Kumlarda Tekrarlı Yükler Altında Boşluk Suyu Basıncı Gelişiminin İncelenmesi

Berkay Ertekin

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Mayıs 2019

Investigation of Pore Pressure Generation of Sands Under Cyclic Loading

Berkay Ertekin

MASTER OF SCIENCE THESIS

Department of Civil Engineering

May 2019

Kumlarda Tekrarlı Yükler Altında Boşluk Suyu Basıncı Gelişiminin İncelenmesi

Berkay Ertekin

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Geoteknik Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır

Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Kamil Bekir Afacan

Mayıs 2019

ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans öğrencisi Berkay Ