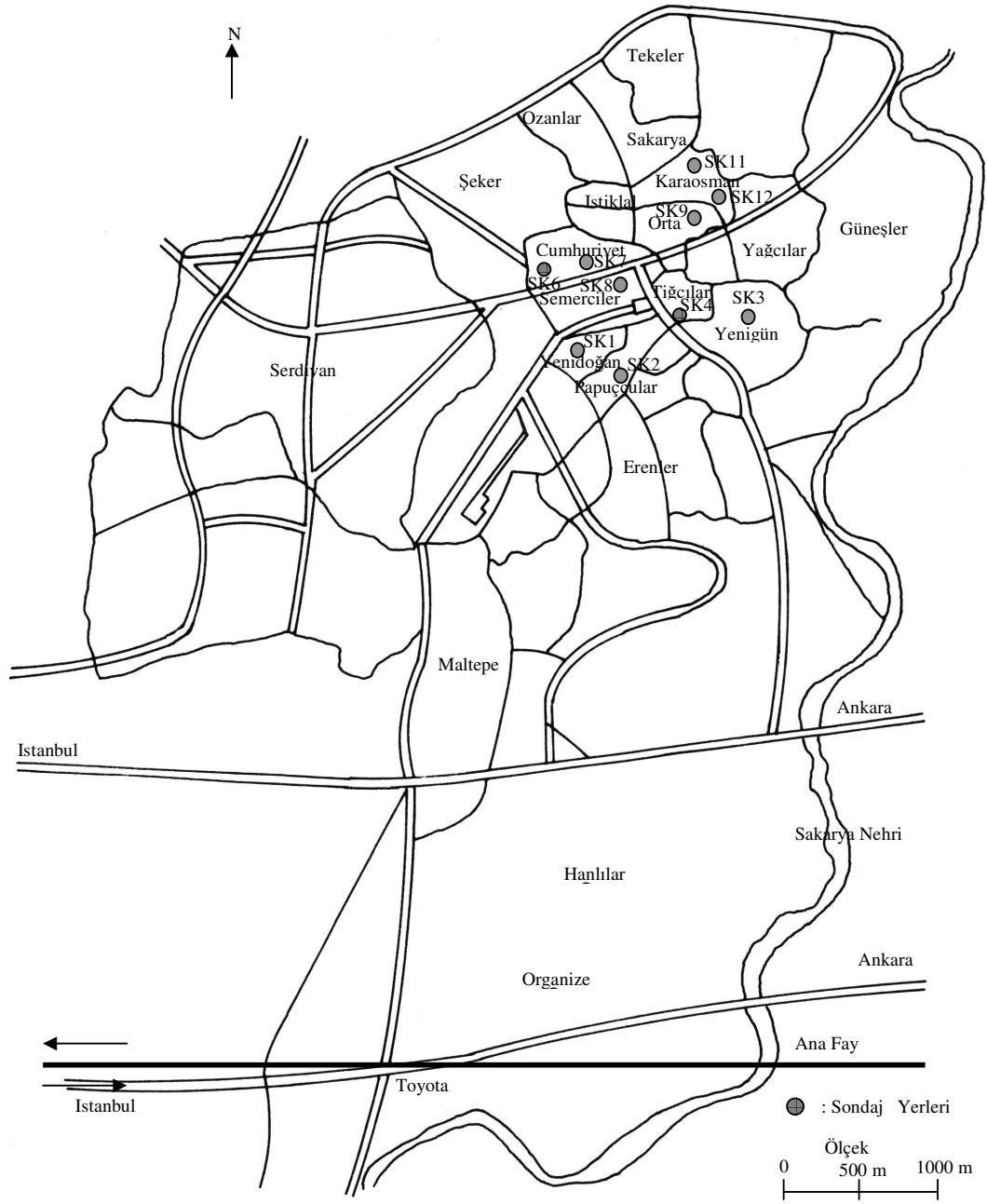
Sancio (2003b) tarafından yapılan çalışmada 4 m derinlikten alınan bir karbon numunesi üzerinde yapılan deneylere göre zeminin 1000 yaşında olduğunu tespit etmiştir. Bu sonuca göre yüzey zeminlerinin ise sadece birkaç yüz yıl veya daha az yaşında olduğunu belirtmiştir.

5.4 Çalışma Alanının İncelenmesi

Bu çalışma kapsamında Adapazarı merkezinde on ayrı noktada sondaj çalışmaları (Şekil 5.3) yapılmış olup ait oldukları mahalleler Tablo 5.1'de verilmiştir.

Tablo 5.1: Sondajların Ait Oldukları Mahalleler

Sondaj No	Mahalle	Koordinat		Açıklama
		N	E	
SK1	Yenidoğan	40° 46.33	30° 23.55	PTT yanı
SK2	Papuçcular	40° 46.24	30° 24.07	Dönen binanın yanı (sıvılaşma yok)
SK3	Yenigün	40° 46.38	30° 24.22	Taşıma gücü kaybı
SK4	Tıgçılar	40° 46.00	30° 24.00	Dönen bina (Sıvılaşma var)
SK6	Cumhuriyet	40° 46.00	30° 23.70	Atatürk Okulu karşısı (sıvılaşma var)
SK7	Cumhuriyet	40° 46.00	30° 23.70	Atatürk Okulu karşısı (sıvılaşma var)
SK8	Semerciler	40° 46.00	30° 23.00	-
SK9	Orta	40° 46.69	30° 24.25	-
SK11	Karaosman	40° 47.00	30° 23.00	-
SK12	Karaosman	40° 47.00	30° 23.00	-



Şekil 5.3: Bu Çalışmada Kullanılan Sondajlara Ait Yerleşim Planı

5.5 Arazi Çalışmaları

Zemin tabakalaşması ve zemin tabakalarının özelliklerini belirlemek için detaylı geoteknik araştırma yapılmıştır. Bu kapsamda arazide yapılan sondaj çalışmaları sırasında iki deney yöntemi kullanılmıştır. İlk olarak zeminlerin taşıma gücünü belirlemek için yapılan SPT deneyleridir. Bu deney yardımıyla istenilen derinliklerde taşıma gücü belirlenebilmekte ayrıca shellby tüpleri veya kavanoz numuneleri yardımıyla o noktadaki zemin özellikleri belirlenebilmektedir. İkinci olarak iki ayrı noktada Doç. Dr. Recep İyisan tarafından yürütülen PS-logging deneyidir. Bu deney sistemi yardımıyla ise kayma dalgası hızının derinlikle değişimi belirlenebilmektedir.

5.6 Laboratuvar Çalışmaları

Bu çalışma kapsamında arazide yapılan sondaj alışmaları sırasında alınan örselenmemiş (shellby tüpleri) ve örselenmiş (kavanoz numuneleri) üzerinde laboratuvar da deneyler yapılmıştır. Örselenmiş kavanoz numuneleri üzerinde endeks deneyleri (granülometri, likit limit, plastik limit, dane birim hacim ağırlık) yapılmıştır. Örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde ise endeks deneyleri, ödometre deneyleri, dinamik deneyler, ayrıca dinamik ve sonrasında statik deneyler yapılmıştır.

5.7 Sıvılaşma Analizi İçin Gerekli Parametrelerin Belirlenmesi

Kaba ve ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için bir çok yöntem mevcut olup bu yöntemler 3. bölümde incelenmiştir. Ancak bu çalışma kapsamında kaba daneli zeminler için Seed ve Idriss (1971)'in basitleştirilmiş yönteminin modifiye edilmiş hali (Youd ve diğ., 2001) kullanılmıştır. İnce daneli zeminler için ise Seed ve Idriss (1982) tarafından önerilen modifiye edilmiş Çin kriteri, Andrews ve Martin (2000), Seed ve diğ. (2003) ile Bray ve diğ. (2004a) yöntemleri kullanılarak sıvılaşma potansiyeli araştırılmıştır.

5.7.1 Zeminlerin Endeks Özelliklerinin Belirlenmesi

Adapazarı şehrinin farklı noktalarından alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar da yapılan deneyler sonucu elde edilen zemin endeks özellikleri Tablo 5.2-11'de verilmiştir.

Tablo 5.2: SK1 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK1	1.45		0	-	40.0	29	20	9	CL
	SK1	2.45		0	68.7	33.0				ML-SP
	SK1	3.95		0	-	45.8	61	40	21	MH
T5-1	SK1	5.50	5	0	98.9	38.1	66	26	40	CH
T5-2	SK1	5.50	5	0	98.4	32.4	40	24	16	CL
T5-3	SK1	5.50	5	0	97.5	40.6	71	31	40	CH
	SK1	6.95		0	-	36.0	34	NP	NP	-
	SK1	8.45		0	-	35.0	39	17	22	CL
T11-1	SK1	10.00	7	0	100.0	38.9	70	26	44	CH
T11-2	SK1	10.00	7	0	100.0	43.0	56	27	30	CH
	SK1	10.95		0	8.5					SP
	SK1	12.45		0	-	42.6	33	NP	NP	-
	SK1	15.45		0	-	41.6	28	NP	NP	-
	SK1	18.45		0	-	41.8	59	50	9	MH
	SK1	19.95		0	-	40.0	60	40	20	MH
	SK1	21.45		0	-	35.0	48	17	31	CL
	SK1	24.45		0	-	33.0	50	25	25	CL
	SK1	25.95		0	-	42.0	50	29	21	CL
	SK1	28.95		0	-	44.0	51	20	31	CH
	SK1	30.60		0	-	36.0	41	40	1	ML

Tablo 5.3: SK2 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK2	1.45			-	30				
	SK2	2.45			-	44	34	9	25	CL
	SK2	3.45			-	33	32	6	26	CL
T4-1	SK2	5.00	44	0.1	0.9			NP	NP	SP
	SK2	5.95			5.0					SM
T6-1	SK2	7.70	14	0.1	89.1	25	31	NP	NP	ML
T6-2	SK2	7.70	14	0.1	96.5	31	37	21	16	CL
T6-3	SK2	7.70	14	0.1	94.7	50	68	29	39	CH
T6-4	SK2	7.70	14	0.1	99.4	33	45	25	20	CL
	SK2	8.15			-	34	32	NP	NP	
	SK2	9.45			-	33	32	31	1	ML-OL
	SK2	12.45			35.0					SM
	SK2	13.95			22.0					SM
	SK2	16.95			-	37	33	18	15	CL
	SK2	18.45			-	36	45	30	15	ML
	SK2	20.45			-	40	60	27	33	CH

Tablo 5.4: SK3 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK3	1.95			41.5	38				SM
S3-4	SK3	3.50	5	1.0	92.0	46	62	41	21	MH
S3-5	SK3	3.50	5	1.0	94.0	50	55	40	15	MH
S3-6	SK3	3.50	5	1.0	94.0	46	59	39	20	MH
	SK3	4.95			-	37	30	NP	NP	
	SK3	6.45			-	41	38	NP	NP	
	SK3	9.45			12.0					SM
	SK3	10.95			-	39	58	27	31	CH
S3-1	SK3	11.00	23	1.0	53.0	37			NP	ML
S3-2	SK3	11.00	23	1.0	46.0	29			NP	SM
S3-3	SK3	11.00	23	1.0	39.0	32			NP	SM
	SK3	12.00			7.1					SM
	SK3	13.95			-	45	75	35	40	MH
	SK3	15.45			-	43	59	28	31	CH
	SK3	18.45			-	40	59	27	32	CH
	SK3	20.05			-	38	48	NP	NP	

Tablo 5.5: SK4 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK4	1.45			52.0					ML
	SK4	3.45			70.0					CL
S4-1	SK4	3.50	12	0.2	55.5	22				ML
	SK4	4.95			82.0	28	27	NP	NP	
T3-1	SK4	6.50	15	0.2	97.5/9.2	22	40	16	24	CL/SP-SC
	SK4	7.95			14.0					SM
	SK4	9.45			75.0	33	36	26	10	ML
	SK4	12.45			53.3					ML
	SK4	13.95			70.0	29	60	33	27	MH
	SK4	16.95			90.0	45	67	27	40	CH
	SK4	18.45			75.0	43	57	31	26	MH
	SK4	21.45			75.0	37	69	34	35	MH
	SK4	22.95			95.0	47	68	26	42	CH
	SK4	25.95			40.0					SM
	SK4	27.95			75.0	42	47	28	19	ML
	SK4	29.95			68.0	41	38	29	9	ML

Tablo 5.6: SK6 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK6	1.95			70.0	40	45	25	20	CL
S6-1	SK6	3.50	7	0	97.3	45	50	27	23	CH
S6-2	SK6	3.50	7	0	98.8	42	59	22	37	MH
	SK6	4.95			74.0	31		NP	NP	ML
	SK6	6.45			82.0	44	65	33	32	MH
T7-1	SK6	7.95	9	0	99.4	38	43	24	19	CL
T7-2	SK6	7.95	9	0	86.3	27	26	NP	NP	ML

Tablo 5.6: (Devamı) SK6 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK6	9.45			12.0					SP-SM
	SK6	10.50			6.0					SW-SP
	SK6	12.45			7.0					SW-SP
	SK6	13.00			7.0					SW-SP
	SK6	14.15			-	39	85	41	44	MH
	SK6	17.45			-	40	30	NP	NP	
	SK6	20.15			-	37	60	36	24	MH

Tablo 5.7: SK7 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK7	1.90			-	44	52	35	17	MH
S7-1	SK7	3.50	4	1.0	98.1	41	74	41	33	MH
S7-2	SK7	3.50	4	1.0	97.0	44	79	43	36	MH
S7-3	SK7	3.50	4	1.0	99.3	43	66	35	31	MH
	SK7	4.95			13.2					SP
	SK7	6.45			4.8					SP
	SK7	7.95			0.8					SP
	SK7	9.00			0.3					
	SK7	10.95			23.1					
	SK7	12.00			4.2					
	SK7	13.95			3.1					SP-SM
	SK7	15.45			-	36	58	38	20	MH
	SK7	18.45			-	38	44	16	28	CL
	SK7	20.05			-	36	46	25	21	CL

Tablo 5.8: SK8 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK8	1.95			-	45	41	40	1	ML
S8-1	SK8	3.50	5	1.5	86.6	37			NP	ML
S8-2	SK8	3.50	5	1.5	89.5	41			NP	ML
S8-3	SK8	3.50	5	1.5	97.3	44			NP	ML
	SK8	4.95			-	61	65	33	32	MH
	SK8	6.45			-	40	53	27	26	MH
T9-1	SK8	8.00	7	1.5	97.5	48	68	28	40	CH
T9-2	SK8	8.00	7	1.5	74.1	22	29	22	7	CL-ML
T9-3	SK8	8.00	7	1.5	99.4	44	50	21	29	CL
	SK8	9.45			-	47	38	NP	NP	
	SK8	10.95			7.9					SP-SM
	SK8	12.45			13.4					SP-SM
	SK8	13.50			1.83					SP
	SK8	15.45			-	40	53	25	28	CH
	SK8	16.95			-	34	34	25	9	ML
	SK8	20.50			-	32	35	NP	NP	

Tablo 5.9: SK9 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS (m)	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK9	1.95			-	37				
	SK9	4.95			-	38	38	4	34	CL
	SK9	6.45			41.8					SP
	SK9	7.95			-	42	60	34	26	MH
T10-1	SK9	10.00	1	0	99.7	30	48	25	23	CL
	SK9	10.95			-	35	45	20	25	CL
	SK9	12.45			-	30				
	SK9	15.45			-	41	47	37	10	ML
	SK9	16.95			-	43	62	30	32	CH-MH
	SK9	20.15			-	43	64	39	25	MH

Tablo 5.10: SK11 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK11	1.95	8	2	80.0	35	35	23	12	CL
	SK11	2.50	9	2	95.0	26	37	24	13	
	SK11	3.45	11	2	85.0	39	39	23	16	CL
T12-1	SK11	4.50	11	2	95.0	33	38	22	16	CL
	SK11	4.95	12	2	90.0	29	27	21	6	CL-ML
	SK11	6.45	22	2	15.0	21				SC
	SK11	7.95	47	2	12.0	20				SP-SC
	SK11	9.45	62	2	12.0	20				SW-SC
	SK11	12.45	65	2	16.0	23				SC
	SK11	14.95	16	2	97.0	45	55	26	29	CH
	SK11	17.45	16	2	94.0	42				CH
	SK11	19.95	18	2	96.0	41	59	27	32	CH

Tablo 5.11: SK12 Sondajına Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N ₃₀	YASS	İDO (%)	w _n (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _p %	Zemin Cinsi
	SK12	1.95	7	2.1	83.0	35	43	26	17	CL
	SK12	2.50	7	2.1	90.0		45	25	20	CL
	SK12	3.45	7	2.1	86.0	35	35	22	13	CL
T12-2	SK12	4.50	12	2.1	98.0	33	38	23	15	CL
	SK12	4.95	17	2.1	47.0	33				SC
	SK12	6.45	28	2.1	8.0	25				SP-SC
	SK12	7.95	36	2.1	17.0	59				SC
	SK12	9.45	48	2.1	10.0	23				SW-SC
	SK12	12.45	66	2.1	3.0	23				SP
	SK12	14.95	14	2.1	95.0	40	56	25	31	CH
	SK12	17.45	15	2.1	95.0	41				CH
	SK12	19.95	19	2.1	97.0	42				CH

5.7.2 Kayma Dalgası Hızlarının Belirlenmesi

Kayma Dalgası hızı (V_s) zeminin elastisite modülü (E), poisson oranı (ν) ve zeminin birim hacim ağırlığına (γ) bağlı olarak aşağıdaki denklem kullanılarak belirlenebilir (Jardaneh, 2004).

$$V_s = \sqrt{\frac{9.81 * E}{2 * \gamma * (1 + \nu)}} \quad (5.1)$$

Geoteknik Mühendisliği'nde kayma dalgası hızı kuyu içinde uygulanan aşağı kuyu yöntemi, karşıt kuyu yöntemi, PS logging ile yüzey dalgalarının spektral analiz (SASW) yöntemleriyle ölçülebilir (Lai ve diğ., 2002; Bessason, 1998). Bu çalışma kapsamında sadece iki ayrı noktada (SK-1 ve SK-4) yapılmış olan PS-logging deneyi ile belirlenmiş olan kayma dalgası hızları kullanılmıştır. Ancak, direkt olarak ölçülemeyen kayma dalgası hızları ise sondaj çalışmaları sırasında yapılan Standart Penetrasyon Deneyinden (SPT) elde edilen N_{30} değerleri bütün zeminler için geçerli olan aşağıdaki ampirik formüller kullanılarak derinlik boyunca hesaplanmıştır (İyisan, 1996; Seed ve Idriss, 1982; Ohsaki ve Iwasaki, 1973; Imai ve Yoshimimura, 1975; Ohta ve Goto, 1978; Kiku ve diğ., 2001). Kiku ve diğ. (2001) tarafından geliştirilen formül Adapazarı zeminlerine ait verilere dayanmaktadır. Bağıntılarda V_s m/sn birimindedir.

$$\text{İyisan (1996)} \quad V_s = 51.5 * N^{0.516} \quad (5.2)$$

$$\text{Seed ve Idriss (1982)} \quad V_s = 56.4 * N^{0.50} \quad (5.3)$$

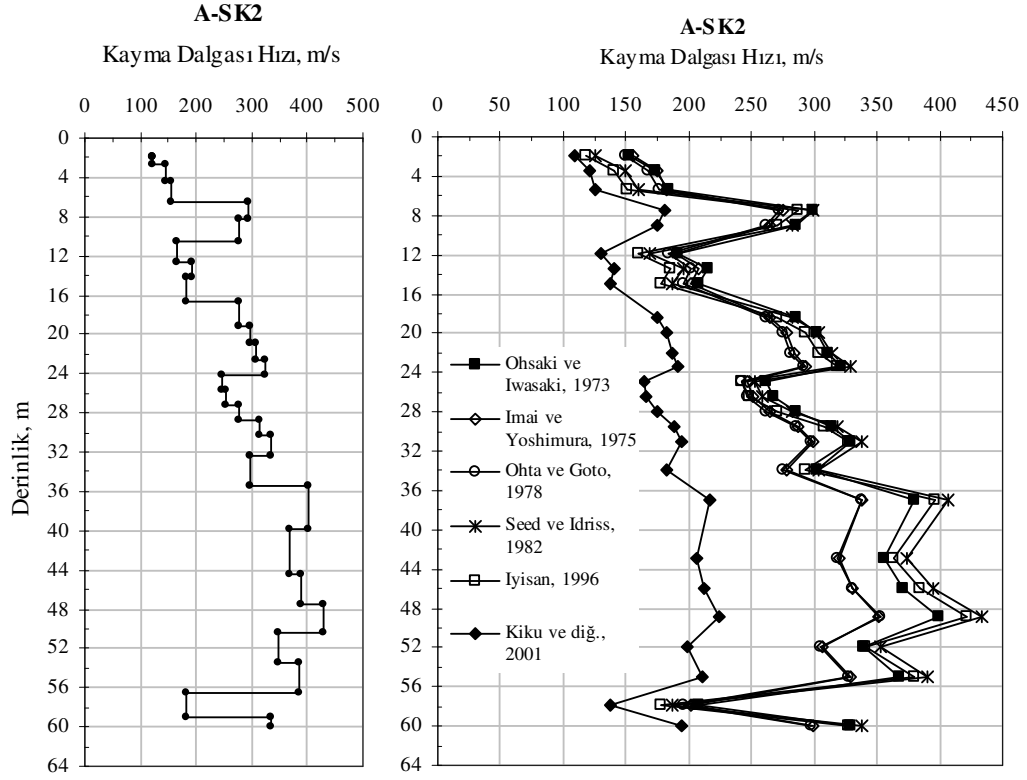
$$\text{Ohsaki ve Iwasaki (1973)} \quad V_s = 81.4 * N^{0.390} \quad (5.4)$$

$$\text{Imai ve Yoshimura (1975)} \quad V_s = 92 * N^{0.329} \quad (5.5)$$

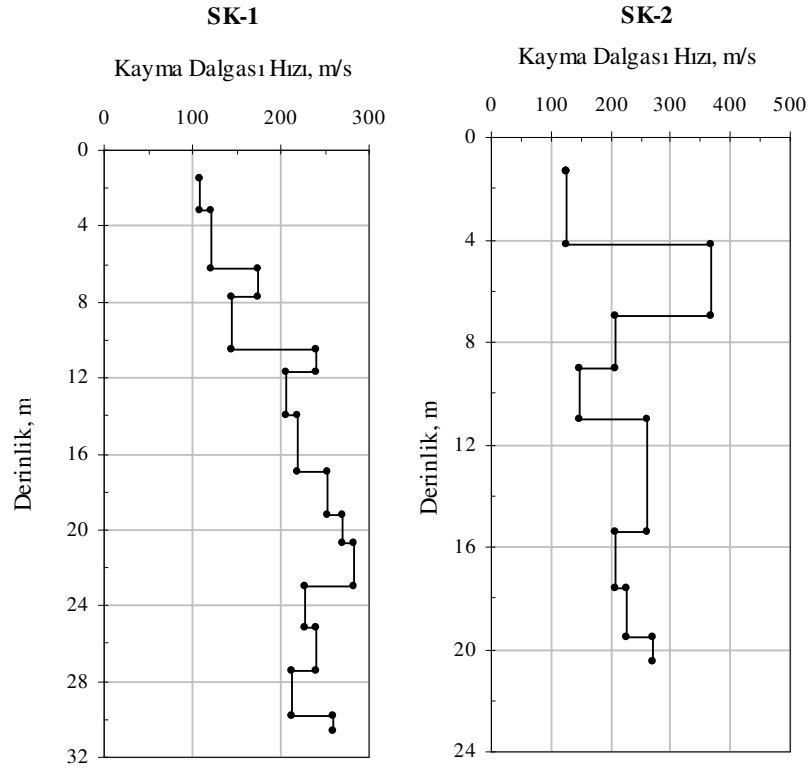
$$\text{Ohta ve Goto (1978)} \quad V_s = 85.3 * N^{0.348} \quad (5.6)$$

$$\text{Kiku ve diğ. (2001)} \quad V_s = 68.3 * N^{0.292} \quad (5.7)$$

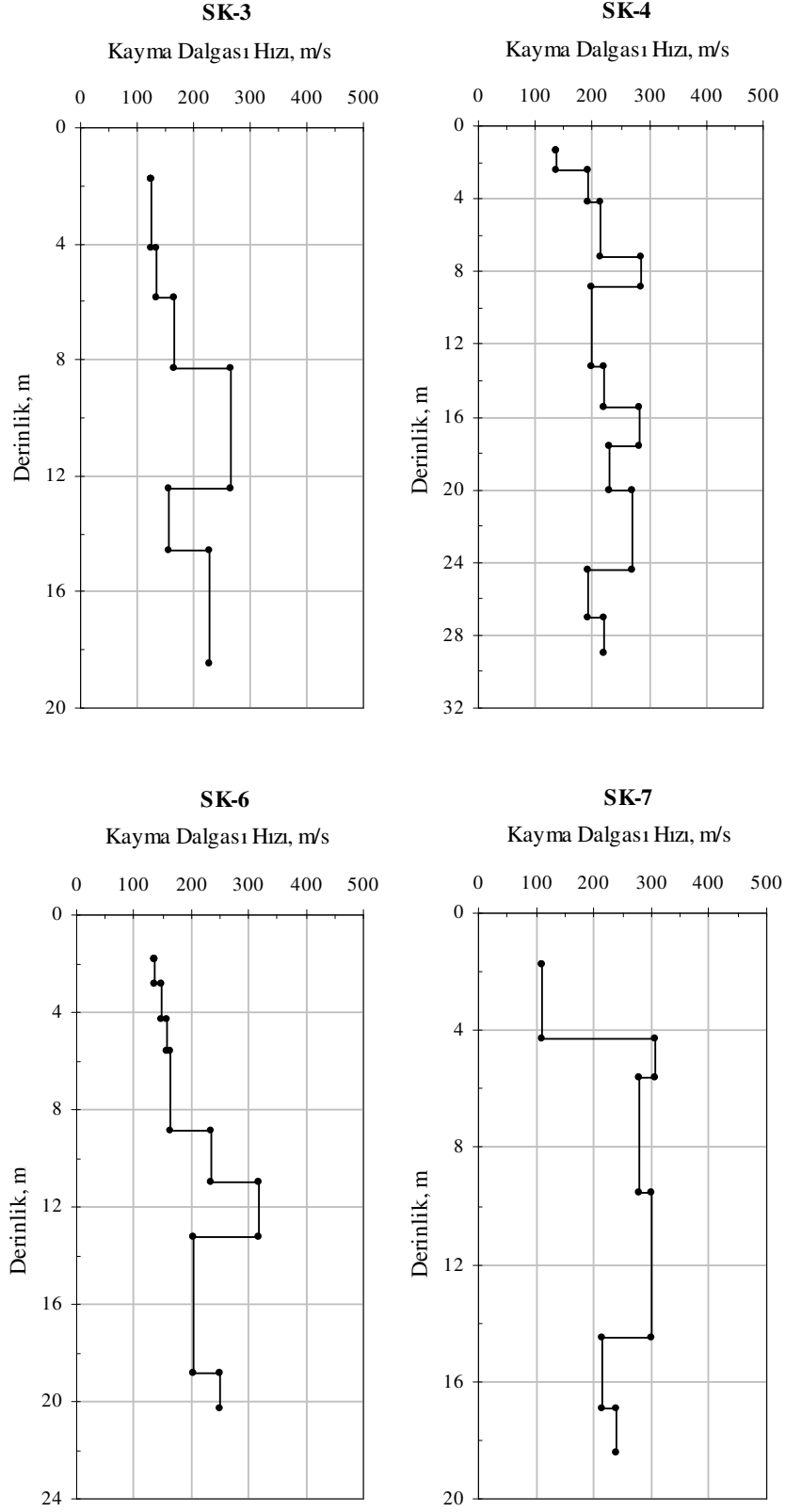
Bu çalışma kapsamında ilk olarak Şekil 5.4'te A-SK2 ile gösterilen Adapazarı Belediyesi tarafından yaptırılmış olan 60 m derinliğindeki sondaja yukarıdaki kayma dalgası hızı tahmin formüllerinin tamamı uygulanmıştır. Ancak grafik incelendiğinde İyisan (1996) ile Seed ve Idriss (1982) tarafından önerilen formüllerin daha gerçekçi ve uyumlu olduğu görüldüğünden diğer sondajlar için sadece bu iki yöntem uygulanmıştır. Bu yöntemlere göre elde edilen kayma dalgası hızlarının derinlikle değişimi 5.5-6-7'de verilmiştir.



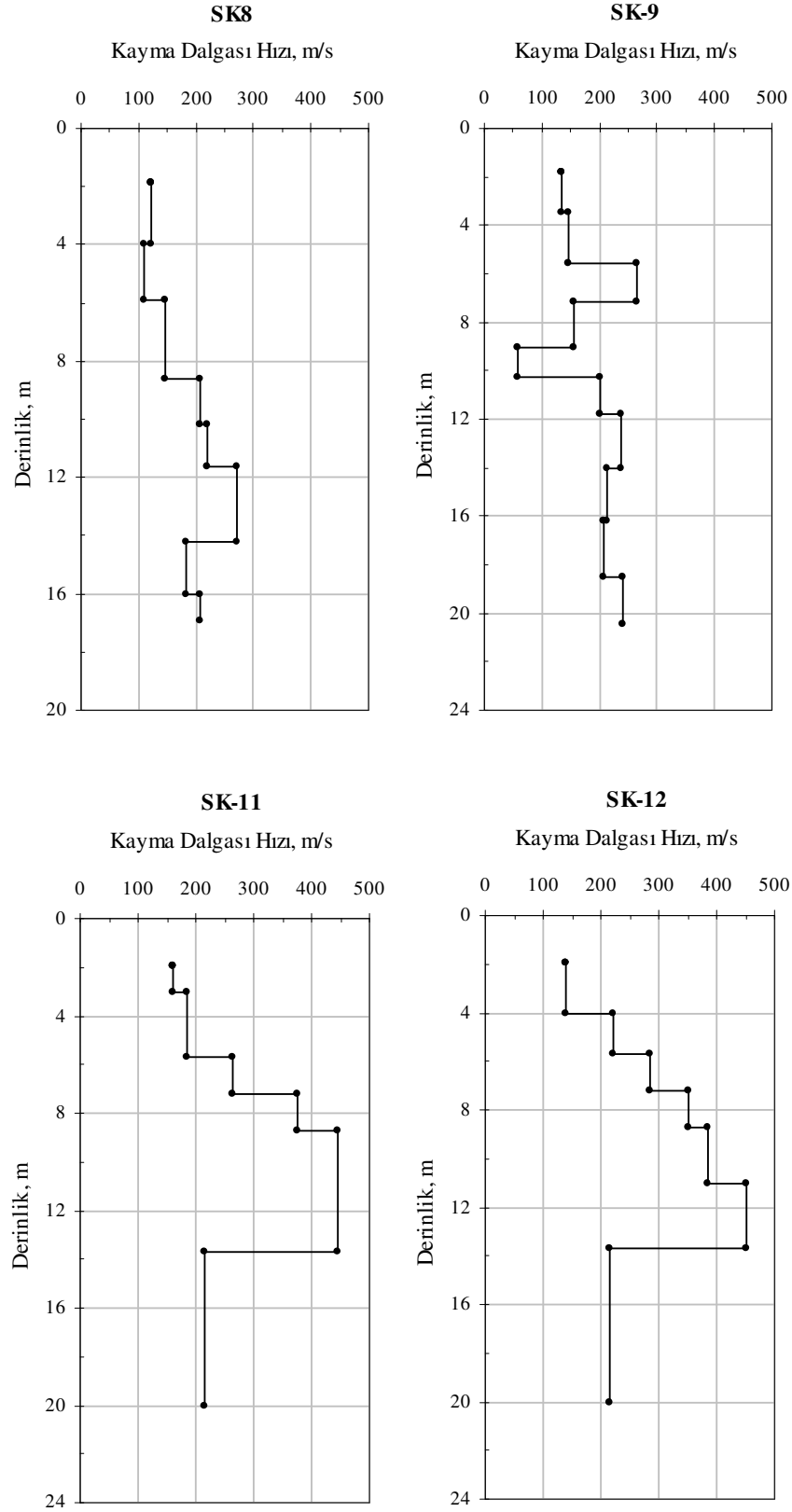
Şekil 5.4: A-SK2 Sondajına Ait Kayma Dalgası Hızının Derinlikle Değişimi



Şekil 5.5: SK1, SK2 Sondajlarına Ait V_s 'in Derinlikle Değişimi



Şekil 5.6: SK3, SK4, SK6 ve SK7 Sondajlarına Ait V_s 'in Derinlikle Değişimi



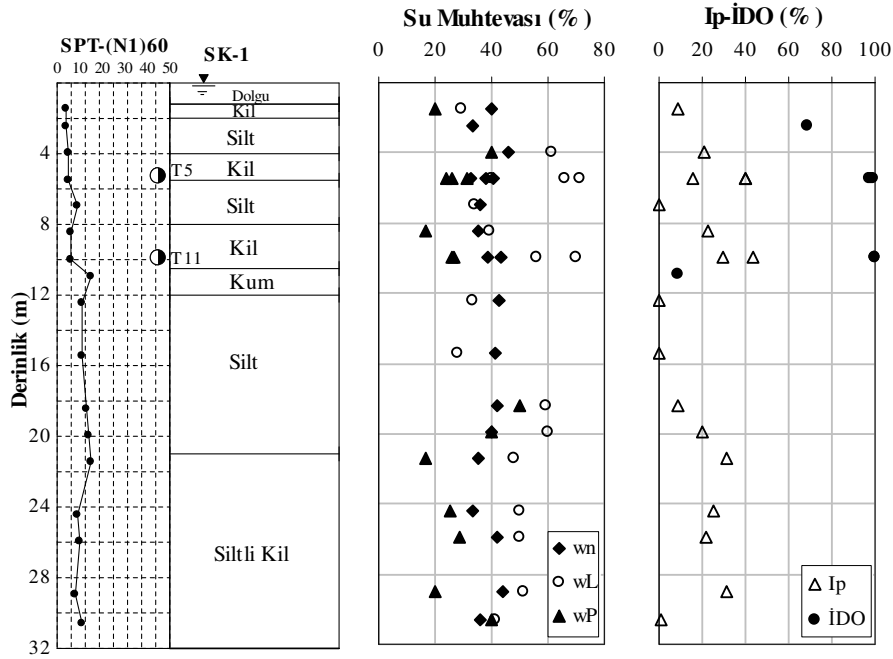
Şekil 5.7: SK8, SK9, SK11 ve SK12 Sondajlarına Ait V_s 'in Derinlikle Değişimi

Genel olarak ilk 10 m derinlikte kayma dalgası hızı $V_s=100-200$ m/sn aralığında değişirken 10-30 m derinliğinde $V_s=200-300$ m/sn aralığında değişmektedir.

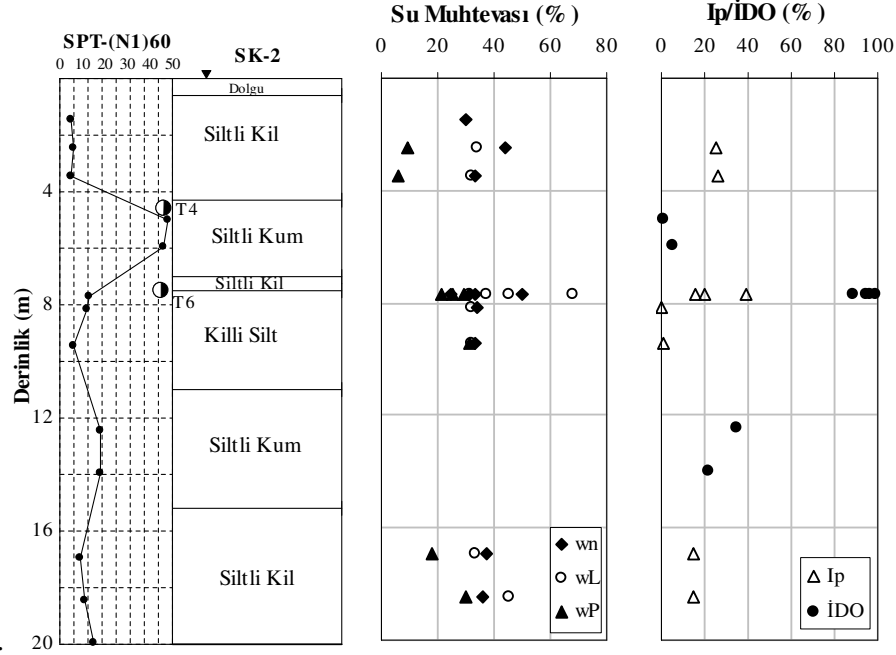
5.7.3 Zemin Profillerinin Belirlenmesi

Adapazarı merkezinde dokuz ayrı noktada yapılan sondaj çalışmaları sırasında alınan örselenmemiş ve örselenmiş zemin numuneleri üzerinde yapılan arazi ve laboratuvar çalışmaları sonucunda elde edilen veriler dikkate alınarak her bir sondaja ait zemin profilleri oluşturulmuştur.

SK1 sondajında 12m derinliğe kadar silt ve kil araldanması sonrasında sırasıyla herbiri 10'ar metre kalınlığında olan silt ve siltli kil tabakası yer almaktadır (Şekil 5.8). SK2 sondajında yaklaşık olarak 4'er metre kalınlıklarında sırasıyla siltli kil, siltli kum, killi silt ve siltli kum 16m derinliğe kadar devam etmektedir. Bu tabakaları siltli kil tabakası takip etmektedir. Ayrıca 7.0-7.5 m derinlikleri arasında siltli kil bandı yer almaktadır (Şekil 5.9).

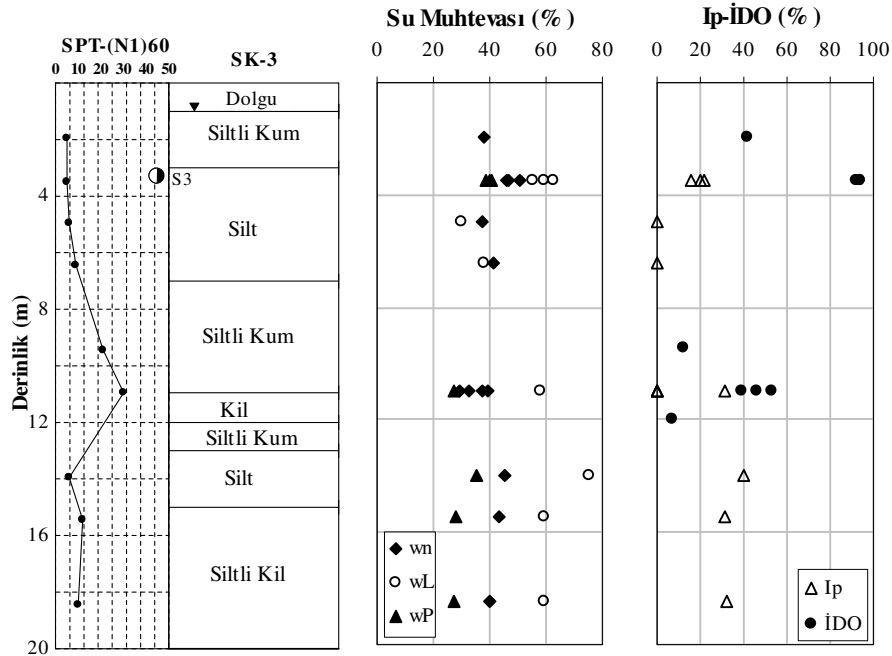


Şekil 5.8: Yenidoğan Mahallesi'nde (PTT Yanı) Yapılan SK1 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri



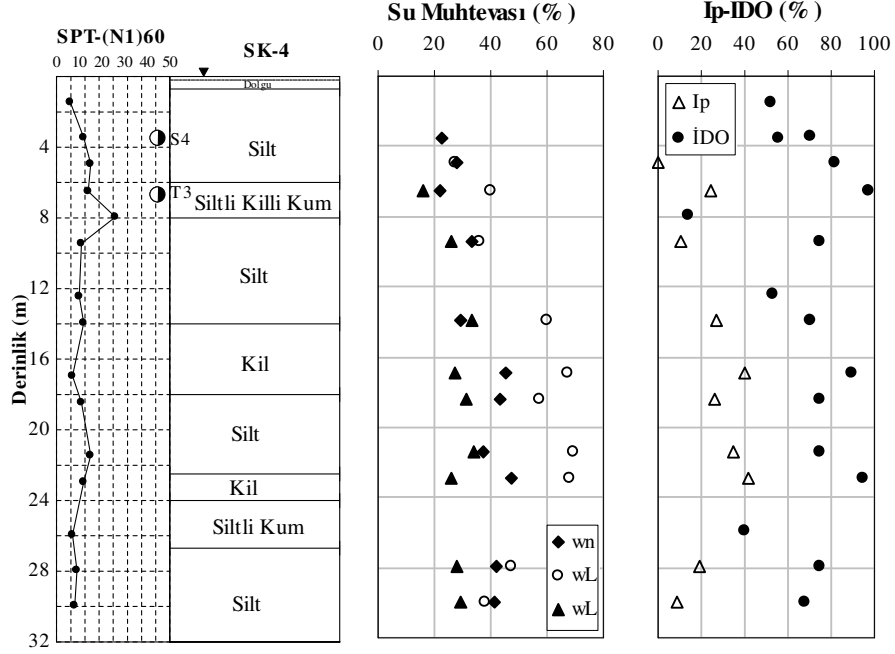
Şekil 5.9: Papuçcular Mahallesi'nde Yapılan SK2 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

SK3 sondajında 15m derinliğe kadar siltli kum ile silt değişimli olarak bulunmaktadır. 15 m'den sonra siltli kil tabakası devam etmektedir (Şekil 5.10).



Şekil 5.10: Yenigün Mahallesi'nde Yapılan SK3 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

SK4 sondajında 14m derinliğe kadar 2m kalınlığında siltli killi kum bandı içeren silt tabakası bulunmaktadır. Bu tabakadan sonra sırasıyla 4m kalınlığında olan kil ve silt tabakaları sonrasında yaklaşık olarak ikişer metre kalınlıklarında kil ile siltli kum tabakası bulunmaktadır. En altta ise 5m kalınlığında silt tabakası yer almaktadır (Şekil 5.11).



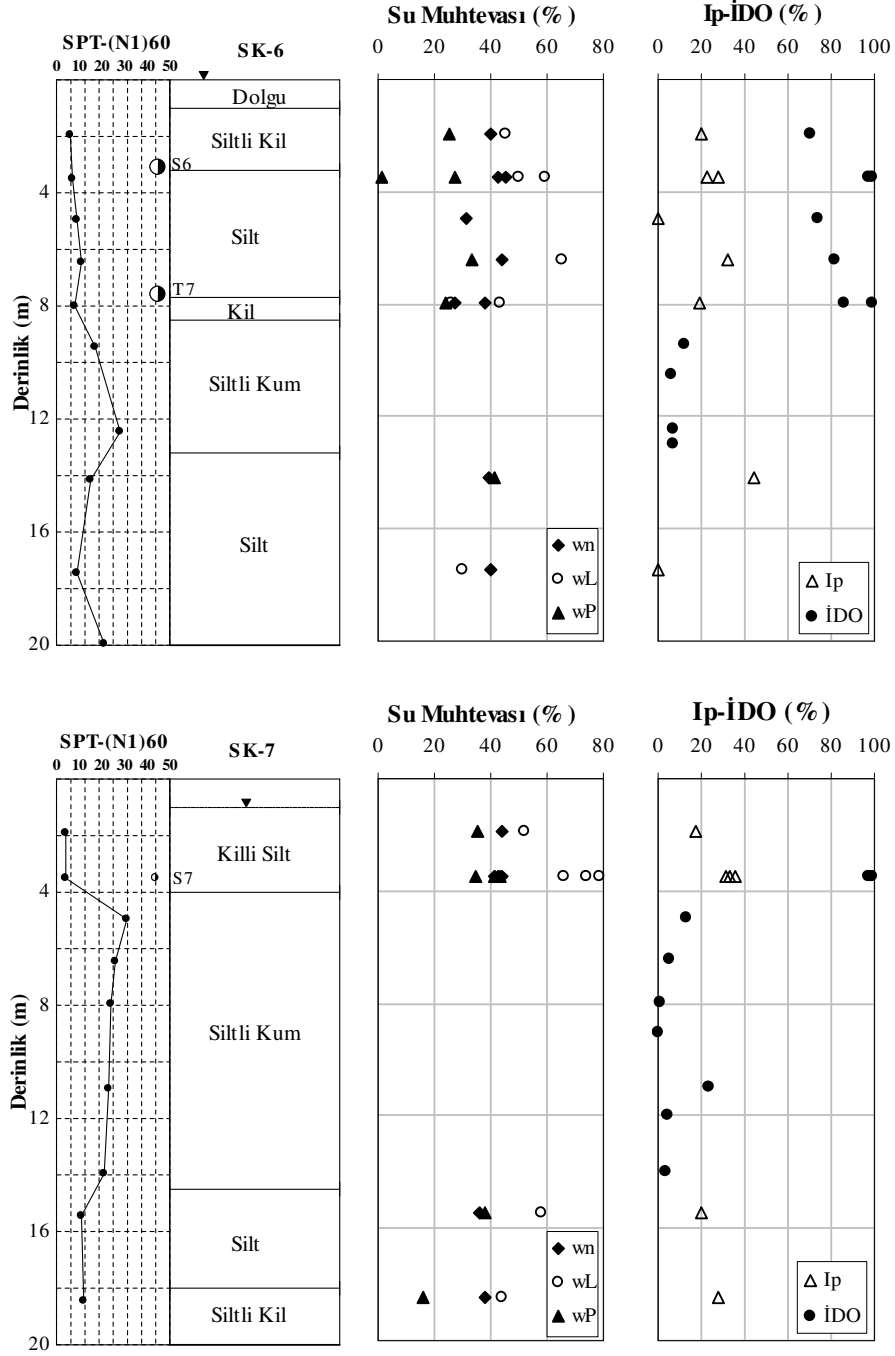
Şekil 5.11:Tığcılar Mahallesi'nde Yapılan SK4 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

SK6 sondajında 3m kalınlığındaki silt tabakası üzerinde beşer metre kalınlığındaki silt tabakası ile siltli kum tabakası arasında 1m'lik kil bandı yer almaktadır. Bu tabakaların devamında 7m kalınlığındaki silt tabakası bulunmaktadır (Şekil 5.12).

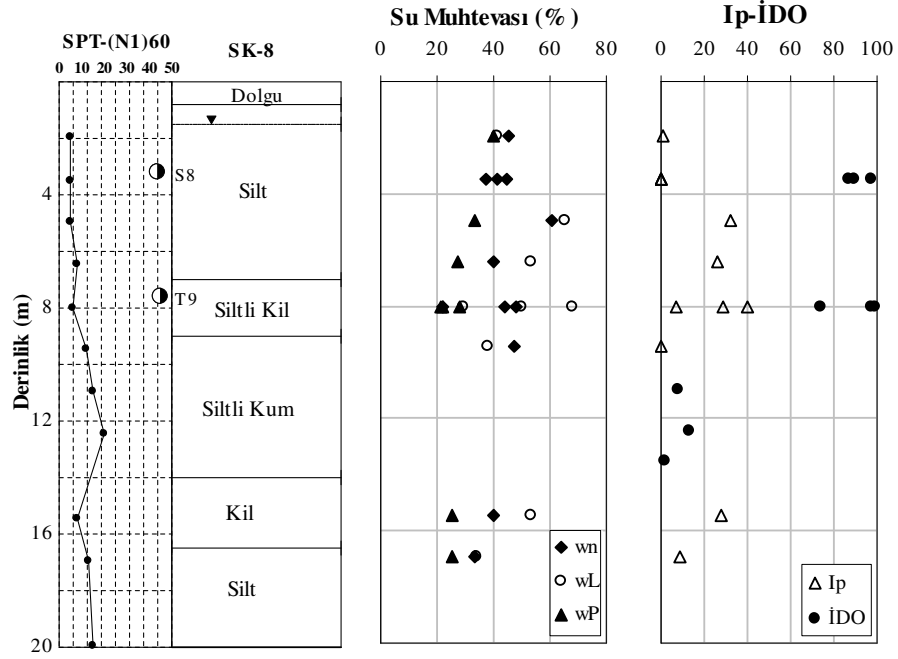
SK7 sondajında 4m'lik killi silt bunun hemen altında 10.5m kalınlığında siltli kum tabakası bulunmaktadır. Bu tabakaların devamında silt ve siltli kil tabakaları bulunmaktadır (Şekil 5.12).

SK8 sondajında 7m kalınlığında kalın bir silt tabakasını sırasıyla siltli kil, siltli kum, kil ve silt tabakaları izlemektedir (Şekil 5.13).

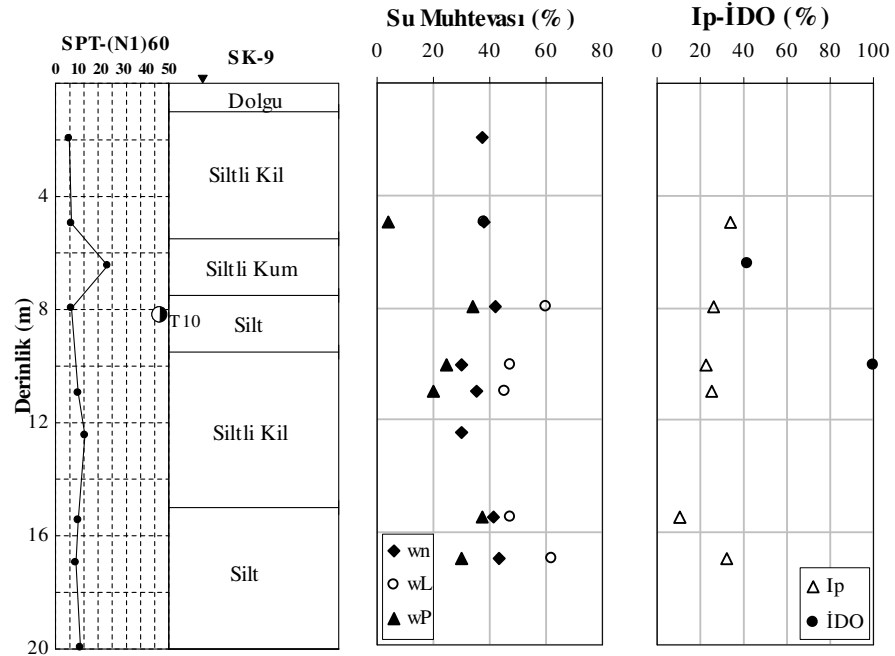
SK9 sondajında 5.5m kalınlığındaki siltli kil tabakasının devamında ikişer metre kalınlığında sırasıyla siltli kum ve silt tabakaları yer almaktadır. Beşer metre kalınlığındaki siltli kil ve silt tabakaları son 10m derinlikte yer almaktadır (Şekil 5.14).



Şekil 5.12: Cumhuriyet’de Yapılan SK6 ve SK7 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

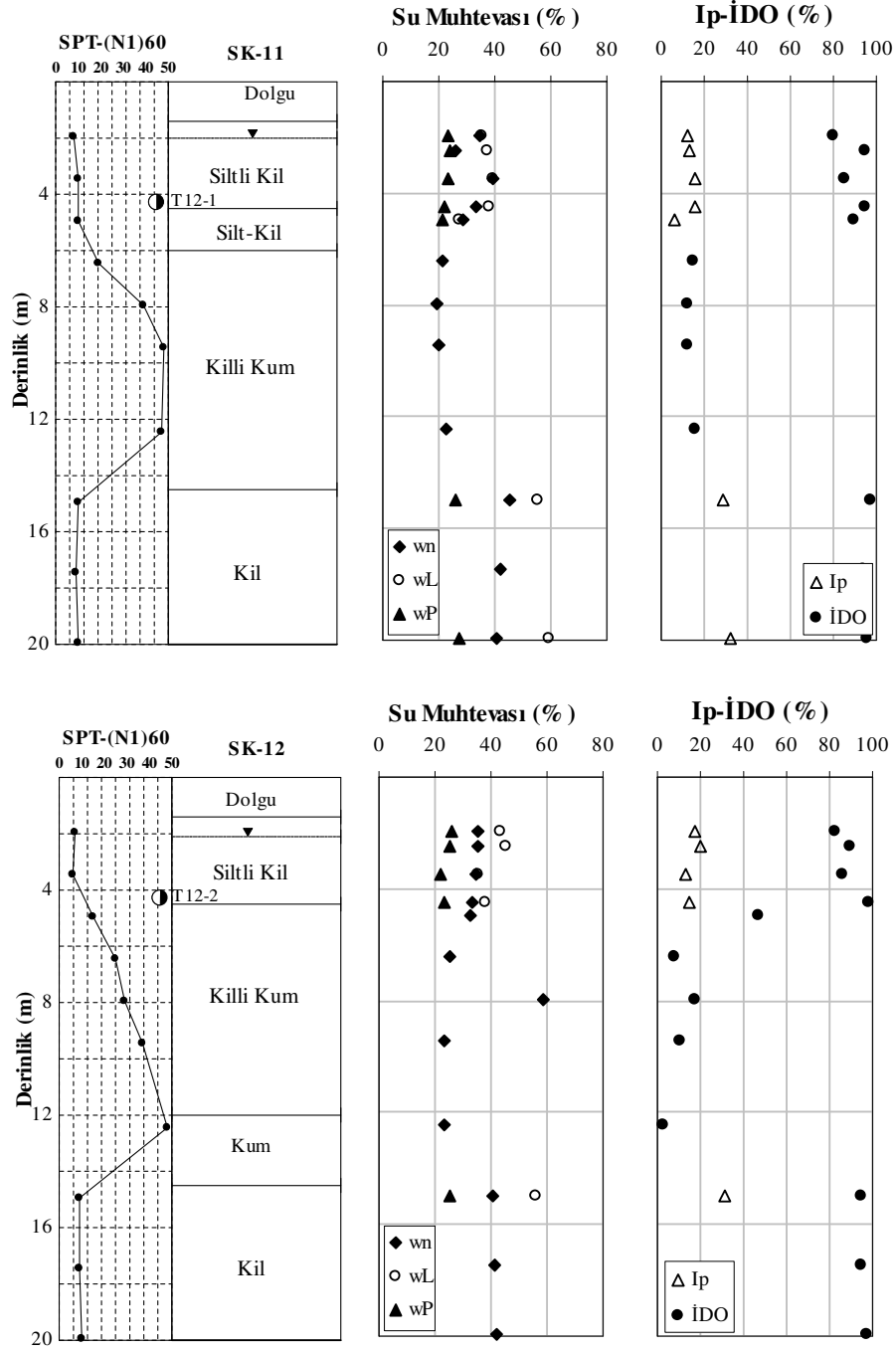


Şekil 5.13: Semerciler’de Yapılan SK8 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri



Şekil 5.14: Bayındırlık’da Yapılan SK9 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

SK-11 ve SK12 sondajı benzer tabakalaşma durumu göstermektedir. Bu sondajlarda ilk 4.5m siltli kil sonrasında 8m kalınlığında killi kum ve 5m kalınlığında kil ile devam etmektedir (Şekil 5.15).



Şekil 5.15: Karaosman’da Yapılan SK11 ve SK12 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

5.7.4 En Büyük Yer İvmesi Değerinin Belirlenmesi

Yer hareketi parametrelerinin tespiti ve değerlendirilmesi, gerçek depremler sırasında ölçülmüş kuvvetli yer hareketi ölçümlerinin incelenmesi ile yapılabilir. NRC Deprem Mühendisliği Araştırma Komitesi deprem mühendisliği için temel verinin kuvvetli yer hareketleri olduğunu ve depremlerin oluşturduğu yer sarsıntılarına dair bilgileri elde etmeden tehlikeleri gerçekçi şekilde değerlendirmenin veya uygun sismik tasarım yöntemleri geliştirilmesinin mümkün olmadığını belirtmişlerdir (Housner, 1982). Kuvvetli yer hareketinin önemli özelliklerini kısa ve nicel formda tanımlamada yer hareketi parametreleri önemli bir yer tutar (Kramer, 1996).

Kuvvetli yer hareketinin genliğini, frekans içeriğini ve süresini belirlemede çok sayıda parametre öne sürülmüştür. Bu kapsamda genlik parametreleri en büyük ivme, hız ve yer değiştirmedir. Depremler hareket bileşenleri geniş bir frekans aralığında dağılım gösteren düzensiz yükleme şartları üretir. Frekans içeriği, bir yer hareketi genliğinin değişik frekanslar arasında nasıl dağıldığını tanımlamaktadır. Bir deprem hareketinin frekans içeriğinin o hareketin etkilerine katkısı çok büyük olduğundan, hareketin özelliklerinin tanımlanması onun frekans içeriğini dikkate almadan tanımlanmış sayılmaz. Yer hareketi spektrumu ve spektral parametreler frekans içeriği parametreleridir. Herhangi bir periyodik fonksiyon farklı frekans, genlik ve fazdaki basit harmonik terimlerin toplamı olan fourier analizi ile ifade edilebilir. Yer hareketi spektrumları fourier spektrumu, güç (power) spektrumu ve tepki (response) spektrumundan oluşur. Bir kuvvetli yer hareketinin fourier genlik spektrumu, hareketin genliğinin frekansa (veya periyoda) göre nasıl dağıldığını gösterir. Bir yer hareketinin frekans içeriği güç spektrumu ile de tanımlanabilir. Tepki spektrumu deprem mühendisliği uygulamalarında fazlaca kullanılmaktadır. Tepki spektrumu tek serbestlik dereceli (TSD) sistemin doğal frekans veya doğal periyod ile TSD sistemin sönümlleme oranının bir fonksiyonu olarak belirli bir girdi hareketine verdiği maksimum tepkiyi tanımlar. Kuvvetli yer hareketi parametrelerini belirlemek için ProShake gibi yazılımlar kullanılabilir.

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi istenilen zeminlerde maksimum ivme değerinin belirlenmesi için üç yöntem kullanılabilir. İlk olarak deprem büyüklüğü, mesafe, bölgesel arazi koşulları ve sismik enerji kaynağı özellikleri yardımı ile ampirik bağıntılar (azalım ilişkileri) kullanılarak hesaplanabilir. İkinci olarak

maksimum ivme bölgesel arazi davranışı biçimleri yardımıyla çeşitli bilgisayar programları kullanılarak hesaplanabilir. Son olarak büyütme oranları kullanılarak hesaplanabilir.

Bu çalışmada yumuşak zemin tabakaları üzerinde oluşan en büyük yer ivmelerinin (PGA) hesabı için azalım ilişkileri ve ProShake programı kullanılmıştır.

5.7.4.1 Azalım İlişkileri

Azalım ilişkileri deprem kaynağı ile ilgili bölge arasındaki mesafe ve deprem büyüklüğünün bir fonksiyonu olarak kuvvetli yer hareketinin yayılması ve modifikasyonunu ifade eder.

Son yıllarda dünyada çok sayıda azalım ilişkileri geliştirilmiştir. Bununla beraber her bir ilişki araziden elde edilen deprem datalarıyla sınırlıdır ve bu ilişkiler deprem büyüklüğü, fayın kırılma şekli, arazi şartları veya mesafe gibi deprem hareketinin mevcut şartları altında geçerlidir. Bu nedenle arazi şartlarını temsil etmesi açısından uygun bir ilişkinin seçimi problem olabilir.

Bu çalışma kapsamında yukarıda sözü edilen faktörler dikkate alınarak tek bir ilişkiden tek bir değer elde ederek kullanmak yerine farklı ilişkilerden bir grup PGA değeri elde etmenin daha sağlıklı olacağı düşünülmüştür. Türkiye’deki yerel kuvvetli yer hareketinin kayıt edilmesindeki istasyonların ve Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı üzerinde manyitüdü $M > 7$ olan vakaların az olmasından dolayı mevcut benzer şartları taşıyan farklı azalım ilişkileri tercih edilebilir. Erdik ve diğ. (1985) batı Amerika’da meydana gelen kuvvetli yer hareketi verilerine dayalı olarak geliştirilen azalım ilişkilerinin Anadolu depremlerinden elde edilen kuvvetli yer hareketi verileriyle uyumlu olduğunu göstermiştir. Bu çalışma kapsamında Joyner ve Boore, 1981; Fukushima ve Tanaka, 1990; Ambraseys, 1995; Hu ve diğ., 1996; Boore ve diğ., 1997; Sadigh ve diğ., 1997; Campbell, 1997; Ansal, 1999; Gülkan ve Kalkan, 2002; Spudich ve diğ., 1997; Kalkan ve Gülkan, 2004; Ulusay ve diğ., 2004 tarafından önerilen yöntemler kullanılmıştır. Aşağıda bu azalım ilişkileri hakkında bilgiler verilmiştir.

- Joyner ve Boore (1981):

$$\log(A) = -1.02 + 0.249 * M_w - \log r - 0.00255 * r \mp 0.26 \quad (5.8)$$

$$r = \sqrt{d^2 + 7.3^2} \quad (5.9)$$

Burada A, en büyük yatay ivme (g), M_w , moment büyüklüğü olup $5.0 \leq M_w \leq 7.7$ arasında değişir, d, fay kırığının yüzey yansımasına en yakın mesafe (km)'dir.

- Fukushima ve Tanaka (1990):

$$\log A = 0.41 * M_s - \log(R + 0.032 * 10^{0.41 M_s}) - 0.0034 * R - 1.69 \mp 0.21 \quad (5.10)$$

Burada A, her bölgede iki yatay bileşenden en büyük ivme değerinin ortalaması (g), R, arazi ile kırılan fay arasındaki en kısa mesafe (km), M_s , yüzey dalgası büyüklüğü olup $6.0 \leq M_s \leq 7.9$ arasında değişir.

- Ambraseys (1995):

$$\log(a_h) = -0.87 + 0.217 * M_s - 0.00117 * r - \log(r) + 0.26P \quad (5.11)$$

$$r = \sqrt{D^2 + h^2} \quad (5.12)$$

Burada r, odak uzaklığı, M_s , yüzey dalgası büyüklüğü, D, sismik enerji kaynağına olan mesafe (km), h, odak derinliği (km), a_h , maksimum yatay yüzey ivmesidir. P ise ivmenin gerçek değerinin %50 aşılma olasılığı için 0, %84 olasılık için 1'dir.

- Hu, Liu ve Dang (1996):

$$\ln(a_y / g) = 3.363 + 0.530 * M_w - 2.216 * \ln(R + 25) \quad (5.13)$$

$$R = \sqrt{D^2 + h^2} \quad (5.14)$$

Burada a_y , en büyük yatay yüzey ivmesi, M_w , depremin moment büyüklüğü, R, odak uzaklığı, D, çalışma alanı ile kırılan fay arasındaki mesafe (km), h, odak derinliği (km)'dir.

- Ansal (1999):

$$\text{Log}(A_p) = 0.33 * M_w - 0.00327 * R - 0.79 * \text{Log}R + 1.177 \quad (5.15)$$

$$R = \sqrt{R_{ep}^2 + h^2} \quad (5.16)$$

Burada A_p , en büyük yer ivmesi (cm/sn^2), R_{ep} , episenter mesafesi, h , odak derinlik (km), M_w , moment büyüklüğüdür.

- Campbell (1997):

Moment manyitüdü $M \geq 5$ olan depremler ve aktif tektonik bölgelerde bölgenin kırılan faya olan mesafesi $\leq 60\text{km}$ olan dünyadaki depremlerden, kuvvetli yer hareketinin yatay ve düşey bileşenlerinin serbest yüzey durumunda genliklerini tahmin edebilmektedir. Yani bu yöntemle en büyük zemin ivmesi (PGA), en büyük zemin hızı (PGV), %5 sönümlü davranış spektrum ivmesi (PSA) belirlenebilir. Zemin koşulları sıkı (firm) zemin, yumuşak kaya ve sert kaya içindir (Şekil 5.16).

- Boore ve diğ. (1997):

Kuzey Amerika'nın batı kesimlerindeki sığ depremler için yatay zemin yüzey ivmesini belirlemek için önerilmiştir. Bu denklemler moment manyitüdü, mesafe, doğrultu atımlı, ters atımlı veya farklı bir fay kırılma mekanizması için arazi şartları bakımından yer hareketini verir. Arazi şartları ortalama olarak 30 m'nin üzerindeki kayma dalgası hızıyla temsil edilmektedir. Aynı zamanda bu yöntemle PSA'da belirlenebilmektedir (Şekil 5.16).

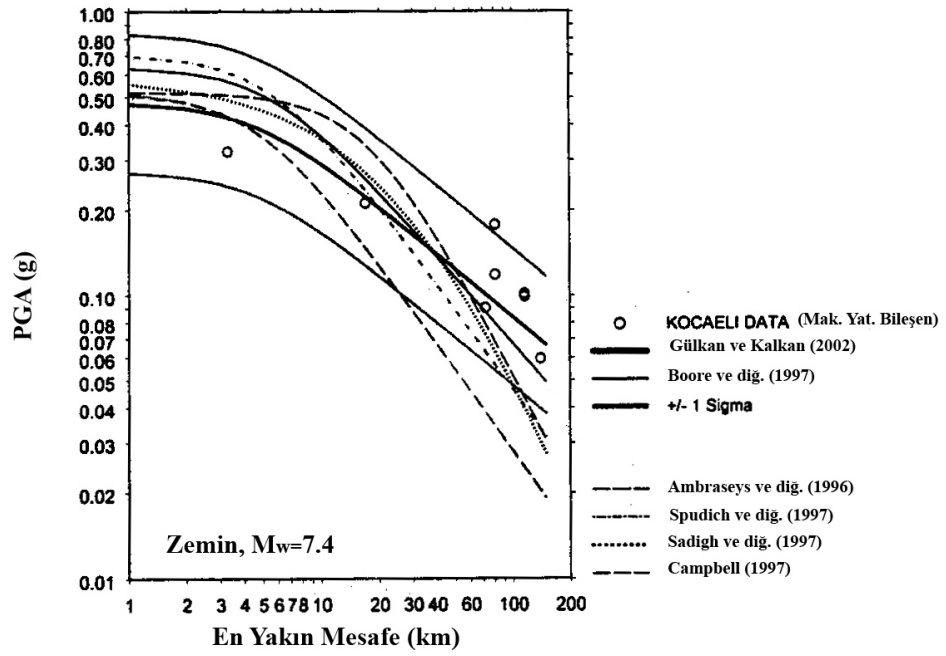
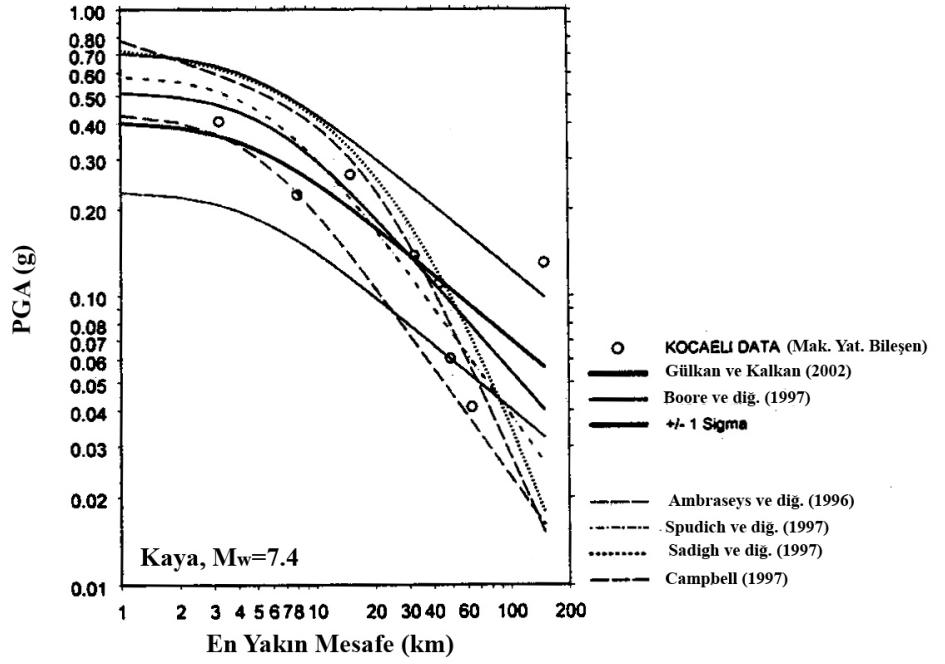
- Sadigh ve diğ. (1997):

Bu yöntem sığ depremler için en büyük ivmeler ile davranış spektrum ivmeleri arasındaki ilişkileri temsil eder. Bu azalım ilişkileri California'daki deprem verilerine dayanır. Azalım ilişkisi doğrultu atımlı fay ve ters atımlı fay karakterinde depremler, kaya ve derin zemin tabakaları, moment manyitüdü 4-8+ arası olan depremler ile 100km'e kadar olan mesafeler için önerilmiştir (Şekil 5.16).

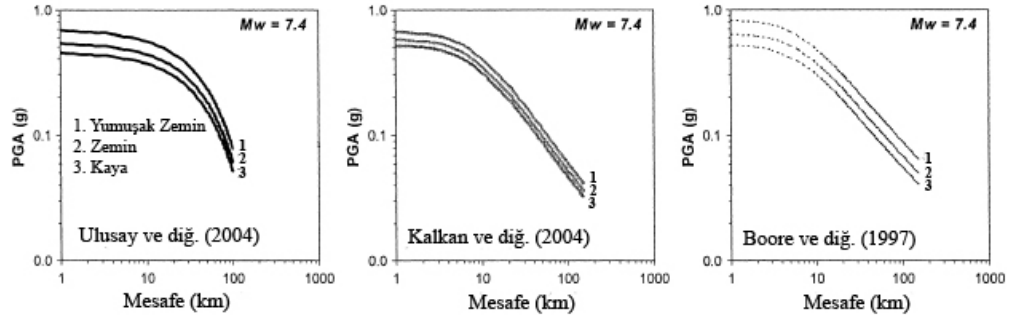
- Gülkan ve Kalkan (2002a, 2002b):

Boore ve diğ. (1997) tarafından yapılan çalışmaya benzer olarak geliştirmişlerdir. Çalışmalarında 1976-1999 tarihleri arasındaki $M_w=5$ 'den büyük deprem verilerini kullanmışlardır. Sönüm oranını %5 kabul etmişlerdir. Zemin koşulları kaya, zemin ve yumuşak zemin içindir (Şekil 5.16).

Spudich ve diğ. (1997) tarafından önerilen azalım ilişkisine ait eğriler Şekil 5.16'da, zemin koşulları yumuşak zemin, zemin ve kaya için Ulusay ve diğ. (2004) ve Kalkan ve diğ. (2004) tarafından önerilen azalım ilişkilerine ait grafikler de Şekil 5.17'de gösterilmiştir.



Şekil 5.16: Kaya ve Zemin Bölgelerinde 7.5 Manyitüdündeki Bir Depremde En Yakın Mesafe ile En Büyük İvme Arasındaki İlişki (Gülkan ve Kalkan, 2002)



Şekil 5.17: Kaya, Zemin ve Yumuşak Zemin Koşullarında $M_w=7.4$ Manytündeki Deprem İçin Azalım İlişkilerinin Karşılaştırılması (Kalkan ve Gülkan, 2005)

Bu çalışma için $M_w=7.4$, $M_s=7.8$, doğrultu atılımlı fay, kırılan faya olan mesafe olarak 7.0 km ve yumuşak zemin-zemin gibi parametreler seçilmiştir. Bu parametreler kullanılarak elde edilen PGA değerleri Tablo 5.12’de verilmiştir. Yöntemlere göre elde edilen PGA değerleri 0.30-0.48g arasında değişmekte olup PGA’nın büyük çoğunluğu 0.33-0.45g aralığında kalmaktadır. Sonuç olarak mahallelerdeki gözlemler de dikkate alınarak en uygun PGA değeri olarak 0.36g seçilebilir. Ancak farklı hesaplamalarda kullanılacak PGA değeri olarak, her bir sondaj için yürütülen ProShake analiziyle belirlenen PGA değerleri kullanılmıştır.

Tablo 5.12: Azalım ilişkilerinden Elde Edilen PGA Değerleri

Kullanılan Azalım İlişkileri	Elde Edilen PGA (g)
	Yumuşak Zemin-Zemin
Joyner ve Boore (1981)	0.34
Fukushima ve Tanaka (1990)	0.33
Ambraseys (1995)	0.33
Ambraseys ve diğ. (1996)	0.30
Hu ve diğ. (1996)	0.33
Campbell (1997)	0.48
Sadigh ve diğ. (1997)	0.40
Ansal (1999)	0.36
Gülkan and Kalkan (2002)	0.38
Ulusay ve diğ. (2004)	0.45
Kalkan ve Gülkan (2004)	0.42
Boore ve diğ. (1997)	0.44
Spudich ve diğ. (1997)	0.44

5.7.4.2 Eşdeğer Lineer Yaklaşım (ProSHAKE Yazılımı)

ProShake programında bazı varsayımlar kabul edilmiştir. Birincisi zemin tabakaları ile anakaya yatay ve sonsuza kadar uzayan, zemin yüzeyi düz, her tabaka ise kalınlık ve birim hacim ağırlığının bir fonksiyonu olarak kayma modülü ve sönüm oranıyla tanımlanmıştır. İkinci varsayım (Slob ve diğ., 2002) eğimli gelen deprem dalgaları yüzey zemin tabakalarının hızlarındaki azalmadan dolayı düşeye yakın yönde yansıtılır. Bu nedenle zemin tabakalarının davranışı alttaki anakayada düşey yayılan kayma dalgalarıyla oluşturulur. Bir boyutlu (1D) zemin davranış analiz yöntemi zemin tabaka sınırlarının birbirine paralel olduğu düz veya hafif eğimli bölgelerde faydalıdır. Bu tür şartlar çok yaygın değildir fakat bir boyutlu analizler geoteknik deprem mühendisliğinde geniş çapta kullanılmaktadır (Kramer, 1996). Bir boyutlu analiz yapan ProShake programı kullanılarak zeminin elastik olmayan non-lineer davranışı, seçilen belli bir iterasyon yüzdesiyle, eşdeğer lineer analize dönüştürülerek zemin tabakalarının anakayada meydana gelen kuvvetli yer hareketi sırasındaki ivme, hız ve yer değiştirmelerinin hesabı yapılabilen, bunların derinlikle değişimleri belirlenebilmektedir. Ayrıca programın kayma gerilmesi-şekil değiştirme (Shear Stress-Shear Strain) kısmında her tabakaya ait kayma gerilmesi ile kayma şekil değiştirmenin derinlikle değişimi, tepki spektrumu (Response Spectrum) kısmında ivme, hız ve yer değiştirmenin periyoda (veya frekansa) bağlı olarak değişimi, derinlik çizimi (Depth Plot) kısmında en büyük ivme, hız, yer değiştirme, kayma gerilmesi, şekil değiştirme, efektif şekil değiştirme, kayma modülü, sönüm oranının derinlikle değişimi, transfer fonksiyonu kısmında büyütme faktörü (genlik-frekans ve son olarak da diğer parametreler kısmında en büyük ivme, hız yer değiştirme, arias şiddeti, hakim periyot, 0.3 ve 1.0 sn.deki spektral ivme v.b. parametreler belirlenebilmektedir. Lineer yaklaşımda kayma modülü (G) ve sönüm oranı (ξ veya D) sabittir. Bununla beraber zeminin lineer olmayan davranışı bilinir ve laboratuvar ortamında belirlenebilir. Sönüm kayma şekil değiştirmesiyle artarken, kayma modülü kayma şekil değiştirmesiyle azalır.

Yatay tabakalardan oluşan bir zemin kesitinde, anakayadaki yer ivmesinin seçilen deprem özelliklerine bağlı olarak zemin yüzeyinde alacağı değeri hesaplamak için zemin kesitini oluşturan tabakaların zemin türleri, kalınlıkları, birim hacim ağırlıkları, kayma dalgası hızları gibi özelliklerinin ve kesitteki yeraltı suyu seviyesinin bilinmesi gereklidir.

Sıklıkla en büyük zemin ivmesi (PGA) en büyük yatay kuvvetleri belirlemek için kullanılır. Bununla beraber yalnızca en büyük yer ivmesinin mekana bağlı değişiminin belirlenmesi yeterli değildir, çünkü en büyük ivme sıklıkla çoğu yapının doğal frekans aralığı dışındaki yüksek frekanslara karşılık gelmektedir. Bu nedenle

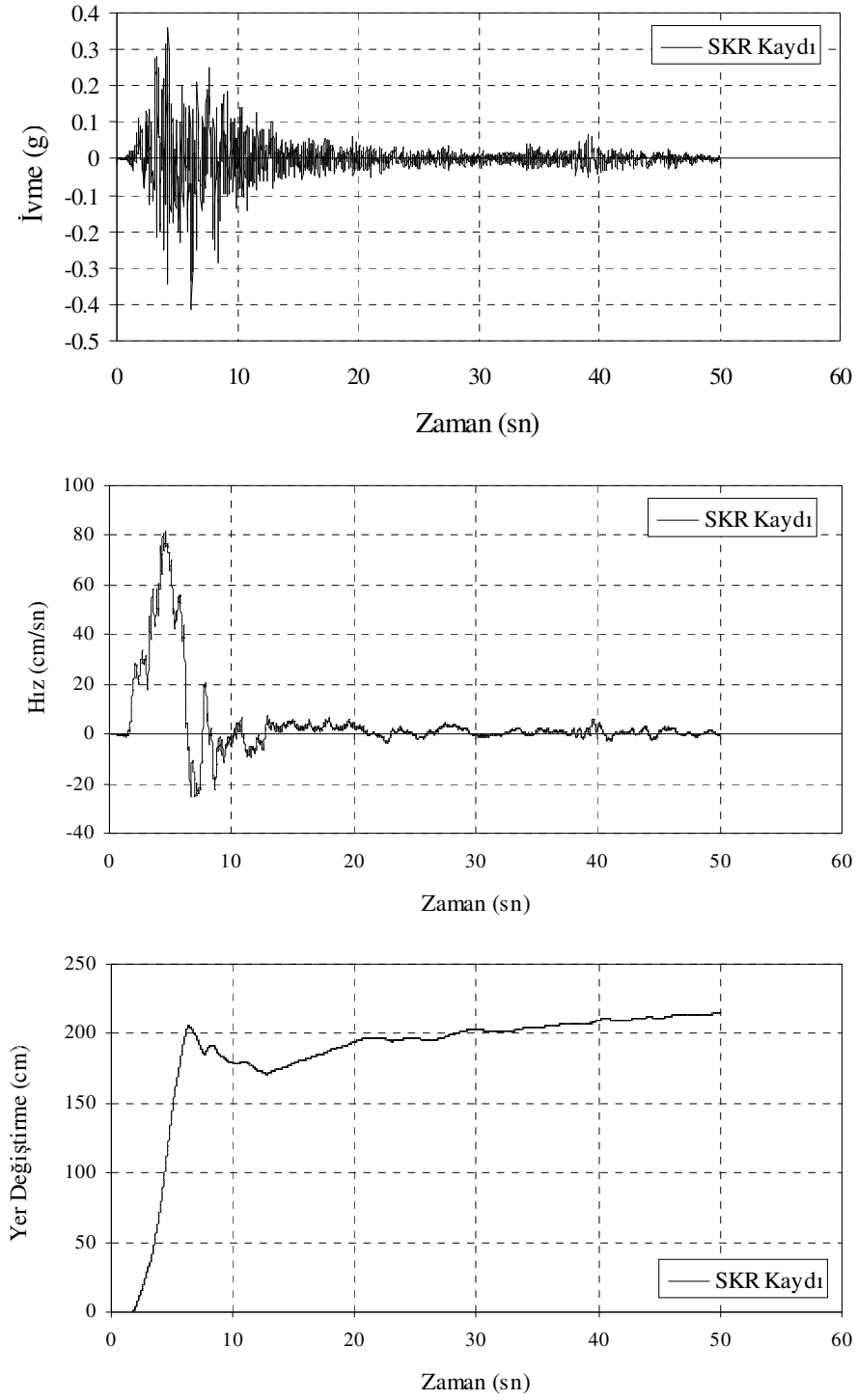
sadece PGA'in büyük değerleri ya nadiren elastik bölgede rezonans yada elastik olmayan bölgede büyük ölçekli hasarları başlatabilir (Singh, 1995).

Seed ve diğ. (1992) tarafından yapılan çalışmada yaygın olarak kullanılan dinamik gerilme oranı katsayısı $n=0.65$ (veya %65) değerinin yüksek olduğunu belirtmişlerdir. $M_s=6-7$ vakaları için $n\approx 0.30-0.55$ ve $M_s=7-8$ vakaları için $n\approx 0.50-0.65$ değerlerinin kullanımını önermişlerdir.

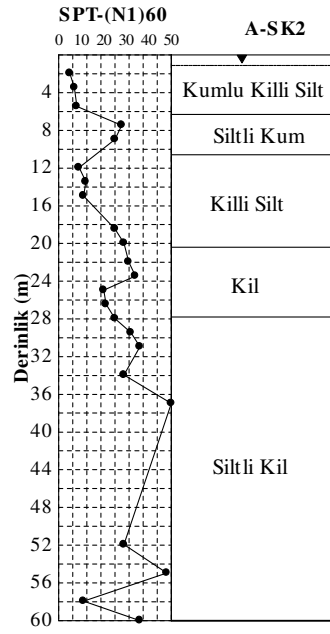
17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi sırasında kalın ve yumuşak alüvyon zemin tabakaları üzerinde bulunan bölgelere ait yer hareketi kayıtları mevcut değildir. Sakarya'da Bayındırlık ve İşkan Müdürlüğü istasyonunda alınan kayıttaki (SKR, <http://angora.deprem.gov.tr>) doğu-batı yönünde en büyük ivme, hız ve yer değiştirme değerleri sırasıyla; 0.415g, 81 cm/s ve 214 cm.dir. Analizlerde, 1999 Kocaeli depremine ait ana kayadaki SKR (1999) kaydı kullanılmıştır. Sakarya kaydı, bütün sondajların son tabakasına "outcrop" olarak girilmiştir. ProShake programında kullanılan Sakarya kaydının ivme, hız ve yer değiştirmesine ait grafikler şekil 5.18'te verilmiştir.

ProShake analizlerinde gerekli parametreler için zemin profili ve endeks özelliklerinden yararlanılmıştır. Kayma modülü ve sönüm oranı için programın veri tabanında bulunan Vucetic ve Dobry (1991), Ishibashi ve Zhang (1993) ve Seed ve Idriss (1970) ve Seed ve diğ. (1984) tarafından önerilen eğriler kullanılmıştır. Bu sondajlardan SK1 ve SK4 30 m diğerleri 20 m derinliğindedir. Ancak Adapazarı'nda ana kayanın 1000-1200 m gibi çok derinlerde olduğu bilindiğinden, analizlerde kaç metre derinlikten başlayacağı burada önem arz etmektedir. şayet sondajın bitiminden hemen sonra ana kaya tabakasının var olduğu düşünülürse profilde olmayan bir empedans oranı oluşturulmaktadır. Özellikle de Adapazarı gibi bir yerde kısa mesafede yumuşak bir zeminden aniden kaya gibi bir zemine girmek demek zemin yüzeyinde olması gerekenden çok daha yüksek bir hareket elde etmek demektir. Bu etkiyi ortadan kaldırmak için Adapazarı Belediyesinin yanında yapılmış olan A-SK2 sondaj çalışmasından (şekil 5.19) yararlanılarak bütün sondajlar 60 m derinliğe kadar uzatılmıştır. Ancak, A-SK2 sondajında 57.5-58.0 m derinliğinde su olmasından dolayı sondaj loguna göre llen SPT- N_{30} değeri 11 olup ampirik formüllere göre buna karşılık gelen kayma dalgası hızı $V_s=185$ m/sn'dir. A-SK2 sondajının son 30 m'sinde kayma dalgası hızı ortalama olarak 296-393 m/sn arasında değiştiği (şekil 5.4) görüldüğünden 57.5-58.0 m derinliğinin kayma dalgası 350 m/sn olarak hesaplarda dikkate alınmıştır. Çünkü arazide yapılan SPT deneyi sırasında bir hata yapılmış olabileceği düşünülmüştür. SK2, SK3 ve SK7 sondajlarının 20-30 m derinlikleri arasındaki kısım SK1 sondajının aynı derinliğinden alınmış olup diğer

30-60m derinlikleri arasındaki kısım ise A-SK2 sondajından alınmıştır. SK6, SK8 ve SK9 sondajında 20-30 m derinlikleri arasındaki kısım SK4 sondajından diğer 30 m'lik kısım A-SK2 sondajından alınmıştır.



Şekil 5.18: Sakarya (SKR) Kaydının İvme, Hız Ve Yer Değişirme Grafiği

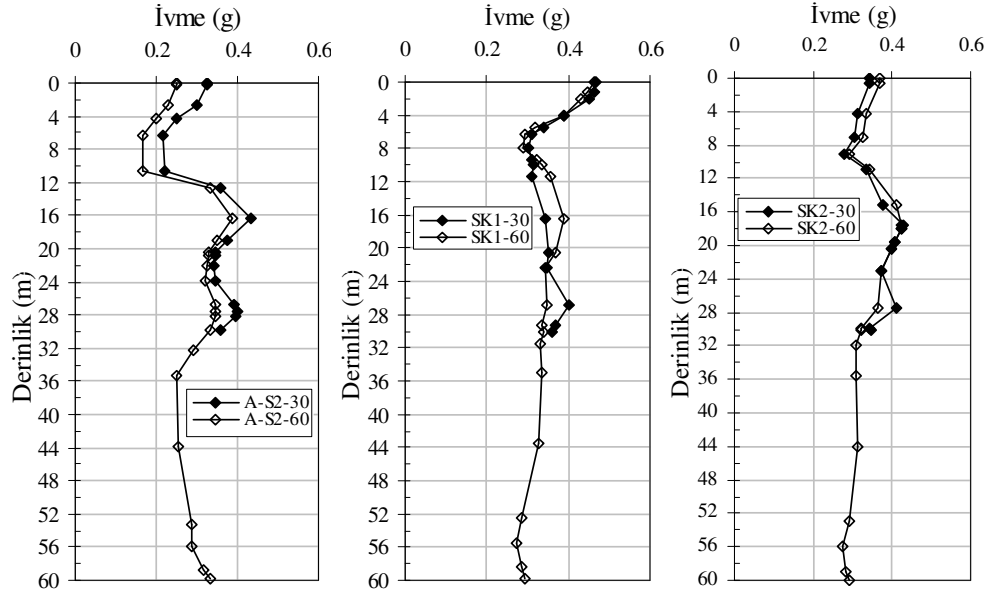


Şekil 5.19: Adapazarı Belediyesi Yanında Yapılan A-SK2 Sondajına Ait Zemin Profili

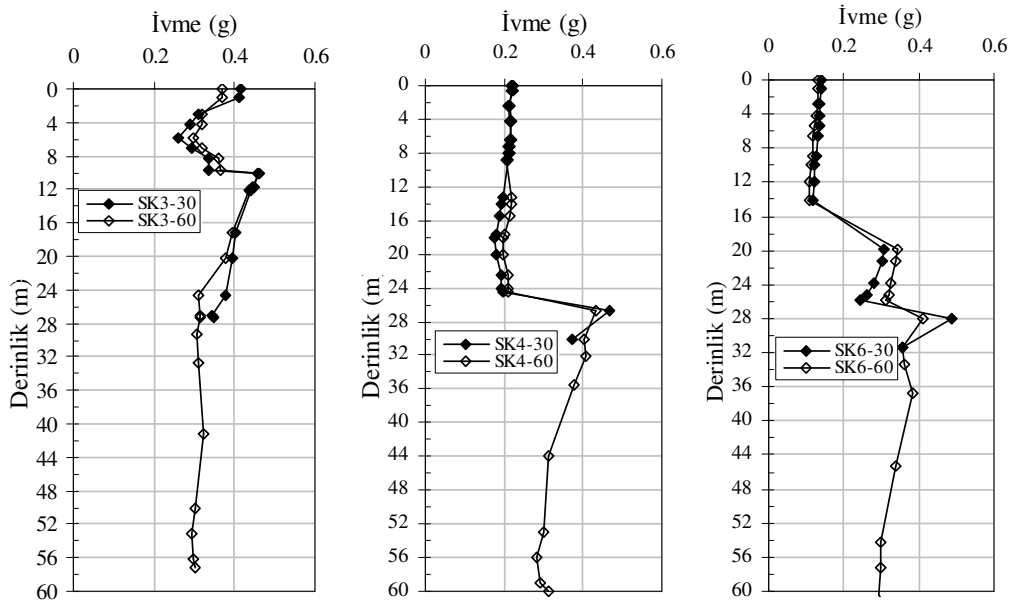
Yukarıda verilen deprem ve zemine ait özellikler ProShake programında kullanılarak zemin yüzeyinde elde edilen ivme değerleri Tablo 5.13’de ve elde edilen ivmelerin derinlikle değişimi ise Şekil 5.20-21-22-23’te gösterilmiştir. Bu grafiklerde SK1-30 ve SK1-60 gibi terimlerde SK1 sondaj numarasını, 30 orijinal sondaj loglarından sonra (yani genelde 30m) anakayanın başladığını, 60 ise sondaj uzunluklarının 60 m’ye tamamlandıktan sonra anakayanın başladığını kabul ederek yapılan analizleri göstermektedir.

Tablo 5.13: Sondajların Zemin Yüzeyinde Elde Edilen İvme Değerleri

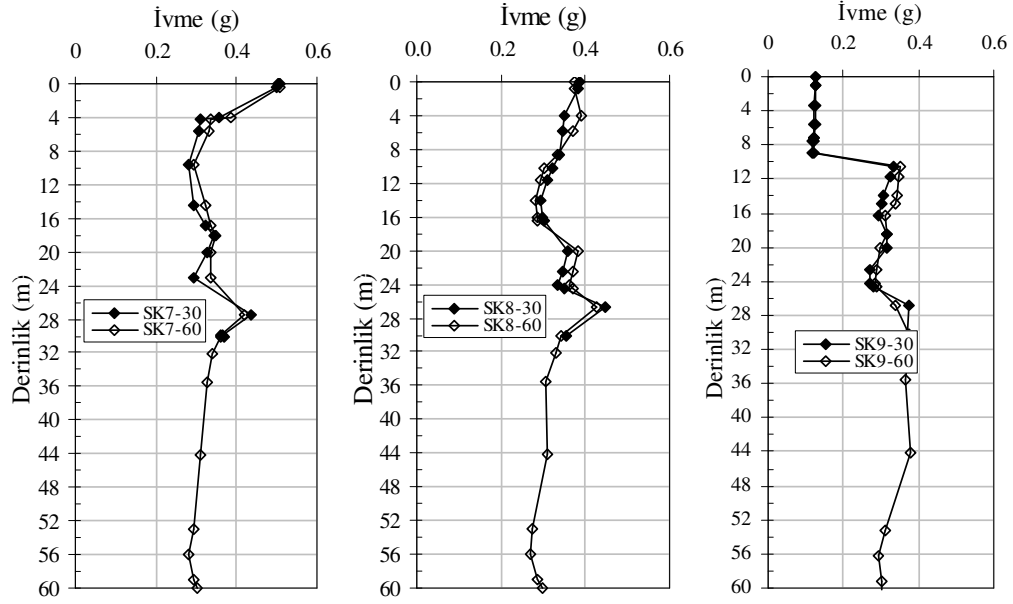
Sondaj No	İvme (g)
A-SK2	0.249
SK1	0.465
SK2	0.369
SK3	0.371
SK4	0.220
SK6	0.133
SK7	0.509
SK8	0.375
SK9	0.127
SK11	0.353
SK12	0.376



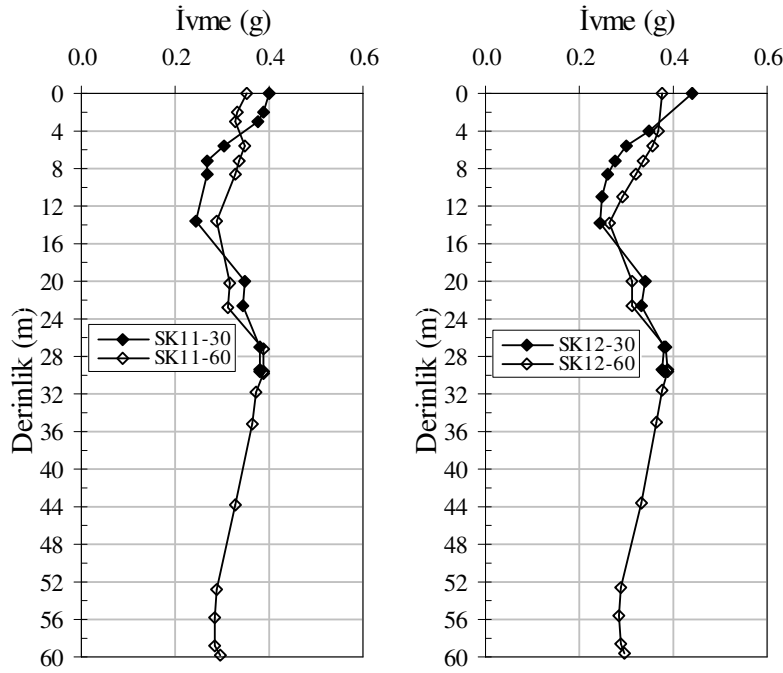
Şekil 5.20: A-SK2, SK1 ve SK2 Sondajında İvmenin Derinlikle Değişimi



Şekil 5.21: SK3, SK4 ve SK6 Sondajında İvmenin Derinlikle Değişimi



Şekil 5.22: SK7, SK8 ve SK9 Sondajında İvmenin Derinlikle Değişimi

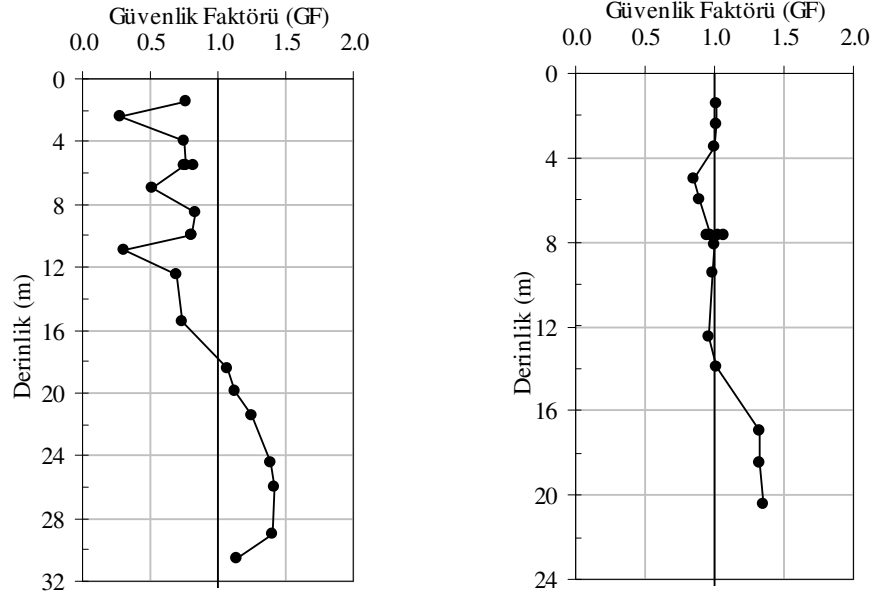


Şekil 5.23: SK11 ve SK12 Sondajında İvmenin Derinlikle Değişimi

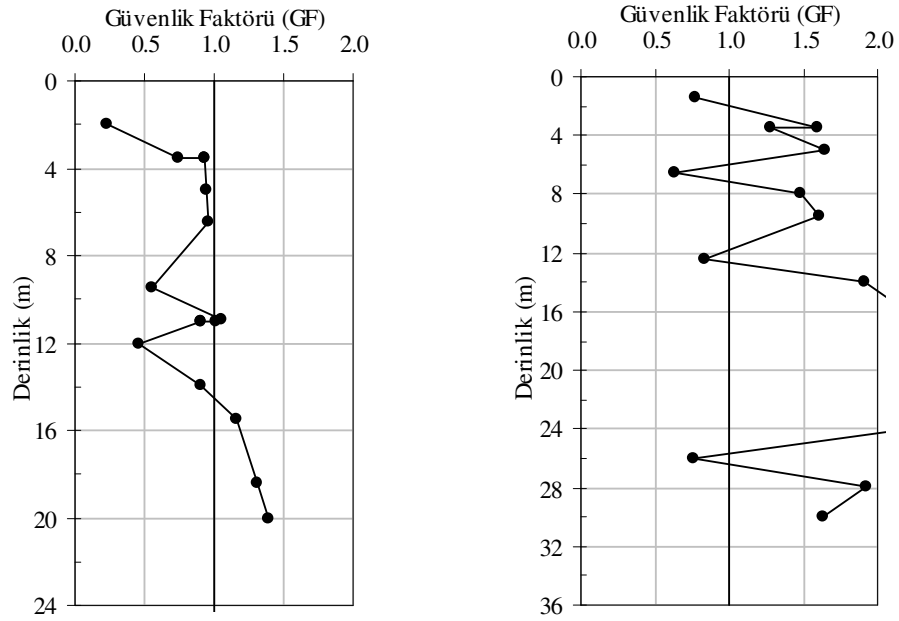
Sonuç olarak sivilaşıma analizlerinde kullanılacak PGA değeri olarak 60 m uzunluğundaki sondajlar üzerinde yapılan analizler sonucunda elde edilen değerler (Tablo 5.13) kullanılmıştır.

5.8 Sıvılaşma Analizi Sonuçları

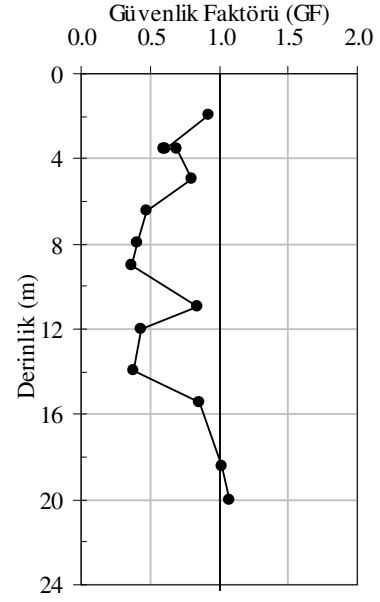
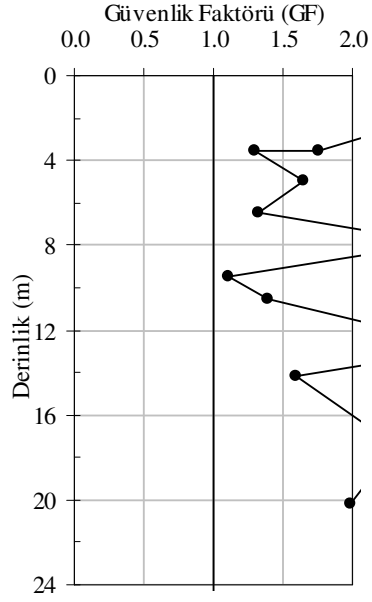
Yukarıda zemin profilleri ve endeks özellikleri verilen sondaj logları üzerinde Seed ve Idriss (1971)'in basitleştirilmiş yönteminin Youd ve diğ. (2001) tarafından modifiye edilmiş şekli kaba daneli zeminlerin sıvılaşma analizlerinde kullanılmıştır. Yapılan sıvılaşma analizi sonuçlarına göre elde edilen güvenlik faktörlerinin derinlikle değişimi Şekil 5.24-25-26-27-28'de verilmiştir.



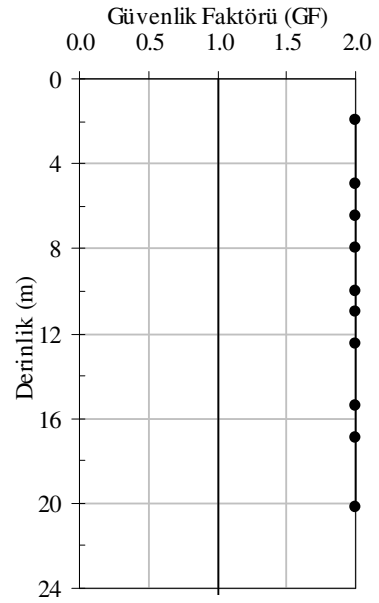
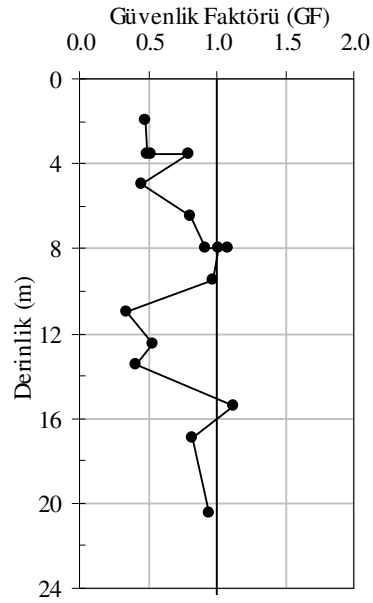
Şekil 5.24: SK1 ve SK2 Sondajında Güvenlik Faktörünün Derinlikle Değişimi



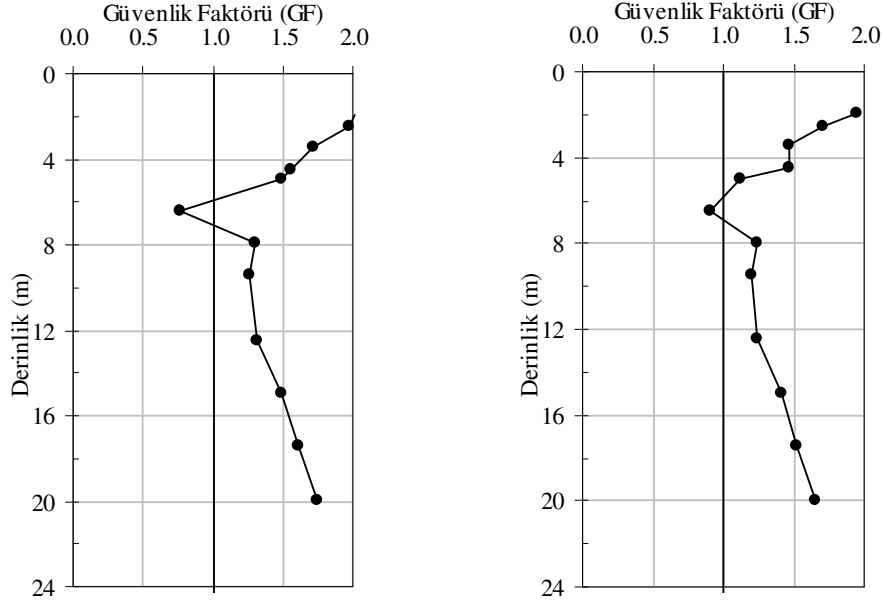
Şekil 5.25: SK3 ve SK4 Sondajında Güvenlik Faktörünün Derinlikle Değişimi



Şekil 5.26: SK6 ve SK7 Sondajında Güvenlik Faktörünün Derinlikle Değişimi



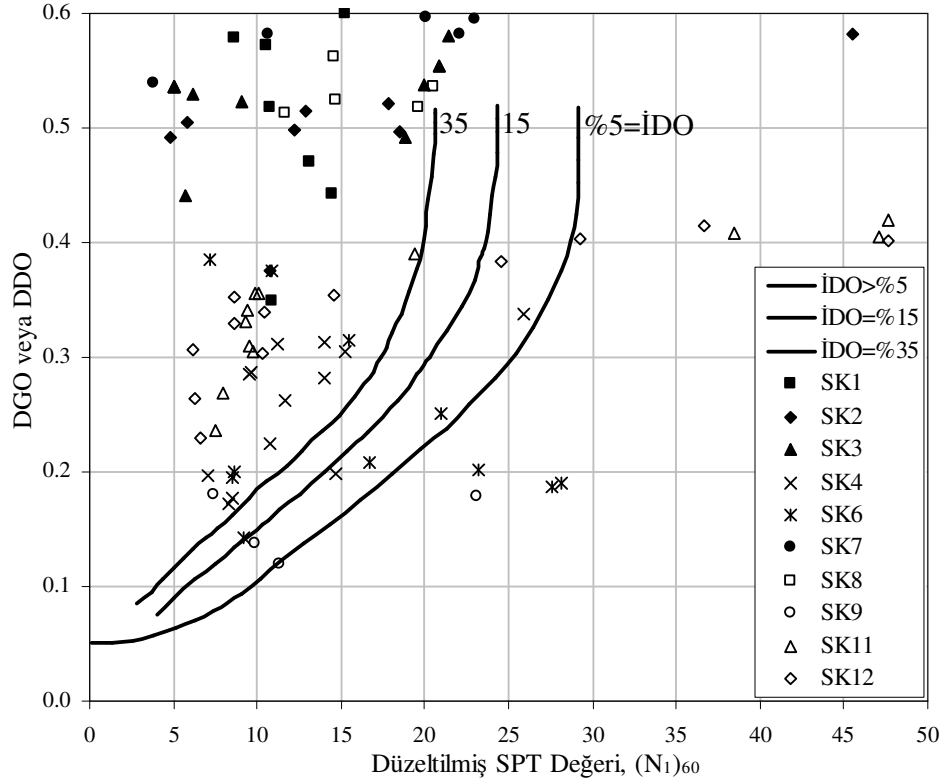
Şekil 5.27: SK8 ve SK9 Sondajında Güvenlik Faktörünün Derinlikle Değişimi



Şekil 5.28: SK11 ve SK12 Sondajında Güvenlik Faktörünün Derinlikle Değişimi

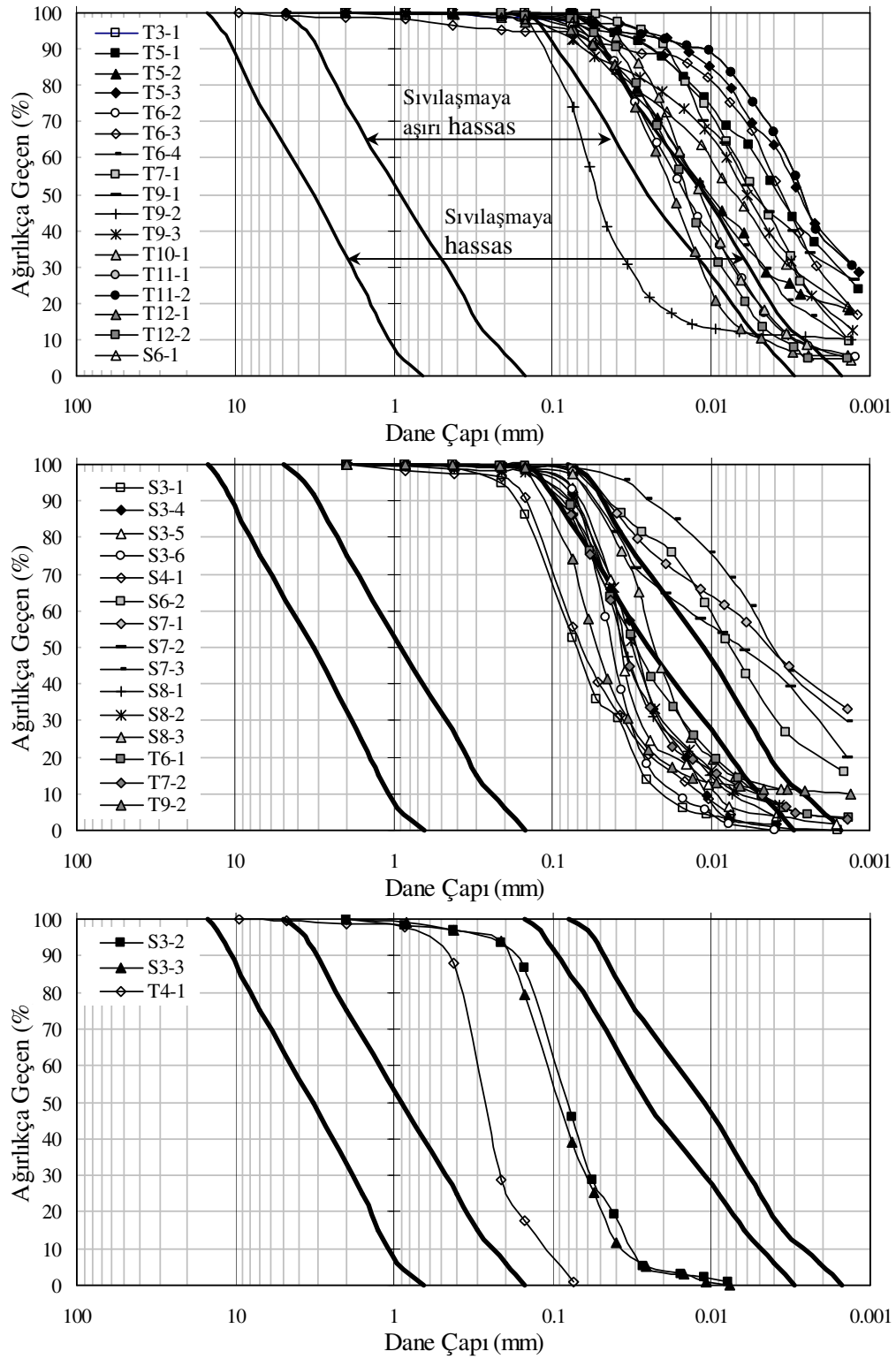
Şekil 5.24-25-26-27-28’de verilen grafiklerde güvenlik faktörünün derinlikle değişimine bakıldığı zaman SK1, SK3, SK7 ve SK8’in siltli ve kumlu tabakalarının büyük bir kısmı sıvılaşma riski altındadır. SK4 sondajında ise 2.0, 6.0, 12.0 ve 26.0m derinliğindeki zemin tabakalarında sıvılaşma riski söz konusudur. Bununla beraber SK6, SK9 sondajlarının tamamı, SK11 ve SK12 sondajlarında ise 6.5-8.0m derinlikleri arasındaki killi kum tabakası hariç bütün zemin tabakaları sıvılaşmaya karşı dirençli zeminlerden oluşmaktadır.

Ayrıca, Youd ve diğ. (2001a) yöntemi kullanılarak yapılan sıvılaşma analizi sonuçlarına göre bu sondaj loglarına ait düzeltilmiş SPT- $(N_1)_{60}$ ile dinamik gerilme oranı arasındaki ilişki Şekil 5.29’da verilmiştir. Şekil 5.29’a göre düzeltilmiş SPT-N değeri $(N_1)_{60}=4-48$ arasında değişen zeminlerin dinamik gerilme oranı $DGO=0.12-0.60$ arasında değişmektedir.



Şekil 5.29: Manyitüdü 7.5 Olan Bir Deprem İçin $(N_1)_{60}$ -Dinamik Gerilme Oranının Değişimi

İkinci bir yaklaşım olarak Adapazarı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli, dane çapı dağılımına dayalı yöntem kullanılarak belirlenmiştir. Bu yöntemle Şekil 5.30'da siltli, killi ve kumlu zeminler sırasıyla gösterilmiştir. Bu grafikte gösterilen killi zeminlerin (CL, CH) büyük bir çoğunluğu sıvılaşmaya hassas olarak adlandırılan bölgenin dışında kalmaktadır. Sadece T9-2 numunesi aşırı hassas bölgeye düşmektedir çünkü bu numunenin zemin sınıfı CL-ML olup içerisinde %26 kum bulunmaktadır. Diğer numunelerden ise sadece dört tanesi sıvılaşmaya hassas bölgede kalmaktadır. Siltli zemin numunelerinin (ML, MH) bulunduğu grafiğe bakıldığında bu numunelerden dört tanesi dışındakiler sıvılaşmaya aşırı hassas bölgede bulunmaktadır. Şekil 5.30'un son grafiğinde gösterilen kumlu zeminlerin tamamı sıvılaşmaya aşırı hassas bölge içinde kalmaktadır.

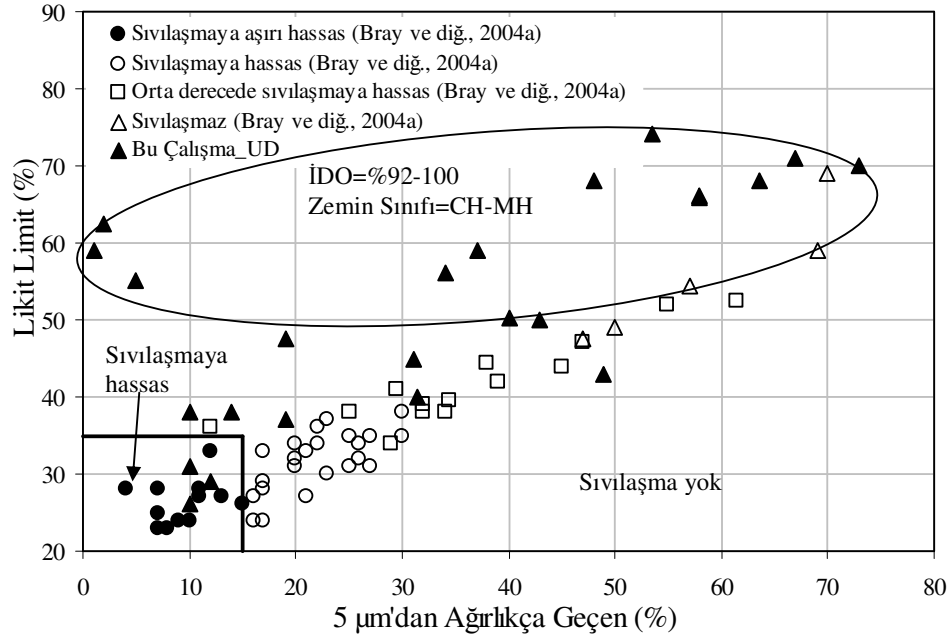


Şekil 5.30: Japonya'da Kıyı ve Liman Yapıları İçin Standart'ta (Tsuchida, 1971) Verilen Dane Çapı Dağılımına Göre Sıvılaşma Kriteri

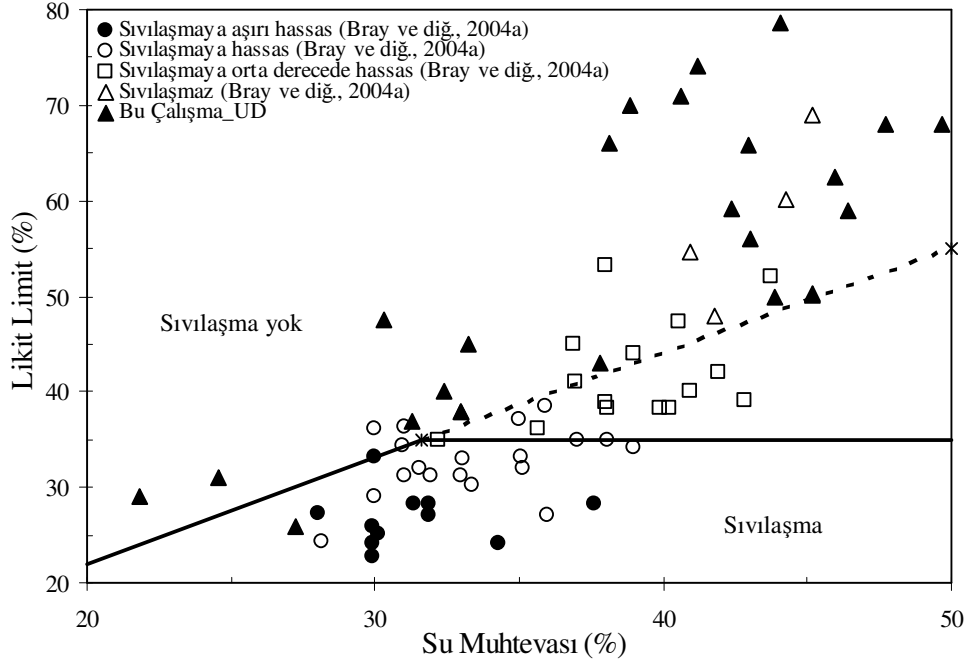
Bu çalışma kapsamında Adapazarı'na ait ince daneli zemin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için mevcut yöntemler incelenmiş ve yaygın olarak kullanılan kriterlerden Seed ve Idriss (1982) tarafından önerilen modifiye edilmiş Çin kriteri ve Andrews ve Martin (2000) tarafından önerilen yöntemler Bray ve diğ. (2004a)'ın yaptıkları çalışmayla karşılaştırmalı olarak aynı grafikler üzerinde gösterilmeye çalışılmıştır. Ayrıca yaygın olarak kullanılan Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen yöntemde analizlerde kullanılmıştır.

Şekil 5.31 grafiği sıvılaşma/çevrimsel devingenliğin değerlendirilmesinde Çin kriterinin (Youd ve diğ., 2001) etkisini değerlendirmek için gösterilmiştir.

Bray ve diğ. (2004a) oluşturduğu bu grafikte (Şekil 5.31) daireler, arazide zemin göçmesini, laboratuvarında sıvılaşmaya maruz zeminleri ifade etmek için kullanılmıştır. Bu zeminler genelde plastisite indisi %12'den küçük olan ($I_p \leq \%12$) zeminlerdir. Kare olanlar sıvılaşmaya orta derecede hassas olan zeminler ($\%12 < I_p \leq \%20$), $I_p > \%20$ olan (üçgen şeklinde) diğer zeminler ise sıvılaşmaya hassas olmayan zeminleri temsil etmektedir. Bu grafikte dolu dairelerle gösterilenler sadece Çin kriterinin üç şartını sağladığı ifade edilmiştir (Bray ve diğ., 2004a).



Şekil 5.31: Çin kriterinin Grafiks gösterimi (Youd ve Diğ., 2001)

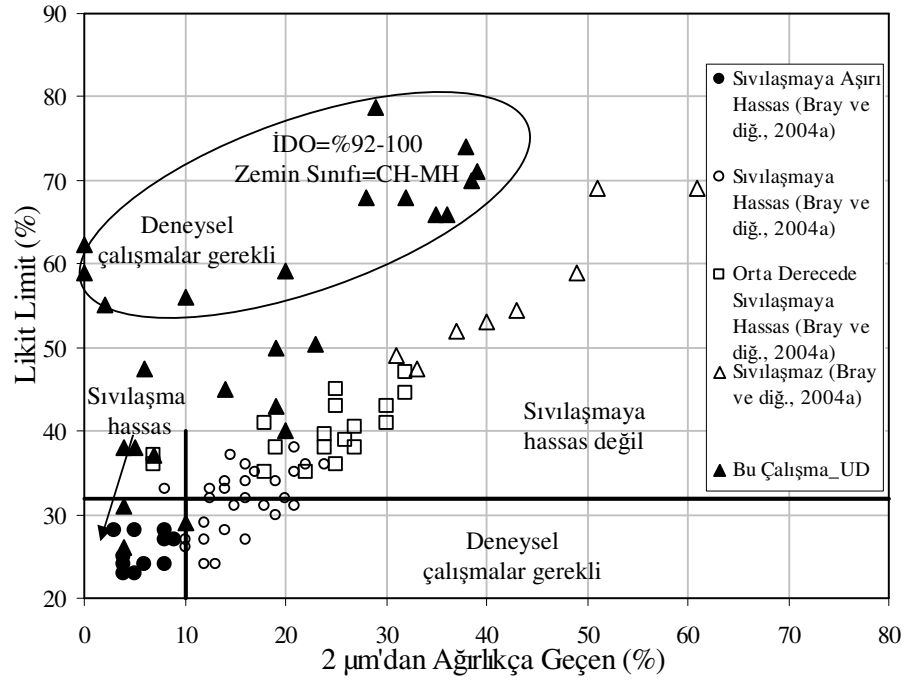


Şekil 5.32: (Devamı) Çin kriterinin Grafikselsel Gösterimi (Youd ve Diğ., 2001)

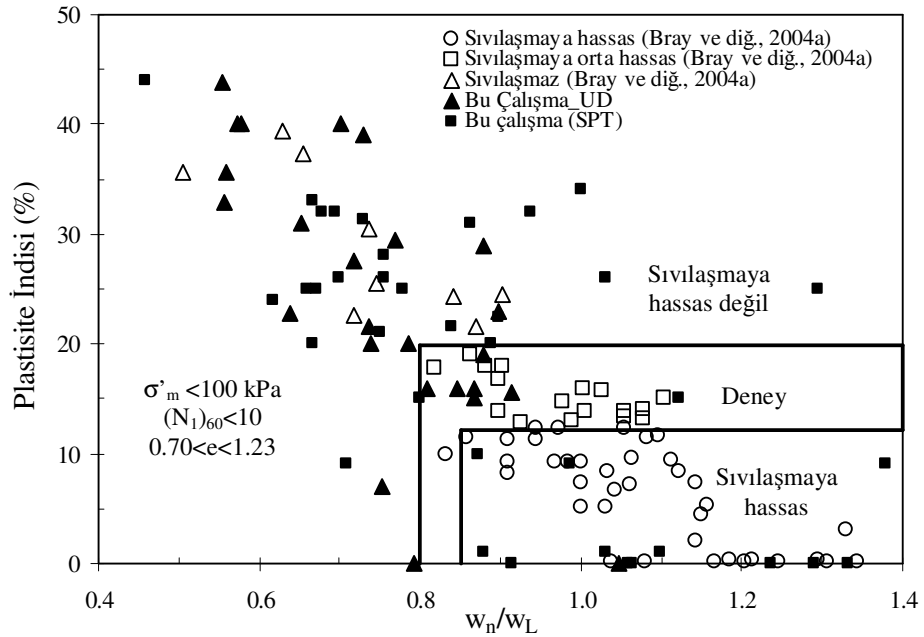
Bu çalışma kapsamında yapılan deneyler dolu üçgen (örselenmemiş numuneler, UD) ile gösterilmiştir. Ancak grafiklerden de görüleceği üzere sadece bir tane deney numunesi tam anlamıyla bu kriteri sağlamaktadır (Şekil 5.31 ve Şekil 5.32). Ayrıca bu grafikte Bray ve diğ. (2004a) tarafından yapılan çalışmalara ait sonuçların diziliminden uzaklaşan veriler elips içerisinde gösterilmiştir. Bunun nedeni ise Bray ve diğ. (2004a)'e ait deney verilerinin zemin sınıfı CL ve ML'den oluşmakta ve İDO genellikle %90'ın altında kalmaktadır. Fakat Şekil 5.31'da gösterilen elips içine düşen zemin cinsleri CH veya MH ve İDO'nun %90'ın üzerindedir.

Bray ve diğ. (2004a) Andrews ve Martin (2000) kriterine göre geliştirdikleri grafik Şekil 5.33'de gösterilmiştir. Bu grafikte gösterilen bu çalışmaya ait deney numunelerinden sadece iki tanesi bu kriteri sağlamaktadır. Bray ve diğ. (2004a) tarafından düşük çevre basınçlarına sahip ince daneli zeminler için önerilen kritere göre oluşturulan grafikte bu çalışma kapsamında yapılan numunelerden sadece bir tanesi bu kritere uymuştur (Şekil 5.34). Bu grafikte bizim çalışmamıza ait verilerin bir kısmı Bray ve diğ. (2004a)'e ait verilerin diziliminden uzaklaşmakta olup bu veriler elips içerisinde gösterilmiştir. Bu saçılmanın nedeni zemin cinsinin CH veya MH olmasından ve İDO'nun %92-100 arasında değişmesinden kaynaklanmaktadır.

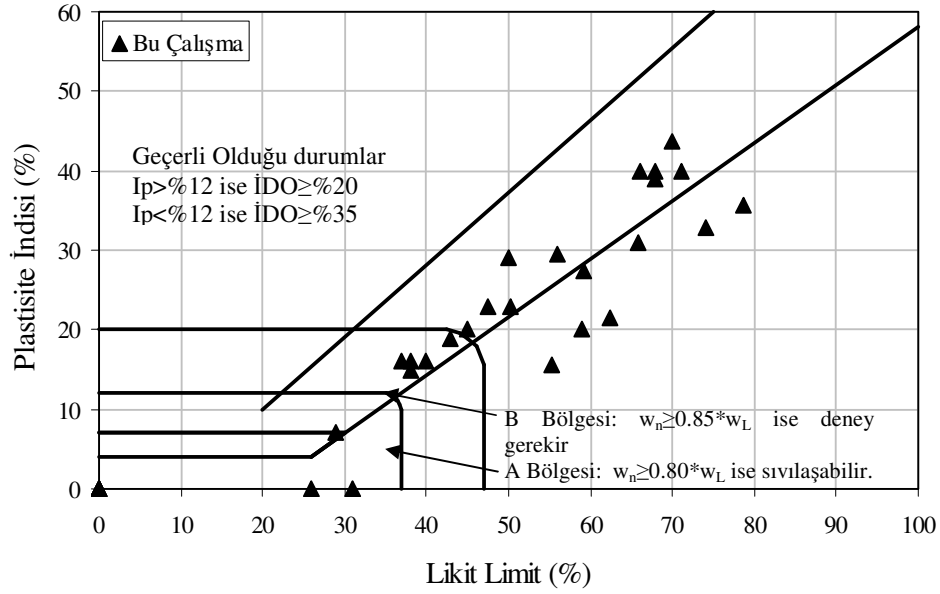
Seed ve diğ. (2003) ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için geliştirdikleri grafik Şekil 5.34'te gösterilmiştir. Bu grafikte gösterilen bu çalışmaya ait deney numunelerinden sadece dört tanesi bu kriteri sağlamaktadır.



Şekil 5.33: Andrews ve Martin Kriterinin Grafiksel Gösterimi (Andrews ve Martin, 2000)



Şekil 5.34: Bray ve diğ. (2004a) Tarafından Düşük Çevre Basınçlarında İnce Daneli Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelini Değerlendirmek İçin Önerdikleri Kriter



Şekil 5.35: Seed ve diğ. (2003) Tarafından Önerilen Kriter

5.9 Sonuçlar

Genellikle yüzeye yakın alüvyonlu zemini olan Adapazarı'nda Kocaeli depremi gibi büyük sarsıntılar sırasında silt ve kumları içeren temel zeminleri sıvılaşmaya maruz kalabilmektedir. Sıvılaşma analiz sonuçları yedinci bölümde sonuçları verilen deneysel çalışmalar ve literatürdeki farklı çalışmalarda ortaya konan arazideki gözlemlerle desteklenmektedir.

Ampirik bağıntılar kullanılarak hesaplanan kayma dalgası hızı genel olarak ilk 10 m içerisinde 100-200 m/s aralığında iken 10 m'den sonraki derinlikte 200-300 m/s arasında değişmektedir.

Azalım ilişkileri kullanılarak hesaplanan en büyük zemin yüzeyi ivmesi değerleri 0.30-0.48g arasında değişmektedir. Ancak analizlerde her bir sondaj verileri ve Sakarya kaydı kullanılarak Prohake programıyla belirlenen ivme değerleri kullanılmıştır. Proshake analizi sonucunda elde edilen ivme değerleri ise 0.127-0.509g arasında değişmekte olup genel olarak 0.360g civarındadır.

Proshake analizinden elde edilen ivme değerleri kullanılarak yapılan analiz sonuçlarına göre SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 sondajlarına ait derinlik boyunca zemin tabakalarının büyük bir çoğunluğu sıvılaşmaktadır. Diğer sondajlarda ise sıvılaşmanın meydana gelmediği görülmektedir.

On tane sondaja ait veriler kullanılarak hesaplanan zemin tabakalarına ait dinamik gerilme oranı (Seed ve Idriss, 1971) 0.12-0.60 arasında değişmektedir.

Dane çapı dağılımına dayalı sınılaşma kriterine göre killi zeminler sınılaşmayan bölgede kalmaktadır. Siltli zeminlerin büyük bir çoğunluğu ise sınılaşmaya aşırı hassas bölgeye düşmektedir. Bununla beraber kumlu zeminlerin tamamı sınılaşmaya aşırı hassas bölgede kalmaktadır.

Bu çalışma kapsamında ince daneli zeminlerin sınılaşma potansiyelini değerlendirmek için modifiye edilmiş Çin kriteri, Andrews ve Martin (2000), Bray ve diğ. (2004a) ve Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen yöntemler kullanılmıştır.

Yukarıdaki yöntemlerin tamamında, birkaç zemin numunesi dışında çoğunluğu sınılaşmayan bölgede kalmaktadır. Diğer zemin numunelerinden ise altı tanesi Bray ve diğ. (2004a) kriterinde deneysel çalışmanın gerekli olduğu bölgeye düşerken Andrews ve Martin (2000)'de bu bölgede hiç bir numune yer almamaktadır. Modifiye edilmiş Çin kriteri ve Andrews ve Martin (2000) kriterine göre oluşturulmuş grafikte bu çalışmaya ait zemin numunelerinin Bray ve diğ. (2004a)'e ait verilerin (CL, ML ve $IDO \leq \%90$) genel eğiliminden farklı olması CH, MH ve $IDO \geq \%90$ 'na sahip olmasından kaynaklanmaktadır.

Sonuç olarak ince daneli zeminlerin sınılaşma potansiyelinin belirlenmesiyle ilgili olarak kullanılan yöntemlere göre silt-kil karışımı zeminlerin büyük bir çoğunluğu sınılaşmamaktadır.

Kaba veya ince daneli zeminlerin mevcut yöntemlere göre sınılaşma potansiyellerinin belirlenmesi aşamasında gerekli parametrelerin elde edilmesinde bir çok faktör (V_s 'in belirlenmesi, en büyük yer ivmesinin belirlenmesi, silt ve kil danelerinin ayrımını sağlayan $2\mu m$ veya $5\mu m$ kriteri) etkili olmaktadır. Bu faktörlerin etkisini ortadan kaldırmak için bu tür zeminlerin sınılaşma veya taşıma gücü kaybını araştırırken dinamik laboratuvar deneylerinden yararlanmak büyük önem taşımaktadır.

6. LABORATUVAR DENEY PROGRAMI

6.1 Giriş

Büyük depremlerin meydana geldiği ülkelerde tekrarlı yüklemelerden dolayı boşluk suyu basıncındaki artış taşıma gücü kaybına, kayma mukavemetinde azalma akma göçmelerine ve modüllerin (E, G) azalımı ise kalıcı düşey deplasmanlara neden olabilir (Durgunoğlu ve diğ., 2004). 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde ($M_w=7.4$) yapı temellerinde oturmalar, dönmeler ve ötelenmeler ile hafif eğimli bölgelerde ise yanal yayılmalar gözlemlenmiştir. Zeminlerde karşılaşılan bu tür stabilite problemlerinden dolayı dinamik davranışın değerlendirilmesi önem kazanmaktadır. Gerek sıvılaşma gerekse sıvılaşma sonrasında meydana gelen aşırı deplasman veya taşıma gücü kayıplarının değerlendirilmesi ile beşinci bölümde sıvılaşma analizlerinin değerlendirilmesiyle ilgili mevcut yöntemlerin belirsizliklerini gidermek için dinamik laboratuvar deneylerinden yararlanmak gerekmektedir.

Laboratuvar deneylerinde arazideki gerilme ve şekil değiştirme koşulları yaklaşık olarak sağlanabilmesine rağmen numune alımı sırasında bir örselenme söz konusu olup bu örselenme davranış biçimini etkilemektedir. Buna rağmen zemin tabakalarının bazı malzeme ve dinamik özelliklerini laboratuvarla gerçeğe yakın olarak bulmak için örselenmemiş numuneler üzerinde deneyler yürütmek daha gerçekçi sonuçlar alınmasını sağlayacaktır.

Bu nedenle bu çalışma kapsamında Adapazarı kent merkezindeki farklı mahallelerde yapılan sondaj çalışmaları sırasında alınan örselenmiş kavanoz numuneleri üzerinde endeks deneyleri ile shelby tüplerinden elde edilen örselenmemiş numuneler üzerinde endeks deneyleriyle beraber, ödometre deneyleri ve dinamik üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Endeks ve ödometre deneylerinin yapılmasında TS 1900 standardı, dinamik üç eksenli basınç deneylerinin yapılmasında ise Japon standartları (JGS 0520-2000, JGS 0541-2000, JGS 0542-2000) dikkate alınmıştır.

6.2 Deneylerde Kullanılan Numune Özellikleri

Deneylerde, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden sonra Adapazarı kent merkezinde yapılmış olan geoteknik incelemeler kapsamında yapılmış olan darbeli ve rotary sondaj yöntemiyle alınmış olan örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri kullanılmıştır. Sondaj çalışmasından elde edilen zeminler siltli kil (CL), kil (CH), killi silt (ML), silt (MH), siltli kum (SM), kum (SP)'dir.

6.3 Endeks Deneyleri

Dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde kullanılan deney numunelerinin dane çapı dağılımını belirlemek için elek analizi ve hidrometre, dane birim hacim ağırlıklarını belirlemek için piknometre deneyleri, kıvam limit (likit limit ve plastik limit) deneyleri yapılmıştır. Likit limit Casagrande yöntemiyle belirlenmiştir. Deneye tabi tutulan numunelerin fiziksel özellikleri ile bu numuneler için seçilmiş olan dinamik gerilme oranları Tablo 6.1 ve Tablo 6.2'de verilmiştir. Deney numunelerine ait granülometri eğrileri Şekil 6.1 ve 6.2'de gösterilmiştir. İnce daneli zeminlerin plastisite kartındaki yerleri ise Boulanger ve diğ. (2004) tarafından önerilmiş olan kum benzeri, kil benzeri ve kum ile kil arasında kalan zeminlere ait verilerle birlikte gösterilmiştir (Şekil 6.3).

Tablo 6.1: Sıvılaşma Deneylerinde Kullanılan Numunelere Ait Fiziksel Özellikler

Sondaj No	Deney No	Derinlik (m)	w _n (%)	İDO (%)	w _L (%)	w _P (%)	Ip (%)	Ic	γ _s g/cm ³	N ₃₀	DKGO	Zemin Cinsi
SK-3	S3-1	10.5-11.0	37	53.0	-	-	NP	-	2.708	23	0.280	ML
SK-3	S3-2	10.5-11.0	29	46.0	-	-	NP	-	2.632	23	0.205	SM
SK-3	S3-3	10.5-11.0	32	39.0	-	-	NP	-	2.665	23	0.210	SM
SK-3	S3-4	3.0-3.5	46	92.0	62	41	22	0.761	2.690	5	0.330	MH
SK-3	S3-5	3.0-3.5	50	94.0	55	40	15	0.310	2.712	5	0.350	MH
SK-3	S3-6	3.0-3.5	46	94.0	59	39	20	0.627	2.730	5	0.380	MH
SK-11	T12-1	4.0-4.5	33	98.0	38	22	16	-	-	11	0.346	CL
SK-12	T12-2	4.0-4.5	38	95.0	38	23	15	-	-	12	0.315	CL

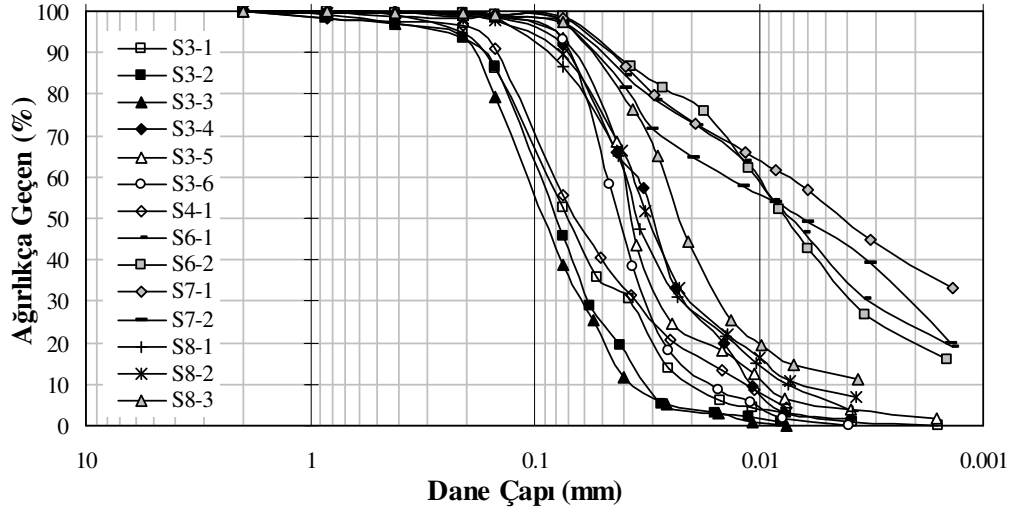
Tablo 6.2: N=20 Çevrime Kadar Tekrarlı Yükleme Sonrasında Statik Deney Yapılan Numunelere Ait Fiziksel Özellikler

Sondaj No	Deney No	Derinlik (m)	w _n (%)	İDO (%)	w _L (%)	w _P (%)	Ip (%)	Ic	γ _s g/cm ³	N ₃₀	DKGO	Zemin Cinsi
S4	S4-1	3.00-3.50	22	55.5	-	-	-	-	2.634	12	0.320	ML
S6	S6-1	3.00-3.50	45	97.3	50	27	23	0.224	2.770	7	0.420	CH
S6	S6-2	3.00-3.50	42	98.8	59	22	37	0.608	2.750	7	0.482	MH
S7	S7-1	3.00-3.50	41	98.1	74	41	33	1.003	2.696	4	0.370	MH
S7	S7-2	3.00-3.50	44	97.0	79	43	36	0.970	2.778	4	0.420	MH
S7	S7-3	3.00-3.50	43	99.3	66	35	31	0.740	2.740	4	0.515	MH
S8	S8-1	3.00-3.50	37	86.6	-	-	NP	-	2.594	5	0.240	ML
S8	S8-2	3.00-3.50	41	89.5	-	-	NP	-	2.625	5	0.255	ML
S8	S8-3	3.00-3.50	44	97.3	-	-	NP	-	2.715	5	0.400	ML
S4	T3-1	6.0-6.5	22	97.5/9.2	40	16	24	0.760	-	15	0.320	CL/SP-SC
S2	T4-1	4.5-5.0	-	1	-	NP	NP	-	-	44	0.408	SP
S1	T5-1	5.0-5.5	38	98.9	66	26	40	0.697	-	5	0.400	CH
S1	T5-2	5.0-5.5	32	98.4	40	24	16	0.478	-	5	0.340	CL
S1	T5-3	5.0-5.5	41	97.5	71	31	40	0.759	2.700	5	0.450	CH
S2	T6-1	7.2-7.7	25	89.1	31	NP	NP	-	-	14	0.415	ML
S2	T6-2	7.2-7.7	31	96.5	37	21	16	0.356	-	14	0.380	CL
S2	T6-3	7.2-7.7	50	94.7	68	29	39	0.470	2.740	14	0.410	CH
S2	T6-4	7.2-7.7	33	99.4	45	25	20	0.589	2.680	14	0.450	CL
S6	T7-1	7.5-8.0	38	99.4	43	24	19	0.273	-	9	0.400	CL

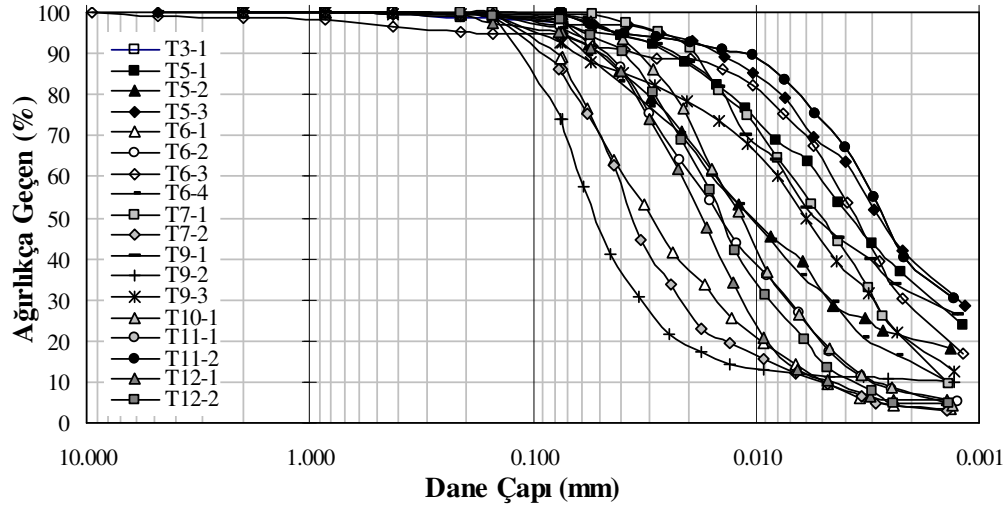
Tablo 6.2: (Devamı) N=20 Çevrime Kadar Tekrarlı Yükleme Sonrasında Statik Deney Yapılan Numunelere Ait Fiziksel Özellikler

Sondaj No	Deney No	Derinlik (m)	w_n (%)	İDO (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	I_c	γ_s g/cm ³	N ₃₀	DKGO	Zemin Cinsi
S6	T7-2	7.5-8.0	27	86.3	26	NP	NP	-	2.690	9	0.360	ML
S8	T9-1	7.5-8.0	48	97.5	68	28	40	0.508	-	7	0.430	CH
S8	T9-2	7.5-8.0	22	74.1	29	22	7	1.027	-	7	0.380	CL-ML
S8	T9-3	7.5-8.0	44	99.4	50	21	29	0.210	2.670	7	0.404	CL
S9	T10-1	9.5-10.0	30	99.7	48	25	23	0.754	-	13	0.318	CL
S1	T11-1	9.5-10.0	39	100.0	70	26	44	0.711	-	7	0.464	CH
S1	T11-2	9.5-10.0	43	100.0	56	26	30	0.440	-	7	0.490	CH

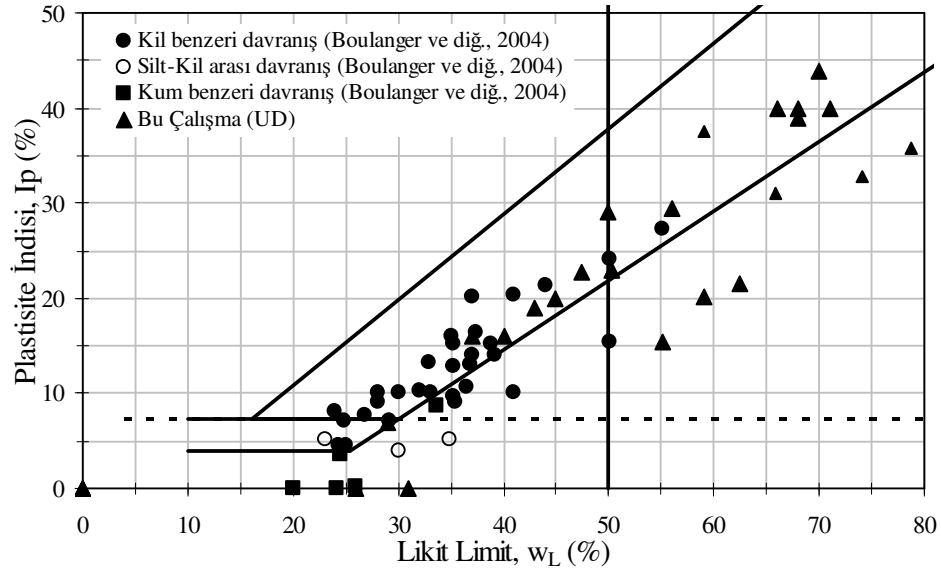
Tablo 6.1’de gösterilen ve I. Grup olarak adlandırılan sıvılaştırma deneylerinde kullanılan numunelerin su muhtevası w_n =%29-50, ince dane oranı İDO=%39-98, plastisite indisi I_p =%0-22 ve SPT-N değeri N_{30} =5-23 arasında değişmektedir. Tablo 2’de ise II. grup olarak adlandırılan tekrarlı yükleme ve sonrasında yapılan statik deneylerde kullanılan numunelerin su muhtevası w_n =%22-50, İDO=1-100, I_p =%0-40 ve N_{30} =4-44 arasında değerler almaktadır.



Şekil 6.1: Deney Numunelerine Ait Granülometri Eğrileri (SM, ML, MH)



Şekil 6.2: Deney Numunelerine Ait Granülometri Eğrileri (CL, CH)

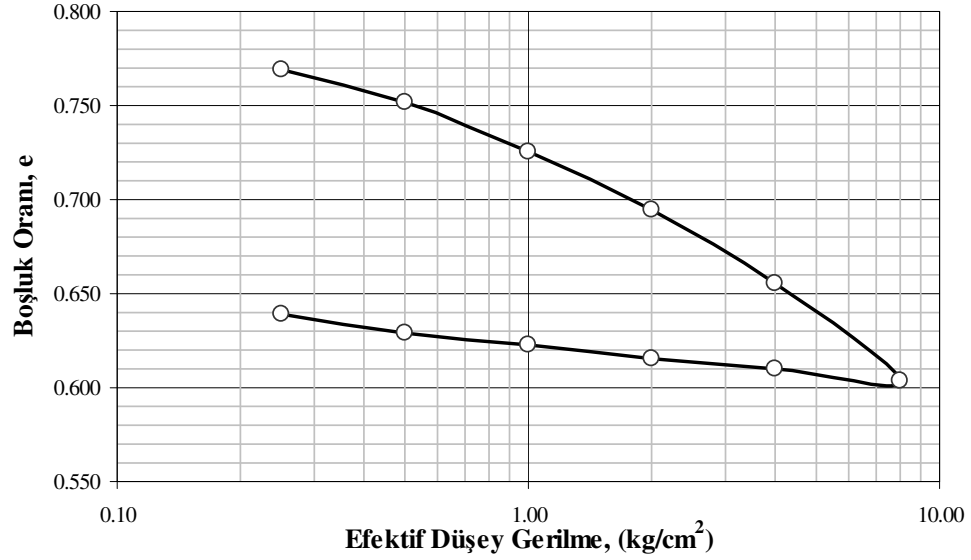


Şekil 6.3: Dinamik Üç Eksenli Deneylerde Kullanılan Numunelerin Plastisite Kartındaki Yeri

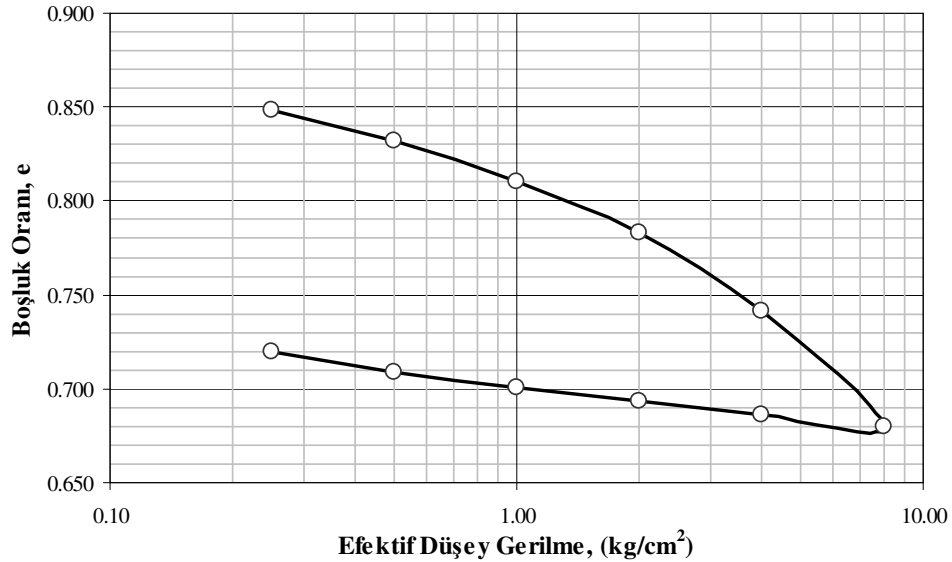
6.4 Ödometre Deneyleri

Adapazarı kent merkezinden alınmış olan numunelerin sıkışabilirlik özellikleri, gerilme geçmişi ve buna bağlı olarak aşırı konsolidasyon oranı (AKO) ile ön konsolidasyon basıncını belirlemek amacıyla bir boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Konsolidasyon deneyi için kullanılan ringlerin iç çapı 50 mm, yüksekliği ise 20 mm'dir. 60 mm'lik sondaj tüplerinden çıkarılan zemin numunelerine ring batırılarak ve aynı zamanda ringin dışına taşan zemin traşlanarak minimum

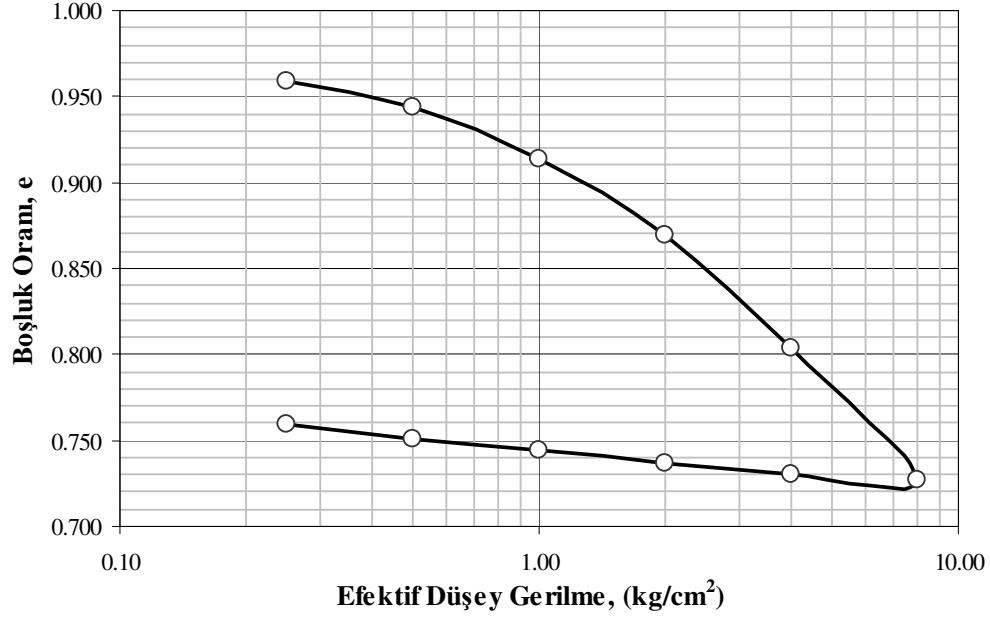
örselenme ile deney numunesi hazırlanmıştır. Bir boyutlu konsolidasyon deney aletinde arazideki efektif gerilmelerde dikkate alınarak maksimum 8 kg/cm² basınç kademesine kadar kademeli olarak yükleme yapılmış ve aynı kademe aralıklarıyla boşaltılmıştır. Üç tane yüzeye yakın zemin numunesi üzerinde yapılan konsolidasyon deneyine ait sonuçlar Şekil 6.4-5-6’da gösterilmiştir.



Şekil 6.4: SK-11 Sondajının 2.0-2.50 m Derinliğindeki Killi Silt Numunesinin Bir Boyutlu Konsolidasyon Davranışı



Şekil 6.5: SK-11 Sondajının 4.0-4.50 m Derinliğindeki Killi Silt Numunesinin Bir Boyutlu Konsolidasyon Davranışı



Şekil 6.6: SK-12 Sondajının 2.0-2.50 m Derinliğindeki Killi Silt Numunesinin Bir Boyutlu Konsolidasyon Davranışı

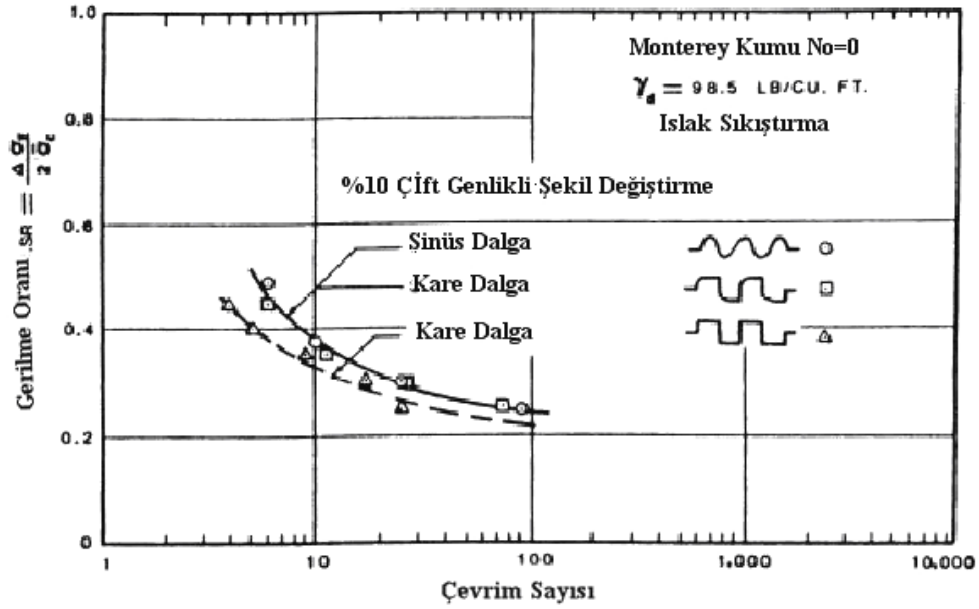
Yukarıdaki deney sonuçlarına göre SK-11 (2.0-2.5m), SK11 (4.0-4.5m) ve SK12 (2.0-2.5m) sondajlarından alınan numunelerin AKO değerleri sırasıyla 3.85, 2.75 ve 3.70 olarak belirlenmiştir. Elde edilen AKO oranları Erken ve Ülker (2007) ve Sancio (2003a) tarafından yapılan çalışmalarda deney sonuçlarıyla uyumludur.

6.5 Dinamik Üç Eksenli Basınç Deneyi

Dinamik üç eksenli deneyler deprem etkisiyle zemin kütlelerine uygulanan yükleri modellemek için yapılır.

Bu aşamada öncelikle dinamik yükleme aşamasında kullanılan yükleme modelinin şekli ve uygulanan yüklemenin frekansının belirlenmesi gereklidir. Silver ve diğ. (1976) ve Mulilis, Townsend ve Horz (1978)'de zeminin dinamik mukavemetinin, yükleme modelinin şeklinden fazlaca etkilendiğini belirtmişlerdir. Sinüzoidal, dikdörtgen, üçgen ve trapez dalga şekilleri kullanılmaktadır. Sinüs dalgaları, aynı maksimum genlikleri yapabilen dikdörtgen şeklindeki dalgalar altında meydana gelenden %15-30 daha yüksek dinamik mukavemetleri meydana getirdiği bulunmuştur. Bu mukavemet artışı dikdörtgen yükleme şekli ve bunların boşluk suyu basıncı üzerine etkileri ile beraber yükleme boyunca oluşan şiddetli hız değişimlerinden dolayıdır. İlave olarak, sinüs dalgası artan zamandan dolayı aynı pik

genlikli bir dikdörtgen dalgasından daha düşük ortalama bir gerilme uygular. Bu daha düşük ortalama gerilme daha yüksek dinamik mukavemetin bir sonucudur. Şekil 6.7’de tekrarlı gerilme üzerine değişen dalga şeklinin etkileri Monterey #0 kumu için dinamik mukavemet eğrilerinin çizimleri gösterilmiştir (Silver ve diğ., 1976). Ancak depremler sırasında tekrarlı gerilme üniform sinüzoidal bir şekil göstermemesine rağmen yaptığı çalışma sonuçlarına göre laboratuvarında sinüzoidal şekilli fonksiyonların kullanılması Silver (1977) tarafından tavsiye edilmektedir.



Şekil 6.7: Sıvılaştırma Direncine Dalga Şeklinin Etkisi (Silver ve Diğ., 1976)

Yükleme şeklinin etkisi araştırılırken dikkat edilmesi gereken özelliklerden bir tanesi de yüklemenin tek veya çift yönlü etki ettirilmesidir. Tek yönlü yükleme, tekrarlı gerilme genliğinin hep aynı işaretli bölgede kalması demektir. Çift yönlü yapılan yükleme daha büyük şekil değiştirmelere ve daha küçük mukavemet değerlerine yol açmaktadır. Depremlerin çift yönde etki ettiği bilindiğinden laboratuvarında yapılacak olan deneylerde tekrarlı gerilmelerin iki yönde etki ettirilmesi daha gerçekçi olacaktır.

Lee ve Fitton (1968) ile Mulilis (1975) gibi bazı araştırmacılar dinamik mukavemet üzerine yükleme frekansının etkisini araştırmışlardır. Ayrıca Matsui, Ohara ve Ito (1980) tarafından normal konsolide killer üzerinde frekansın etkisini incelemek amacı ile deneyler yapılmıştır. Yapılmış olan deney sonuçlarına göre aynı çevrim sayısında frekans değerlerinin küçülmesinin, meydana gelen boşluk suyu basıncı ve birim şekil değiştirme genliklerinin büyümesine yol açtığını görmüşlerdir. Bununla

beraber tekrarlı gerilmeler altında ince daneli zeminler üzerinde yapılan deneylerde artık boşluk suyu basıncı değerlerinin güvenilir bir biçimde ölçülebilmesi için uygulanan frekans değerlerinin 0.1 Hz civarında olması bir çok araştırmacı tarafından öngörülmektedir. Frekansın yaklaşık olarak 0.1 Hz seçilmesinin nedeni daha yüksek frekanslarda oluşabilecek olan boşluk suyu basınçlarının ölçülebilmesi için gerekli zamanın olmamasıdır.

Zergoun ve Vaid (1994) tarafından yapılan çalışmada killi numuneler üzerindeki boşluk suyu basınçları ölçümleri sadece yavaş dinamik deneylerde güvenli şekillerde elde edilebilir ve yavaş dinamik deneyler hızlı dinamik deneylere göre daha düşük dinamik mukavemete neden olduğunu belirtmişlerdir. Yavaş yükleme oranı olarak 0.0001-0.002 Hz seçmişlerdir (Boulanger ve diğ., 1998).

Mulilis, Townsend ve Horz (1978) sıvılaşma karakteristikleri ile ilgili olarak bir numune üzerinde doygunluk derecesinin etkilerini incelemişlerdir. Bu araştırmacılar Monterey kumu üzerinde yaptıkları deneylerde Skempton'un (1954) boşluk suyu parametrelerinin 0.91 ile 0.97 arasında değiştiğini belirlemişlerdir ancak bu değerlerin numunelerin sıvılaşma eğilimlerinde önemli farklılıklar oluşturmadığını bulmuşlardır. Bununla beraber Chaney (1976)'da doygunluk derecesinin 0.91 ile 0.99 arasında değiştiği değerlerin zemin cinsi, yoğunluk ve başlangıç çevre basıncına bağlı olarak zeminin dinamik mukavemeti üzerine büyük etkilere sahip olduğunu bulmuşlardır.

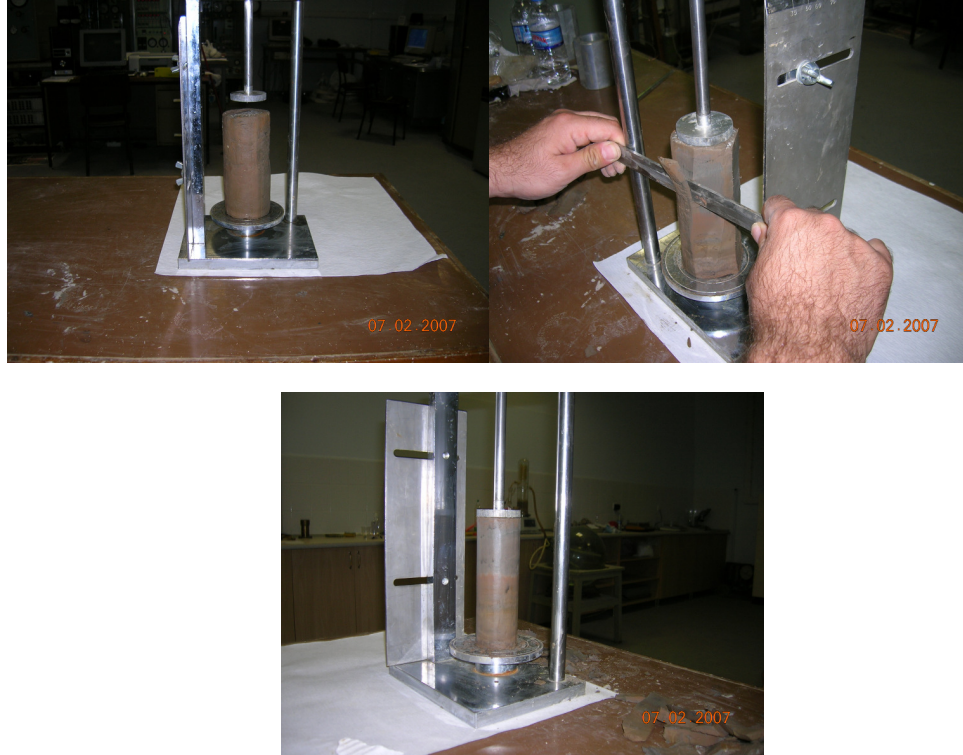
Numune boy/çap oranının ikiden fazla olması durumunda burkulma durumunun söz konusu olması ve küçük olması durumunda ise sınır koşullarının sağlanmaması nedeniyle bu oran genel olarak iki olarak seçilir. Ayrıca, Lee ve Fitton (1969) dinamik mukavemete numune boyutunun etkilerini belirlemek için farklı numune çapları ile kaba ve ince kumlar üzerinde deneyler yapmışlardır. Bu deneylerde 35mm ve 70 mm çaplı numuneler kullanmışlardır. Kullandıkları numuneleri sabit relatif sıkılıkta hazırlamış ve sabit çevre basıncı altında deneyler yapmışlardır. Lee ve Fitton (1969) iki değişik çapa sahip numuneler üzerinde yaptıkları deney sonuçlarına göre sıvılaşma direncinde %5 den daha az bir değişim bulmuşlardır.

Dinamik üç eksenli basınç deneyinin temel teorisi ve dinamik üç eksenli ile arazideki deprem yükleri arasındaki farklar EK A'da verilmiştir.

6.5.1 Dinamik Deneyler İçin Numunelerin Hazırlanması

17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi sonrasında alınan ince daneli (kil, siltli kil gibi) numunelerdeki örselenmeyi minimum düzeye indirmek için, yaklaşık olarak 7 cm çapında 80 cm yüksekliğindeki sondaj tüpleri, enine olacak şekilde yaklaşık 12-15 cm'lik parçalara ayrılmış ve daha sonra planya aletinde boyuna doğrultuda karşılıklı iki taraftan yarılarak numuneler çıkarılmıştır.

Ayrıca, yukarıdaki şekilde sondaj tüpünden çıkarıldığında dağılma ihtimali olan zeminler (silt, kum, siltli kum ve kumlu silt gibi) ise dane çapına göre sondaj tüpü ile beraber derin dondurucuya bırakılmıştır. Dondurulmuş olan sondaj tüpleri metal kesici spiral ile yaklaşık 12-15 cm'lik parçalara ayrılmış ve daha sonra planya aletinde boyuna doğrultuda karşılıklı iki taraftan yarılarak numuneler çıkarılmıştır. Sondaj tüpünden çıkarılan numuneler boyu çapının minimum iki katı olacak şekilde yani çapı 50 mm, yüksekliği 100 mm olacak şekilde şekil 6.8'de gösterilen deney aparatında hazırlanmıştır.



şekil 6.8: Deney Numunesinin Hazırlanması

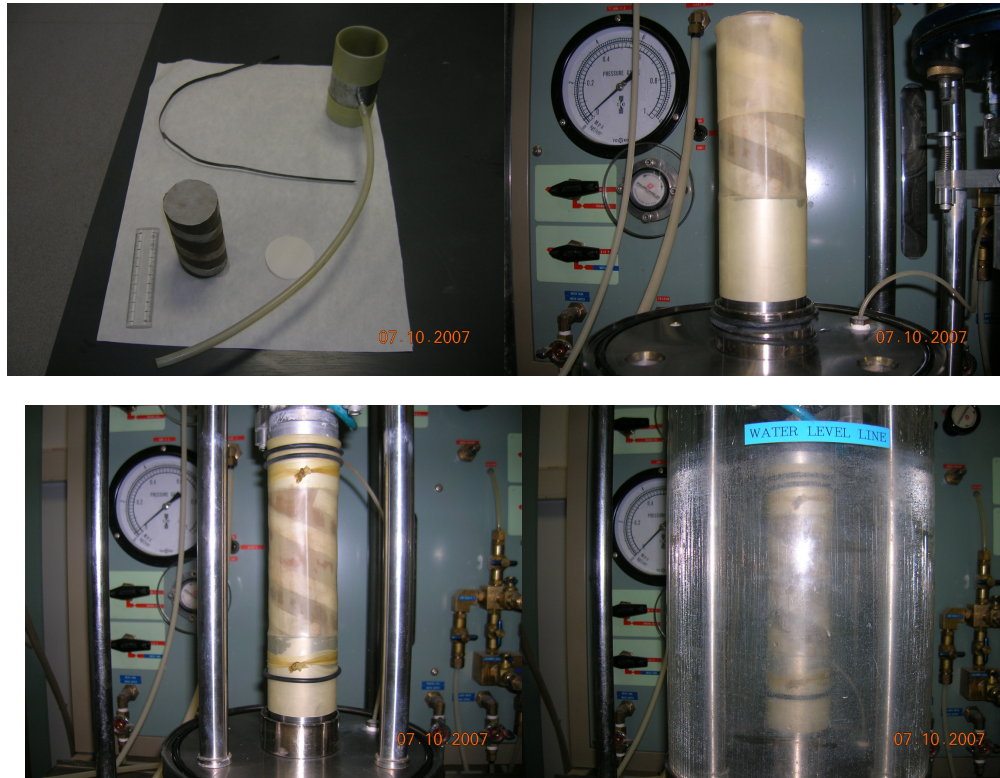
İstenilen boyutlarda numuneler hazırlandıktan sonra üç ayrı noktadan çap ve yükseklikleri ile ağırlığı ölçülerek deney fyne kayıt edilir. Dondurulmadan hazırlanan bir deney numunesi ise ya hemen deney sistemine yerleştirilir yada önce

strech film sonra alüminyum folyoya sarılarak nem odasındaki desikatöre konur. Dondurularak hazırlanmış bir deney numunesi ise ya hemen deney sistemine yerleştirilir ya da deney anına kadar derin dondurucuda bekletilir.

6.5.2 Deneylerin Yapılması

Yukarıda anlatılan şekilde hazırlanan numuneler desikatör veya derin dondurucudan çıkarılır. İnce daneli zeminlerde konsolidasyon sürecini hızlandırmak ve boşluk suyu basınçlarını daha sağlıklı okuyabilmek için numunenin etrafına spiral şeklinde şerit filtre kağıdı yerleştirilir (Şekil 6.9). Bu şekilde hem konsolidasyon süreci hızlandırılmış olur hem de boşluk suyu basınçlarını daha sağlıklı okuyabilmek için yapılır. Numune hücreye yerleştirilmeden önce burete su alınır. Daha sonra 0.1-0.2 kg/cm² gibi düşük ters basınçlar altında alt ve üst drenaj borularında olabilecek hava kabarcıkları alınmalı ve alt ve üst başlıklardaki poroz taşlar doymuş hale getirilerek üzerlerine poroz kağıtlar yerleştirilmelidir. Daha sonra membran içindeki numune, hücre alt başlığı üzerine yerleştirilir (Şekil 6.9). Membranın, hücre alt başlığı ile temas ettiği yerlere lastik halkalar (O ring) yerleştirilerek numune içine su ve hava sızıntısı engellenmelidir (Şekil 6.9). Bu işlemden sonra hücre üst başlığının, üç tane destek ayağı olan yükleme hücresinin bulunduğu sistem takılır. Destek ayakları sabitlenip numune üzerine filtre kağıdı yerleştirilmelidir. Bu aşamada deney numunesi dondurulmuş ise zamanla numunenin çözülüp dağılmasını engellemek için numune üst başlığında bulunan boru vasıtası ile numuneye 0.1 kg/cm² vakum uygulanmalıdır. Bu işlemden sonra üst başlıkta bulunan altında poroz taşı piston numune üzerine temas edecek şekilde indirilmeli ve bu durumda pistonu sabitleyen vana kilitlenmelidir (Şekil 6.9). Hücre alt başlığında membran üzerine geçirilen lastik halkalar, üst başlık için de aynı şekilde uygulanır. Daha sonra üç eksenli hücre ve ardından hücre başlığı yerleştirilerek üç ayrı vida sıkılarak kilitlenir. Bundan sonraki adımda, hücreye su gelişini sağlayan ana su tankına bir miktar basınç verilerek (0.2-0.5 kg/cm²) hücre üzerinde belirtilen seviyeye kadar hücreye su doldurulur (Şekil 6.9). Hücreye su alındıktan sonra hücreye su girişini sağlayan vana kapatılır ve ana su tankına verilen basınç sıfırlanır. Bu aşamadan sonra numuneye aktarılan yük ölçerlerinin (1. kanal), numunedeki düşey boy değişimi (2. kanal), boşluk suyu basıncı ölçümü (3. kanal) ve küçük düşey boy değişimi ölçerlerin (4. kanal) bağlantıları yapılmalıdır. Numune üst başlığı yerleştirilirken kilitlenmiş olan yükleme pistonunun ağırlığını dengelemek için 0.1 kg/cm² lik çevre basıncı hücreye verilir ve bir yandan da sadece düşey pistonu tutan vana yavaş yavaş açılır. Piston tamamen serbest kaldıktan sonra, kalibrasyonu Ek B’de anlatıldığı gibi yapılan ölçüm cihazları sıfırlanır. Sonradan izotropik koşullarda deney yapılıyorsa numunenin alındığı derinliğe göre hesaplanan efektif gerilme değeri çevre basıncı

olarak kademeli bir şekilde arttırılarak numuneye verilmelidir. Daha sonra içinden gaz geçebilecek zeminlerden (silt, kum ve düşük plastisiteli killer) karbondioksit (CO_2) gazı 1 saat boyunca geçirilir. CO_2 'in geçmediği diğer zeminlerde ise bu aşama uygulanmaz. Bu aşamadan sonra deney numunelerinden su, ya üç eksenli hücreden 70 cm yukarıda bulunan damıtık su tankından cazibeyle yada deney numunesine alttan su girişi sağlanır üstten ise vakum ile su vakum tankına çekilir. Deney numunesine ters basınç uygulamadan önce büretdeki su seviyesi kaydedilir ve bu seviye hesaplarda baz alınır. Su geçirme işleminden sonra önceden belirlenen ters basınç miktarı drenajlar açılarak numuneye yavaş ve kademeli olarak (15 dakikada $0.5 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$) uygulanmalı aynı zamanda oturmalarda gözlenmelidir. Ters basınç miktarı numunenin alındığı derinlik ve su muhtevasına göre $2.0\text{-}4.0 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$ arası değişebilir. Ters basınç uygulanırken sistemin denge (bias) konumda olmasına dikkat edilmelidir. Böylece, ters basınç miktarı artarken dengeleme basıncından dolayı çevre ve düşey basınçta otomatik olarak artacak ve numunenin şişmesi engellenecektir. Ters basınç verildikten yaklaşık 24 saat sonra doygunluk derecesi (B kontrolü) yapılabilir.



Şekil 6.9: Traşlanarak Hazırlanan Deney Numunesinin Deney Aletine Yerleştirilmesi

B kontrolü yapılmadan önce büret, deplasman ve yük ölçerlerdeki değerler kaydedilmelidir. Sonra ilk olarak drenajlar kapatılır ve ters basınç miktarı belli bir değere kadar artırılır (bu değer maksimum B kontrolü öncesi numune üzerinde mevcut olan efektif gerilmeye eşit olabilir). Eğer numune suya doygun ise boşluk suyu basıncı ölçer numuneye uygulanan ters basınç miktarı kadar artacaktır. Şayet B değeri konsolidasyon öncesi %95-100 değerleri arasında ise numune suya doygun kabul edilip konsolidasyon aşamasına geçilebilir. Şayet doygun değilse B kontrolü için artırılan ters basınç miktarı ile yada ters basınç bir miktar daha artırılıp en az 24 saat beklenmelidir. B kontrolü sırasında ters basınç sisteminin kullanılarak numune üzerindeki basınç miktarının arttırılmasının nedeni, sistemin çevre basıncını da aynı oranda arttırması ve drenajlar açıldığında efektif gerilmenin değişmemesidir. B kontrolü, drenajlar kapatılıp sadece çevre basıncı arttırılarak da yapılabilir. Ancak B değeri istenilen değeri sağlamazsa drenajlar açıldığında efektif gerilme değeri değişecektir. Yada drenajlar açılmadan arttırılan çevre basıncı geri alınarak başlangıç değerine düşürülebilir ancak bu işlem sırasında numune aşırı konsolide olabilir.

B değeri sağlandıktan sonra drenajlar açılmadan numunelerde meydana gelen örselenmenin etkisini azaltmak için, numuneye arazide numune üzerinde bulunan efektif gerilme değerinin yaklaşık %10-50 fazlası basınç uygulanır (deney numunesine uygulanacak konsolidasyon basıncı) sonra drenajlar açılarak konsolidasyon başlatılır. Alt ve üst drenaj valfleri açık olduğundan numune konsolide olmaya başlar. 24 saat konsolidasyon süresinden sonra drenajlar kapatılıp bir süre boşluk suyu basıncında artış olup olmadığı gözlenmelidir. Eğer boşluk suyu basıncı artıyorsa numune daha konsolidasyonunu tamamlamamış olup bir süre daha beklenmelidir. Deney numunesi konsolidasyonunu tamamlamış ise deney sonu büret ve düşey boy değişimi kayıt edilerek deneye başlanabilir. Büretdeki su miktarından konsolidasyon sırasında numuneden çıkan su miktarı ve deney başı su muhtevası bulunabilir.

Tekrarlı yükler altında zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışları incelenirken zemin boşluklarındaki suyun drene olabilmesi için yeterli zamanın olmayacağı açıktır. Bu nedenle laboratuvarında ki deney numuneleri drenajsız olarak tekrarlı yüklemelere maruz bırakılır. Bu durum tekrarlı yüklemeler sırasında meydana gelecek olan boşluk suyu basınçları efektif gerilmeleri etkileyeceğinden çok önemlidir. Ancak meydana gelecek olan boşluk suyu basınçları doygunluk derecesinin bir fonksiyonudur. Bu aşamadan sonra dinamik deney yapılma aşamasına geçilebilir.

Dinamik yükleme ünitesi yardımıyla istenilen genlikteki dinamik gerilme uygulanabilir. Sistem dinamik yükü hava basıncı yardımıyla uygulayabilmektedir. Geri besleme kontrol sistemi birimi ile ölçüm cihazlarından elde edilen değerler amplifikatör yardımıyla okunmaktadır.

İlk olarak fonksiyon jeneratörü üzerinde bulunan birimlerden çevrim sayacı sıfırlanmalıdır. Sistemin belli bir çevrim sayısından sonra durması isteniyorsa önceden istenilen çevrim sayısına ayarlanmalıdır. Sayaç, belirlenen çevrim sayısına ulaştığında sistem otomatik olarak yüklemeyi durduracaktır. Eğer sayaç, başlangıçta “000000” değerine ayarlanırsa yükleme manuel olarak durdurulmalıdır. Deney sırasında gerilme genliğinin frekans ayarı yine fonksiyon jeneratörü üzerindeki frekans kontrol düğmesi ile ayarlanır. Frekans değerinin ayarlanması çeşitli şekillerde yapılabilir. Farklı frekanslara örnek ayar çeşitleri Tablo 6.3’de verilmiştir. Bu çalışma için frekans değeri olarak 0.1 Hz seçilmiştir. Kocaeli depremi kayada yaklaşık olarak 45 sn devam ettiği bilinmektedir. Yumuşak zemin tabakalarında bu sürenin çok daha uzun olacağı artçı depremlerde kaya ve yumuşak zemin üzerinde yapılan ölçümlerden bilinmektedir. Bu araştırmada frekans değeri 0.1 Hz seçilmiş olup $N=20$ çevrim sayısı için bu süre 200 sn olmaktadır. Ancak frekansın 0.1 Hz seçilmesinin nedeni daha yüksek frekanslarda oluşabilecek olan boşluk suyu basınçlarının ölçülebilmesi için gerekli zamanın olmamasıdır.

Tablo 6.3: Frekans Ayarları

Frekans (Hz)	Frekans kontrol düğmesi	Aralık
0.1	100	X0.1
0.5	500	X0.1
1.0	1000	X0.1
1.0	100	X1
2.0	200	X1
3.0	300	X1

Frekans ayarı tamamlandıktan sonra, sıvılaşma deneyi veya $N=20$ çevrim için numuneye verilecek dinamik gerilme genliği yada diğer bir deyişle tekrarlı gerilme oranı kalibrasyon tablosundan istenilen değere ayarlanır. Dinamik birimin ayarlanması tamamlandıktan sonra, bütün ölçüm birimleri AUTO anahtarına basılarak sıfırlanmalıdır. Güç kaynağı açık duruma getirildikten sonra ana basınç regülatörü $5-9 \text{ kgf/cm}^2$ artırılarak sisteme basınç verilir. Sisteme basınç verildikten sonra kesinlikle düşey yükün auto düğmesine basılmamalıdır aksi taktirde pistondaki

yük direk olarak numuneye bir şok gibi uygulanır ve numune kırılır. Dinamik yüklemeyi numuneye iletecek olan üst piston, numune üst başlığına bağlı olan alt pistonla temas edecek şekilde, statik ayar düğmesi kullanılarak indirilir. Pistonların birbirine hızlı bir şekilde temas etmesi, numunenin yük almasına ve dolayısıyla örselenmesine yol açacağından bu işlem çok hassas yapılmalıdır. Temas sağlandıktan sonra alt pistonun üzerindeki düşey basıncın kaldırılması gerekmektedir. Bu işlem, düşey basınç valfi kapatılarak sağlanır. Ancak, valfin kapatılması ile beraber numune üzerinde sadece çevre basıncı, alt pistonu dışarı doğru itmek isteyecek ve bu da numunede çekme gerilmelerinin oluşmasına, sonuç olarak da numunenin örselenmesine neden olacaktır. Bu nedenle, alt piston üzerindeki düşey basınç kaldırılırken, statik ayar düğmesi ile üst piston hassas bir şekilde indirilerek alt pistonun dengelenmesi gerekir. Bu dengelemeyi hassas bir şekilde yapabilmek için, düşey yük göstergesi kullanılabilir. Numune üzerine herhangi bir yük geldiğinde ya da kalktığında gösterge “00.0”değerinden farklı bir değer gösterir. Numune üzerindeki düşey yük kaldırılırken de göstergede negatif değerler okunmaya başlar, bu esnada statik ayar düğmesi kullanılarak göstergenin “00.0”değerine gelmesi sağlanmalıdır. Ancak bu şekilde numune de meydana gelebilecek örselenme minimum seviyeye inebilir. Drenajlar kapalı olarak artık deneye başlanabilir. Bu nedenle kayıt için bilgisayar yazılımında gerekli düzenlemeler (data alma aralığı, kayıt alınacak kanalların seçimi, deney süresi gibi) yapılmalıdır.

Dinamik deney veya dinamik deney ve sonrasında yapılan statik deney sonrası üst pistonu dengeleyen hava basıncı, statik ayar düğmesi ile azaltılarak pistonun kalkması sağlanır, eş zamanlı olarak numune üzerine, düşey basınç valfi açılarak dengeleme basıncı verilmelidir. Üst piston yerine sabitlendikten sonra dinamik yükleme sistemindeki ana basınç kapatılır. Daha sonra numune üzerindeki ters basınç sıfırlanır ve çevre basıncı $0.1-0.5 \text{ kg/cm}^2$ değerine kadar düşürülerek hücredeki su boşaltılır. Hücredeki su tamamen boşaltıldıktan ve ölçüm cihazlarının bağlantıları söküldükten sonra hücre başlığı, hücre ve daha sonra numune çıkarılır. Numunenin deney sonu su muhtevası belirlenir.

Kuvvetli yer hareketleri zeminlerin maruz kaldıkları yükleri laboratuvarında modellemek amacıyla iki grup deney yapılmıştır. Birincisi zeminlerin göçme kriteri olarak belirlenen değere (eksenel birim şekil değiştirme genliği, $\epsilon=\pm\%2.5$ veya boşluk suyu basıncı oranı, $r_u=1.0$) ulaşmaya kadar yapılan dinamik deneyler, ikincisi ise $M_w=7.4$ manyitütündeki deprem yüküne eşdeğer olarak kabul edilen $N=20$ çevrim sayısına kadar dinamik yükleme yapılmış ve hemen sonrasında drenaja izin verilmeden statik deneyler yapılmıştır.

Kullanılan deney sisteminin teknik özellikleri, ölçüm sistemi, sistemin kalibrasyonu ve kayıt sistemiyle ilgili daha fazla bilgi EK B’de yer almaktadır.

6.5.2.1 Dinamik Deneyler

Deney programının ilk bölümünde numunelerin mukavemet davranışını incelenmek amacıyla sabit gerilme genliklerinde (gerilme kontrollü) önceden belirlenmiş birim şekil değiştirme genliği seviyelerine ($\epsilon = \pm \%2.5$) veya boşluk suyu basıncı oranı ($= \Delta u / \sigma_c$) 1.0 (ön sıvılaşma meydana gelinceye) oluncaya kadar tekrarlı yükleme yapılmıştır.

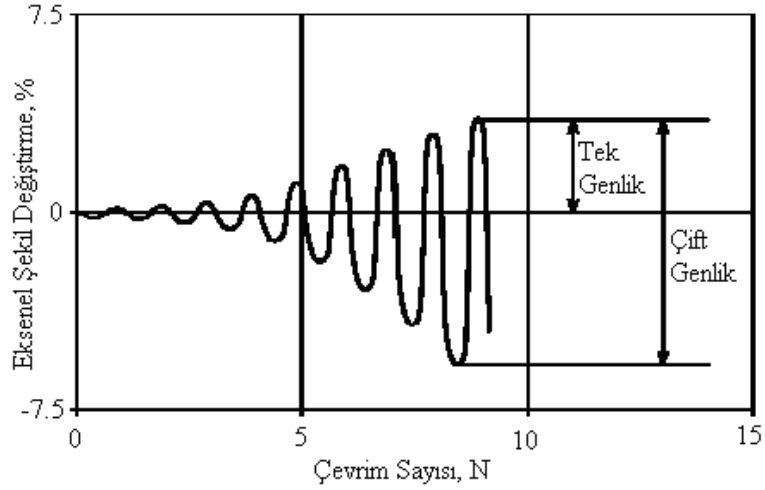
6.5.2.2 Dinamik Deney ve Sonrasında Statik Deneyler

İkinci grup deney olarak numunelere sabit gerilme genliklerinde (tekrarlı gerilme oranlarında) çevrim sayısı $N=20$ oluncaya kadar deney numunesi eksenel olarak yüklenmiş hemen sonrasında drenaj ve gerilme şartları değiştirilmeden 0.20 mm/dak hızla deformasyon kontrollü statik deneyler yapılmıştır. Statik deneyler, dinamik üç eksenli basınç deney aletininin sınırlamalarından (ölçülebilen eksenel birim deformasyon değeri maksimum ± 20 milimetre) dolayı minimum %10 eksenel birim deformasyon değeri aşılmıya kadar yüklenmiştir.

6.5.3 Göçme Kriteri

Dinamik üç eksenli deney boyunca sıvılaşmanın olduğu an bir kaç yolla tanımlanabilir. Bunlardan birincisi numunede oluşan boşluk suyu basıncının başlangıç efektif (veya izotropik konsolidasyon) gerilmesine eşit olduğu an sıvılaşma olarak tanımlanır. İkinci olarak tek veya çift genlikli eksenel birim deformasyonların bir seviyesi kullanılarak tanımlanır. Tek genlikli eksenel birim deformasyon ya basınç ya da çekme yükünün yarı çevrimi boyunca oluşan toplam şekil değiştirme olarak tanımlanır. Tek genliğinde $\epsilon = \%3$ eksenel birim şekil değiştirme olursa zeminin göçtüğü kabul edilir. Çift genlikli şekil değiştirme Şekil 6.10’da gösterildiği gibi herhangi iki bitişik basınç ve çekme şekil değiştirmeleri arasında oluşan toplam birim şekil değiştirme olarak tanımlanır. Sıvılaşmayı tanımlamak için yaygın şekilde %2.5, 5, 10 ve 20 değerleri kullanılır.

Bu çalışmada göçme kriteri olarak boşluk suyu basıncı oranının $r_u = 1.0$ olduğu veya eksenel birim şekil değiştirmelerin $\epsilon = \% \pm 2.5$ olduğu durumlar dikkate alınmıştır.



Şekil 6.10: Tek ve Çift Genlikli Kayma Şekil Değişirmelerinin Belirlenmesi

6.5.4 Sonuçlar

Örselenmiş ve örselenmemiş numuneler Adapazarı'nın 8 farklı bölgesinden alınmıştır. Deney numunelerinden T4-1 ($\text{İDO}=\%1$) hariç diğer numunelerin tamamı $\%35$ 'den fazla İDO 'na sahiptir. Numunelerin SPT-N değerleri T4-1 hariç ($N_{30}=44$) 4-23 arasında değişmekte olup büyük bir çoğunluğu 4-9 arasındadır. Plastisite indisi $\%0$ -44 arasında değişmektedir. Yüzeyden alınan (2.0-2.5 m) deney numunelerinden bazıları üzerinde yapılan ödometre deneyi sonucunda aşırı konsolidasyon oranları (AKO) 2.75-3.85 arasında değişmektedir. Görüleceği üzere Adapazarı kent merkezinin yüzeye yakın zeminleri aşırı konsolidedir.

Dinamik üç eksenli deneyler tipik olarak 0.1Hz frekansında drenajsız şartlarda gerilme kontrollü sinüzoidal yükleme uygulanarak yapılmıştır. Deneylerde uygulanan dinamik gerilme oranları 0.205-0.515 arasında değişmektedir. Uygulanan iki farklı deney grubunun ilkinde göçme kriterlerine ulaşıncaya kadar tekrarlı yükleme yapılmıştır. İkinci grup deneyde ise dinamik yükleme çevrim sayısı $N=20$ olduğunda deney durdurularak drenajlar açılmadan dakikada $\% 0.20$ deformasyon oluşacak şekilde statik yükleme maruz bırakılmıştır. Statik yükleme deney aletininin sınırlamalarından dolayı eksenel birim deformasyon $\%10$ 'un altında olmayacak şekilde yapılmıştır.

7. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

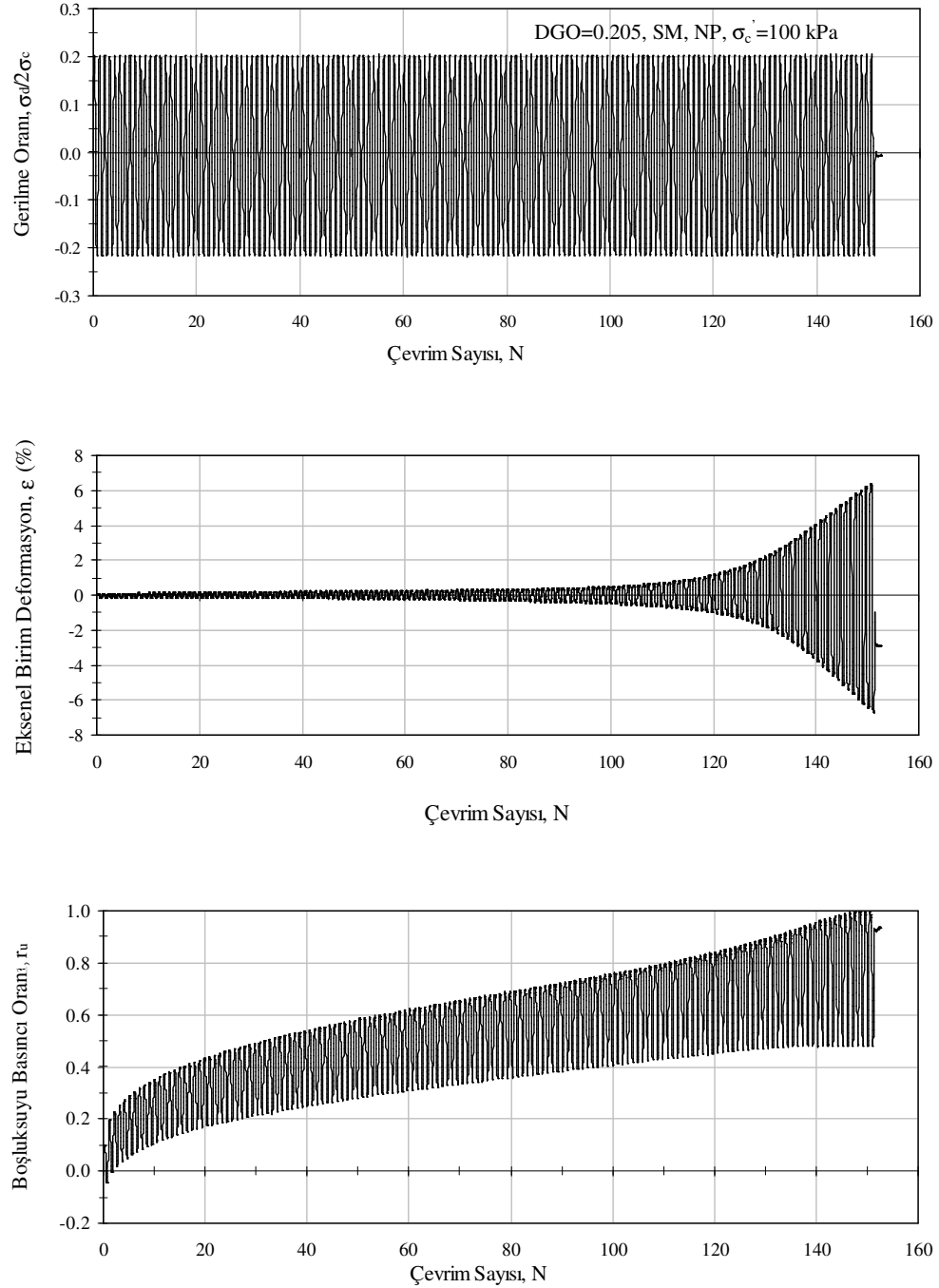
7.1 Giriş

5. Bölüm’de açıklanan Adapazarı iline ait depremsellik, jeolojik bilgiler, yürütülen arazi ve laboratuvar çalışmaları sonucunda yapılan sıvılaşma analizlerine göre Adapazarı zeminlerinin bir bölümünün sıvılaşma riski altında olduğunu bir bölümünün de taşıma gücü kayıplarına uğrayabileceğini göstermiştir. Ancak 5. bölümde ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi ile ilgili olarak kullanılan yöntemlere göre zemin numunelerinin büyük çoğunluğunun sıvılaşmayacağını diğer bir bölümünün ise Andrews ve Martin (2000) ve Bray ve diğ. (2004a) tarafından önerilen kriterlere göre elde edilen grafiklerde (Şekil 5.33 ve 5.34) gösterildiği gibi deneysel çalışmaların gerekli olduğu bölgede kaldığını göstermektedir. Önceki bölümlerde de söz edildiği gibi bu kriterlerin sonuçlarıyla arazideki gözlemler arasındaki uyumsuzluktan dolayı bu tür zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin laboratuvarda araştırılması büyük önem arz etmektedir. Dinamik deneylerle, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi sırasında Adapazarı ilinde meydana gelen sıvılaşma ve taşıma gücü kaybına bağlı olarak binaların yana yatması, temel zeminlerde meydana gelen aşırı oturmalar ile yanal deplasmanların açıklanmasına katkı sağlayacaktır.

Bu bölümde İTÜ İnşaat Fakültesi Zemin Dinamiği Laboratuvarı’nda Adapazarı ilinin farklı mahallelerinde yapılmış olan sondaj çalışmaları sırasında alınmış örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde dinamik üç eksenli basınç deney sistemiyle iki ayrı grup deney yapılmıştır. İlk olarak birinci grup deney numuneleri üzerinde göçme kriteri (eksenel birim deformasyon, $\epsilon = \pm 2.5\%$ veya boşluk suyu basıncı oranı, $r_u = \Delta u / \sigma'_c = 1$) meydana gelinceye kadar farklı gerilme genliklerinde (dinamik gerilme oranı, $DGO = \sigma_d / 2\sigma'_c$) dinamik yükleme yapılmıştır. İkinci grup deney numuneleri ise $M_w = 7.4$ manyitüdündeki depreme karşılık gelen $N = 20$ çevrim sayısına kadar farklı gerilme genliklerinde yüklenmiş ve sonrasında gerilme ile drenaj şartları değiştirilmeden deformasyon kontrollü olarak statik yükleme yapılmıştır.

7.2 Dinamik Deney Sonuçları

Birinci grup olarak adlandırılan bu grupta killi silt (ML), siltli kum (SM), silt (MH) ve siltli kil (CL) numuneleri kullanılmıştır. Şekil 7.1’de doygun siltli kum numunesine ait tipik deney sonuçları gösterilmiştir.



Şekil 7.1: S3-2 Deney Numunesine Ait Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Şekil 7.1’de verilen deney sonuçlarına göre deney numunesi 0.205 gerilme oranında ilk 100 çevrime kadar eksenel birim deformasyon $\pm\%1$ boşluk suyu basıncı oranı ise 0.75 seviyelerinde iken bu çevrim sayısından itibaren boşluk suyu basıncı dereceli artmasına rağmen eksenel birim deformasyonda hızlı bir artış görülmektedir. Göçme kriteri olarak kabul edilen $\pm\%2.5$ kriterine $N=133$ ’de ulaşılırken bu çevrim sayısında $r_u=0.89$ olmuştur. $r_u=1.0$ değerine ise $N=150$ çevrim sonunda ulaşılabilmiştir. Deney sonunda eksenel birim deformasyon $\pm\%6.5$ olmuştur.

Tablo 7.1’de, Tablo 6.1’de fiziksel özellikleri verilen zemin numuneleri kullanılarak farklı gerilme oranlarında yapılan birinci grup deneylere ait bilgiler verilmiştir.

Tablo 7.1: Birinci Grup Deneylere Ait Dinamik Veriler

Deney No	İDO	γ_k^{***}	w_n	I_p	w_n/w_L	Zemin Cinsi	B	σ_c	DGO	$N_{\varepsilon=\pm 2.5}$	N^*	ε^*	r_u^*	ε^{**}	r_u^{**}
-	%	kN/m ³	%	%	-	-	%	kPa	-	%	-	$\pm\%$	-	$\pm\%$	-
S3-1	53	-	37	NP	-	ML	96	100	0.265	7	8	8.0	0.98	8	0.98
S3-2	46	-	29	NP	-	SM	96	100	0.200	133	152	6.3	1.00	0.16	0.43
S3-3	39	-	32	NP	-	SM	96	100	0.219	23	25	7.0	1.03	0.5	0.8
S3-4	92	-	46	22	0.737	MH	96	100	0.331	27	73	5.9	0.89	2.01	0.51
S3-5	94	-	50	16	0.913	MH	96	100	0.350	21	58	7.9	0.90	2.47	0.67
S3-6	94	-	46	20	0.786	MH	96	100	0.377	15	44	11.6	1.00	4.93	0.73
T12-1	98	13.71	33	16	0.876	CL	98	100	0.340	28	30	2.6	1.00	2.08	0.95
T12-2	95	12.66	33	15	0.995	CL	95	100	0.300	42	49	2.6	0.95	1.5	0.85

* = Deney sonu ** = Çevrim sayısı $N=20$ ’deki değerler ***=Konsolidasyon sonu

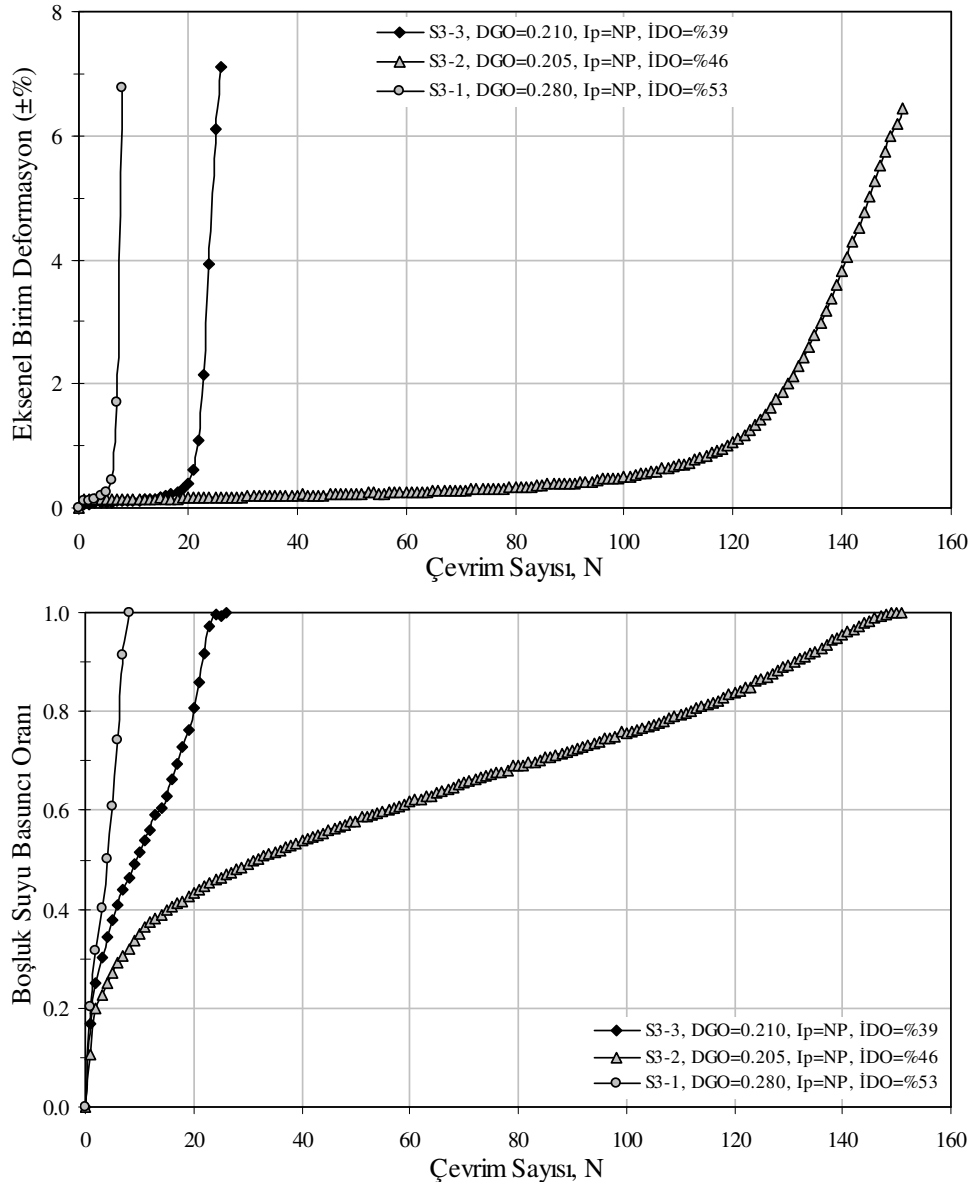
7.3 Dinamik Deney Numunelerinin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Çalışmanın bu kısmında zeminler siltli kumlar (kum benzeri zeminler) ve ince daneli zeminler (kil benzeri zeminler) olarak iki gruba ayrılarak ele alınmıştır. Bu grup içerisinde yer alan zemin numuneleri gerilme oranı (GO) veya plastisite indisi (I_p) gibi parametrelerin etkisini araştırmak için bunlardan biri sabit tutulurken diğeri değişken kabul edilmiştir. Bu kısımdaki grafikleri değerlendirirken zemin

numunelerinin kıvamı hakkında bilgi veren w_n/w_L değeri, doygunluk derecesi (B), ince dane oranı (İDO), derinlik ve aşırı konsolidasyon oranı (AKO) gibi parametreler göz önünde tutularak zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışları açıklanmaya çalışılmıştır.

7.3.1 Siltli Kumların (SM) Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Plastik olmayan (NP) siltli kum zeminlerin aksenal birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısına bağlı davranışına gerilme oranının etkisi Şekil 7.2’de gösterilmiştir.



Şekil 7.2: Gerilme Oranı 0.205-0.280 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Dinamik gerilme oranı 0.205-0.280 arasında değişen silt ve siltli kum numunelerine ait davranışlar incelendiğinde gerilme oranı arttıkça göçme kriterine ($\epsilon=\pm\%2.5$) çok küçük çevrim sayılarında ulaşılmıştır. Çevrim sayısının artışıyla birlikte eksenel birim deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları artmaktadır.

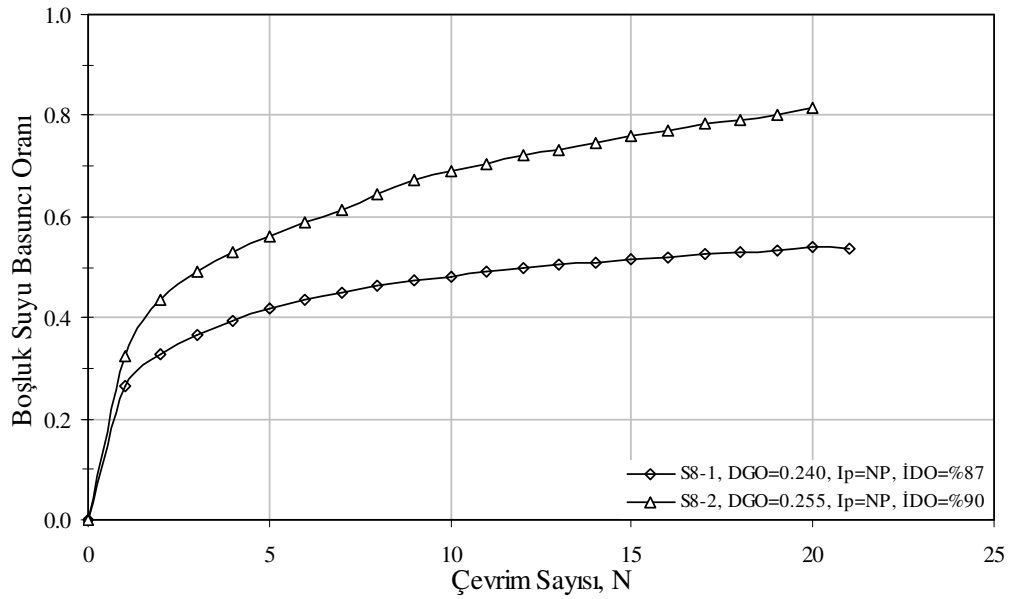
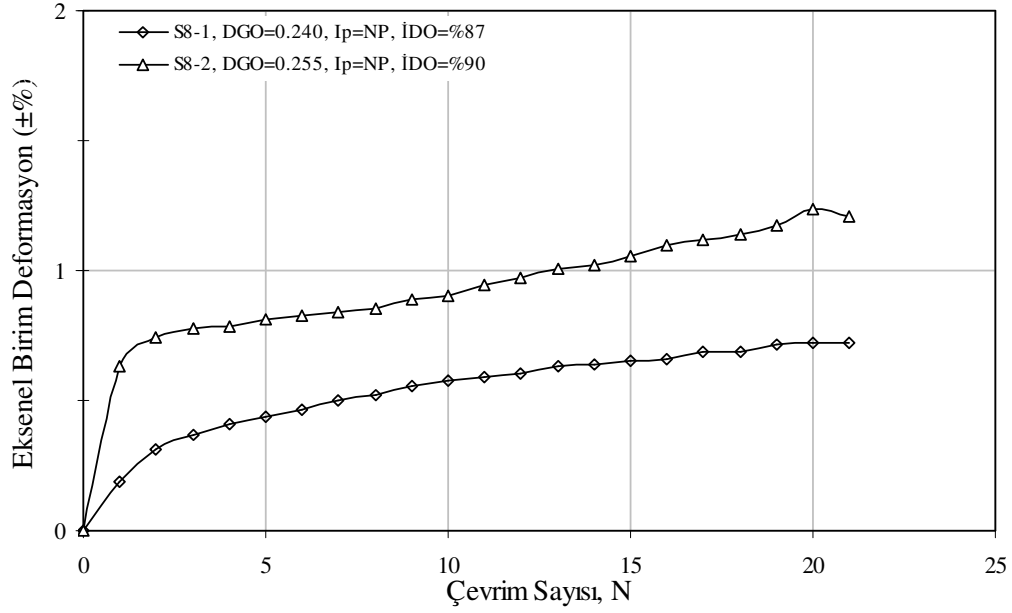
7.3.2 İnce Daneli Zeminlerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

7.3.2.1 Gerilme Oranının, Plastisitesi Aynı Olan Zeminlerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışına Etkisi

Şekil 7.3’de plastik olmayan (NP), Şekil 7.4, Şekil 7.5 ve Şekil 7.6’da sırasıyla plastisite indisi $I_p=16$, $I_p=29-33$ ile $I_p=36-40$ arasında değişen orta-yüksek plastisiteli zeminlerin çift genlikli eksenel birim deformasyon ($\pm\epsilon$) ve boşluk suyu basıncı oranının (r_u) çevrim sayısına bağlı değişimine gerilme oranının etkisi görülmektedir.

Şekil 7.3’de plastik olmayan ve aynı sondaj tüpünden çıkarılan siltli zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışına gerilme oranının etkisi gösterilmiştir. Özellikleri hemen hemen benzer olan plastik olmayan silt numunelerde S8-2 numunesine ait gerilme oranının (0.255) diğer numuneye göre %6 daha fazla olmasından dolayı biraz daha büyük eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basınçları elde edilmiştir. Ancak gerilme oranının düşük olması nedeniyle $N=20$ çevrimin sonunda en büyük eksenel birim deformasyonlar $\epsilon=\pm\%1.3$, boşluk suyu basıncı oranı ise 0.80 seviyelerinde kalmıştır.

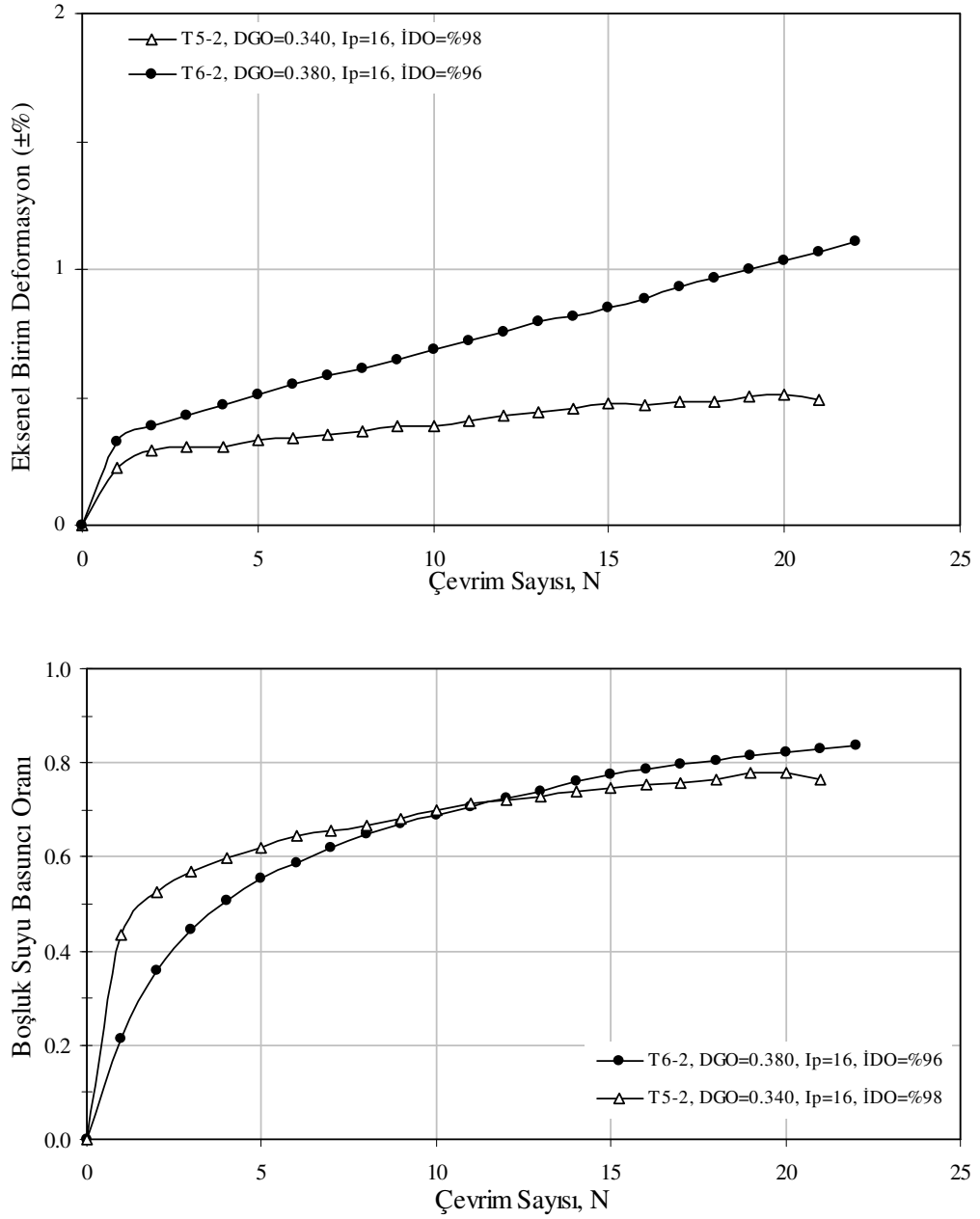
Şekil 7.4 plastisite indisi $I_p=16$, derinliği 5.5-7.7 m ve kil yüzdesi 10-20 arasında değişen zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışına gerilme oranının etkisi verilmiştir. Aynı plastisite indisine sahip zeminlerde dinamik yükün büyük olduğu T6-2 deney numunesinde daha büyük eksenel birim deformasyonlar meydana gelmiştir. Ancak gerilme oranına bağlı olarak bu değer $\epsilon=\pm\%1.5$ seviyelerinde kalmıştır. Plastisite indisinin $I_p=16$, gerilme oranı 0.340-0.380 olan zemin numunelerinin boşluk suyu basıncı davranışı benzer olup $N=20$ çevrimin sonunda boşluk suyu basıncı oranı $r_u=0.80$ seviyelerinde kalmıştır. Deney sonuçlarına göre aynı plastisiteye sahip zeminlerde dinamik gerilme genliği arttıkça eksenel birim deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları artmıştır.



Şekil 7.3: Gerilme Oranı 0.240-0.255 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Şekil 7.5’de yüksek plastisteli ($I_p=29-33$) zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışına gerilme oranının ($GO=0.370-0.515$) etkisi gösterilmiştir. Bu grafikte gerilme oranı arttıkça eksenel deformasyonlar artmıştır. Boşluk suyu basıncı ise gerilme oranı en düşük olan S7-1 numunesinde görülmüştür. Boşluk suyu basıncı oranının bu kadar düşük olmasında gerilme oranıyla beraber doygunluk derecesinin ($B=\%92$) yeterli olmamasından kaynaklanmaktadır. $N=20$ çevrimin sonunda en

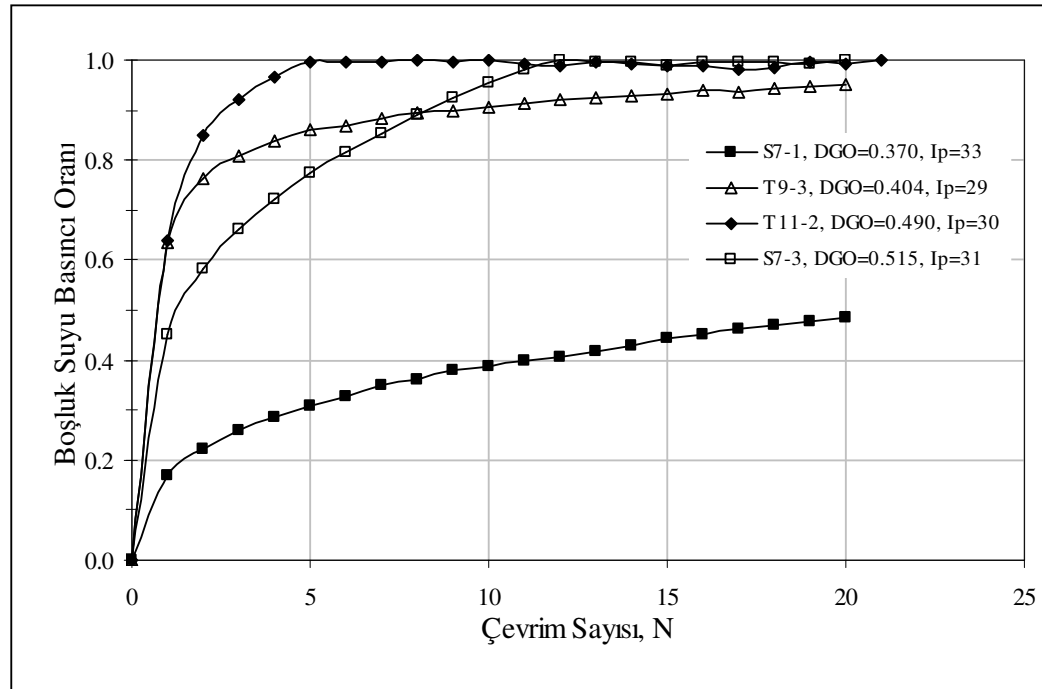
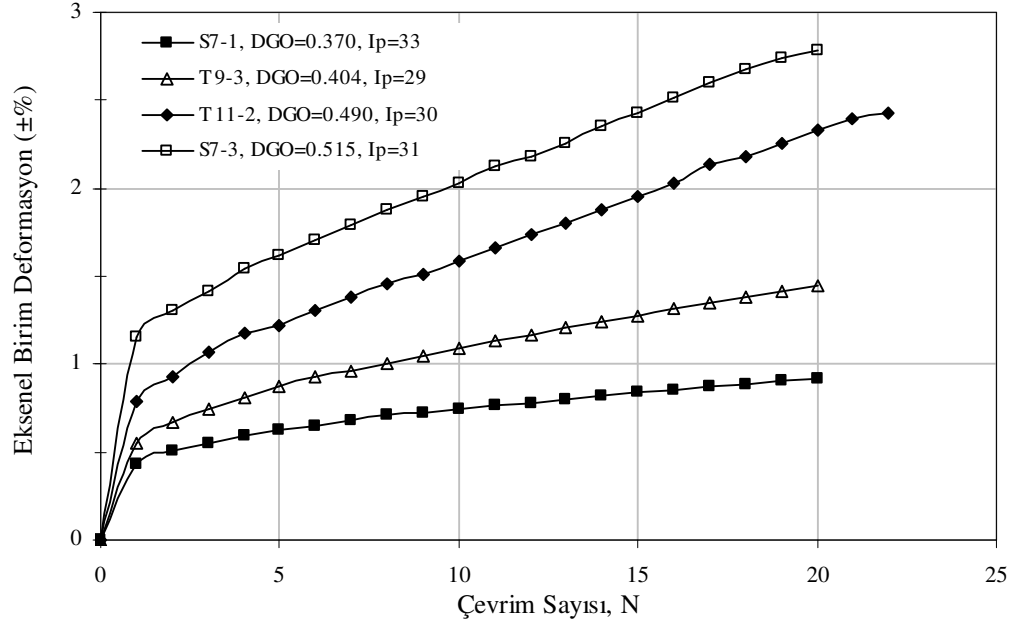
büyük eksenel birim deformasyon $\varepsilon=\pm 2.8$, boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ değerine kadar çıkmıştır.



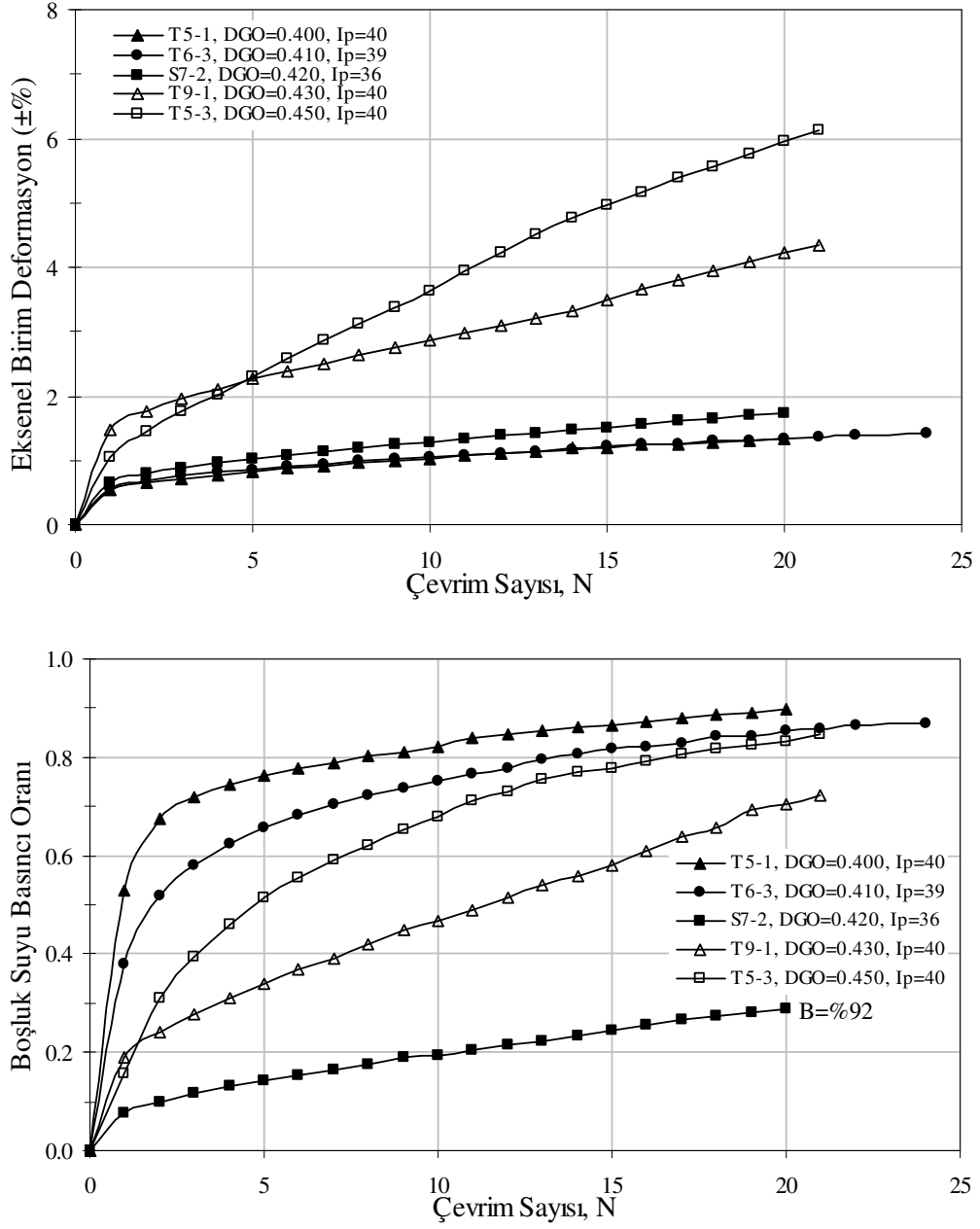
Şekil 7.4: Gerilme Oranı 0.340-0.380 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Şekil 7.6'da ise plastisite indisi ($I_p=36-40$) biraz daha büyük olan zemin numunelerine gerilme oranının ($GO=0.400-0.450$) etkisi gösterilmiştir. Bu grafikte verilen zemin numuneleri üzerinde yapılan deneylerde gerilme oranı arttıkça eksenel birim deformasyonlarda artmaktadır. S7-2 numunesinin plastisite indisinin biraz

düşük ve doygunluk derecesinin $B=\%90$ olması nedeniyle eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı oluşumu sınırlı kalmıştır. Plastisite indisinin yüksek olduğu bu grup zeminlerde gerilme oranına bağlı olarak büyük deformasyonlar meydana gelmesine rağmen boşluk suyu basıncı oranları en fazla $r_u=0.90$ seviyelerine kadar çıkabilmektedir.



Şekil 7.5: Gerilme Oranı 0.370-0.515 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme Şekil Değiştirme Davranışları

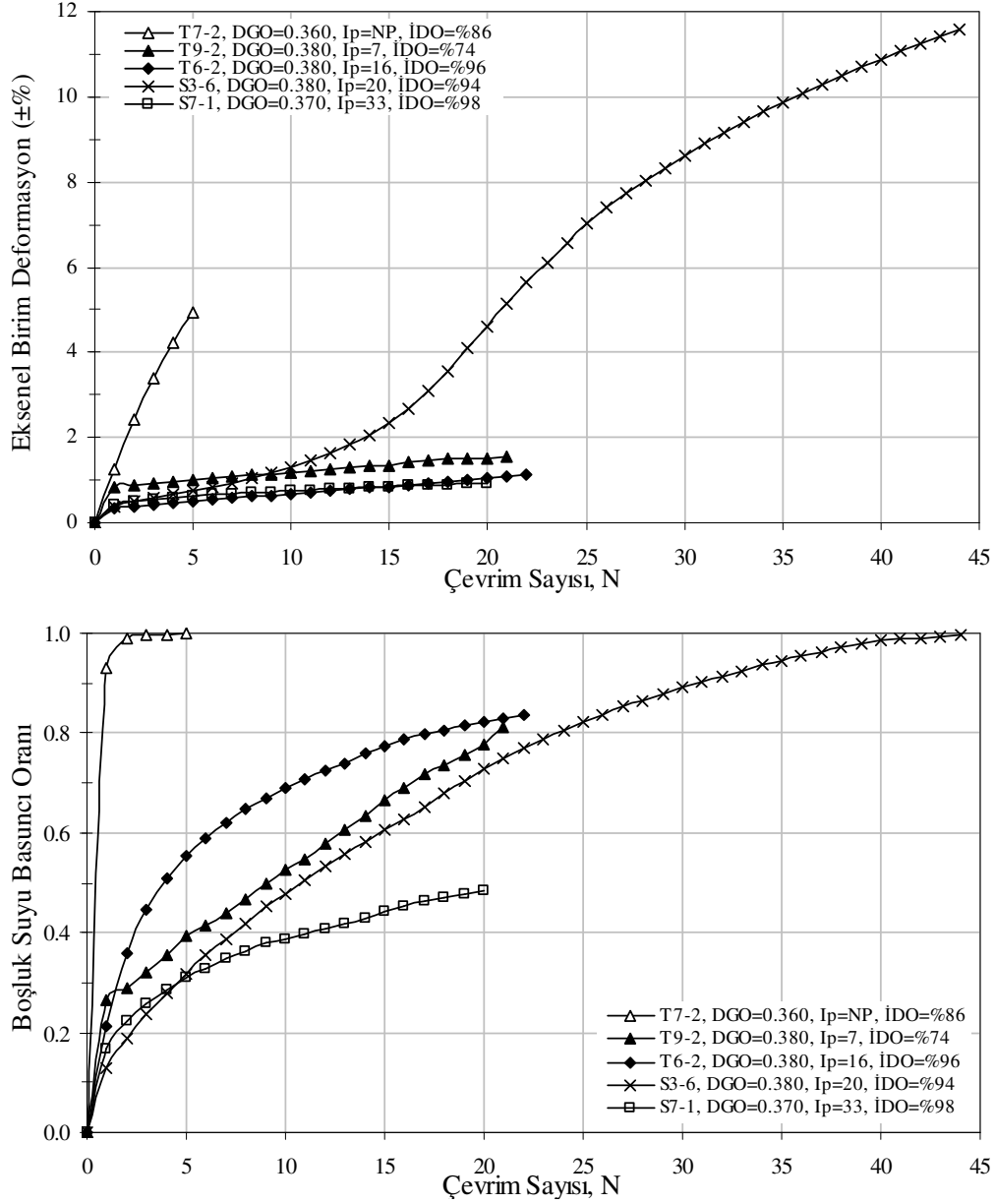


Şekil 7.6: Gerilme Oranı 0.400-0.450 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme Şekil Değiştirme Davranışları

7.3.2.2 Plastisite İndisinin, Gerilme Oranı Aynı Olan Zeminlerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışına Etkisi

Şekil 7.7, Şekil 7.8 ve Şekil 7.9’da gerilme oranları yaklaşık olarak aynı kabul edilen zemin numunelerinin eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncının çevrim sayısına bağlı davranışına plastisite indisinin etkisi gösterilmeye çalışılmıştır. Şekil 7.7’de gerilme oranı 0.360-0.380 arasında değişen plastik olmayan silt ile düşük-orta

plastisitedeki killerin gerilme-şekil değiştirme davranışına plastisitenin etkisi gösterilmiştir.

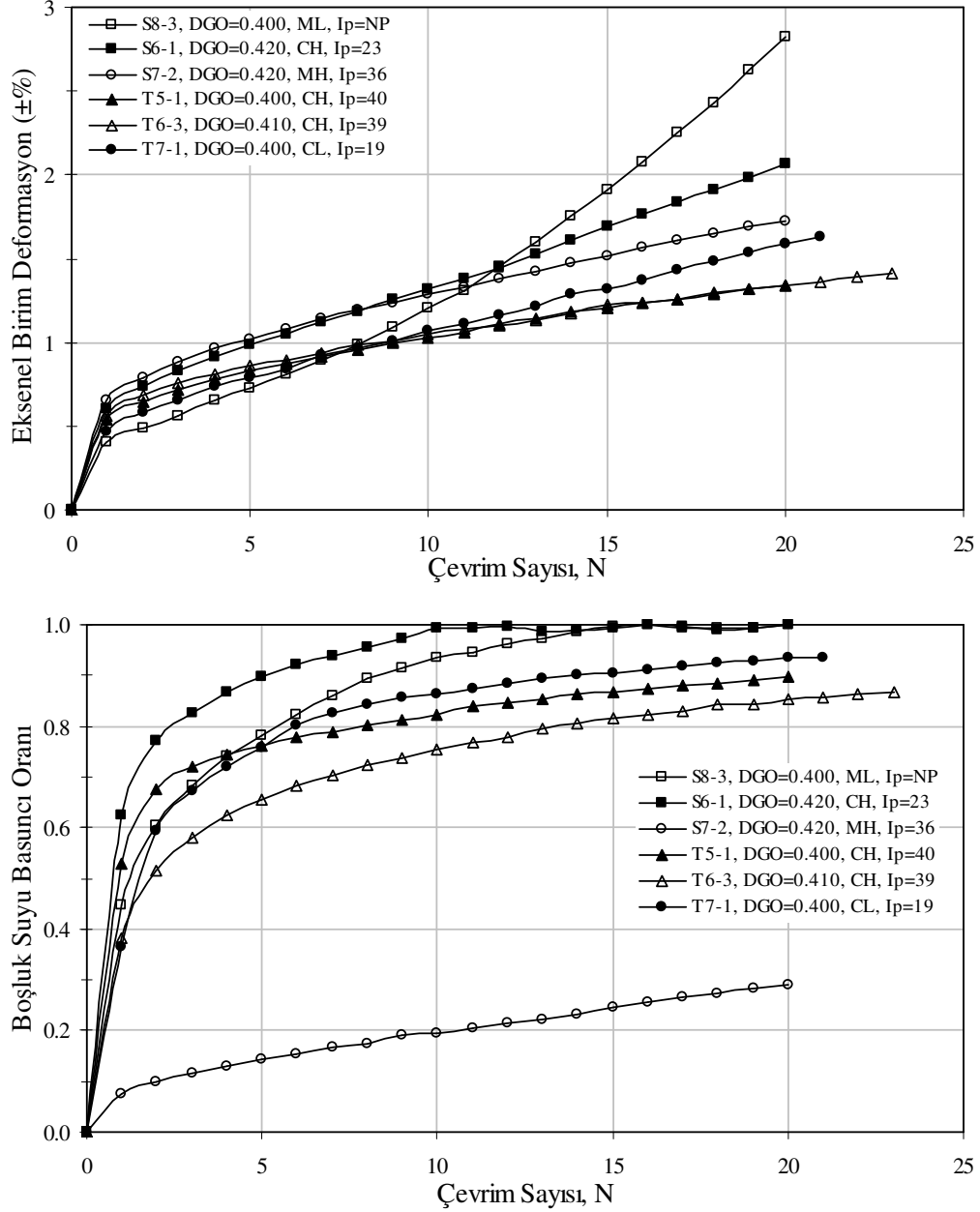


Şekil 7.7: Gerilme Oranı 0.360-0.400 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Şekil 7.7’deki verilen eğrilere göre en büyük deformasyon ($\epsilon=\pm 5\%$) ve boşluk suyu basıncı oranı ($r_u=1.0$) plastik olmayan silt numunesinde (T7-2) meydana gelmiştir. Plastisite arttıkça deney sonundaki eksenel birim deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları azalmaktadır. T9-2 deney numunesine ($I_p=7$) ait boşluk suyu basıncı değerinin T6-2 numunesine ($I_p=16$) göre düşük olması doygunluk derecesinden ($B=\%94$) kaynaklanmaktadır. Ayrıca S7-1 numunesinde plastisite indisinin yüksek

olması, tam doygun olmaması ve katı kıvama ($w_n/w_L=0.556$) sahip olmasından dolayı deformasyonlar ve boşluk suyu basıncı sınırlı kalmıştır (Şekil 7.7).

Gerilme oranı 0.400-0.420 olan yüzeye yakın zemin numunelerinin (3.5-5.0 m) platisite indisine ($I_p=NP-40$) bağlı gerilme-şekil değiştirme davranışındaki değişim Şekil 7.8’de verilmiştir.



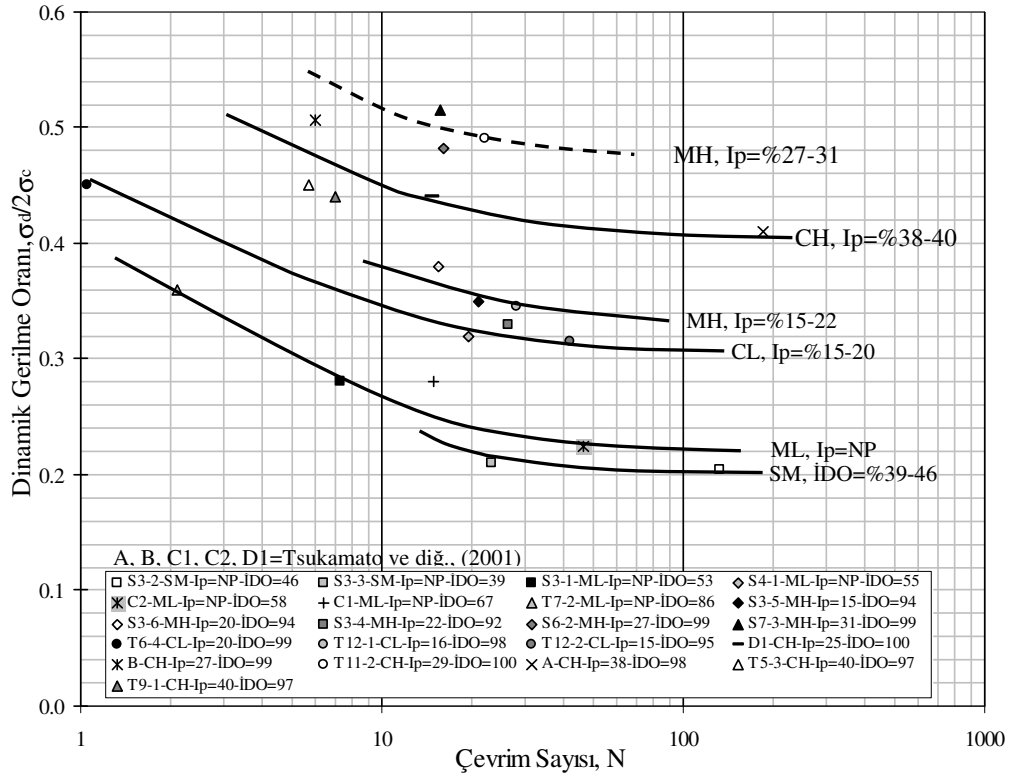
Şekil 7.8: Gerilme oranı 0.400-0.420 Arasında Değişen Numunelerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Şekil 7.8’de verilen numunelerin davranışlarına bakıldığı zaman plastisite indisi düşük olan ince daneli zeminlerde daha fazla eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı meydana gelmiştir. Ancak S7-2 numunesinde, S6-1 ve T5-1 numunelerinde oluşan boşluk suyu basıncı arasında bir değer beklenirken bu değer düşük kaldığı görülmektedir. Bunun nedeni ise S7-2 deney numunesinin suya doymun olmaması ($B=90\%$) ve katı kıvamda ($w_n/w_L=0.560$) olmasından kaynaklanmaktadır.

7.4 Dinamik Mukavemet Eğrisi

Şekil 7.9’da konsolidasyon basıncı, $\sigma'_c=100$ kPa 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 sonuçlarına göre eksenel birim deformasyon değeri $\epsilon=\pm 2.5\%$ (5%) değerine karşılık gelen dinamik gerilme oranı ile çevrim sayısı arasındaki ilişki verilmiştir. Bu grafiklerde dinamik gerilme oranı arttıkça çevrim sayısı azalmaktadır. İnce dane oranı $39-46\%$ arasında değişen SM grubu zeminler çok düşük gerilme oranlarında $\epsilon=\pm 2.5\%$ eksenel birim deformasyonlara ulaşmışlardır. Sıvılaşma direnci bakımından en dayanıklı zeminler plastisite indisi $I_p=27-31\%$ arasında değişen MH grubu zeminler olmuştur. Plastisite indisi $I_p=38-40\%$ olan CH grubu zeminlerde $I_p=27-31\%$ olan MH grubu zeminlere göre daha düşük dinamik gerilme oranlarında $\epsilon=\pm 2.5\%$ eksenel birim deformasyonlara ulaşılmıştır. Plastik olmayan ML grubu zeminler diğer zemin gruplarından sadece SM grubu (ince dane oranı $39-46\%$ olan) zeminlere göre biraz daha fazla sıvılaşmaya direnç göstermiştir.

Bu çalışma kapsamında yapılan dinamik deney sonuçlarına göre $\epsilon=\pm 2.5\%$ göçme kriterini sağlayan numunelere ait veriler kullanılarak Şekil 7.9’da farklı zemin grupları için elde edilen mukavemet eğrileri kullanılarak deprem manyitüdü $M_w=7.4$ olan bir depreme karşılık gelen $N=20$ çevrim sayısında elde edilen gerilme oranları $I_p=27-31\%$ olan MH grubu zemin için 0.490, $I_p=15-22\%$ olan MH grubu zemin için 0.360, CH grubu için 0.430, CL grubu için 0.325, ML grubu için 0.240 ve SM grubu zemin için 0.220’dir. Ayrıca Tsukamoto ve diğ. (2001) tarafından Tiğcılar Mahallesinden alınmış zemin numuneleri üzerinde yapılan çalışmadan elde edilen veriler bu çalışmanın sonuçları ile uyumlu olup Şekil 7.9’da gösterilmiştir.

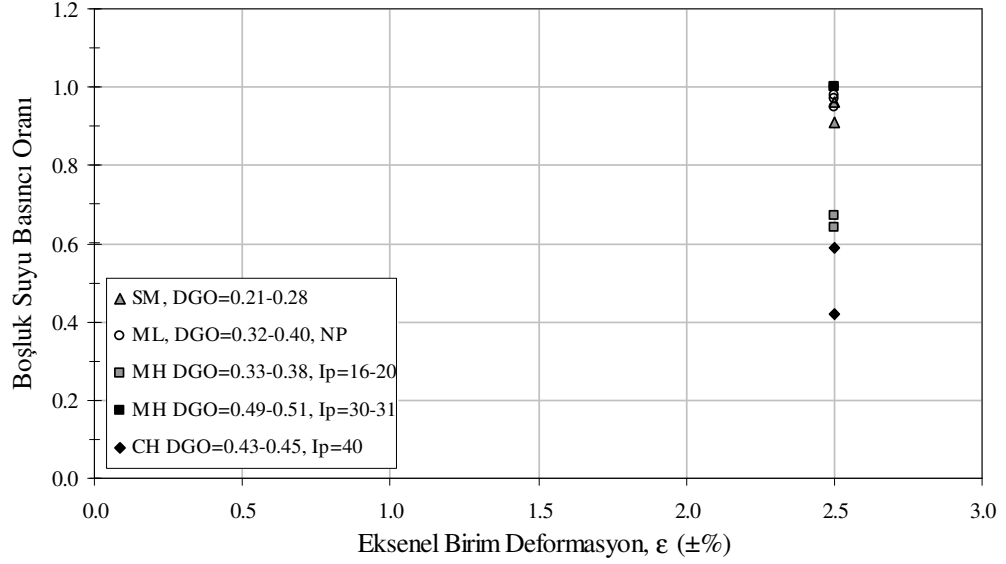


Şekil 7.9: Bu Çalışma Kapsamında Kullanılan Numunelere Ait Mukavemet Eğrileri

Şekil 7.10'da, Şekil 7.9 referans alınarak büyük depremleri temsil etmesi açısından seçilen $N=30$ çevrim sayısı içerisinde $\epsilon=\pm\%2.5$ eksenel deformasyona ulaşmış deney numunelerinde meydana gelen eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı arasındaki ilişki gösterilmiştir. Bu grafik zeminlerin göçme kriterlerine ($r_u=1.0$ veya $\epsilon=\pm\%2.5$) göre değerlendirileceği zaman boşluk suyu basıncı veya eksenel birim deformasyonun alınması gerektiği konusunda zemin grubunun önemini ortaya koymaktadır. Yani boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ olan zemin grupları $\%5$ deformasyona uğrarken, $\%5$ deformasyona uğrayan zeminler $r_u=1.0$ değerine ulaşamamaktadır (gerilme seviyesinin etkisi unutulmamalıdır). Bu durumda düşük plastisiteli silt veya kumlarda göçme kriteri için boşluk suyu basıncı önemliyken plastik zeminlerde eksenel birim deformasyon önemli olmaktadır.

Bu grafikte boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ hattı üzerinde bulunan siltli kum (SM), düşük plastisiteli silt (ML) ve yüksek gerilme genliğine sahip yüksek plastisiteli silt (MH) zeminler sırasıyla 0.21, 0.32 ve 0.49 gerilme oranından daha büyük bütün değerlerde $r_u=1.0$ ve $\epsilon\geq\pm\%2.5$ değerlerine ulaşmaktadır. Plastisitesi $I_p=\%16-20$ olan yüksek plastisiteli silt ($DGO=0.33-0.38$) ve plastisitesi $I_p=\%40$ olan yüksek

plastisiteli kil (DGO=0.43-0.45) zeminlerde gerilme seviyelerine bağı olarak büyük deformasyonlar ve 0.70-0.90 aralığında meydana gelen boşluk suyu basıncı oranları sonucunda zeminlerde taşıma gücü kayıpları oluşmuştur.



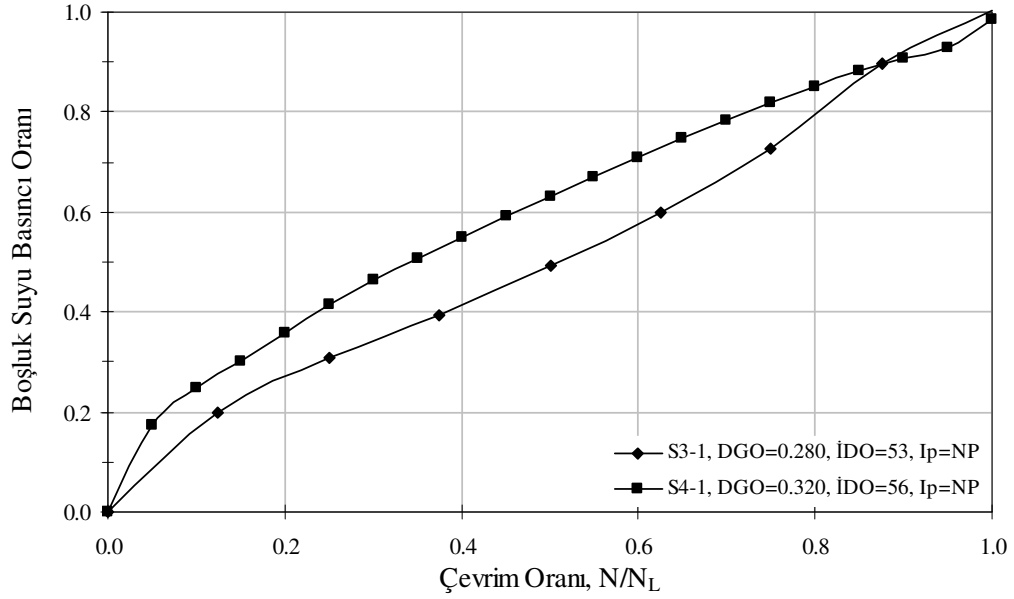
Şekil 7.10: N=30 Çevrim İçerisinde $\epsilon=\pm\%2.5$ Eksenel Deformasyona Ulaşmış Deney Numunelerinde Meydana Gelen Eksenel Birim Deformasyon Ve Boşluk Suyu Basıncı Arasındaki İlişki

7.5 Boşluk Suyunun Oluşumu

Dinamik yükleme boyunca boşluk suyunun oluşumuna plastisite ve ince dane oranının etkisi farklı şekillerde değerlendirilebilir. Bunlar zeminde sıvılaşmaya neden olacak yükleme çevrim sayısı ile ilgili olarak numuneye uygulanan gerilme genliği ve boşluk suyunun oluşumuna bağı olarak numunede meydana gelen eksenel birim deformasyonlardır. Ancak tezin 7.3.1 ve 7.3.2. bölümlerinde eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı davranışları verildiği için çalışmanın bu kısmında sadece yüklemenin fonksiyonu olarak boşluk suyu basıncının gelişimi verilmiştir.

7.5.1 Yüklemin Fonksiyonu Olarak Boşluk Suyunun Gelişimi

Şekil 7.11'de yükleme çevriminin (N) ön sıvılaşmayı meydana getirebilmek için gerekli çevrim sayısına (N_L) oranı ile boşluk suyu basıncı oranı ($\Delta u/\sigma'_0$) arasındaki ilişki plastik olmayan silt (NP, ML) numuneleri için verilmiştir.

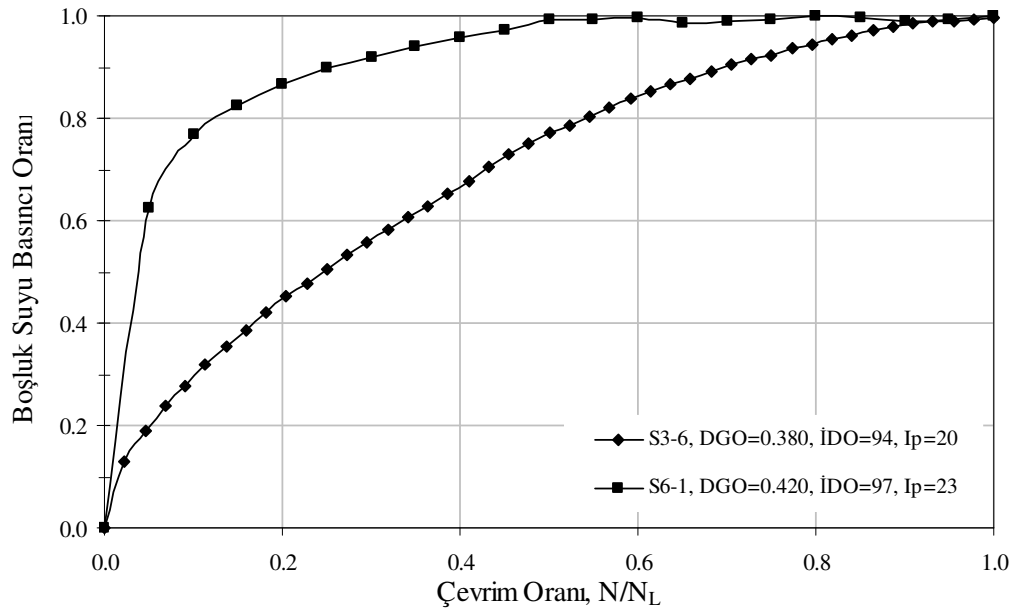


Şekil 7.11: İDO'nun Çevrim Oranı ve Boşluk Suyu Basıncı Oluşumuna Etkisi

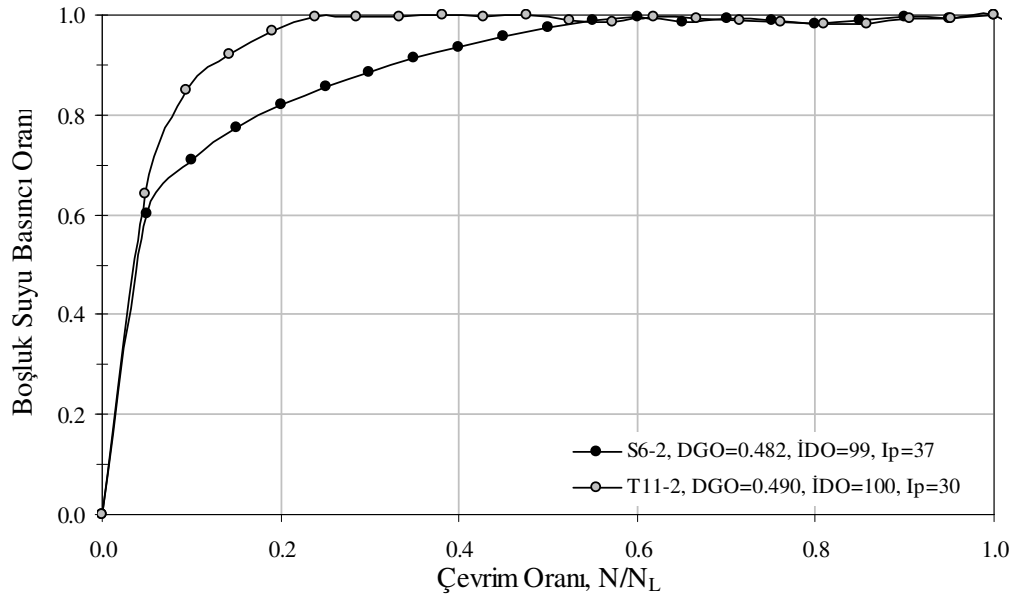
Şekil 7.11'deki grafikte görüleceği üzere dinamik yüklemenin başlangıcında ince dane oranı biraz fazla olan zemin numunesinde boşluk suyu basıncı artışı daha hızlıdır. Ancak boşluk suyundaki bu artışlarda numunelere uygulanan gerilme genlikleride etkilidir. Ama asıl neden olarak ince dane oranı arttıkça başlangıçtaki boşluk suyu basınç hızı artmaktadır. Ancak S3-1 numunesi gibi İDO düşük (%53) zeminlerde göçme noktasına yakın ($N/N_L=0.85$ ve $r_u=0.90$) boşluk suyu basıncının artışı hızlanmaktadır.

Şekil 7.12'de plastisitesi yaklaşık aynı zemin numunelerine 0.38-0.42 gerilme oranları uygulanmış olup çevrim oranına bağlı olarak boşluk suyu basıncı oluşumu gösterilmiştir. Bu grafikte yüksek plastisiteli zemin numunelerinden S6-1 numunesine uygulanan dinamik yükün ($DGO=0.420$) fazla olması nedeniyle bu numunede oluşan boşluk suyu basıncı artışı daha hızlıdır.

Şekil 7.13'de gerilme oranları aynı plastisiteleri ve zemin sınıfı farklı numunelerde boşluk suyu basıncı oluşumu gösterilmiştir. Bu grafikte T11-2 zemin numunesinin plastisite indisinin 30 olmasına karşın CH grubu zemin olmasından dolayı S6-2 (MH) numunesine göre boşluk suyu basıncı artışı daha hızlıdır.



Şekil 7.12: Gerilme Oranının Çevrim Oranı (N/N_L) ve Boşluk Suyu Basıncı Oluşumuna Etkisi



Şekil 7.13: Plastisitenin Çevrim Oranı (N/N_L) ve Boşluk Suyu Basıncı Oluşumuna Etkisi

7.6 Kritik Deformasyon Seviyesinin Belirlenmesi

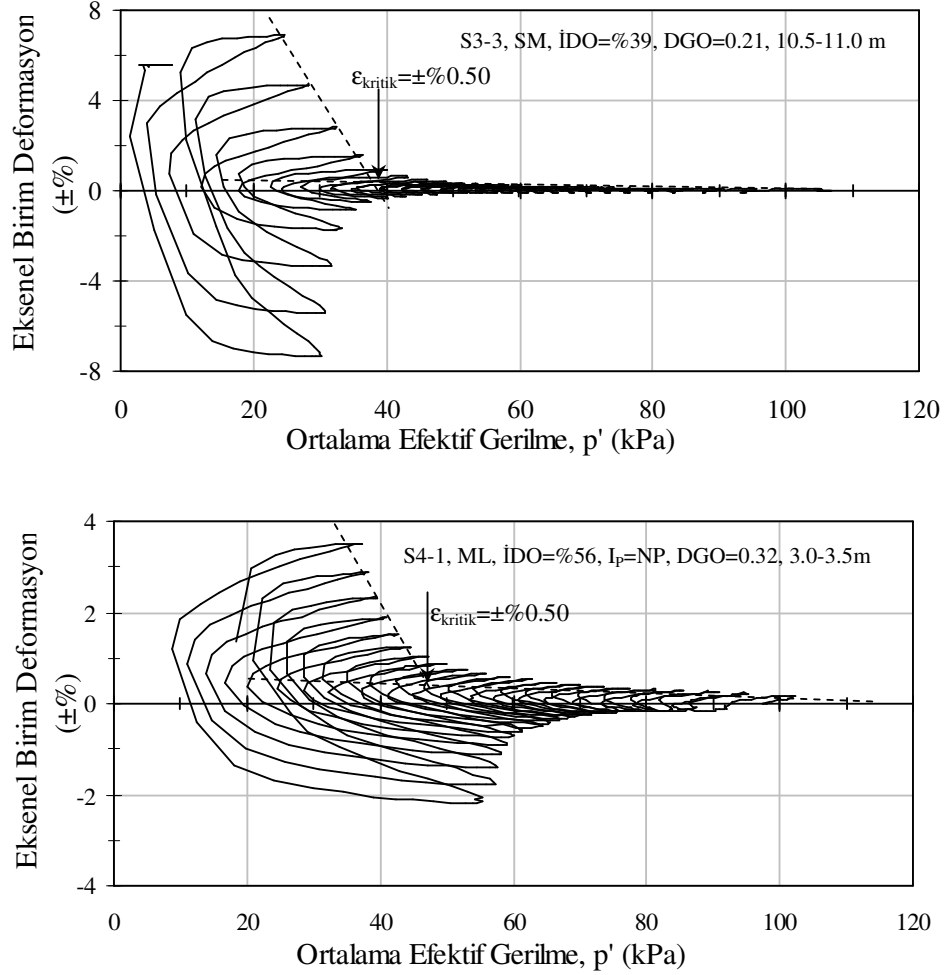
Dinamik kayma gerilmeleri eksenel birim deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları oluşturacak kadar yeterli bir büyüklüğe sahip olduğu zaman zemindeki eksenel birim deformasyonlar zeminin yumuşamasından dolayı artar. Efektif gerilmenin

azalmasıyla beraber eksenel birim deformasyonların hızlıca artmaya başladığı kritik bir deformasyon seviyesi vardır. Bu çalışma kapsamında her zemin için kritik deformasyon seviyeleri belirlenmeye çalışılmıştır. Bu nedenle ortalama efektif gerilme ile deformasyon arasındaki ilişki incelenmiştir. Ortalama efektif gerilme (p') aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (7.1)$$

Burada σ_c konsolidasyon basıncı ($\sigma_c=100$ kPa) ve Δu ise dinamik yükleme aşamasında meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncıdır.

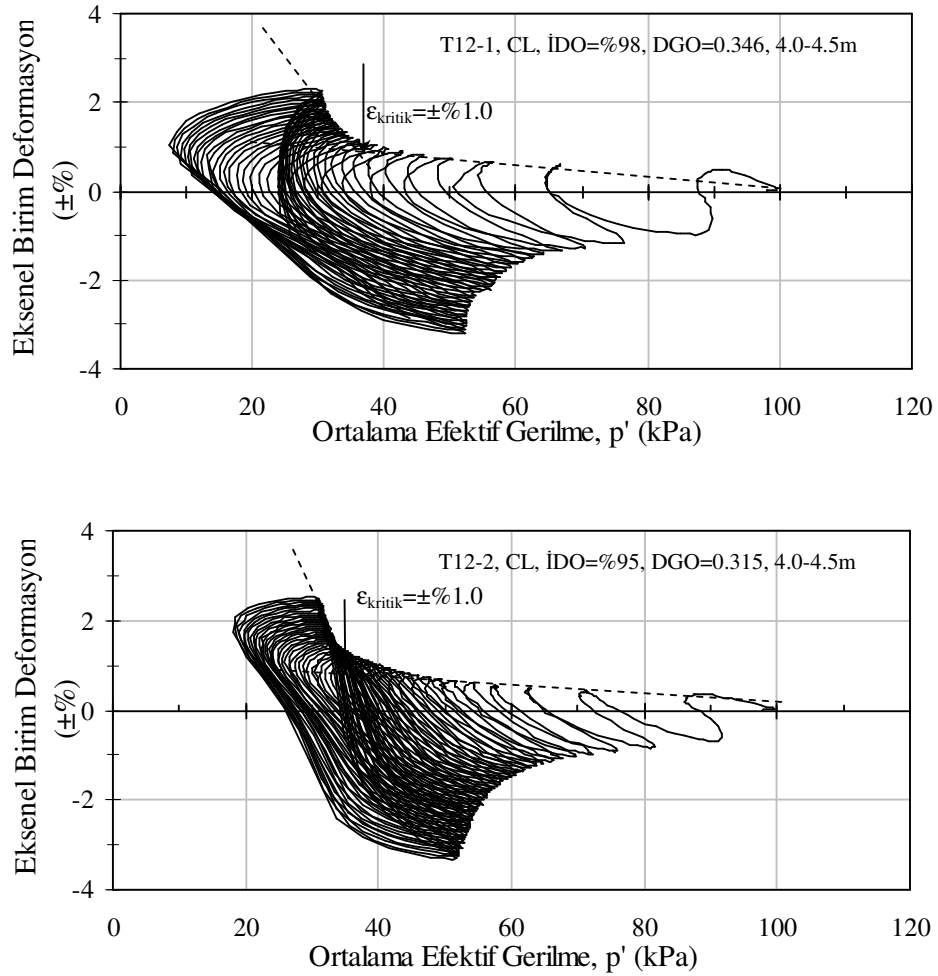
Şekil 7.14'de efektif gerilme ile eksenel birim deformasyon arasındaki ilişki görülmektedir. Şekilde gösterildiği gibi kritik deformasyon seviyesi teğetlerin kesiştiği nokta olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 7.14: Kum Benzeri Davranış Sergileyen Numunelerin Dinamik Yükler Altındaki Eksenel Birim Deformasyon-Efektif Gerilme Davranışı

Şekil 7.14'te siltli kum (SM) ve düşük plastisiteli normal konsolide silt numuneleri için kritik deformasyon seviyesi $\epsilon_{\text{kritik}}=\pm\%0.50$ olarak belirlenmiştir. Bu kritik deformasyon seviyesinden sonra eksenel birim deformasyonlar hızla artmakta ve göçme kriteri olan $\epsilon=\pm\%2.50$ seviyesini aşmaktadır. Elde edilen deformasyon seviyesi $\epsilon_{\text{kritik}}=\pm\%0.50$ Ansal ve Erken (1989) tarafından yapılan çalışmada plastisite indisi $I_p=\%40$ kaolin kili ve Erken ve Ülker (2007) tarafından yapılan çalışmada ise plastisite indisi $I_p=5$ olan silt için belirtilen deformasyon seviyesi ile uyumludur.

Şekil 7.15'de kil benzeri davranış sergileyen aşırı konsolide T12-1 ve T12-2 numunelerine ait kritik deformasyon seviyesini belirlemek amacıyla eksenel birim deformasyon ile efektif gerilme arasındaki ilişki gösterilmiştir.

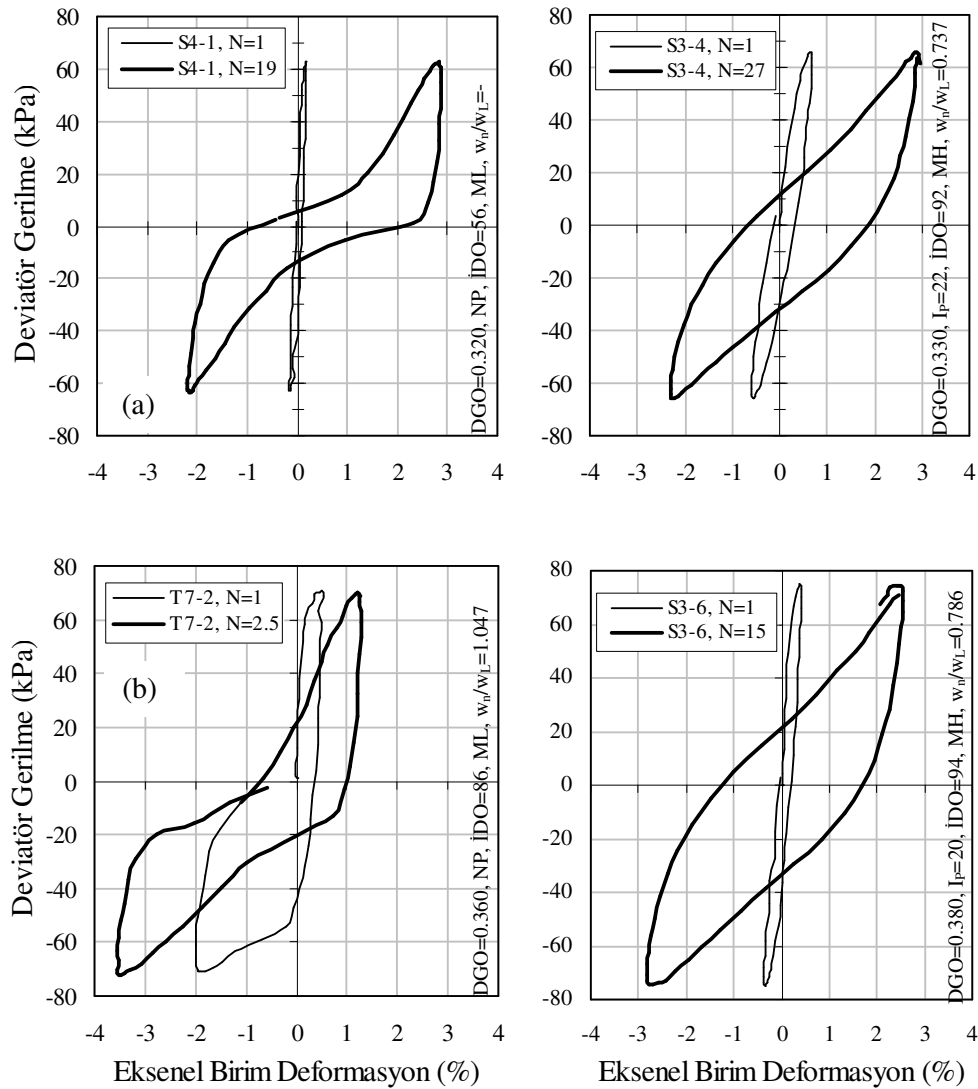


Şekil 7.15: Kil Benzeri Davranış Sergileyen Numunelerin Dinamik Yükler Altındaki Eksenel Birim Deformasyon-Efektif Gerilme Davranışı

Plastisite indisi $I_p = \%15-16$ ve aşırı konsolidasyon oranı (AKO) 2.75-3.85 arasında değişen bu zemin numuneleri için kritik deformasyon seviyesi olarak $\epsilon_{kritik} = \pm\%1.0$ olarak belirlenmiştir.

7.7 Plastisitenin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışına Etkisi

Şekil 7.27’de plastisite indisleri $I_p = \%0-22$, dinamik gerilme oranı $\sigma_d/2\sigma_c = 0.32-0.38$ arasında değişen dört farklı zemin numunesinde, dinamik yüklemenin ilk çevriminde ve eksenel birim deformasyonun $\epsilon = \pm 2.5$ olduğu çevrimdeki gerilme-şekil değiştirme davranışları verilmiştir.



Şekil 7.16: Plastisitesi Artan Dört Zemin Numunesi İçin Yüklemenin İlk Çevrimi ve Eksenel Birim Deformasyonun $\epsilon = \pm 2.5$ olduğu Çevrimdeki Gerilme-Şekil Davranışları ($\sigma'_c = 100$ kPa)

Bu dört zemin numunesi 100 kPa efektif basınç altında izotropik olarak konsolide edildikten sonra 0.1 Hz frekansında dinamik yüklemelere maruz bırakılmıştır. Şekil 7.16a'da verilen grafikte numunelere yaklaşık olarak 62 kPa maksimum deviyatör gerilme uygulanmıştır. S4-1 ve S3-4 numunelerinin basınç bölgesinde daha fazla eksenel birim deformasyonlar oluşmuştur. Plastik olmayan ve ince dane oranı %56 olan numunede ilmiğin yatıklaşması plastisitesi ve ince dane oranı yüksek olan zemine göre daha fazladır. Birinci ve göçme anındaki ilmiğe bakıldığı zaman plastisitesi yüksek olan zemin numunesinin (S3-4) plastik olmayan zemin numunesine göre enerji sönümleme özelliği (ilmiğin alanı) %20 daha fazladır. Ayrıca zeminin plastisite indisi artarken zeminlerde göçme kriterine ($\epsilon = \% \pm 2.5$) ulaşmak için gerekli çevrim sayısı da artmaktadır.

Şekil 7.16b'de verilen grafikte numunelere yaklaşık olarak 70 kPa maksimum deviyatör gerilme uygulanmıştır. S3-6 ve T7-2 numunelerinin çekme bölgesinde daha fazla eksenel birim deformasyonlar oluşmuştur. İlmiklerin davranışı Şekil 7.16a'da verilen grafiklere benzerdir. T7-2 numunesinde göçme kriterine ulaşmak için gerekli çevrim sayısı yüksek plastisiteli S3-6 numunesinden düşüktür. Ancak T7-2 numunesini bu kadar düşük çevrim sayısında göçme kriterine ulaşmasında zemin numunesinin kıvamı hakkında bilgi veren w_n/w_L değerinin ($=1.047$) yüksek ve plastik olmayan zemin (ML) olmasından kaynaklanmaktadır.

Sonuç olarak S4-1 ve T7-2 kum oranı yüksek plastik olmayan silt numuneleri kum benzeri, S3-4 ve S3-6 silt numuneleri ise plastik ince daneli zeminlerin davranışını sergilemektedir. Bu histerisis ilmiği plastisite indisi ($I_p = \%20-22$) arttıkça ilmiğin alanı artmakta böylece geniş olan numuneler daha fazla enerji sönümleyebilmektedir.

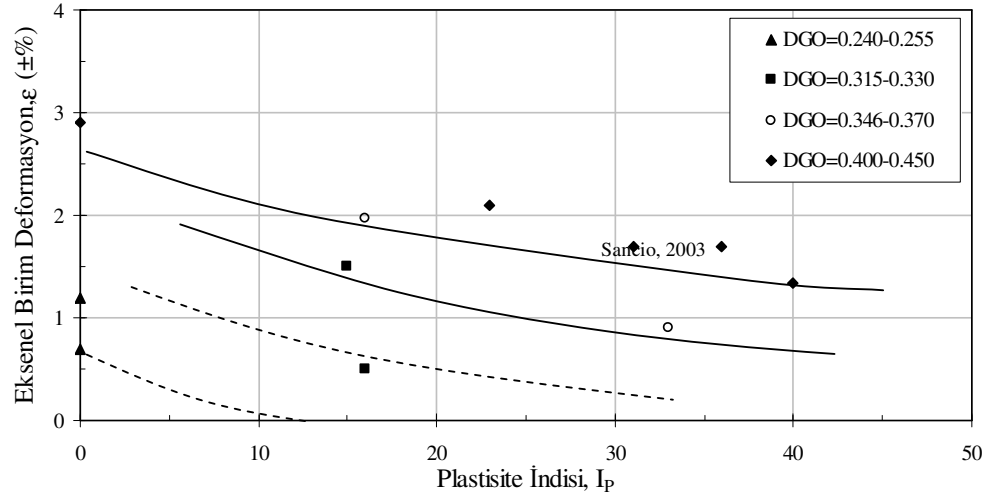
Bu çalışmadan elde edilen veriler Romero (1995) tarafından yapılan çalışmalarla uyumluluk göstermektedir.

7.7.1 Plastisitenin Eksenel Birim Deformasyona Etkisi

Çalışmanın bu kısmında yüzey zeminleri (3.0-5.5 m) ile derindeki zemin tabakalarında (7.7-10.0 m) farklı gerilme genliklerinde ($\sigma_d/2\sigma_c = 0.240-0.490$ arası) yapılan tekrarlı yükleme sonucuna göre meydana gelen eksenel birim deformasyonların plastisiteye bağlı olarak değişimleri incelenmiştir.

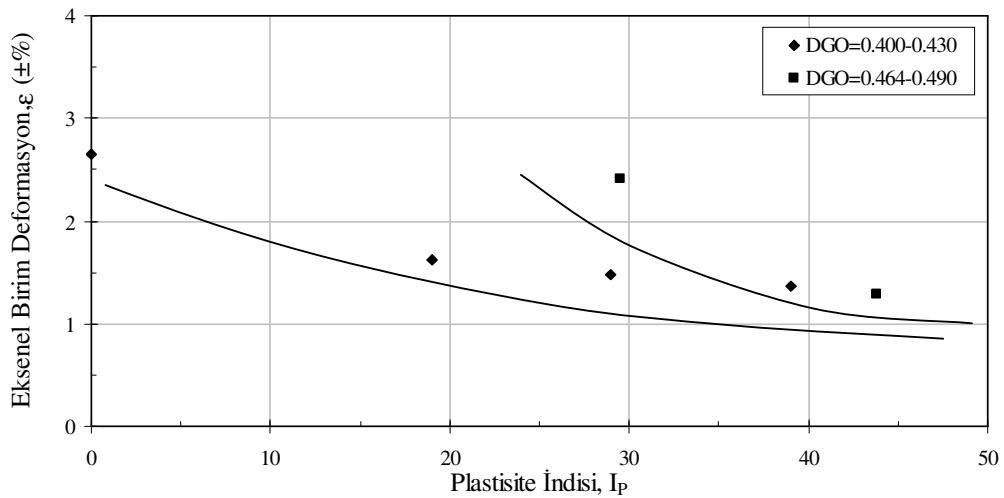
Şekil 7.17'de 3.0-5.5m derinlikleri arasında bulunan zemin numuneleri üzerinde $\sigma_d/2\sigma_c = 0.240-0.450$ oranlarında yapılan dinamik yükleme sonucu oluşan eksenel birim deformasyonların plastisiteye bağlı değişimleri gösterilmiştir. Plastisite

indisinin $I_p=0$ olduğu eksen de gerilme oranı arttıkça eksenel birim deformasyonlar artmaktadır. Plastisitenin artmasıyla birlikte eksenel birim deformasyonlar azalmaktadır. Ancak Adapazarı yüzey zeminlerinin aşırı konsolide olması nedeniyle eksenel birim deformasyonların sınırlı kaldığı görülmektedir. Sancio (2003b)'e ait verinin derinliği 3.0 m ve gerilme oranı 0.405'dir.



Şekil 7.17: Derinliği 3.0-5.5 m Arasında Değişen Zemin Numunelerinin N=20 Çevrimdeki Eksenel Birim Deformasyon-Plastisite İndisi İlişkisi

Şekil 7.18'de 7.7-10.0 m derinlikleri arasında bulunan derin zemin numuneleri üzerinde $\sigma_d/2\sigma_c=0.400-0.490$ oranlarında yapılan dinamik yükleme sonucu oluşan eksenel birim deformasyonların plastisiteye bağlı değişimleri gösterilmiştir. Bu grafikte eksenel birim deformasyonların gerilme oranına bağlı olarak arttığı ancak plastisiteye bağlı olarak azaldığı görülmüştür.

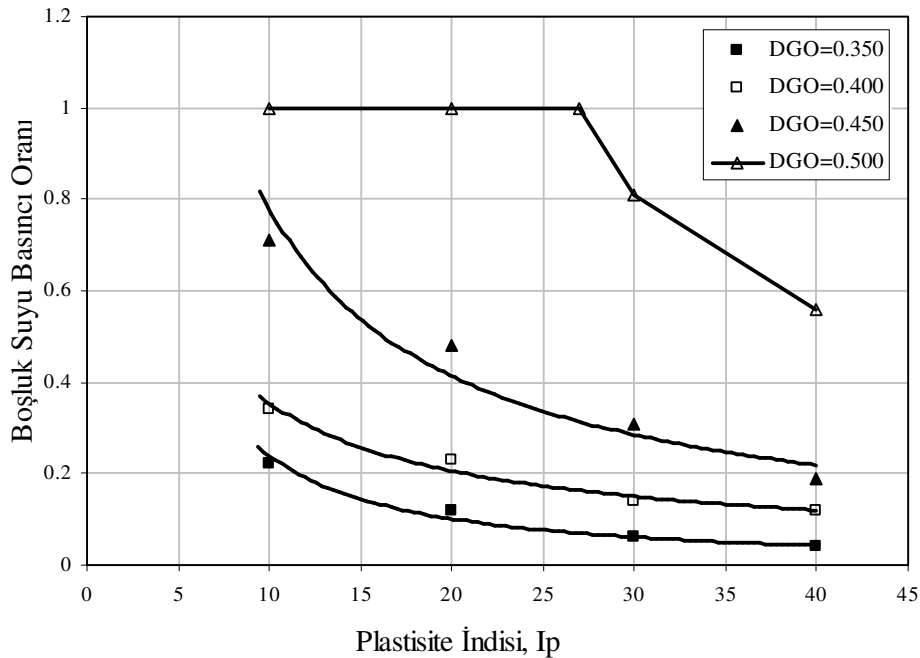


Şekil 7.18: Derinliği 7.7-10 m Arasında Değişen Zemin Numunelerinin N=20 Çevrimdeki Eksenel Birim Deformasyon-Plastisite İndisi İlişkisi

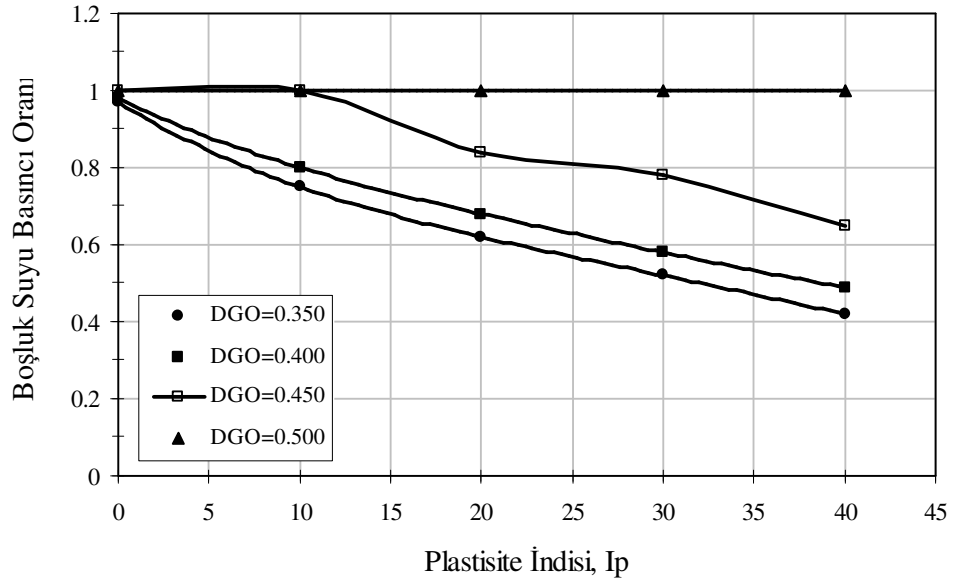
7.7.2 Plastisitenin Boşluk Suyu Basıncına Etkisi

Çalışmanın bu kısmında farklı gerilme oranlarında plastisite indisi ile boşluk suyu basıncı arasında elde edilen ilişkilere ait grafikler kullanılarak seçilen dört farklı gerilme oranı ($DGO=0.350-0.400-0.450-0.500$) ve plastisite indisi ($I_p=10-20-30-40$) için boşluk suyu basıncı ve plastisite indisi arasındaki ilişki farklı deformasyon seviyeleri için yeniden düzenlenmiştir. Aşağıda verilen grafikler kritik deformasyon seviyeleri dikkate alınarak eksenel birim deformasyonun $\epsilon=\pm\%0.75-1.5-2.5$ olduğu durumlarda seçilen plastisite indisleri için meydana gelen boşluk suyu basınçlarına göre oluşturulmuştur.

Şekil 7.19’da eksenel birim deformasyonun $\epsilon=\pm\%0.75$ olduğu durumda farklı gerilme oranları için plastisite indisine bağlı olarak boşluk suyu basıncının oluşumu gösterilmiştir. Bu grafikte plastisite indisi $I_p=\%27$ olan bütün zeminlere yüksek gerilme oranı ($DGO=0.500$) uygulandığında boşluk suyu basıncı oranı bir olmaktadır. Eksenel birim deformasyonun $\epsilon=\pm\%0.75$ olduğu durumda $DGO=0.500$ ’in altında olması durumunda ise gerilme oranı azaldıkça ve plastisite indisi arttıkça boşluk suyu basıncı da azalmaktadır.

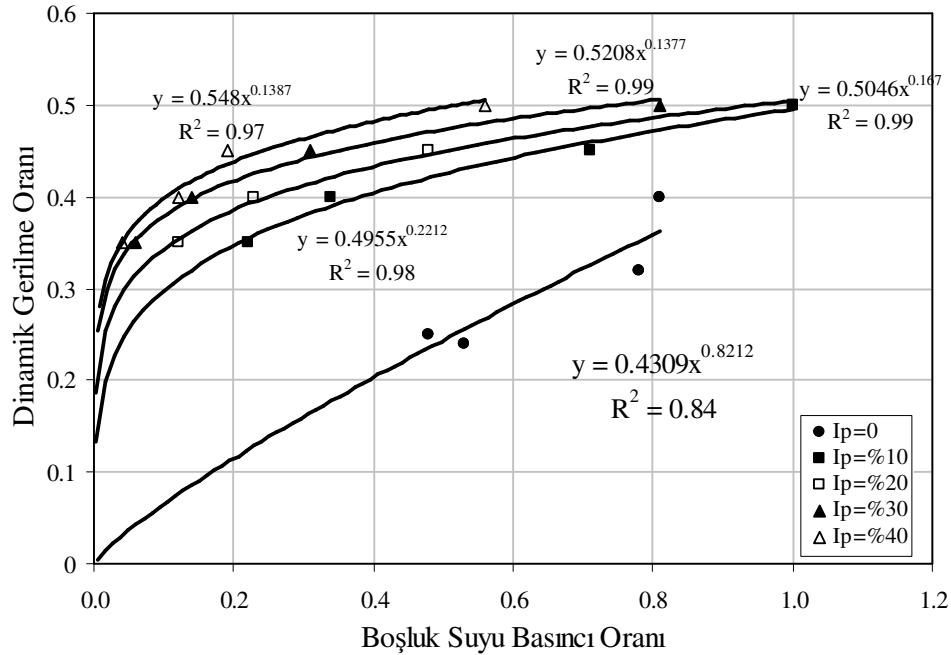


Şekil 7.19: Eksenel Birim Deformasyonun $\epsilon=\pm\%0.75$ Olduğu Durumda Plastisite İndisine Bağlı Olarak Boşluk Suyu Basıncının Oluşumu



Şekil 7.21: Eksenel Birim Deformasyonun $\varepsilon=\pm\%2.50$ Olduğu Durumda Plastisite İndisine Bağlı Olarak Boşluk Suyu Basıncının Oluşumu

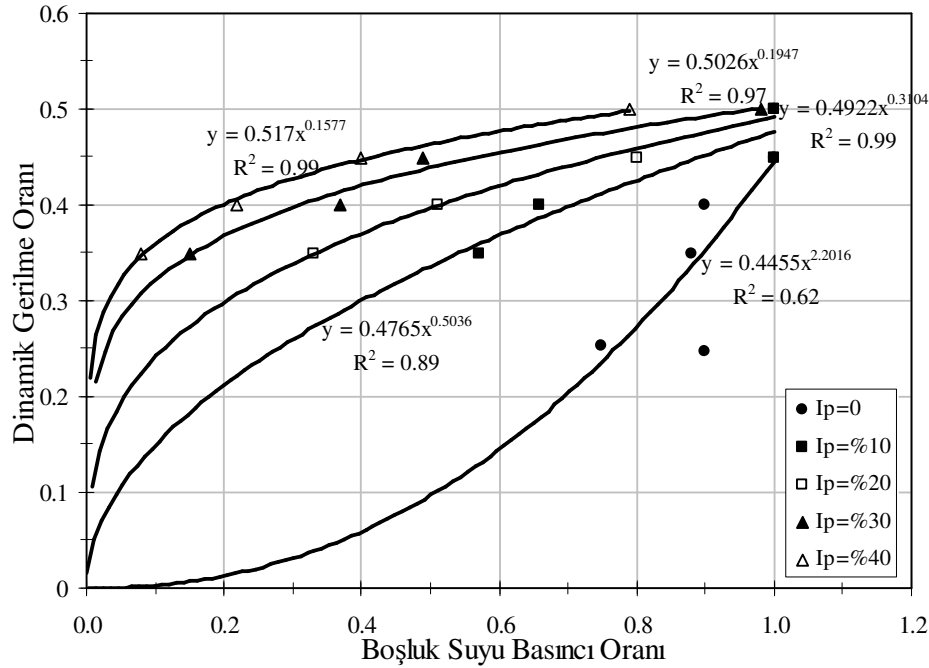
Yukarıda elde edilen grafikler kullanılarak plastisiteye bağlı farklı deformasyon seviyeleri için DGO ve boşluk suyu basıncı oranı arasında elde edilen grafikler Şekil 7.22-23-24'te verilmiştir.



Şekil 7.22: Eksenel Birim Deformasyonun $\varepsilon=\pm\%0.75$ Olduğu Durumda Plastisite İndisine Bağlı Olarak Dinamik Gerilme Oranı-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

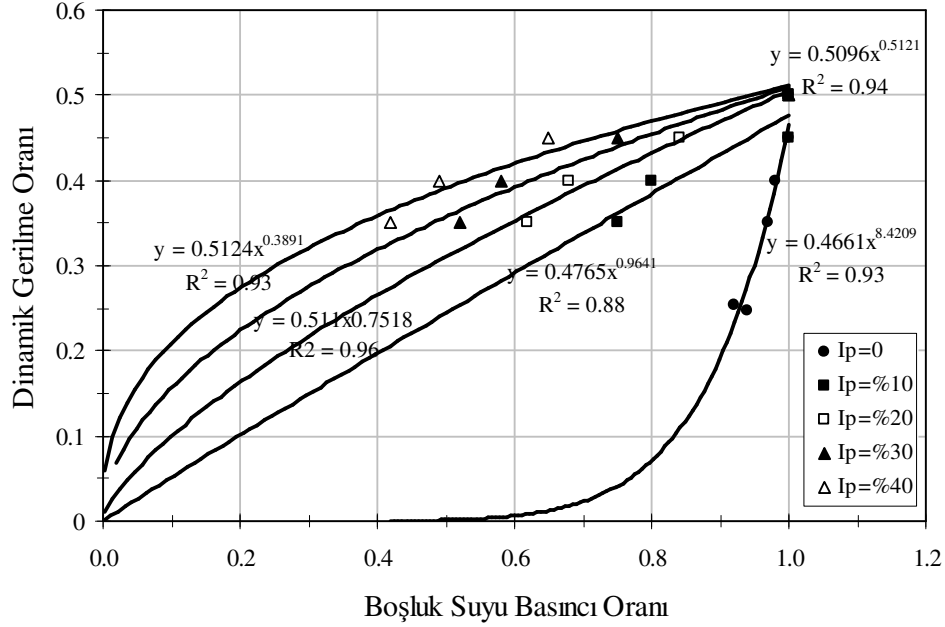
Şekil 7.22’de eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm 0.75$ olduğu seviyede plastik olmayan zeminler için boşluk suyu basıncı oranı, dinamik gerilme seviyelerinin düşük olması nedeniyle bu deformasyon seviyesi için bire ulaşamamıştır. Bu grafikte plastisite indisi $I_p=\%10-20$ için dinamik gerilme oranı $\sigma_d/2\sigma_c=0.500$ seviyesi ve üzerindeki gerilme seviyeleri için boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ olmaktadır. Plastisite indisi $I_p=\%30$ ve 40 için en yüksek gerilme oranı seviyesinde boşluk suyu basıncı oranı sırasıyla $r_u=0.80$ ile 0.55 seviyelerinde kalmaktadır.

Şekil 7.23’de eksenel birim deformasyonun $\varepsilon=\pm 1.5$ olduğu durumda plastisiteye bağlı olarak dinamik gerilme oranı ile boşluk suyu basıncı oranı arasındaki ilişki verilmiştir. Boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyon seviyesinin $\varepsilon=\pm 0.75$ olduğu duruma göre arttığı bu şekilde görülmektedir. Boşluk suyu basıncı oranı plastik olmayan zeminler için $DGO=0.450$, plastisite indisi $I_p=10-20-30$ için $DGO=0.500$ dinamik seviyesinin üzerinde olduğu zaman bir olmaktadır. Yüksek plastisiteli ($I_p=\%40$) zeminin boşluk suyu basıncı oranı $DGO=0.500$ iken 0.80 seviyesinde kalmaktadır.



Şekil 7.23: Eksenel Birim Deformasyonun $\varepsilon=\pm 1.5$ Olduğu Durumda Plastisite İndisine Bağlı Olarak Dinamik Gerilme Oranı-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

Şekil 7.24’de göçme kriteri olarak kabul edilen $\varepsilon=\pm\%2.5$ seviyesinde plastisite indisi ve dinamik gerilme oranına bağlı olarak boşluk suyu basıncının oluşumu gösterilmiştir. Plastik olmayan zeminler $DGO\geq 0.450$ iken $r_u=1.0$ olmakta, plastisite indisi %10-20-30-40 için ise $DGO\geq 0.500$ iken boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ olmaktadır.



Şekil 7.24: Eksenel Birim Deformasyonun $\varepsilon=\pm\%2.5$ Olduğu Durumda Plastisite İndisine Bağlı Olarak Dinamik Gerilme Oranı-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

7.8 Dinamik Deney ve Sonrasında Statik Deney Sonuçları

Bu kısımda Tablo 6.2’de zemin özellikleri verilen zemin numuneleri üzerinde 6. Bölümde anlatılan yöntemler izlenerek dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde sabit gerilme genliklerinde (tekrarlı gerilme oranlarında) çevrim sayısı $N=20$ oluncaya kadar deney numunesi eksenel olarak yüklenmiş hemen sonrasında drenaj ve gerilme şartları değiştirilmeden 0.20 mm/dak hızla deformasyon kontrollü statik deneyler yapılmıştır (II. grup deneyler). $N=20$ değeri $M_w=7.4$ büyüklüğündeki 1999 Kocaeli depremini temsil etmesi bakımından seçilmiştir. Statik deney ya kırılmanın olduğu ya da eksenel birim deformasyonun minimum %10 olduğu noktaya karşılık gelen deviyör gerilme değeri (σ_{ds}) göçme kriteri için dikkate alınmıştır.

Bu kapsamda yürütülen ikinci grup deneylerden elde edilen dinamik ve sonrasında yapılan statik deney sonuçlarına ait bilgiler Tablo 7.2 ve Tablo 7.3'te verilmiştir.

Tablo 7.2: İkinci Grup Deneylere Ait Dinamik Veriler

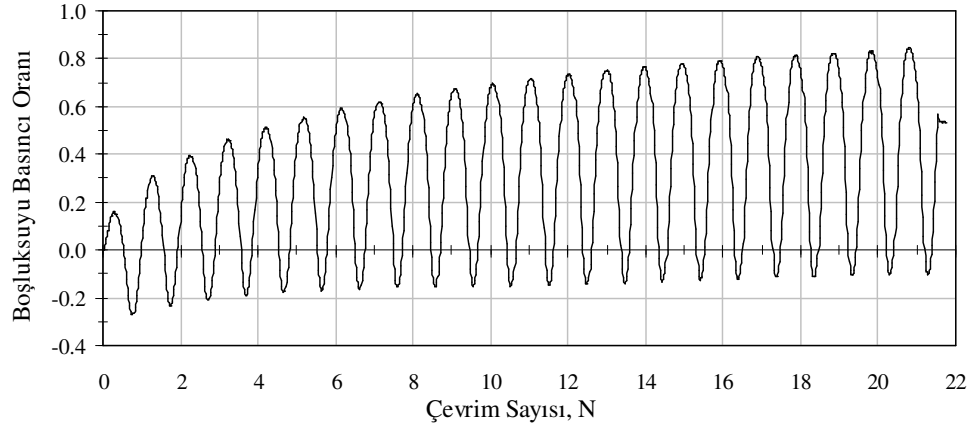
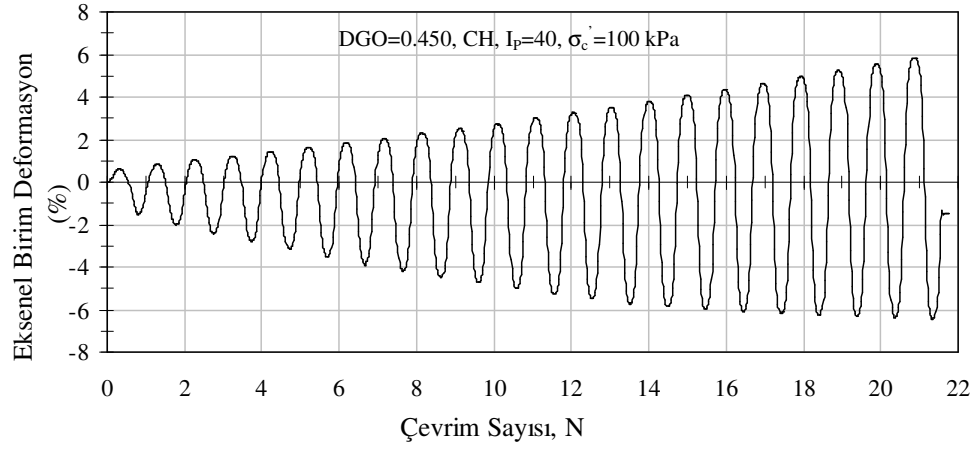
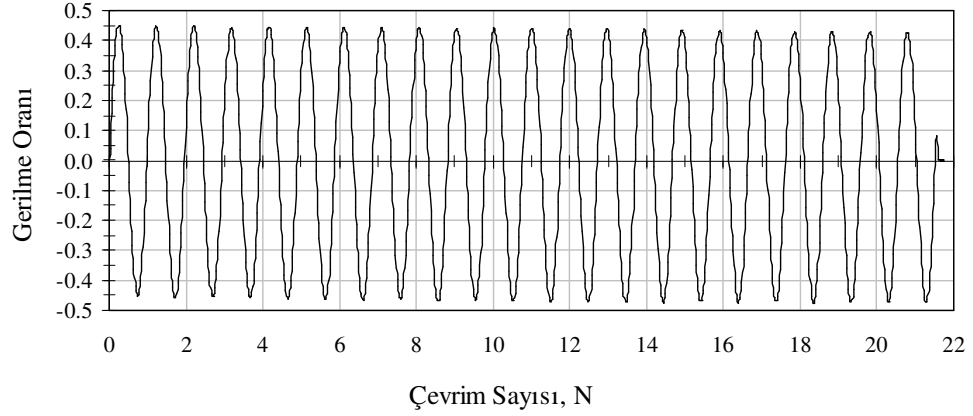
Deney No	Sondaj No	İDO	Kon. Sonu γ_k	I_p	Zemin Cinsi	B	σ_c	DGO	N $\varepsilon=\pm 2.5$	N=20'de ε r_u		σ_{ds} $\varepsilon=\%10$
-	-	%	kN/m ³	%	-	%	kPa	-	%	($\pm\%$)	-	kPa
S4-1	SK4	56	17.00	-	ML	96	100	0.320	19.3	2.8	0.96	187
S6-1	SK6	97	14.20	23	CH	100	100	0.420	-	2.1	1.00	129
S6-2	SK6	99	12.80	38	MH	96	100	0.482	18.3	2.7	1.00	121
S7-1	SK7	98	11.80	33	MH	92	100	0.370	-	0.9	0.48	127
S7-2	SK7	97	11.60	36	MH	90	100	0.420	-	1.7	0.29	122
S7-3	SK7	99	12.90	31	MH	94	100	0.515	15.3	2.8	1.00	188
S8-1	SK8	87	14.10	NP	ML	98	100	0.240	-	0.7	0.54	149
S8-2	SK8	89	14.10	NP	ML	94	100	0.255	-	1.2	0.81	139
S8-3	SK8	97	13.50	NP	ML	90	100	0.400	19.2	2.9	1.00	120
T3-1	SK4	97/9	18.72	16/ NP	CL/SP- SC	96	100	0.320	-	0.4	0.78	315
T4-1	SK2	1	15.76	NP	SP	100	100	0.408	-	4.8	1.00	565
T5-1	SK1	99	17.55	40	CH	96	100	0.400	-	1.34	0.90	128
T5-2	SK1	98	18.42	16	CL	94	100	0.340	-	0.51	0.77	182
T5-3	SK1	97	17.20	40	CH	99	100	0.450	5.5	6.1	0.85	93
T6-1	SK2	89	17.63	NP	ML	96	100	0.415	20	2.65	0.98	282
T6-2	SK2	96	18.32	16	CL	96	100	0.380	-	1.11	0.83	228
T6-3	SK2	95	16.79	39	CH	98	100	0.410	-	1.36	0.86	94
T6-4	SK2	99	17.76	20	CL	96	100	0.450	1	10.7	0.80	34
T7-1	SK6	99	17.79	19	CL	100	100	0.400	-	1.63	0.93	154

Tablo 7.3: (Devamı) İkinci Grup Deneylere Ait Dinamik Veriler

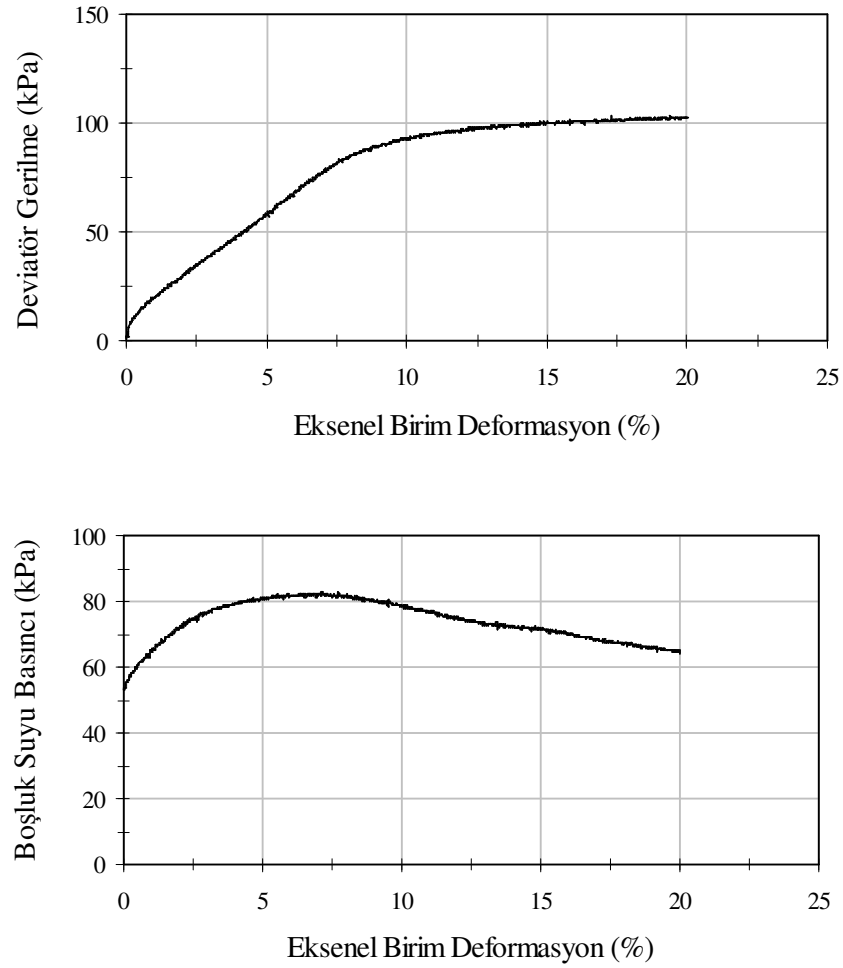
Deney No	Sondaj No	İnce Dane Oranı	Deney Sonu γ_n	I_p	Zemin Cinsi	B	σ_c	DKG O	N $\varepsilon=\pm 2.5$	N=20'de ε	r_u	σ_{ds} $\varepsilon=\%10$
-	-	%	kN/m ³	%	-	%	kPa	-	%	($\pm\%$)	-	kPa
T7-2	SK6	86	17.15	NP	ML	96	100	0.360	2.5	4.90	1.00	328
T9-1	SK8	97	16.67	40	CH	94	100	0.430	7.5	4.15	0.71	109
T9-2	SK8	74	18.96	7	CL-ML	94	100	0.380	-	1.55	0.81	349
T9-3	SK8	99	18.07	29	CL	94	100	0.404	-	1.47	0.95	142
T10-1	SK9	100	17.91	23	CL	94	100	0.318	-	0.68	0.66	164
T11-1	SK1	100	17.76	44	CH	96	100	0.464	-	1.30	0.88	127
T11-2	SK1	100	17.83	30	CH	96	100	0.490	20	2.42	1.00	157
T12-1	SK3	98	13.71	16	CL	98	100	0.346	28	1.97	0.95	206
T12-2	SK3	95	12.66	15	CL	95	100	0.315	42	1.50	0.85	160

Şekil 7.25’de plastisite indisi $I_p=40$ ve kıvam indisi $I_c=0.759$ olan CH grubu zemin numunesi üzerinde dinamik kayma gerilmesi oranı 0.45 olan dinamik üç eksenli basınç deneyine ait grafikler verilmiştir.

İnce dane oranı %97 olan zemin numunesinde ilk çevrimden itibaren boşluk suyu basıncında artışlar oluşmuş ve $N=5.5$ çevrimde eksenel birim deformasyon $\varepsilon=\pm 2.5$ ile boşluk suyu basıncı 0.55 değerlerine ulaşmıştır. Bu nokta göçme kriterine karşılık gelen çevrim sayısıdır. $N=20$ çevrimin sonunda boşluk suyu basıncı 80 kPa seviyelerinde kalmıştır (Şekil 7.25). $N=20$ çevrim sayısında dinamik deney durdurulduktan sonra drenajlar açılmadan aynı numune 0.20 mm/dak yükleme hızı ile statik yüklemeye maruz bırakılmış ve eksenel birim deformasyon $\varepsilon=\%20$ seviyesine kadar deney devam ettirilmiştir. Statik deneye ait sonuçlar Şekil 7.26’da verilmiştir. Statik deney öncesi zeminin uğradığı dinamik yükler altındaki deformasyon seviyesi $\varepsilon_c=\pm\%6.0$ ’dır.



Şekil 7.25: T5-3 Nolu Deney Numunesinin Dinamik Üç Eksenli Basıncı Deneyi Sonuçları



Şekil 7.26: T5-3 Nolu Deney Numunesi Üzerinde Dinamik Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonrası Yapılan Statik Deneye Ait Sonuçlar

Şekil 7.26’de N=20 çevrime kadar dinamik yükleme ve sonrasında yapılan statik deney sonuçlarına göre T5-3 nolu deney numunesinde dinamik yükleme aşamasında meydana gelen deformasyon seviyesinin yüksek olması nedeniyle numunede elde edilen en büyük deviator gerilme 100 kPa olmuştur. Statik deney başlangıcında 53 kPa olan boşluk suyu basıncı 81 kPa değerine kadar yükselmiş ancak %20’lik deformasyon sonunda 64 kPa seviyesinde kalmıştır.

7.9 Dinamik Sonrası Statik Davranışın Üzerinde Dinamik Yük Seviyesi ve Plastisitenin Etkisi

Çalışmanın bu kısmında dinamik yükleme ve sonrası statik davranışın üzerinde dinamik yük seviyesi ve plastisitenin etkisi incelenmeye çalışılmıştır. Bu kapsamda

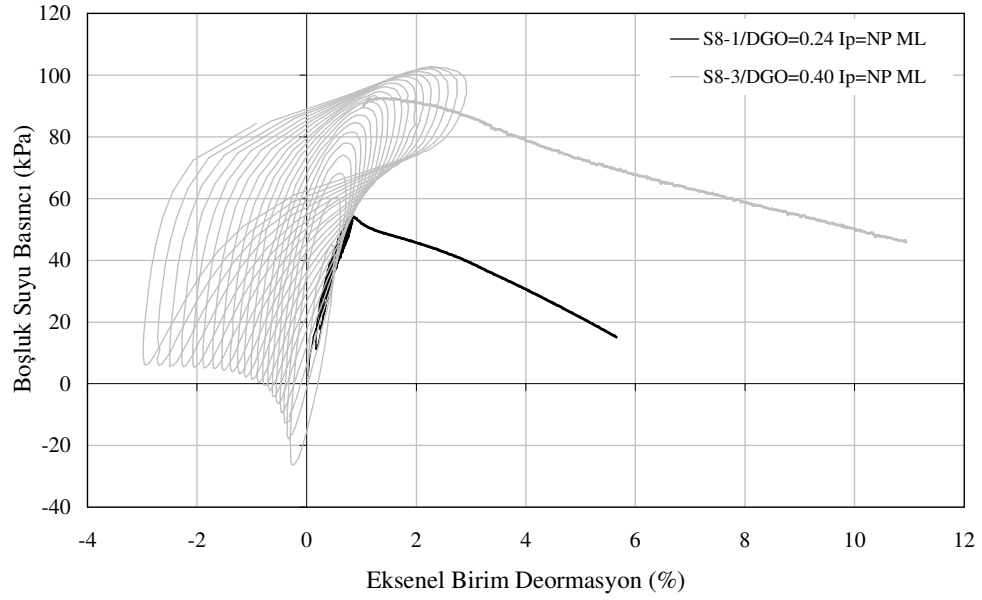
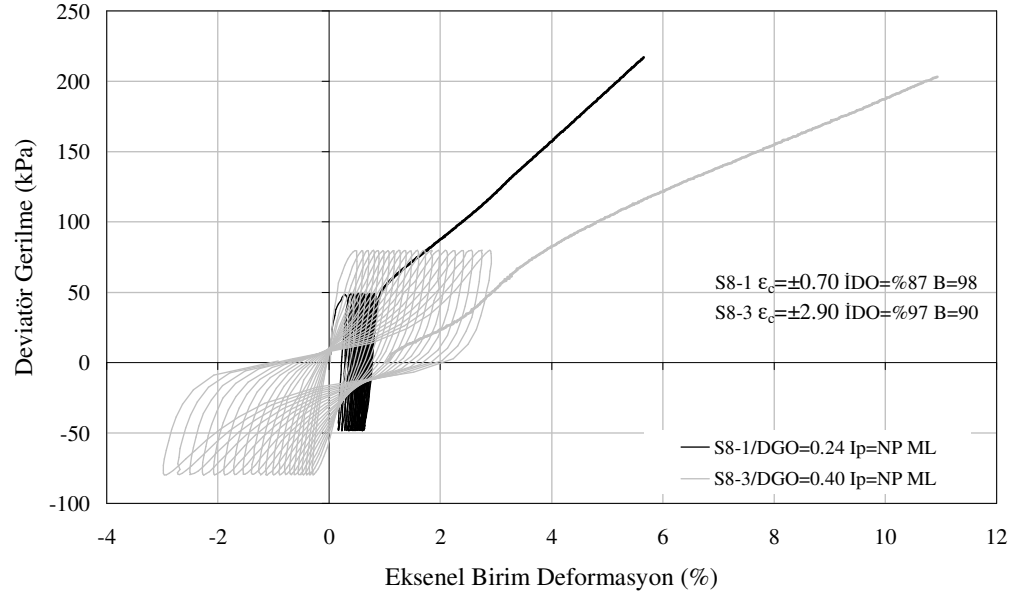
dinamik yük seviyesinin etkisi araştırılırken plastisite indisi sabit, plastisite indisinin etkisi araştırılırken de gerilme oranı sabit tutulmuştur.

7.9.1 Dinamik Sonrası Statik Davranışın Üzerinde Dinamik Yük Seviyesinin Etkisi

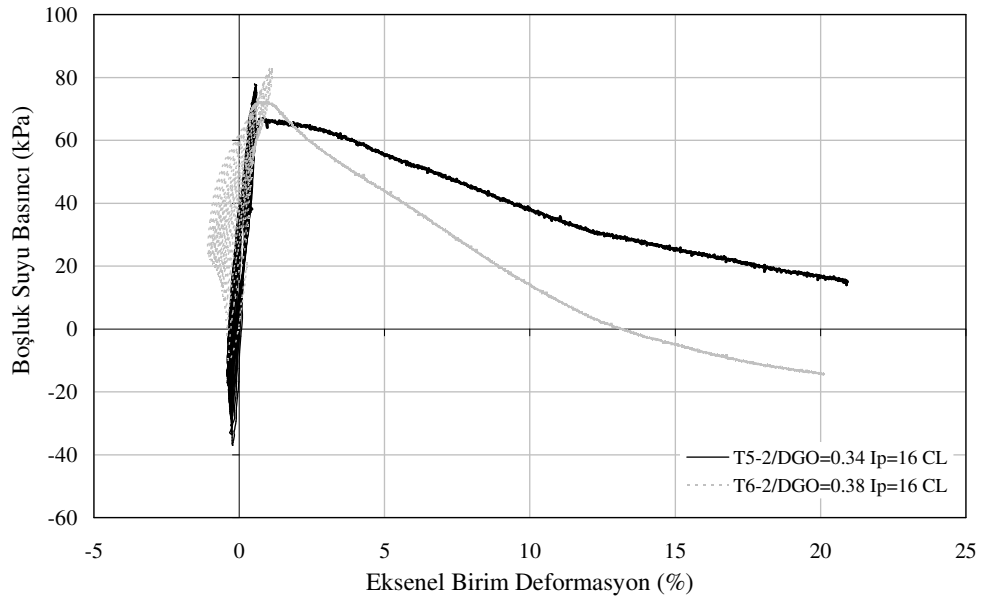
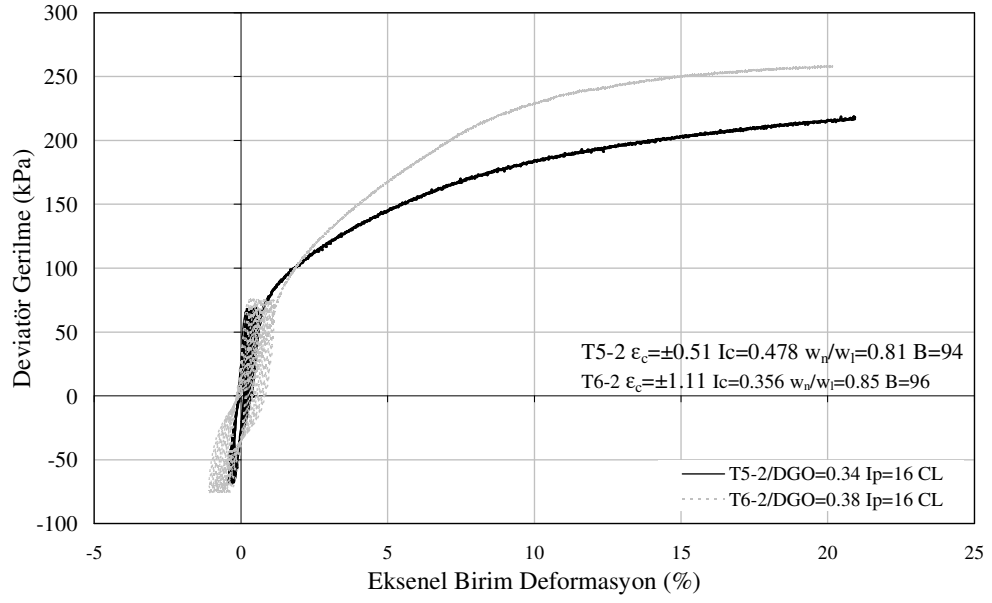
Burada plastik olmayan (NP), orta plastisiteli ($I_p=16$) ve yüksek plastisiteli ($I_p=31-36$ ve 40 olan iki grup) zemin gruplarının farklı gerilme genlikleri altında dinamik yükleme ve sonrasında yapılan statik deney sonuçlarına göre deviatör gerilme ile boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyona bağlı değişimi incelenmiştir.

Plastik olmayan (NP) ve 100 kPa altında konsolide edilmiş zeminler ilk olarak $N=20$ çevrime kadar dinamik yüklenmiş hemen sonrasında yapılan statik yükleme altında numunede meydana gelen gerilme ve boşluk suyu basıncı oranının eksenel birim deformasyona bağlı değişimi Şekil 7.27’de verilmiştir. S8-1 ve S8-3 numunelerine uygulanan tekrarlı gerilmeler ($DGO=0.24$ ve 0.40) sonunda numunede sırasıyla $\epsilon_c=\pm 0.70$ ve 2.90 eksenel birim deformasyonlar meydana gelmiştir. Bu yüklemenin sonunda numunede oluşan boşluk suyu basıncı oranları ise sırasıyla 53 ve 100 kPa’dır. $N=20$ çevrimin sonunda gerilme ve drenaj koşulları değiştirilmeden yapılan statik deney sonucunda S8-1 ve S8-3 numunesinde sırasıyla 217 kPa ile 200 kPa en büyük deviatör gerilme elde edilmiştir. Grafik incelendiğinde dinamik yükleme aşamasında fazla dinamik yüke maruz kalan S8-3 numunesinde daha fazla deformasyon oluşmuş ve bu nedenle statik yükleme aşamasında daha küçük bir deviatör gerilme elde edilmiştir.

Şekil 7.28’de orta plastisitedeki ($I_p=16$) zeminlerin dinamik yükleme ve sonrasında yapılan statik davranışına gerilme oranının etkisi gösterilmiştir. T5-2 ve T6-2 numuneleri üzerinde yapılan tekrarlı yüklemeler sonucunda eksenel birim deformasyonlar (sırasıyla $\epsilon_c=\pm 0.51$ ve 1.11) küçük seviyelerde oluşmuş olup boşluk suyu basıncı değerleri sırası ile 77 ve 85 kPa değerlerine kadar çıkmıştır. Statik deney sonucunda ($\epsilon=20$) elde edilen en büyük deviatör gerilme değerleri sırasıyla 217 ve 257 kPa boşluk suyu basıncı değerleri ise 17.5 ve -14.0 kPa olarak elde edilmiştir (Şekil 7.28). T6-2 deney numunesinde genişlemeden dolayı oluşan negatif boşluk suyu zeminin daha mukavemetli olmasını sağlamış ve bu nedenle daha büyük deviatör gerilme elde edilmiştir.

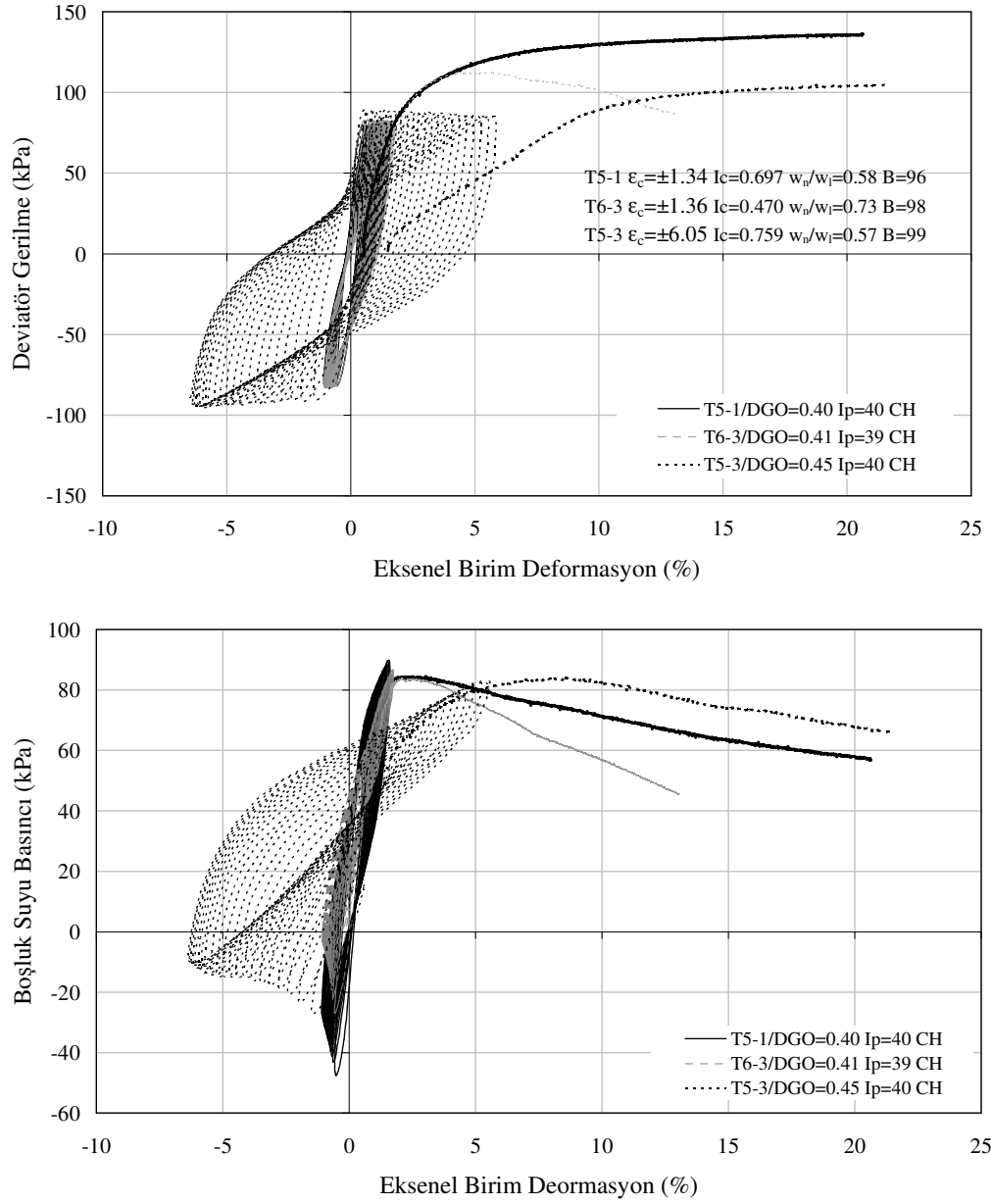


Şekil 7.27: S8-1 ve S8-3 Deneylerine Ait Deviatör Gerilme Ve Boşluk Suyu Basıncının Eksenel Birim Deformasyonla Değişimi



Şekil 7.28: T5-2 Ve T6-2 Deneylerine Ait Deviator Gerilme Ve Boşluk Suyu Basıncı Oranının Eksenel Birim Deformasyonla Değişimi

Şekil 7.29’da çok yüksek plastisiteli kil grubu (CH)’nin $N=20$ çevrime kadar dinamik ve sonrasında yapılan statik yükleme deneyine dinamik yük seviyesinin etkisi gösterilmiştir.



Şekil 7.29: T5-1/T5-3 ve T6-3 Deneylerine Ait Deviator Gerilme ve Boşluk Suyu Basıncının Eksenel Birim Deformasyon İle Değişimi

Şekil 7.29’da gösterildiği gibi yaklaşık aynı gerilme oranına sahip T5-1 ve T6-3 numuneleri üzerinde N=20 çevrim’e kadar yapılan tekrarlı yüklemeler sonucunda eksenel birim deformasyonlar ± 1.35 , boşluk suyu basıncı ise 85 kPa seviyelerinde kalmaktadır. En yüksek gerilme seviyesinin uygulandığı T5-3 numunesinde N=20 çevrimin sonunda $\epsilon_c = \pm 6.05$ eksenel birim deformasyon meydana gelmiş ve 85 kPa boşluk suyu basıncı oluşmuştur. Dinamik yüklemenin arkasından yapılan statik

deney sonucunda T5-1 numunesinde 133 kPa T5-3 numunesinde ise 102 kPa deviatör gerilme elde edilmiştir.

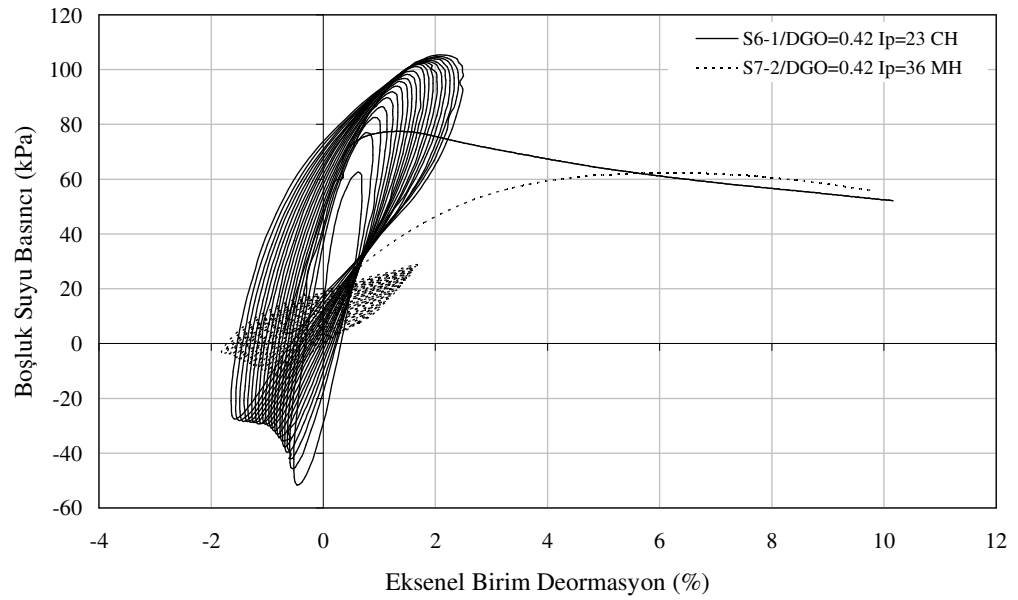
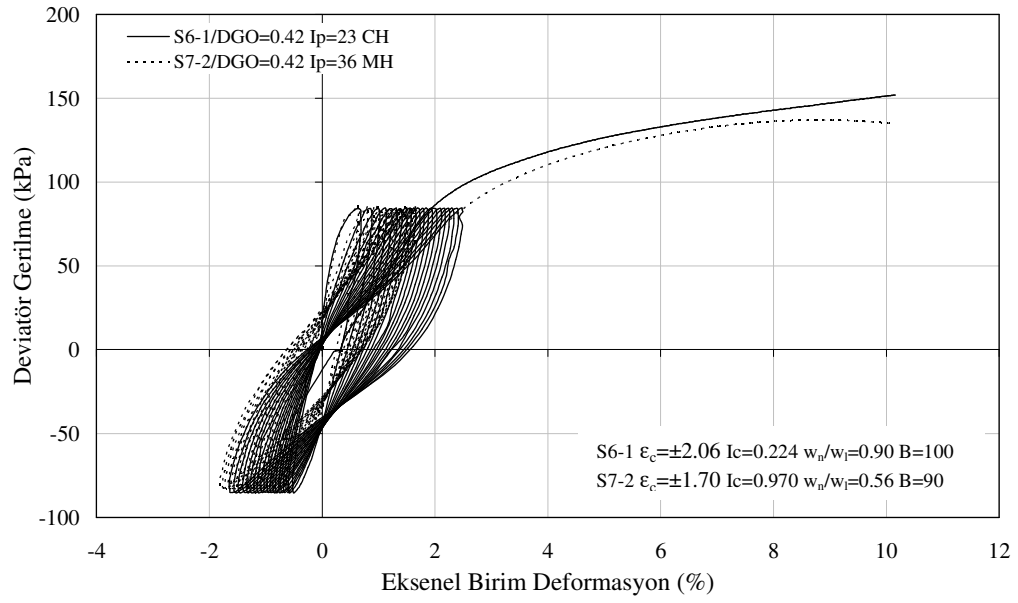
7.9.2 Dinamik Sonrası Statik Davranışın Üzerinde Plastisitenin Etkisi

Burada gerilme oranları aynı olan zemin grupları üzerinde plastisitenin etkisi gösterilmeye çalışılmıştır.

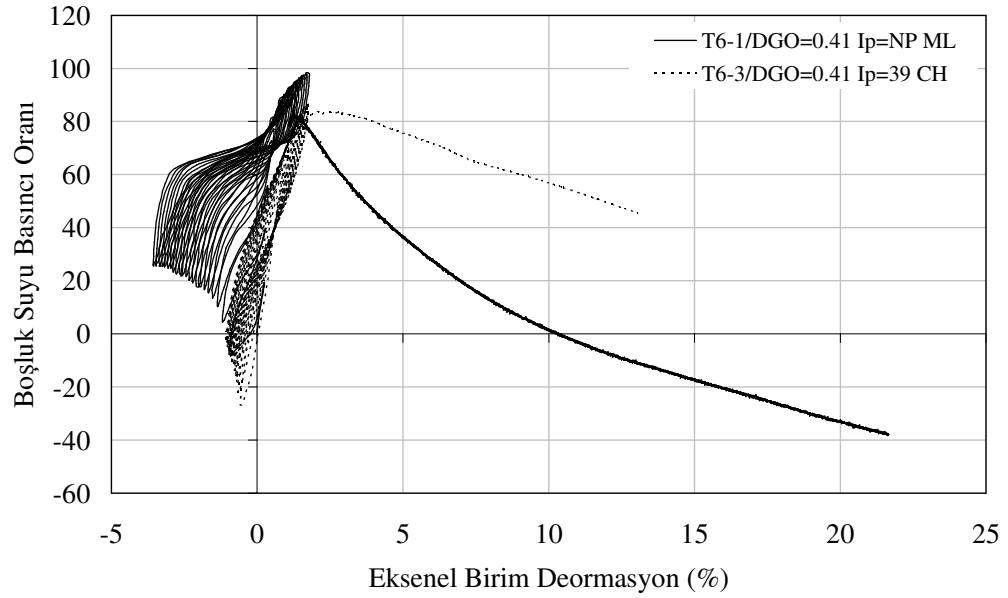
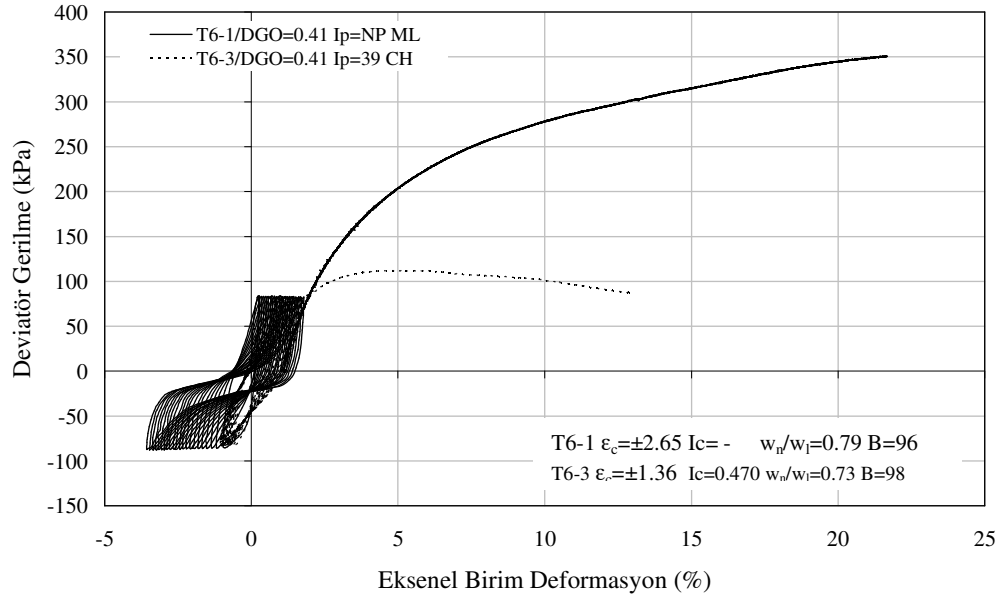
Şekil 7.30'da gerilme oranı 0.42 ve plastisitesi farklı iki yüksek plastisiteli iki zemin grubunun (MH ve CH) dinamik yükleme ve sonrasında yapılan statik deney sonucunda elde edilen gerilme ve boşluk suyu basıncının eksenel birim deformasyona bağlı davranışı gösterilmiştir. Bu grafiklerde çevrim sayısındaki artışla birlikte boşluk suyu basıncı ve eksenel birim deformasyonlar artmakta buna bağlı olarak zeminde yumuşama sonucu ilmekler yatıklaşmaktadır. Numunelere $N=20$ çevrim sayısına kadar yaklaşık olarak ± 85 kPa tekrarlı gerilme genliği uygulanmış olup bu yükleme sonunda S6-1 ve S7-2 deney numunelerinde sırasıyla eksenel birim deformasyon yaklaşık olarak $\pm 2.06-1.70$ ve bu deformasyon seviyelerinde boşluk suyu basıncı ise 100 ila 28 kPa olmuştur.

Tekrarlı yüklemelerin hemen ardından drenajlar açılmadan deformasyon kontrollü statik deneyler yapılmıştır. Statik deney yapılan S6-1 deney numunesinde elde edilen en büyük deviatör gerilme 151 kPa olup boşluk suyu basıncı 52 kPa değerine kadar düşmüş, S7-2 deney numunesinde ise maksimum deviatör gerilme 136 kPa olarak elde edilmiş olup boşluk suyu basıncı 65 kPa değerine kadar yükselmiş deney sonunda 58 kPa'a kadar gerilemiştir (Şekil 7.30).

Şekil 7.31'de gerilme oranı 0.41 olan düşük plastisiteli silt ve yüksek plastisiteli kil zeminin davranışında plastisitenin etkisi gösterilmiştir. T6-1 plastik olmayan (NP) deney numunesinde 20. çevrimin sonunda eksenel birim deformasyon ± 2.65 , boşluk suyu basıncı 98 kPa olarak ölçülürken bu değerler T6-3 numunesinde sırasıyla ± 1.36 ve 85 kPa elde edilmiştir. Tekrarlı yükleme sonrası yapılan statik deneyde en büyük deviatör gerilme T6-1 numunesi için $\epsilon = 10\%$ seviyesinde 280 kPa olarak tespit edilirken bu değer T6-3 numunesi için 94 kPa'dır. Şekil 7.31'de verilen grafik incelendiğinde tekrarlı yükleme aşamasında daha büyük deformasyona uğrayan T6-3 deney numunesinin statik yükleme aşamasında daha küçük deviatör gerilmelerinde göçmesini beklerken daha büyük gerilme değerlerine sahip olmuştur. Statik yükleme aşamasında numune genişleme yaparak negatif boşluk suyu basıncı meydana getirmiş ve böylece numunenin mukavemet kazanmasına neden olarak daha büyük deviatör gerilmenin oluşmasını sağlamıştır.



Şekil 7.30: S6-1 Ve S7-2 Deneylerine Ait Deviatör Gerilme ve Boşluk Suyu Basıncının Eksenel Birim Deformasyonla Değişimi



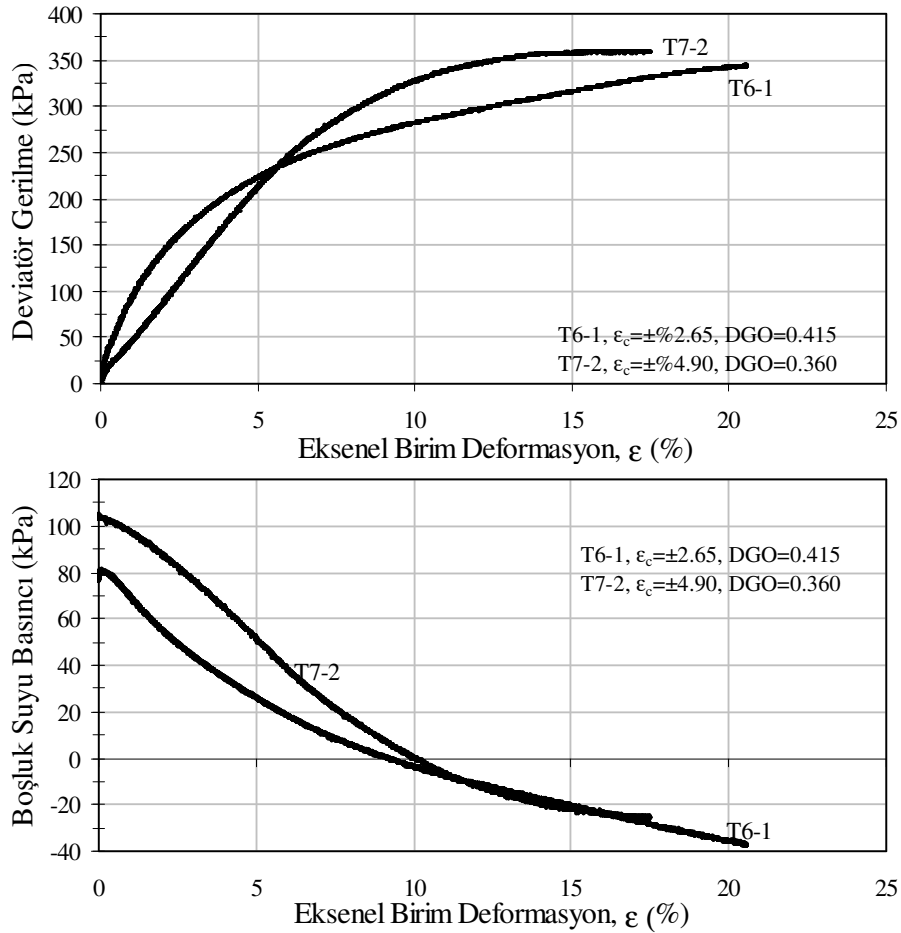
Şekil 7.31: T6-1 Ve T6-3 Deneylerine Ait Deviatör Gerilme ve Boşluk Suyu Basıncının Eksenel Birim Deformasyonla Değişimi

7.10 Statik Deneylerin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları

Çalışmanın bu kısmında ikinci grup deneyler kapsamında N=20 çevrime kadar (N=20 çevrime ulaşmadan göçen T6-4 ve T7-2 deneyleri de dahil olmak üzere) yapılan dinamik deney sonrası drenajsız statik deney sonuçları (plastisite indisleri yaklaşık olarak aynı) karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Bu şekilde plastisitesi aynı

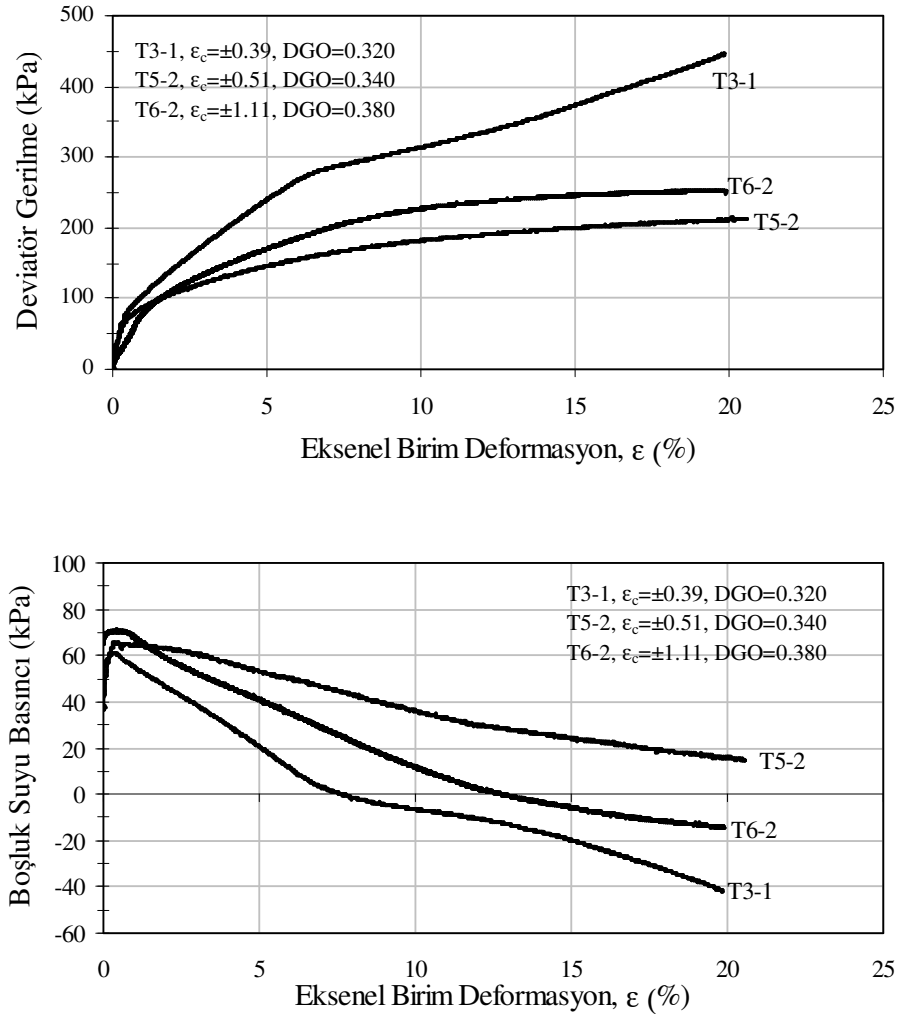
olan ($I_p=NP$, %16, 20, 23, 29, 40) zemin grupları üzerinde gerilme oranının etkisi gösterilmeye çalışılmıştır. Bu grafiklerde dinamik deney sonu eksenel birim deformasyon (ϵ_c) ve dinamik gerilme oranları da verilmiştir. Statik deneylerde göçme kriteri olarak ya deviatör gerilmenin en büyük değer yada eksenel birim deformasyonun %10 olduğu değere karşılık gelen gerilme alınmıştır.

Şekil 7.32’de plastik olmayan (NP) zemin numunesi üzerinde $N=20$ çevrime kadar yapılan tekrarlı yükleme sonrası statik deney sonucuna gerilme oranının etkisi gösterilmiştir. T6-1 deney numunesinin w_n/w_L değeri 0.792, T7-2 numunesinin ise 1.047 olmasından dolayı dinamik yükleme esnasında T7-2 deney numunesi daha düşük bir gerilme genliğine maruz kalmasına karşın yumuşak olmasından dolayı daha fazla deformasyona ($\epsilon_c=\pm\%4.9$) uğramıştır. Başlangıç boşluk suyu basıncı değerleri T7-2 ve T6-1 numuneleri için sırasıyla 100 ve 80 kPa iken eksenel birim deformasyon %10 olduğunda bu değerler yaklaşık sıfır olmuş bu değerden sonra aynı davranışı göstermiştir.



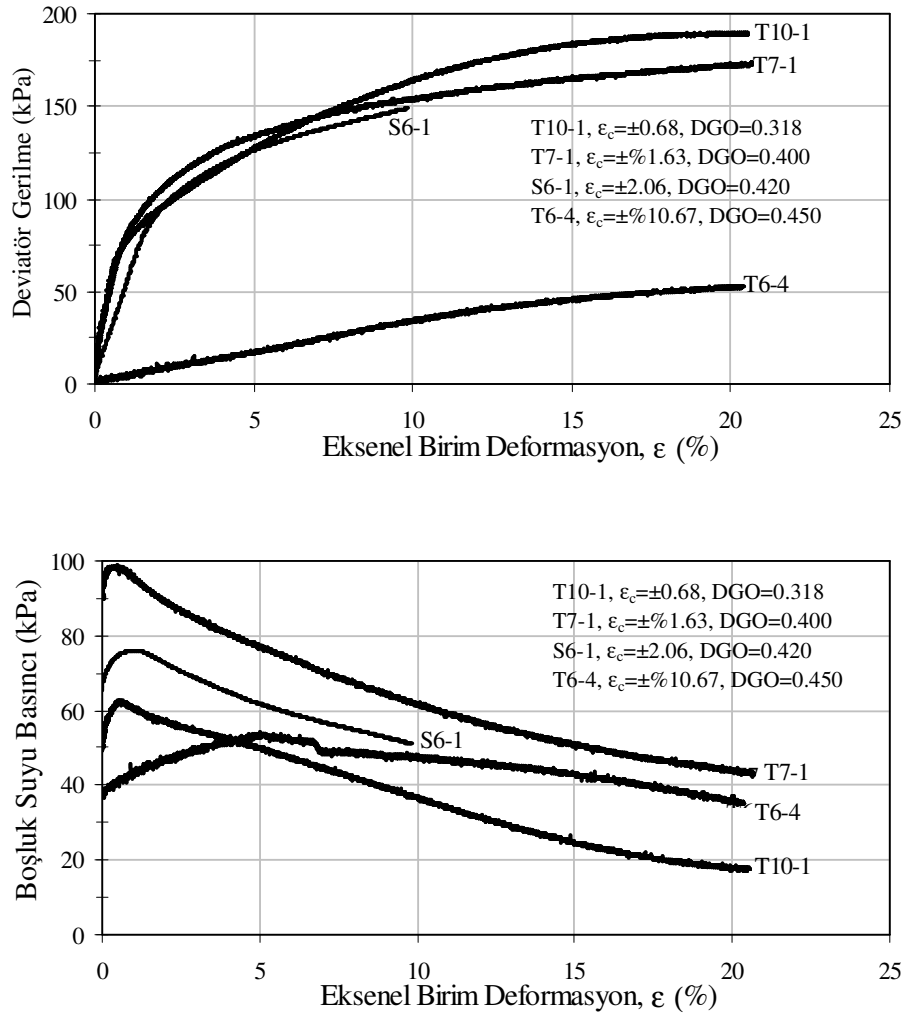
Şekil 7.32: Dinamik Deney ($N=20$ 'e kadar) Sonrası Plastik Olmayan (NP) Numunelere Ait Statik Deney Sonuçları

Şekil 7.33’de $I_p=16$ olan zeminlerin dinamik sonrası statik davranışına $DGO=0.32-0.38$ ’in etkisi gösterilmiştir. Şekil 7.26’da statik deney sonuçları verilen numunelerden T3-1 deney numunesi dinamik yükleme esnasında gerilme oranının $DGO=0.320$ düşük olması nedeniyle daha az deformasyona ($\epsilon_c=\pm\%0.39$) uğramış ve aşırı negatif boşluk suyu basıncından dolayı daha fazla statik dayanıma sahip olmuştur. T3-1 numunesinin statik dayanımının yüksek çıkmasında tabakalı zemin (numune yüksekliğinin yaklaşık olarak yarısı düşük plastisiteli kil (CL), diğer yarısı ise killi kum (SP-SC)) olması etkili olmuştur. T3-1 numunesindeki başlangıç boşluk suyu basıncı değeri 48 kPa’dan -42 kPa değerine düşmüştür. Boşluk suyu basıncı değişiminin ($u_o=37$ kPa’dan 10 kPa’a düşmüştür) en az olduğu T5-2 numunesi en düşük deviyör gerilmeye $\Delta\sigma=183$ kPa sahiptir.



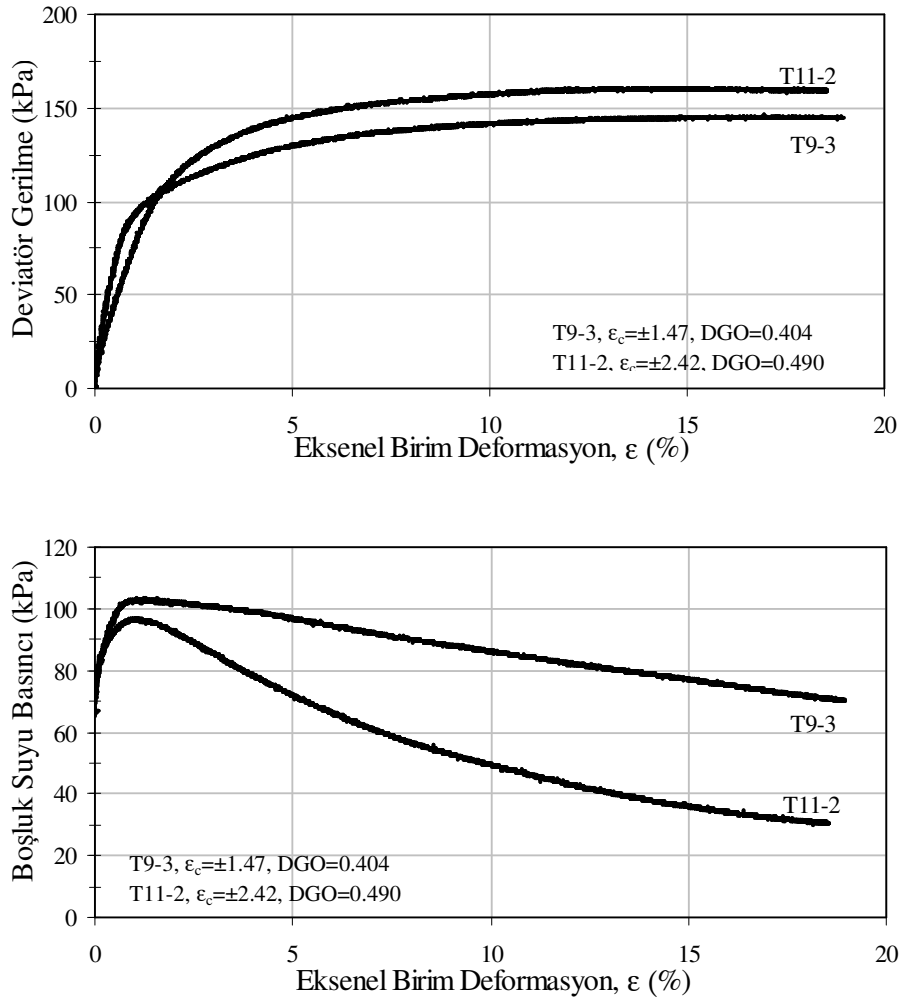
Şekil 7.33: Dinamik Deney (N=20’e kadar) Sonrası Plastisite indisi $I_p=\%16$ Olan Numunelere Ait Statik Deney Sonuçları

Şekil 7.34’de $I_p=\%19-23$ olan dört zemin numunesine $N=20$ ’e kadar farklı dinamik yükler uygulanmış ve arkasından yapılan statik deney sonucu verilmiştir. Şekil 7.50’de verilen grafik incelendiğinde dinamik yükleme sonunda en fazla deformasyona uğrayan T6-4 numunesinin ($\epsilon_c=\pm\%10.67$) statik dayanımı en düşük, en az deformasyona uğrayan ($\epsilon_c=\pm\%0.68$) T10-1 numunesi için en büyüktür. Deviator gerilme T6-4 numunesi için $\Delta\sigma=34\text{kPa}$ iken T10-1 numunesi için $\Delta\sigma=190\text{ kPa}$ ’dır. T6-4 numunesinde meydana gelen boşluk suyu basıncı değişimi çok az iken T10-1 numunesinin boşluk suyu basıncı değeri 50 kPa’dan 18 kPa değerine düşmüştür. Sonuç olarak aynı plastisite indisine sahip zeminlerde dinamik yükleme aşamasında daha büyük deformasyona sahip zeminin statik mukavemeti daha düşüktür.



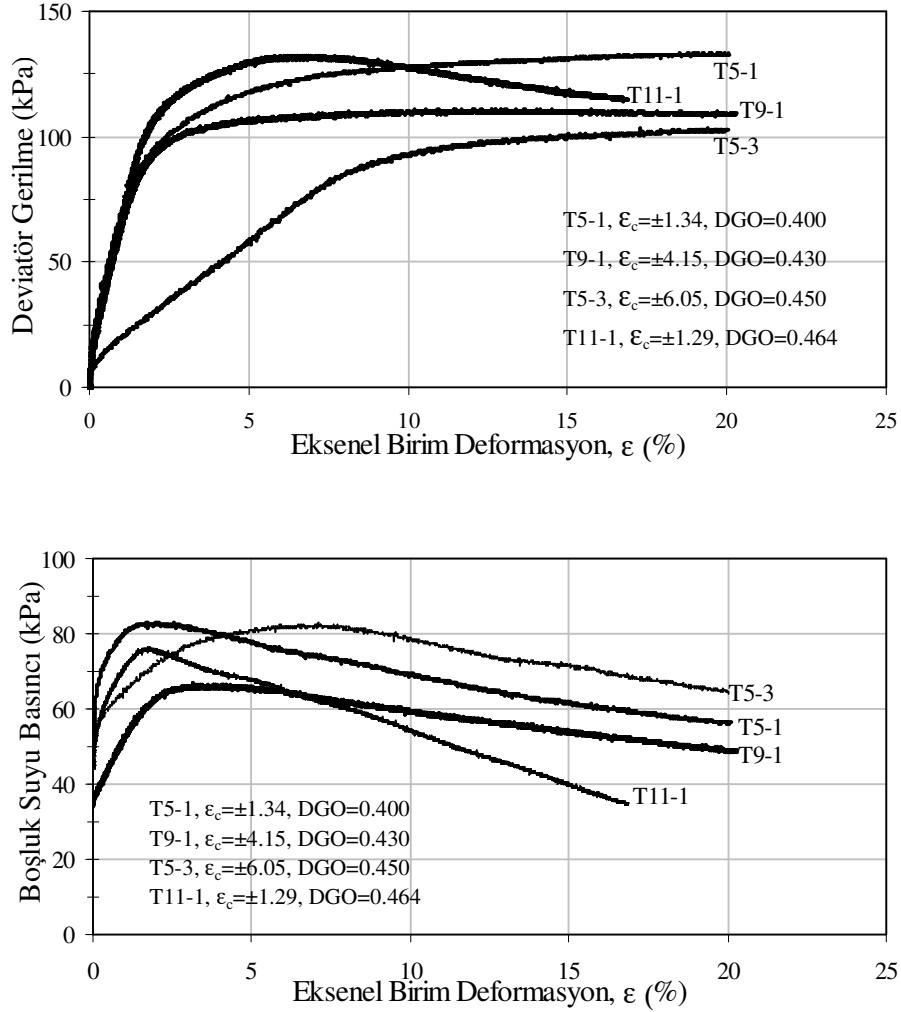
Şekil 7.34: Dinamik Deney ($N=20$ ’e kadar) Sonrası Plastisite indisi $I_p=\%19-23$ Olan Numunelere Ait Statik Deney Sonuçları

Şekil 7.35'te plastisitesi biraz daha büyük olan orta plastisiteli ($I_p=\%29$) zeminin dinamik sonrası statik davranışına farklı gerilme genliğinin etkisi gösterilmiştir. Bu grafikte gösterilen T11-2 deney numunesi dinamik yükleme aşamasında en yüksek gerilme oranıyla en fazla deformasyon yapmasına rağmen statik yükleme aşamasında ki genişlemeden dolayı dolaylı dolaylı göçme için gerekli gerilme değeri T9-3 numunesinden %12 daha fazla elde edilmiştir. T11-2 numunesinin başlangıçtaki boşluk suyu basıncı değeri 74 kPa'dan 29 kPa değerine düşerken T9-3 deney numunesinde bu değer 67 kPa'dan 70 kPa değerine çıkmıştır.



Şekil 7.35: Dinamik Deney ($N=20$ 'e kadar) Sonrası Plastisite indisi $I_p=\%29$ Olan Numunelere Ait Statik Deney Sonuçları

Şekil 7.36'da plastisitesi çok yüksek ($I_p=\%40-44$) olan zemin grubu üzerinde DGO=0.400-0.464 gerilme genliklerinde yapılan dinamik deney sonucu meydana gelen eksenel birim deformasyonların ($\epsilon_c=\pm\%1.29-6.05$ aralığında) statik davranışa etkisi gösterilmiştir.

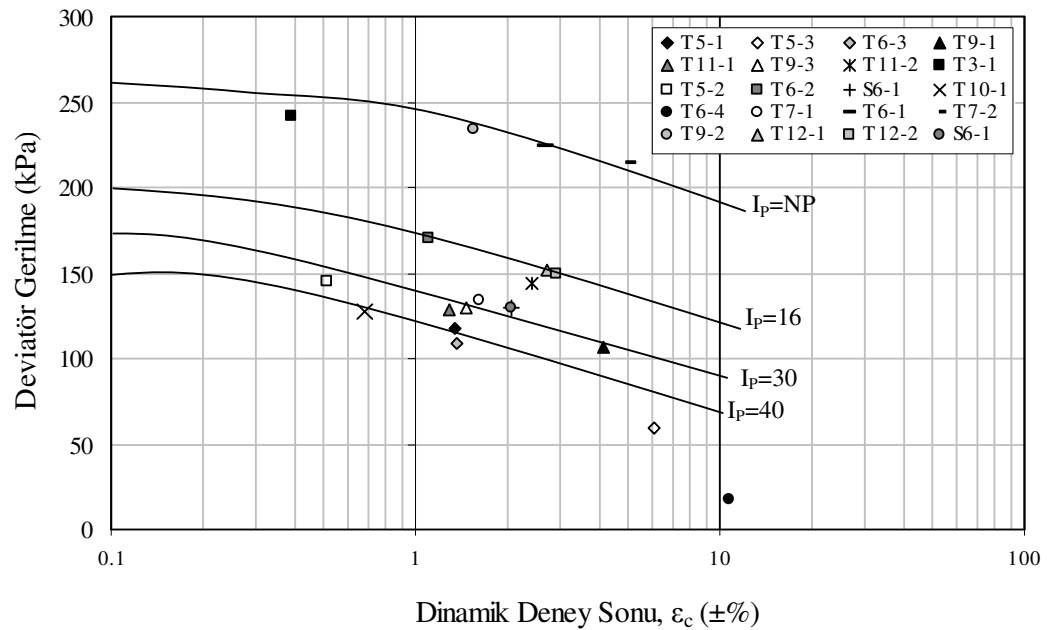


Şekil 7.36: Dinamik Deney ($N=20$ 'e kadar) Sonrası Plastisite indisi $I_p \approx \%40$ Olan Numunelere Ait Statik Deney Sonuçları

T11-1 deney numunesinin plastisite indisinin ($I_p = \%44$) diğer numunelere göre ($I_p = \%40$) daha yüksek olması nedeniyle dinamik yükleme aşamasında deformasyonu sınırlı kalmıştır. Şekil 7.36'da dinamik yükleme sonrası deformasyonlara bakıldığı zaman en az deformasyon yapan T11-1 numunesinin ($\epsilon_c = \pm \%1.29$) göçmeye karşı dayanımı (deviator gerilme, $\Delta\sigma = 127$ kPa) daha yüksek olmuştur. Kendi aralarında uyum gösteren plastisite indisi $I_p = \%40$ olan zemin numuneleri içerisinde en küçük deviator gerilme dinamik yükleme aşamasında en fazla deformasyonu yapan zemin numunesinde elde edilmiştir. Dinamik yükleme aşamasında en büyük deformasyonu yapmış olan T5-3 numunesi, başlangıç boşluk suyu basıncı ($u_o = 52.9$ kPa) en yüksek olarak statik deneye maruz kalmış ve deney sonunda bu değer 64.2 kPa değerine yükselmiştir.

7.11 Statik Mukavemet Eğrisi

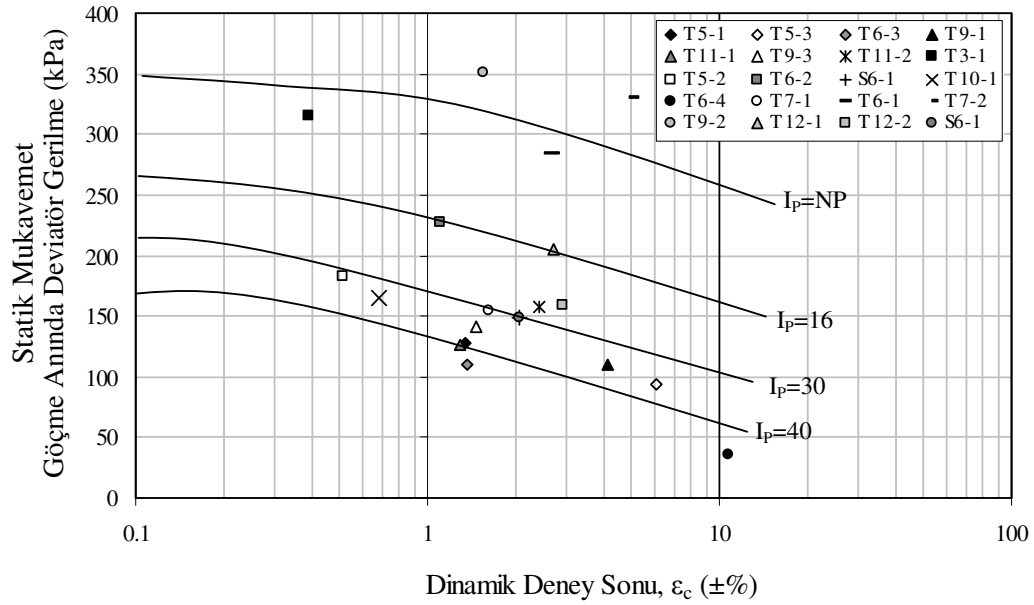
Çalışmanın bu kısmında dinamik deneye ait mukavemet eğrisi (Şekil 7.9) ile statik deneylere ait gerilme-şekil değiştirme davranışları dikkate alınarak, tekrarlı yüklemekten dolayı statik mukavametteki azalma gösterilmeye çalışılmıştır. Bu kapsamda $N=20$ çevrim sayısına kadar farklı gerilme genliklerinde yapılan dinamik yükleme sonucu meydana gelen eksenel birim deformasyon (ϵ_c) ile dinamik yükleme sonrasında yapılan statik deney sonucuna göre $\epsilon=\%5$ ve 10 eksenel deformasyona karşılık gelen deviatör gerilme arasındaki ilişki Şekil 7.37 ve Şekil 7.38’de gösterilmiştir.



Şekil 7.37: Dinamik Deney Sonundaki Eksenel Birim Deformasyon ile Statik Deneyde $\epsilon=\%5$ 'e Karşılık Gelen Deviatör Gerilme Arasındaki İlişki

Şekil 7.37’de dinamik deney sonundaki eksenel birim deformasyon ile statik deneyin $\epsilon=\%5$ 'e karşılık gelen deviatör gerilme arasında verilen ilişkiye göre plastik olmayan zeminler (NP) dinamik yükleme aşamasında farklı dinamik yük seviyelerine bağlı olarak deformasyonlar yapmışlardır ancak tekrarlı yükleme sonrası yapılan statik deney aşamasında numunelerde meydana gelen genişlemeden dolayı numunede negatif boşluk suyu basınçları oluşmuş ve bunun sonucunda danelerin birbirlerine yaklaşarak mukavemet kazanmalarına neden olmuştur. Grafikten görüleceği gibi plastik olmayan zeminler en büyük deviatör gerilmeye sahip iken plastisitenin artmasıyla birlikte deviatör gerilme değerleri de düşmüştür.

Şekil 7.38’de dinamik deney sonundaki eksenel birim deformasyon ile statik deneyin $\epsilon=\%10$ ’e karşılık gelen deviatör gerilme arasındaki ilişki gösterilmiştir. Bu grafikte Şekil 7.37’de deviatör gerilmenin zemin gruplarına göre azalmasının benzeri burada da görülmektedir. Ancak deformasyon seviyesine bağlı olarak meydana gelen negatif boşluk suyu basıncının plastik olmayan zeminlerde daha yüksek olmasından dolayı plastik olmayan zeminler için daha büyük deviatör gerilme elde edilmiştir. Bununla beraber plastisitenin artmasıyla birlikte fazla negatif boşluk suyu basıncı oluşmaması nedeniyle plastisitesi yüksek zeminlere doğru deviatör gerilme fazla değişmemiştir.



Şekil 7.38: Dinamik Deney Sonundaki Eksenel Birim Deformasyon ile Statik Deneyde $\epsilon=\%10$ ’a Karşılık Gelen Deviatör Gerilme Arasındaki İlişki

7.12 Elastisite Modülünün Belirlenmesi

7.12.1 En Büyük Elastisite Modülünün Belirlenmesi

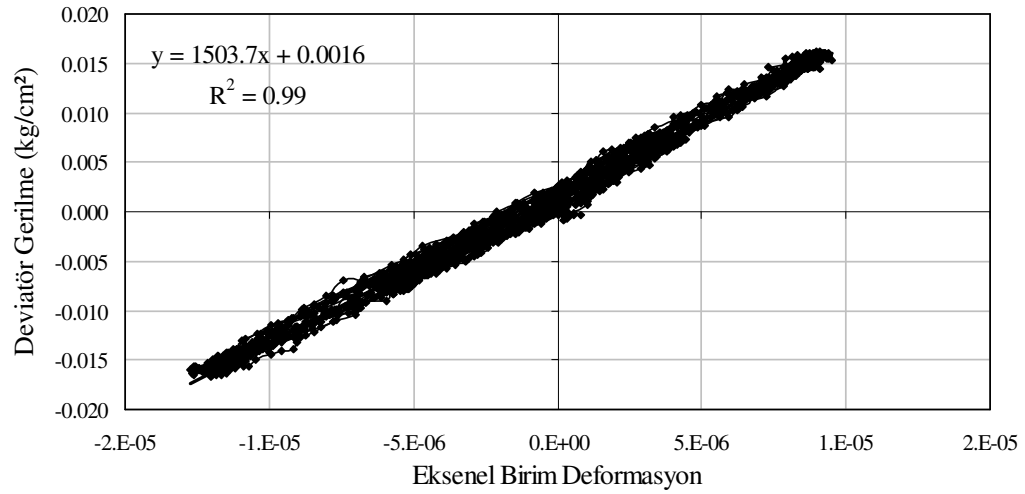
Bu bölümün başında belirtilen ikinci grup deneylerin ($N=20$ çevrime kadar dinamik yükleme ve sonrasında gerilme ve drenaj koşulları değiştirilmeden yapılan statik deney) başında en büyük elastisite modülü (E) belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde $\sigma'_c=100$ kPa konsolidasyon basıncı altında konsolide edilen numunelere boşluk suyu basıncı oluşmayacak şekilde çok küçük tekrarlı yükler uygulanmıştır. Çok küçük dinamik yükler altında numunede meydana gelen eksenel birim deformasyonlar çok küçük deformasyon algılayıcıları

(10^{-5} - 10^{-6} seviyelerinde) olan gap-sensor aracılığıyla ölçülerek en büyük elastisite modülleri hesaplanmıştır. Elastisite modülleri elastik bölge olarak tanımlanan ($\epsilon \leq 10^{-6}$) bölgede elastisite teorisi kullanılarak belirlenmiştir.

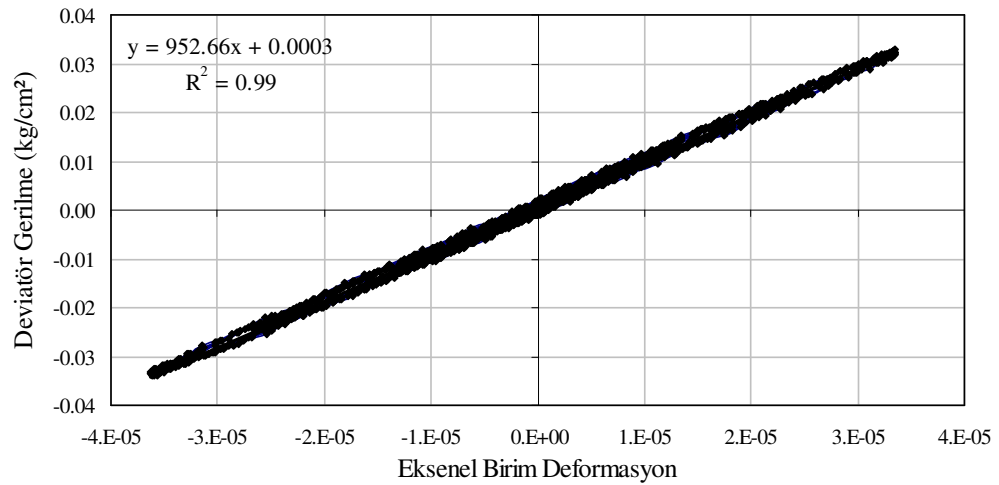
$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad (7.2)$$

Burada $\Delta\sigma$ deviator gerilmedeki değişim, $\Delta\epsilon$ eksenel küçük boy değişimlerindeki değişimi göstermektedir.

Elastisite modülünü belirlemek için kullanılan deviator gerilme ile eksenel birim deformasyon arasındaki grafik plastik olmayan (NP) zemin için Şekil 7.39'da, yüksek plastisiteli ($I_p = \%29$) zemin için ise Şekil 7.40'da verilmiştir.



Şekil 7.39: Plastik Olmayan Zeminin En Büyük Elastisite Modülünün Belirlenmesi



Şekil 7.40: $I_p = \%29$ Olan Zeminin En Büyük Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Elastisite modülü denklem 7.2 kullanılarak belirlenmiştir. Elastisite modülü plastik olmayan zemin için 150 Mpa, plastik zemin için 95 Mpa olarak belirlenmiştir (Şekil 7.39 ve 7.40). En büyük elastisite modülü Şekil 7.39 ve Şekil 7.40’da gösterilene benzer şekilde diğer zemin numuneleri içinde hesaplanmış olup Tablo 7.4 ve Tablo 7.5’de verilmiştir.

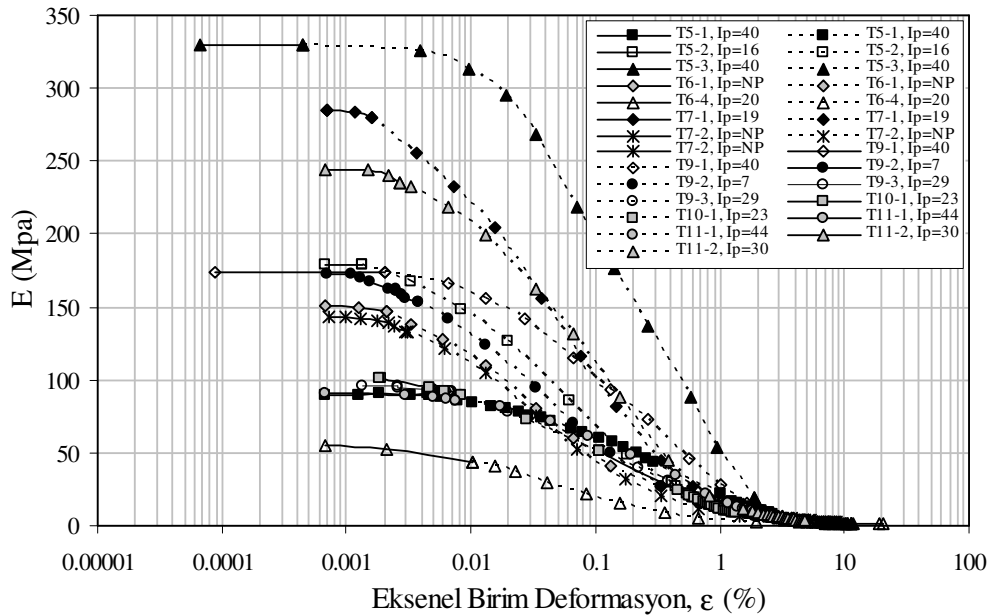
Tablo 7.4: Deney Numunelerinin Elastisite Modülleri

Deney No	Sondaj No	İnce Dane Oranı	Deney Sonu γ_k	I_p	Zemin Cinsi	B	σ_c	DGO	N=20’de ϵ r_u		E_{maks}
-	-	%	kN/m ³	%	-	%	kPa	-	(±%)	-	MPa
T4-1	SK2	1.0	15.76	NP	SP	100	100	0.408	4.8	1.00	485
T5-1	SK1	99	17.55	40	CH	96	100	0.400	1.34	0.90	90
T5-2	SK1	98	18.42	16	CL	94	100	0.340	0.51	0.77	179
T5-3	SK1	98	17.20	40	CH	99	100	0.450	6.1	0.85	375
T6-1	SK2	89	17.63	NP	ML	96	100	0.415	2.65	0.98	150
T6-2	SK2	97	18.32	16	CL	96	100	0.380	1.11	0.83	-
T6-3	SK2	95	16.79	39	CH	98	100	0.410	1.36	0.86	-
T6-4	SK2	99	17.76	20	CL	96	100	0.450	10.7	0.80	55
T7-1	SK6	99	17.79	19	CL	100	100	0.400	1.63	0.93	284
T7-2	SK6	86	17.15	NP	ML	96	100	0.360	4.90	1.00	126
T9-1	SK8	98	16.67	40	CH	94	100	0.430	4.15	0.71	174
T9-2	SK8	74	18.96	7	CL-ML	94	100	0.380	1.55	0.81	173
T9-3	SK8	99	18.07	29	CL	94	100	0.404	1.47	0.95	95
T10-1	SK9	100	17.91	23	CL	94	100	0.318	0.68	0.66	101
T11-1	SK1	100	17.76	44	CH	96	100	0.464	1.30	0.88	90
T11-2	SK1	100	17.83	30	CH	96	100	0.490	2.42	1.00	244
T12-1	SK3	98	13.71	16	CL	98	100	0.346	1.97	0.95	206
T12-2	SK3	95	12.66	15	CL	95	100	0.315	1.50	0.85	160

7.12.2 Elastisite Modülünün Eksenel Birim Deformasyona Bağlı Değişimi

Elastik sınırlar içerisinde kalacak şekilde ($\epsilon=10^{-5}$ - 10^{-6}) çok küçük tekrarlı yükleme yapıldıktan sonra bütün gerilme ve drenaj koşulları değiştirilmeden aynı numune üzerinde N=20 çevrime kadar farklı dinamik yük seviyelerinde deneyler yapılmıştır. N=20 çevrime kadar yapılan tekrarlı yükleme boyunca ($\epsilon \geq 0.1$) elastisite modülleri hesaplanmıştır. Başlangıç ve son kısımlarda yapılan deneylerle belirlenen elastisite modüllerinin eksenel birim deformasyona bağlı değişimine ait eğrinin tamamlanması için ara bölgeye ait kısım uygun şekilde (kesikli çizgi) birleştirilmiş olup Şekil 7.41’de gösterilmiştir.

Şekil 7.41’de zeminlerin aşırı konsolide olması, doygunluk derecesi ve kıvamına bağlı olarak bazı farklılıklar gösteren zemin numuneleri olmasına rağmen genel eğilim plastisitesi en düşük olan zeminler en düşük elastisite modülünü vermiş ve plastisite indisi arttıkça elastisite modülü de artmıştır.



Şekil 7.41: Elastisite Modülünün Eksenel Birim Deformasyona Bağlı Değişimi

7.12.3 Zeminlerin Kayma Modülü

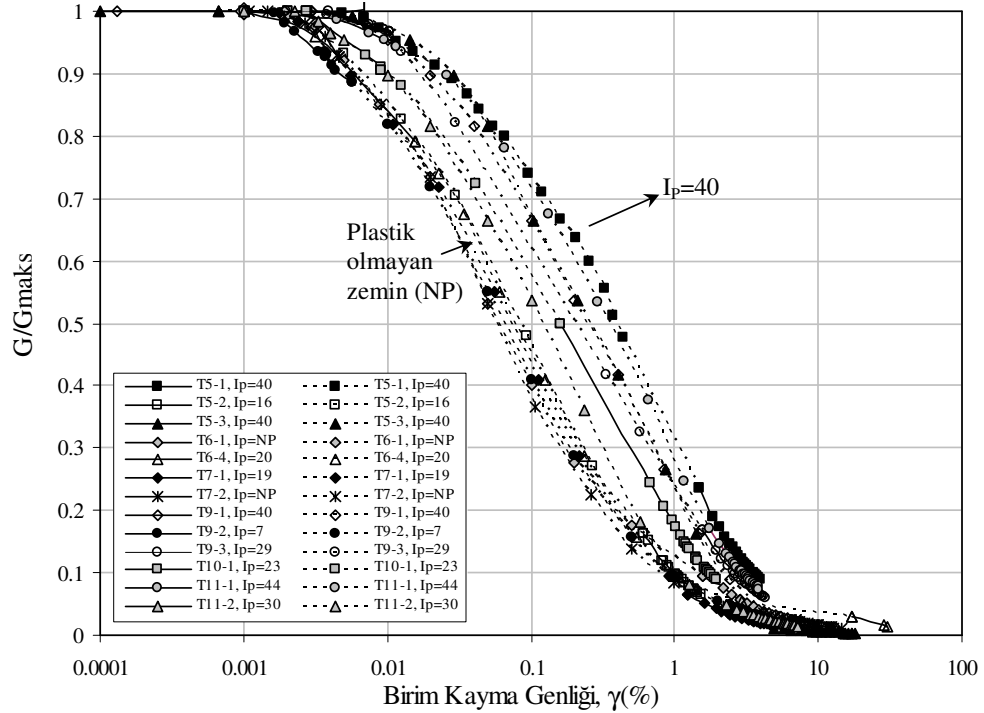
Dinamik üç eksenli sistemde direk olarak kayma modülü (G) belirlenemediğinden bazı dönüşümler yapılarak dolaylı olarak kayma modülü belirlenmiştir. Kullanılan denklemler aşağıda verilmiştir.

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad (7.3)$$

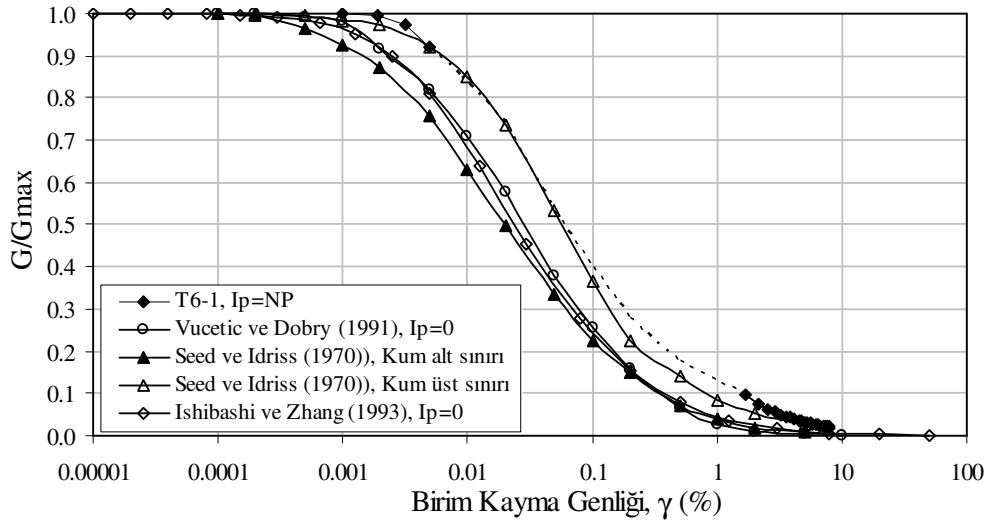
Burada E elastisite modülü, ν poisson oranıdır. Dinamik üç eksenli deneyinden elde edilen eksenel birim deformasyonlar (ϵ) drenajsız şartlar için ($\nu=0.5$) aşağıdaki bağıntıyla birim kayma deformasyonuna (γ) dönüştürülerek kullanılır (Ladd ve diğ., 1985, Boulanger ve diğ., 1998; Sitharam ve diğ., 2004; Bilge ve Çetin, 2006). Poisson oranı doymun drenajsız numuneler için 0.5 olarak alınabilir (Rollins ve diğ., 1998).

$$\pm \gamma = \pm \epsilon * (1 + \nu) = \frac{\Delta L_{pp}}{2H_c} * (1 + \nu) = \pm 1.5\epsilon \quad (7.4)$$

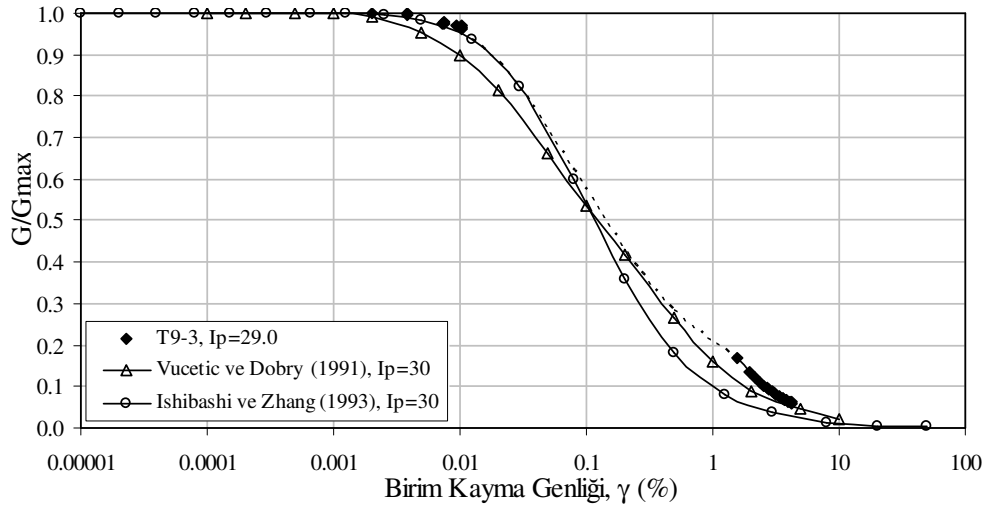
ϵ =eksenel şekil değiştirme, γ =birim kayma şekil değiştirme genliği, ΔL_{pp} = bir yükleme çevriminde pikten pike ölçülen eksenel deformasyon, H_c = konsolidasyon sonrası numunenin yüksekliği, ν =poisson oranıdır. Bu kapsamda bu çalışmada kullanılan deney numunelerine ait kayma modülü oranının (G/G_{maks}) birim kaymaya bağlı değişimi Şekil 7.42’de gösterilmiştir. Bu grafikte de kayma modülü azalımının belirlenmesi için deney yapılmadığından başı ve sonu belli olan eğrinin ara kısmı uygun şekilde birleştirilmiştir. Şekilde verilen eğrilerin en altında plastik olmayan zemin en üst kısmında ise yüksek plastisiteli ($I_p=40$) olan zemin yer almaktadır. Şekil 7.43 ve 7.44’te ise bu çalışmada kayma modülü hesaplanan zeminlerin literatürdeki diğer çalışmalarla uyumlu olduğu gösterilmiştir.



Şekil 7.42: Deney Numunelerine Ait Kayma Modülü Oranının Birim Kaymaya Bağlı Değişimi



Şekil 7.43: Plastik Olmayan Zeminin (NP) G/G_{maks} - γ İlişkisi



Şekil 7.44: Yüksek Plastisiteli Zeminin ($I_p=29$) G/G_{maks} - γ İlişkisi

7.13 Başlangıç Elastisite Modülü ile Statik Mukavemet Arasındaki İlişki

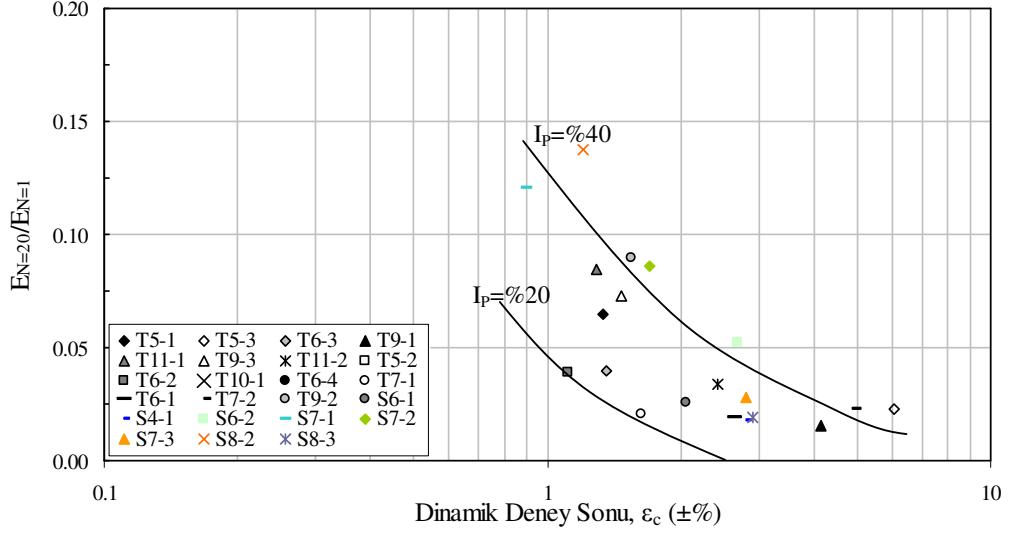
Çalışmanın bu kısmında deney numunelerinin dinamik ve statik yükleme aşamasındaki gerilme-deformasyon arasındaki ilişkileri kullanılarak elde edilen elastisite modülleri ile dinamik deney sonundaki eksenel birim deformasyon arasında ilişkiler elde edilmeye çalışılmıştır. Dinamik deneyin ilk çevrimi statik deney olarak kabul edilerek $N=1$ için başlangıç elastisite modülü ($E_{N=1}$) hesaplanmıştır. Daha sonra $M_w=7.4$ büyüklüğündeki depremi temsil etmesi bakımından $N=20$ çevrimdeki başlangıç elastisite modülü ($E_{N=20}$) hesaplanmıştır. $N=1$, $N=20$ ve dinamik deney sonrası statik deneyin başlangıç elastisite modülleri Tablo 7.6’da verilmiştir.

Şekil 7.45'te $E_{N=20}/E_{N=1}$ oranının dinamik deneyin $N=20$ çevriminde meydana gelen eksenel birim deformasyon (ϵ_c) arasındaki ilişki Şekil 7.45'te gösterilmiştir. Şekil 7.45'te aynı deformasyon seviyesi dikkate alındığında $I_p=\%40$ olan numunelere ait elastisite modülü oranı $E_{N=20}/E_{N=1}$, $I_p=\%20$ olan zeminlere göre daha yüksek elde edilmiştir.

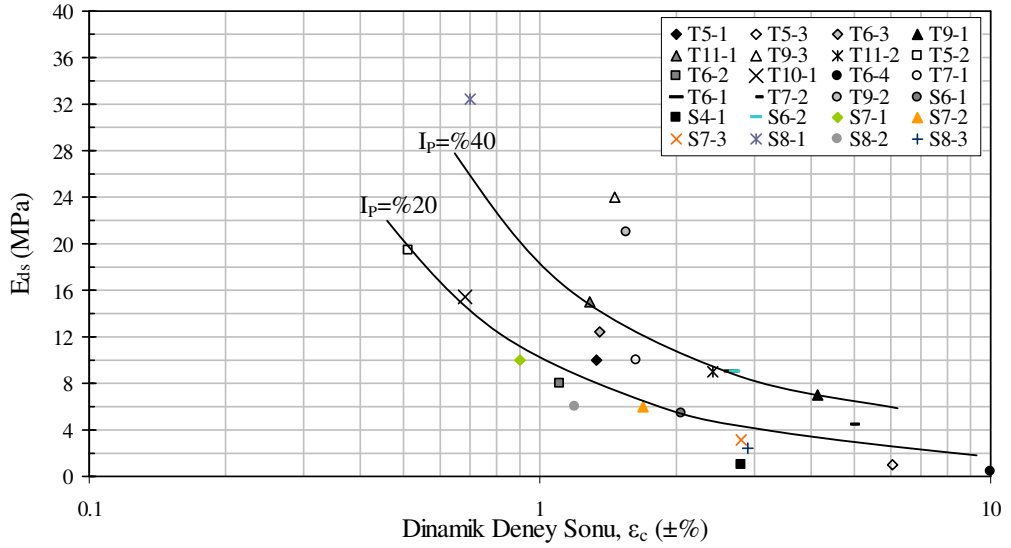
Dinamik sonrası statik deneyin başlangıç elastisite modülü (E_{ds}) ile dinamik deney aşamasında $N=20$ çevrimin sonunda meydana gelen eksenel birim deformasyonla (ϵ_c) arasındaki ilişki Şekil 7.46'da gösterilmiştir. Bu grafikte plastisitesi yüksek zemin numunelerinde daha büyük elastisite modülleri elde edilmiştir.

Tablo 7.5: $N=1$, $N=20$ ve Statik Deneye Ait Başlangıç Elastisite Modülleri

Deney No	Sondaj No	İD O	I_p	Zemin Cinsi	B	DGO	N=20'de		E_{maks}	$E_{N=1}$	$E_{N=20}$	E_{ds}	σ_{ds} $\epsilon=\%10$
-	-	%	%	-	%	-	ϵ ($\pm\%$)	r_u	MPa	MPa	MPa	Mpa	kPa
S4-1	SK4	56	-	ML	96	0.320	2.8	0.96	-	56	1	1	187
S6-1	SK6	97	23	CH	100	0.420	2.1	1.00	-	115	3	5	129
S6-2	SK6	99	38	MH	96	0.482	2.7	1.00	-	42	2	9	121
S7-1	SK7	98	33	MH	92	0.370	0.9	0.48	-	53	6	10	127
S7-2	SK7	97	36	MH	90	0.420	1.7	0.29	-	42	4	6	122
S7-3	SK7	99	31	MH	94	0.515	2.8	1.00	-	83	2	3	188
S8-1	SK8	87	NP	ML	98	0.240	0.7	0.54	-	-	-	32	149
S8-2	SK8	89	NP	ML	94	0.255	1.2	0.81	-	24	3	6	139
S8-3	SK8	97	NP	ML	90	0.400	2.9	1.00	-	77	2	3	120
T5-1	SK1	99	40	CH	96	0.400	1.3	0.90	90	39	3	10	128
T5-2	SK1	98	16	CL	94	0.340	0.5	0.77	179	-	-	20	182
T5-3	SK1	98	40	CH	99	0.450	6.1	0.85	375	44	1	1	93
T6-1	SK2	89	NP	ML	96	0.415	2.6	0.98	150	83	2	9	282
T6-2	SK2	96	16	CL	96	0.380	1.1	0.83	-	117	5	8	228
T6-3	SK2	95	39	CH	98	0.410	1.4	0.86	-	100	4	12	94
T6-4	SK2	99	20	CL	96	0.450	10.0	0.8	55	-	-	1	34
T7-1	SK6	99	19	CL	100	0.400	1.6	0.93	284	145	3	10	154
T7-2	SK6	86	NP	ML	96	0.360	4.9	1.00	126	100	2	4	328
T9-1	SK8	98	40	CH	94	0.430	4.2	0.71	174	83	1	7	109
T9-2	SK8	74	7	CL-ML	94	0.380	1.6	0.81	173	44	4	21	349
T9-3	SK8	99	29	CL	94	0.404	1.5	0.95	95	55	4	24	142
T10-1	SK9	100	23	CL	94	0.318	0.7	0.66	101	-	-	15	164
T11-1	SK1	100	44	CH	96	0.464	1.3	0.88	90	62	5	15	127
T11-2	SK1	100	30	CH	96	0.490	2.4	1.00	244	65	2	9	157

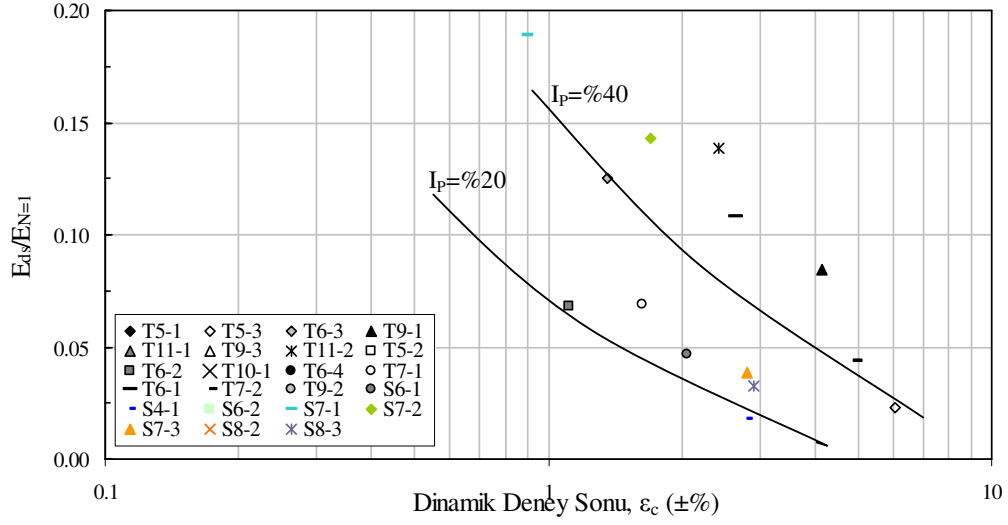


Şekil 7.45: $E_{N=20}/E_{N=1}$ Oranı İle $N=20$ Çevrimin Sonunda Meydana Gelen Eksenel Birim Deformasyon Arasındaki İlişki



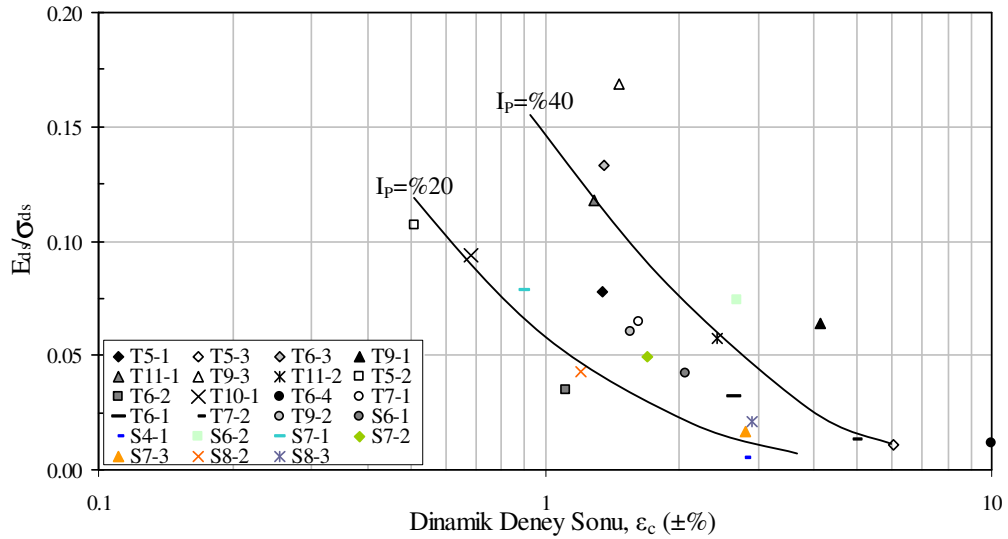
Şekil 7.46: Statik Deneyin Başlangıç Elastisite Modülü İle $N=20$ Çevrimin Sonunda Meydana Gelen Eksenel Birim Deformasyon Arasındaki İlişki

Statik ve dinamik deneyin başlangıç elastisite modülleri oranının ($E_{ds}/E_{N=1}$) $N=20$ çevrimin sonundaki eksenel deformasyonla değişimi Şekil 7.47’de gösterilmiştir. Şekil 7.45 ve 7.46’a benzer olarak aynı deformasyon seviyesinde plastisite arttıkça $E_{ds}/E_{N=1}$ oranında artmaktadır.



Şekil 7.47: $E_{ds}/E_{N=1}$ Oranı İle $N=20$ Çevrimin Sonunda Meydana Gelen Eksenel Birim Deformasyon Arasındaki İlişki

Şekil 7.48’de dinamik sonrası statik deney eğrisinin başlangıç elastisite modülünün eksenel birim deformasyonun $\epsilon = \%10$ ’a karşılık gelen deviyör gerilmeyle (σ_{ds}) normalize edilen oranın deformasyona bağlı değişimi verilmiştir. Yukarıdaki eğrilere benzer şekilde plastisite arttıkça E_{ds}/σ_{ds} oranıda artmaktadır.



Şekil 7.48: $\epsilon = \%10$ ’daki Deformasyonla Normalize Edilmiş Statik Deneye Ait Başlangıç Elastisite Modülünün $N=20$ Çevrimin Sonundaki Deformasyona Bağlı Değişimi

7.14 Sonuçlar

Bu alışma kapsamında iki grup deney yapılmıştır. Birinci grupta yer alan plastik olmayan siltli kum veya kum oranı yüksek olan silt ile plastisite indisi $I_p = \%15-22$ arasında değişen zemin numuneleri eksenel birim deformasyon $\epsilon = \% \pm 2.5$ göçme kriteri sağlanıncaya kadar tekrarlı yüklemeye maruz bırakılmıştır. Bu deneylerin sonucunda elde edilen mukamet eğrisine göre siltli kum ($\dot{I}DO = \%39-46$) zeminlerin dinamik mukavemeti yüksek plastisiteli (MH, $I_p = \%15-22$) zeminlere göre $\%45$ daha düşüktür. Plastisite indisi $I_p = \%15-16$ olan zeminlerin mukavemeti ise yüksek plastisiteli zeminlere göre daha düşüktür.

İkinci grup deney kapsamında farklı gerilme oranlarında $N=20$ çevrime kadar dinamik ve sonrasında 0.20 mm/dak hızla statik deneyler yapılmıştır. Bu grupta yapılan dinamik üç eksenli deney sonuçlarına göre en düşük mukavemet siltli kum zeminlerinde elde edilmiştir. Plastisitenin artmasıyla birlikte zeminlerin dinamik mukavemeti de artmaktadır. Dinamik deney aşamasında fazla eksenel birim deformasyona uğrayan zeminlerin dinamik sonrası statik mukavemetlerinde ise azalmalar meydana gelmiştir.

İkinci grup deneylerde plastik deformasyonlar oluşturacak kadar dinamik yüklemeye başlamadan önce çok küçük deformasyon seviyelerindeki en büyük elastisite modülleri belirlenmiştir. Daha sonra $N=20$ evrim sayısına kadar yapılan tekrarlı yükleme aşamasında artan çevrim sayısıyla birlikte numunede rijitlik azalmıştır. Plastik bölgede numunede meydana gelen elastisite modülleri de hesaplanarak elastisite modüllerinden kayma modüllerine geçiş yapılarak kayma modülü oranının (G/G_{maks}) birim kaymaya bağlı (γ) değişimi elde edilmiştir. Elastisite modülünün ölçülmediği kısımlar uygun şekilde (kesikli çizgi) birleştirilmiştir. Elde edilen bu grafikte en düşük kayma modülü plastik olmayan zeminlere, en yüksek kayma modülü ise plastisite indisi $I_p = \%40$ olan zeminlere aittir.

8. YANAL YAYILMALARIN BELİRLENMESİ

8.1 Giriş

Günümüze kadar yapılan çalışmalarda yanal deplasmanlar deprem öncesi ve sonrası röper noktalarından, yapılan arazi gözlemlerinden, yapıların deprem sonrası ötelenmesinden veya Hamada ve diğ. (1986) ile O'Rourke ve diğ. (1992) tarafından yapılan çalışmalarda ifade edildiği deprem öncesi ve sonrası hava fotoğraflarının analizlerinden elde edilebilir.

Çalışmanın bu bölümünde Gölcük ve Japonya'daki Port Island'da meydana gelen yanal yayılmalar ile ilgili vaka analizleriyle beraber bu çalışmaya konu olan Adapazarı'na ait beş sondaja ait veriler kullanılarak Cyclic 1D, mevcut ampirik bağıntılardan Youd ve diğ. (2002) ve Hamada ve diğ. (1986)'in yöntemleri ile bu tez kapsamında yapılmış olan dinamik deney sonuçları kullanılarak Wu (2002) tarafından önerilen kayma şekil değiştirme indeksine benzer olarak elde edilen eğri yardımıyla yanal yayılmalar belirlenmiştir.

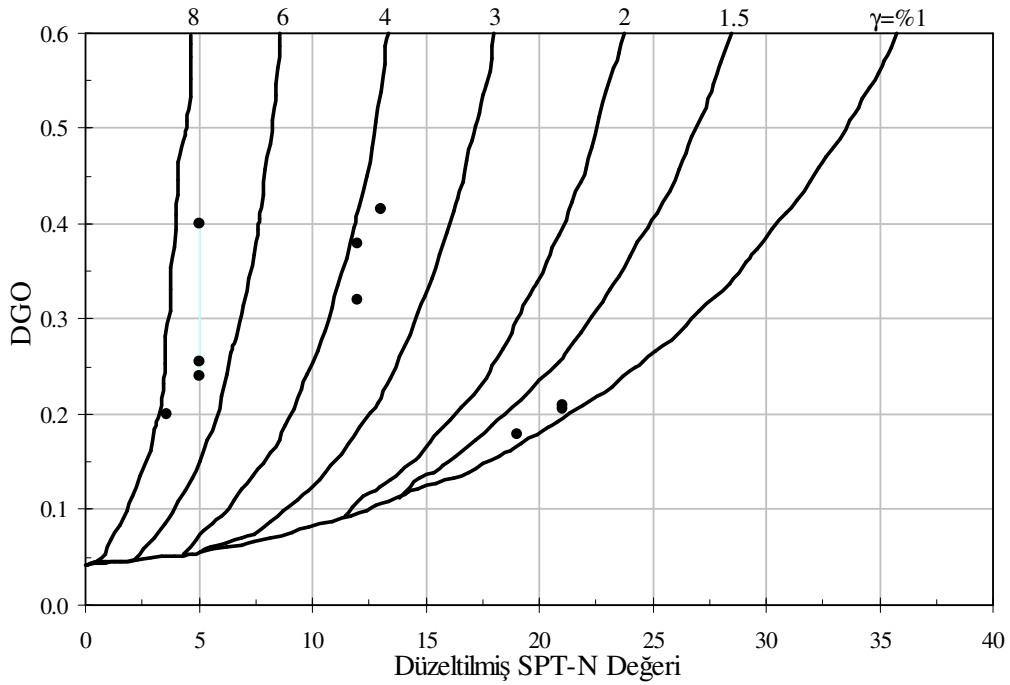
Bu bölümde sözü edilen Gölcük vaka analizinde deprem sonrası arazi gözlemleri, Japonya ile ilgili vaka analizinde ise araştırmacıların hava fotoğraflarından belirledikleri ölçümler kullanılmıştır. Ancak Adapazarı merkezinde meydana gelen yanal yayılma miktarıyla ilgili gözleme dayalı net bir bilgi bulunamamıştır. Adapazarı'na ait hava fotoğraflarının ölçeğinin deprem öncesi 1:35000, deprem sonrası 1:16000 yani ölçeklerin büyük (hata payı yaklaşık 2.0 m) olması nedeniyle de kullanılamamıştır. Bu nedenle Adapazarı'nın 17 Ağustos 1999 öncesi elde edilebilen 1:1000'lik hali hazır haritalarıyla deprem sonrası 1:1000'lik haritaları bina köşesi gibi bazı sabit noktalar seçilerek üst üste çakıştırma yöntemiyle yatay deplasmanlar belirlenmiştir. Daha sonra gerçek ölçümler ile hesaplanan değerler karşılaştırılmıştır.

Çalışmanın bu kısmında ilk olarak Wu (2002) tarafından önerilen daha sonra Faris ve diğ. (2006) tarafından modifiye edilen grafiğe benzer eğrinin elde edilmesi ile Cyclic 1D programı hakkında bilgiler verilmiş olup daha sonra vaka analizleri incelenmiştir.

8.2 Deney Sonuçları Kullanılarak Elde Edilen Kayma Şekil Değiştirme Eğrisi

Wu (2002) tarafından geliştirilen yöntemde şekil değiştirme potansiyel indeksinin belirlenmesi için geliştirilen eğri SPT deney sonuçları ile dinamik basit kesme deney sonuçlarının korelasyonuna dayalıdır. Bu çalışma kapsamında ise dinamik üç eksenli basınç deneyi ile SPT deney sonuçları kullanılarak elde edilmiştir.

Düzeltilmiş SPT-N değerleri Youd ve diğ. (2001a-c) tarafından yapılan çalışma dikkate alınarak hesaplanmıştır. Birim kayma değerleri ise dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde plastik olmayan zeminler üzerinde $M_w=7.5$ depremine karşılık gelen $N=20$ çevrim sayısına kadar yapılan tekrarlı yüklemeler sonucunda elde edilen tek genlikli eksenel birim deformasyonlar $\gamma = 1.5 * \epsilon$ bağıntısı kullanılarak elde edilmiştir. Bu bilgiler ışığında sınırlı sayıdaki plastik olmayan zeminler için elde edilen grafik Şekil 8.1’de gösterilmiştir. Deney datasının denk gelmediği eğriler ise interpolasyonla elde edilmiştir. Grafikte gösterilen deney numunelerine ait özellikler ise Tablo 8.1’de verilmiştir.



Şekil 8.1: $M_w=7.5$ İçin Eşdeğer Dinamik Gerilme Oranı İle Düzeltilmiş SPT-N Değeri Arasındaki İlişki

Tablo 8.1: Şekil 8.1’de Gösterilen Deney Numunelerine Ait Özellikler

Deney No	γ (N=20 iken) (%)	DGO	DGO _{N=20}	(N ₁) ₆₀	I _p (%)
S3-1	12	0.28	0.18	19	0
S3-2	0.4	0.21	-	21	0
S3-3	0.8	0.21	-	21	0
S8-1	1.1	0.24	-	5	0
S8-2	1.8	0.26	-	5	0
S8-3	4.4	0.40	-	5	0
S4-1	4.2	0.32	-	12	0
T6-1	4.0	0.42	-	13	0
T7-2	7.6	0.36	0.19	4	0
T9-2	2.3	0.38	-	12	7

Şekil 8.1’deki eğriler elde edilirken kullanılan deney numunelerinden N=20 çevrim sayısından önce göçme kriterine ulaşıldığı durumlar için Liu ve diğ. (2001) tarafından önerilen denklem kullanılarak N=20 çevrim sayısına karşılık gelen dinamik gerilme oranları belirlenmiştir (Bilge ve Çetin, 2006).

$$DGO_{N=20} = \exp[\ln DGO_N - 1.3 + 0.41 * \ln(N_{ocyc})] \quad (8.1)$$

Burada DGO_{N=20} 20 yükleme çevrimine karşılık gelen eşdeğer dinamik gerilme oranı, DGO_N N yükleme çevriminin uygulandığı dinamik gerilme oranı ve N_{ocyc} ise deneyde uygulanan çevrim sayısıdır.

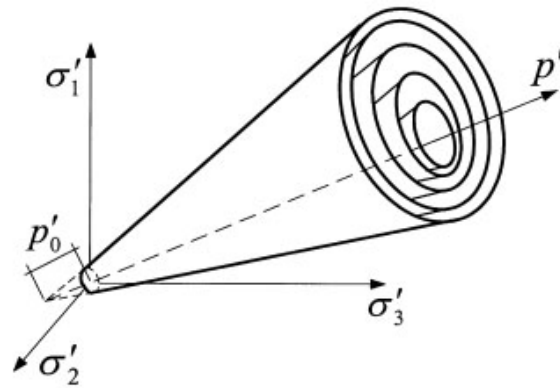
8.3 CYCLIC 1D Programı

Yapısal tasarımlar için aşağıda verilen kabuller yapılmıştır (Kramer, 1996). 1. Zemin yüzeyine yakın, depremler düşey yönde hakim olarak yanal kayma dalgalarının yayılmasına neden olur. 2. Zemin malzemesi yatayda üniformdur. Lu (2006) bu şartlar altında tabanda deprem hareketine maruz kalmış düz veya eğimli bir zemin kolonunun bir boyutlu (1D) davranışını çalışmanın yeterli olacağını ifade etmiştir. Bu kapsamda sonlu eleman kodu kullanılarak hazırlanmış bir boyutlu Cyclic 1D programı bu çalışmada kullanılmıştır.

Cyclic 1D bir boyutlu arazi büyütme ve sıvılaşma simülasyonlarını (düz ve hafif eğimli araziler için) yapabilmek için geliştirilmiş olan internete dayalı nonlineer sonlu eleman (FEM) programıdır. Böyle simülasyonlar sismik olarak aktif alanlarda depreme dayanıklı yapı tasarımı için kritik bilgiler sağlayacaktır. Kısacası yanal

yayılmanın tahmin edilmesini de içeren deprem sırasındaki arazi davranışının modellenmesi için A. Elgamal, Z. Yang, E. Parra ve A. Ragheb tarafından önerilmiş olan bir bilgisayar programıdır.

CYCLIC iki fazı (katı ve sıvı) birleştiren sonlu eleman formülasyonu (Chan, 1988) kullanır ve akışkan ile doyurulmuş geçirimli bir ortam için Biot teorisini ($u_deplasman_p_boşluk\ suyu\ basıncı_$ formülasyonu) kullanır. Chan (1988) sonlu eleman formülasyonunda şu kabuller yapılmıştır: 1. küçük deformasyon ve dönmeler ihmal edilir, 2. katı ve sıvının yoğunluğu zamanla sabit, 3. porozite homojen ve zamanla sabit, 4. zemin daneleri sıkışmaz, 5. katı ve sıvılar için ivmeler eşittir. Cyclic 1D programında kullanılan sıvılaşıma modeli çok akma yüzeyli plastisite modeline (Şekil 8.2) dayanır. Bu modelde temiz orta-sıkı kumda her bir çevrimdeki sürekli kayma şekil değiştirmelerin toplamının büyüklüğü üzerinde çalışmışlardır (Yang, 2000).



Şekil 8.2: Asal Efektif Gerilme Uzayı (Yang ve Elgamal, 2002; Elgamal ve diğ., 2002)

Bir tipik sonlu eleman simülasyonu üç aşamayı içerir. Birincisi giriş aşaması (sonlu eleman modeli tanımlama), ikincisi hesaplama aşaması (sonlu eleman kodu uygulama) ve sonuncusu çıktı aşaması (hesaplama sonuçlarına bakış/analiz etme ve rapor yazma)'dır.

8.3.1 Giriş Aşaması

Yazılımın modelleme sayfasında kullanıcı bazı dataları girerek sonlu eleman modeli tanımlar. Bunlar, ilgili zemin profili, profilin zemin bileşimi, Rayleigh viskoz sönüm katsayıları, taban deprem hareketidir.

8.3.1.1 Model Profili

Model profilinde mevcut olan giriş opsiyonları aşağıda verilmiştir:

1. Zeminin profil yüksekliği (5-100 m aralığında olmalı)
2. Eleman sayısı (10-100 eleman): Daha hassas simülasyonlar için fazla elemanların kullanımına izin verir.
3. Su seviyesinin derinliği : Su seviyesinin üzerindeki zemin kuru, aşağısındaki kesim suya doymuş olarak modellenir. 0.0 derinliği su seviyesinin zemin yüzeyinde olduğunu temsil eder.
4. Zemin profilinin eğimi (0° - 10° aralığında değişmektedir): Hafif eğimli sonsuz şev simülasyonları içindir ve 0° 'lik eğim düz bir zemini temsil eder.
5. Anakaya Özellikleri: Zemin profilinin aşağısındaki anakaya özellikleri rijit, sert kaya, orta kaya, yumuşak kaya, U-Rock (kullanıcının tanımladığı anakaya tipi) gibi şekillerde belirtilmiştir. Rijitse giriş hareketi toplam hareket olarak ele alınır. Aksi taktirde giriş hareketi kaya outcrop hareketi olarak ele alınır (Schnabel ve diğ., 1972). U-Rock seçilirse kullanıcı ayrıca anakayanın kütle yoğunluğu ve kayma dalgası hızını girmesi gerekir.

8.3.1.2 Zemin Özellikleri

Cyclic 1D giriş arabiriminde tipik zemin cinsleri için kullanıcının Tablo 8.1'den seçebileceği önceden tanımlanmış zemin parametreleri mevcuttur

Önceden tanımlanmış zeminler iki ana gruba ayrılmıştır. Bunlar kaba daneli zeminler ve ince daneli zeminlerdir. Relatif sıklık ve permeabilite kaba daneli zeminler için nonlineer gerilme-şekil değiştirme ve sıvılaşma davranışını kontrol eden çok etkili parametreler arasında yer almaktadır (Kramer, 1996). Bu nedenle, relatif sıklığın geniş bir aralığını kapsayan dört farklı kaba daneli zemin cinsi tanımlanmıştır: gevşek ($Dr=15-35$), orta ($Dr=35-65$), orta-sıkı ($Dr=65-85$) ve sıkı ($Dr=85-100$). Ayrıca dört zemin cinsinin her biri için üç farklı permeabilite katsayısı (silt,

kum ve çakıl için) belirlemiştir. İnce daneli zeminler (yumuşak, orta ve katı kil) olmak üzere üç tip kayma mukavemeti belirtmişlerdir. İlave olarak kullanıcı kütle yoğunluğu, kayma mukavemeti ve kayma dalgası hızını kendi girebileceği beşe kadar bir kil (veya kaya) zemini (U-Kil/kaya) tanımlayabilir. Anakaya ile ilgili özellikler ise Tablo 8.2’de verilmiştir.

Tablo 8.2: Model Parametreleri (<http://cyclic.ucsd.edu/>)

Kaba Daneli Zeminler	10 m derinlikte V_s (m/s)	Sürtünme Açısı ($^\circ$)	Poisson Oranı	Permeabilite Kat. (m/s)	Birim Hacim Ağırlık (kg/m^3)
Gevşek Kumlu Silt	185	29	0.4	1.0×10^{-7}	1.7×10^3
Gevşek Kum	185	29	0.4	6.6×10^{-5}	1.7×10^3
Gevşek Çakıl	185	29	0.4	1.0×10^{-2}	1.7×10^3
Orta Silt	205	31.5	0.4	1.0×10^{-7}	1.9×10^3
Orta Kum	205	31.5	0.4	6.6×10^{-5}	1.9×10^3
Orta Çakıl	205	31.5	0.4	1.0×10^{-2}	1.9×10^3
Orta-Sıkı Silt	225	35	0.4	1.0×10^{-7}	2.0×10^3
Orta-Sıkı Kum	225	35	0.4	6.6×10^{-5}	2.0×10^3
Orta-Sıkı Çakıl	225	35	0.4	1.0×10^{-2}	2.0×10^3
Sıkı Kumlu Silt	255	40	0.4	1.0×10^{-7}	2.1×10^3
Sıkı Kum	255	40	0.4	6.6×10^{-5}	2.1×10^3
Sıkı Çakıl	255	40	0.4	1.0×10^{-2}	2.1×10^3

Tablo 8.3: Model Parametreleri (<http://cyclic.ucsd.edu/>)

İnce Daneli Zeminler	Kayma Dalgası Hızı (m/s)	Drenajsız Kayma Muk. (kPa)	Poisson Oranı	Permeabilite Kat. (m/s)	Birim Hacim Ağırlık (kg/m^3)
Yumuşak	100	18.0	0.4	1.0×10^{-9}	1.3×10^3
Orta	200	37.0	0.4	1.0×10^{-9}	1.5×10^3
Katı	300	75.0	0.4	1.0×10^{-9}	1.8×10^3
U-Clay/Rock	Kullanıcı	Kullanıcı	0.4	1.0×10^{-9}	Kullanıcı

Tablo 8.4: Taban Sınır Şartları (<http://cyclic.ucsd.edu/>)

Anakaya Tipi	Kayma Dalgası Hızı (m/s)	Birim Hacim Ağırlık (kg/m^3)
Rijit taban	Sonsuz	-
Yumuşak kaya	700	2.5×10^3
Orta kaya	1100	2.5×10^3
Sert kaya	1600	2.5×10^3
Toplam iletme	Alt tabaka ile aynı	Alt tabaka ile aynı
U-Rock	Kullanıcı tanımlayacak	Kullanıcı tanımlayacak

8.3.1.3 Viskoz Sönümü

Cyclic 1D’de sönüm çoğunlukla zeminin nonlinear histerisis davranışından oluşturulur. İlave Rayleigh tipi viskoz sönümü ya direk olarak iki Rayleigh sönüm katsayılarının belirlenmesiyle ya da iki farklı frekansta iki sönüm oranının belirlenmesiyle tayin edilebilir (Chopra, 1995).

8.3.1.4 Giriş Hareketi (Input Motion)

Taban deprem hareketi aşağıdaki iki yöntemden biriyle belirlenebilir:

1. Programın bünyesinde bulunan deprem kayıtları kullanılabilir.
2. Kullanıcı kendi deprem kaydını girebilir (U-Shake).

Giriş hareketinin genliği 0.01’den 1.0’a kadar olan aralıktaki bir faktörle ölçeklendirilebilir. İlave olarak kullanıcı 1g sinüzoidal hareket seçerse, hareketin frekansı ve çevrim sayısını da girmesi gerekir.

8.3.2 Çıkış Aşaması

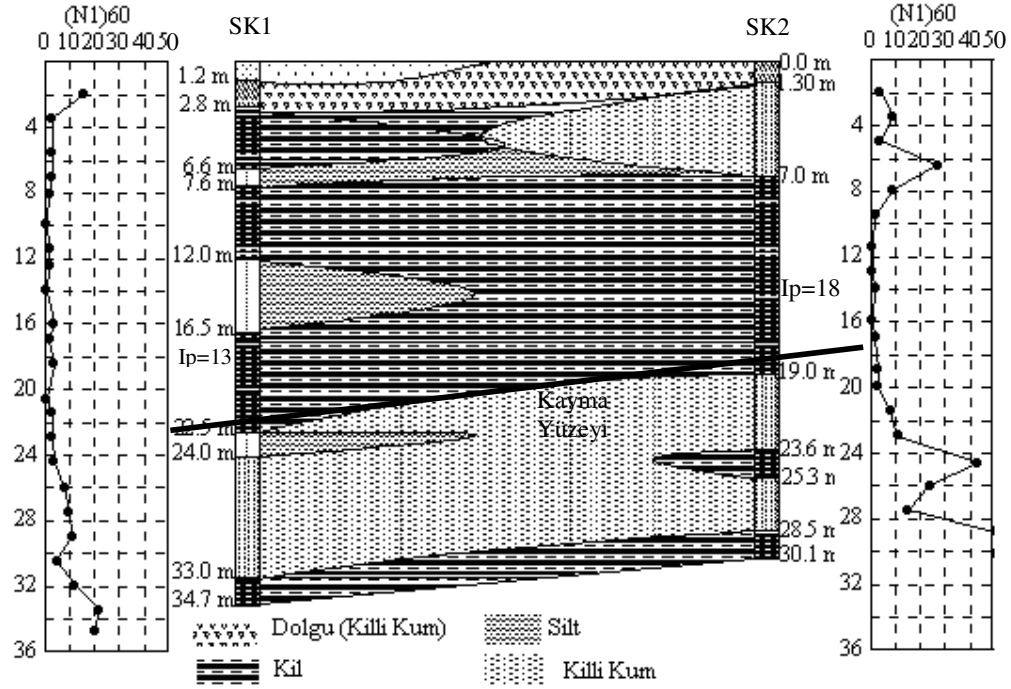
Genellikle çoğu kullanıcılar özel bir derinlikte (örneğin zemin yüzeyi) zamana bağlı davranışla ilgilenirler (Yang ve diğ., 2004). Bu tür zamana bağlı davranışlar ivme, deplasman, aşırı boşluk suyu basıncı, kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmesini içerir. Cyclic 1D’de kullanıcı bir pencerede herhangi bir istenilen derinlikteki bütün bu davranışlara bakabilir. Ayrıca, kullanıcı şekil (gif veya değiştirilebilir formatta bir resim) ve/veya veri olarak bu davranışların herhangi birini yükleyebilir.

Yukarıdaki zaman davranışlarına ilave olarak kullanıcı model derinliği boyunca değişkenlerin (yatay deplasman, boşluk suyu basıncı gibi) maksimum ve final değerlerine ayrıca bakabilir. Bütün sonuçlar veri (ASCII kodlu) dosyası veya resim olarak yüklenebilir. Cyclic 1D’den microsoft word (.doc) veya rich text formatında (.rtf) yüklenebilir.

8.4 Gölcük İle İlgili Vaka Analizi

İlk olarak Gölcük kıyı şeridi üzerinde yanal yayılmalarında gözlendiği kapalı olimpik yüzme havuzunun bulunduğu alanda mevcut yöntemlerden bazıları kullanılarak yatay ve düşey yer değiştirmeler hesaplanmış ve gerçek ölçümle karşılaştırılmıştır.

SK2 sondajında $w_n=\%11-26$, plastisite indisi $I_p=\%8-17$ ve $\dot{I}DO=\%8-11$ olan killi kum yer almaktadır. Bu tabakaların devamında 19-22.5 m derinliğe kadar su muhtevası $w_n=\%25-64$, plastisite indisi $I_p=\%6-20$ ve $\dot{I}DO=\%74-98$ olan siltli kil, sonrasında su muhtevası $w_n=\%12-42$, plastisite indisi $I_p=\%3-13$ ve $\dot{I}DO=\%13-72$ olan killi kum tabakası yer almaktadır. Sondajın sonunda ise 1.5 m kalınlığında kil tabakası bulunmaktadır.



Şekil 8.4: SK1-SK2 Zemin Kesiti

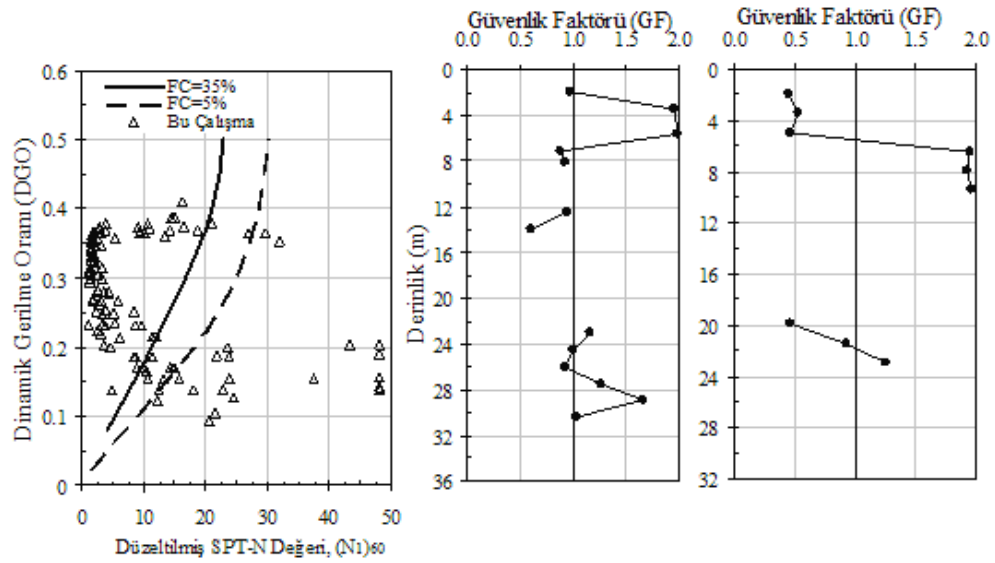
8.4.2 En Büyük Yer İvmesi Değerlerinin Hesaplanması

En büyük zemin ivmesinin belirlenmesi için Proshake yazılımı (5. Bölüm) kullanılmıştır. Analizler için gerekli parametrelerden kayma dalgası hızı düzeltilmemiş SPT-N değerleri ile İyisan (1996) ile Ohta ve Goto (1978)'e ait bağıntı kullanılarak derinlik boyunca hesaplanmıştır. Diğer parametreler laboratuvar deney sonuçlarından elde edilmiştir.

Analizlerde, 1999 Kocaeli depremine ait ana kayadaki SKR (1999) kaydı kullanılarak hesaplanan en büyük ivme değerleri bu sondaj noktalarında 0.20-0.30g arasında değişmektedir.

8.4.3 Sıvılaşma Analizi ve Yanal Yayılmaların Belirlenmesi

İki sondajda zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için modifiye edilmiş Seed ve Idriss'in (1971) basitleştirilmiş yöntemi (Bölüm 3) kullanılmıştır. Sıvılaşma analizinde kullanılan düzeltilmiş SPT-N değerleri $((N_1)_{60})$, Youd ve diğ. (2001a) tarafından yapılan çalışmada verilen ifadeler kullanılarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucuna göre iki sondaj için güvenlik faktörü elde edilmiştir (Şekil 8.5). Şekil 8.5'de güvenlik faktörünün birden (<1) küçük olduğu silt ve kum tabakalarında sıvılaşmadan söz edebiliriz.



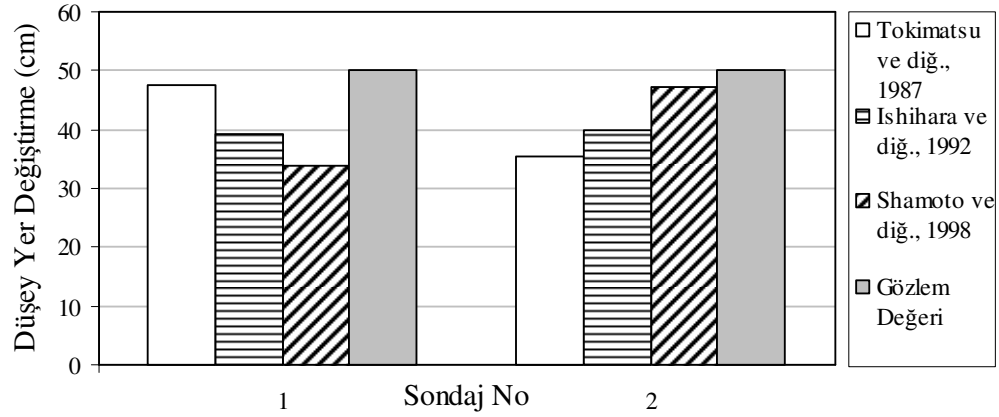
Şekil 8.5: Manyitüdü 7.5 Olan Bir Deprem için $(N_1)_{60}$ -Dinamik Gerilme Oranı ile S1 ve S2 Sondajına ait Güvenlik Faktörlerinin Derinlikle Değişimi

Ayrıca Şekil 8.5'de güvenlik faktörünün derinlikle değişimiyle birlikte bu sondajlara ait düzeltilmiş SPT- $(N_1)_{60}$ ile dinamik gerilme oranı arasındaki ilişki de verilmiştir. Şekil 8.5'e göre dinamik gerilme oranı 0.10-0.41 arasında değişmektedir. Güvenlik faktörünün derinlikle değişimine bakıldığı zaman SK1 sondajında 24 m'ye kadar, SK2 sondajında 22 m'ye derinlikte yer alan silt ve kum tabakalarında GF değerleri birin (<1) altında kalmaktadır.

Düşey yer değiştirme hesaplarında sondaj boyunca siltli ve kumlu zemin tabakaları dikkate alınmıştır. Ancak yatay yer değiştirme hesaplarında kayma düzleminin Şekil 8.4'de gösterildiği gibi SK1 sondajında 22.5 m, SK2 sondajında ise 19 m derinlikten geçmektedir. Sıvılaşmadan dolayı killi zeminin altında oluşacak su filmi nedeniyle kayma düzleminin kilin hemen altında oluşacağı düşünülmüştür. Ayrıca faya 750 m uzaklıkta bulunan SK1 ve SK2 sondajı için sırasıyla ortalama ince dane miktarı % 47-43, ortalama dane çapı 0.033-0.040 mm alınmış ve analizlerde az eğimli zemin

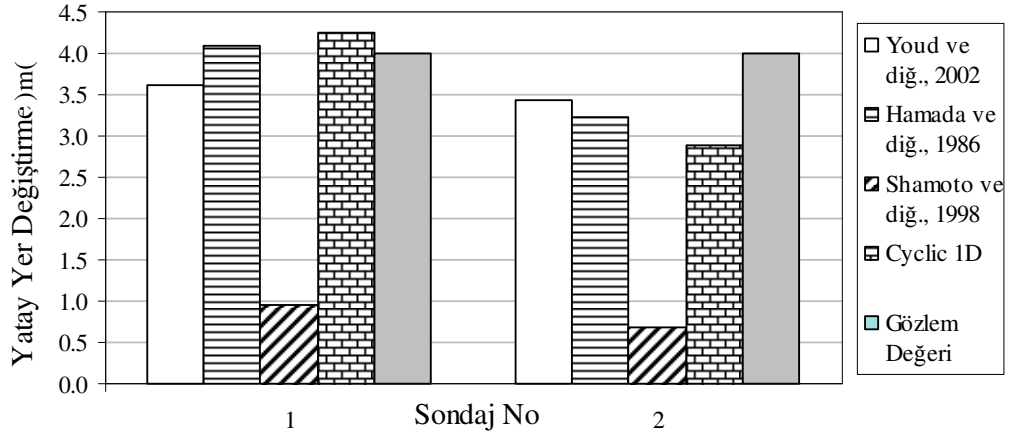
yüzeyi yaklaşımı kullanılmıştır. Kasapoğlu ve diğ. (1999) tarafından yapılan çalışmada bu bölgede gözleme dayalı olarak meydana gelen yanal yer değiştirme miktarının 400 cm, düşey yer değiştirme miktarının ise 50 cm civarında olduğu belirtilmiştir.

Bu çalışma kapsamında ele alınan zemin kesitinde Tokimatsu ve diğ. (1987), Ishihara ve Yoshimine (1992) ve Shamoto ve diğ. (1998) tarafından önerilen yöntemlere göre hesaplanan düşey yer değiştirmeler Şekil 8.6’da verilmiştir. SK1 ve SK2 sondajlarında meydana gelen düşey yer değiştirmeler 33.85-47.4 cm aralığında değişmektedir. % 30’luk maksimum sapmaya rağmen genel olarak yöntemler kendi içlerinde uyum göstermektedirler.



Şekil 8.6: SK1 ve SK2 Sondajında Hesaplanan Düşey Yer Değiştirme Değerleri

Şekil 8.7’de gösterildiği gibi yatay yerdeğiştirmeleri hesaplamak için kullanılan Youd ve diğ. (2002) tarafından önerilen yöntem kullanılarak elde edilen yatay yer değiştirme miktarları gerçek ölçümden %12 daha küçük elde edilmiştir. Hamada ve diğ. (1986)’a ait formül ile SK1 sondajında belirlenen yatay deplasman gözlem sonucuyla tam bir uygunluk sağlarken SK2 sondajında %25 daha küçük elde edilmiştir. Modellerinde zemin kesitinin en alt ve en üst eğimlerini eşit olarak kabul ettikleri için Cyclic 1D programında girilmesi gereken açı değeri olarak zemin yüzeyi ile taban eğiminin ortalaması alınmıştır. Cyclic 1D kullanılarak yapılan analizler sonucunda yanal yer değiştirme SK2 sondajı için 2.89 m ike SK1 sondajında 4.25 m elde edilmiştir. Ancak Shamoto ve diğ. (1998)’ne ait yöntem kullanılarak belirlenen yatay yer değiştirmeler 0.68-0.96 m gibi oldukça düşük değerlerde kalmıştır.

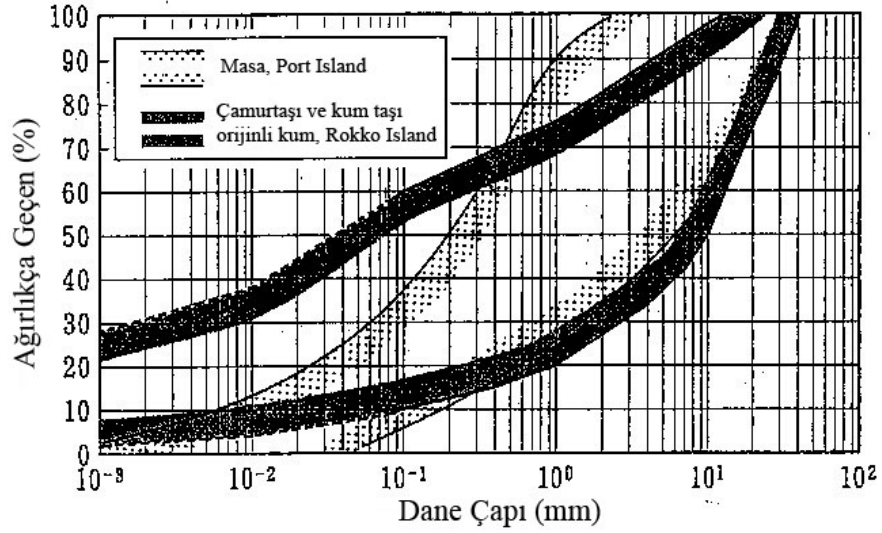


Şekil 8.7: S1 ve S2 Sondajında Hesaplanan Yatay Yer Değiştirme Değerleri

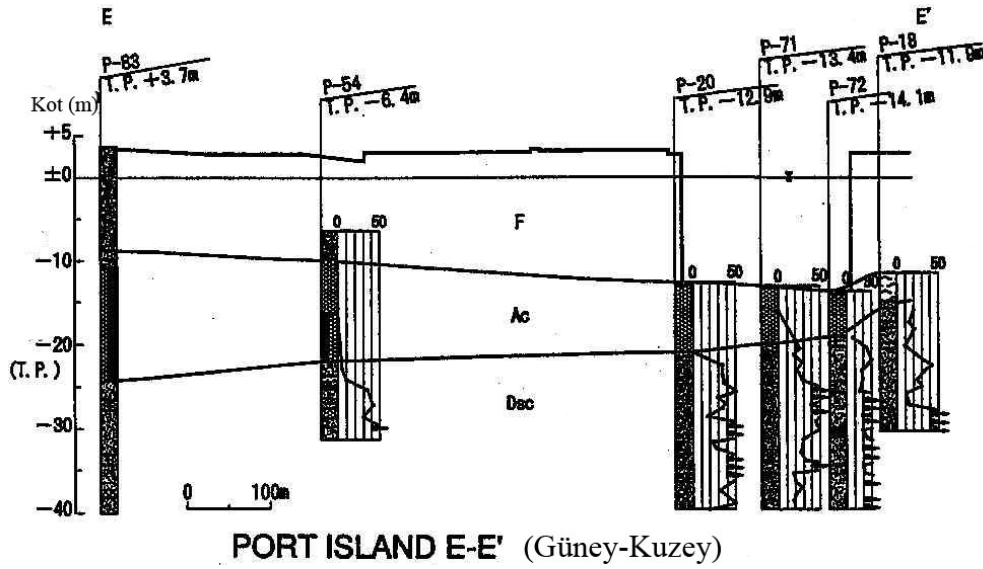
8.5 Port Island’la İlgili Bir Vaka Analizi

1995 Hyogoken-Nambu depremi ($M_w=6.8$) Kobe ve komşu şehirlerde geniş çaptaki alanlarda zemin sıvılaşmalarına ve bunun sonucu olarak yatay yönde çok büyük deplasmanlara neden olmuştur. Yatay deplasmanlar, yapıların temeli ve yer altı şebekelerinde çok ciddi hasarlar meydana getirmiştir (Hamada, 1996b). Ayrıca Port ve Rokko Island’da kum kaynamaları ve dışarı doğru akımlar meydana gelmiştir. Rokko dağları Masado olarak bilinen bir malzemeden oluşmaktadır. Masado düşük plastisiteli, düşük kohezyonlu, yüksek permeabilite ve kolay erozyona uğrayabilen bir zemin olup dane çapı dağılımı Şekil 8.8’de gösterilmiştir. Mikage-Hama, Uozaki-Hama, Port Island ve Rokko denizden dolgu ile elde edilmiş alanlardır. Benzer işlemler Ashiya ve Nishinomiya şehirlerinde de yapılmıştır. Alüvyon deniz kilinin konsolidasyonunu hızlandırmak için bu alanlarda kum drenleri ve ön yükleme gibi yöntemler kullanılmışlardır.

Zemin yüzeyi dolgu olan Port Island’ın güney-kuzey yönündeki (E-E’) sondaj logları ve kesitleri Şekil 8.9’da verilmiştir. Islah edilmiş olan bu adalarda yapılan sondajlarda kullanılan sınıflandırmalar : Dolgu (F), halojen deniz kili (Ac), sıkı kum ve sert killer (Dsc), katı kil (Dc) ve sıkı çakıl (Dg) şeklindedir. Dolgular (F) Masado kompozitinden oluşmakta olup kalınlıkları 5-25 m arasında değişmektedir. Tipik dolgu zemini 30-60 cm çaplı taşları içeren killi kum ve çakıldır. Çakılların çapları 2-60 mm arasında değişirken kumlar ise başlıca orta-kaba derecelenmesi olan Masado zeminidir. Genellikle SPT-N değeri 5-20 arasında değişmekte olup bazen 50 değerini aşmaktadır.



Şekil 8.8: Port Ve Rokko Island'da Kullanılan Dolgu Zeminler İçin Dane Çapı Dağılımı Eğrileri (Yasuda Ve Diğ., 1996)



Şekil 8.9: Port Island'da Tipik Zemin Profilleri (Hamada ve diğ., 1996b)

Bu çalışma kapsamında 1995 Kobe depremiyle Port Island'ın kuzey kesiminde meydana gelen yanal yer değiştirmelerin Şekil 8.9'da gösterilen güney-kuzey kesiti incelenmiştir. Sıvılaşmanın neden olduğu zemin deplasmanlarını deprem öncesi ve sonrası koordinatların değişiminden hesaplamışlardır (Şekil 8.10).

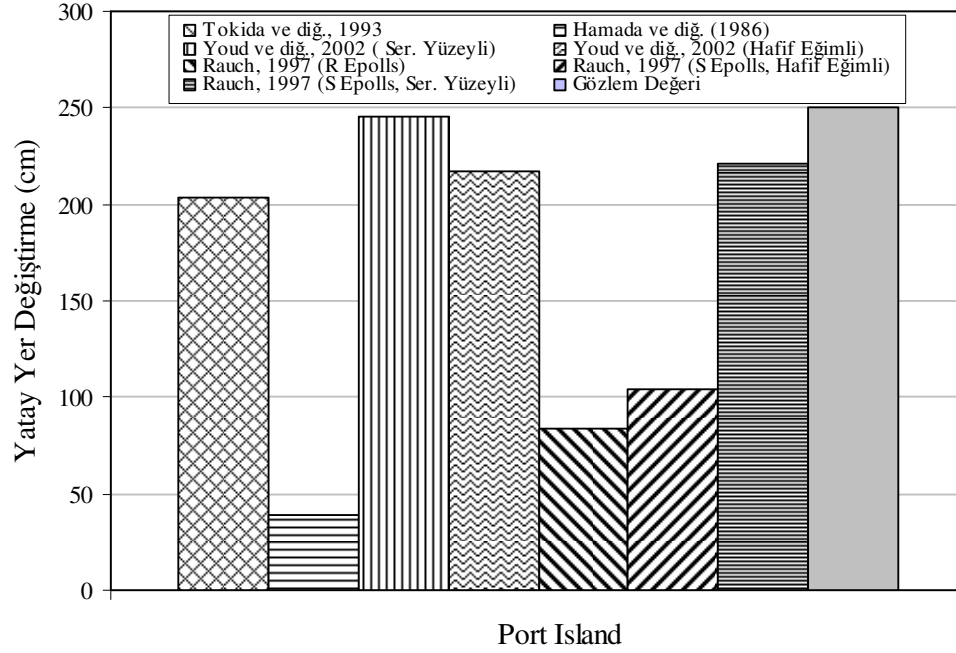
Port Island’a ait kesit üzerinde yanal deplasmanların belirlenmesi ile ilgili mevcut yöntemlerden bazıları uygulanarak hesaplanan yatay deplasmanlar Tablo 8.5’te verilmiştir.

Tablo 8.5: Mevcut Yöntemler İle Belirlenen Yanal Deplasmanlar

	R (km)	M _w	T _d (sn)	a _{maks} (g)	L (m)	H, T ₁₅ (km)	W, H _{face} %	T (m)	θ, S	D ₅₀ (mm)	F ₁₅ (%)	D (m)
Tokida ve diğ., 1993					691	10.85		3.0	0.24			2.04
Hamada, 1986						10.85			0.55			2.03
Youd Perkins, 1987	15	6.8										0.25
Youd ve diğ., (2002)												
Serbest Yüzeyle*	2.25	6.8					2.31			0.4	10.6	2.45
Hafif Eğimli	2.25	6.8							0.10	0.4	10.6	2.17
Rauch (1997)												
Bölgesel (R Epolls)	2.25	6.8	5	0.43								0.84
Arazi (S Epolls)					691		0		0.10			1.04
Arazi * (S Epolls)					691		15.5		0.10			2.21

Not : * = Tabloda kesitin sonunda yer alan rıhtım duvarından dolayı Youd (2002) ve Rauch (1997) yöntemlerinde ayrıca serbest yüzeyle olarak da hesaplanmıştır.

Tablo 8.5’ten görüleceği üzere Hamada, Tokida ve diğ., Youd ve diğ. ile Rauch’un arazi yönteminin (S Epolls) serbest yüzeyle hesaplanan kısmı Şekil 8.11’de verilen gerçek deplasman değerleri aralığına (2.0-2.50) denk gelmektedir. Ancak Youd ve Perkins (1987)’e ait yöntemle elde edilen yatay yer değiştirme miktarı ölçüm değerlerinden oldukça farklıdır. Rauch’un yönteminde ise ivme değerlerinin artmasıyla deplasman değerlerinin azalması arasındaki çelişkidten dolayı bu analizlerde arazi epolls (serbest yüzeyle) formülü kullanılarak belirlenen değer dışındakiler uygun sonuç vermemiştir. Tablo 8.5’teki değerler grafiksel olarak ayrıca Şekil 8.11’de verilmiştir.

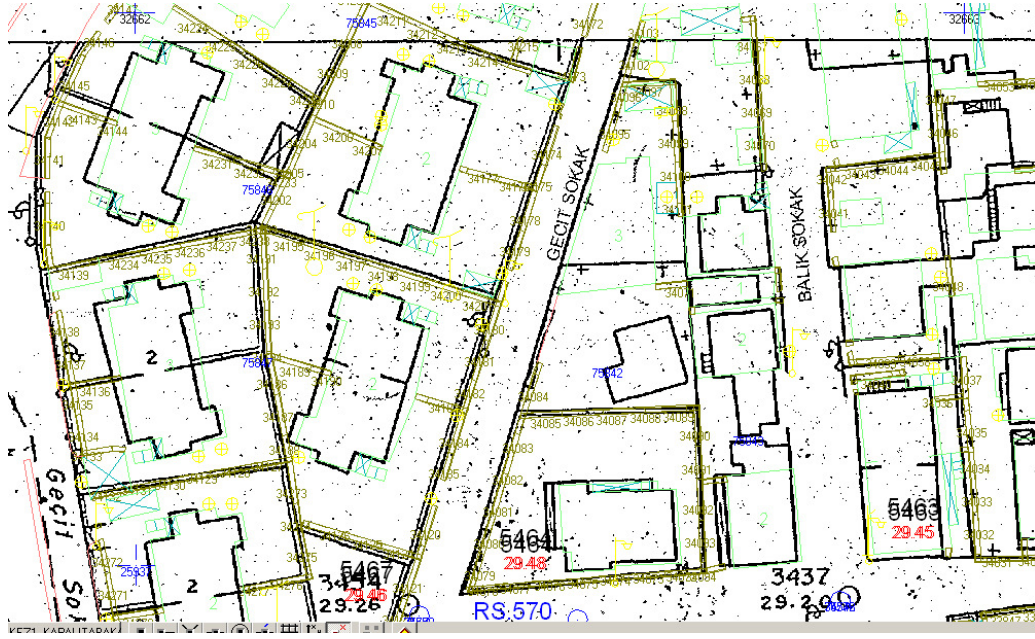


Şekil 8.11: Mevcut Yöntemlerin Uygulanması Sonucu Elde Edilen Yanal Deplasman Miktarları

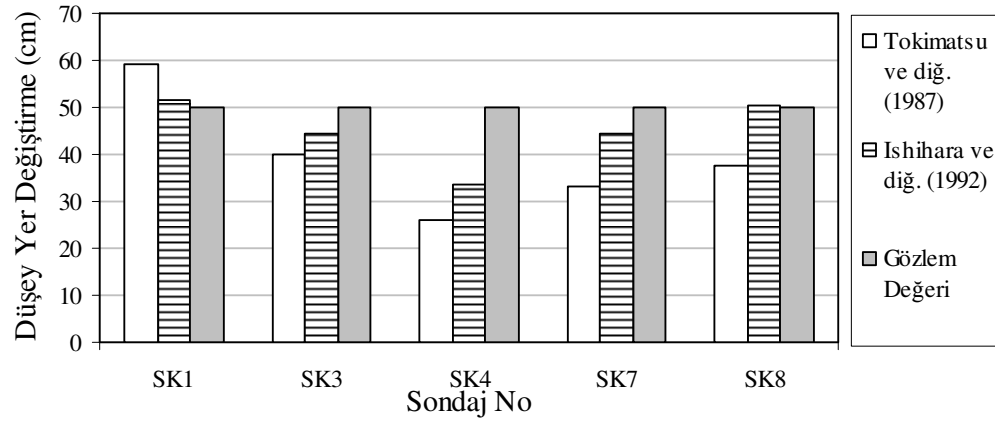
8.6 Adapazarı'nda Yanal Yayılmaların Belirlenmesi

Adapazarı zeminleri üzerinde 5. bölümde verilen sıvılaşma analizi sonuçlarına göre sıvılaşmanın en fazla meydana geldiği SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 sondajlarına ait özellikler kullanılarak düşey ve yatay yer değiştirmeler hesaplanmıştır. Düşey yer değiştirmeler için deprem sonrası arazide yapılan çalışmalarda gözlem sonuçlarından yararlanılmıştır (Kasapoğlu ve diğ., 1999). Yatay yer değiştirmeler için ise 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden önce Adapazarı iline ait 1/1000 ölçekli haritalar ile bu deprem sonrası 1/1000 ölçekli mevcut haritalar üst üste karşılaştırılarak hesaplanmıştır (Şekil 8.12). Gözlem sonucuna göre düşey yer değiştirme miktarının yaklaşık 50 cm civarında olduğu belirtilmiştir. Adapazarı haritaları kullanılarak hesaplanan yatay yer değiştirme miktarının ise ortalama olarak 80 cm civarında olduğu tespit edilmiştir.

Düşey yer değiştirmeleri hesaplamak için Tokimatsu ve diğ. (1987) ile Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen yöntemler kullanılmıştır. Bu yöntemler kullanılarak hesaplanan düşey yer değiştirmeler Şekil 8.13'de gösterilmiştir.



Şekil 8.12: Yatay Yer Değiştirmeleri Hesaplamak İçin Kullanılan 1999 Depremi Öncesi ve Sonrası Üst Üste Bindirilmiş Adapazarı'nın Bir Bölümüne Ait Harita (Ölçek:1:467)

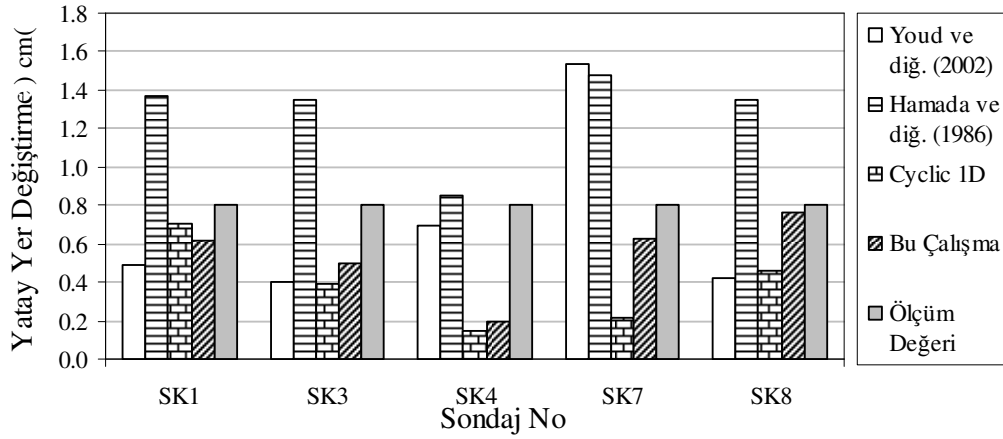


Şekil 8.13: SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 Sondajları İçin Düşey Yer Değiştirme Değerleri

Şekil 8.13'e göre Ishihara ve Yoshimine (1992)'in yöntemiyle belirlenen düşey yer değiştirmeler gözlem değeri ile uyumludur. Ancak Tokimatsu ve diğ. (1987)'e ait yöntemle belirlenen değerler genel olarak yaklaşık %20 daha küçüktür.

Youd ve diğ. (2002), Hamada ve diğ. (1986) ampirik yöntemi, Cyclic 1D programı ile bu çalışma kapsamında yapılan dinamik deney sonuçları kullanılarak elde edilen Şekil 8.1 yardımıyla hesaplanan yatay yer değiştirmeler Şekil 8.14'de gösterilmiştir. Şekil 8.1 kullanılarak elde edilen yatay yer değiştirme miktarları SK4 sondajı

dışındaki sondajlarda ölçüm değerinden yaklaşık %25 daha küçük elde edilmiştir. Ancak diğer yöntemler kullanılarak belirlenen yatay yer değiştirmeler genel olarak ölçüm değeriyle bir uyum göstermemektedir. Bunun nedeni bu çalışma kapsamında yapılan sondajların farklı alanda olması nedeniyle bir zemin kesiti oluşturulamamış ve buna bağlı olarak yüzey veya taban eğimleri belirlenememiştir. Bu eksiklik zemin yüzeyi veya taban eğimine aşırı hassas olan bu yöntemlerde kendini göstermektedir.



Şekil 8.14: SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 Sondajları İçin Yatay Yer Değiştirme Değerleri

8.7 Sonuçlar

Son olarak üç farklı vaka analizi incelenmiştir. Bu inceleme sonucuna göre düşey yer değiştirmeleri belirlemek için kullanılan yöntemlerden Tokimatsu ve diğ. (1986) ile Ishihara ve Yoshimine (1992) yöntemleri uygun sonuçlar vermektedir. Wu (2002) tarafından birim kayma deformasyonlarını elde etmek için geliştirilen yöntem benzer olarak elde edilen grafikteki deney veri sayısının artırılması durumunda yatay yer değiştirme miktarlarını belirlemede daha sağlıklı sonuçlar vereceği görülmektedir. Yatay yer değiştirme miktarlarını belirlemek için kullanılan diğer yöntemler ise zemin özellikleri ve zemin kesiti kesin olarak belirlendiği takdirde uygun sonuçlar vereceği tahmin edilmektedir.

9. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

17 Ağustos 1999 tarihinde meydana gelen depremin moment manyitüdü 7.4 ve derinliği 17 km'dir. Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı üzerinde oluşmuş olan bu deprem sırasında Adapazarı'nda çok sayıda sıvılaşma ve taşıma gücü kaybı sonucu yapılarda yana yatma, oturma ve yanal deplasmanlar gözlenmiş ve çok sayıda insanın ölümü ile milyonlarca liralık ekonomik kayıplara neden olmuştur.

Genellikle yüzeye yakın alüvyonlu zemini olan Adapazarı'nda Kocaeli depremi gibi büyük sarsıntılar sırasında silt ve kumları içeren temel zeminleri sıvılaşmaya maruz kalmıştır. Sıvılaşma analiz sonuçları, bu tez kapsamında yapılan deneysel çalışmalar ve farklı çalışmalarda ortaya konan arazideki gözlemlerle desteklenmiştir.

İnce daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesiyle ilgili olarak kullanılan yöntemlere göre silt-kil karışımı zeminlerin büyük bir çoğunluğu sıvılaşmamaktadır. Ancak ince dane oranının (İDO) %15'den fazla bulunduğu zemin tabakalarında taşıma gücü kaybı ve sıvılaşmanın meydana geldiğine dair deneysel sonuçlar elde edilmiştir.

Kaba veya ince daneli zeminlerin mevcut yöntemlere göre sıvılaşma potansiyellerinin belirlenebilmesi için kayma dalgası hızı, en büyük yer ivmesi ve endeks özelliklerinin (dane çapı dağılımı, kıvam limitleri gibi) belirlenmesi gereklidir. Ancak bu parametrelerin elde edilmesine rağmen zeminin sıvılaşma potansiyeli hakkında tam bir sonuç elde edilemeyebilir. Bu nedenle bu tür zeminlerin sıvılaşma veya taşıma gücü kaybını araştırırken dinamik laboratuvar deneylerinden yararlanmak büyük önem taşımaktadır.

Yanal yayılmayı etkileyen zemin tabakasının taban eğimi, sıvılaşan tabaka kalınlığı gibi bir çok faktör bulunmakta olup bunlar değişik şekilde farklı araştırmacıların çalışmalarında yer almıştır. Bu çalışmalarda oturma belirlenmesinde etkili olan hacimsel deformasyon ve yanal deplasmanın belirlenmesinde kullanılan kayma şekil değiştirmeleri ise farklı yöntemlerle belirlenmeye çalışılmıştır. Bu nedenle her yöntemin bazı kısıtlamaları bulunmakta olup bunlar dikkate alınarak analizlerde kullanılması daha sağlıklı sonuçlar verecektir.

Örselenmemiş numuneler Adapazarı'nın sekiz farklı mahallesinde açılmış on tane sondaj kuyusundan alınmıştır. Deney numunelerinin su muhtevası $w_n = \%22-50$, ince dane oranı $\dot{I}DO = \%1-100$, likit limiti $w_L = \%26-74$, plastisite indisi $I_p = \%0-44$ ve düzeltilmemiş SPT-N değeri $N_{30} = 5-44$ arasında değişmektedir. Genel olarak zeminlerin büyük çoğunluğu $\%35$ 'den fazla ince dane oranına sahip olup düzeltilmemiş SPT-N değeri $N_{30} = 4-9$ arasında değişmektedir.

Adapazarı'nın yüzeye yakın 2.5 m ve 4.5 m derinliklerinden alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan ödometre deneyi sonucunda aşırı konsolidasyon oranları $AKO = 2.75-3.85$ arasında elde edilmiştir. Elde edilen bu sonuca göre Adapazarı'nda yer altı su seviyesindeki mevsimsel değişimler ve yüzey zeminlerinin kurummasından dolayı yüzeye yakın zeminlerin aşırı konsolide olduğu düşünülmüştür.

Dinamik üç eksenli deneyler 0.1Hz frekansında drenajsız şartlarda gerilme kontrollü sinüzoidal yükleme uygulanarak yapılmıştır. Deneylerde uygulanan dinamik gerilme oranları 0.205-0.515 arasında değişmektedir. Uygulanan iki farklı deney grubunun ilkinde (I. Grup) göçme kriterlerine ulaşıncaya kadar farklı gerilme genliklerinde tekrarlı yükleme yapılmıştır. İkinci grup deneyde ise dinamik yükleme çevrim sayısı $N=20$ oluncaya kadar farklı dinamik seviyelerinde yüklenmiş ve sonrasında drenaj ve gerilme koşulları değiştirilmeden 0.20 mm/dak deformasyon hızıyla statik yükleme maruz bırakılmıştır. Statik yükleme deney aletininin sınırlamalarından dolayı eksenel birim deformasyon $\% 10$ veya 20 seviyelerine kadar devam ettirilmiştir.

Birinci grupta yer alan plastik olmayan siltli kum veya kum oranı yüksek olan silt ile plastisite indisi $I_p = \%15-22$ arasında değişen zemin numuneleri eksenel birim deformasyon $\epsilon = \% \pm 2.5$ göçme kriteri sağlanıncaya kadar tekrarlı yükleme maruz bırakılmıştır. Bu deneylerin sonucunda elde edilen mukavemet eğrisine göre siltli kum-kum ($\dot{I}DO = \%39-46$) zeminlerin dinamik mukavemeti yüksek plastisiteli (MH, $I_p = \%15-22$) zeminlere göre $\%45$ daha düşük elde edilmiştir. Tez çalışmasında kullanılan zeminlerin plastisitesinin artmasıyla birlikte zeminlerin dinamik mukavemeti de artmıştır.

Bu çalışma kapsamında yapılan dinamik deney sonuçlarına göre $\epsilon = \pm \%2.5$ göçme kriterini sağlayan numunelere ait veriler kullanılarak farklı zemin grupları için elde edilen mukavemet eğrileri kullanılarak deprem manyitüdü $M_w = 7.4$ olan bir depreme karşılık gelen $N=20$ çevrim sayısında göçmeye yol açan gerilme oranları plastisite indisi $I_p = \%27-31$ arasında değişen MH grubu zeminler için 0.490, $I_p = \%15-22$ arasında diğer MH grubu zeminler için 0.360, CH grubu için 0.430, CL grubu için 0.325, ML grubu için 0.240 ve SM grubu zemin için 0.220 elde edilmiştir.

İkinci grup deney kapsamında farklı gerilme oranlarında $N=20$ çevrime kadar dinamik ve sonrasında 0.20 mm/dak hızla statik deneyler yapılmıştır. Dinamik deney aşamasında fazla eksenel birim deformasyona uğrayan zeminlerin dinamik sonrası statik mukavemetleri başlangıç değerlerinden daha düşük elde edilmiştir. Plastik olmayan siltler statik yükleme sırasında genişlemeye çalıştığı için negatif boşluk suyu basıncı oluşmakta ve bunun sonucu statik mukavemette artış meydana gelmiştir.

İkinci grup deneylerde plastik deformasyonlar oluşturacak kadar dinamik yüklemeye başlamadan önce çok küçük deformasyon seviyelerindeki en büyük elastisite modülleri belirlenmiştir. Daha sonra $N=20$ çevrim sayısına kadar yapılan tekrarlı yükleme aşamasında artan çevrim sayısı ile birlikte numunede rijitlik azalmıştır. Plastik bölgede deney numunelerinde meydana gelen elastisite modülleri hesaplanmış ve ampirik bağıntılar kullanılarak kayma modülleri belirlenmiştir. Daha sonra kayma modülü oranının (G/G_{maks}) birim kaymaya bağlı (γ) değişimi elde edilmiştir. Bu çalışmaya ait zemin numuneleri kullanılarak elde edilen bu grafikte en düşük kayma modülü plastik olmayan zeminlere, en yüksek kayma modülü ise plastisite indisi $I_p=40$ olan zeminlerde elde edilmiştir. Bununla beraber statik deney ile dinamik yüklemenin başlangıç elastisite modüllerinin oranı $(E_{ds}/E_{N=1})$, plastisite indisinin artmasıyla birlikte daha büyük oranlar vermiştir.

Son olarak üç farklı vaka analizi incelenmiştir. Bu vaka analizlerinden elde sonuçlara göre, düşey yer değiştirmeleri belirlemek için kullanılan yöntemlerden Tokimatsu ve diğ. (1986) ile Ishihara ve Yoshimine (1992) yöntemleri bu üç çalışma alanı için daha uygun sonuçlar vermiştir. Bu üç vaka analizinde yatay yer değiştirme miktarlarını belirlemek için kullanılan ampirik yöntemler, zemin özellikleri ve zemin kesitinin belirlendiği vaka analizlerinde daha uygun sonuçlar vermiştir.

Bu çalışma kapsamında yapılmış deney sonuçlarından plastisite indisi $I_p=0$ olan silt numunelerine ait eksenel birim deformasyonlar birim kayma deformasyonlarına dönüştürülmüş ve Wu (2002) çalışması referans alınarak birim kayma deformasyonları elde etmek için dinamik gerilme oranı ile bu zemin numunelerinin arazide bulunduğu noktaya yakın ölçülmüş düzeltilmiş SPT-N değeri arasında bir ilişki geliştirilmiştir. Adapazarı ile ilgili vaka analizinde bu eğriden bulunan değerler ile diğer yöntemler kullanılarak bulunan değerler yaklaşık sonuçlar vermiştir. Ancak oluşturulan bu eğrinin örselenmemiş yeni zemin numuneleri üzerinde yapılacak üç eksenli deney sonuçlarıyla geliştirilmesi gereklidir. Ayrıca örselenmemiş zeminlerin elastisite veya kayma modülünün azalımından yararlanarak yanıl yayılmaların belirlenmesiyle ilgili çalışmalar yapılabilir.

KAYNAKLAR

- Ambraseys N. N.**, 1995. The prediction of earthquake peak ground acceleration in Europe, *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, **24**, 467-490.
- Anderson, J. G., Sucuoğlu, H., Erberik, A., Yılmaz, T., Inan, E., Durukal, E., Erdik, M., Anooshehpour, R., Brune, J. N., Ni, S.**, 2000. Implications for seismic hazard analysis, *Earthquake Spectra*, **16**, 113-137.
- Andrews, D. C. A., and Martin, G. R.**, 2000. Criteria for liquefaction of silty soils, *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Upper Hutt, New Zealand, NZ Soc. for EQ Engrg., Paper No. 0312.
- Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II**, 1997. Liquefaction resistance based on shear wave velocity, *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., NCEER-97-0022, State Univ. of New York at Buffalo, 89-128.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H.**, 1999. SASW testing to delineate potentially liquefiable zones and evaluate remediation measures, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of New York at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 3-19.
- Andrus, R. D., Stokoe II, K.H.**, 2000. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *Journal of Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, **126(11)**, 1015-1025.
- Ansal, A. M., Erken, A.**, 1982. Rate dependent behavior of a normally consolidated clay, *Proceedings of 7th European Conf. on Earthquake Engineering*, Athens, Vol.2, 329-336.

- Ansal, A. M. ve Erken, A.**, 1985. Killerin tekrarlı gerilmeler altında davranışı, *Deprem Araştırma Bülteni*, Yıl 12, No.48, 5-81.
- Ansal, A. M. and Erken, A.**, 1987. Liquefaction of silty sand deposits, a parametric study, *Proc. of Thirteenth Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Istanbul, Vol.1, Sep.14-24, 500-518.
- Ansal, A. M. and Erken, A.**, 1989. Undrained behavior of a clay under cyclic shear stresses, *J. Geotechnical Engineering Div. ASCE*, **115(7)**, 968-983.
- Ansal, A. M., Erken, A.**, 1990. Liquefaction potential of silty sand deposits, *Proc. of 9th. European Conference on Earthquake Engng.*, Moscow, USSR Vol.4-B, 71-80.
- Ansal, A. M., Yıldırım, H., Erken, H.**, 1995. Cyclic stress-strain-pore pressure behaviour of soils, 70 Years of Soil Mechanics, *Turkish National Committee for ISSMFE*, İstanbul, Vol.II, 43-70.
- Ansal, A.M.**, 1999. Strong motions and site amplification, *Theme Lecture, Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal, Balkema, Rotterdam, **3**, 879-894.
- Arulanandan, K., Scott, R. F.**, 1993. Project velacs-control test results, *Journal of Geotechnical Engineering*, **119**, 1276-1292.
- Arulanandan, K., Li, X. S., Sivathanan, K.**, 2000. Numerical simulation of liquefaction-induced deformations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **126(7)**, 657-666.
- Bakır, B. S., Sucuoğlu, H., Yılmaz, T.**, 2002. An Overview of local site effects and the associated building damage during the 17 August 1999 Izmit Earthquake, *Bull Seismol. Soc. Am*, **92(1)**, 509–526.
- Bartlett, S. F., and Youd, T. L.**, 1992a. Empirical prediction of lateral spread displacement, *Proc. 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for soil liquefaction*, Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-92-0019, Eds. Hamada, M. and O'Rourke, T. D., August 12, 351-365.
- Bartlett, S. F., and Youd, T. L.**, 1992b. Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads,

National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-92-0021, Buffalo, NY, August 17, 114-126.

- Bartlett, S. F., and Youd, T. L.**, 1995. Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **121**, 316-329.
- Baska, D. A.**, 2002. An analytical/emprical model for prediction of lateral spread displacements, *PhD thesis*, University of Washington, Washington.
- Baziar, M. H., Dobry, R., and Elgamal, A-W. M.**, 1992. Engineering evaluation of permanent ground deformations due to seismically-induced liquefaction, *Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-92-0007*, March 24.
- Beatty, M, Byrne, P. M.**, 2001. Observations on the San Fernando dams, In *Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper No. 4.27.
- Bessason, B., Baldvinsson, G.I. and Thorarinsson, O.**, 1998. SASW for estimation of site-specific earthquake excitations, *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Paris, CD-ROM.
- Bilge, H. T., Cetin, K. O.**, 2006. Probabilistic models for the assessment of cyclic soil deformations, *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, April 18-22, San Francisco, California, USA.
- Bjerrum, L.**, 1972. Embankments of soft ground, *Proc., Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures*, ASCE, **2**, 1-54.
- Bol, E.**, 2003. Adapazarı zeminlerinin geoteknik özellikleri, *Doktora Tezi*, Sakarya Üniversitesi Fen bilimleri Enstitüsü, Sakarya.
- Boore, D. M., Joyner, W. B., and Fumal, T. E.**, 1997. Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work, *Seismological Research Letters*, **68**, 128-153.

- Bouckovalas, G. D., Gazetas, G., and Papadimitriou, A. G.,** 1999. Geotechnical aspects of the 1995 Aegion, Greece, Earthquake, *Proc., 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, **2**, 739–748.
- Boulanger, R. W., and Truman, S. P.,** 1996. Void redistribution in sand under postearthquake loading, *Canadian Geotechnical Journal*, **33**, 829-834.
- Boulanger, R. W., Meyers, M. W., Mejia, L. H., Idriss, I. M.,** 1998. Behavior of a fine-grained soil during the Loma Prieta earthquake, *Canadian Geotechnical Journal*, **35**, 146-158.
- Boulanger, R.W., and Idriss, I. M.,** 2004. Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays, *Report NO.UCD/CGM-04/01*, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering University of California, Davis, California.
- Bray, J D., Augello, A.J., Leonards, G. A., Repetto, P. C., and Byrne, R. J.,** 1995. Seismic stability procedure for solid-waste landfills, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **121**, 139-151.
- Bray, J. D., Stewart, J. P., Baturay, M. B., Durgunoğlu, T., Onalp, A., Sancio, R. B. and Ural, D.,** 2000. Damage patterns and foundation performance in Adapazari, Chapter 8 of *Kocaeli Turkey Earthquake of Agust 17, 1999 Reconnaissance Report*, in *Earthquake Spectra J.*, EERI, **16**, 163-189.
- Bray, J. D., Sancio, R. B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Seed, R. B., Stewart, J. P., Youd, T. L., Baturay, M. B., Cetin, K. O., Christensen, C., Karadayilar, T. and Emrem, C.,** 2001. Ground failure in Adapazari, Turkey, in *15th ICSMGEG, TC4 satellite conference on Lessons learned from recent strong earthquakes*, Istanbul, Turkey, August 2001, 19-28.
- Bray, J. D., Sancio, R. B., Riemer, M. F., and Durgunoglu, T.,** 2004a. Liquefaction susceptibility of fine-grained soils, *11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, 655-662.

- Bray, J D., Sancio, R. B., Durgunoglu, T., Onal, A., Youd, T. L., Stewart, J. P., Seed, R. B., Cetin, O. K., Bol, E., Baturay, M. B., Christensen, C., and Karadayilar, T.,** 2004b. Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazari, Turkey, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **130(7)**, 673-685.
- Bray, J. D., Sancio, R. B.,** 2006. Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **132 (9)**, 1165-1177.
- Byrne, P. M., Jitno, H., and Salgado, F.,** 1992. Earthquake induced displacements of soil structure systems, *Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1407-1412.
- Campbell, K. W.,** 1997. Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity, and pseudo-absolute acceleration response spectra, *Seismological Research Letters*, **68**, 154-179.
- Castro, G., Seed, R. B., Keller, T. O. and Seed, H. B.,** 1992. Steady-state strength analysis of lower San Fernando dam slide, *Journal of Geotechnical Engineering*, **118**, 406-427.
- Cetin, K.O. & Seed, R.B.,** 2000. Earthquake-induced nonlinear shear mass participation factor (rd), *Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GT-2000/08*, University of California, Berkeley.
- Chan, A.H. C.,** 1988. A unified finite element solution to static and dynamic problems in geomechanics, *PhD Dissertation*, University of Wales, College of Swansea, UK.
- Cyclic 1D**, web adresi <http://cyclic.ucsd.edu/>.
- Day, R. W.,** 2002. Geotechnical earthquake engineering handbook, McGraw-Hill Companies, New York.
- De Alba, P., Seed, H. B., Chan, C. K.,** 1976. Sand liquefaction in large scale simple shear tests, *Journal of Geotechnical Engineering*, **102(GT9)**, 909-927.
- Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M and Powell, D.,** 1982. Prediction of pore water pressure build up and liquefaction of sands

during earthquakes by the cyclic strain method, *National Bureau of Standards*, Building Science Series 138, U.S. Dept. of Commerce.

- Dobry, R.**, 1990. Contribution to working group No.2, *Proc., 3rd Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for soil liquefaction*, Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-91-0001, T. D. O'Rourke and M. Hamada (ed.), February 1, 643-645.
- Drnevich, V. P. and Richart Jr., F. E.**, 1970. Dynamic prestraining of dry sand, *JSMFD, ASCE*, **96(SM2)**, 453-469.
- Durgunoğlu, H. T., Yılmaz, O., Kalafat, M., Karadayılar, T., Eser, M.**, 2004. An integrated approach for characterization and modeling of soft clays under seismic loading; A case study, *Proceeding 11th ICSD and 3th ICEGE*, UC Berkeley, California, U.S.A., 7-9 January 2004.
- Elgamal, A., Yang, Z., Para, E., Ragheb, A.**, 2002. Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils, *International Journal Plast.*, **19(6)**, 883–905.
- El Hosri, M. S., Biarez, H., Hicher, P. Y.**, 1984. Liquefaction characteristics of silty clay, *Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., **3**, 277–284.
- Erken, A., Ansal, A. M., Yıldırım, H., Ülker, R., Sancar, R. ve Kılıç, C.**, 1995. Liquefaction of silts and sand layers in Erzincan-Ekşisu, *First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 14-16 Nov, Tokyo.
- Erken, A., Ansal, A. M.**, 1995. Settlement in sands due to cyclic loading, *The Eleventh African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 11-15 Dec, pp.488-493, Cairo.
- Erken, A., Ansal, A. M.**, 1994. Liquefaction characteristics of undisturbed Sands, Performance of Ground and Soil Structure During Earthquakes, *13th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Jan 1994, New Delhi, .165-170.
- Erken, A., Ülker, M. B. C.**, 2007. Effect of cyclic loading on monotonic shear strength of fine-grained soils, *Engineering Geology*, **89**, 243-257.

- Erken, A.**, 2001. The role of geotechnical factors on observed damage in Adapazari, *Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, İstanbul, Turkey, 29-32.
- Faris, A., T., Seed, R. B., Kayen, R. E., and Wu, J.**, 2006. A semi-empirical model for the estimation of maximum horizontal displacement due to liquefaction-induced lateral spreading, *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, April 18-22, paper 8USNCEE-1323.
- FHWA**, 1997. Geotechnical engineering circular No. 3-design guidance: geotechnical earthquake engineering for highways, Volume I: design principal, Volume II: design examples, Kavazanjian, Matasovic, Hamou, and Sabitini, **FHWA-SA-97-076 and 077**, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington.
- FHWA**, 1998. Training Course in Geotechnical and Foundation Engineering, *Geotechnical Earthquake Engineering: Reference Manual*, National Highway Institute, Course No:13239-Module 9, **FHWA HI-99-012**, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington.
- Fiegel, G. L. and Kutter, B. L.**, 1994. Liquefaction mechanism for layered soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, **120**, 737-755.
- Fiegel, G. L., Kutter, B. L.**, 1994. Liquefaction-induced lateral spreading of mildly sloping ground, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **120**, 2236-2243.
- Finn, W. D. L.**, 1991. Assessment of liquefaction potential and post-liquefaction behavior of earth structures: developments 1981-1991, *Proc., 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, March, 1833-1850.
- Finn, W. D. L., Ledbetter, R. H., and Wu, G.**, 1994. Liquefaction in silty soils: Design and analysis, *Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Pub. ASCE*, **44**, S. Prakash and P. Dakoulas (eds.), October, 51-76.

- Finn, W. D. L.**, 2000. State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **20**, 1-15.
- Finn, W. D. L., Fujita, N.**, 2002. Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 731-742.
- Fukushima, Y. and Tanaka, T.**, 1990. A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **84**, 757-783.
- Glaser, S. D.**, 1994. Estimation of surface displacement due to earthquake excitation of saturated sands, *Earthquake Spectra, EERI*, **10**, 489-517.
- Gratchev, I. B., Sassa, K., Fukuoka, H.**, 2006. How reliable is the plasticity index for estimating the liquefaction potential of clayey sands?, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132(1)**, 124-127.
- Guo, T., Prakash, S.**, 1999. Liquefaction of silt-clay mixtures, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **125(8)**, 706-710.
- Gülkan, P. ve Kalkan, E.**, 2002a. Atenuation characteristics of Turkey based on recent strong motion data, *Fifth International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE 2002)*, 25-27 September, İstanbul Technical University, **1**, 29-38, İstanbul, Turkey.
- Gülkan, P. ve Kalkan, E.**, 2002b. Atenuation modeling of recent earthquakes in Turkey, *Journal of Seismology*, **6**, 397-409.
- Hadush, S., Yashima, A. and Uzuoka, R.**, 2000. Importance of viscous fluid characteristics in liquefaction induced lateral spreading analysis, *Computers and Geotechnics*, **27**, 199-224.
- Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K.**, 1986. Study on liquefaction induced permanent ground displacement, *The Association for the Development of Earthquake Prediction in Japan*, November 1, 87.
- Hamada, M., Towhata, I., Yasuda, S. and Isoyama, R.**, 1987. Study on permanent ground displacement by seismic liquefaction, *Computers and Geotechnics*, **4**, 197-220.

- Hamada, M., Wakamatsu, K. and Ando, T.,** 1996a. Liquefaction induced ground deformation and its caused damage during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, *Proc., 6th Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for soil liquefaction*, Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-96-0012, Hamada, M. and O'Rourke, T. D. (eds.), September 11, 137-152.
- Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.,** 1996b. Liquefaction-induced ground displacement and related damage to lifeline facilities, *Special Issue of Soils and Foundations*, 81-97.
- Hamada, M., Sato, H., Kawakami, T.,** 1994. A consideration of the mechanism for liquefaction-related large ground displacement. *In: Proceedings from the Fifth US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Salt Lake City, USA, technical report NCEER-94-0026, 217-232.
- Hamada, M. and Wakamatsu, K.,** 1998. Liquefaction-induced ground displacement triggered by quay wall movement, *Special Issue of Soils and Foundations*, 85-95.
- Hamada, M.,** 1999. Similitude law for liquefied-ground flow, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 191-205.
- Housner, G. W.,** 1985. Liquefaction of soils during earthquakes, *Committee on Earthquake Engineering Commission on Engineering and Technical Systems National Research Council*, National Academy Pres, Washington, USA.
- Honegger, D. G.,** 1992. Research needs related to detailed evaluation of pipeline response to large ground deformations, *Proceedings from the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. Hamada, M., O'Rourke, T. D., Technical Report NCEER-92-0019, Vol. II, 525-540.

- Honegger, D. G.,** 1994. Assessing vulnerability of BC gas pipelines to lateral spread hazard, *In: Proceedings from the Fifth US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Salt Lake City, USA, technical report NCEER-94-0026, 515-530.
- Hsu, C., Vucetic, M.,** 2006. Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure in cohesive soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **132(10)**, 1325-1335.
- Kasapoğlu, K. E., Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., Sönmez, H., Binal, A. ve Tuncay, E.,** 1999. 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara Depreminin jeoteknik saha inceleme raporu, Hacettepe Üniversitesi, Müh. Fak., Jeoloji Müh. Böl., Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı, 95s, <http://www.jeomuh.hacettepe.edu.tr>.
- Hu, Y. X., Liu, S. C. and Dong, W.,** 1996. Earthquake engineering, E a FN Spon, London.
- Iai, S., Matsunaga, Y.,** 1992. Analysis of liquefaction induced uplift of underground structures, *Proceedings from the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. Hamada, M., O'Rourke, T. D., Technical Report NCEER-92-0019, Vol. I, 425-438.
- Iai, S.,** 2001. Recent studies on seismic analysis and design on retaining structures, *In Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper No. SOAP-4.
- Idriss, I. M.,** 1999. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, *Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W.,** 2004. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, *Proc., 11th Int. Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, **1**, 32-56.

- Ishibashi, I., Zhang, X.,** 1993. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, *Soils and Foundations*, **33(1)**, 182-191.
- Ishihara, K.,** 1985. Stability of natural deposits during earthquakes, *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, **2**, 321-376.
- Ishihara, K. and Verdugo, R. and Acacio, A. A.,** 1991. Characterization of cyclic behavior of sand and post-seismic analyses, Proceedings of the Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Thailand, **2**, 45-68.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M.,** 1992. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquake, *Soils and Foundations*, **32**, 173-188.
- Ishihara, K., Acacio, A. A. and Towhata, I.,** 1993. Liquefaction-induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon Earthquake, *Soils and Foundations*, **33**, 133-154.
- Ishihara, K.,** 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, **43**, 351-415.
- Ishihara, K.** 1996. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, 1st ed., Oxford, Clarendon Press.
- Ishihara K., Yoshida, K., Kato., M.,** 1996. Ground deformation characteristics caused by lateral spreading during the 1995 Hanshin-Awaji earthquake, *Proc., 6th Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for soil liquefaction*, Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-96-0012, Hamada, M. and O'Rourke, T. D. (eds.), September 11, 221-242.
- İyisan, R.,** 1996. Zeminlerde kayma dalgası hızı ile penetrasyon deney sonuçlarının karşılaştırılması, *İMO Teknik Dergi*, **7(2)**, 1187-1199.
- The Japanese Geotechnical Society,** 1998. Remedial measures against soil liquefaction, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, Netherland.
- Jardaneh, I. G.,** 2004. Evaluation of ground response due to earthquake-case study, *Journal of Applied Sciences*, **4(3)**, 364-368.

- Jibson, R. W.**, 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacement using Newmark's sliding block analysis, *Transportation Research Record*, **1411**, 9-17.
- Joyner W. B., Boore, D. M.**, 1981. Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake, *Bull Seismol Soc Am.*, **71(6)**, 2011–2038.
- Kalkan, E., Gülkan, P.**, 2004. Site-dependent spectra derived from ground motion records in Turkey, *Earthquake Spectra*, **20 (4)**, 1111-1138.
- Kalkan, E. ve Gülkan, P.**, 2005. Discussion of “An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey” by Ulusay et al., Eng. Geol., 74: 265–291 (2004), *Engineering Geology*, **79**, 288-290.
- Karaca, G.**, 2001. An investigation into the large vertical displacements experienced by the structures in Adapazari during 17 August 1999 Earthquake, *MS Thesis*, Middle East Technical University, Ankara.
- Kawakami, T., Suemasa, N., Hamada, M., Sato, H., Katada, T.**, 1994. Experimental study on mechanical properties of liquefied sand, In: *Proceedings from the Fifth US±Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Salt Lake City, USA, technical report NCEER-94-0026, 285-299.
- Kiku, H., Yoshida, N., Yasuda, S., Irisawa, T., Nakazawa, H., Shimizu, Y., Ansal, A. M., Erken, A.**, 2001. In-situ penetration tests and soil profiling in Adapazari, Turkey, *Proc. XVth ICSMGE EGE Satellite Conference*, Istanbul, Turkey, 259-265.
- Koester, J. P.**, 1992. The influence of test procedure on correlation of Atterberg limits with liquefaction in fine-grained soils, *Geotechnical Testing Journal*, **15(4)**, 352-360.
- Kokusho, T., Watanabe, K., and Sawano, T.**, 1998. Effect of water film on lateral flow failure of liquefied sand, *Proc., 11th European Conf. Earthquake Engineering*, Paris, CD publication, ECEE/T2/kokeow.pdf.

- Kokusho, T.**, 1999. Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **125**, 817-826.
- Kokusho, T.**, 2000. Mechanism for water film generation and lateral flow in liquefied sand layer, *Soils and Found.*, **40(1)**, 99–111.
- Kokusho, T., and Fujita, K.**, 2002. Site investigations for involvement of water films in lateral flow in liquefied ground, *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **128(11)**, 917-925.
- Kokusho, T., and Kojima, T.**, 2002. Mechanism for post-liquefaction water film generation in layered sand, *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **128(2)**, 129-137.
- Kramer, S.L.**, 1996. Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Kuwano, J., Ishihara, K., Haya, H., and Izu, F.**, 1991. Analysis on permanent deformation of embankments caused by earthquake, *Soils and Foundations*, **31**, 97-110.
- Ladd, R. S., Dutko, P.**, 1985. Small strain measurements using triaxial apparatus, *Proceedings of the Session on Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Ed. Khosla, V., ASCE Annual Convention, Detroit, October 1985, 148-165.
- Ladd, C. C., and DeGroot, D. J.**, 2003. Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture, *Proc., Soil and Rock America*, P.J. Culligan, H. H. Einstein, and A. J. Whittle, eds., Verlag Gluckauf GMBH, Essan, Germany, **1**, 3-57.
- Lai, C. O., Rix, O. J., Foti, S., and Roma, V.**, 2002. Simultaneous Measurement and Inversion of Surface Wave Dispersion and Attenuation Curves, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22(9-12)**, 923-930.
- Lee, K.L., and Fitton, J.A.**, 1968. Factors affecting the cyclic loading strength of soil, *Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations*, *American Society for Testing and Materials*, **ASTM STP 450**, 71-95.
- Liao, S.S.C., Whitman, R.V.**, 1986. Overburden correction factors for SPT in Sand, *JGE ASCE*, **112(3)**, 373-377.

- Liao, S. S. C., Veneziano, D. and Whitman, R. V.,** 1988. Regression models for evaluating liquefaction probability, *Journal of Geotechnical Engineering*, **114**, 389-411.
- Lu, J.,** 2006. Parallel finite element modeling of earthquake ground response and liquefaction, *PhD Thesis*, University of California, San Diego.
- Luna, R., Carrol, D. P., Frost, J. D., Wu, A. H.,** 1998. Spatial evaluation of earthquake induced deformation, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference*, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 398-409.
- Martin, G. R.,** 1989. Some observations on the mechanics of post-liquefaction deformation, *Proceedings from the Second U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and their Effects on Lifelines*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D. and Hamada, M., Technical Report NCEER-89-0032, 246-261.
- Martin, G. R., ,Qiu, P.,** 1994. A Comparative study of predictive methods for liquefaction-induced embankment displacements, *Proceedings from the Fifth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Hamada, M., Technical Report NCEER-94-0026, 233-247.
- Martin, G.R., Qui, P.,** 1999. Numerical evaluation of liquefaction induced ground oscillation and lurch, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 321-344.
- Martin, G. R., and Lew, M., eds.,** 1999. *Recommended procedures for implementation of DMG Special Publication 117: Guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California*, Southern California Earthquake Center, University of Southern California, Los Angeles, Calif.

- Mitchell, J. K., Cooke, H. G., Schaeffer, J. A.,** 1998. Design considerations in ground improvement for seismic risk mitigation, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference*, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 580-611.
- Mulilis, J. P.,** 1975. The effect of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands, *PhD. Thesis*, University of California, Berkeley, California.
- Mulilis, J. P., Chan, C. K. and Seed, H. B.,** 1975. The effect of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behaviour of sands, Report No. EERC 75-18, University of California, Berkeley.
- Newmark, N. M.,** 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, *Geotechnique*, **15**(2), 139-159.
- Okamura, M., Abdoun, T. H., Dobry, R., Sharp, M. K., Taboada, V. M.,** 2001. Effects of sand permeability and weak aftershocks on earthquake-induced lateral spreading, *Soils and Foundations*, **41**(6), 63-77.
- Olsen, R. S.,** 1997. Cyclic liquefaction based on the cone penetration test, *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 225–276.
- Olson, S. M., and Stark, T. D.,** 2002. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories, *Canadian Geotechnical Journal*, **39**, 629-647.
- O' Rourke, T.D., Lane, P. A.,** 1989. Liquefaction hazards and their effects on buried pipelines, *NCEER-89-0007*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- O' Rourke, T.D., Beaujon, P.A., and Scawthorn, C.A.,** 1992. Large ground deformation and their effects on Lifeline Facilities: 1906 San Francisco Earthquake, *Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes*, NCEER-92-0002, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

- O'Rourke, M. J., Liu, X.,** 1994. Failure criterion for buried pipe subject to longitudinal PGD: Benchmark case history, *In: Proceedings from the Fifth US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Salt Lake City, USA, Technical report NCEER-94-0026, 639-651.
- Ohta, Y. and Goto, N.,** 1978. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **6**, 167-187.
- Önalp, A., Sert, S., Bol, E.,** 2000. Adapazarı zeminlerinin deprem performansı, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 8. Ulusal Kongresi*, 26-27 Ekim 2000, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 375-382.
- Önalp, A., Bol, E.,** 1998. Adapazarı kent merkezi jeoloji ve jeomorfolojisi, *Rapor No:1*, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, Sakarya.
- Park, T., Silver, M. L.,** 1975. Dynamic soil properties required to predict the dynamic behavior of elevated transportation of structures, U.S. Dept. of Transportation, Report- DOT-TST-75-44.
- Perlea, V. G.,** 2000. Liquefaction of cohesive soils, *Proc., Soil Dynamics and Liquefaction 2000, Geotechnical Special Publication 107*, R. Y. S. Pak and J. Yamamuro, eds, ASCE, Reston, Va., 58-76.
- Polito, C. P.,** 1999. The effects of non-plastic fines on the liquefaction of sandy soils, *PhD. Thesis*, Virginia Tech, Blacksburg, VA.
- Polito, C.,** 2001. Plasticity based liquefaction criteria, *Proc., 4th Int. Conf. On Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, Mo., Paper No. 1.33.
- Poulos, S. J., Castro, G., France, J. W.,** 1985. Liquefaction evaluation procedure, *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**, 772-792.
- Pradel, D.,** 1998. Procedure to evaluate earthquake-induced settlements in dry sandy soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124(4)**, 364-368.
- Prakash, S., Guo, T., Kumar, S.,** 1998. Liquefaction of silts and silt-clay mixtures, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*,

Proceedings of a Specialty Conference, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 337-348.

- Prakash, S., Puri, V. K.,** 2003. Liquefaction of silts and silt-clay mixtures, *U. S.-Taiwan Workshop on Soil Liquefaction*, November 3-5, 2003, National Chiao Tung University, Hsin-Chu, Taiwan.
- Ragheb, A. M.,** 1994. Numerical analysis of seismically induced deformations in saturated granular soil strata, *PhD Thesis*, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy New York.
- Rauch, A. F.,** 1997. EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes, *PhD Thesis*, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, Virginia.
- Rauch, A. F. and Martin, J. R.,** 2000. EPOLLS model for predicting average displacement on lateral spreads, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **126**, 360-371.
- Rauch, A. F. and Martin, J. R.,** 2000. EPOLLS model for predicting average displacement on lateral spreads, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**, 360-371.
- Robertson, P. K., Woeller, D. J., Finn, W. D. L.,** 1992. Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading, *Canadian Geotechnical Journal*, **29**, 686-695.
- Robertson, P. K., List, B. R., Hofmann, B. A.,** 1994. CANLEX (Canadian Liquefaction Experiment):A one year update", *Proceedings from the Fifth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Hamada, M., Technical Report NCEER-94-0026, 353-366.
- Robertson, P. K. and Wride, C. E.,** 1997. Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT, *Proceedings of thr NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report NCEER-97-0022, 41-87.

- Robertson, P. K. and Wride, C. E.,** 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the Cone Penetration Test, *Canadian Geotechnical Journal*, **35(3)**, 442-459.
- Rollins, M. K., Evans, D. M., Diehl, B. N. and Daily III, W. D.,** 1998. Shear modulus and damping relationships for gravels. *Geotech. Geoenviron. Eng.*, 396-405.
- Sadigh, K., Chang, C. Y., Egan, J. A., Makdisi, F., Youngs, R. R.,** 1997. Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on california strong motion data, *Seismological Research Letters*, **68(1)**, 190-198.
- Sancio, R. B., Bray, J. D., Stewart, J. P., Youd, T. L., Durgunoğlu, H. T., Önalp, A., Seed, R. B., Christensen, C., Baturay, M. B. and Karadayılar, T.,** 2002. Correlation between ground failure and soil conditions in Adapazari, Turkey, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 1093-1102.
- Sancio, R.B., Bray, J.D., Riemer, M.F. and Durgunoglu, T.,** 2003a. An Assessment of the liquefaction susceptibility of Adapazari silt," *Proceedings, 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Christchurch, New Zealand, Paper No:172, 13-15 February 2003.
- Sancio, R.B.,** 2003b. Groun failure and building performance in Adapazari, Turkey, *PhD Thesis, University of California, Berkeley, California, U.S.A.*
- Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, S.,** 1992. Mechanism of permanent displacement of ground caused by seismic liquefaction, *Soils and Foundations*, **32(3)**, 79-96.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M.,** 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, *Rep. No. EERC 70-10*, Earthquake Engineering Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, California.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M.,** 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*, **97(SM9)**, 1249-1273.
- Seed, H.B., and Pyke, R.M.,** 1975. Analysis of the effect of multi-directional shaking on the liquefaction characteristics of sands during cyclic

loading, *Report No. EERC 75-41*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Dec.

Seed, H. B., Mori, K., Chan, C. K., 1977. Influence of seismic history on liquefaction of sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, **103(GT4)**, 257-270.

Seed, H. B., 1979. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, *JGED*, ASCE, **105(GT2)**, 201-255.

Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1981. Evaluation of liquefaction potential of sand deposits based on observations of performance in previous earthquakes, *Proceeding the Conference on In-situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility*, ASCE, St.Louis, MO, 26.

Seed, H. B. And Idriss, I. M., 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Monograph Series, Vol. 5, Earthquake Engineering Research Institute.

Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I., 1983a. Evaluation of liquefaction potential using field performance data, *Journal of Geotechnical Engineering*, **109(GT3)**, 458-482.

Seed, H. B., 1983b. Earthquake-resistant design of earth dams, *Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns*, ASCE, New York, 41-64.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M., 1985. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**, 1425-1445.

Seed, H. B., De Alba, P., 1986. Use of SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of sands, *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Pub.* ASCE, **6**, S. P. Clemence (ed.), June, 281-302.

Seed, H. B., 1987. Design problems in soil liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, **113(8)**, 827-845.

Seed, R. B., and Harder, L. F., 1990. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, *Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp.*, BiTech Publishers Ltd., Vancouver, 351-376.

- Seed, R. B., Dickenson, S. E., Mok, C. M.,** 1992. Recent lessons regarding seismic response analysis of soft and deep clay sites, *Proceedings from the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, State University of New York at Buffalo*, Eds. Hamada, M., O'Rourke, T. D., Technical Report NCEER-92-0019, Vol. I, 131-145.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S.,** 2001. Recent advances in soil liquefaction hazard assessment, *Proc. XV ICSMGE, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference*, Istanbul, Turkey, 25th August 2001 Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes (A. Ansal ed.), 319-326.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R., B., Bray, J. D., Kayen, R. E. and Faris, A.,** 2003. Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework, *126th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation*, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.
- Shamoto, Y., Zhang, J. M. and Tokimatsu, K.,** 1998a. Methods for evaluating residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement, *Special Issue of Soils and Foundations*, 69-83.
- Shamoto, Y., Zhang, J. M. and Tokimatsu, K.,** 1998b. New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **17**, 427-438.
- Shamoto, Y., Zhang, J. M.,** 1998c. Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on concept of relative compression, *Special Issue of Soils and Foundations*, 57-68.
- Shamoto, Y., Zhang, J-M., Tokimatsu, K.,** 1998d. Horizontal residual post-liquefaction deformation of level ground, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference*, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 373-384.
- Silver, M. L. and Seed, H.B.,** 1971. Volume changes in sands during cyclic loading, *JSMFD*, 97(SM9).

- Silver, M. L.**, 1977. Laboratory triaxial testing procedures to determine the cyclic strength of soils, *NUREG-0031*, National Technical Information Service, Springfield, VA.
- Silver, M., Chan, C., Ladd, R., Lee, K., Tiedmann, D., Townsend, F., Valera, J., Wilson, J.**, 1976. Cyclic strength of standard test sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, **102(5)**, 511-523.
- Skempton, A. W.**, 1953. The colloidal activity of clay, *Proc. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **1**, 57-61.
- Skempton, A. W.**, 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure relative density particle size, aging and overconsolidation, *Geotechnique*, **36(3)**, 425-447.
- Slob, S., Hack, R., Scarpas, T., Bemmelen, B., and Duque, A.**, 2002. A Methodology for seismic microzonation using GIS and SHAKE - A case study from Armenia, Colombia, *Engineering Geology for Developing Countries - Proceedings of 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment*, Durban, South Africa, 16 - 20 September, J. L. van Rooy and C. A. Jermy, editors.
- Stark, T. D. and Olson, S. M.**, 1995. Liquefaction resistance using CPT and field case histories, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **121(12)**, 856-869.
- Stokoe, K.H. II and Woods, R. D.**, 1972. In-Situ shear wave velocity by crosshole method, *JSMFD*, ASCE, **98(SM5)**, 443-460.
- Tanaka, Y., Nagata, S., Knudsen, K.L., and Kayen, R. E.**, 2006. Assessment of ground deformation due to soil liquefaction in the San Jose, California area by using geotechnical It, *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, paper 8USNCEE-1522, April 18-22, 10.
- Tekar Teknik Araştırma Ltd. Şti.**, 1987. Geoteknik rapor.
- Tokida, K., Matsumoto, H., Azuma, T., and Towhata, I.**, 1993. Simplified procedure to estimate lateral ground flow by soil liquefaction, *Soil*

Dynamics and Earthquake Engineering VI, A. S. Çakmak and C. A. Brebbia (eds.), New York, 381-396.

- Tokida, K., Ninomiya, Y.,** 1992. Experimental study on the uplift deformation of underground structures induced by soil liquefaction, *Proceedings from the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. Hamada, M., O'Rourke, T. D., Technical Report NCEER-92-0019, Vol. I, 413-423.
- Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y.,** 1983. Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, *Soils and Foundations*, **23**, 56-74.
- Tokimatsu, K., and Seed, H. B.,** 1987. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **113**, 861-878.
- Toyota, H., Nakamura, K., and Kazama, M.,** 2004. Shear and liquefaction characteristics of sandy soils in triaxial tests, *Soils and Foundations*, **44(2)**, 117-126.
- Towhata, I., Hayat, T. M. and Jarupan, K.,** 1989. Anisotropic stress-strain behavior of Bangkok sand its application to finite element analysis, *Computer and Physical Modelling in Geotechnical Engineering*, Eds. Balasubramaniam et. al., Balkema, Rotterdam., 351-362.
- Towhata, I., Tokida, K., Tamari, Y., Matsumoto, H., Yamada, K.,** 1991. Prediction of permanent lateral displacement of liquefied ground by means of variational principle, *Proceedings from the third Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Hamada, M., Technical Report NCEER-91-0001, 237-251.
- Towhata, I, Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K.,** 1992. Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle, *Soils and Foundations*, **32**, 97-116.

- Towhata, I. and Matsumoto, H.**, 1992. Analysis on development of permanent displacement with time in liquefied ground, *Proc., 4th Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for soil liquefaction*, Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-92-0019, M. Hamada and T. D. O'Rourke (eds.), August 12, 285-299.
- Towhata, L. P. S., Wieland, M.**, 1989. Prediction of seismically induced deformation of Liyutan dam, Taiwan, by means of cyclic triaxial testing and finite element analysis, *Computers and Geotechnics*, **7(3)**, 205-222.
- Ulusay, R., Tuncay, E., Sonmez, H., Gokceoglu, C.**, 2004. An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey, *Engineering Geology*, **74(3-4)**, 265-291.
- Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T. and Konrad, J. -M.**, 1998. Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading, *Computers and Geotechnics*, **22**, 243-282.
- Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T.**, 1999. Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading load, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 131-144.
- Uzuoka, R., Sento, N. and Kazama, M.**, 2003. Numerical analysis on liquefaction-induced progressive deformation with a pore water migration, *Proc. of 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France, 1095-1101.
- Vaid, Y. P., Chern, J. C.**, 1985. Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands, *Proceedings of the Session on Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Ed. Khosla, V., ASCE Annual Convention, Detroit, Mich., October 1985, 120-147.
- Vucetic, M. And Dobry, R.**, 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotechnical Engineering*, **117(1)**, 89-107.

- Wang, W. S.,** 1979. Some findings in soil liquefaction, Water conservancy and hydroelectric power scientific research institute, Beijing, China.
- Wang, C. H.,** 2003. Prediction of the residual strength of liquefied soils, *PhD Thesis*, University of Washington, USA.
- Wijewickreme, D., Atukorala, U., Fitzell, T.,** 1998. Liquefaction-Induced ground displacements for seismic evaluation of lifelines, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference*, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 434-445.
- Wu, J.,** (2002). Liquefaction triggering and post-liquefaction deformation of monterey 0/30 sand under uni-directional cyclic simple shear loading, *PhD Thesis*, University of California, Berkeley.
- Yamazaki, F., Wakamatsu, K., Shabestari, K. T., Onishi, J.,** 1999. Site amplification ratios estimated from geomorphological land classification and JMA strong motion records, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 55-68.
- Yang, Z., Para, E., Elgamal, A.,** 1999. Seismic site response and liquefaction-induced shear deformation, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 261-269.
- Yang, Z., Elgamal, A.,** 2001a. A Mixed Stress/Strain-Space Constitutive Model for Liquefaction Analysis, *Proceedings of NSF International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering*, Ed. By Xiangwu Zeng, Cleveland/Ohio/USA/8-10 November.
- Yang, Z., Elgamal, A.,** 2001b. Challenges in computational modeling of liquefaction-induced ground deformation, *Proceedings of NSF International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering*, Ed. By Xiangwu Zeng, Cleveland/Ohio/USA/8-10 November.

- Yang, Z., Elgamal, A.,** 2001c. Sand boils and liquefaction-induced lateral deformation, *15th Intl. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turkey, August. A.M. Ansal (Ed.), 345-350.
- Yang, Z., Elgamal, A.,** 2002. Influence of permeability on liquefaction-induced shear deformation, *Journal of Engineering Mechanics*, **128(7)**, 720-728.
- Yang, Z, Elgamal, A. and Parra, E.,** 2003. Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation, *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, **129(12)**, 1119-1127.
- Yang, Z, Lu, J., Elgamal, A.,** 2004. A web-based platform for computer simulation of seismic ground response, *Advances in Engineering Software*, **35**, 249-259.
- Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H, and Uchida, Y.,** 1991a. A simplified procedure for the analysis of the permanent ground displacement, *Proc., 3rd Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for soil liquefaction*, Buffalo, NY, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-91-0001, T. D. O'Rourke and M. Hamada (ed.), February 1, 225-236.
- Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H, and Uchida, Y.,** 1991b. Countermeasures against the permanent ground displacement due to liquefaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering V, Proc., Fifth Int. Conf.*, Karlsruhe, Germany, September, 341-350.
- Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H, and Uchida, Y.,** 1992a. The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*, **32**, 149-160.
- Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H., Uchida, Y. and Kiyota, M.,** 1992b. Shaking table test on countermeasures against large ground displacement due to liquefaction, *Proceedings from the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. Hamada, M., O'Rourke, T. D., Technical Report NCEER-92-0019, **1**, 367-380.

- Yasuda, S., Masuda, T., Yoshida, N., Nagase, H., Kiku, H., Itafuji, S., Mine, K., Sato, K.,** 1994. Torsional shear and triaxial compression tests on deformation characters of sands before and after liquefaction, *Proceedings from the Fifth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Hamada, M., Technical Report NCEER-94-0026, 249-265.
- Yasuda, S., Yoshida, N., Kiku, H., Adachi, K.,** 1999. A simplified practical method for evaluating liquefaction-induced flow, *Proceedings of the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D., Bardet, J. P., Hamada, M., Technical Report NCEER-99-0019, 311-320.
- Yasuhara, K., Murakami, S., Toyota, N., Hyde, A. F. L.,** 2001. Settlements in fine-grained soils under cyclic loading, *Soils and Foundations*, **41(6)**, 25-36.
- Yegian, M K., Marciano, E. A., and Ghahraman, V. G.,** 1991. Earthquake-induced permanent deformations: Probabilistic approach, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **117 (1)**, 35-50.
- Yilmaz, M. T., Pekcan, O., Bakır, B. S.,** 2004. Undrained Cyclic Shear And Deformation Behavior of Silt–Clay Mixtures of Adapazarı, Turkey, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**, 497-507.
- Yilmaz, Z.,** 2004. Gis-based structural performance assessment of Sakarya city after 1999 Kocaeli-Turkey earthquake from geotechnical and earthquake engineering point of view, *Ms. Thesis*, Civil Eng. Program, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- Yoshida, N.,** 1989. Finite displacement analysis on liquefaction-induced large permanent ground displacements, *Proceedings from the Second U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and their Effects on Lifelines*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of Newyork at Buffalo, Eds. O'Rourke, T. D. and Hamada, M., Technical Report NCEER-89-0032, 207-217.

- Youd, T. L.**, 1972. Compaction of sands by repeated shear straining, *JSMFD, ASCE*, **98**(SM7), 709-725.
- Youd, T.L. and Perkins, D.M.**, 1978. Mapping of liquefaction induced ground failure potential, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **104**, 433-446.
- Youd, T. L. and Perkins, D. M.**, 1987. Mapping of liquefaction severity index, *Journal of Geotechnical Engineering*, **113**, 1374-1392.
- Youd, T. L., Noble, S. K.**, 1997a. Magnitude scaling factors, *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.
- Youd, T. L., Noble, S. K.**, 1997b. Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses, *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 201–215.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K. H., II**, 1997c. Summary report, *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, State University of New York at Buffalo, Eds. Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report NCEER-97-0022, 1-40.
- Youd, T.L.**, 1998. Screening guide for rapid assessment of liquefaction hazard at highway bridge sites, *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Technical Report MCEER-98-0005*, Eds. Youd, T. L., University at Buffalo State University of New York.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K. H., II**, 2001a. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *Journal of*

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, **127 (10)**, 817-833.

Youd T. L., 2001b. Latest Procedures for Liquefaction Hazard Evaluation, TC4 Satellite Conference, Geotechnical Earthquake Engineering and Microzonation Seminar for Local and Young Engineers, Istanbul, August 24.

Youd, T.L., Idriss, I.M., 2001c. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **127 (4)**, 297-313.

Youd, T. L., Hansen, C. M. and Bartlett, S. F., 2002. Revised multilinear regression equations for predicting of lateral spread displacement, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **128**, 1007-1017.

Yunmin, C., Han, K., Ren-peng, C., 2005. Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **25**, 461-469.

Zergoun, M., and Vaid, Y. P., 1994. Effective stress response of clay to undrained cyclic loading, *Canadian Geotechnical Journal*, **31**, 714-727.

Zhang, G, Robertson, P. K. and Brachman, R. W. I., 2002. Estimating liquefaction-Induced ground settlements from CPT for level ground, *Canadian Geotechnical Journal*, **39**, 1168-1180.

EK A. DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

Dinamik üç eksenli deneyler deprem etkisiyle zemin kütlelerine uygulanan yükleri modellemek için yapılır. Arazide ki zemin kütlelerine uygulanan deprem yükleri ile dinamik üç eksenli deney sisteminde numuneye uygulanan yükler arasında farklar vardır. Ayrıca bir kaç faktör, dinamik üç eksenli basınç deney numunesinde meydana gelen sıvılaşmaya karşı direnci etkileyebilir ve arazide meydana gelebilecek olandan farklı yapabilir. Bu farklılıklar, araziden alınan zemin numunesinin örselenmesi sonucu yapısının bozulması, numunenin relatif sıkılığı, zeminin dane çapı ve dağılımı, numunenin boyutları, yükleme fonksiyonunun şekli, yükleme fonksiyonunun uygulama frekansı ve numunedeki doygunluk derecesidir.

Dinamik üç eksenli basınç deneyi modül ve sönüm parametreleri sağlayabilir. Ayrıca bu deney dinamik, lineer ve lineer olmayan analitik yöntemlerde kullanmak için düşünülebilir(ASTM D-3999-01).

A.1 Dinamik Üç Eksenli Deneyin Temel Teorisi

Zeminin dinamik mukavemeti veya sıvılaşma direnci sıklıkla laboratuvarında örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde dinamik üç eksenli basınç deneyleri yapılarak belirlenir. Numune üç eksenli hücrelerinde lateks membran içine yerleştirilir, belirli gerilme şartlarına göre doyurulur sonra konsolide edilir ve dinamik olarak yüklenir. Numunedeki basınç ve boşluk suyu basınçları arasındaki deviatör yükleme sayısı artarken, efektif gerilme azalır ve numunede eksenel birim şekil değiştirmeler meydana gelir. Dinamik yükleme sırasında boşluk suyu basıncı konsolidasyon basıncı değerine eşit (yani efektif gerilme sıfır olduğu zaman) yada eksenel birim şekil değiştirmeler istenilen bazı seviyelere ulaşması durumunda ($\pm 2.5\%$) numunenin göçtüğü kabul edilmiştir.

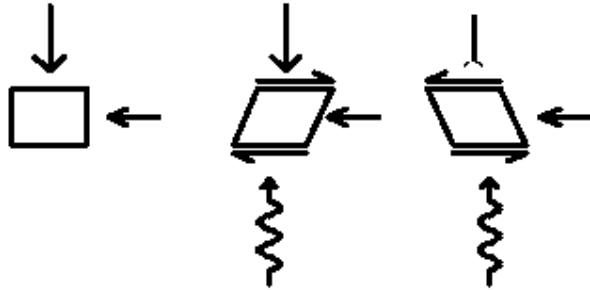
Dinamik gerilme oranı uygulanan kayma gerilmesinin konsolidasyon basıncına oranıdır. Dinamik üç eksenli deneyde, ilgili düzlem üzerine uygulanan kayma

gerilmesi uygulanan deviatör gerilmenin yarısı olarak alınır. Bundan dolayı, dinamik gerilme oranı basitçe uygulanan deviatör gerilmenin başlangıç efektif çevre gerilmesinin iki katına oranıdır. Sonra dinamik gerilme oranı sıvılaşmayı oluşturan deviatör gerilmenin çevrim sayısına karşılık çizilir. Bu işlem bir kaç dinamik gerilme oranı için tekrarlanır ve dinamik mukavemet eğrisi elde edilir.

Bir zemin tipik olarak eşik kayma şekil değiştirmesi seviyesinin ($<10^{-2}$) altında dinamik yükün uygulanmasına karşılık bozulmayan davranış sergileyen elastik katı gibi davranır. Bu şekil değiştirme seviyesinin yukarısında numunenin davranışı ya elastoplastiktir yada plastiktir. Bu nedenle yıkıcı olur. Gerçek eşik seviyesi numunenin başlangıç rijitliğine bağlıdır. Yumuşak zemin daha yüksek eşik şekil değiştirme seviyesine, katı zemin ise daha küçük şekil değiştirme seviyesine sahiptir (ASTM D-3999-91).

A.2 Dinamik Üç Eksenli ve Arazideki Deprem Yükleri arasındaki Farklar

Dinamik üç eksenli basınç deneyleri çoğunlukla zeminlerin sıvılaşma direnci veya dinamik mukavemeti belirlemek için kullanılır. Arazideki zemin elemanına uygulanan gerilme şartları dinamik üç eksenli deneyinde uygulanan gerilme şartlarından farklıdır. Seed ve Lee (1966) arazide düz bir zemin yüzeyinin altında ki bir zemin elemanını etkileyen gerçek kayma şartlarını göstermişlerdir. Bu zemin elemanı yatay bir düzlem üzerinde gösterilerek üzerinde yatay ve ters kayma gerilmeleri ile sabit düşey gerilmenin olduğu durum gösterilmiştir. Bu kayma gerilmeleri kayma dalgalarının zemin kolonunun içinden yukarı doğru hareketinden kaynaklanmaktadır. Seed ve Lee (1966) tarafından kayma şartlarının idealize edilmiş gösterimi Şekil A.1’de gösterilmiştir.



Şekil A. 1: Düz Bir Yüzeyin Altındaki Zemin Elemanında Sismik Sarsıntının Meydana Getirdiği İdealize Edilmiş Gerilmeler (Seed and Lee, 1966)

Dinamik üç eksenli deneylerde drenajlar engellenerek ve numune üzerinde sabit çevre gerilmesini altında numuneye tekrarlı deviatörük gerilmeler uygulanarak bu gerilme şartları modellenir. Arazide yatay düzlem üzerindeki gerilmeler belirlenememesine rağmen numunenin eksenine ile 45° yapan düzlem üzerindeki gerilmeler benzerdir.

A.2.1 Toplam Çevre Gerilmesindeki Değişim

Arazi şartları ile numune içindeki eğimli düzlem üzerindeki şartlar arasındaki temel fark deviatör gerilmenin, yarısına eşit çevre gerilmesinin artması veya azalmasıdır. Yani, arazideki mevcut gerilmeleri uygulamak için, deviatör gerilmenin yarısı kadar hücre basıncını azaltmak veya arttırmak gerekecektir. Dinamik üç eksenli basınç deneyi sırasında, numunede oluşan gerilme durumları ve arazi koşulları aşağıda açıklanmıştır.

Dinamik üç eksenli deneyinde, tekrarlı yükleme öncesi, çevre basıncı σ_3 altında zemin numunesinde oluşan gerilmeler ve ilgili Mohr dairesi ise Şekil A.2’de verilmiştir. Eğer numune üzerindeki gerilmeler, eksenel gerilme $\sigma_3+1/2\sigma_d$ ve çevre gerilmesi $\sigma_3-1/2\sigma_d$ olacak şekilde değişir ve drenaja da izin verilmezse, meydana gelecek gerilme durumu ve X-X düzlemindeki Mohr dairesi Şekil A.3’deki gibi olacaktır.

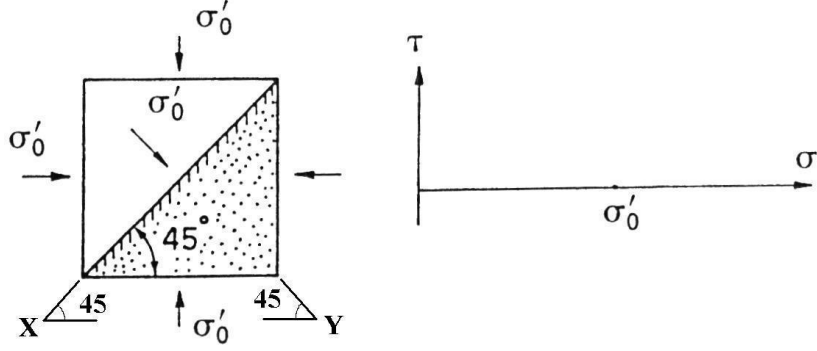
X-X düzlemindeki normal ve kayma gerilmeleri,

$$\sigma = \sigma_3, \quad \tau = +\frac{1}{2}\sigma_d \quad (\text{A.1})$$

ve Y-Y düzlemindeki normal ve kayma gerilmeleri,

$$\sigma = \sigma_3, \quad \tau = -\frac{1}{2}\sigma_d \quad (\text{A.2})$$

şeklinde olur. Benzer şekilde, zemin elemanına drenajsız koşullarda Şekil A.4’deki gibi eksenel gerilme $\sigma_3-1/2\sigma_d$ ve çevre gerilmesi $\sigma_3+1/2\sigma_d$ etkidiğinde Y-Y düzleminde oluşacak Mohr dairesi Şekil A.4’deki gibi olacaktır.



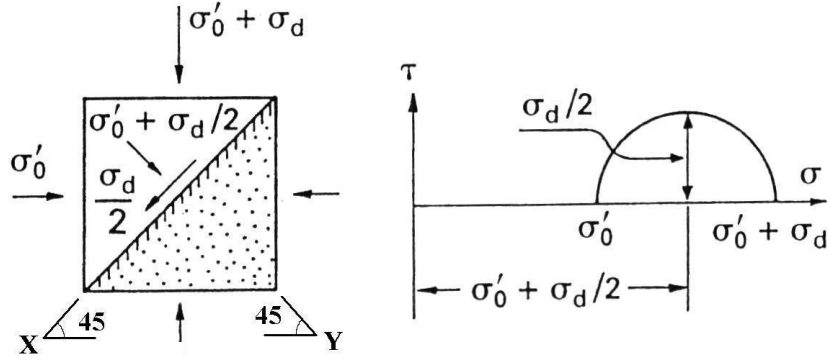
Şekil A. 2: Üç Eksenli Basınç Deneyinde Çevre Basıncı Altında Numunede Oluşan Gerilmeler (Ishihara,1996)

X-X düzleminde oluşan normal ve kayma gerilmeler,

$$\sigma = \sigma_3, \tau = -\frac{1}{2}\sigma_d \quad (\text{A.3})$$

ve Y-Y düzleminde oluşan normal ve kayma gerilmeler ise aşağıdaki şekilde olacaktır.

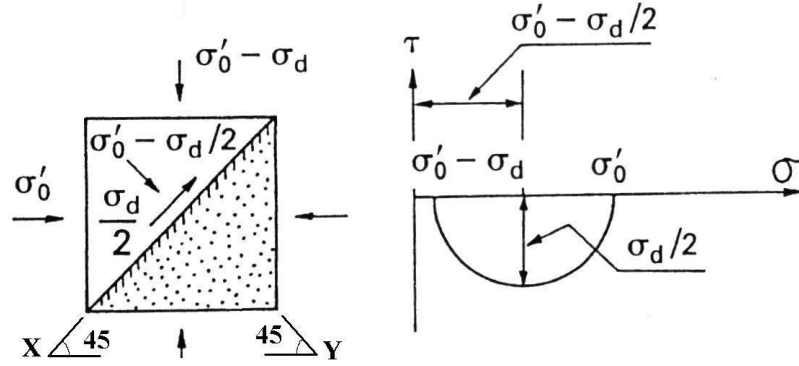
$$\sigma = \sigma_3, \tau = +\frac{1}{2}\sigma_d \quad (\text{A.4})$$



Şekil A. 3: Deviatörük Gerilme Altında X-X Düzleminde Oluşan Gerilmeler Ve Mohr Dairesi (Ishihara,1996)

Sonuç olarak, $1/2\sigma_d$ büyüklüğünde tekrarlı gerilmeler, zemin elemanına yatay ve düşey yönlerde sürekli uygulanırsa, X-X ve Y-Y düzlemleri boyunca oluşan gerilme koşulları, arazide depremler sonucu oluşan tekrarlı kayma gerilmelerine (Şekil A.5) benzer olacaktır. Ancak dinamik üç eksenli deneyde, numuneye ilk olarak σ_3 çevre basıncı uygulanmakta ve arazi koşullarından farklı olarak, sadece eksenel yönde,

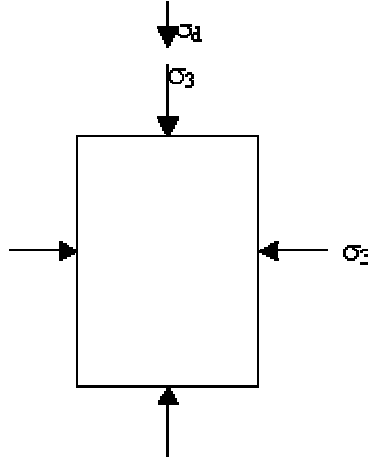
Şekil A.5'dekine benzer tekrarlı gerilmeler uygulanmakta ve deney boyunca çevre basıncı sabit kalmaktadır.



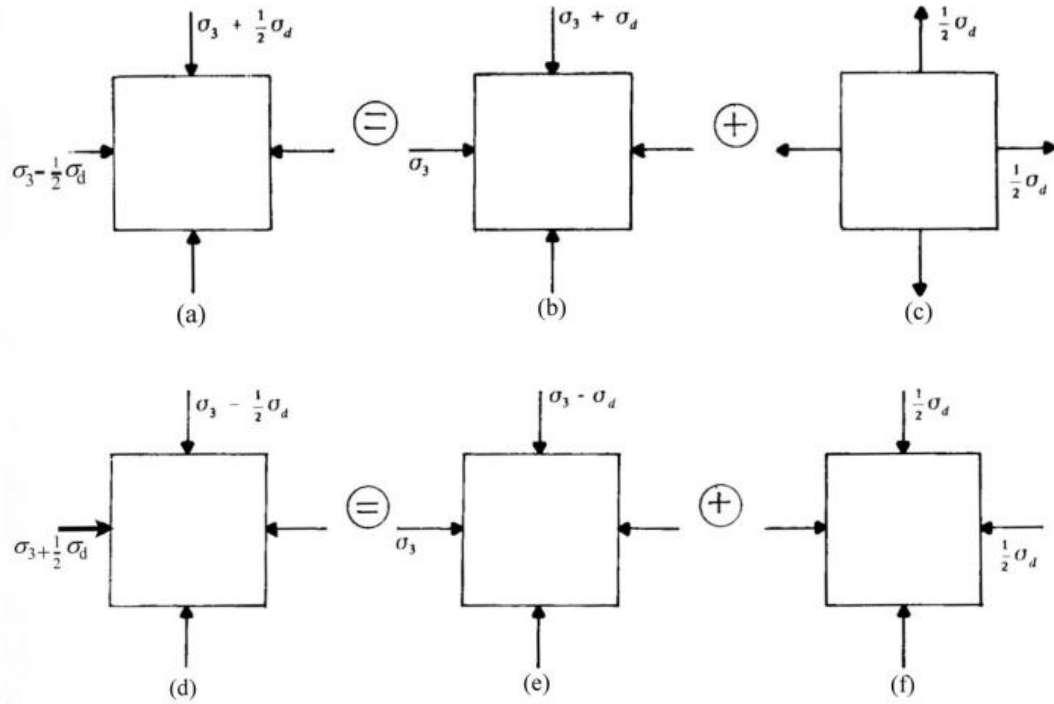
Şekil A. 4: Deviatörük gerilme altında Y-Y düzleminde oluşan gerilmeler ve Mohr dairesi (Ishihara,1996)

Deney sırasında Şekil A.3 ve A.4'te meydana gelen gerilme durumları, Şekil A.6 ile açıklanabilir. Şekil A.6a'da görülen gerilme durumu, Şekil A.6b ve A.6c gerilme durumlarının toplamıdır. Sonuç olarak Şekil A.6a'da oluşan gerilmeler, Şekil A.3a'daki gerilme durumu ile aynı olacaktır.

Benzer şekilde, numune üzerine uygulanan deviatörük gerilme, çekme durumundayken meydana gelen boşluk suyu basınçları azalacak (Şekil A.6f) ve Şekil A.6d'deki durum meydana gelecektir. Şekil A.6d'de elde edilen gerilme durumu, Şekil A.4a'da meydana gelen gerilme durumu ile aynı olacaktır (Das, 1993).



Şekil A. 5: Dinamik Üç Eksenli Deney Sırasında Numuneye Uygulanan Gerilmeler



Şekil A. 6: Üç Eksenli Dinamik Deney Sırasında Oluşan Gerilmeler (Das, 1993)

Deney numuneleri için dinamik gerilme oranı numune üzerindeki dinamik kayma gerilmesinin ($\sigma_d/2$) efektif ortalama konsolidasyon gerilmesine (σ'_m) oranıdır.

$$DGO = \frac{\sigma_d}{2 * \sigma'_3} \quad (A.5)$$

Burada, σ'_3 =efektif yanal konsolidasyon basıncıdır.

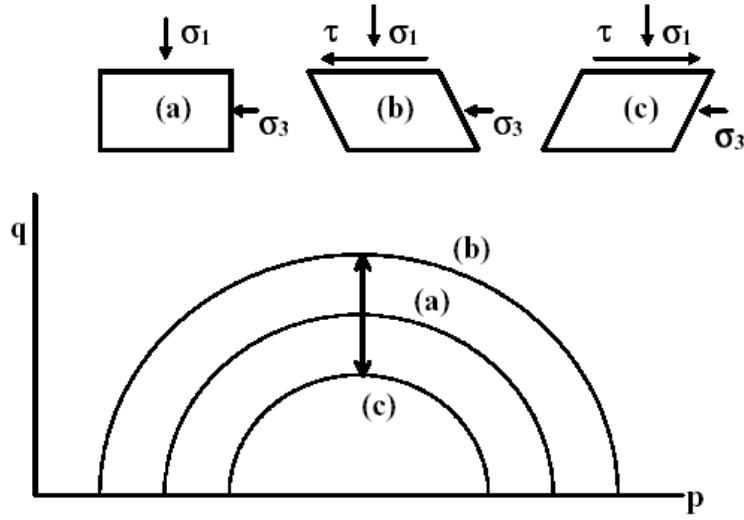
Seed (1979) laboratuvar deney yönteminin yapısı (üç eksenli veya basit kesme) yani sınır şartları ve gerilme izindeki farklılıklardan dolayı (arazideki çok yönlü sarsıntıdan dolayı) üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre siltli killerin dinamik gerilme oranı aşağıdaki şekilde tahmin edilebilir (Boulanger ve diğ., 1998).

$$DGO_{\varepsilon=3, \text{arazi}} = 0.9 * C_r * DGO_{\varepsilon=3, \text{üç eksenli}} \quad (A.6)$$

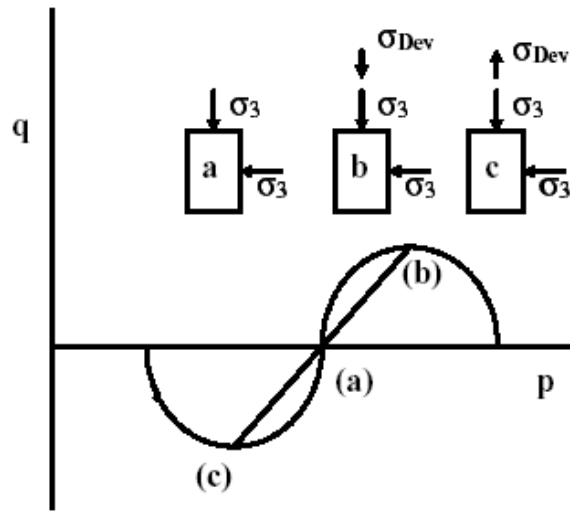
Burada düzeltme faktörünün (C_r) ortalama değeri normal konsolide ince daneli zeminler için yaklaşık olarak 0.7'dir.

A.2.2 Gerilme İzleri

Arazi ve laboratuvar yüklemeleri arasındaki diğer en önemli fark gerilme izlerinde görülebilir. Şekil A.7’de görülebileceği gibi, anizotropik olarak konsolide olmuş bir elemana basit kaymanın bir bileşeninden oluşan arazi yüklemesi için, gerilme izi basit şekilde asla sıfır kayma gerilmesi eksenini ($q=0$) kesmeyen düşey bir hattır. Yüklemenin olmadığı andaki durumu gösterilmiş olup buradaki zemin sıfır kayma gerilmesi şartı altındadır. Bununla beraber, dinamik üç eksenli deneyinde yüklemenin her çevrimi boyunca iki kez sıfır gerilme sınırını kesen gerilme izi Şekil A.8 gösterilmiştir.



Şekil A. 7: Arazideki Bir Zemin Elemanına Uygulanan Gerilmeler ve İzleri



Şekil A. 8: Dinamik Üç Eksenli Deney Numunesi İçin Uygulanan Gerilmeler ve İzleri

A.2.3 Asal Gerilmelerin Dönmesi

Dinamik üç eksenli deneydeki zemin numunesi ve arazideki bir zemin elamanı maruz kaldıkları yükleme şekillerindeki diğer fark asal gerilmelerin dönmesidir. Düz bir zemin yüzeyi şartı kabulü yaparak, yatay ve düşey düzlemler arazi ve üç eksenlideki her iki eleman için yüklemeden önceki asal gerilme düzlemleridir. Arazideki eleman için, basit kaymanın bir bileşeni yatay düzleme ilave edilirken, asal gerilme düzleminin yönü düzgün bir şekilde uygulanan gerilmelere bağlı bazı yeni yönlerle döner. Üç eksenli numune için, sadece sıfır veya 90 derecelik dönmeler yüklemenin eksenel yapısından dolayı mümkündür. Başka bir deyişle, üç eksenlide asal gerilmeler daima yatay ve düşey olarak hareket eder ancak bu yönlerin dışında herhangi bir yönde hareket etmez. Üç eksenlideki asal gerilmeler en büyük ve en küçük asal gerilme yönlerinin ters dönmesinden dolayı oluşur. Asal gerilmenin bu şekilde dönmesi izotropik olarak konsolide olan bir numune üzerinde ki deney süresince çevrimin yükleme kısmından boşaltma kısmına geçişi boyunca oluşur. Eksenel yük hücre basıncının aşağısına kadar azalırken, en büyük asal gerilme düşeyden yataya doğru döner. Benzer olarak, çevrimin yükleme kısmından boşaltma kısmına geçişinde, en büyük asal gerilme yatay yönden düşey yöne tekrar döner.

A.2.4 Orta Asal Gerilme

Ayrıca üç eksenlideki numune üzerinde etkili olan gerilme şartları, arazideki eleman üzerinde etkili olan gerilme şartlarından orta asal gerilme açısından farklıdır. Üç eksenlide izotropik olarak konsolide olmuş bir numune için, orta asal gerilmeler daima yatay olarak hareket ederler ve en büyük asal gerilme düşey olarak hareket ederken, çevrimin basınç kısmı boyunca en küçük asal gerilmeye eşittir. En büyük asal gerilme yatay olarak hareket ederken çevrimin çekme kısmı boyunca orta asal gerilme en büyük asal gerilmeye eşittir.

Anizotropik olarak konsolide olmuş numuneler için, orta asal gerilme konsolidasyon boyunca uygulanan deviatör gerilmeye bağlı olarak ya en büyük yada en küçük asal gerilmeler arasında yer değiştirir ve deviatör gerilme kayma boyunca uygulanır. Konsolidasyon boyunca uygulanan deviatör gerilme kayma boyunca uygulanan deviatör gerilmeden daha büyük olursa, düşey gerilme yatay gerilmenin değerinden daha düşük bir değere asla düşmez. Bu nedenle, eksenel gerilmeler daima en büyük gerilmelerdir ve orta asal gerilmeler daima en küçük asal gerilmeye eşittir. Konsolidasyon boyunca uygulanan deviatör gerilme kayma boyunca uygulanan deviatör gerilmeden daha küçük olursa, orta asal gerilme izotropik olarak konsolide

olmuş numunede olduğu için en büyük ve en küçük asal gerilme arasında sıra ile değişecektir.

Orta asal gerilmedeki bu farklar, genellikle üç asal gerilmenin ortalaması olarak alınan ortalama efektif çevre gerilmesini etkiler.

A.2.5 Yüklerin Üniformluğu

Deprem boyunca yer altındaki bir zemin elamanının aldığı yükler hem genlik hem de frekans olarak üniform değildir. Deprem gibi tekrarlı yükler altında zemin tabakaları geniş sınırlar içerisinde değişen genlik ve frekanslarda tekrarlı kayma gerilmelerinin etkisi altında kalırlar. Zemin numunelerinin laboratuvarında deprem yükleri gibi tekrarlı yükler altında davranışları incelenirken seçilmiş bir depreme ait düzensiz kayma gerilmelerinin uygulanması karmaşık ve pahalı sistemleri gerektirmektedir. Ayrıca böyle bir deney sonucunda tek bir deprem kaydına bağlı davranışlar elde edildiğinden bu sonuçlar başka deprem yükleri altındaki davranışları incelemek için kullanılamamaktadır. Bu nedenle düzensiz kayma gerilmeleri Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilmiş olan sabit genlikli eşdeğer üniform kayma gerilmesine dönüştürülerek kullanılır.

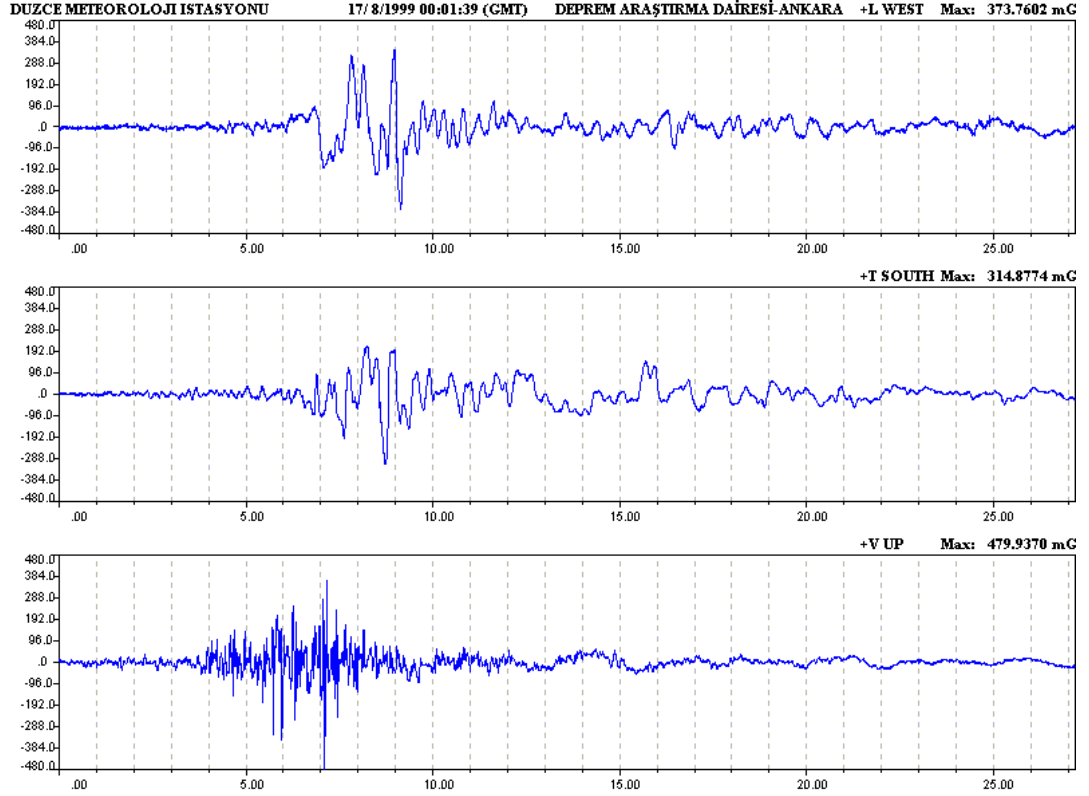
Gerçek olarak dinamik üç eksenli deney boyunca numuneye uygulanan yüklerin hem genlik hem de frekansları sabittir ve çoğunlukla üniform olup sinüs dalgası şeklindedir. Uygulanan dinamik gerilme oranı genellikle tasarım depreminde maksimum ivmenin yaklaşık % 65'i çoğunlukla kabul edilir. Uygulanan gerilme (veya ivme) en büyük gerilmenin (veya ivmenin) yaklaşık bir yüzdesi olması kaydı ile yükler arazide görülen üniform olmayan veya düzensiz yükten laboratuvarında kolayca uygulanabilir üniform eşdeğer yüke dönüştürülür. Zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışları incelenirken eşdeğer tekrarlı gerilme genliği ve eşdeğer çevrim sayısı bulunarak laboratuvarında test edilecek deney numunelerine uygulanır.

A.2.6. Yüklerin Bileşenleri

Gerçek deprem arazideki zemin tabakalarına eş zamanlı olarak bir kaç yönde gerilme uygulayacaktır. Bu değişik yönlü yükler Şekil A.9'da gösterilmiştir.

Şekil A.9'da manyitüdü 7.4 olan 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi boyunca Düzce ili 40.85N-31.17E koordinatlarında bulunan istasyonda kayıt edilmiş ivme zaman geçmişinin üç bileşeni verilmiştir. İki yatay ve bir düşey bileşen kayıt edilmiştir. Bununla birlikte dinamik üç eksenli basınç deneyi, yüklerin sadece bir bileşenini kullanır. Bu numune içinde 45° eğimli düzlem üzerinde etkili olan deprem

hareketinin bir yatay bileşenine benzerdir. Seed ve Pyke'in (1975) çalışmaları göstermiştir ki arazideki çok bileşenli yükleme ile laboratuvarda tek bileşenli yükleme arasındaki fark, arazide kırılma için gerekli olandan yaklaşık olarak % 10 daha yüksek bir gerilmede laboratuvar numunelerinin kırılmasına neden olur.



Şekil A. 9: Deprem Hareketinin Değişik Bileşenleri (www.deprem.gov.tr)

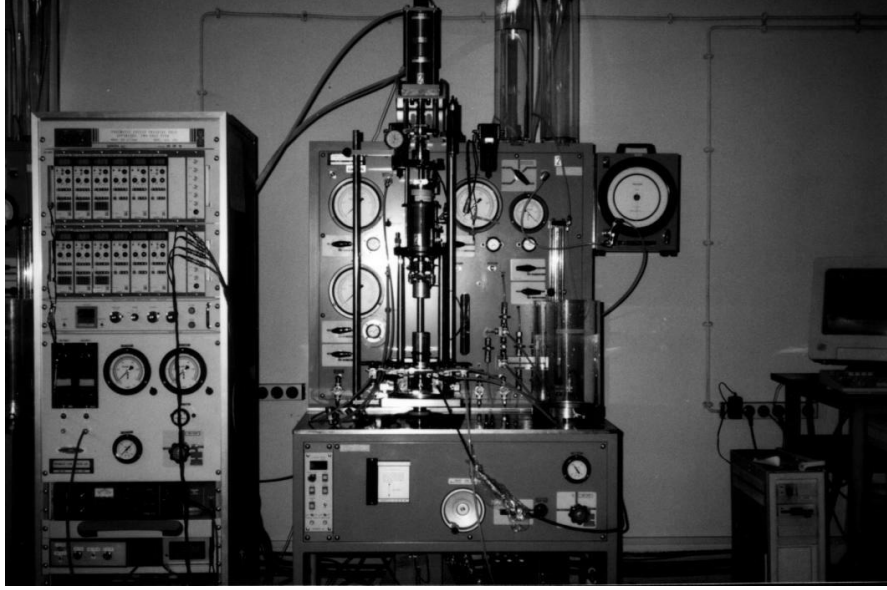
EK B. KULLANILAN DENEY SİSTEMİ

Dinamik üç eksenli deney sistemleri, farklı model ve donanımlarda olmakla beraber temelde klasik üç eksenlide kullanılan sistemlerin benzeridir. Klasik üç eksenlide sık kullanılan deney düzeneklerinden birisi, İngilizler tarafından geliştirilen, hücre üst başlığı destek kolonlarının ve pistonun hücre dışında olduğu modeldir. Bu düzenekte üst başlık numunenin üzerine yerleştirildikten sonra hücre ve daha sonra destek kolonları yerleştirilmektedir. Ancak, bu sırada hücre içinde numunenin üzerinde bulunan üst başlık ve numune herhangi bir destek olmadan durmaktadır. Yükleme pistonu, numune üst başlığına temas edecek şekilde indirilir. Bağlantının sağlıklı bir şekilde yapılabilmesi ve numunenin örselenmemesi için numunenin dik bir konumda olması gerekmektedir. Japonlar tarafından geliştirilen ve bu çalışmada kullanılan deney düzeneğinde ise, bu olumsuzluğu ortadan kaldırmak için sistemin destek kolonları, yükleme hücresi ve piston hücrenin iç kısmına yerleştirilmiştir. Dolayısıyla numune üst başlığına bağlı olan yükleme pistonu numuneye örselemeden bağlanabilir.

Bu modeldeki önemli özelliklerden bir diğeri dinamik yükleme yapılırken çekme yükünün çevre basıncı değiştirilmeden uygulanabilmesidir. İki yönlü yükleme olarak adlandırılan bu tür yükleme sonucu asal gerilmeler yön değiştirmektedir. Bu çalışmada kullanılmış olan dinamik üç eksenli deney sistemi Seiken firması tarafından üretilmiş olan DTC-311 modelidir. Sistem esas olarak

- i) Deney hücresi
- ii) Basınç sistemi
- iii) Dinamik yük düzeneği
- iv) Ölçüm ve kayıt sistemi

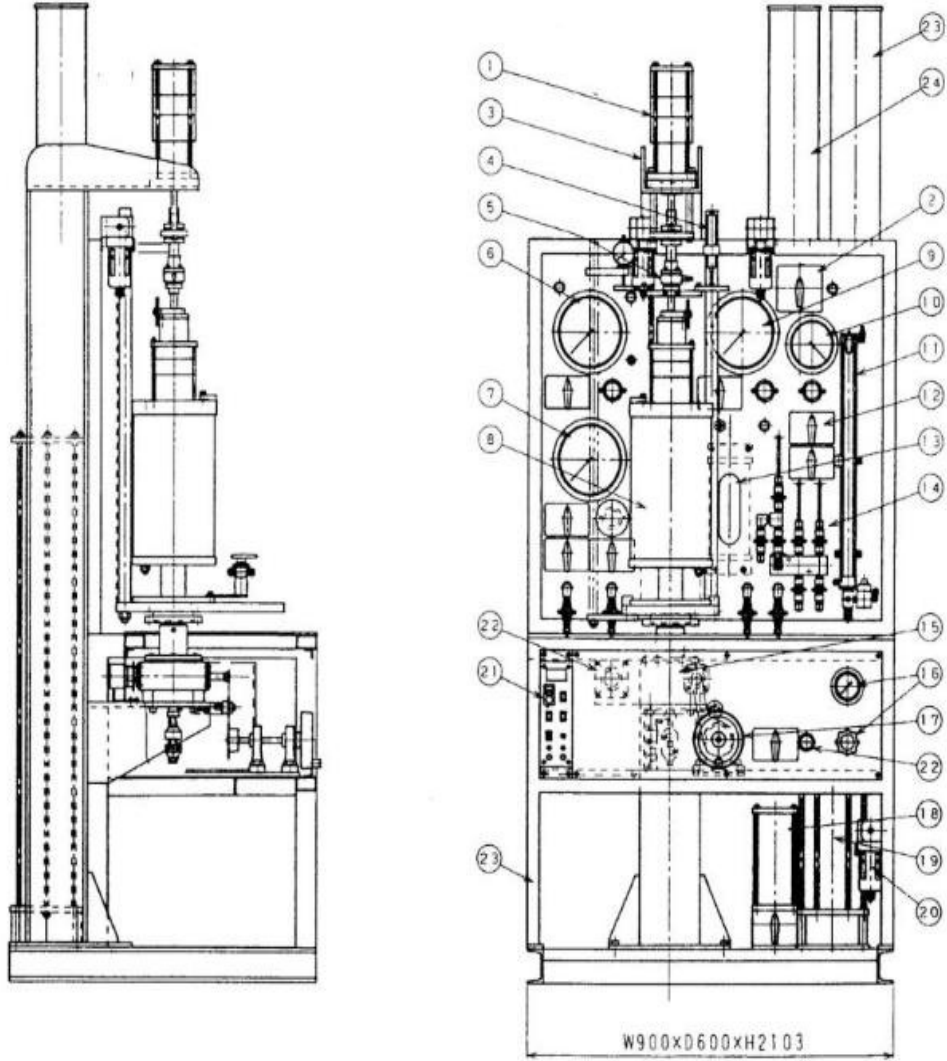
bölümlerinden oluşmaktadır. Deney düzeneği resmi Şekil B.1’de verilmiştir. Sistemin yandan ve önden şematik görünüşü Şekil B.2’de yükleme ve kayıt biriminin numaralandırılmış şematik görünüşü Şekil B.3’de görülmektedir.



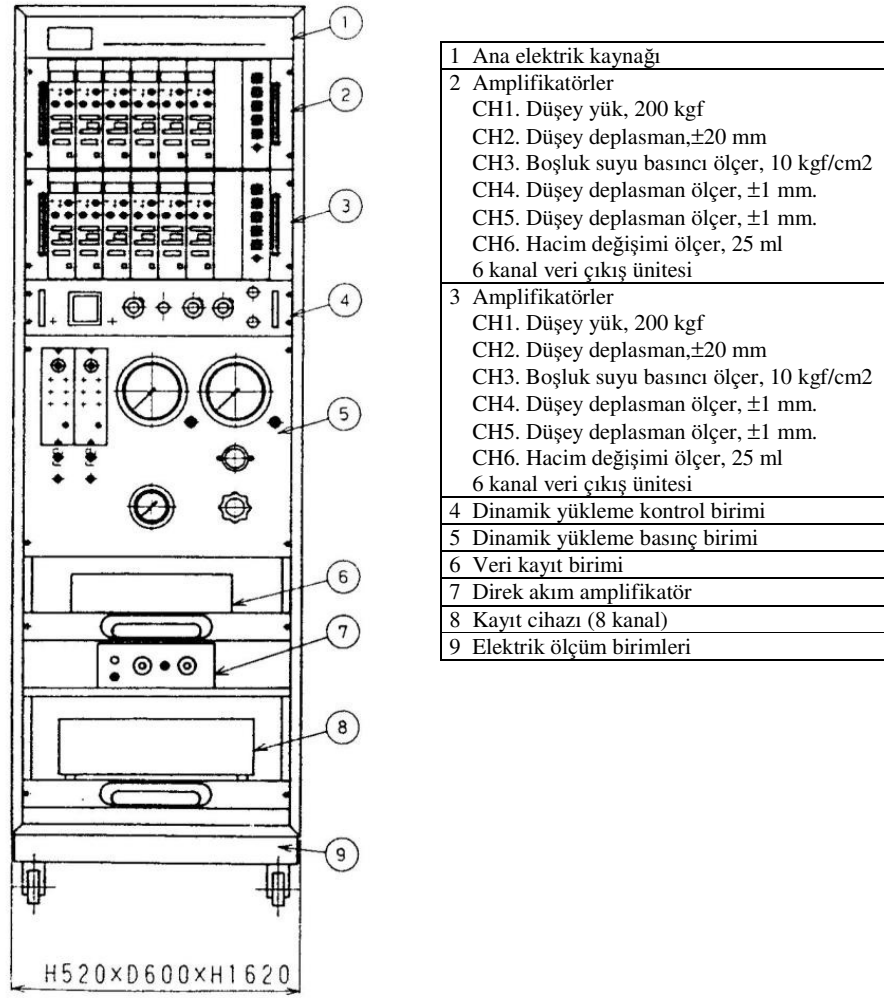
Şekil B. 1: Dinamik Üç Eksenli Deney Sisteminin Resmi

Yükleme sistemi şematik olarak Şekil B.4’de, şekil üzerindeki tanımlar Tablo B.1’de verilmiştir. Sistem, hava basıncını bir kompresörden almakta ve hücre basınç sistemine iletmektedir. G regülatörü tarafından istenilen seviyeye ayarlanan basınç, ana su tankına iletilir. Su tankına giren basınçlı hava yardımıyla, üç eksenli hücre, numune üst başlığı seviyesine kadar su doldurulur. Hücre basıncı, hücredeki su seviyesi üzerine uygulanan basınç ile sağlanır (28). Ancak, hücre içinde oluşan düşey basınç, destek kolonlarının hücre içinde bulunmasından dolayı düşey yönde, yatay yönde oluşan basınca göre daha azdır. Bu nedenle düşey yöndeki basıncı çevre basıncına eşit hale getirmek için ayrıca numune üzerine düşey basınç uygulanmaktadır (29). Üç eksenli hücrenin kesiti ve resmi Şekil B.5 ve Şekil B.6’da görülmektedir. Doygunluğu sağlamak amacıyla, numune içine su girişini sağlamak için alt ve üst drenaj yollarından numuneye ters basınç iletilmektedir (13). Üst ve alt olmak üzere iki adet ters basınç su tankı bulunmaktadır. Üst ve alt tanklar aralarındaki yükseklik farkı yaklaşık 70cm olarak yerleştirilerek meydana gelen yük farkı kullanılarak suyun numune içinden serbest olarak geçmesi sağlanabilmektedir. Aynı zamanda ters basınç regülatörü kullanılarak istenilen seviyede numuneye ters basınç uygulanabilir (H). Konsolidasyon esnasında, numunedeki su çıkışını gözlemlemek için ise su-hava ara yüzü olan bir büret kullanılmaktadır.

1 Pnömatik yükleme	13 Üst ters basınç tankı: 1.5 Litre
2 Ana vana valfı	14 Numuneye su giriş sistemi
3 Yükleme çerçevesi	15 Mekanik kol: Kapasite:500 kgf
4 Düşey deplasman ölçer : ± 20 mm	16 Ana basınç saati ve basınç regülatörü
5 Yük hücresi alt kısmı	17 Manuel kol
6 Düşey basınç saati: maks: 10 kgf/cm ²	18 Alt ters basınç tankı: 1.5 Litre
7 Çevre basıncı saati: maks: 10 kgf/cm ²	19 Su tankı: 10 Litre
8 Hücre	20 Hava fitresi
9 Ters basınç saati: maks: 10 kgf/cm ²	21 Hız kontrol ünitesi
10 Vakum saati: maks:-1 kgf/cm ²	22 Hava kaydırma regülatörü
11 Çift tüplü büret: 25 ml	23 Vakum tankı: 5 Litre
12 Açma kapama vanası	24 Havası alınmış su tankı: 5 Litre



Şekil B. 2: Dinamik Üç Eksenli Deney Sisteminin Yandan ve Önden Görünümü



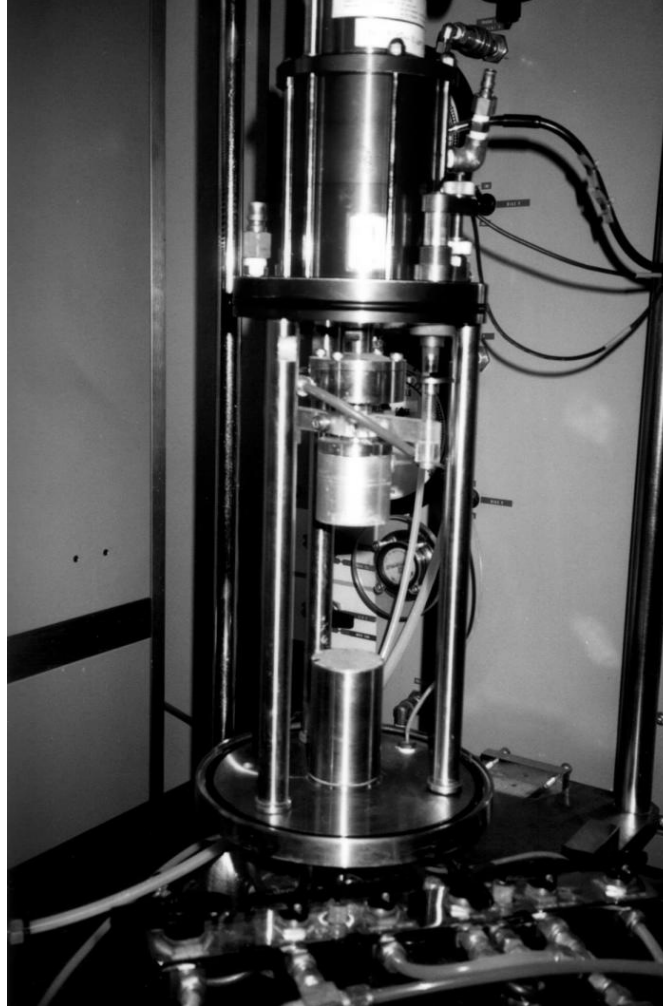
Şekil B. 3: Dinamik Yükleme, Ölçüm ve Kayıt Birimleri

Dinamik eksenel yük, pnömatik yükleyici tarafından sağlanmaktadır. Dinamik yükleme, hava basıncının, bir regülatör yardımıyla yükleme pistonuna istenilen genlik ve frekansta hareket vermesiyle sağlanır. Bir fonksiyon jeneratörü aracılığı ile regülatöre sinyaller gönderilmektedir. Ayrıca istendiğinde manyetik bir teyp yardımıyla gerçek ya da sanal deprem kayıtları kullanılarak düzenli ya da düzensiz dalga formları üretilebilmektedir.

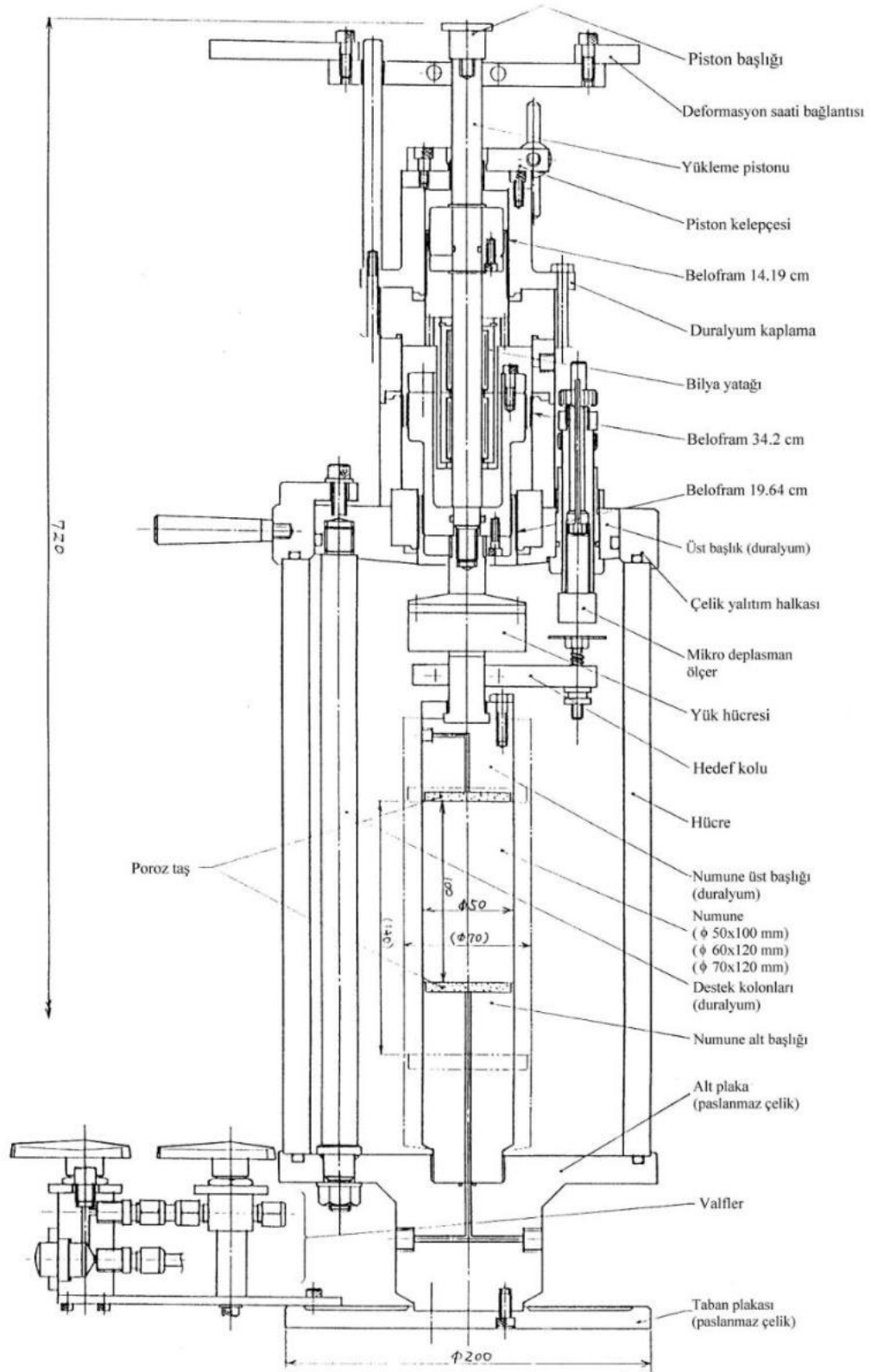
Sistem, gerilme kontrollü dinamik yük uygulamanın yanı sıra deformasyon kontrollü statik yük de uygulayabilmektedir. Ayrıca izotropik ve anizotropik koşullarda deneylerde yapılabilmektedir.

Tablo B. 1: Basınç Şemasındaki Tanımlar

1) Su tankı hava basınç valfi	11) Hücreyi kaydırmak için hava	21) Saf su tankından sisteme su giriş valfi	A) Ana su tankına su kaynağı giriş valfi
2) Su tankına hava giriş valfi	12) Boşluk suyu basınç ölçerin valfi	22) Vakum valfi	B) Saf su tankına su giriş valfi
3) Su tankından su çıkış valfi	13) Üst drenaj valfi	23) Numuneye alt başlıktan su giriş valfi	C) Ana su tankı drenaj valfi
4) Bias düğmesi	14) Alt drenaj valfi	24) Üst ters basınç tankından sisteme su giriş valfi	D) Vakum tankı drenaj valfi
5) Alt basınç tankına hava giriş valfi	15) Çevre basıncı valfi	25) Drenaj valfi	E) Vakum kumanda valfi
6) Üst basınç tankındaki membrana hava giriş valfi	16) Alt ters basınç tankına su giriş valfi	26) Düşey basınç valfi	F) Numune kalıbı vakum valfi
7) Basınç ölçer	17) Üç eksenli hücre su giriş valfi	27) Bias düğmesi	G) Çevre basıncı regülatörü (Bias)
8) Bürete hava giriş valfi	18) Kaydırıcı	28) Üç eksenli hücreye çevre basıncı girişi	H) Ters basınç regülatörü
9) Büret su çıkış valfi	19) Vakum valfi	29) Üç eksenli hücreye düşey basınç girişi	I) Düşey basınç regülatörü
10) Üst ters basınç tankı	20) Bürete su giriş valfi	30) Yük hücresi	Y) Hava girişi



Şekil B. 5: Üç Eksenli Hücrenin Görünüşü



Şekil B. 6: Üç Eksenli Hücrenin Kesiti

B.1 Deney Sistemin Teknik Özellikleri

Deney sisteminin genel teknik özellikleri aşağıda verilmiştir.

Üç eksenli hücre

Düşey yük kapasitesi: 500 kgf

Yanal yük kapasitesi: 10 kgf/cm²

Numune boyutları: ϕ 50x100 mm, ϕ 60x120 mm, ϕ 75x150mm

Düşey yükleme sistemi

Dinamik yük: Maksimum 200 kgf (Gerilme kontrollü)

Statik yükleme sistemi

Elektrikli deformasyon kontrol ünitesi: 0.002-2 mm/dak

Yükleme kapasitesi: Maksimum 500 kgf

Hava-su basınç ölçerler

Çevre basınç ölçer: 0-10 kgf/cm² (hava basınç regülatörü ile)

Ters basınç ölçer: 0-10 kgf/cm² (hava basınç regülatörü)

Hacim değişim ölçer, Çift tüplü büret: 25 ml

Saf su tankı, vakum tankı (havasız alınmış tip): 5 Litre

Dinamik yükleme sistemi

Frekans: 0.001-2 Hz

Elektronik ölçüm sistemi

Güç çevirici birim (Transducers)

1. Düşey yükleme yük hücresi: Maks 200kgf
2. Düşey deplasman ölçer: ± 20 mm
3. Boşluk suyu basıncı ölçer 10 kg/cm²
4. Mikro deplasman ölçer: ± 1 mm
5. Mikro deplasman ölçer: ± 1 mm
6. Hacim değişim ölçer: 25ml

Güç çeviriciler (transducer) fiziksel bir parametreyi başka bir fiziksel forma dönüştürmek için kullanılan algılayıcılardır. Güç çeviriciler bir sistemin giriş ya da çıkışında kullanılabilirler. Elektronik ölçüm sistemleri kullanılarak, girişte ölçülecek büyüklük (sıcaklık, boy değişimi, basınç gibi) çıkışta elektronik bir sistem tarafından algılanabilecek elektriksel bir parametreye (volt, akım, rezistans, kapasitans) dönüşmektedir. Örneğin, dinamik üç eksenli sistemde deplasman, boşluk suyu basıncı gibi büyüklükler güç çeviriciler tarafından volta çevrilmektedirler.

Dinamik üç eksenli sistemde geniş aralıkta deformasyonları (10^{-5} - 10^1) ölçebilmek için iki tip güç çevirici kullanılmıştır. Bunlar çok küçük deformasyon seviyelerinde (10^{-5} - 10^{-3}) ölçüm yapabilen hassas algılayıcılar ve daha büyük deformasyon seviyelerinde ($>10^{-3}$) ölçüm yapabilen deformasyon ölçerlerdir.

Hassas algılayıcılar, birbirine temas etmeyecek şekilde aralarında belirli bir uzaklık bulunan iki metal plakanın birbirine göre hareketi algılanarak çıkışın okunduğu sistemlerdir. Optik ve toplayıcı (capacitive) olmak üzere iki modelden oluşmaktadır. Bu sistemde toplayıcı algılayıcı (capacitive sensor) kullanılmıştır. Deformasyonlar belirli bir seviyeyi geçtikten sonra, okumalar lineer değişken diferansiyel çevirici (LVDT) tarafından alınmaya başlanır. Kullanılan deformasyon ölçer, ölçüm yapılan sistemin pozisyonuna bağlı olup, sürekli olarak bu sistemin değişimine göre hareket etmektedir.

Boşluk suyu basıncını ölçmek için kullanılan cihaz, bir basınç ölçer olup, basınçtaki değişimi belli bir oranda dirence çevirerek, elektrik akımı cinsinden okunabilmesini sağlamaktadır. Temel olarak basınç ölçer, elastik bir diyaframla deformasyon ölçer devrenin birleşiminden oluşmaktadır. Diyaframın bir yüzünde basınç oluştuğunda, yüzeyinin şekli genişleyecek ve bu da deformasyon ölçerin boyunun uzamasına ve direncin artmasına yol açacaktır.

Amplifikatör

Dinamik deformasyon amplifikatörü(dijital voltaj ölçer)

Kayıt sistemi

IBM 486 bilgisayar ve National Instruments kayıt programı

B.2 Ölçüm Sistemi

Bu bölümde, deney sırasında numuneye uygulanan yük miktarı, numunede meydana gelen boy değişimi, boşluk suyu basıncı gibi büyüklüklerin ölçülmesi ve kayıt edilebilmesi için kullanılan birimin kalibrasyonu anlatılmıştır. Kullanılan ölçüm sistemi, Seiken firması tarafından üretilmiş olan, EA-610 dijital voltmetreli, otomatik ayarlı deformasyon amplifikatörüdür. Sistem, algıladığı giriş sinyali büyütme ve çıkışı volt olarak vermektedir. Her birimde bulunan fonksiyonlar şu şekilde sıralanabilir.

1) ZERO CONTROLLER

Köprü denge direnci ayar kontrolü

2) CAPACITY BALANCE CONTROL

Köprü kablosunun kapasite ayarını dengelemek için kullanılır.

3) ZERO-C BAL ölçüm değişim anahtarı

Anahtar, R-BAL. tarafında gösterge R-BAL. değerini gösterir ve başlangıç ayarı yapılabilir. C-BAL yönünde ise C-BAL değerinin ayarı için kullanılır.

4) AUTO anahtarı

Anahtara basıldığında otomatik ayarlama devresi çalışır ve kazanç otomatik sıfırlanır.

5) GAIN CONTROL anahtarı

Bu anahtar ATT değişim anahtarları ile birleşik olup amplifikatörün hassaslığının kontrolü için kullanılır.

6) ATT değiştirme anahtarı

Ölçümlerin hassaslığının ayarı için kullanılır. Ters büyütme sistemi aşağıdaki gibi çalışır.

ATT 5 basıldığında 5 kez hassaslaşır

ATT 2 basıldığında 2 kez hassaslaşır

ATT 1 basıldığında 1 kez hassaslaşır

7) GAIN anahtarı

Anahtar devreye girdiğinde gösterge GAIN konumuna geçmiş olacak ve voltaj çıkışını gösterecektir.

8) MEAS anahtarı

Bu anahtar devreye sokulduğunda ölçülen voltaj değeri başlangıçta ayarlanan gerçek büyüklüğü gösterecektir. Örneğin yük hücresinde 5 volt 200kgf değerine

ayarlanmışsa, gösterge GAIN konumunda 5 volt gösteriyorsa MEAS konumunda 200 kgf değerini göstermelidir.

10) CAL DIRECT kalibrasyon anahtarı,

Kalibrasyon anahtarı olup algılayıcıya göre ayarlanır.

CAL ON anahtarına basılırsa kalibrasyon başlar.

11) CAL $\mu\epsilon$ anahtarı

Giriş kalibrasyon anahtarıdır. 13 anahtarı ile beraber çalışır. CAL ON anahtarına basıldığında kalibrasyon başlar.

12) CAL ON düğmesi

Direk kalibrasyon, 13 anahtarını devreye sokar

13) $\mu\epsilon$ ($\times 10^{-6}$) dijital anahtar

Maks: 9999×10^{-6}

14) Dijital voltmetre

Tüm ölçümlerin dijital olarak okunabildiği göstergeler

B.3 Sisteminin Kalibrasyon

1) Ana güç anahtarı açılır. Açıldıktan sonra aşağıdaki diğer ışıklarda yanmalıdır.

a) Kazanç düğmesi (Yeşil ışık)

b) ATT 5 düğmesi (Yeşil ışık)

c) CAL. $\mu\epsilon$ düğmesi (Sarı ışık)

2) AUTO anahtarına basılarak dijital voltmetrede (DV) “0.00” okuması sağlanır. CAL. ON düğmesine basılır (Kırmızı ışık yanar). GAIN kontrol düğmesini kullanarak Dijital voltmetre göstergesi (DV) “5.00” değerine ayarlanır.

ZERO-C-BAL anahtarı ZERO pozisyonunda iken, ZERO CONTROLLER ayarı kullanılarak DV “0.00” değerine getirilir.

- 3) ZERO-C-BAL anahtarı C-BAL pozisyonunda sabit tutularak, DV, C-BAL kontrolü kullanılarak “0.00” değerine ayarlanmalıdır.
- 4) 3) ve 4) numaralı ayarlar ZERO-C-BAL anahtarı, C-BAL veya ZERO pozisyonunun her ikisinde de “0.00” değerini gösterene kadar 2-3 kez tekrarlanmalıdır.
- 5) Ölçümün istenilen hassaslığa ayarlanması için ATT 1, 2 yada 5 anahtarlarından biri seçilir. CAL anahtarının MEAS yada GAIN olmasının önemi olmaksızın seçilen ATT ve onun hemen altındaki anahtar devreye sokulmalıdır.
- 6) Örneğin ATT1’e basıldığında CAL 10 anahtarına da basılmalıdır. AUTO anahtarına basılarak gösterge “0.00” değerine getirilir. Daha sonra CAL.ON anahtarına basılarak ve GAIN kontrolü kullanılarak DV “5.00” değerine getirilir.

GAIN sağ tarafa çevrildiğinde artar, sol tarafa çevrildiğinde azalır. Bu ayar da bittikten sonra CAL. anahtarı kapalı konuma getirilir.(Kırmızı ışık söner)

- 7) MEAS anahtarına basılır (Yeşil ışık yanar). CAL anahtarı açık duruma getirilerek gösterge ölçülen birimdeki büyüklüğe göre ayarlanır. Örneğin düşey yük ölçer için maksimum ölçülebilen yük 200 kgf olup ATT1’de bu 200 ATT2’de 100 kgf ve ATT5’de 40 kgf ayarlanmalıdır.
- 8) CAL μ E anahtarı (sarı ışık), ATT1 anahtarı (yeşil ışık) ve Gain anahtarı (kırmızı ışık) açık konumda olmalıdır. Her ölçüm birimi için çıkış değerleri kalibrasyon kayıtlarında mevcut olup bu değerlerde değişiklik varsa analog olarak ayarlanmalıdır. Auto anahtarına basarak DV “0.00” değerine getirilir. CAL anahtarı açık konuma getirilerek (kırmızı ışık) ve GAIN kontrolü kullanarak DV, “5.00” değerine ayarlanır ve CAL anahtarı kapatılır.
- 9) MEAS, ATT1, CAL μ E anahtarları açık konuma getirilir. MEAS kontrolü ile DV istenilen değere ayarlanır ve CAL anahtarı kapatılır. DV, “0.00” değerinden farklı değerdeyse 9. adım tekrar edilmelidir.

B.4 Kayıt Sistemi

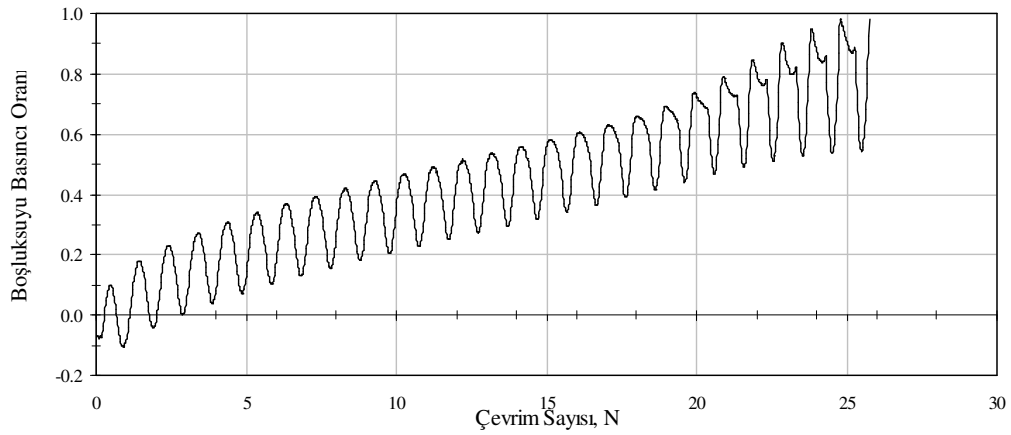
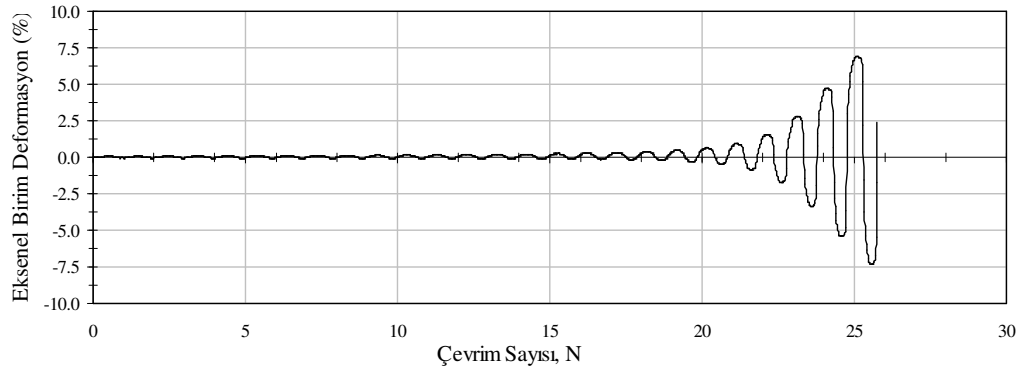
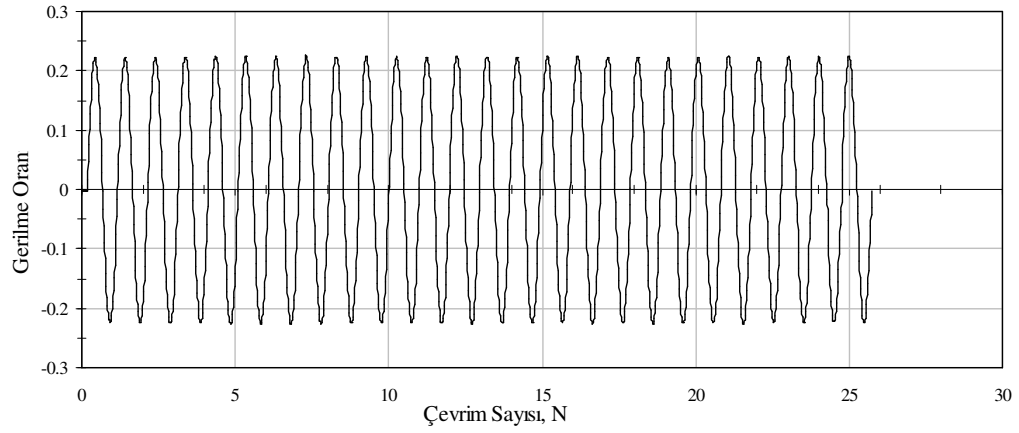
Deney sırasında elde edilen veriler bilgisayar ile kaydedilmiş ve National Instruments firmasının Virtual Bench isimli program kullanılmıştır. Bu bölümde kullanılan program hakkında kısaca bilgi verilmiştir.

Program, kullanımı oldukça basit olmakla beraber kayıt esnasında dikkat edilmesi gereken noktalar vardır. Program 15 kanala kadar veri kaydedebilmektedir. Program çalıştığında ilk önce ekrana gelen menüden LOGGER seçilerek kanal sayısı belirlenmeli ve her bir kanal için veri girişinin maksimum ve minimum değerleri tanıtılmalıdır. Bu değerler 1, 2, 3 ve 6. kanallar için ± 5 volt, 4 ve 5. kanallar için ± 0.5 voltur.

Deney için bir dosya açılır ve bu dosyaya yapılan deneyle ilgili gerekli notlar yazılabilir. Bu adım tamamlandıktan sonra programa deney verilerini hangi zaman aralıklarında kaydetmesi gerektiği tanıtılmalıdır. Bu nedenle, SCAN CONFIG menüsüne girilerek deney kaydı için zaman aralığı belirlenmelidir. Bu aralık deneyin statik yada dinamik olmasına göre farklılık gösterebilir. Örneğin, statik deneyde zaman aralığı deformasyon hızına bağlı olarak 2-5 sn. dinamik deneyde ise frekansa bağlı olarak 0.1-0.5 sn. seçilebilir. Bu çalışmada yapılan dinamik deneylerde frekans 0.1 Hz olduğundan seçilen aralık değeri 0.2-0.5 saniye arasında değişmektedir. Ana menüde deney esnasında çevrede ve sistemde meydana gelebilecek gürültüleri filtre etmek amacıyla FILTER opsiyonu işaretlenmelidir. Ana menüde LOG OFF opsiyonu LOG ON yapılmalıdır. Artık program kayıt almaya hazırdır. Deney başında ve sonunda oluşabilecek veri kayıplarını engellemek için deneye başlamadan önce program çalıştırılmalı, 1-2 sn. kayıt aldıktan sonra deney başlatılmalı ve aynı şekilde deney durdurulduktan birkaç saniye sonra program durdurulmalıdır.

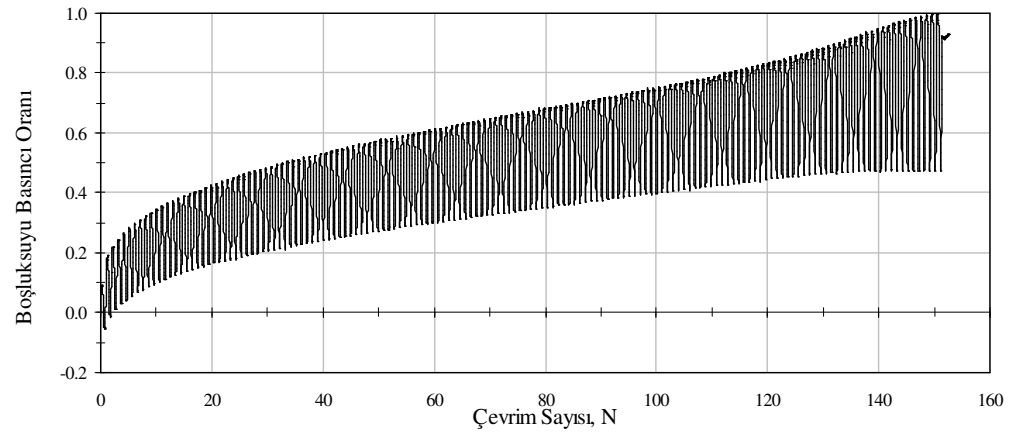
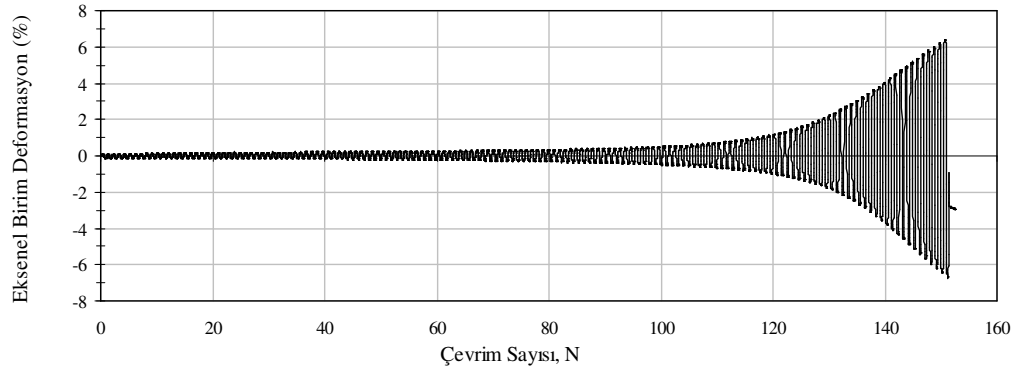
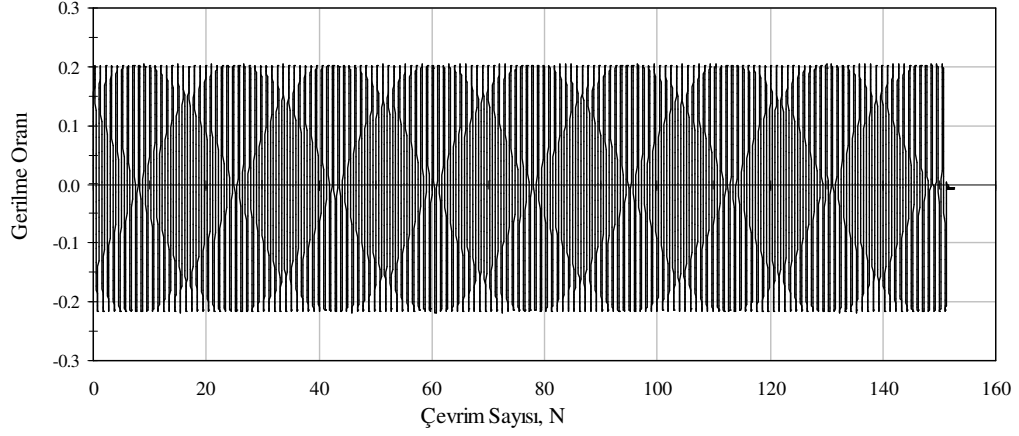
EK C. DENEY SONUÇLARI

Sondaj No = SK3/1	Derinlik (m) = 10.5-11.0	Tarih = 19.02.2002	Deney No= S3-1
H_c (cm) = 9.851	A_c (cm ²) = 19.314	V_c (cm ³) = 190.262	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_p (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 53.0
Sınıfı = ML	w_n (%) = 37.18	γ_s (kN/m ³) = 27.080	Gerilme Oranı = 0.280



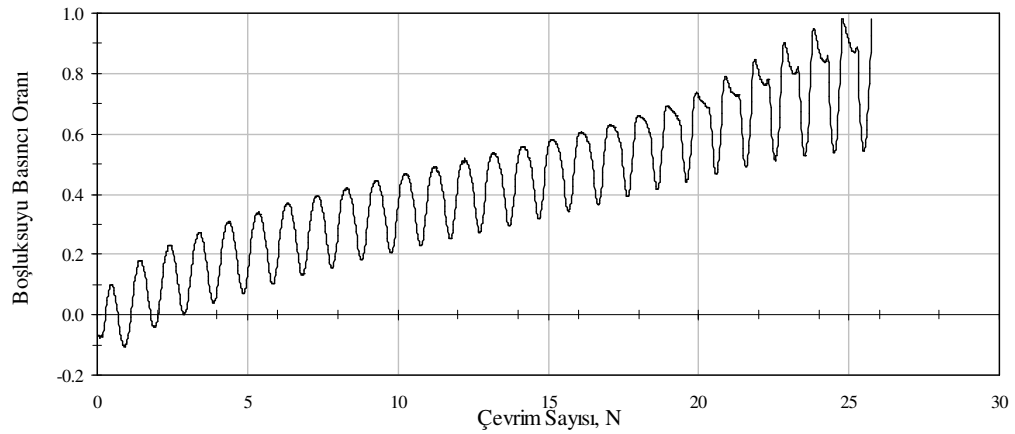
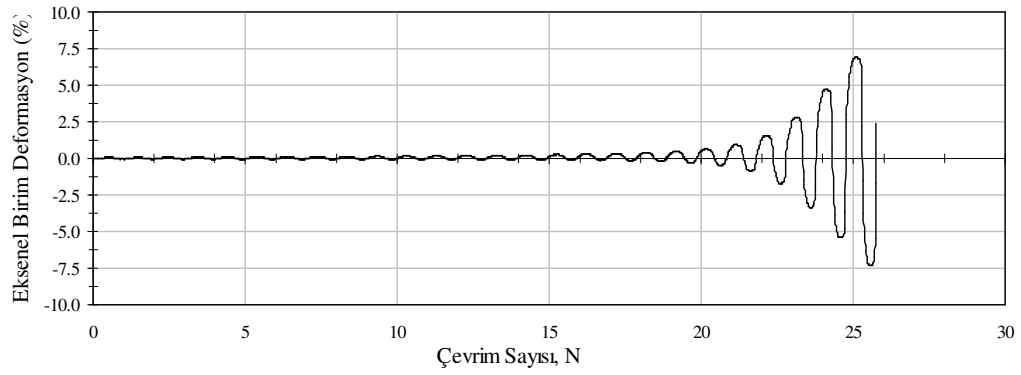
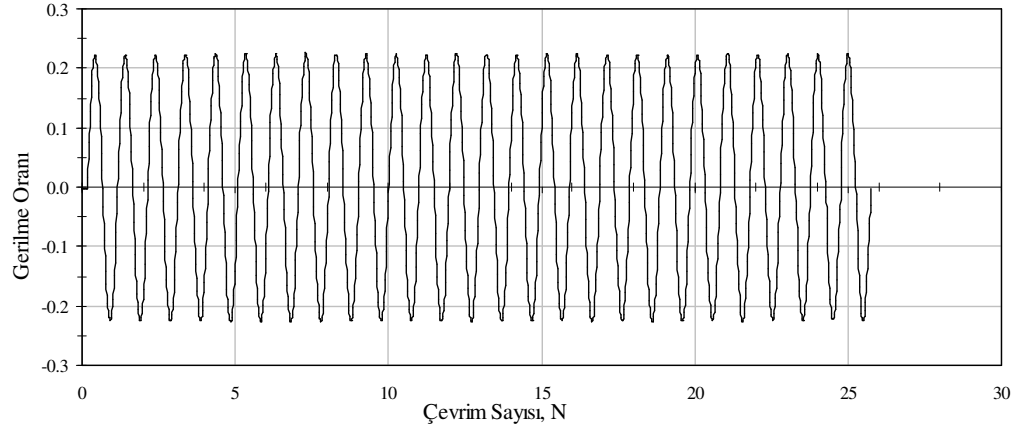
Şekil C. 1: S3-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK3/2	Derinlik (m) = 10.5-11.0	Tarih = 19.02.2002	Deney No= S3-2
H_c (cm) = 9.915	A_c (cm ²) = 19.253	V_c (cm ³) = 190.893	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_p (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 46.0
Sınıfı = SM	w_n (%) = 29.48	γ_s (kN/m ³) = 26.320	Gerilme Oranı = 0.205



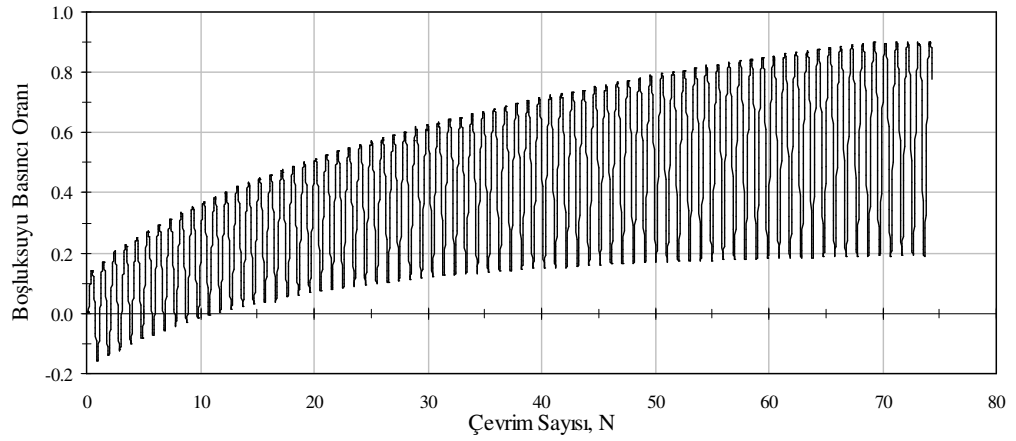
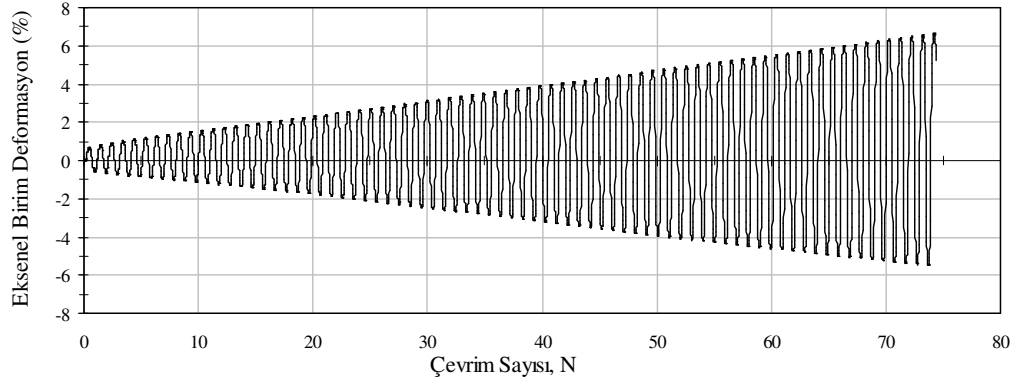
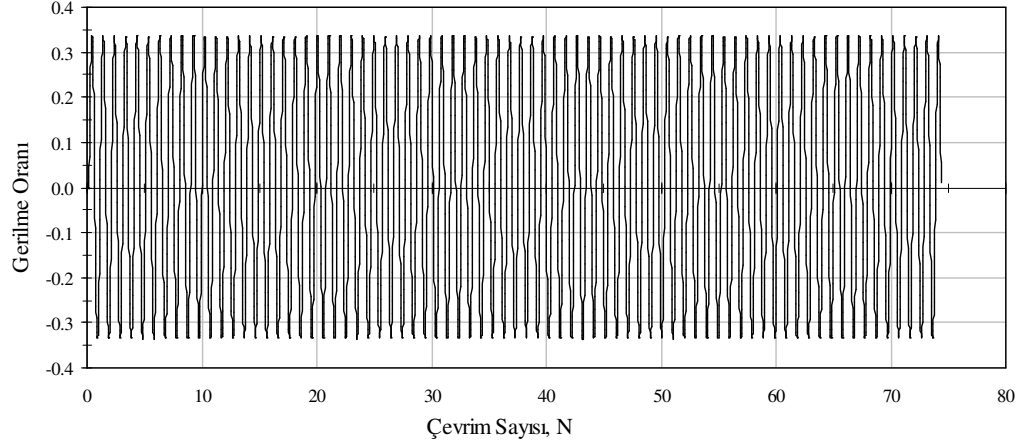
Şekil C. 2: S3-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK3/3	Derinlik (m) = 10.5-11.0	Tarih = 19.02.2002	Deney No= S3-3
H_c (cm) = 9.967	A_c (cm ²) = 19.538	V_c (cm ³) = 194.735	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_p (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 38.93
Sınıfı = SM	w_n (%) = 32.4	γ_s (kN/m ³) = 26.650	Gerilme Oranı = 0.210



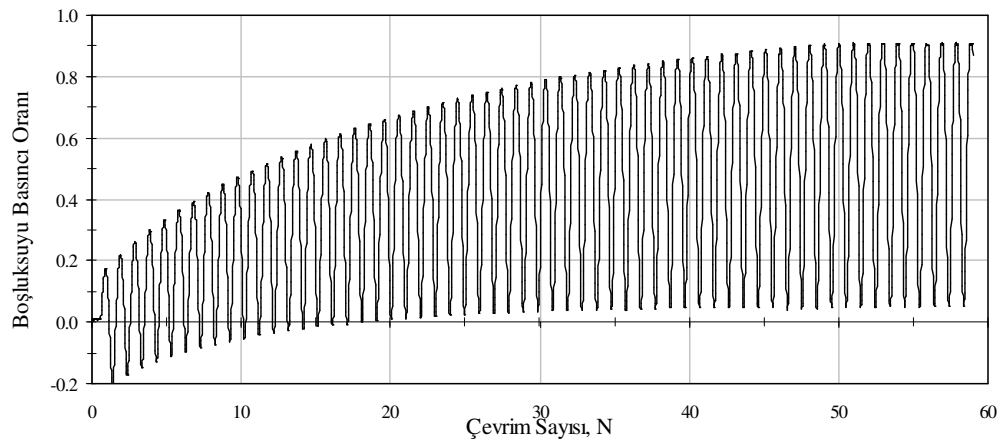
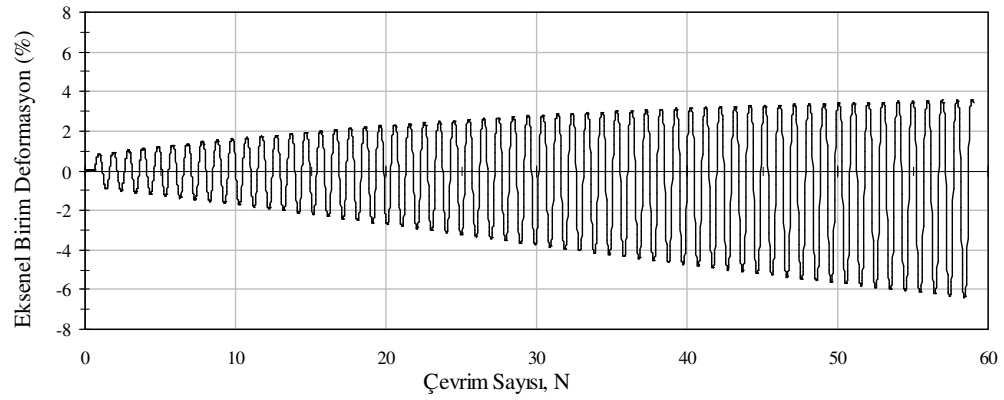
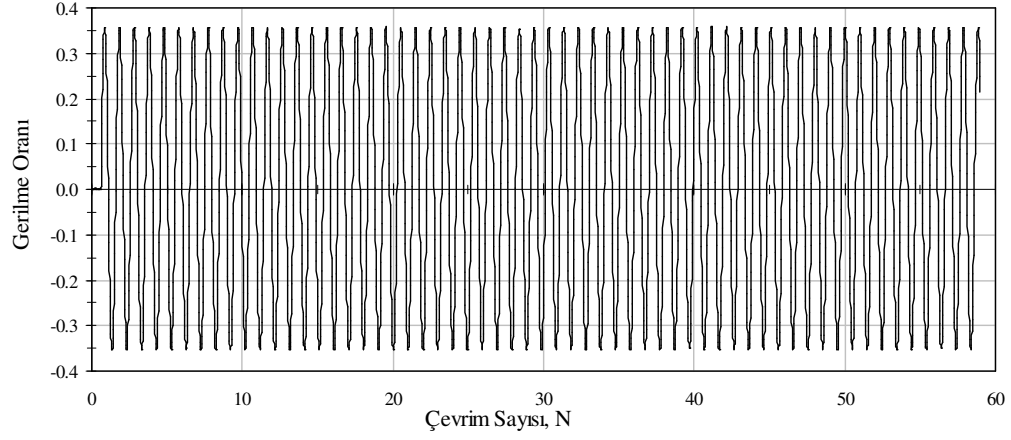
Şekil C. 3: S3-3 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK3/4	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 19.02.2002	Deney No = S3-4
H_c (cm) = 9.915	A_c (cm ²) = 19.253	V_c (cm ³) = 190.893	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 62.4	w_P (%) = 40.8	I_p (%) = 21.6	İDO (%) = 91.6
Sınıfı = MH	w_n (%) = 45.96	γ_s (kN/m ³) = 26.890	Gerilme Oranı = 0.330



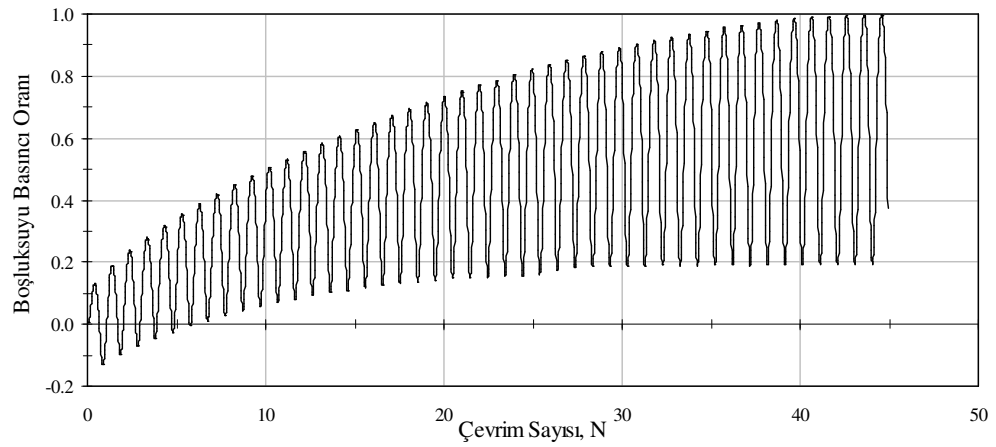
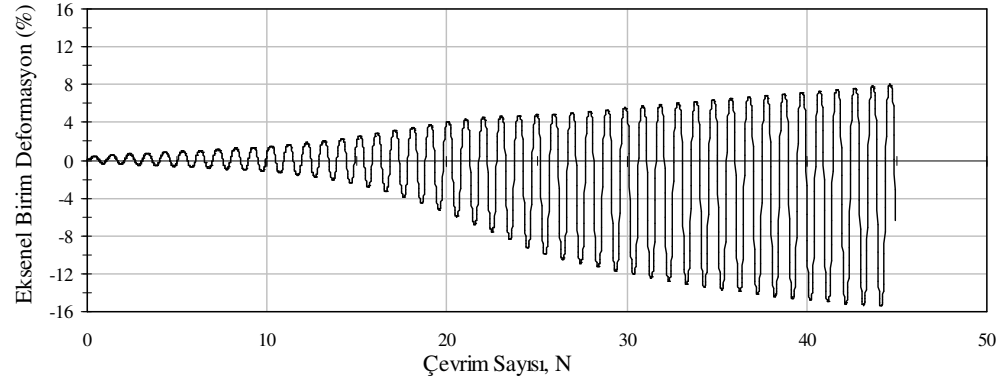
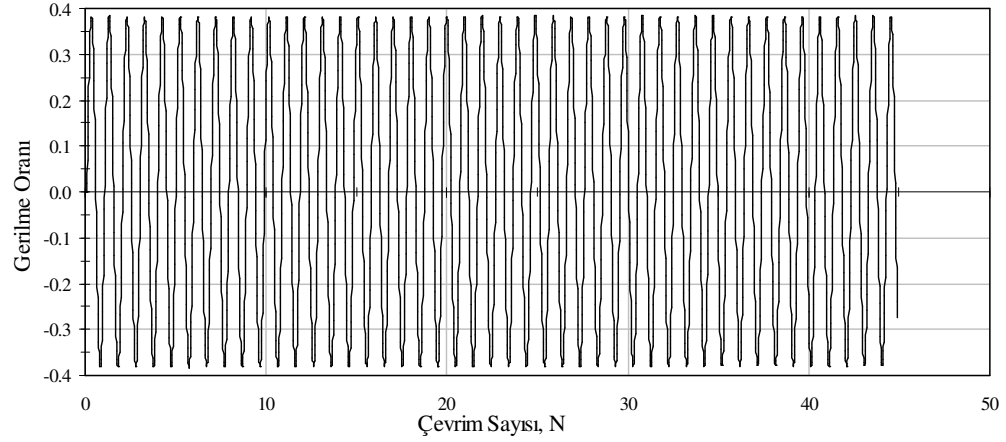
Şekil C. 4: S3-4 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK3/5	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 19.02.2002	Deney No = S3-5
H_c (cm) = 9.908	A_c (cm ²) = 19.768	V_c (cm ³) = 195.861	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 55.2	w_p (%) = 39.7	I_p (%) = 15.5	İDO (%) = 93.4
Sınıfı = MH	w_n (%) = 50.39	γ_s (kN/m ³) = 27.120	Gerilme Oranı = 0.350



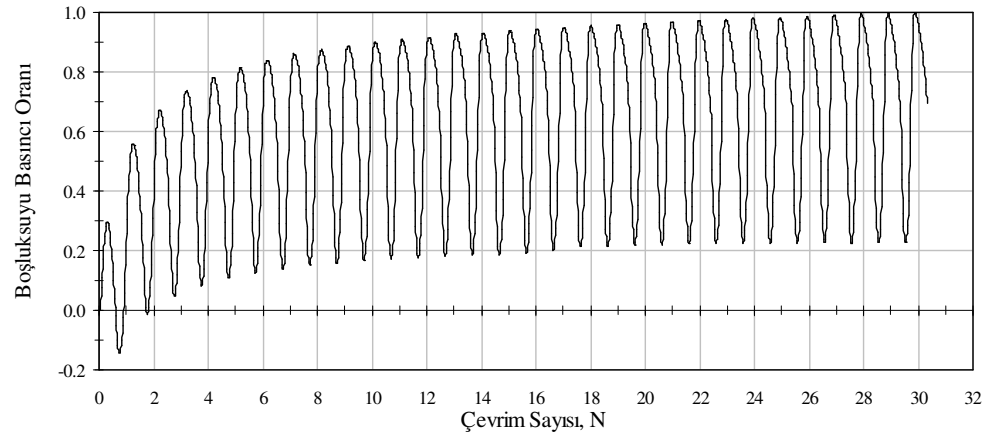
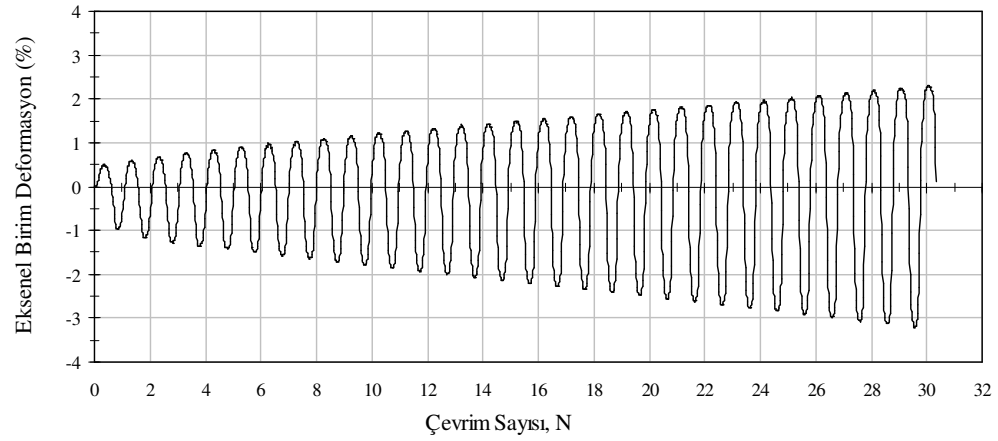
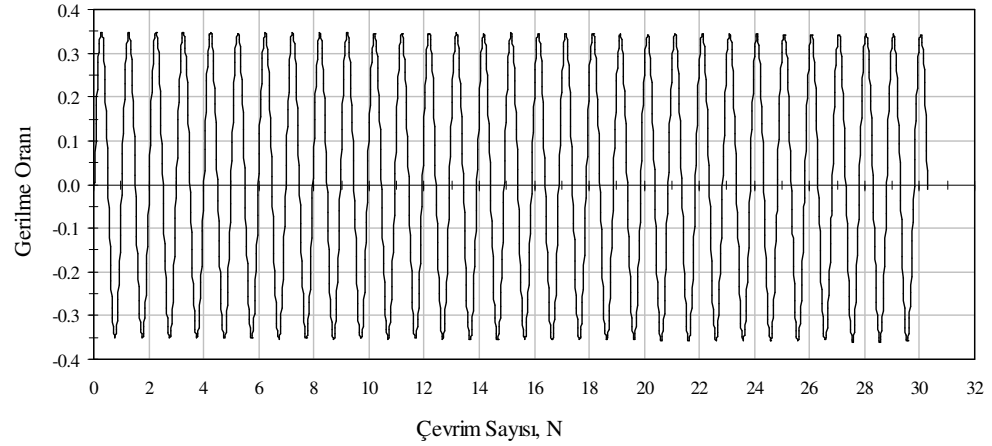
Şekil C. 5: S3-5 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK3/6	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 19.02.2002	Deney No = S3-6
H_c (cm) = 9.848	A_c (cm ²) = 19.889	V_c (cm ³) = 195.867	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 59	w_p (%) = 38.8	I_p (%) = 20.2	İDO (%) = 93.3
Sınıfı = MH	w_n (%) = 46.39	γ_s (kN/m ³) = 27.280	Gerilme Oranı = 0.380



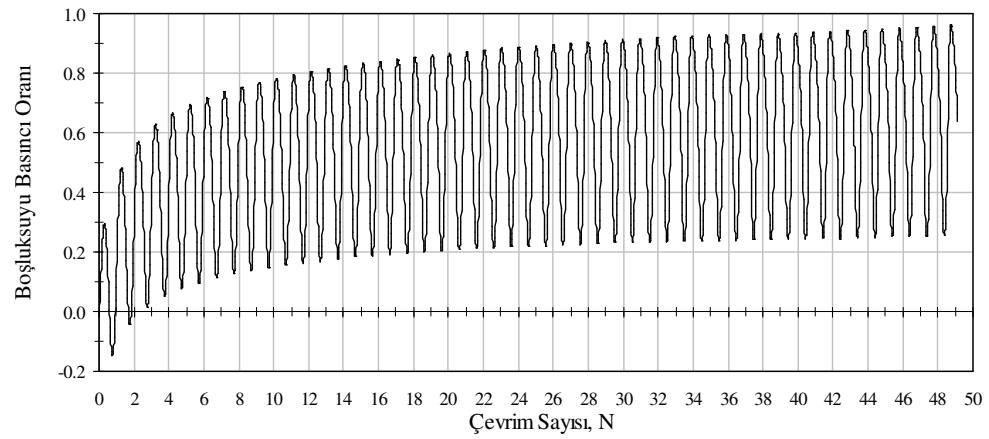
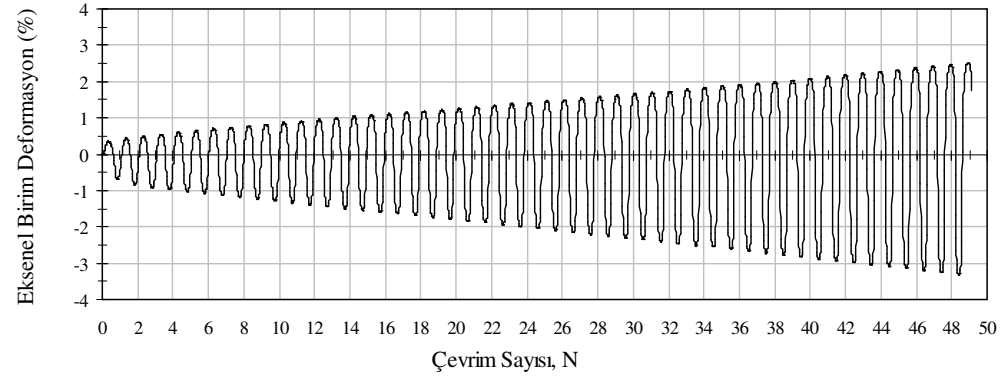
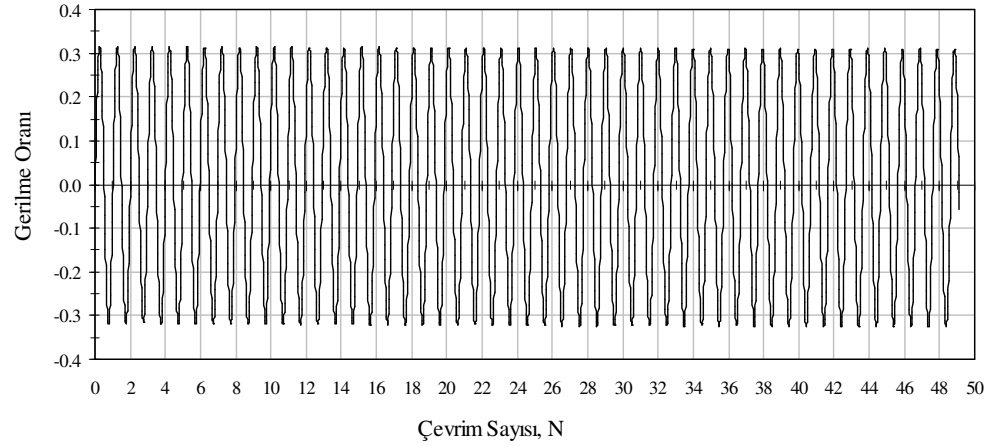
Şekil C. 6: S3-6 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK11/1	Derinlik (m) = 4.0-4.5	Tarih = 28.06.2007	Deney No = T12-1
H_c (cm) = 9.727	A_c (cm ²) = 19.458	V_c (cm ³) = 189.268	
σ_b (kPa) = 280	σ_c (kPa) = 380	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 38	w_P (%) = 22	I_p (%) = 16	İDO (%) = 100
Sınıfı = CL	w_n (%) = 33.32	γ_s (kN/m ³) = 25.997	Gerilme Oranı = 0.346



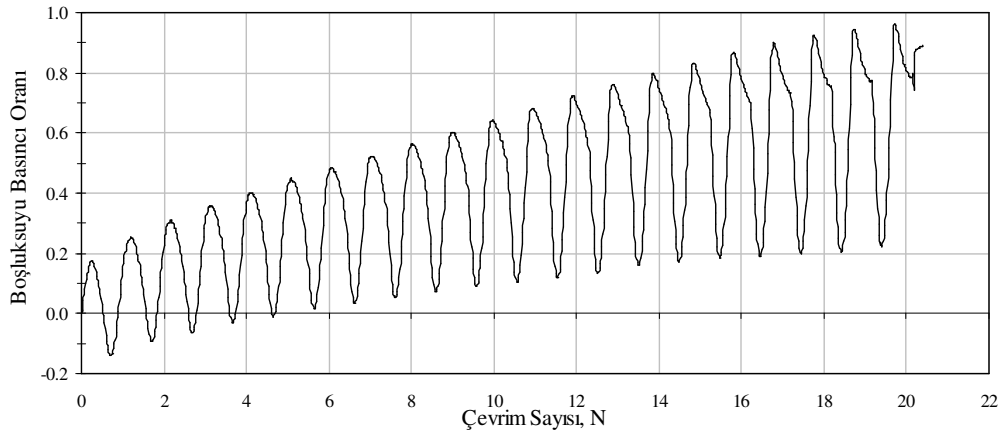
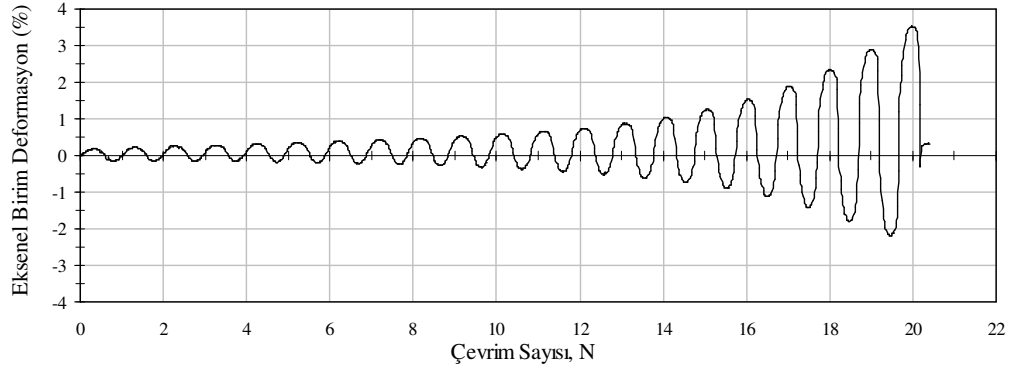
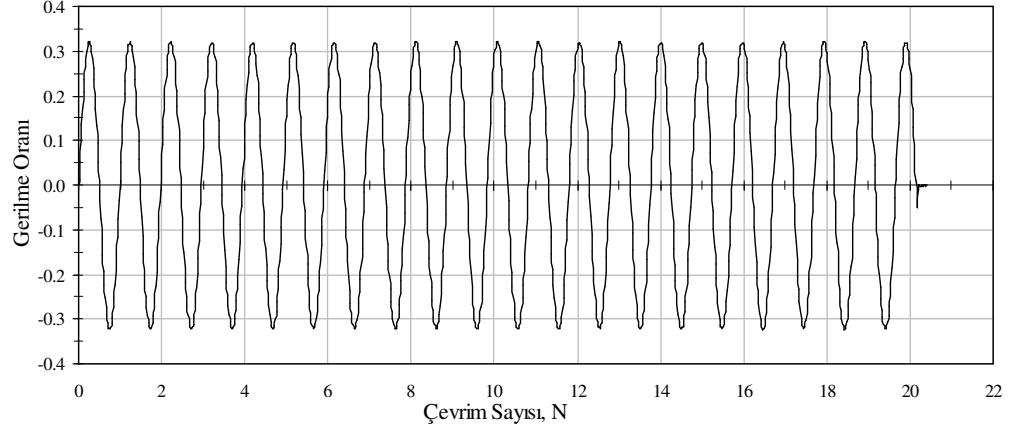
Şekil C. 7: T12-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK12/1	Derinlik (m) = 4.0-4.5	Tarih = 28.06.2007	Deney No = T12-2
H_c (cm) = 9.708	A_c (cm ²) = 19.62	V_c (cm ³) = 190.471	
σ_b (kPa) = 370	σ_c (kPa) = 470	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 38	w_P (%) = 23	I_p (%) = 15	İDO (%) = 95
Sınıfı = CL	w_n (%) = 37.81	γ_s (kN/m ³) = 25.997	Gerilme Oranı = 0.315



Şekil C. 8: T12-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Sondaj No = SK4/1	Derinlik (m) = 3.0-3.50 m	Tarih = 04.03.2002	Deney No = S4-1
H_c (cm) = 9.952	A_c (cm ²) = 18.911	V_c (cm ³) = 188.202	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_P (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 55.5
Sınıfı = ML	w_n (%) = 22.37	γ_s (kN/m ³) = 26.340	Gerilme Oranı = 0.320

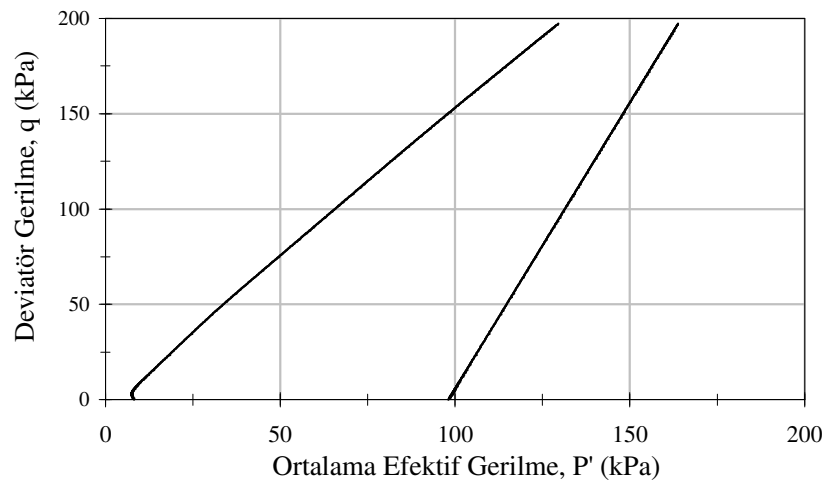
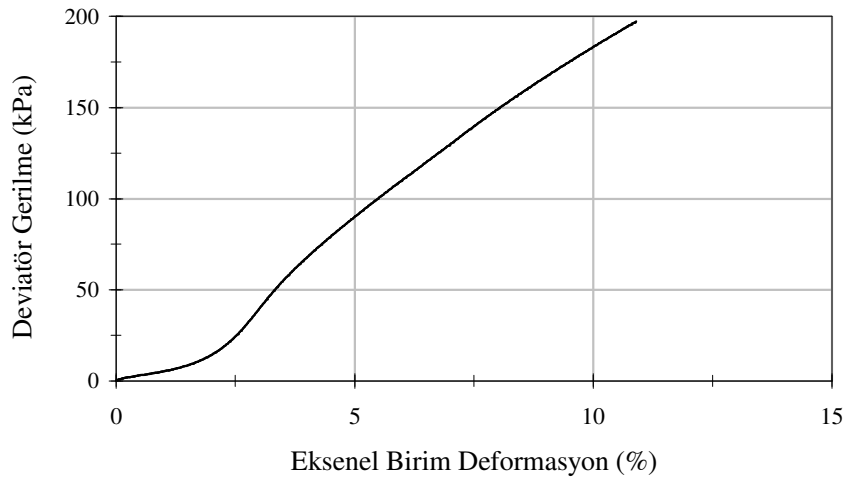
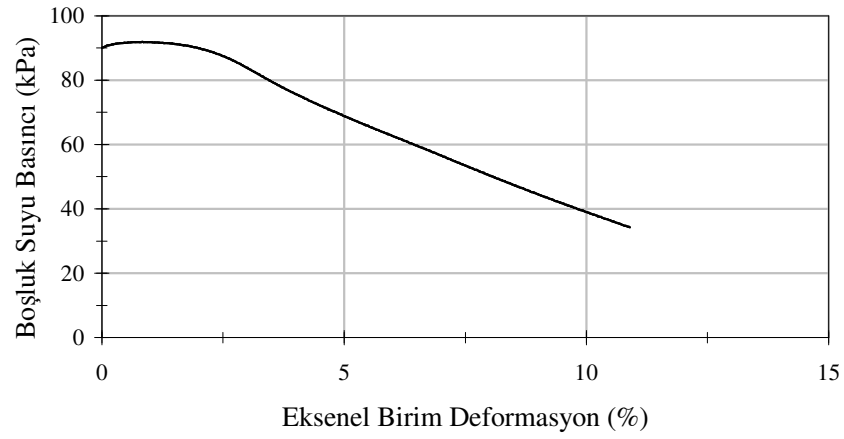


Şekil C. 9: S4-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

04.03.2002 Tarihli Deney (ST4-1S)

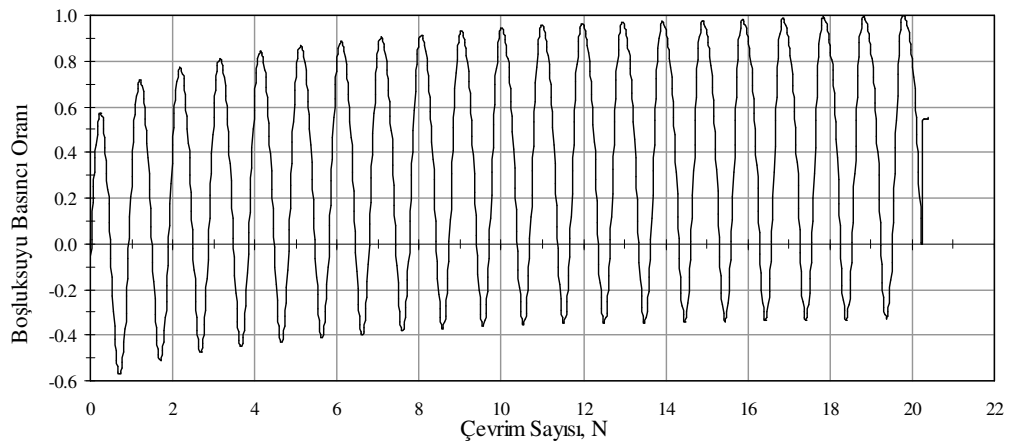
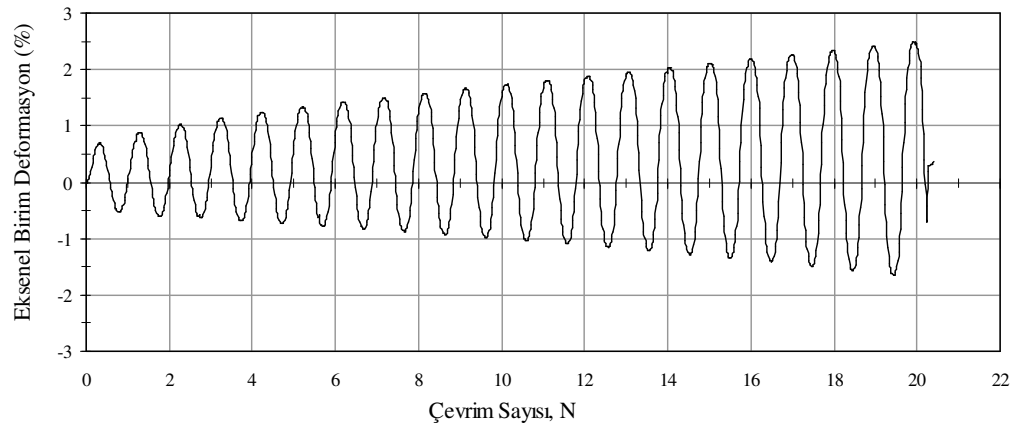
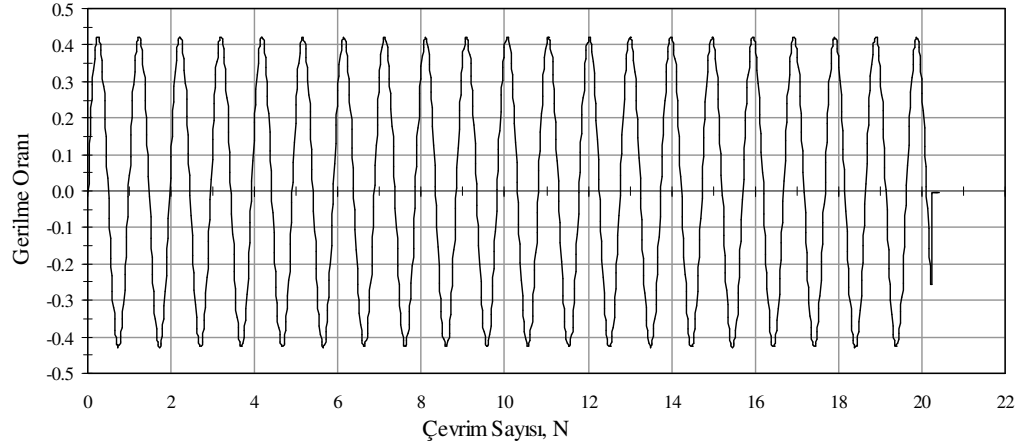
Sondaj/Num. No = SK4/1

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 10: S4-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK6/1	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 26.02.2002	Deney No = S6-1
H_c (cm) = 9.82	A_c (cm ²) = 19.756	V_c (cm ³) = 194.004	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 50.3	w_p (%) = 27.4	I_p (%) = 22.9	İDO (%) = 97.25
Sınıfı = CH	w_n (%) = 45.17	γ_s (kN/m ³) = 27.700	Gerilme Oranı = 0.420

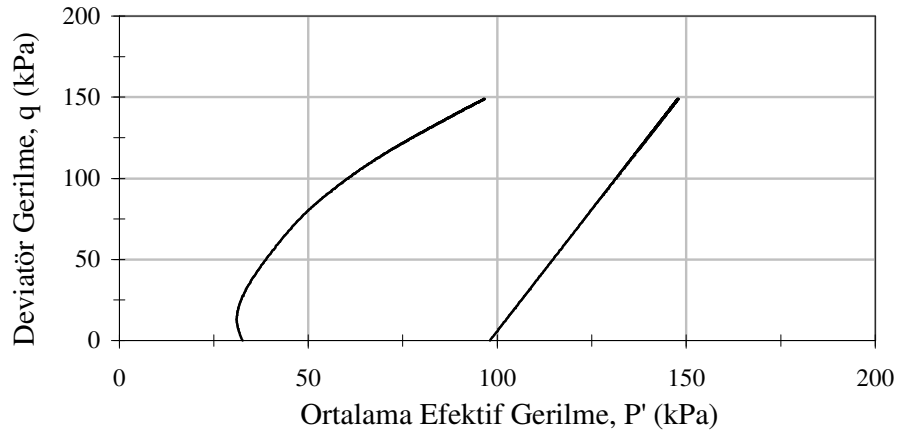
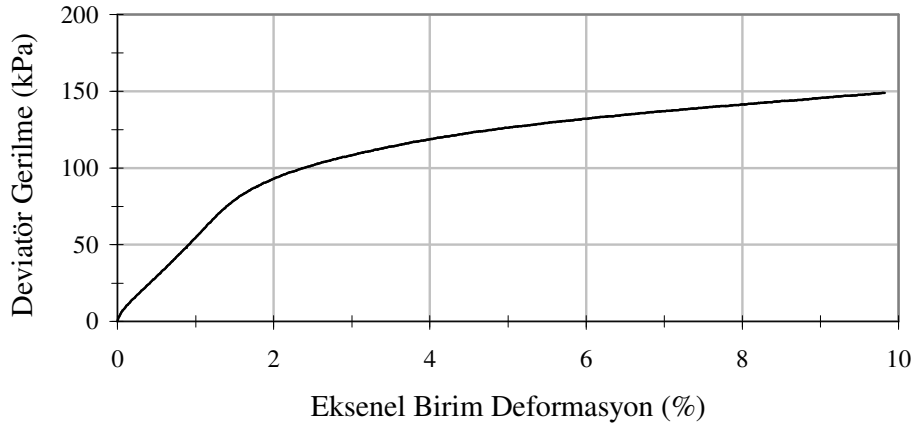
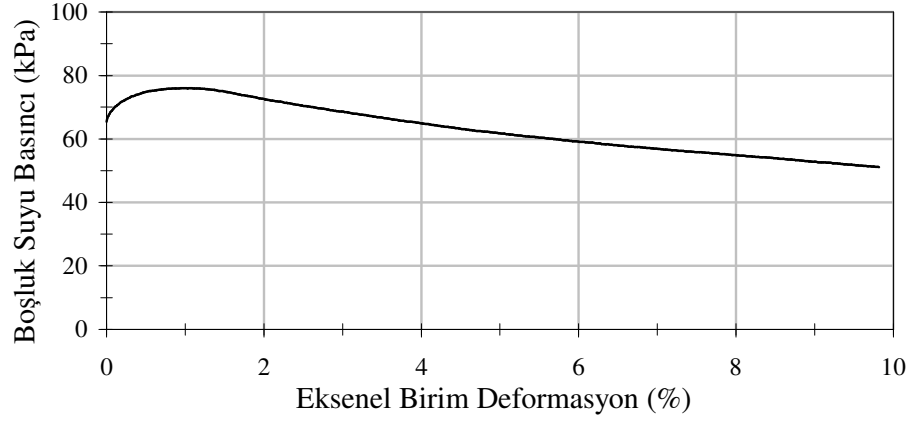


Şekil C. 11: S6-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

27.02.2002 Tarihli Deney (ST6-1S)

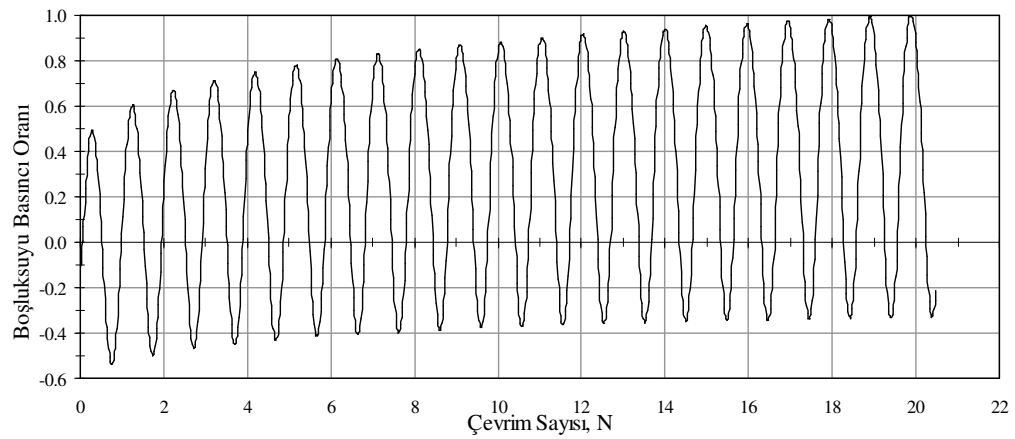
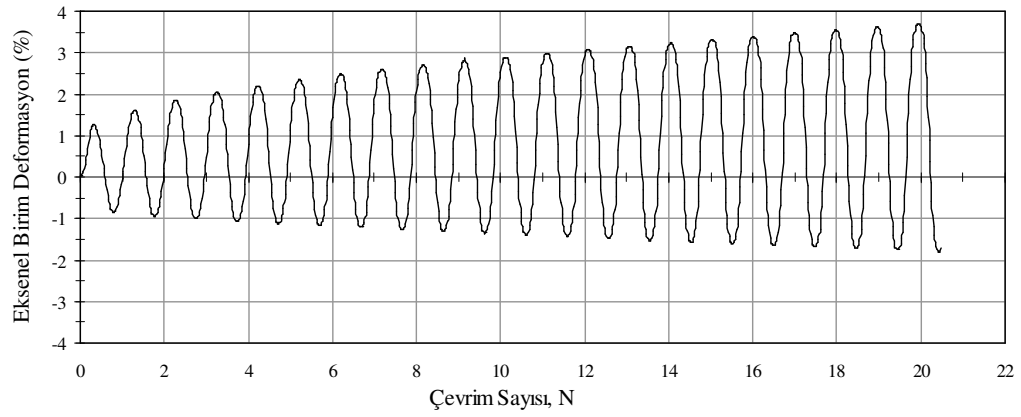
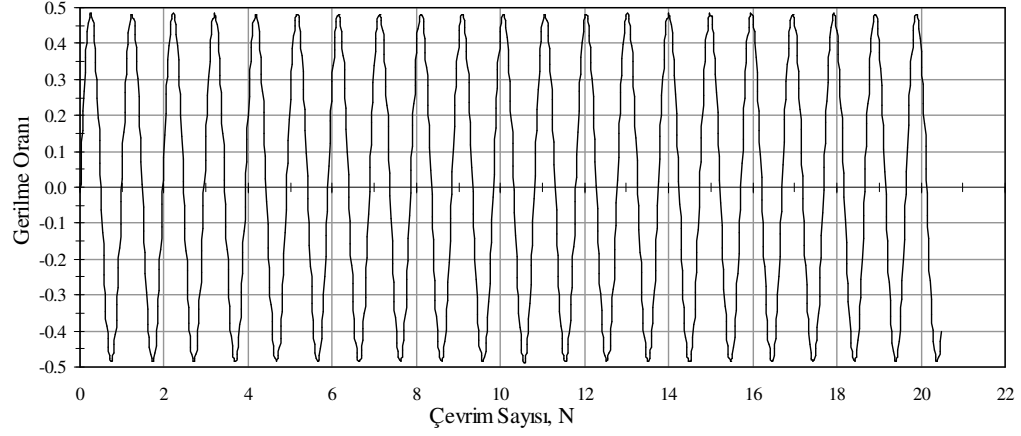
Son./Num. No = SK6/1

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 12: S6-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK6/2	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 26.02.2002	Deney No = S6-2
H_c (cm) = 10.108	A_c (cm ²) = 19.505	V_c (cm ³) = 197.157	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 59.1	w_p (%) = 21.6	I_p (%) = 37.5	İDO (%) = 98.75
Sınıfı = MH	w_n (%) = 42.38	γ_s (kN/m ³) = 27.500	Gerilme Oranı = 0.482

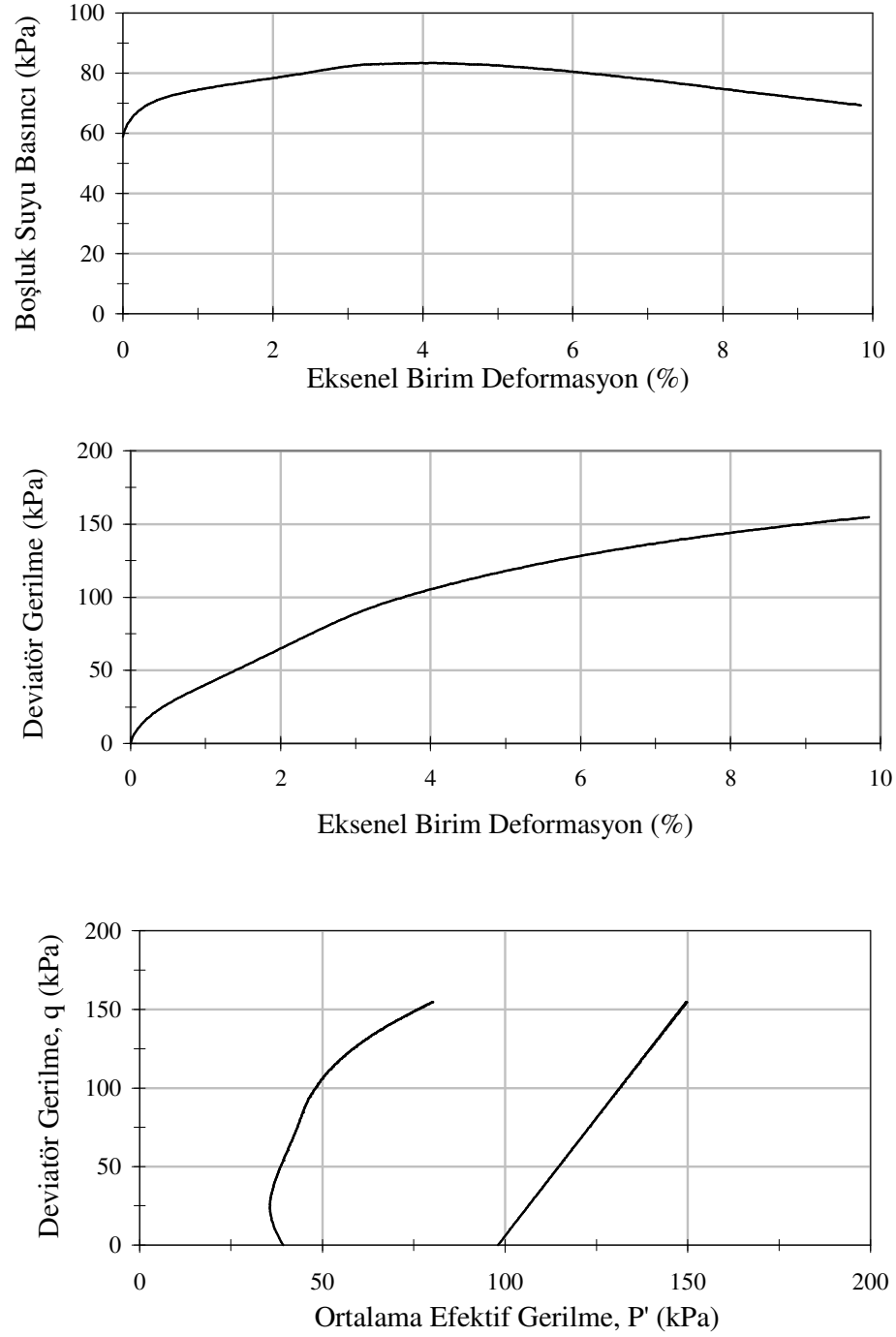


Şekil C. 13: S6-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

03.03.2002 Tarihli Deney (ST6-2S)

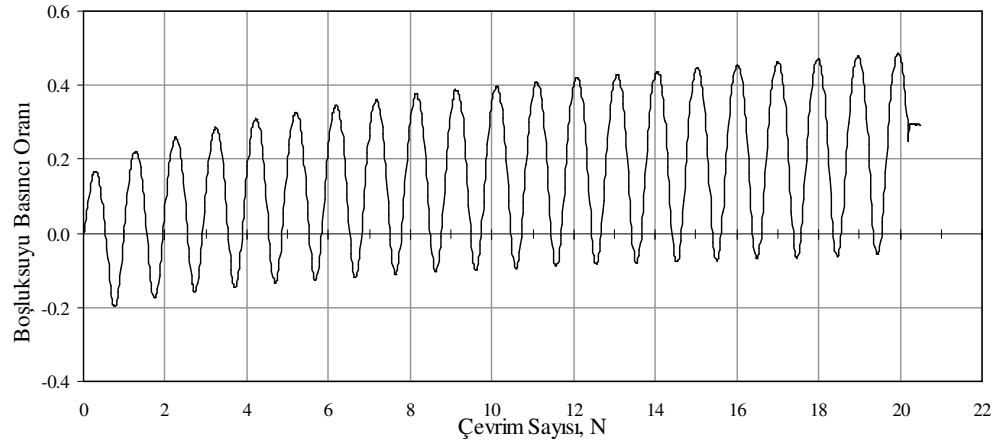
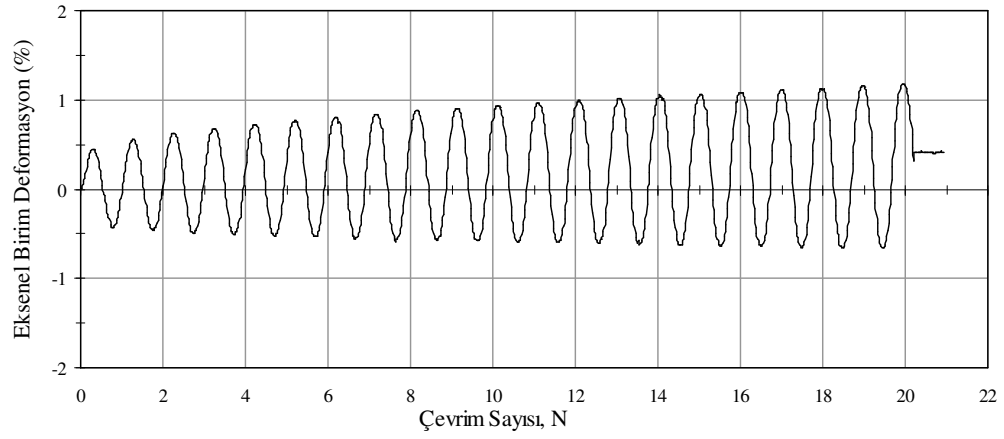
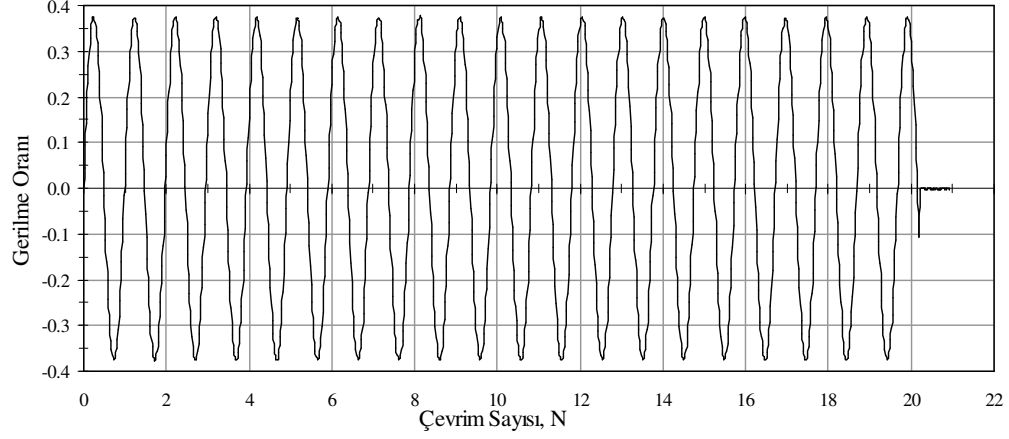
Son./Num. No = SK6/2

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 14: S6-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK7/1	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 12.02.2002	Deney No = S7-1
H_c (cm) = 9.987	A_c (cm ²) = 19.711	V_c (cm ³) = 196.854	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 74.1	w_p (%) = 41.3	I_p (%) = 32.8	İDO (%) = 98.13
Sınıfı = MH	w_n (%) = 41.2	γ_s (kN/m ³) = 26.960	Gerilme Oranı = 0.370

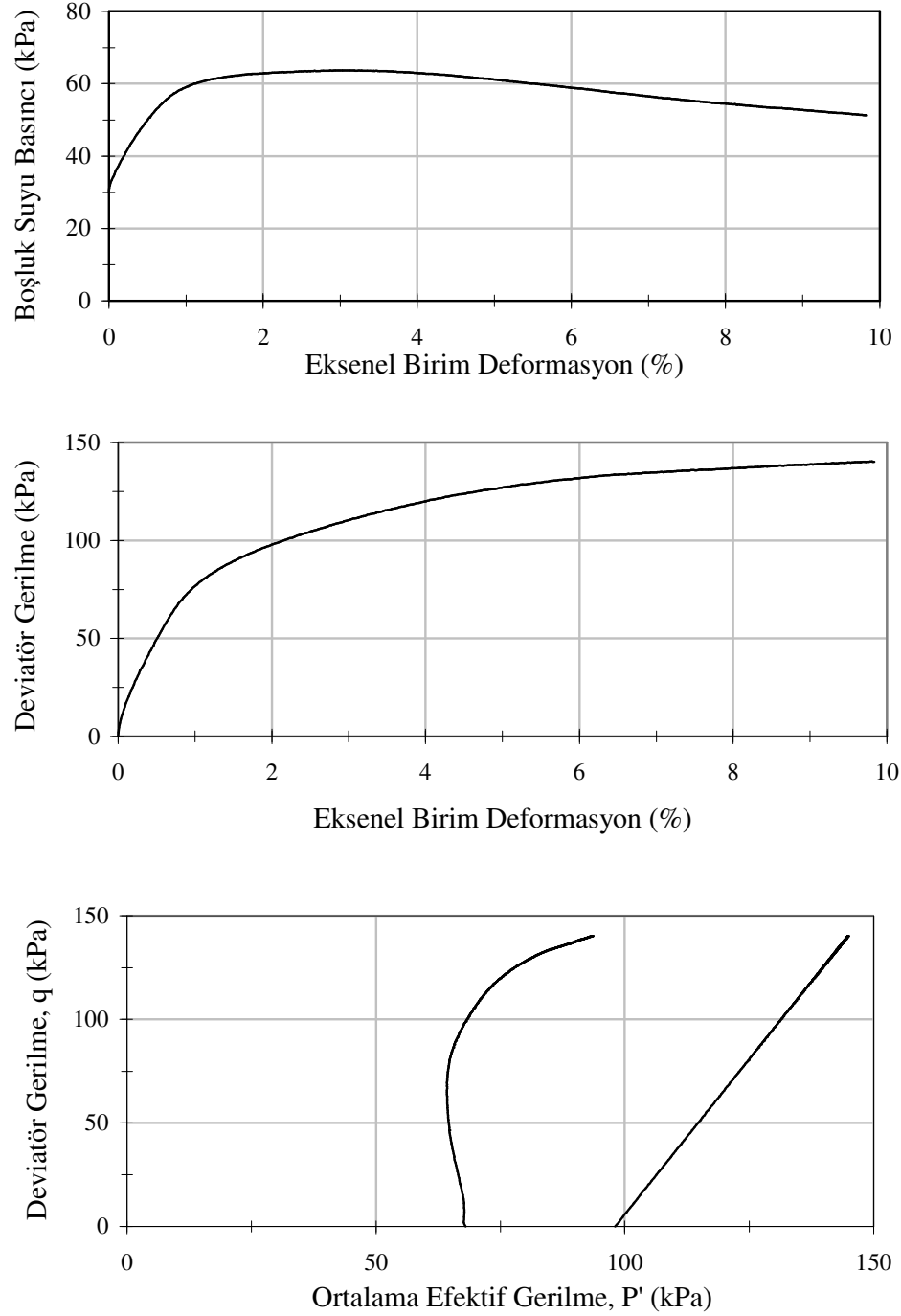


Şekil C. 15: S7-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

12.02.2002 Tarihli Deney (ST7-1S)

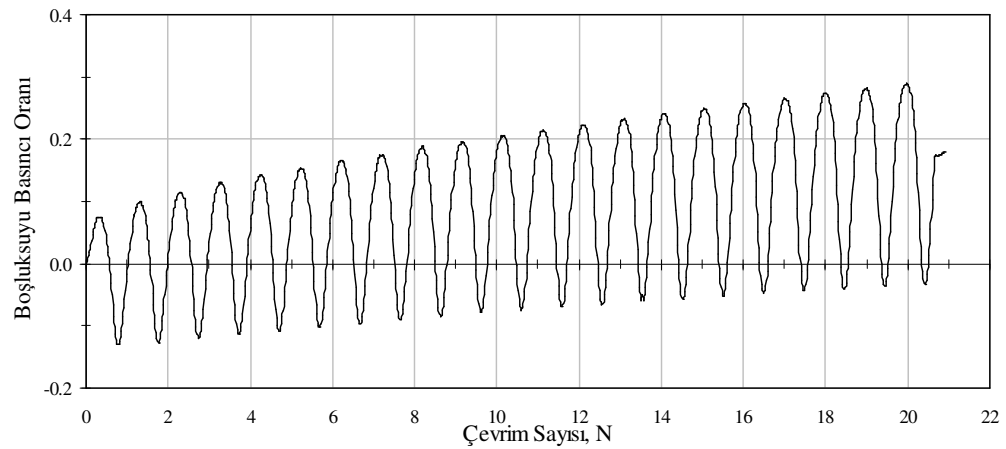
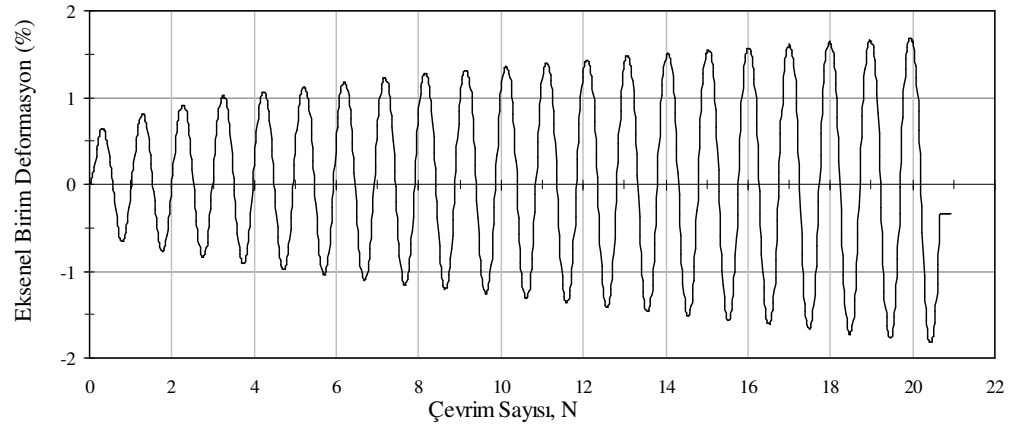
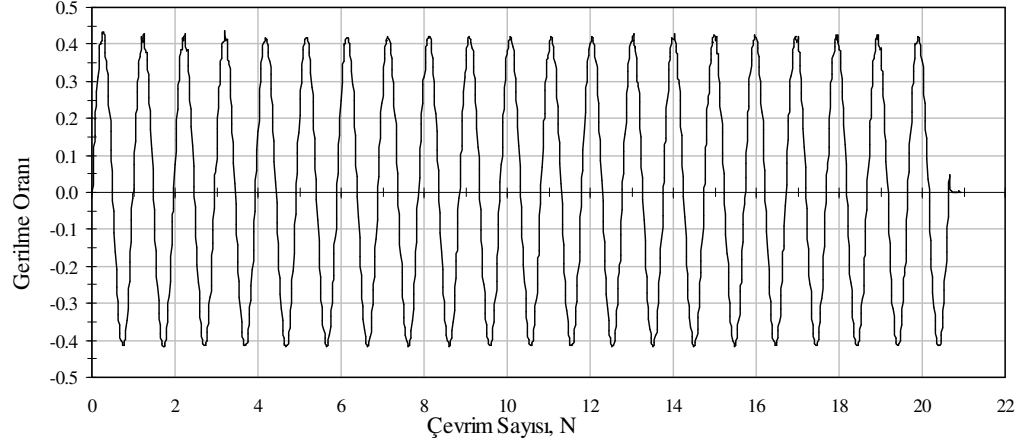
Son./Num. No = SK7/1

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 16: S7-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK7/2	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 16.02.2002	Deney No = S7-2
H_c (cm) = 9.921	A_c (cm ²) = 19.451	V_c (cm ³) = 192.973	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 78.7	w_P (%) = 43	I_p (%) = 35.7	İDO (%) = 97
Sınıfı = MH	w_n (%) = 44.06	γ_s (kN/m ³) = 27.780	Gerilme Oranı = 0.420

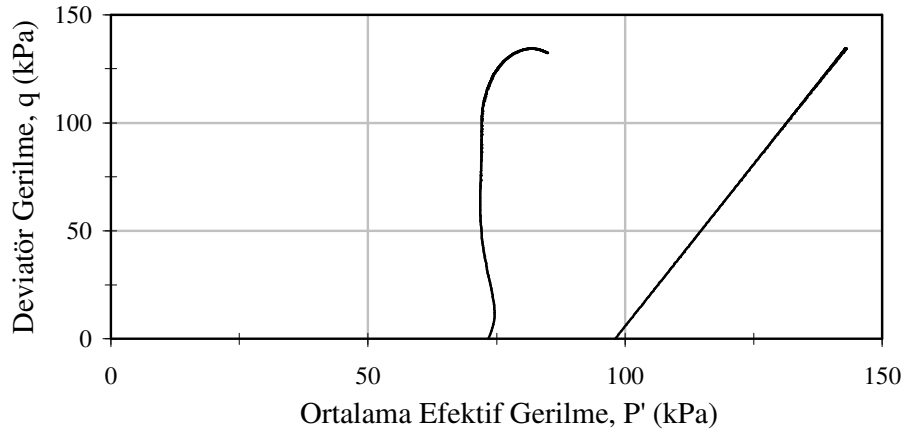
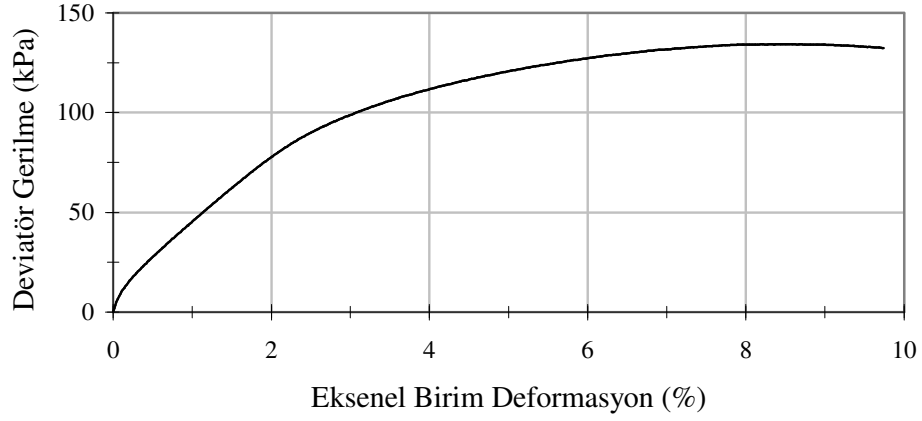
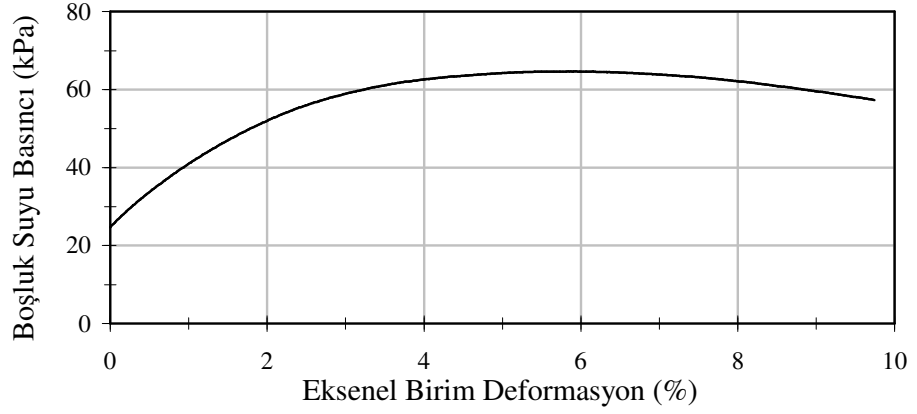


Şekil C. 17: S7-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

16.02.2002 Tarihli Deney (ST7-2S)

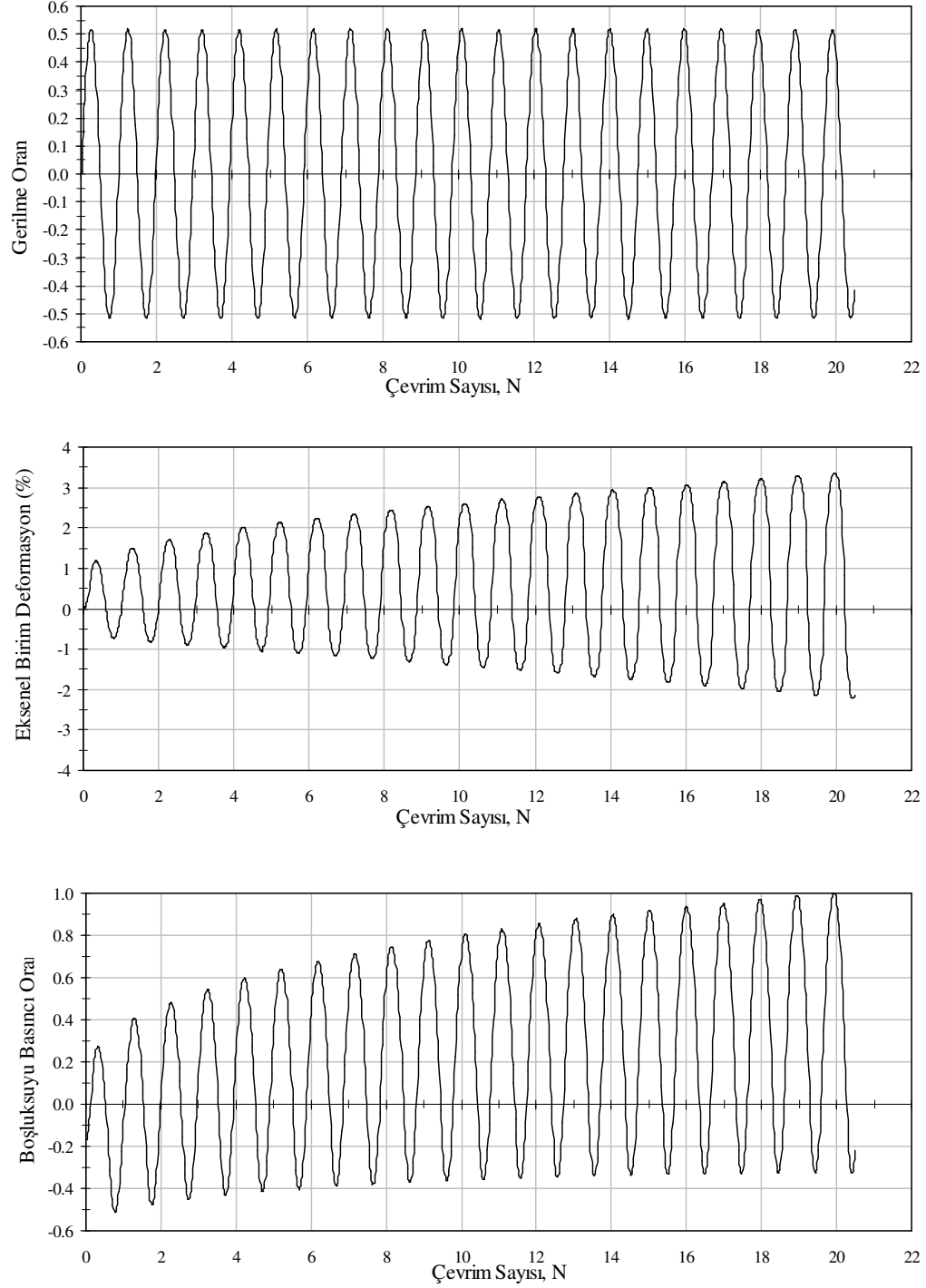
Son./Num. No = SK7/2

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 18: S7-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK7/3	Derinlik (m)= 3.0-3.50	Tarih = 19.02.2002	Deney No = S7-3
H_c (cm) = 9.797	A_c (cm ²) = 19.847	V_c (cm ³) = 194.441	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 65.9	w_p (%) = 34.9	I_p (%) = 31	İDO (%) = 99.25
Sınıfı = MH	w_n (%) = 42.95	γ_s (kN/m ³) = 27.400	Gerilme Oranı = 0.515

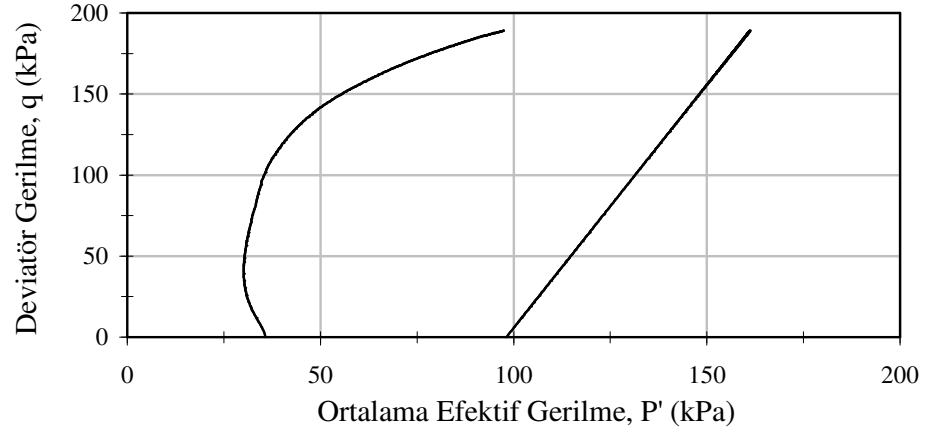
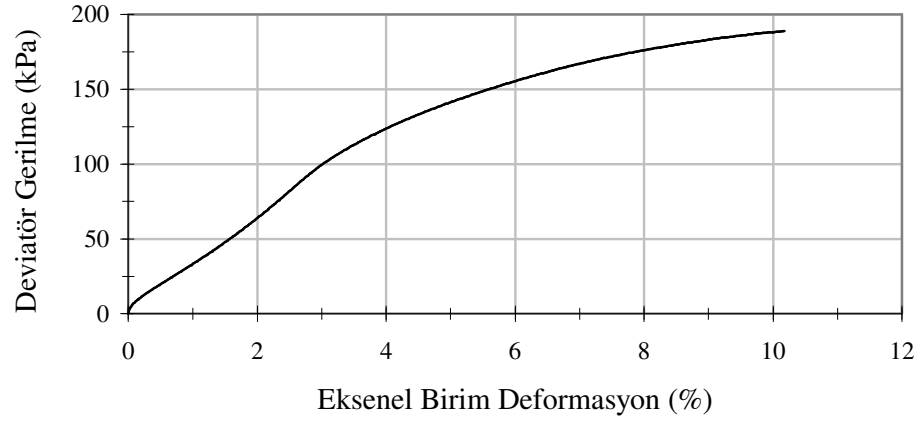
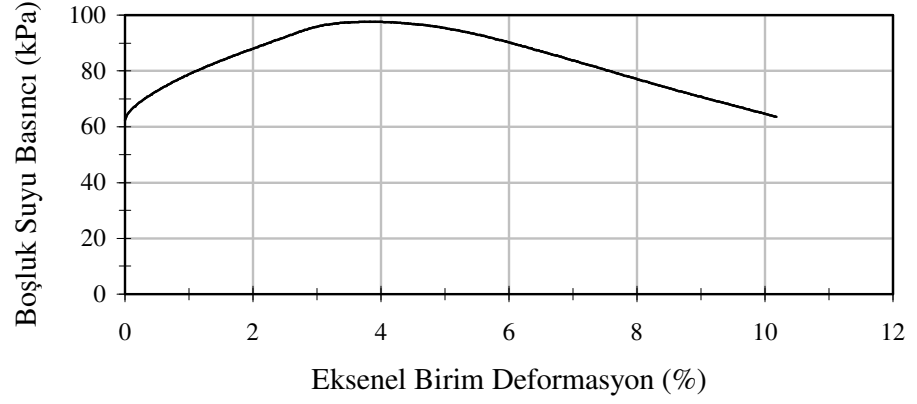


Şekil C. 19: S7-3 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

19.02.2002 Tarihli Deney (ST7-3S)

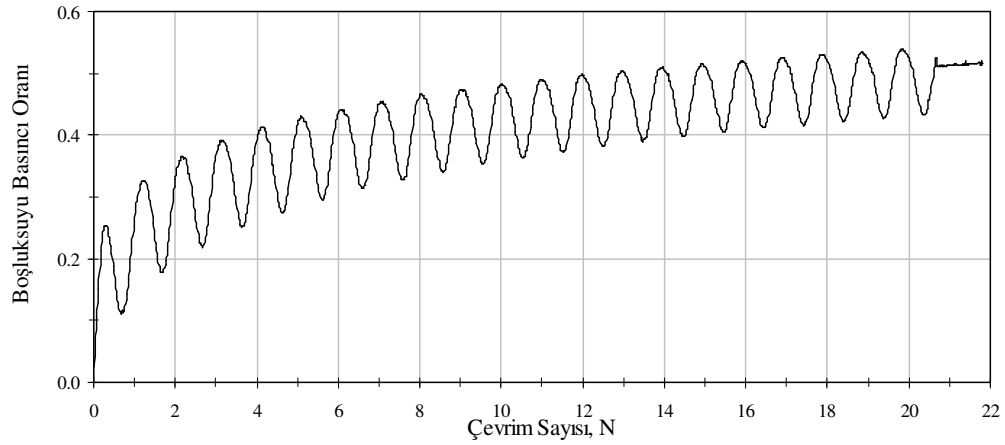
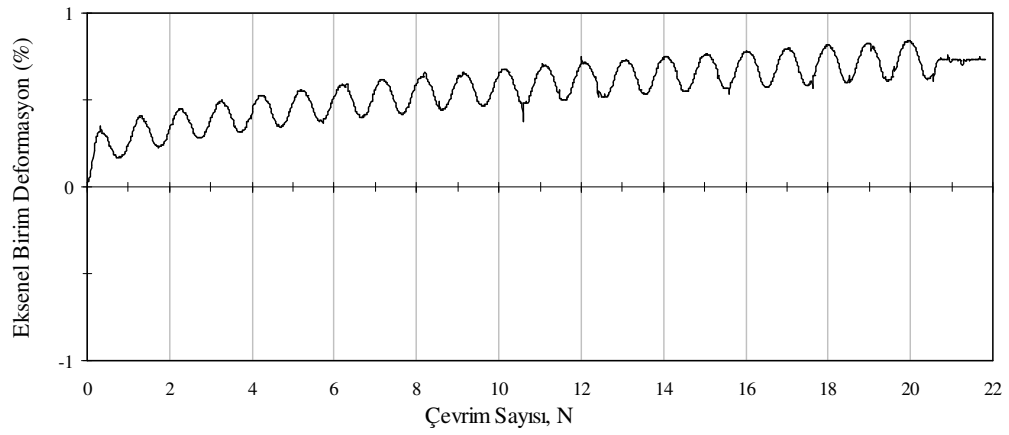
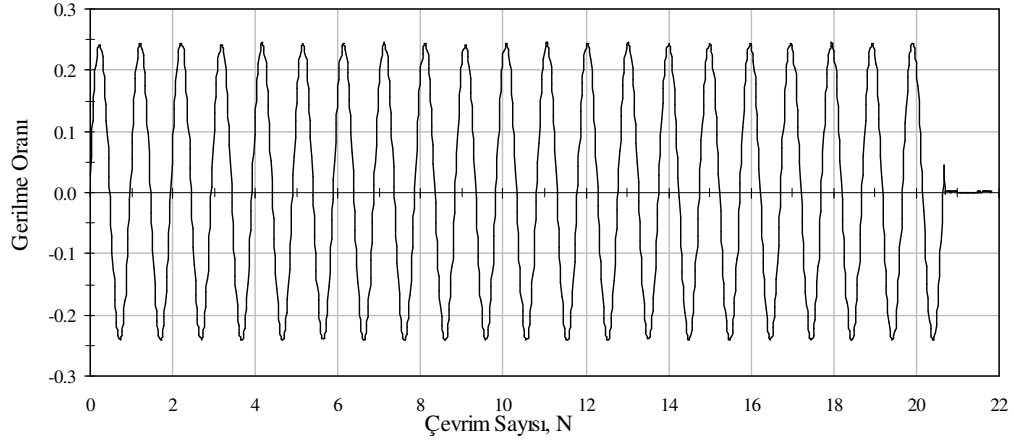
Son./Num. No = SK7/3

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 20: S7-3 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK8/1	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 27.01.2002	Deney No = S8-1
H_c (cm) = 9.915	A_c (cm ²) = 19.253	V_c (cm ³) = 190.893	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_p (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 86.6
Sınıfı = ML	w_n (%) = 37.04	γ_s (kN/m ³) = 25.940	Gerilme Oranı = 0.240

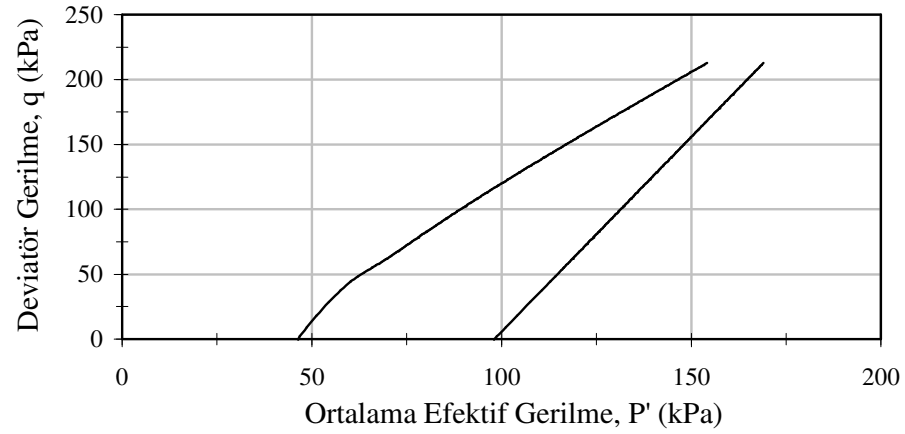
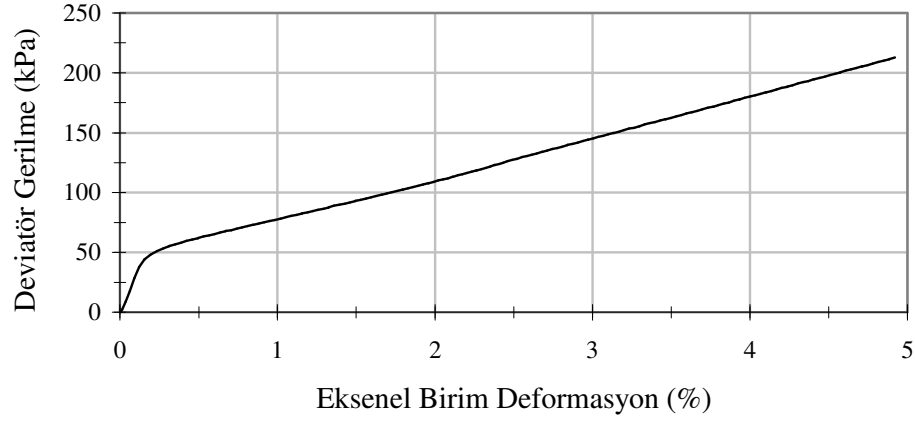
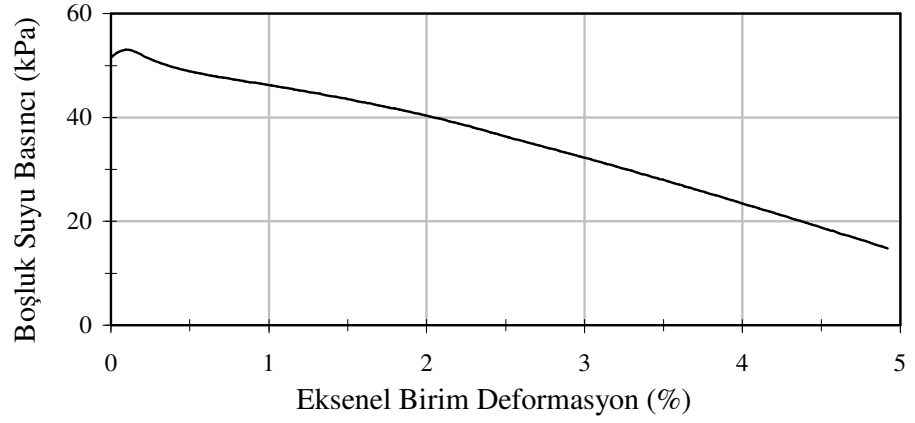


Şekil C. 21: S8-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

27.01.2002 Tarihli Deney (ST8-1S)

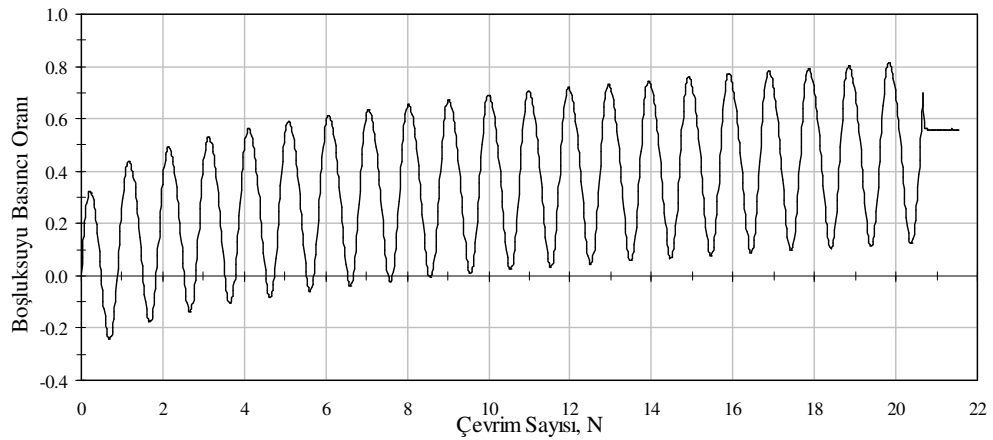
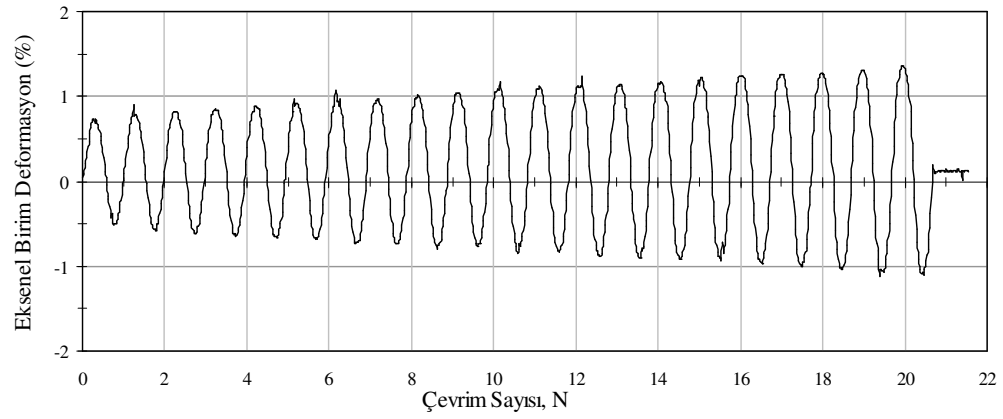
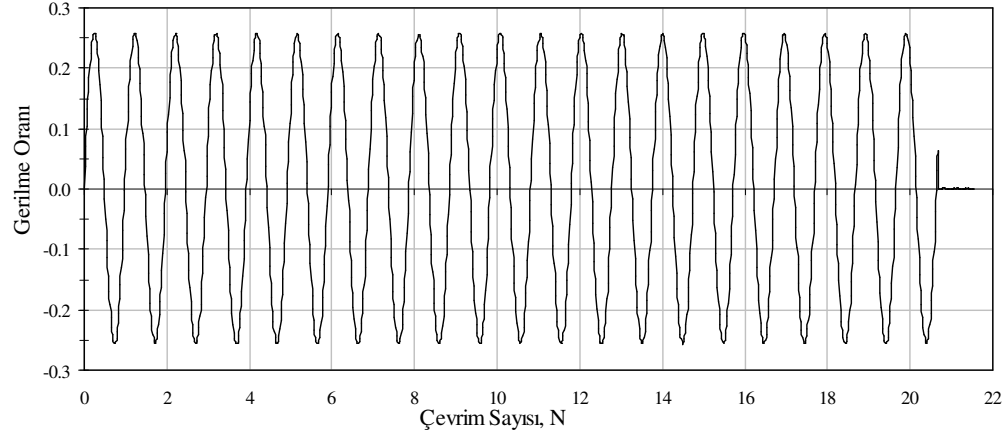
Son./Num. No = SK8/1

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 22: S8-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK8/2	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 04.02.2002	Deney No = S8-2
H_c (cm) = 10.056	A_c (cm ²) = 19.321	V_c (cm ³) = 194.292	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_P (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 89.5
Sınıfı = ML	w_n (%) = 41.05	γ_s (kN/m ³) = 26.250	Gerilme Oranı = 0.255

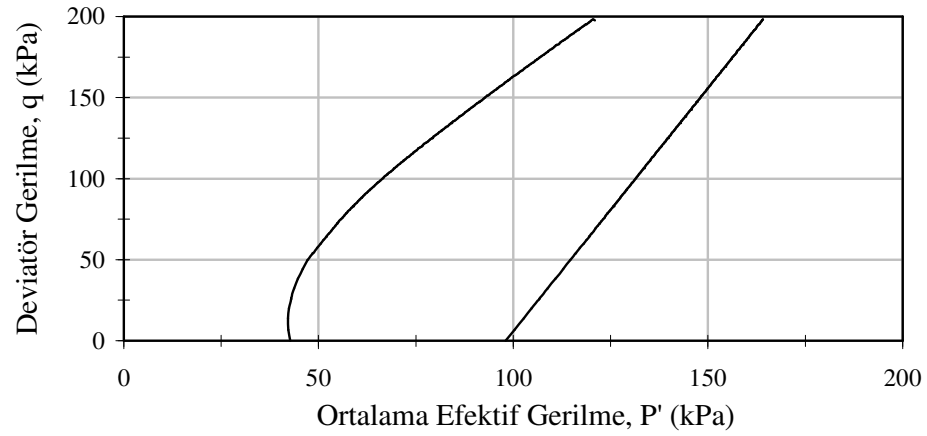
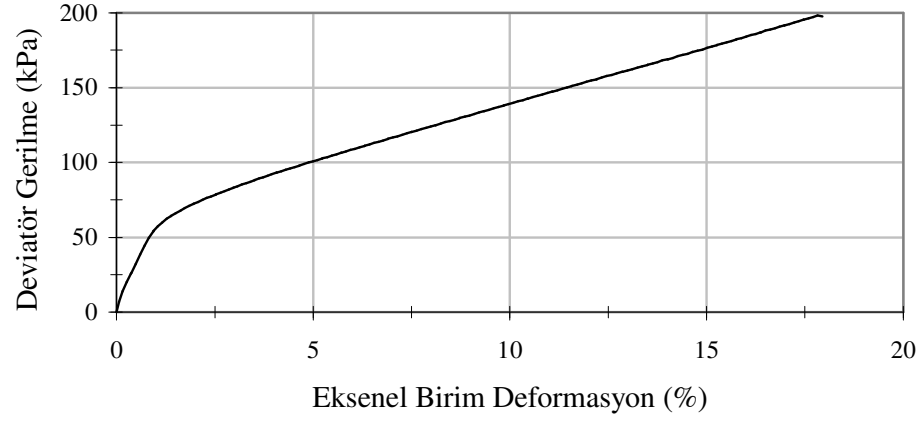
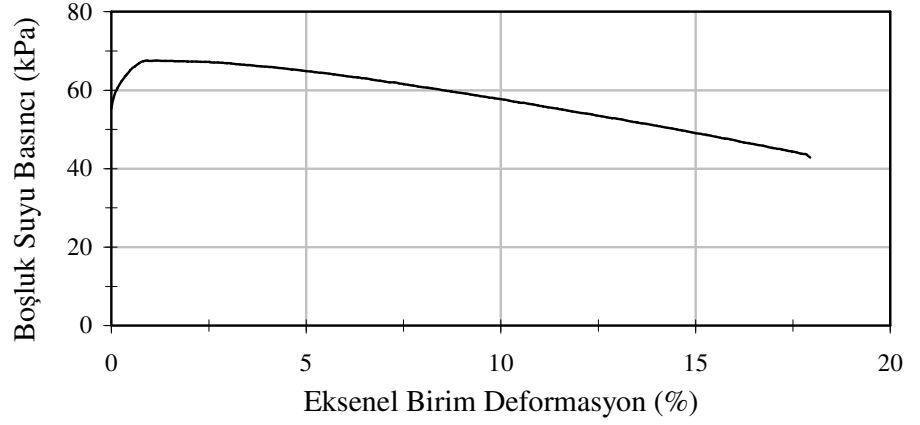


Şekil C. 23: S8-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

04.02.2002 Tarihli Deney (ST8-2S)

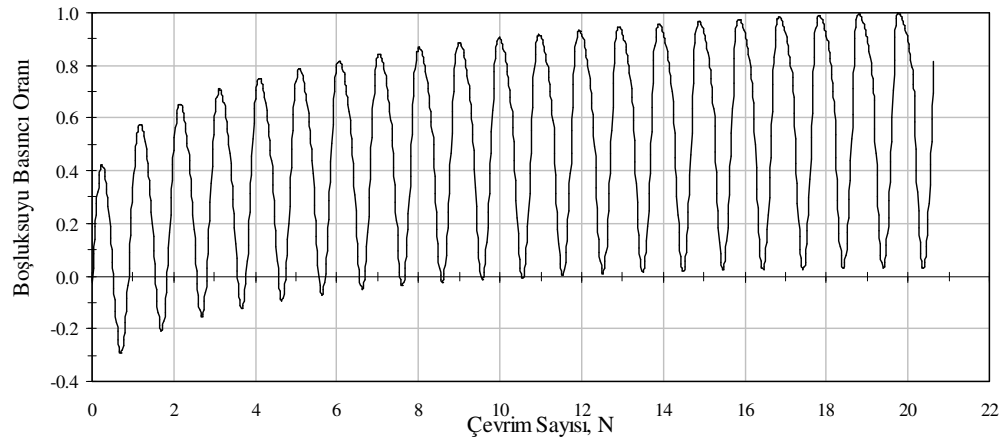
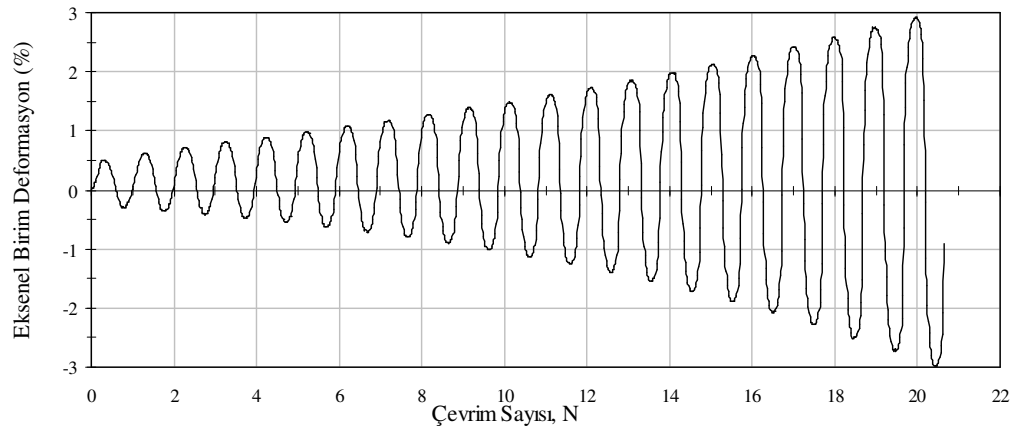
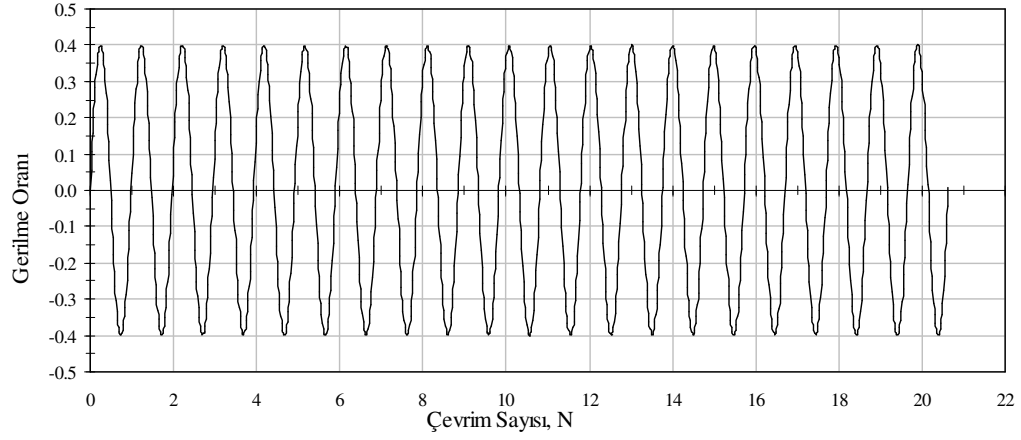
Son./Num. No = SK8/2

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 24: S8-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK8/3	Derinlik (m) = 3.0-3.50	Tarih = 09.02.2002	Deney No = S8-3
H_c (cm) = 10.015	A_c (cm ²) = 19.593	V_c (cm ³) = 196.224	
σ_b (kPa) = 200	σ_c (kPa) = 300	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = NP	w_P (%) = NP	I_p (%) = NP	İDO (%) = 97.3
Sınıfı = ML	w_n (%) = 44.4	γ_s (kN/m ³) = 27.150	Gerilme Oranı = 0.400

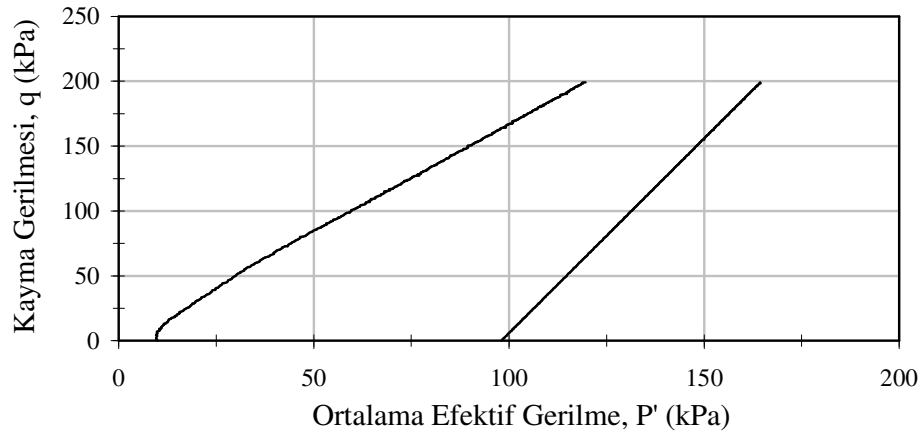
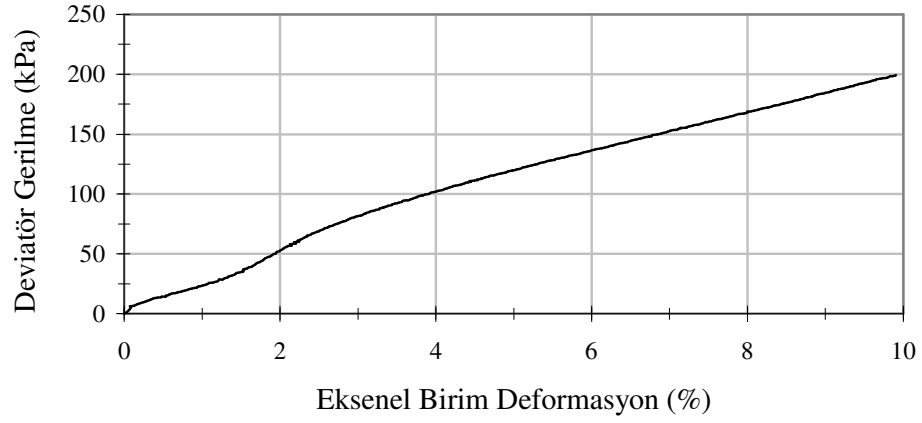
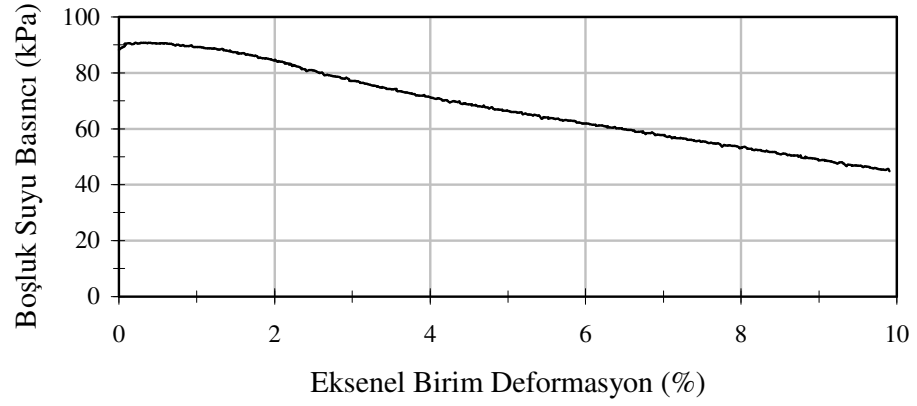


Şekil C. 25: S8-3 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

09.02.2002 Tarihli Deney (ST8-3S)

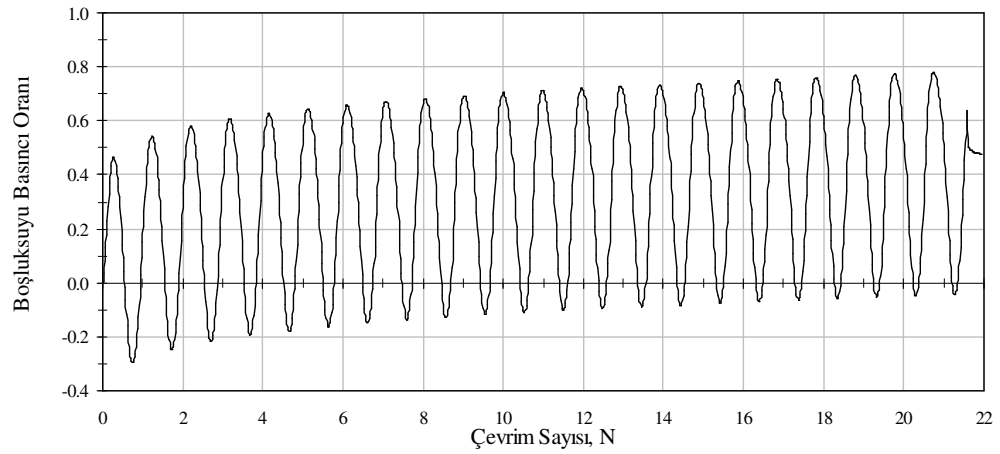
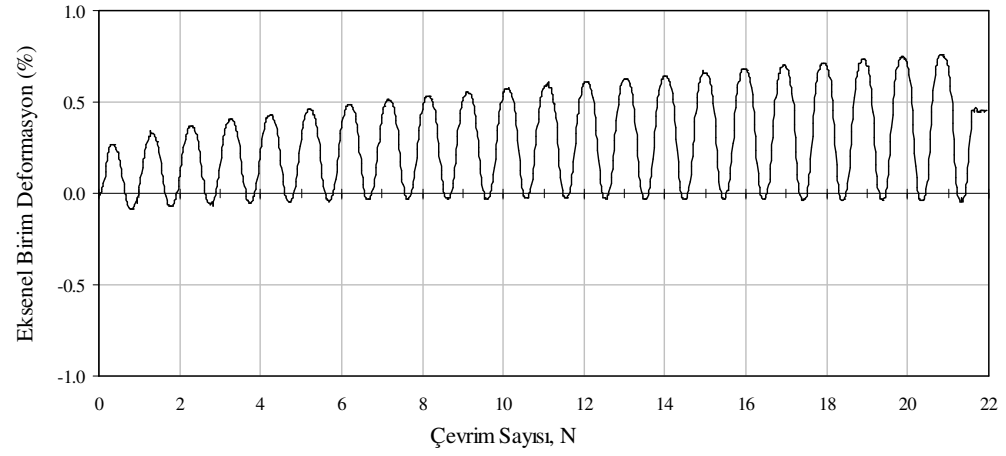
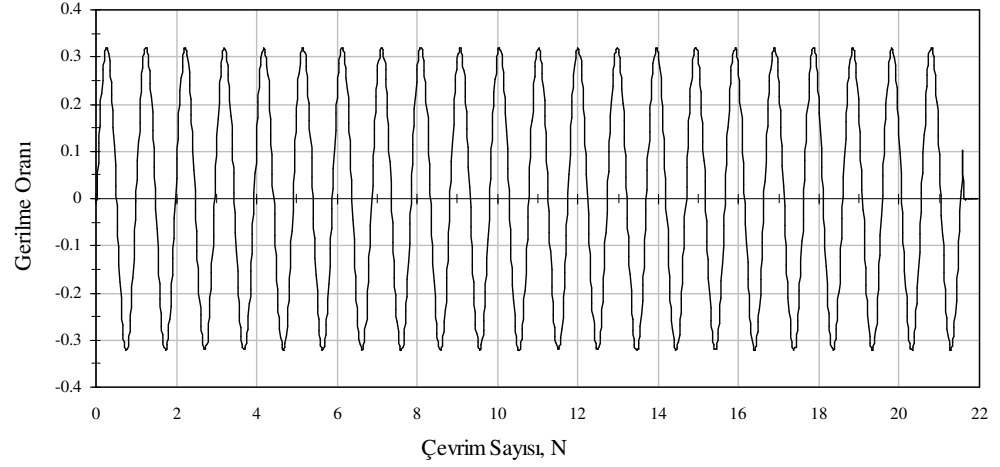
Son./Num. No = SK8/3

Derinlik (m)=3.0-3.5 σ'_c (kPa) = 100 kPa



Şekil C. 26: S8-3 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK4/5	Derinlik (m) = 6.0-6.5	Tarih = 07.04.2003	Deney No= T3-1
H_c (cm) = 10.08	A_c (cm ²) = 21.593	V_c (cm ³) = 217.657	
σ_b (kPa) = 250	σ_c (kPa) = 350	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 40/-	w_P (%) = 24/-	I_p (%) = 16/NP	İDO (%) = 97.5/9.2
Sınıfı = CL/SP-SC	w_n (%) = 21.76	γ_s (kN/m ³) = 26.080	Gerilme Oranı = 0.320



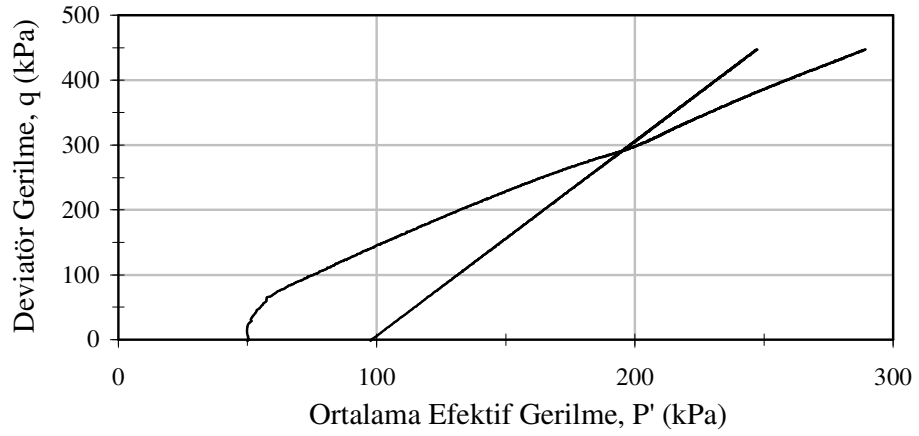
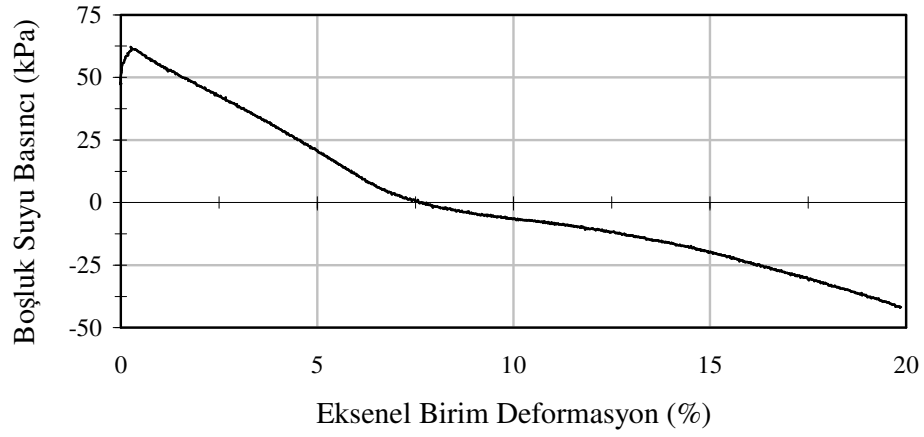
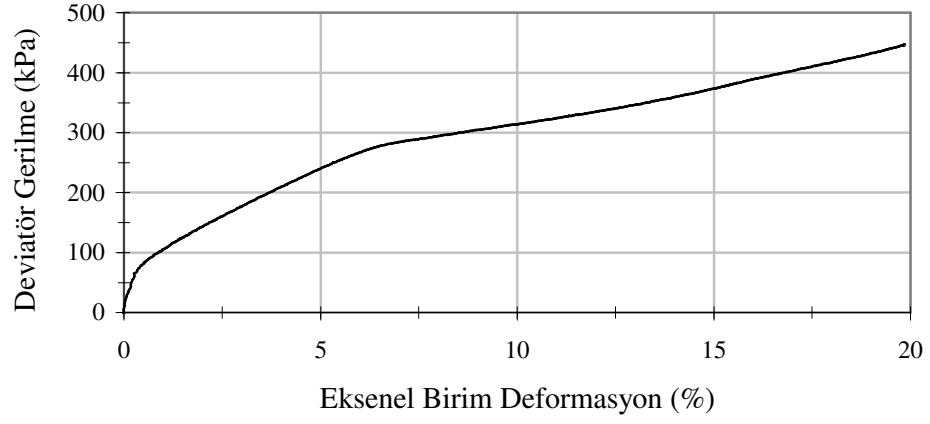
Şekil C. 27: T3-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

07.04.2003 Tarihli Deney (T3-1S)

Sondaj/Num. No = SK/5

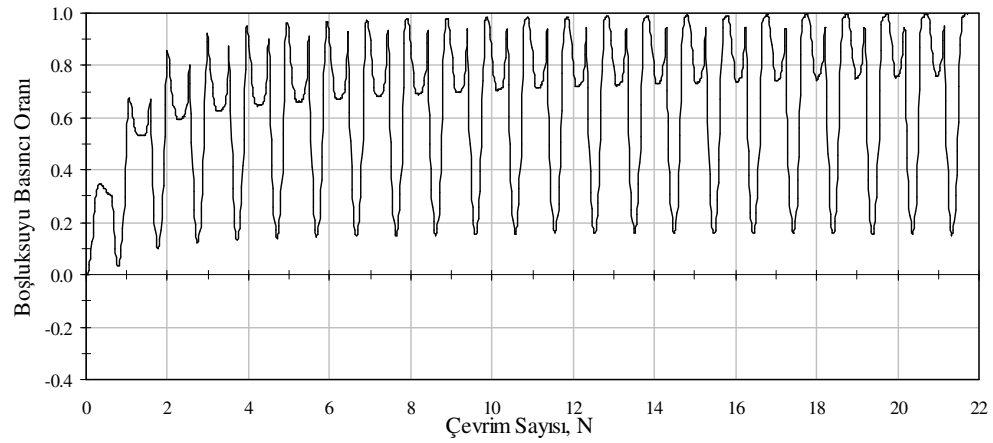
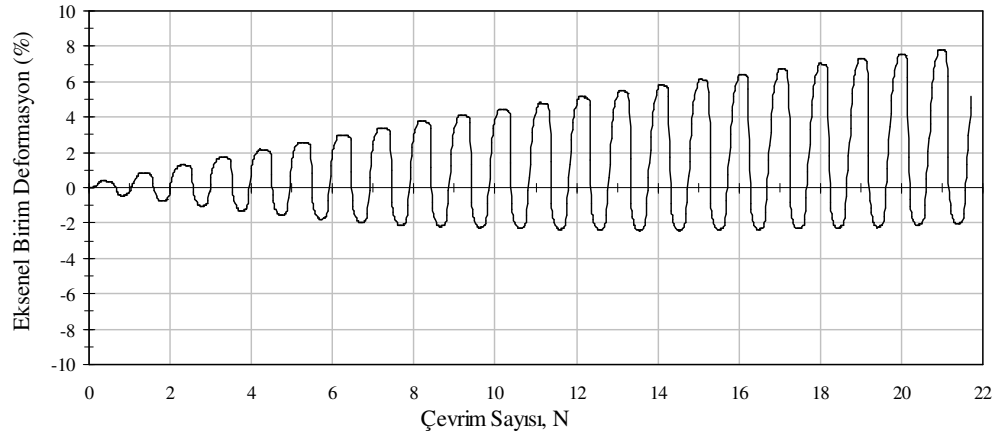
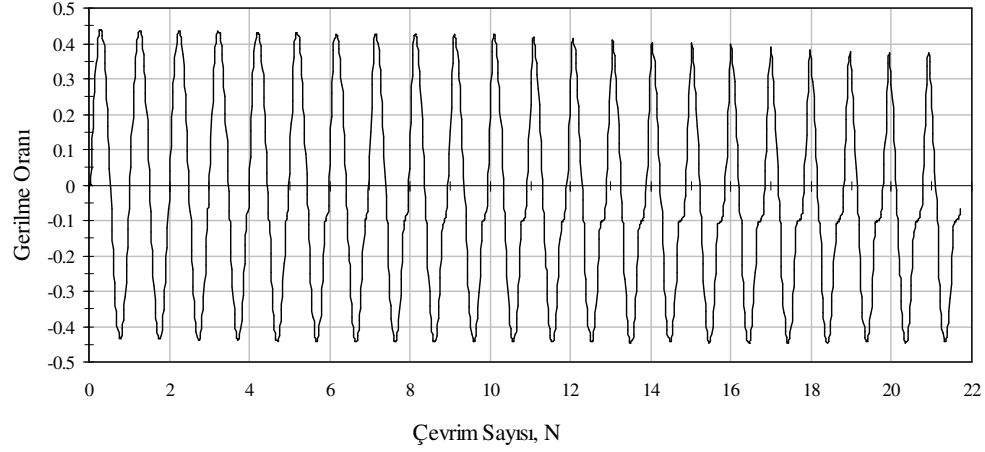
Derinlik (m)=6.0-6.5

σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 28: T3-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

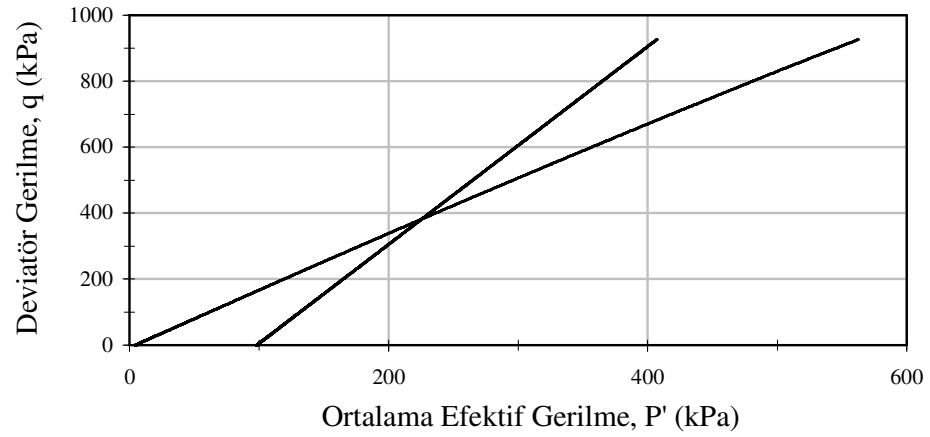
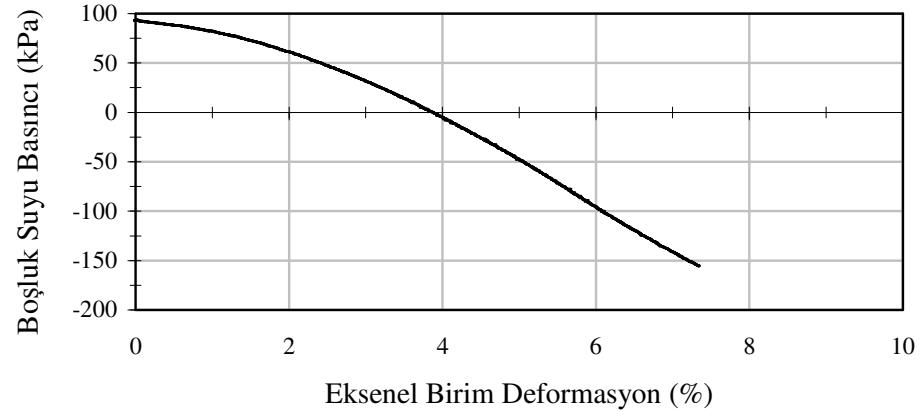
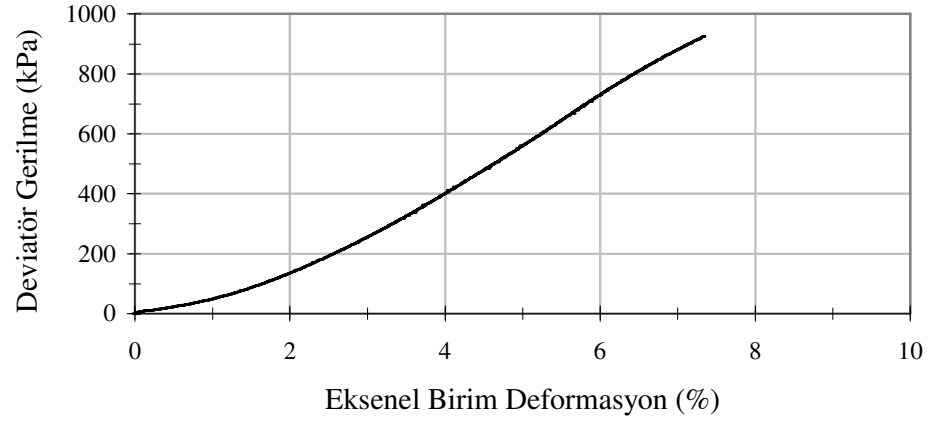
Sondaj No = SK2/5	Derinlik (m) = 4.5-5.0	Tarih = 01.06.2003	Deney No= T4-1
H_c (cm) = 9.978	A_c (cm ²) = 20.124	V_c (cm ³) = 200.797	
σ_b (kPa) = 290	σ_c (kPa) = <u>390</u>	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = -	w_P (%) = -	I_p (%) = NP	İDO (%) = 1.0
Sınıfı = SP	w_n (%) = -	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.408



Şekil C. 29: T4-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

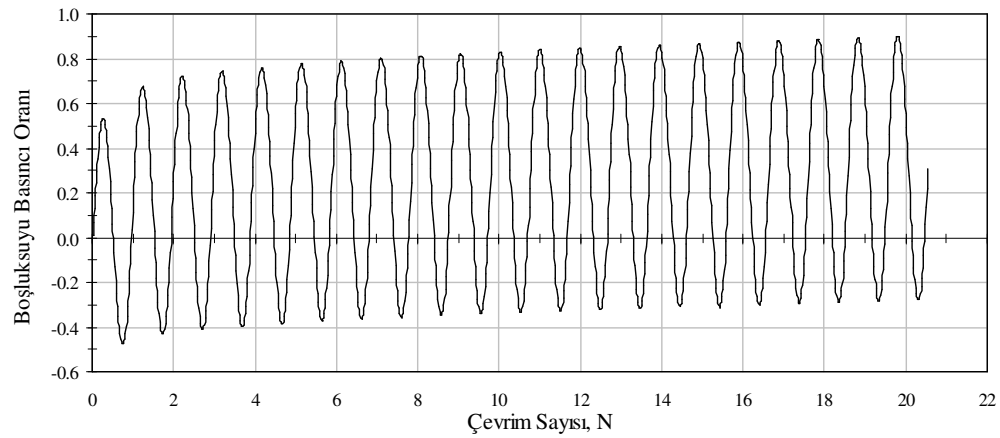
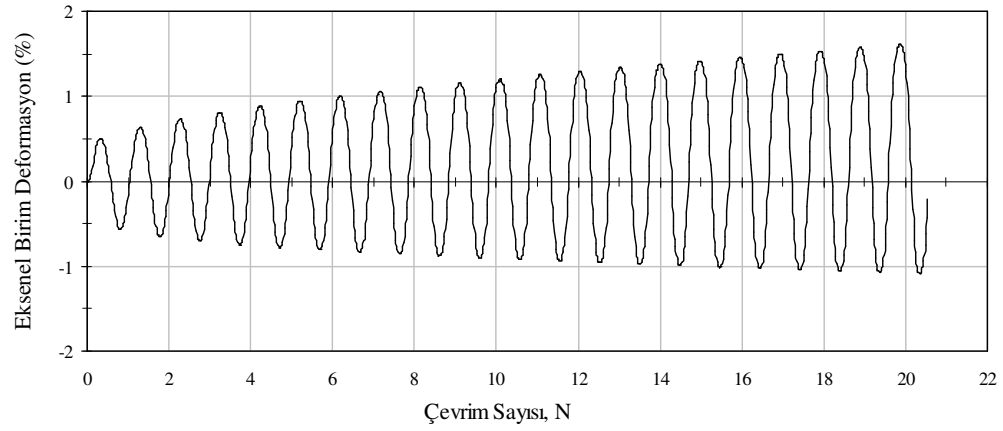
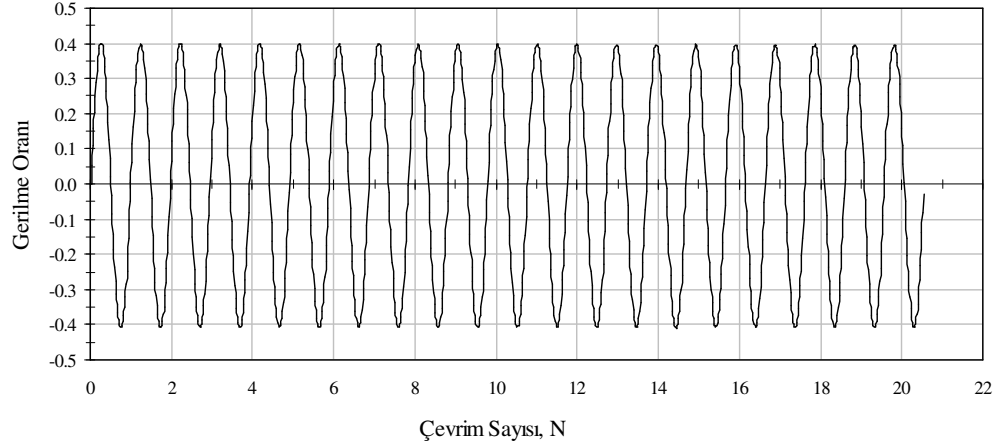
11.06.2003 Tarihli Deney (T4-1S)

Sondaj/Num. No = SK2/5 Derinlik (m)=4.5-5.0 σ'_c (teo/uyg)= 50/100 kPa



Şekil C. 30: T4-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

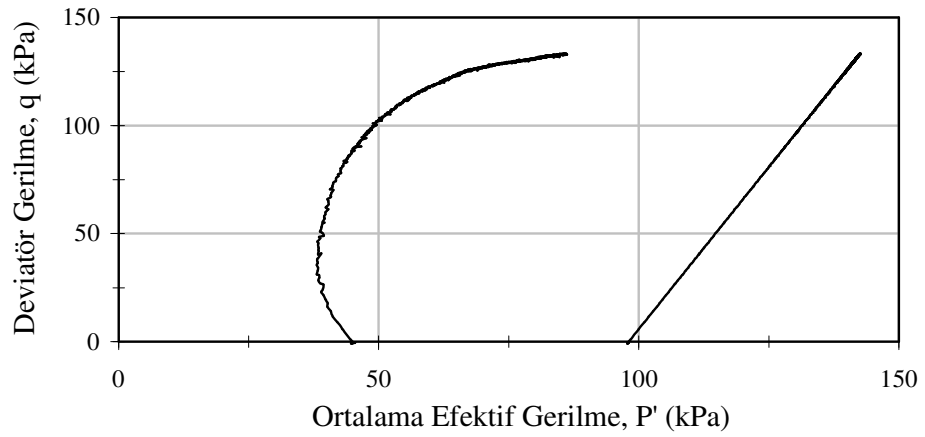
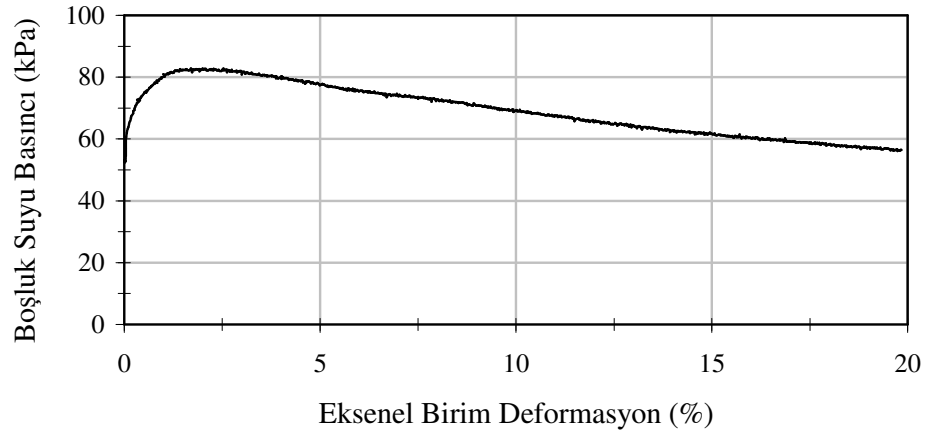
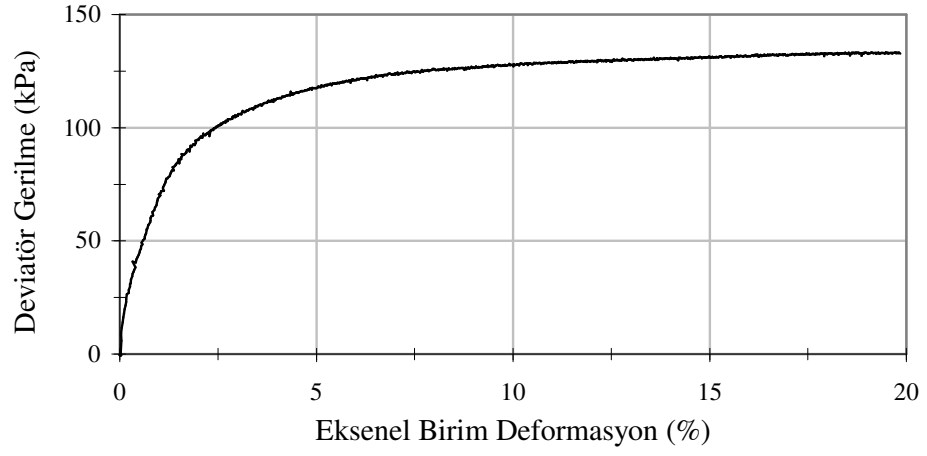
Sondaj No = SK1/4	Derinlik (m) = 5.0-5.5	Tarih = 22.04.2003	Deney No = T5-1
H_c (cm) = 9.64	A_c (cm ²) = 19.767	V_c (cm ³) = 190.554	
σ_b (kPa) = 250	σ_c (kPa) = 350	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 66	w_P (%) = 26	I_p (%) = 40	İDO (%) = 98.9
Sınıfı = CH	w_n (%) = 38.14	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.400



Şekil C. 31: T5-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

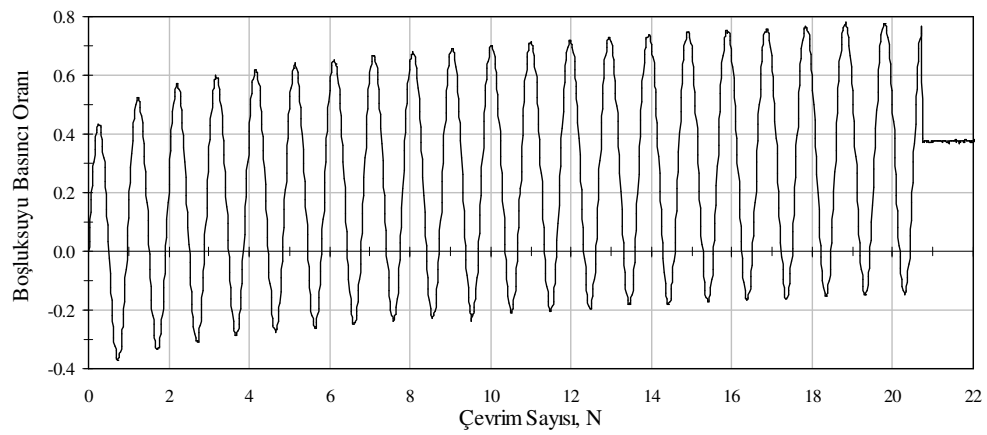
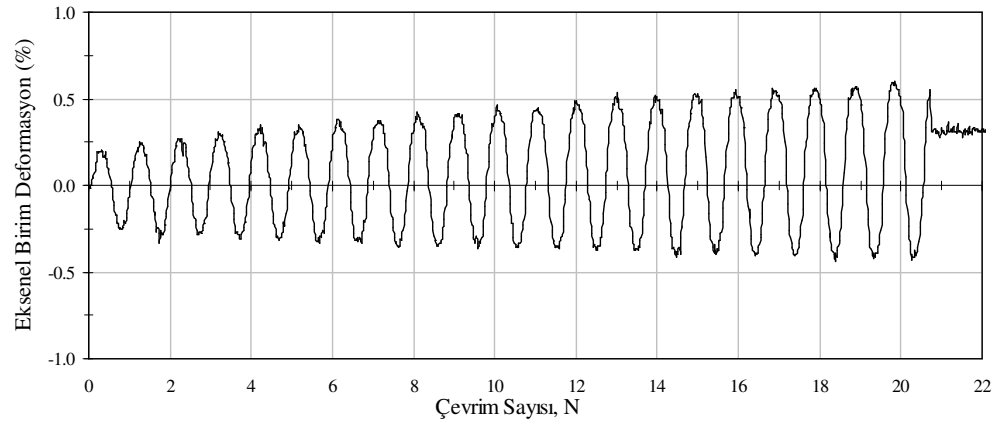
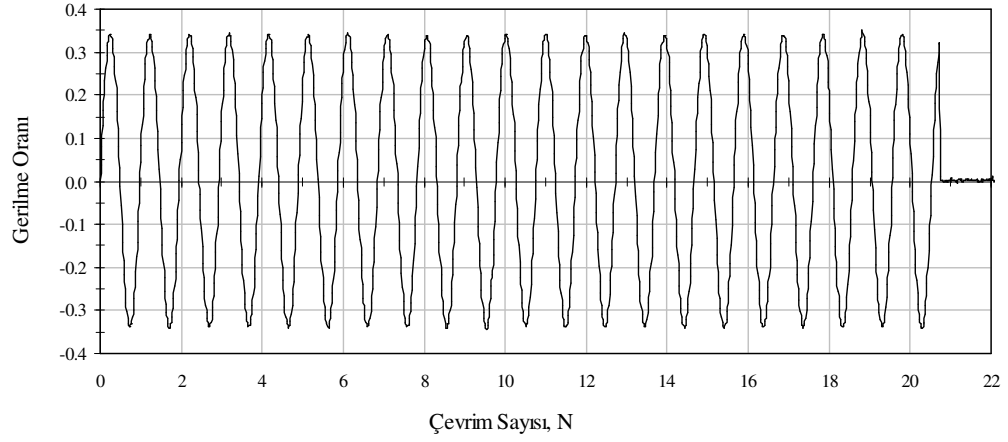
22.04.2003 Tarihli Deney (T5-1S)

Sondaj/Num. No = SK1/4 Derinlik (m)=5.0-5.5 σ'_c (teo/uyg)= 50/100 kPa



Şekil C. 32: T5-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

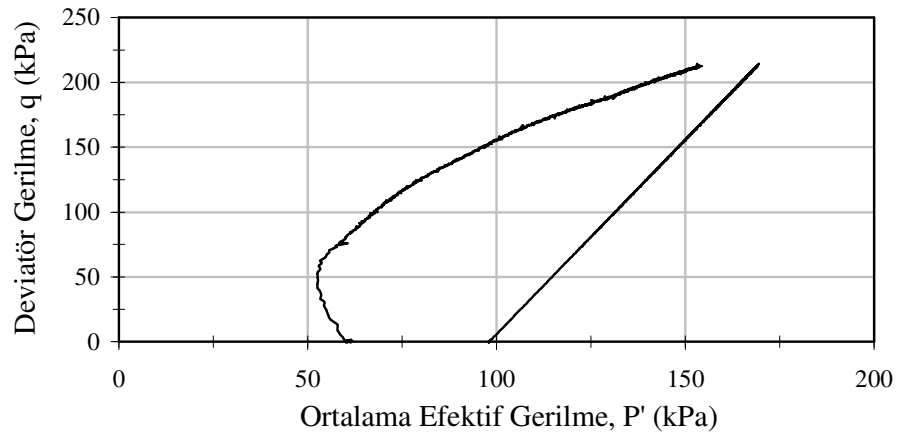
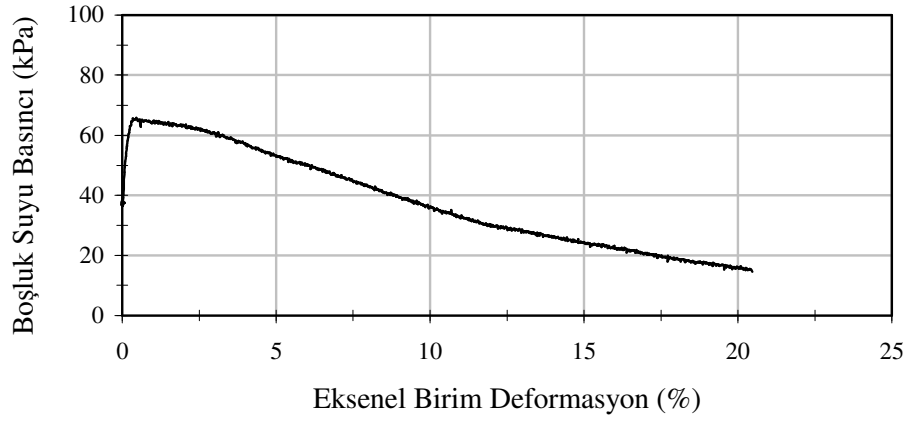
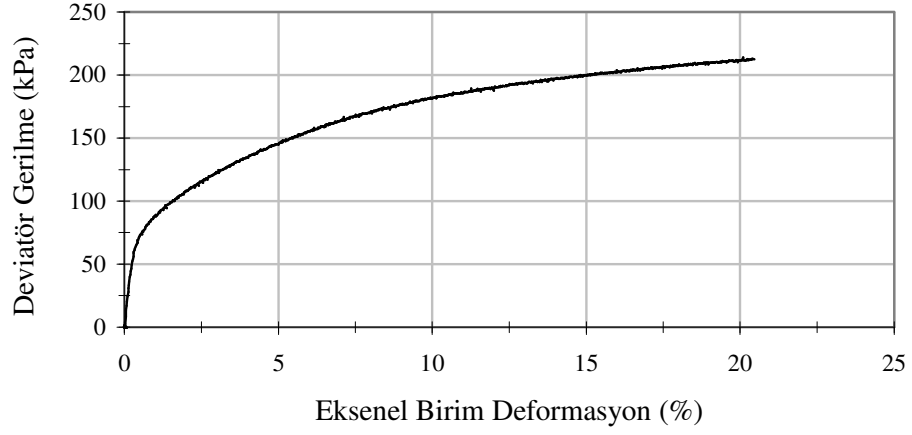
Sondaj No = SK1/4	Derinlik (m) = 5.0-5.5	Tarih = 11.05.2003	Deney No = T5-2
H_c (cm) = 9.741	A_c (cm ²) = 19.765	V_c (cm ³) = 192.531	
σ_b (kPa) = 300	σ_c (kPa) = 400	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 40	w_P (%) = 24	I_p (%) = 16	İDO (%) = 98.4
Sınıfı = CL	w_n (%) = 32.36	γ_s (kN/m ³) = 26.460	Gerilme Oranı = 0.340



Şekil C. 33: T5-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

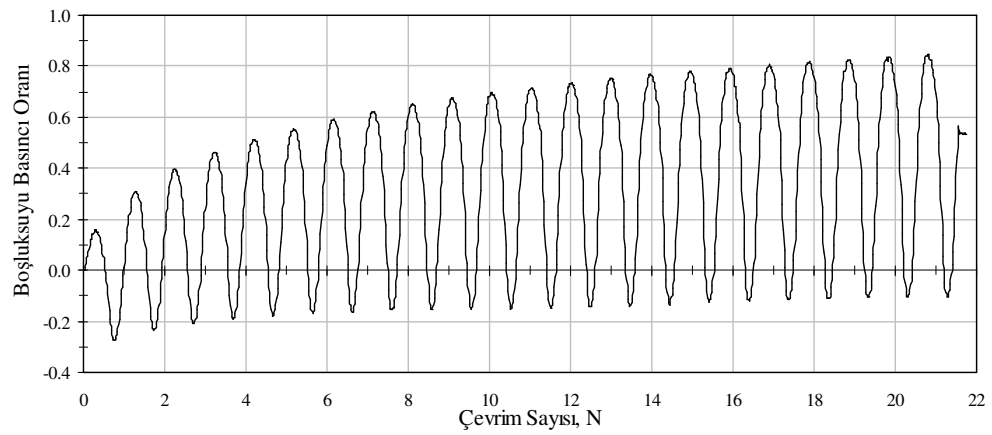
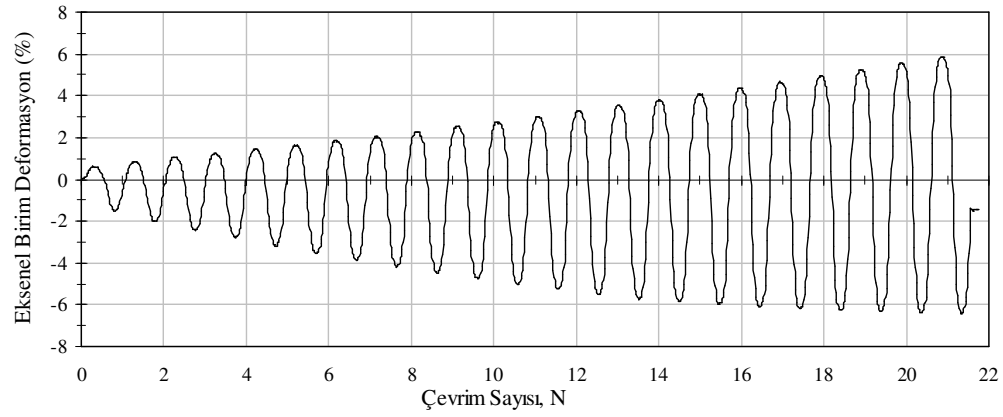
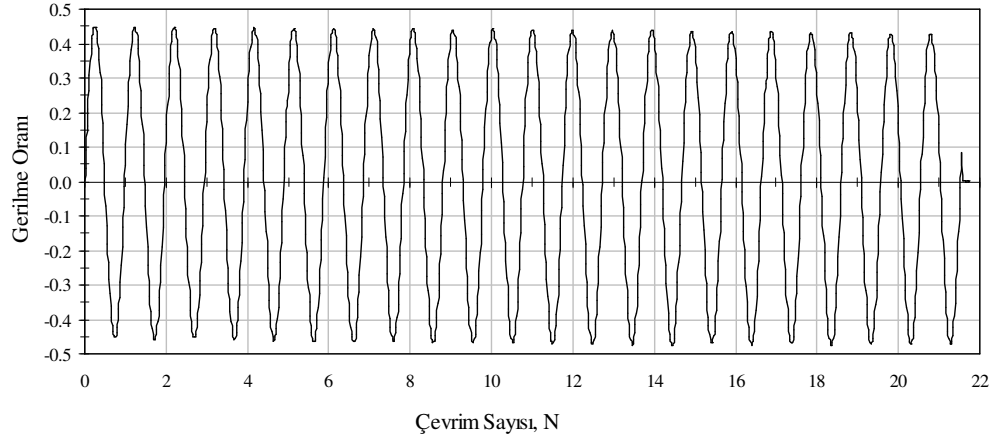
11.05.2003 Tarihli Deney (T5-2S)

Sondaj/Num. No = SK1/4 Derinlik (m)=5.5-5.5 σ'_c (teo/uyg)= 50/100 kPa



Şekil C. 34: T5-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

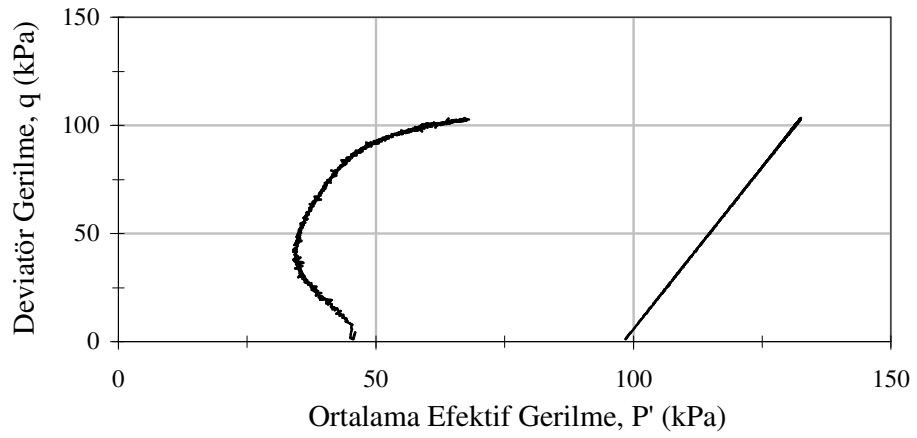
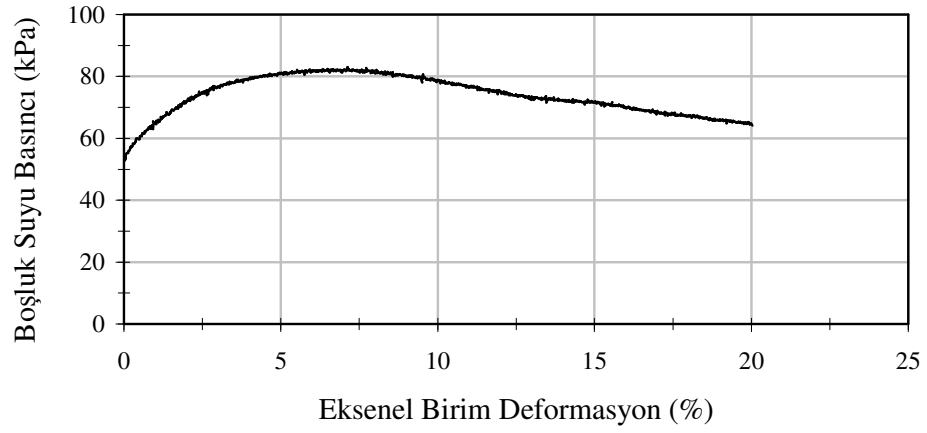
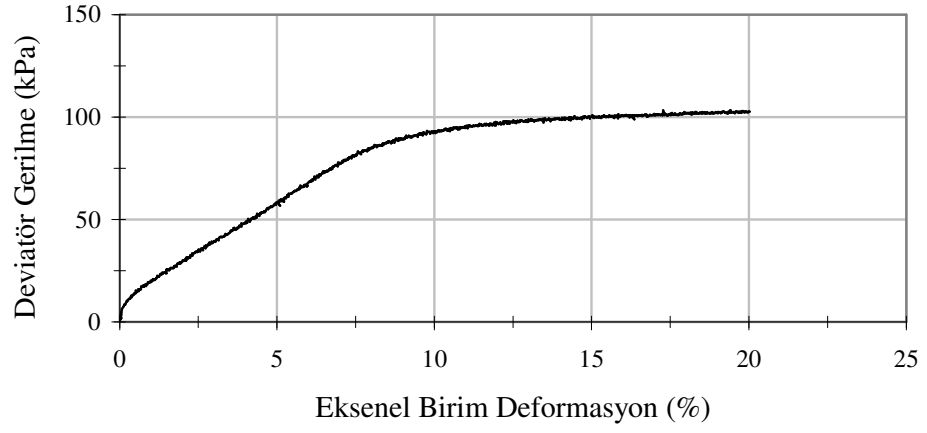
Sondaj No = SK1/4	Derinlik (m) = 5.0-5.5	Tarih = 21.05.2003	Deney No = T5-3
H_c (cm) = 9.756	A_c (cm ²) = 19.687	V_c (cm ³) = 192.066	
σ_b (kPa) = 390	σ_c (kPa) = 490	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 71	w_P (%) = 31	I_p (%) = 40	İDO (%) = 97.5
Sınıfı = CH	w_n (%) = 40.64	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.450



Şekil C. 35: T5-3 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

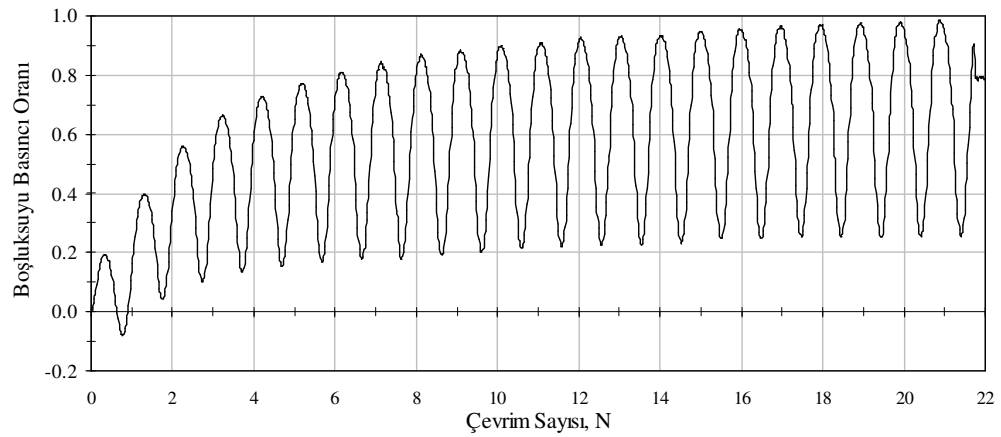
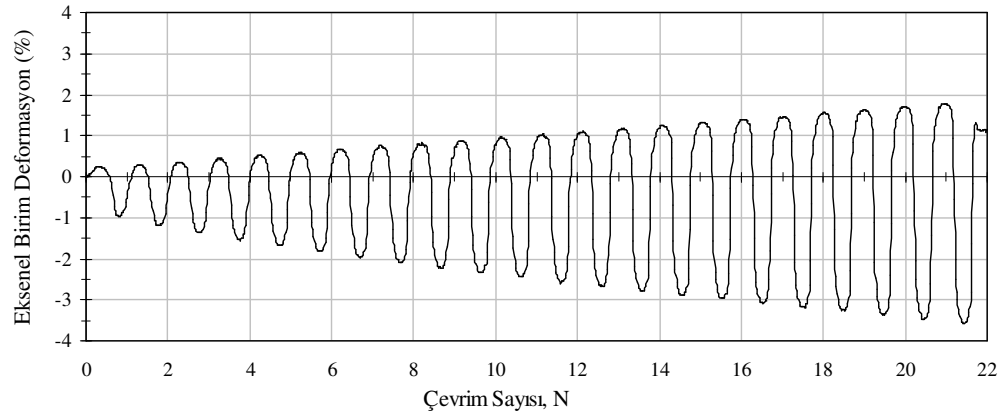
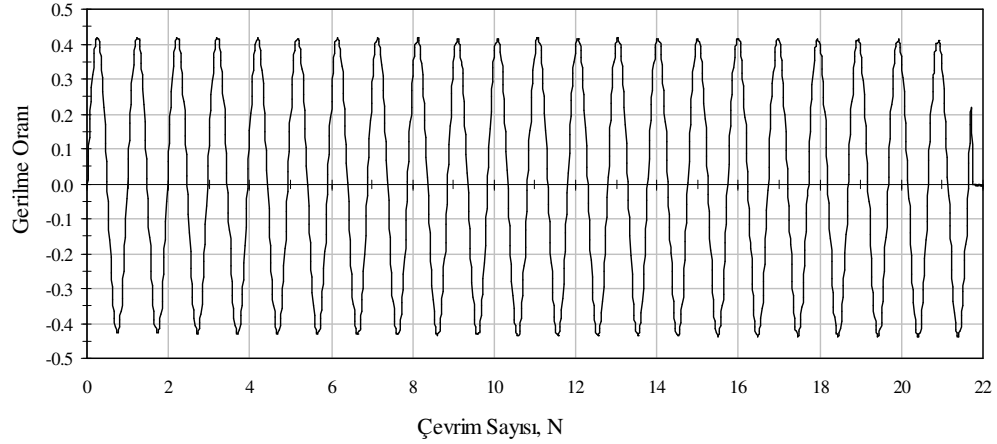
21.05.2003 Tarihli Deney (T5-3S)

Sondaj/Num. No = SK1/4 Derinlik (m)=5.0-5.5 σ'_c (teo/uyg)= 50/100 kPa



Şekil C. 36: T5-3 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

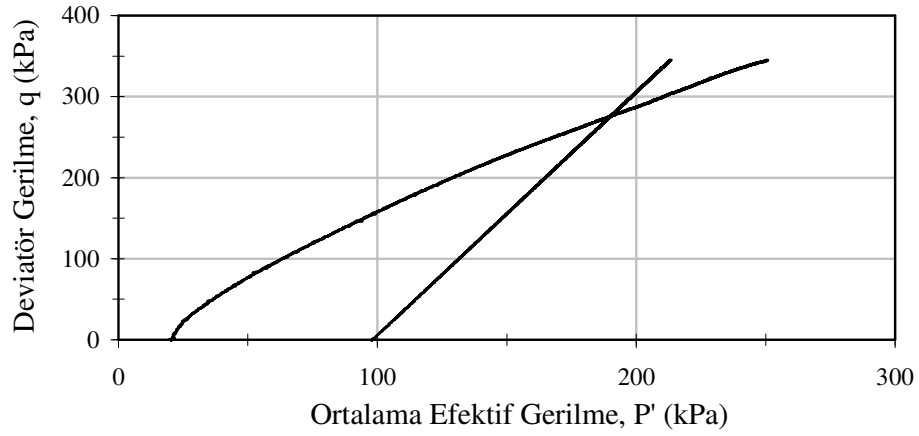
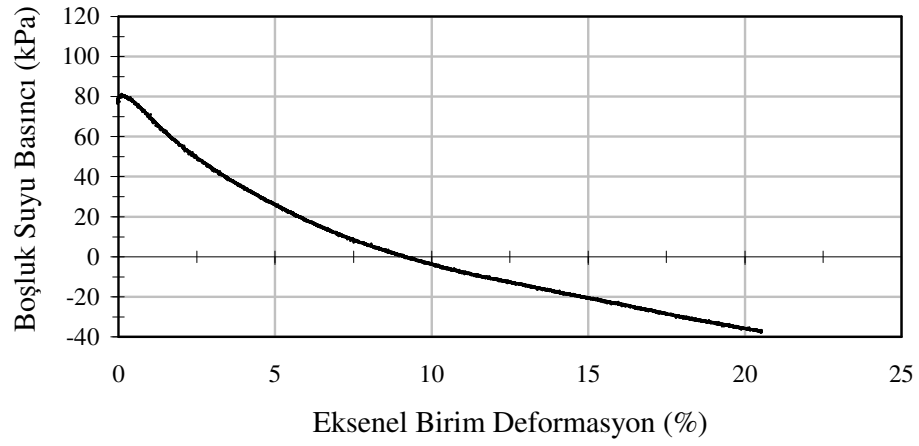
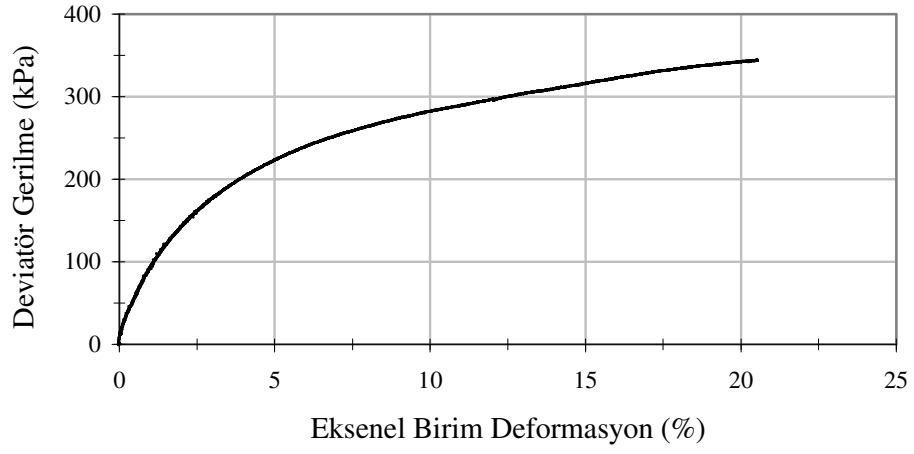
Sondaj No = SK2/7	Derinlik (m) = 7.2-7.7	Tarih = 16.06.2003	Deney No = T6-1
H_c (cm) = 9.756	A_c (cm ²) = 19.698	V_c (cm ³) = 192.174	
σ_b (kPa) = 290	σ_c (kPa) = 390	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 31	w_P (%) = -	I_p (%) = NP	İDO (%) = 89.1
Sınıfı = ML	w_n (%) = 24.55	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.415



Şekil C. 37: T6-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

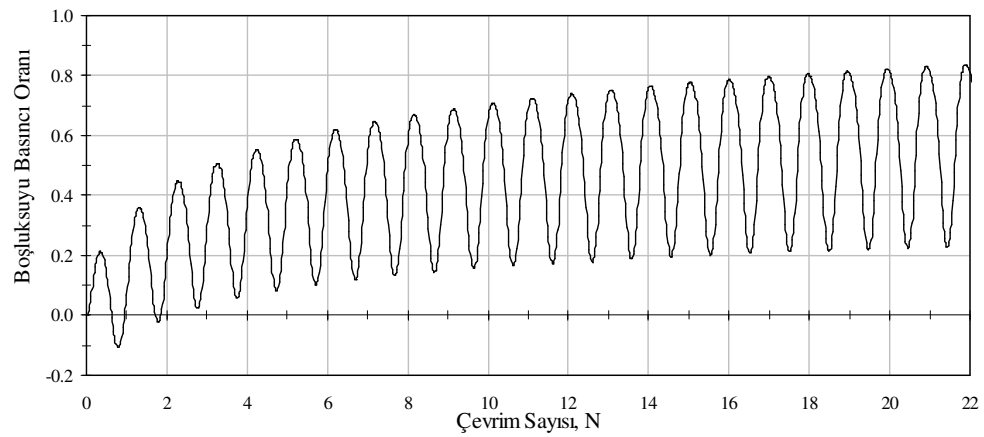
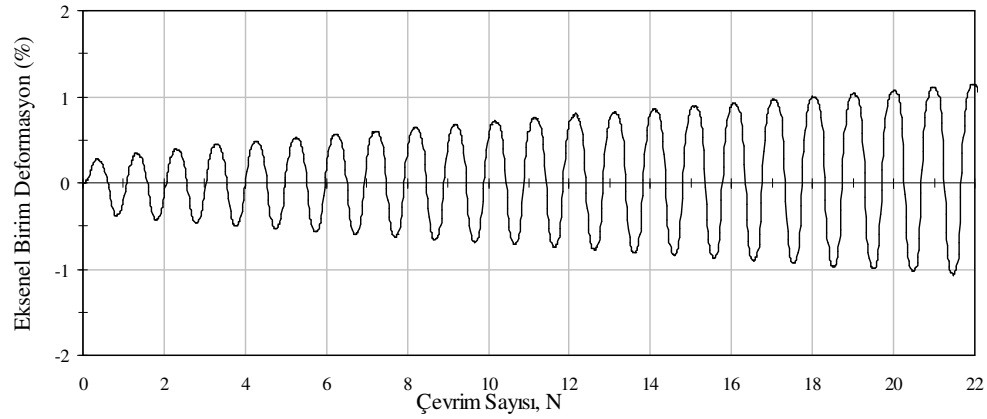
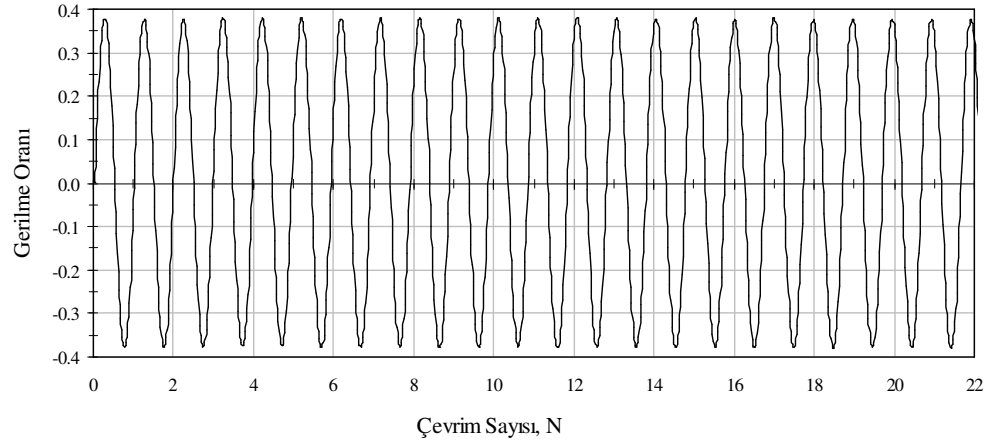
16.06.2003 Tarihli Deney (T6-1S)

Sondaj/Num. No = SK2/7 Derinlik (m)=7.2-7.7 σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 38: T6-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

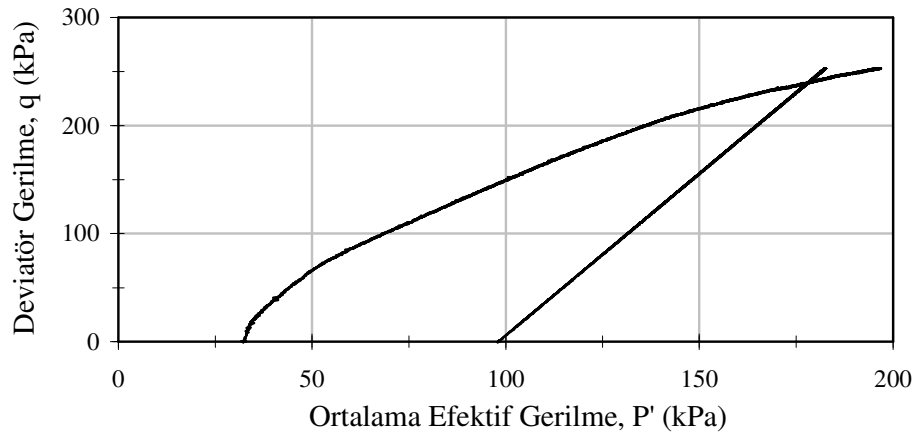
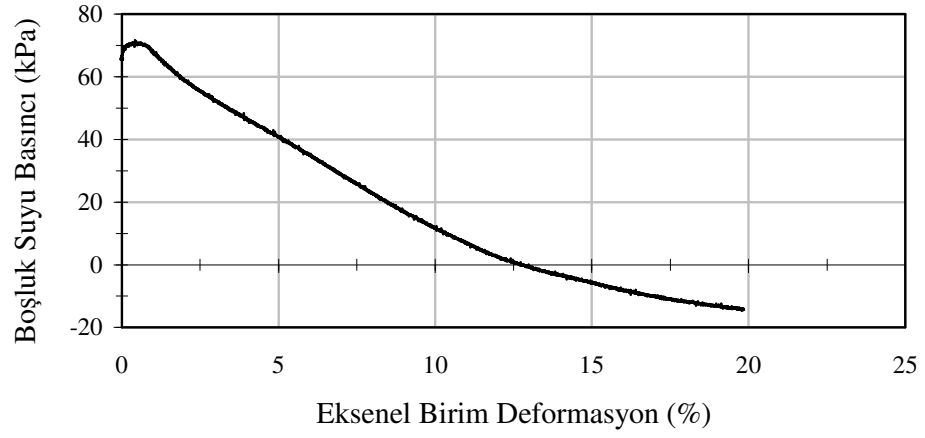
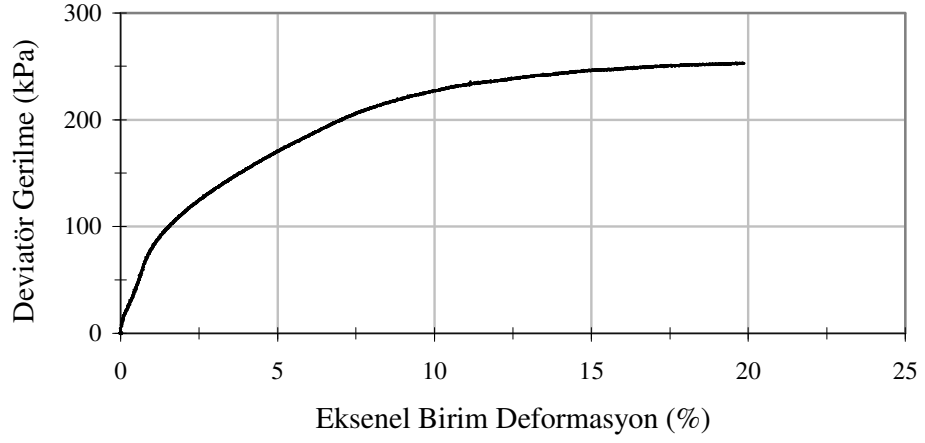
Sondaj No = SK2/7	Derinlik (m) = 7.2-7.7	Tarih = 19.06.2003	Deney No = T6-2
H_c (cm) = 9.804	A_c (cm ²) = 19.609	V_c (cm ³) = 192.247	
σ_b (kPa) = 270	σ_c (kPa) = 370	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 37	w_P (%) = 21	I_p (%) = 16	İDO (%) = 96.5
Sınıfı = CL	w_n (%) = 31.3	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.380



Şekil C. 39: T6-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

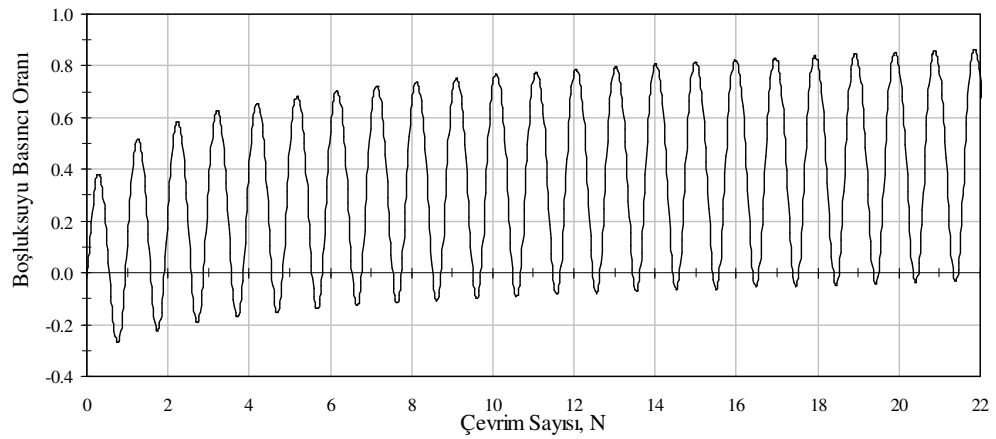
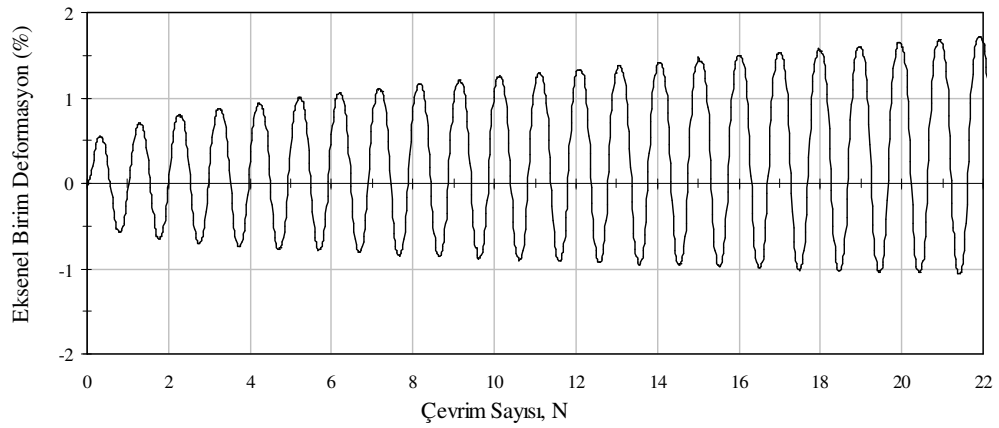
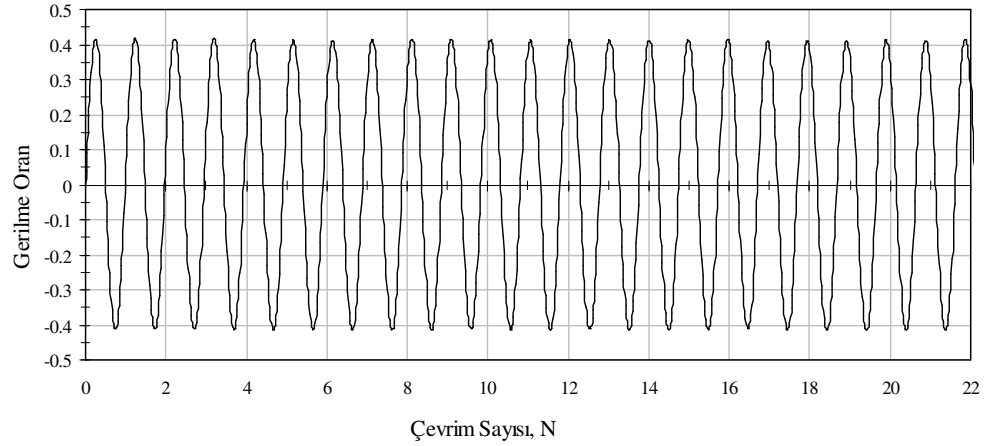
19.06.2003 Tarihli Deney (T6-2S)

Sondaj/Num. No = SK2/7 Derinlik (m)=7.2-7.7 σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 40: T6-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

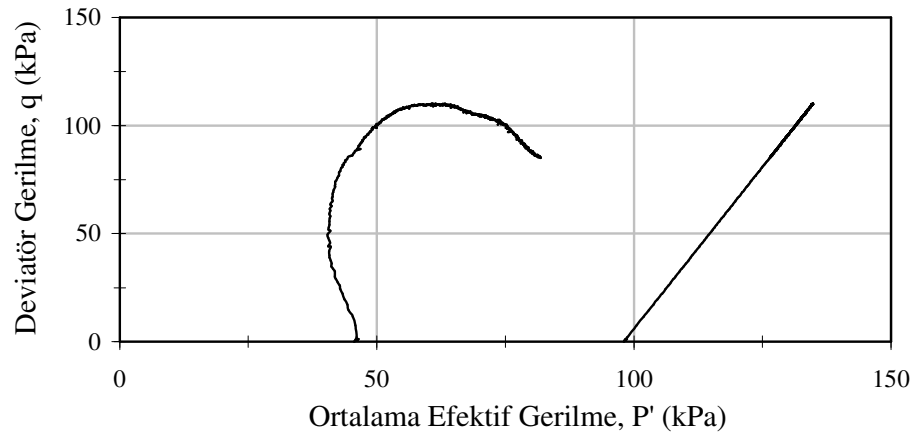
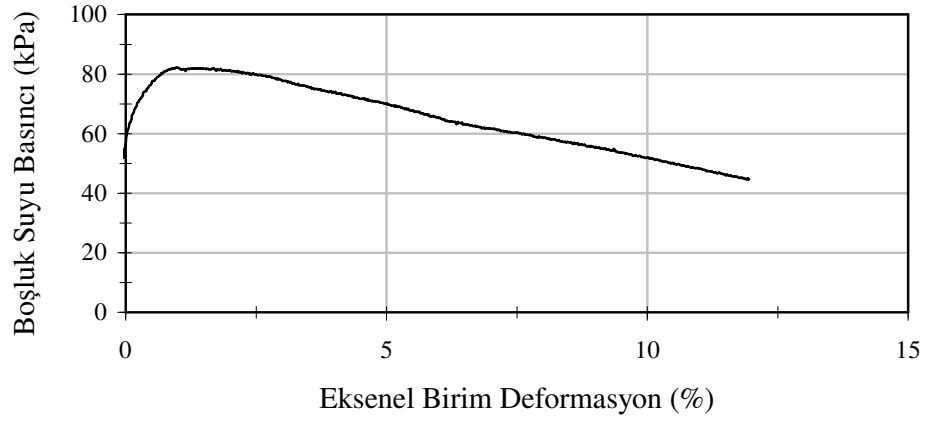
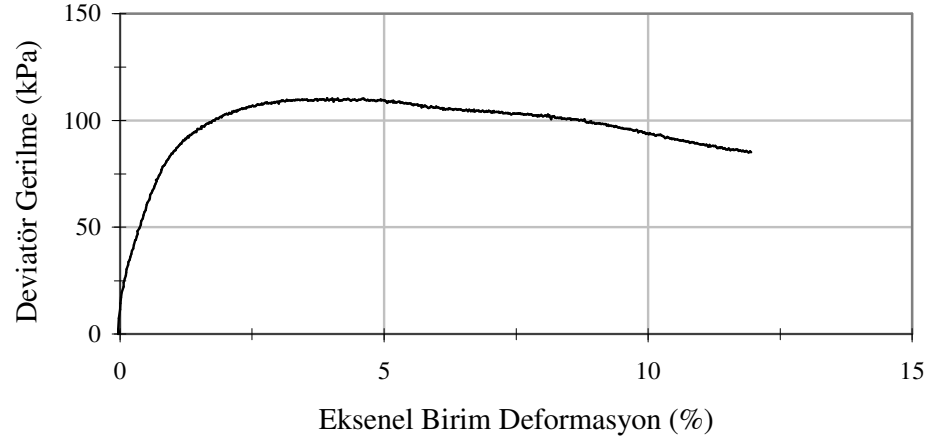
Sondaj No = SK2/7	Derinlik (m) = 7.2-7.7	Tarih = 14.07.2003	Deney No = T6-3
H_c (cm) = 9.728	A_c (cm ²) = 19.68	V_c (cm ³) = 191.447	
σ_b (kPa) = 270	σ_c (kPa) = 370	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 68	w_P (%) = 29	I_p (%) = 39	İDO (%) = 94.7
Sınıfı = CH	w_n (%) = 49.68	γ_s (kN/m ³) = 26.879	Gerilme Oranı = 0.410



Şekil C. 41: T6-3 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

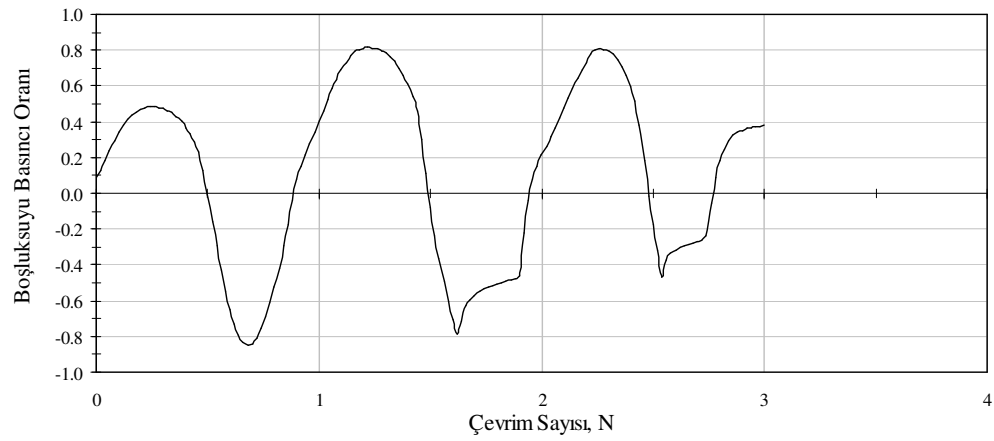
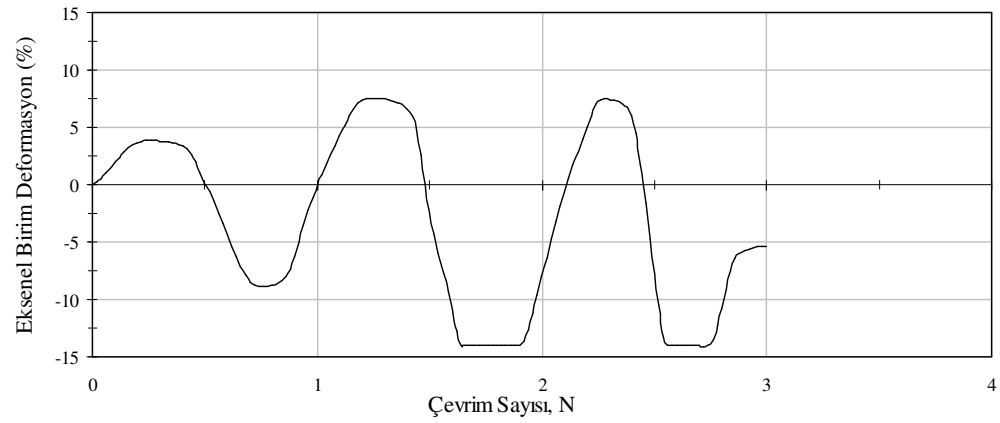
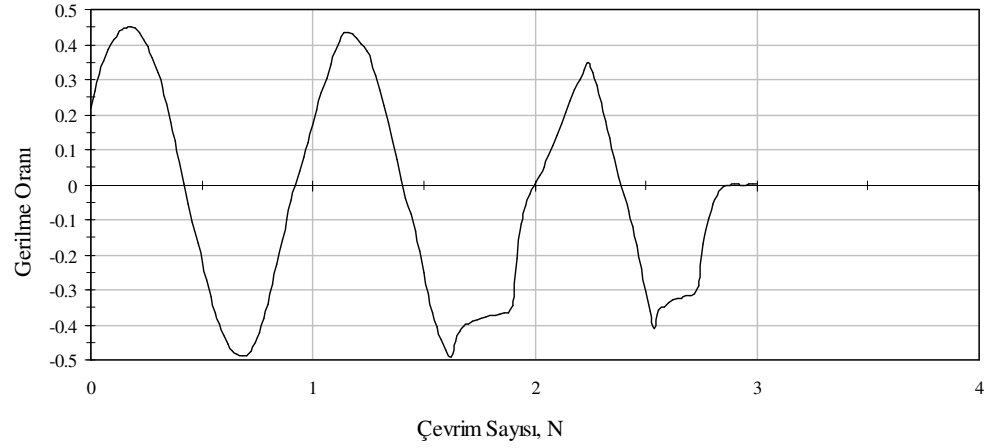
14.07.2003 Tarihli Deney (T6-3S)

Sondaj/Num. No = SK2/7 Derinlik (m)=7.2-7.7 σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 42: T6-3 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

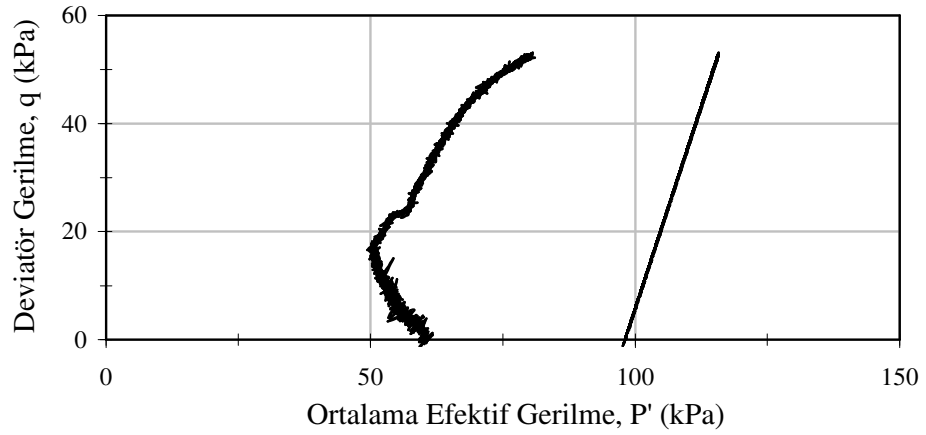
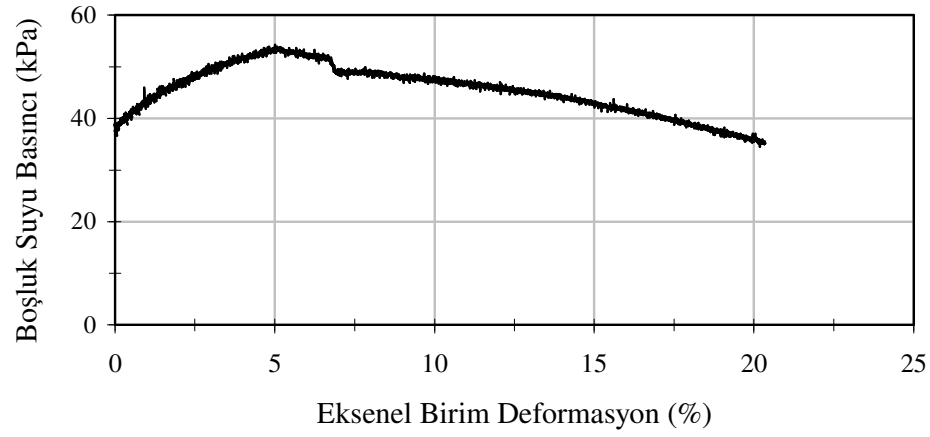
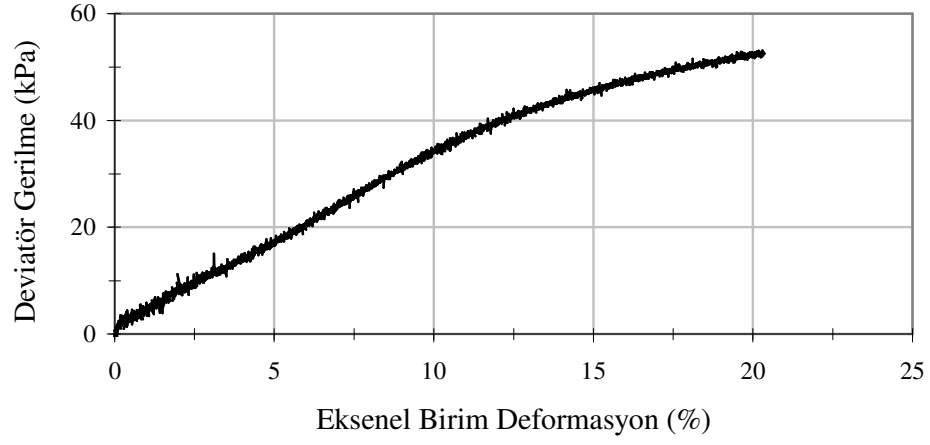
Sondaj No = SK2/7	Derinlik (m) = 7.2-7.7	Tarih = 18.07.2003	Deney No = T6-4
H_c (cm) = 9.78	A_c (cm ²) = 19.159	V_c (cm ³) = 187.375	
σ_b (kPa) = 390	σ_c (kPa) = 490	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 45	w_P (%) = 25	I_p (%) = 20	İDO (%) = 99.4
Sınıfı = CL	w_n (%) = 33.22	γ_s (kN/m ³) = 26.291	Gerilme Oranı = 0.450



Şekil C. 43: T6-4 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

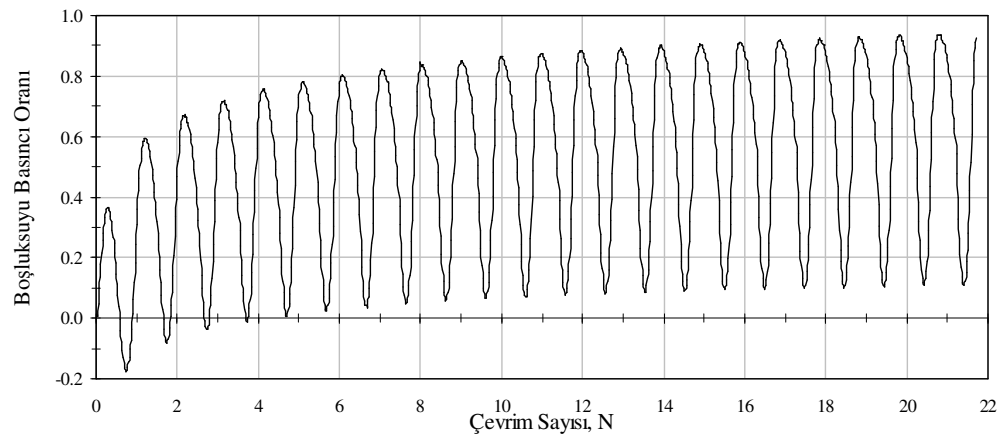
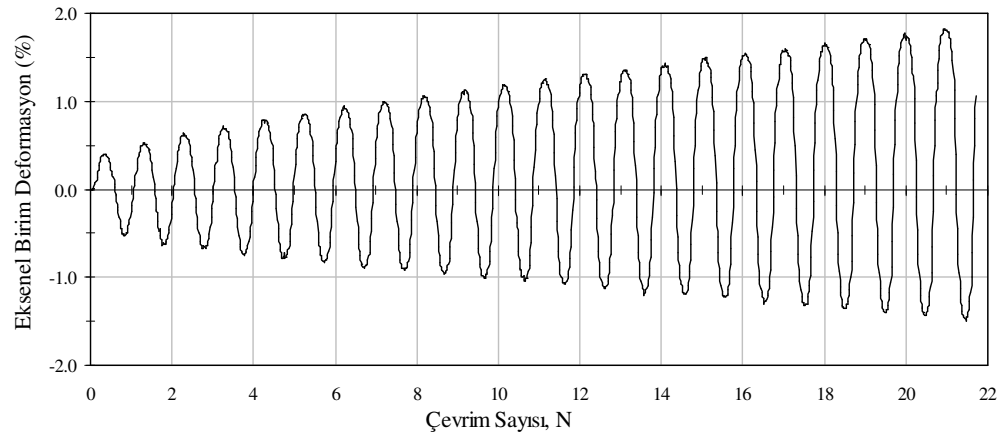
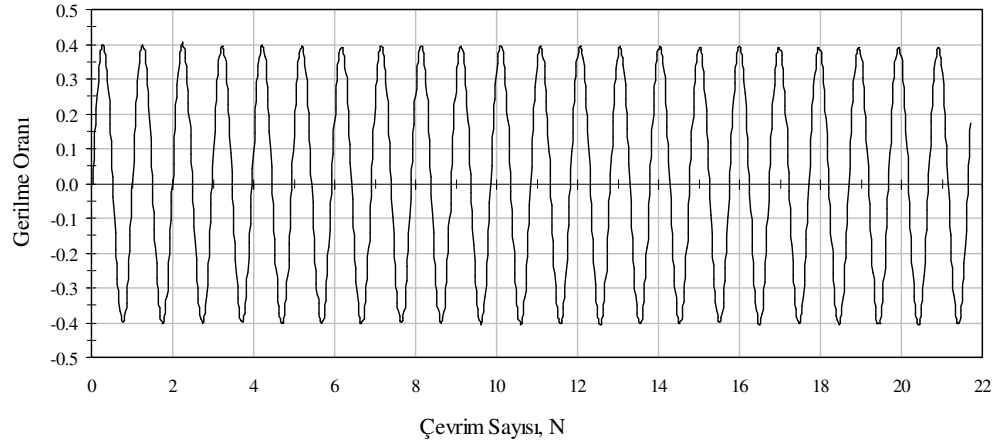
18.07.2003 Tarihli Deney (T6-4S)

Sondaj/Num. No = SK2/7 Derinlik (m)=7.2-7.7 σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 44: T6-4 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

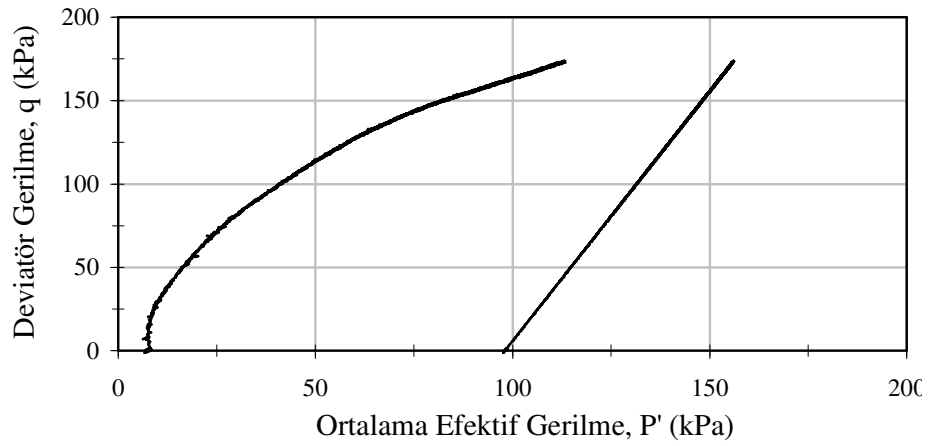
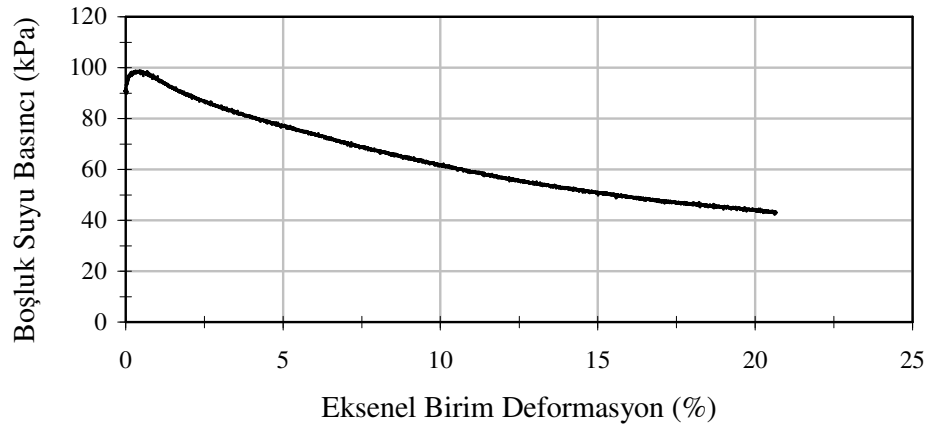
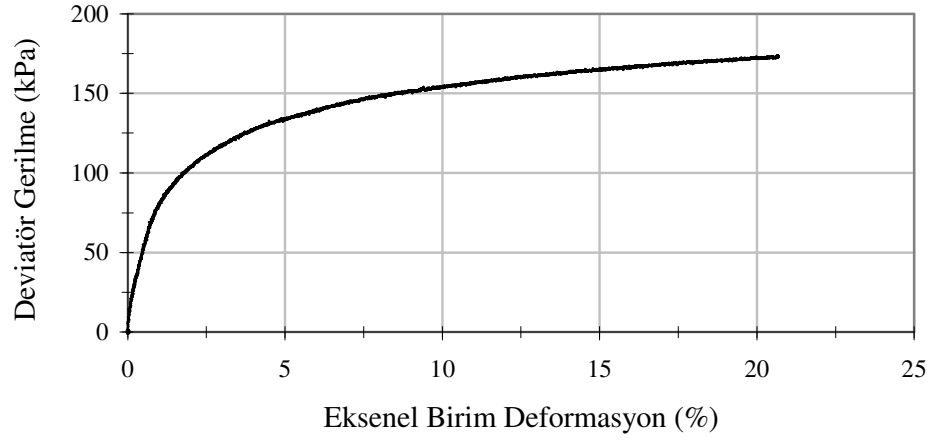
Sondaj No = SK6/5	Derinlik (m) = 7.5-8.0	Tarih = 29.07.2003	Deney No = T7-1
H_c (cm) = 9.692	A_c (cm ²) = 19.396	V_c (cm ³) = 187.986	
σ_b (kPa) = 370	σ_c (kPa) = 470	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 43	w_P (%) = 24	I_p (%) = 19	İDO (%) = 99.4
Sınıfı = CL	w_n (%) = 37.81	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.400



Şekil C. 45: T7-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

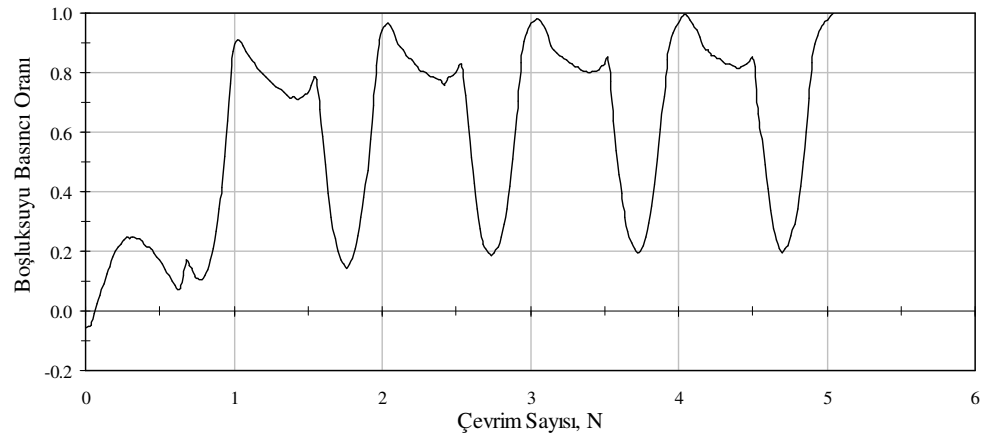
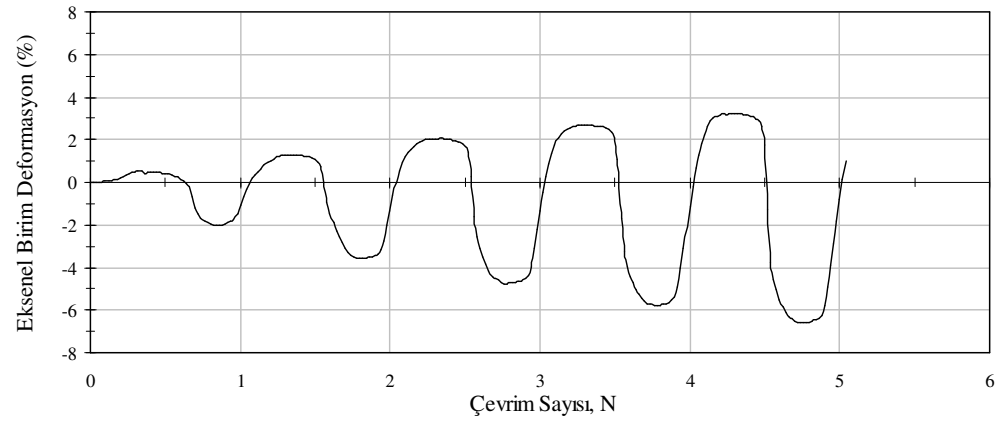
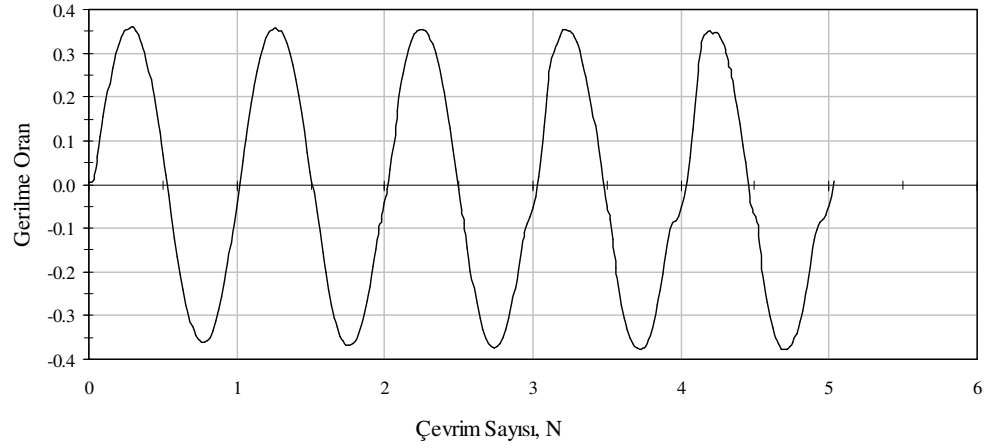
29.07.2003 Tarihli Deney (T7-1S)

Sondaj/Num. No = SK6/5 Derinlik (m)=7.5-8.0 σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 46: T7-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

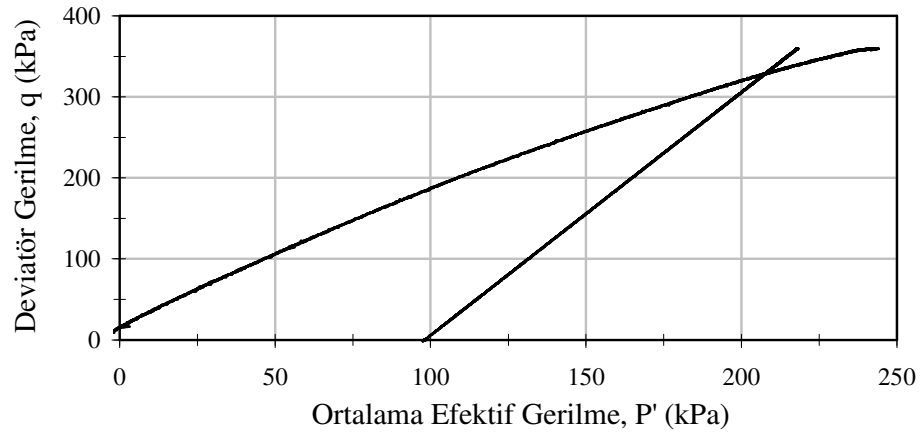
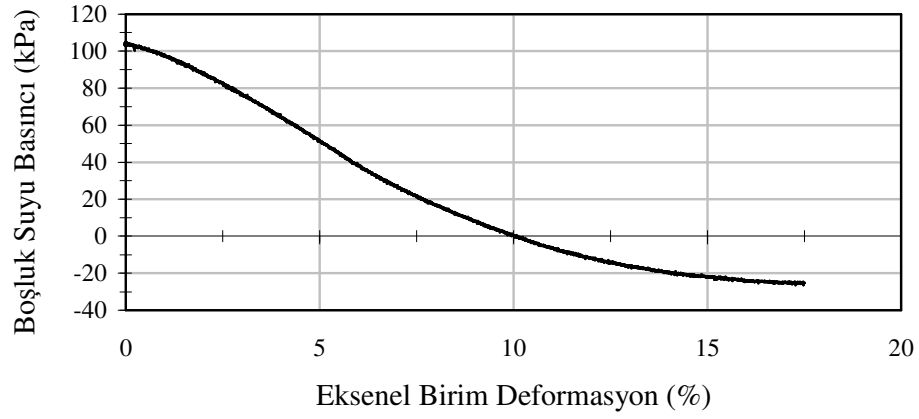
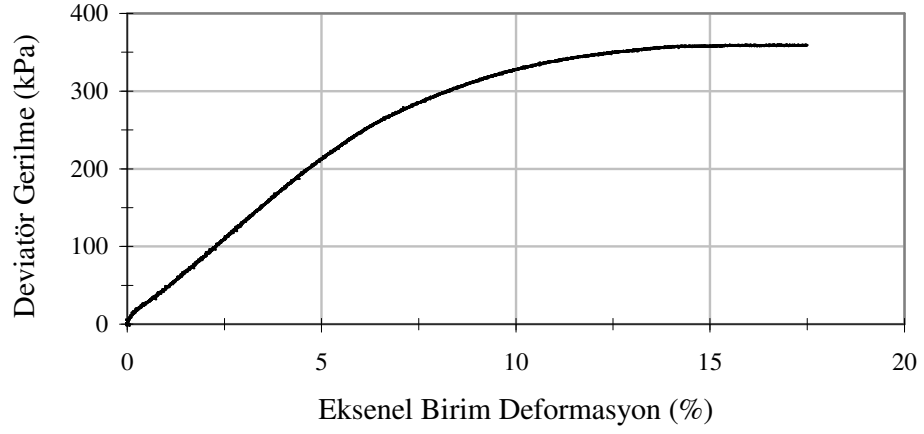
Sondaj No = SK6/5	Derinlik (m) = 7.5-8.0	Tarih = 04.08.2003	Deney No = T7-2
H_c (cm) = 9.602	A_c (cm ²) = 21.533	V_c (cm ³) = 206.760	
σ_b (kPa) = 370	σ_c (kPa) = 470	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 26	w_P (%) = -	I_p (%) = NP	İDO (%) = 86.3
Sınıfı = ML	w_n (%) = 27.23	γ_s (kN/m ³) = 26.389	Gerilme Oranı = 0.360



Şekil C. 47: T7-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

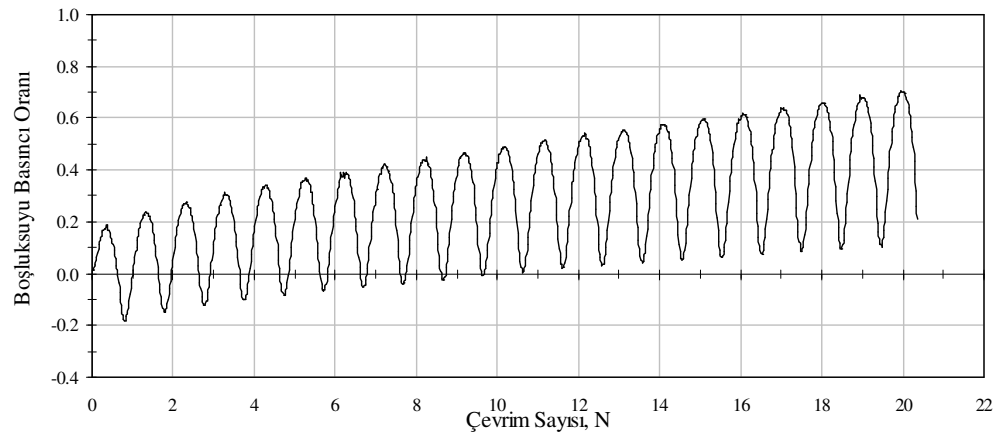
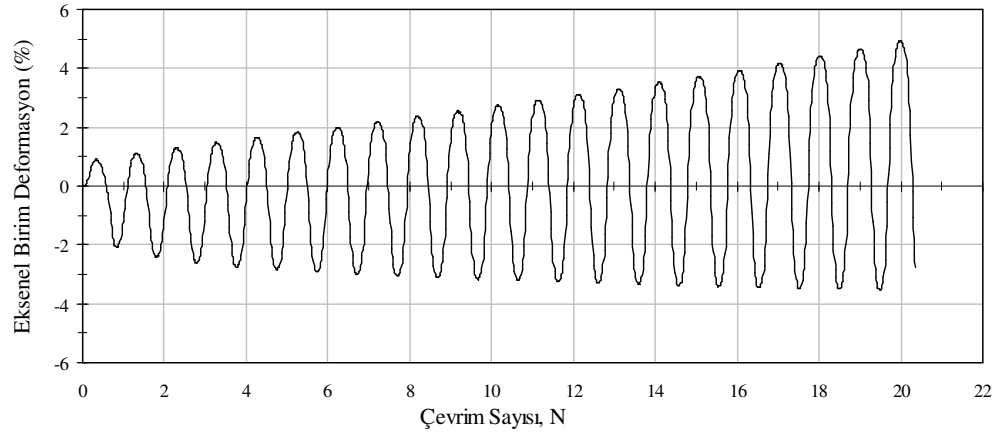
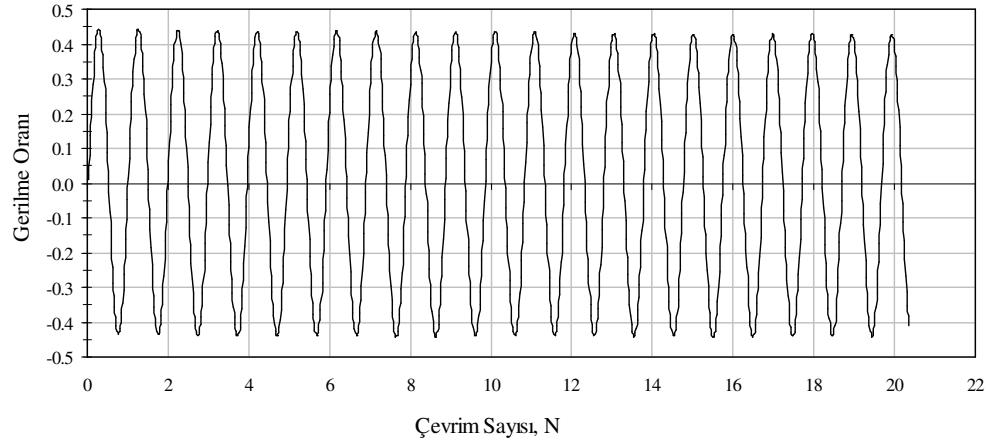
04.08.2003 Tarihli Deney (T7-2S)

Sondaj/Num. No = SK6/5 Derinlik (m)=7.5-8.0 σ'_c (teo/uyg)= 70/100 kPa



Şekil C. 48: T7-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

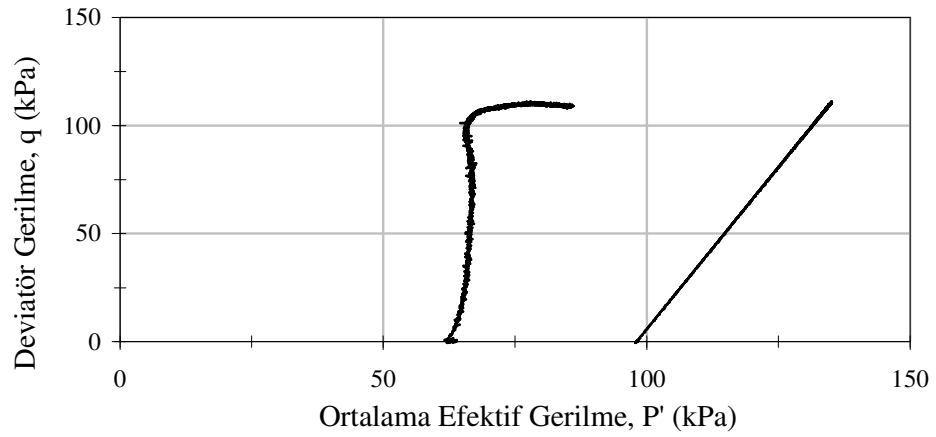
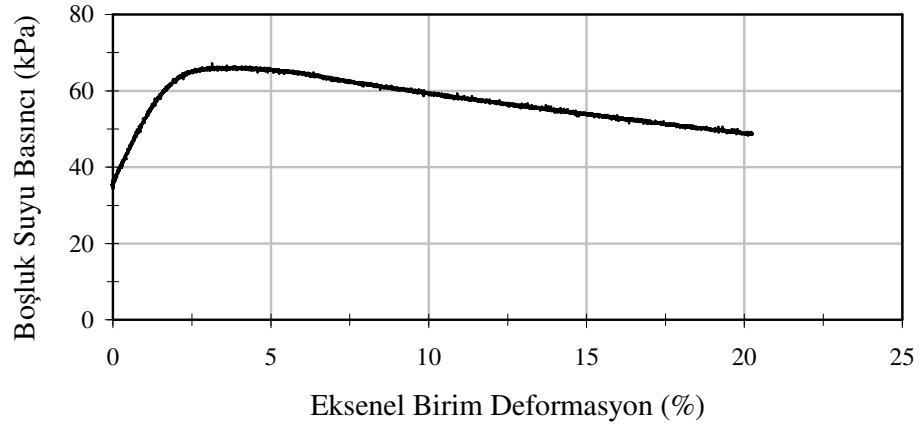
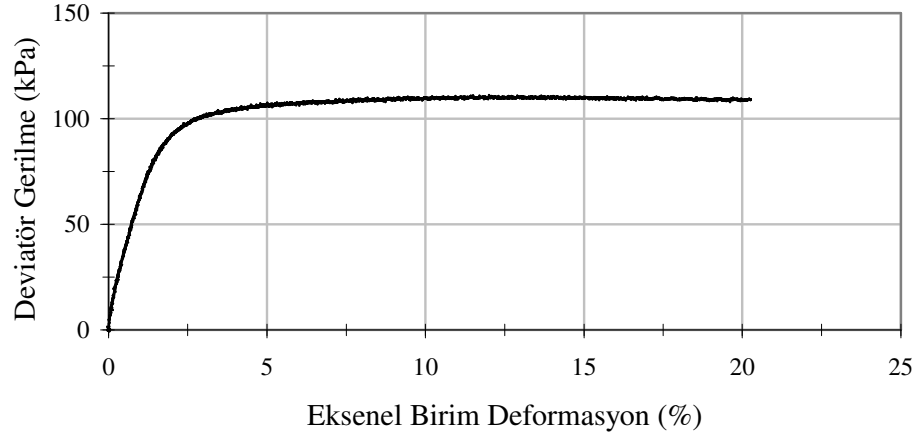
Sondaj No = SK8/5	Derinlik (m) = 7.5-8.0	Tarih = 19.09.2003	Deney No = T9-1
H_c (cm) = 9.676	A_c (cm ²) = 19.889	V_c (cm ³) = 192.446	
σ_b (kPa) = 300	σ_c (kPa) = 400	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 68	w_P (%) = 28	I_p (%) = 40	İDO (%) = 97.5
Sınıfı = CH	w_n (%) = 47.7	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.430



Şekil C. 49: T9-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

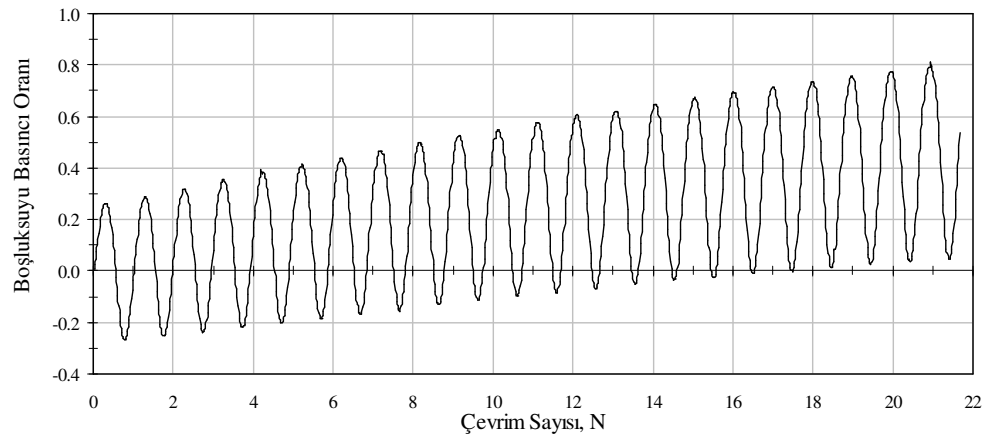
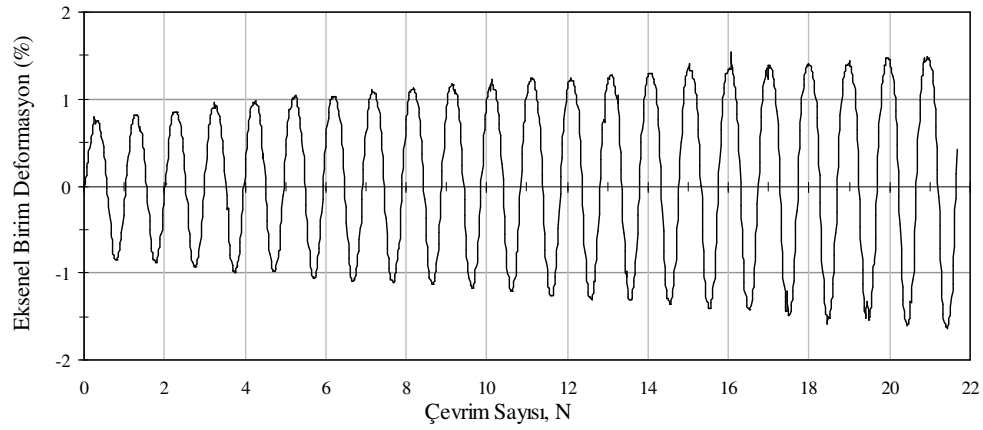
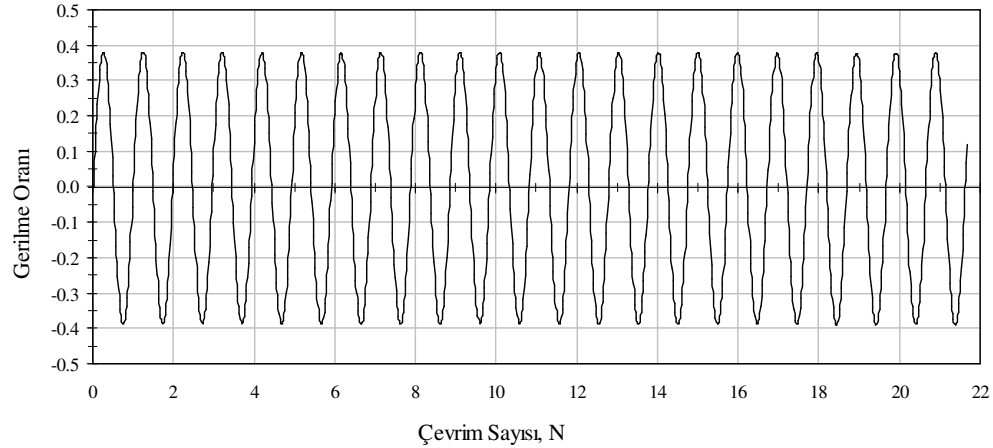
19.09.2003 Tarihli Deney (T9-1S)

Sondaj/Num. No = SK8/5 Derinlik (m)=7.5-8.0 σ'_c (teo/uyg)= 90/100 kPa



Şekil C. 50: T9-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

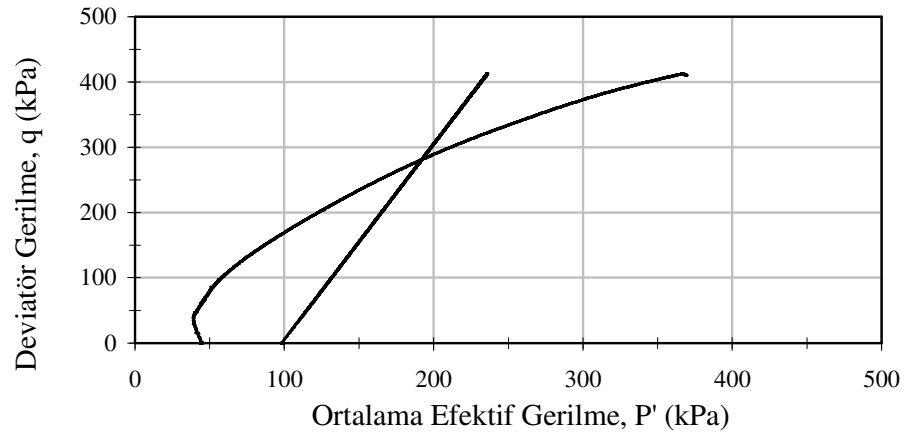
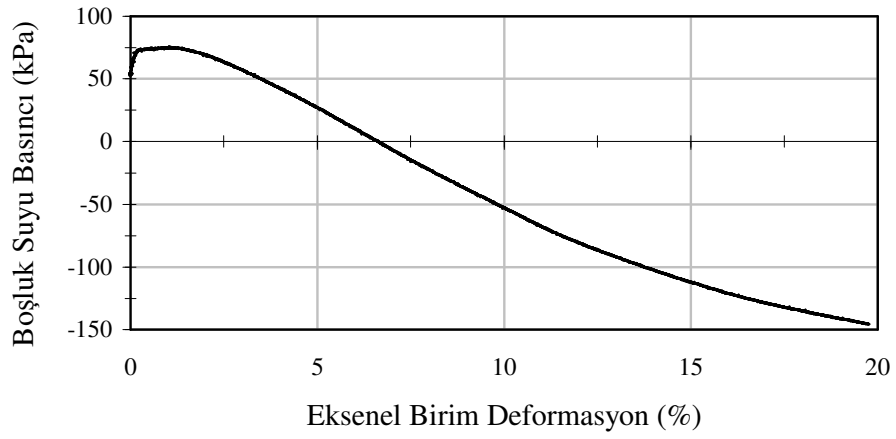
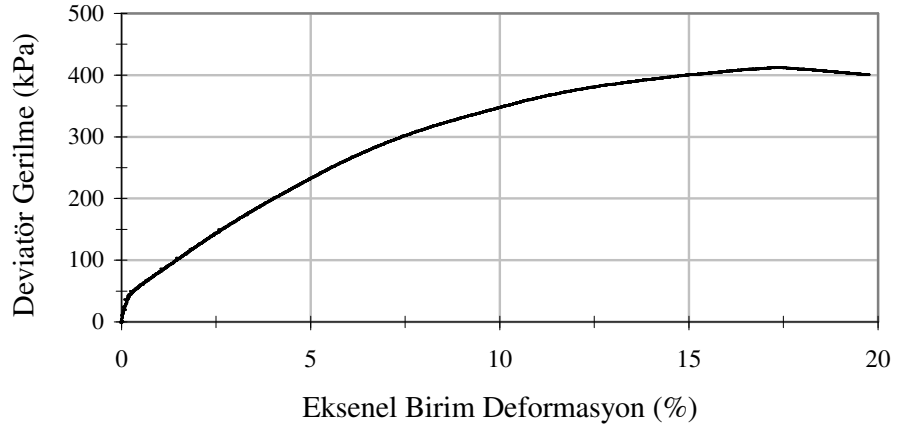
Sondaj No = SK8/5	Derinlik (m) = 7.5-8.0	Tarih = 18.09.2003	Deney No = T9-2
H_c (cm) = 9.928	A_c (cm ²) = 19.808	V_c (cm ³) = 196.654	
σ_b (kPa) = 300	σ_c (kPa) = 400	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 29	w_P (%) = 22	I_p (%) = 7	İDO (%) = 74.1
Sınıfı = CL-ML	w_n (%) = 21.81	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.380



Şekil C. 51: T9-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

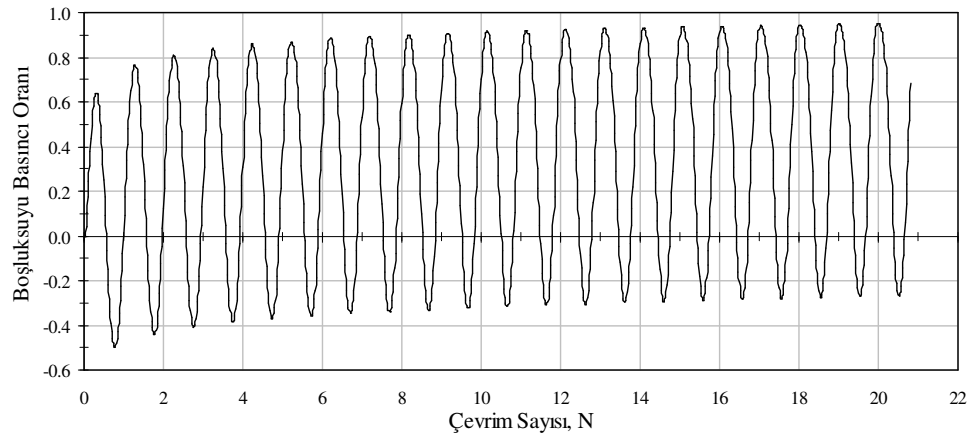
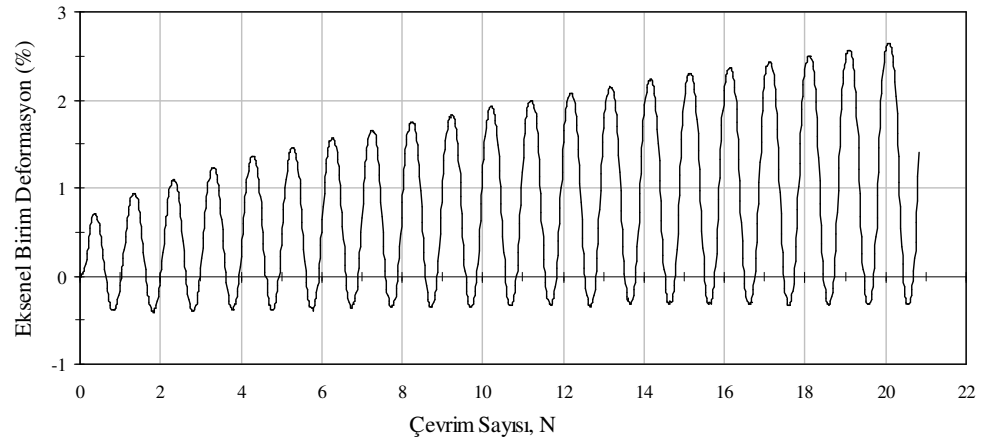
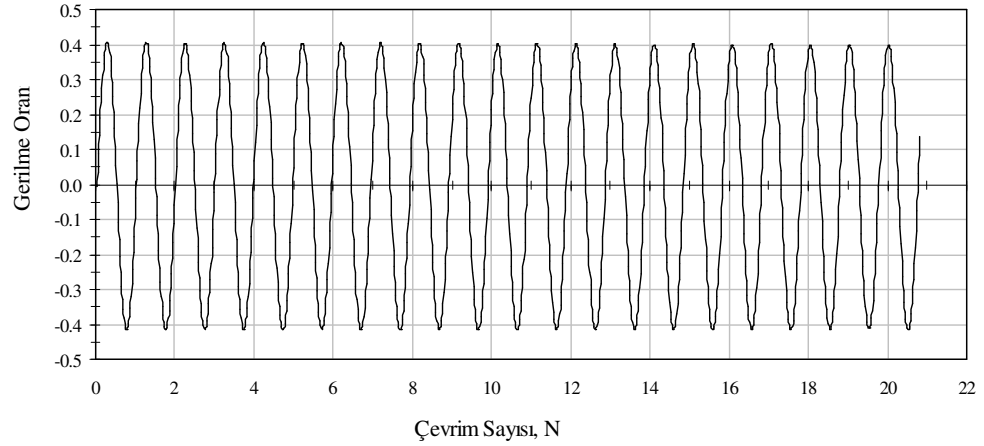
18.09.2003 Tarihli Deney (T9-2S)

Sondaj/Num. No = SK8/5 Derinlik (m)=7.5-8.0 σ'_c (teo/uyg)= 90/100 kPa



Şekil C. 52: T9-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

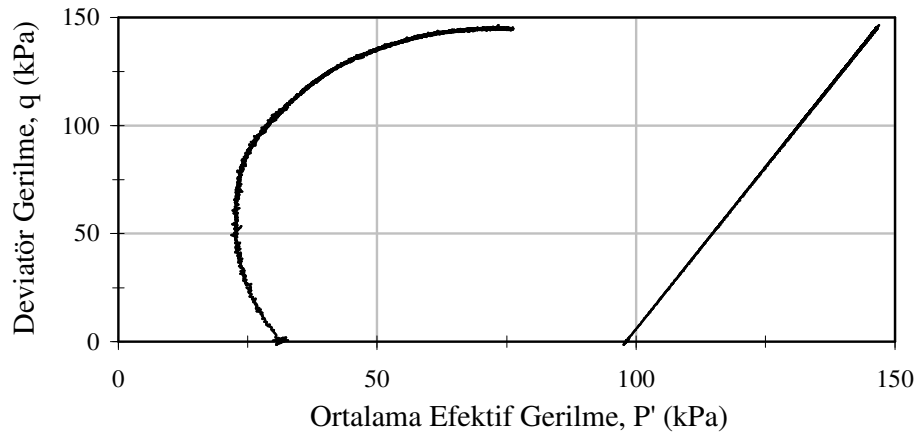
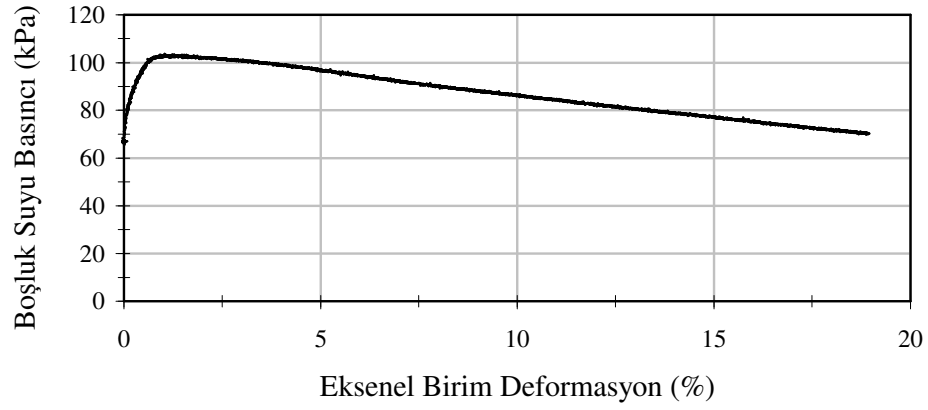
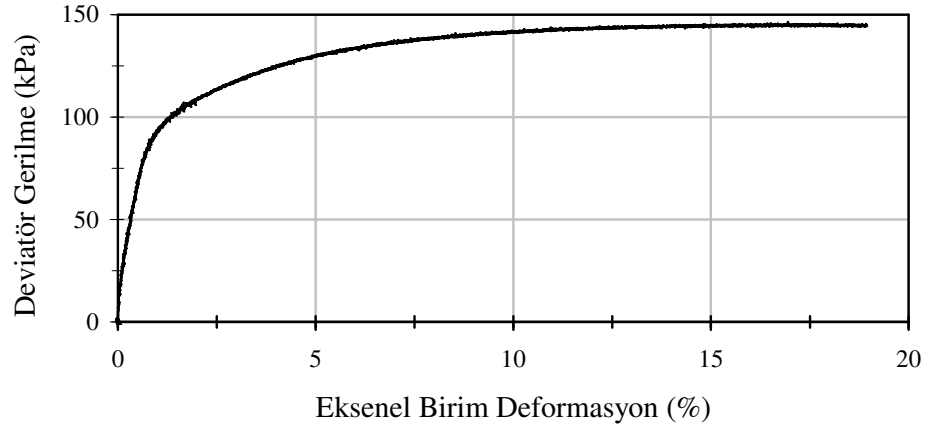
Sondaj No = SK8/5	Derinlik (m) = 7.5-8.0	Tarih = 04.10.2003	Deney No = T9-3
H_c (cm) = 9.776	A_c (cm ²) = 20.509	V_c (cm ³) = 200.496	
σ_b (kPa) = 350	σ_c (kPa) = 450	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 50	w_P (%) = 21	I_p (%) = 29	İDO (%) = 99.4
Sınıfı = CL	w_n (%) = 43.9	γ_s (kN/m ³) = 26.193	Gerilme Oranı = 0.404



Şekil C. 53: T9-3 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

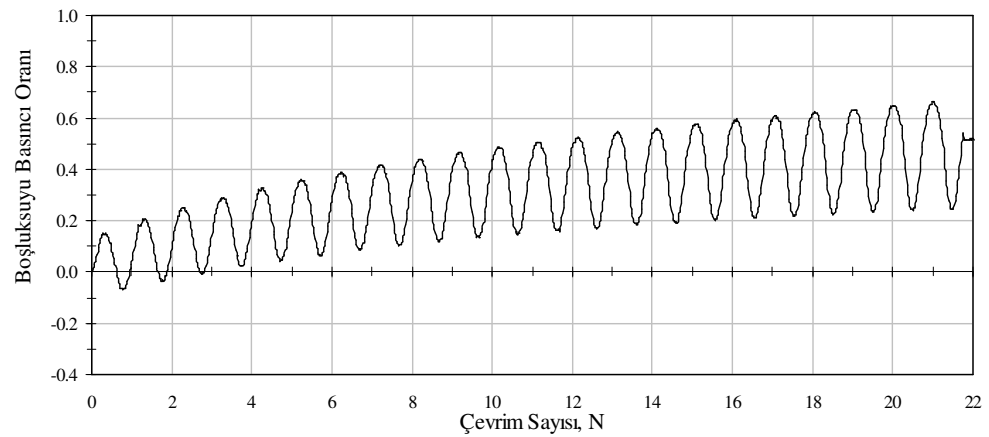
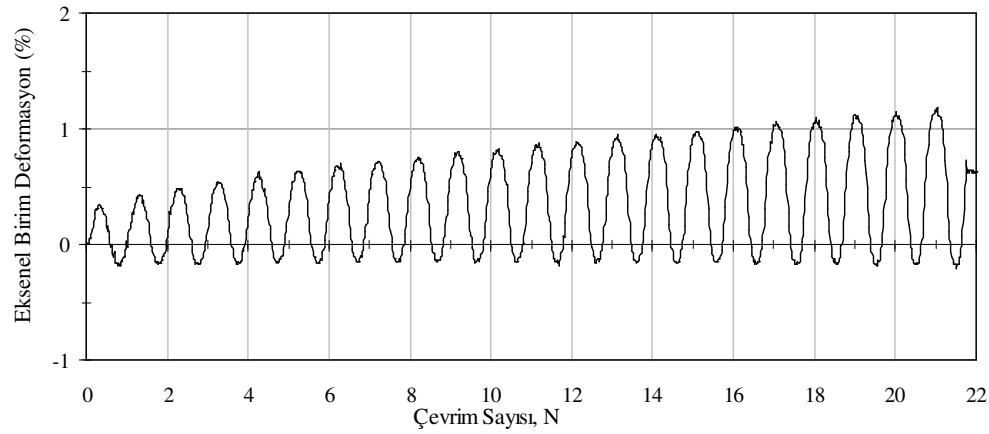
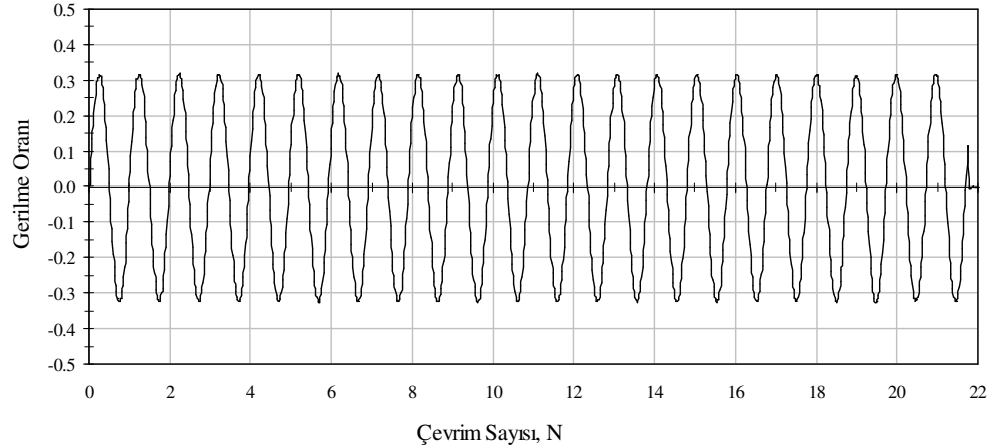
04.10.2003 Tarihli Deney (T9-3S)

Sondaj/Num. No = SK8/5 Derinlik (m)=7.5-8.0 σ'_c (teo/uyg)= 90/100 kPa



Şekil C. 54: T9-3 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

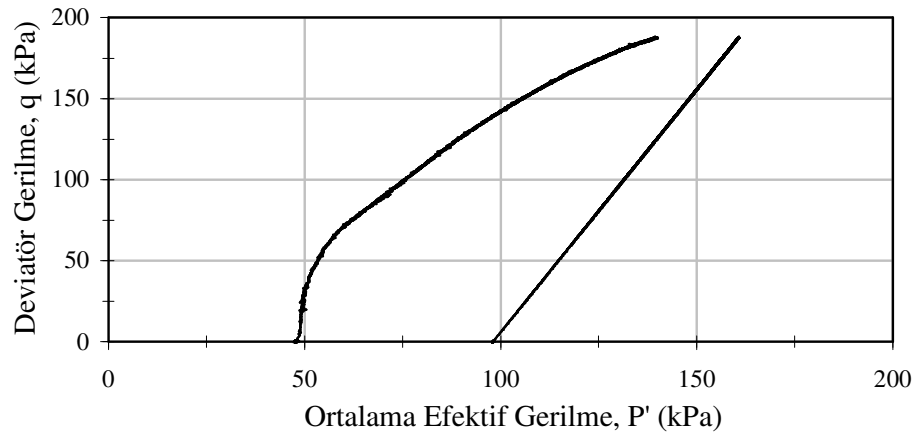
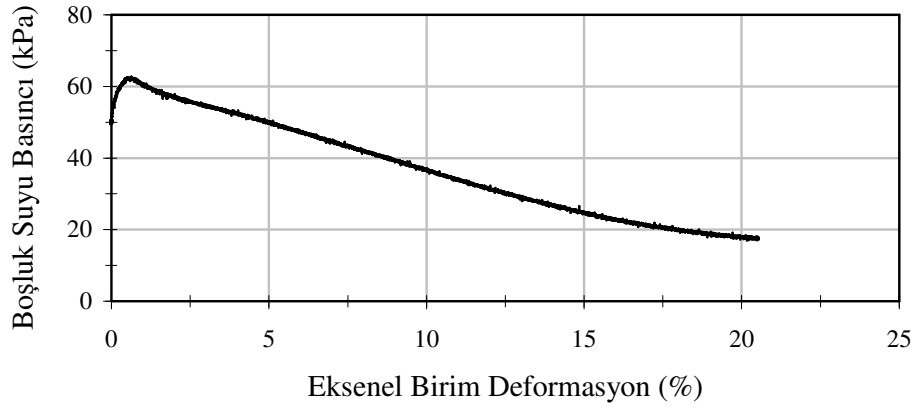
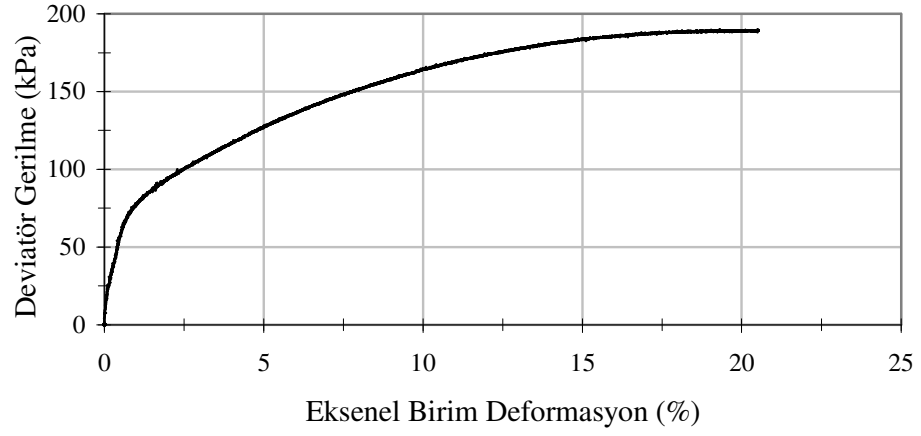
Sondaj No = SK9/6	Derinlik (m) = 9.5-10.0	Tarih = 16.10.2003	Deney No = T10-1
H_c (cm) = 9.756	A_c (cm ²) = 20.147	V_c (cm ³) = 196.550	
σ_b (kPa) = 300	σ_c (kPa) = 400	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 48	w_P (%) = 25	I_p (%) = 23	İDO (%) = 99.7
Sınıfı = CL	w_n (%) = 30.31	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.318



Şekil C. 55: T10-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

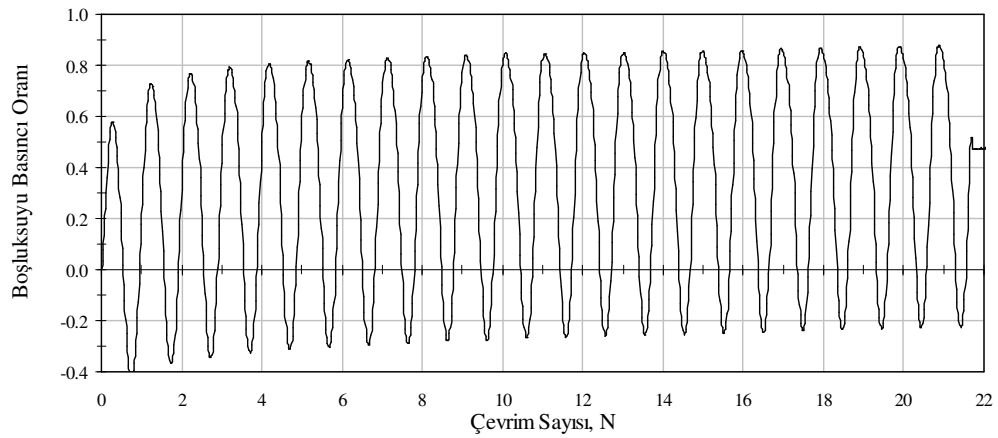
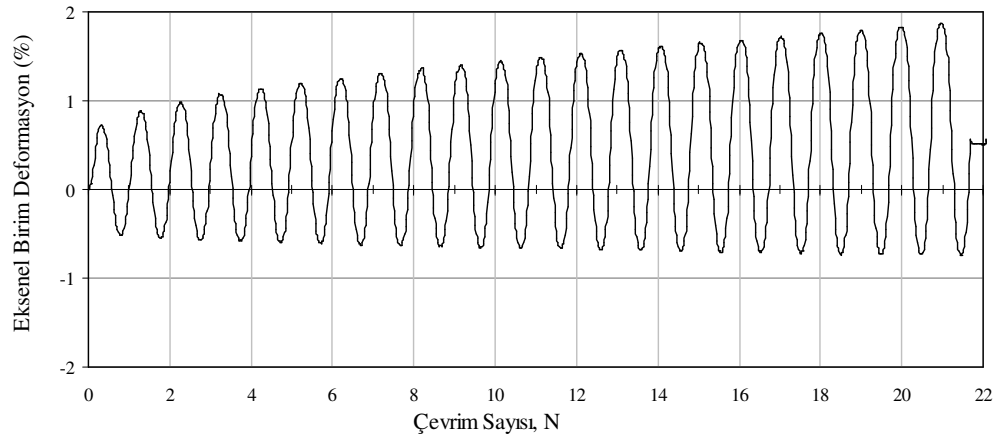
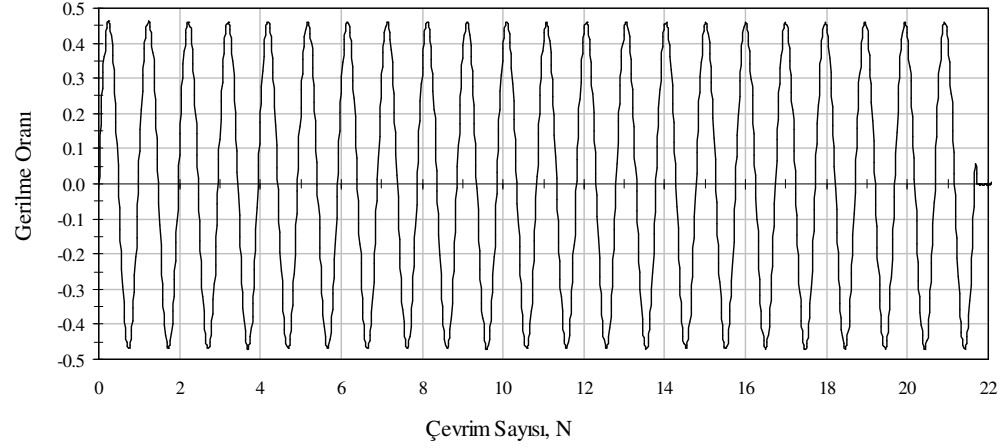
16.10.2003 Tarihli Deney (T10-1S)

Sondaj/Num. No = SK9/6 Derinlik (m)=9.5-10.0 σ'_c (teo/uyg)= 90/100 kPa



Şekil C. 56: T10-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

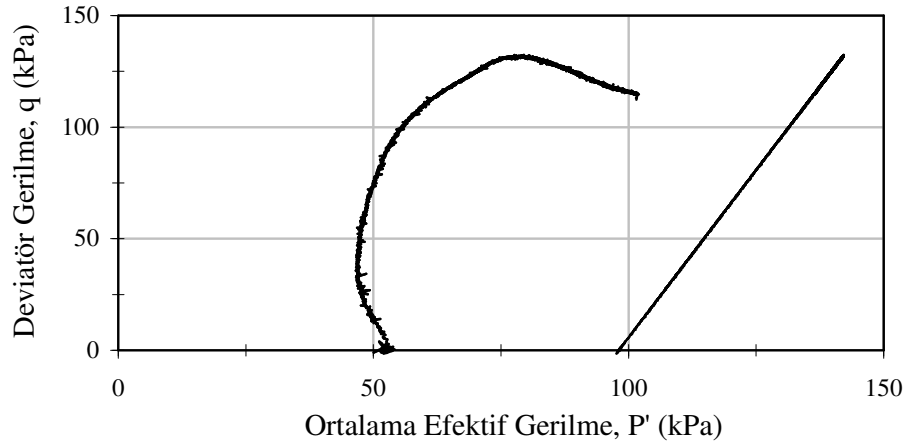
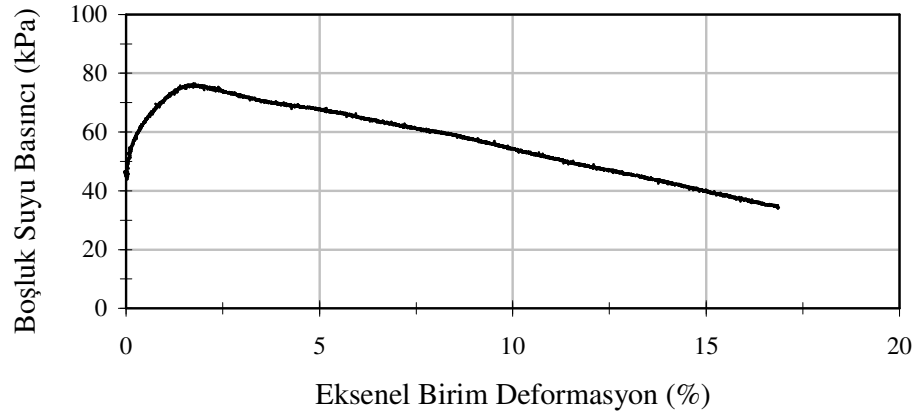
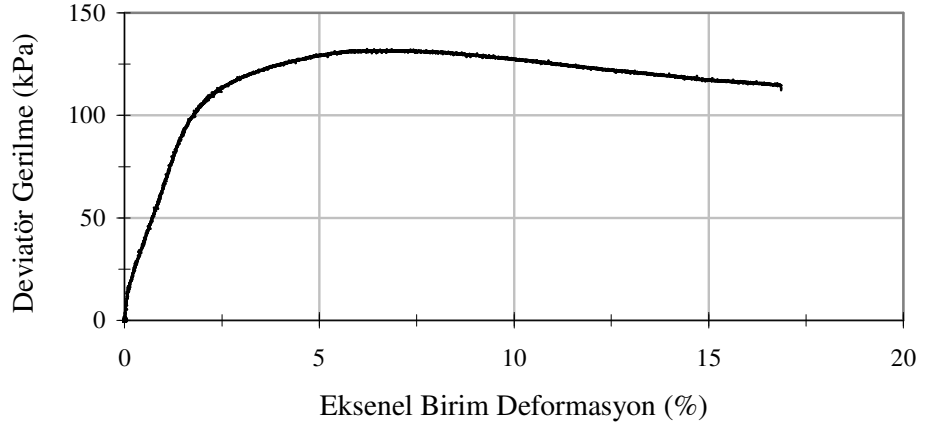
Sondaj No = SK1/7	Derinlik (m) = 9.5-10.0	Tarih = 18.11.2003	Deney No = T11-1
H_c (cm) = 9.8216	A_c (cm ²) = 20.206	V_c (cm ³) = 198.455	
σ_b (kPa) = 300	σ_c (kPa) = 400	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 70	w_p (%) = 26	I_p (%) = 44	İDO (%) = 100
Sınıfı = CH	w_n (%) = 38.86	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.464



Şekil C. 57: T11-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

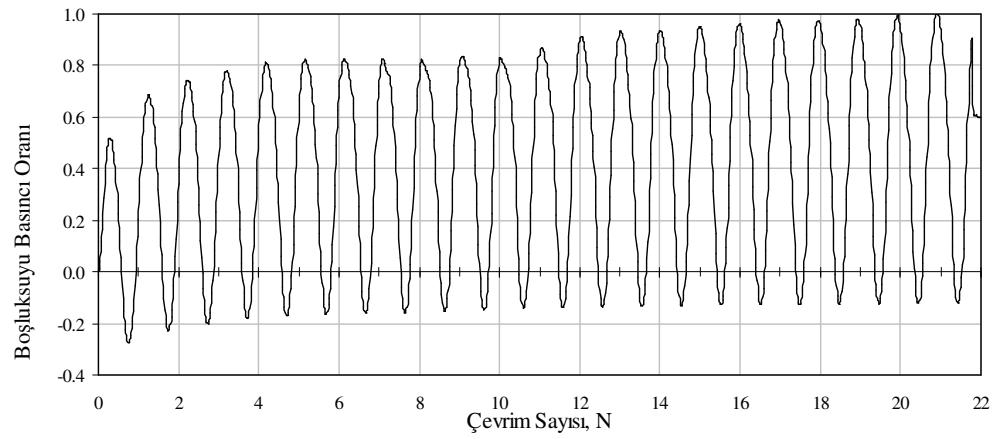
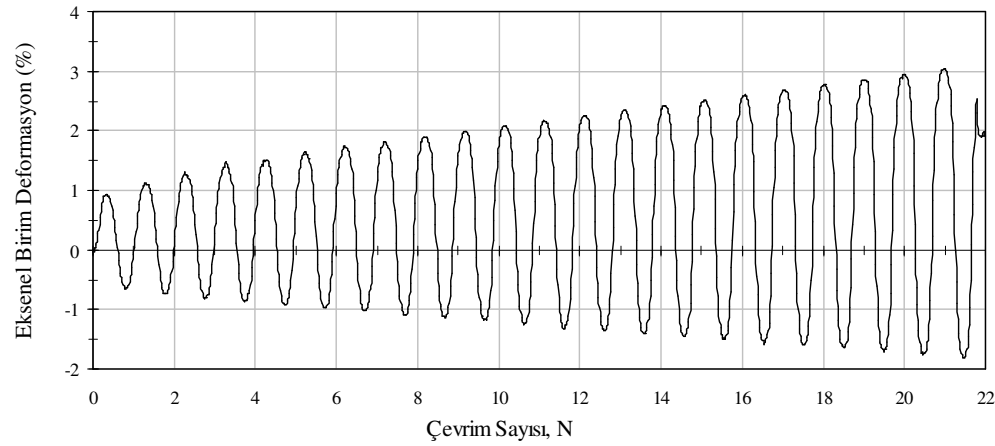
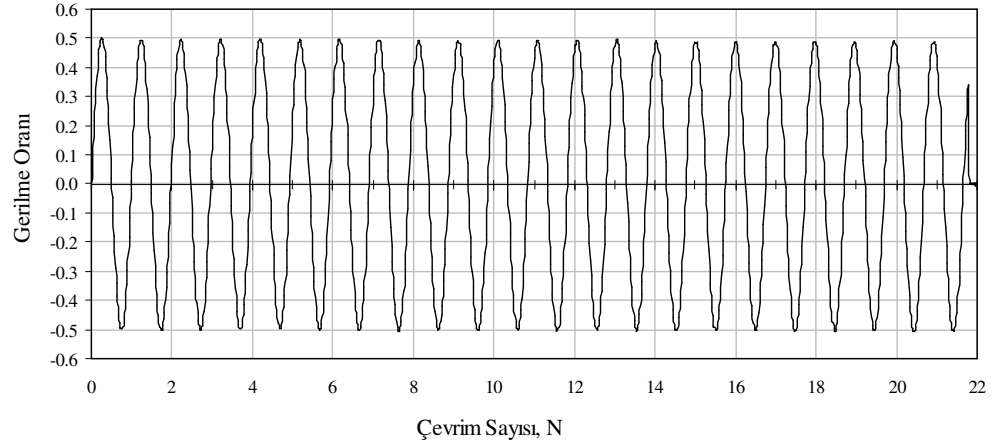
18.11.2003 Tarihli Deney (T11-1S)

Sondaj/Num. No = SK1/7 Derinlik (m)=9.5-10.0 σ'_c (teo/uyg)= 90/100 kPa



Şekil C. 58: T11-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

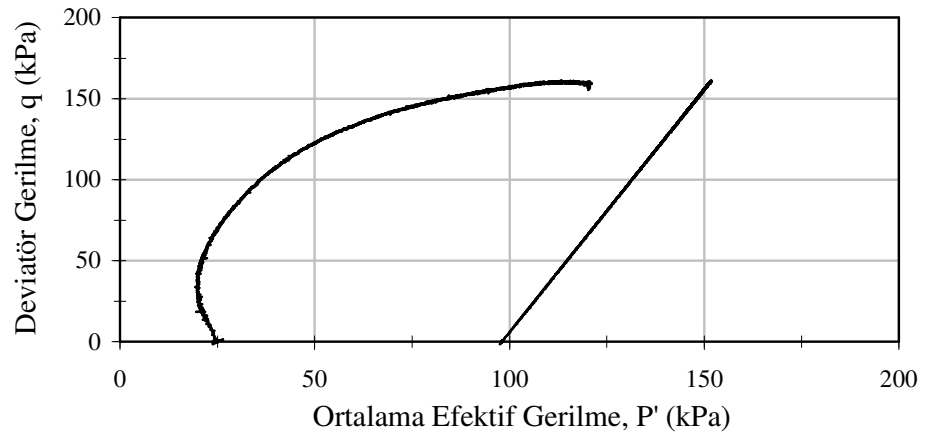
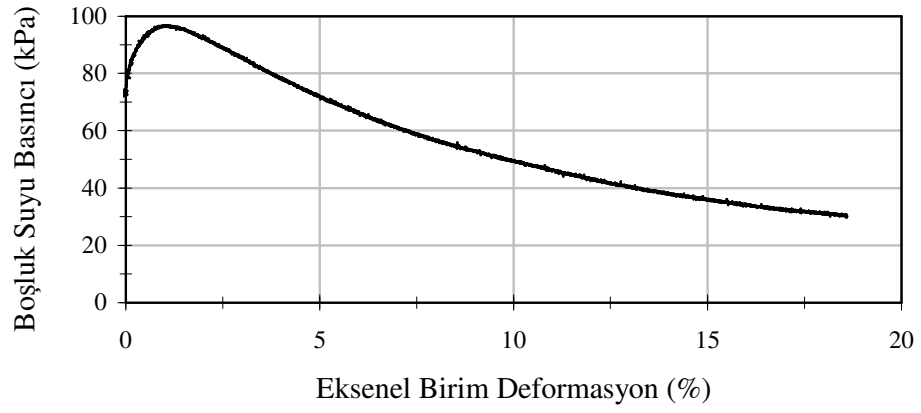
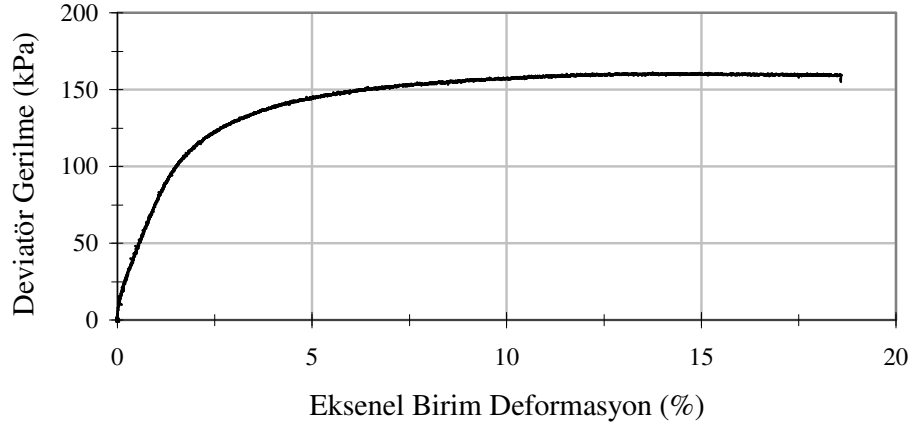
Sondaj No = SK1/7	Derinlik (m) = 9.5-10.0	Tarih = 25.11.2003	Deney No = T11-2
H_c (cm) = 9.772	A_c (cm ²) = 20.798	V_c (cm ³) = 203.238	
σ_b (kPa) = 300	σ_c (kPa) = 400	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 56	w_P (%) = 26	I_p (%) = 30	İDO (%) = 100
Sınıfı = CH	w_n (%) = 43.01	γ_s (kN/m ³) = 26.487	Gerilme Oranı = 0.500



Şekil C. 59: T11-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

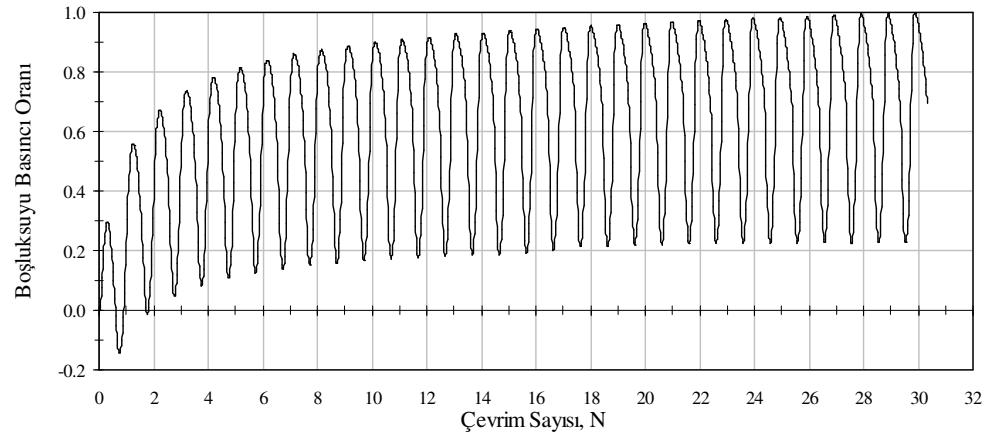
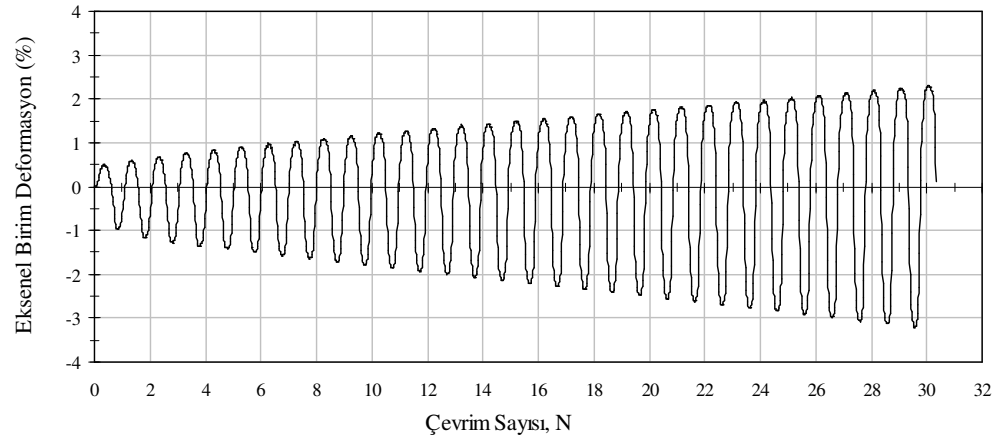
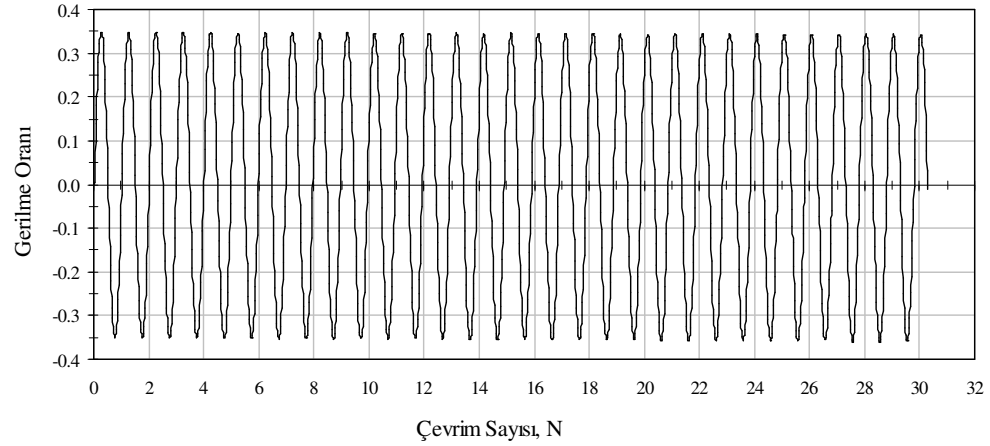
25.11.2003 Tarihli Deney (T11-2S)

Sondaj/Num. No = SK1/7 Derinlik (m)=9.5-10.0 σ'_c (teo/uyg)= 90/100 kPa



Şekil C. 60: T11-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

Sondaj No = SK11/1	Derinlik (m) = 4.0-4.5	Tarih = 28.06.2007	Deney No = T12-1
H_c (cm) = 9.727	A_c (cm ²) = 19.458	V_c (cm ³) = 189.268	
σ_b (kPa) = 280	σ_c (kPa) = 380	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 38	w_P (%) = 22	I_p (%) = 16	İDO (%) = 100
Sınıfı = CL	w_n (%) = 33.32	γ_s (kN/m ³) = 25.997	Gerilme Oranı = 0.346



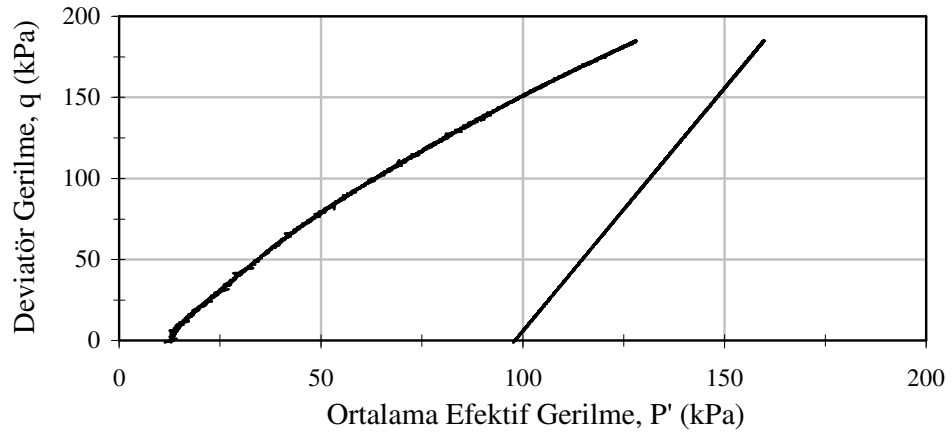
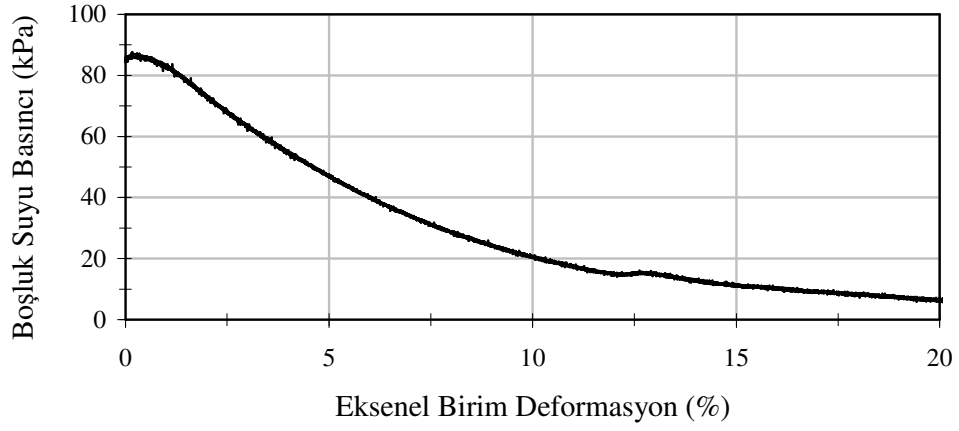
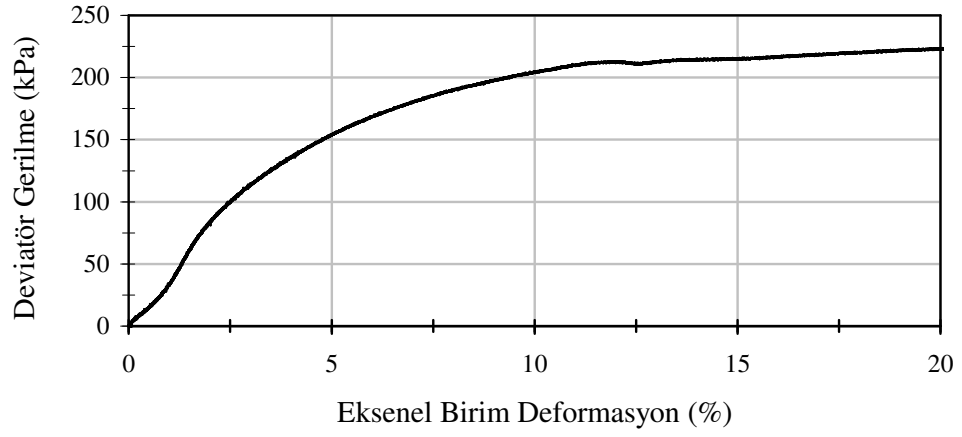
Şekil C. 61: T12-1 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

28.06.2007 Tarihli Deney (T12-1S)

Sondaj/Num. No = SK11/1

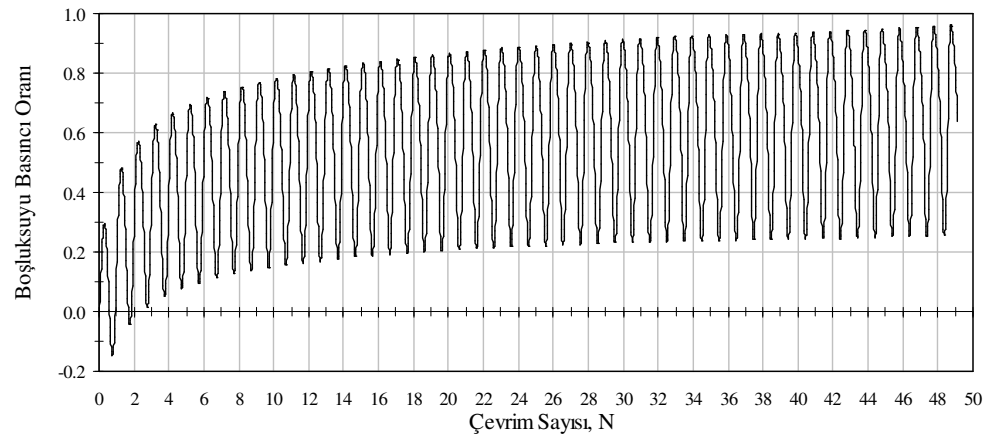
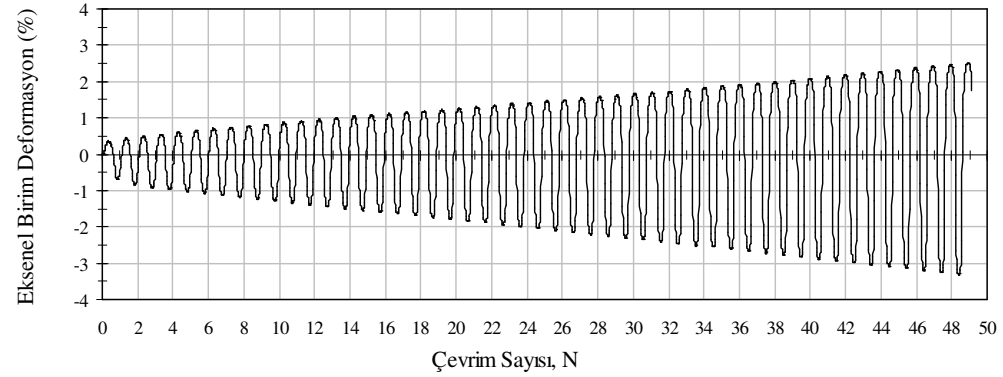
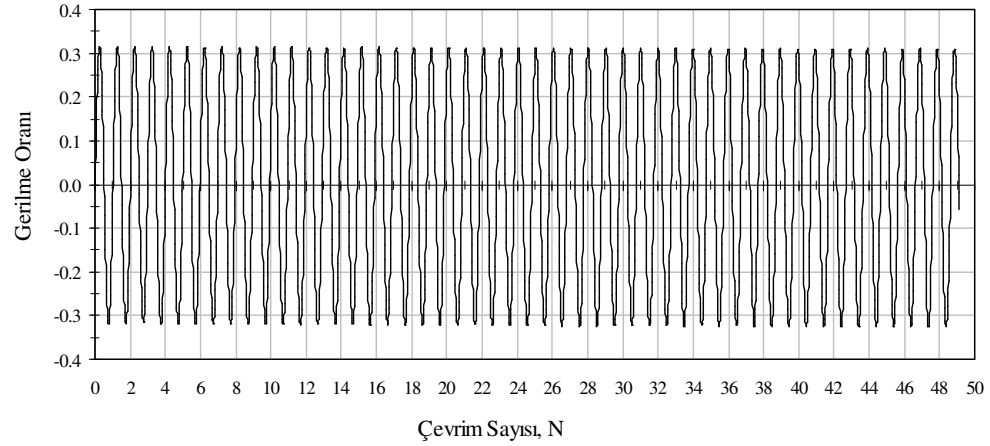
Derinlik (m)=4.0-4.5

σ'_c (teo/uyg)= 60/100 kPa



Şekil C. 62: T12-1 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

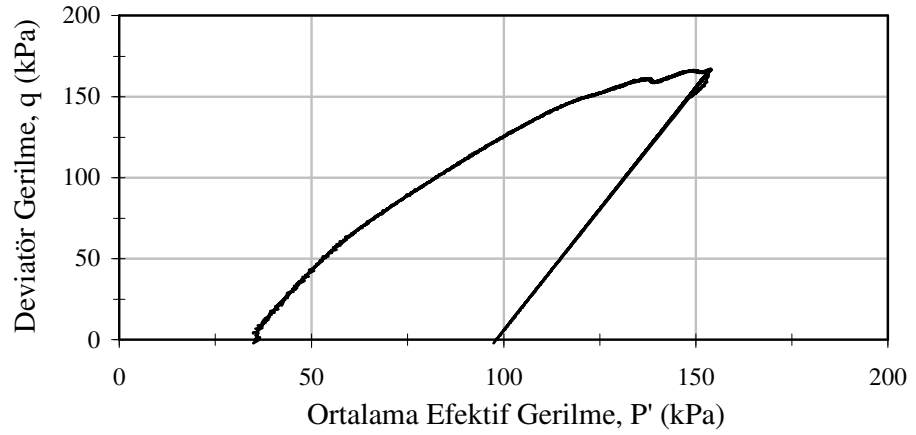
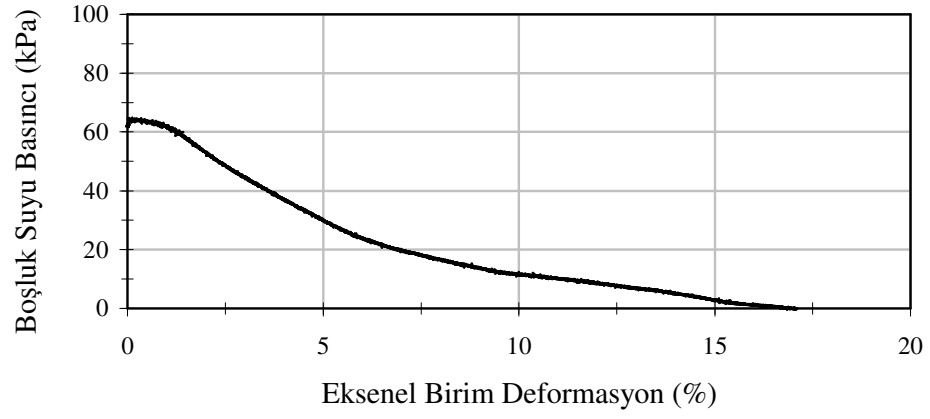
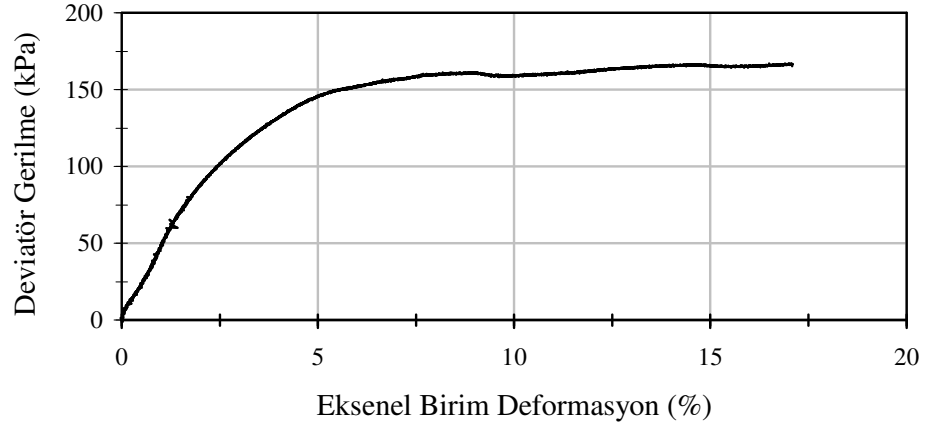
Sondaj No = SK12/1	Derinlik (m) = 4.0-4.5	Tarih = 28.06.2007	Deney No = T12-2
H_c (cm) = 9.708	A_c (cm ²) = 19.62	V_c (cm ³) = 190.471	
σ_b (kPa) = 370	σ_c (kPa) = 470	σ'_c (kPa) = 100	Frekans = 0.1 Hz.
w_L (%) = 38	w_P (%) = 23	I_p (%) = 15	İDO (%) = 95
Sınıfı = CL	w_n (%) = 37.81	γ_s (kN/m ³) = 25.997	Gerilme Oranı = 0.315



Şekil C. 63: T12-2 Deneyinin Drenajsız Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

28.06.2007 Tarihli Deney (T12-2S)

Sondaj/Num. No = SK12/1 Derinlik (m)=4.0-4.5 σ'_c (teo/uyg)= 60/100 kPa



Şekil C. 64: T12-2 Deneyinin Dinamik (N=20) Sonrası Statik Deney Sonuçları

ÖZGEÇMİŞ

1975 yılında Elazığ'ın Keban ilçesinde doğan Zülküf KAYA, ilkokulu Namık Kemal İlkokulu, ortaokulu Elazığ Ortaokulu ve liseyi Elazığ Atatürk Lisesi'nde tamamladı. 1997 yılında Erciyes Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden mezun oldu. 1998 yılında Erciyes Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde uzman olarak çalışmaya başladıktan sonra 2001 yılında araştırma görevlisi kadrosuna geçti. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Geoteknik Mühendisliği programında 1998 yılında başladığı yüksek lisans eğitimini 2001 yılında tamamladı. Aynı yıl İTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Mühendisliği programında doktora programını kazanarak 35. maddeyle İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü kadrosuna atandı. Evli ve bir çocuk sahibi olup halen İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde araştırma görevlisidir.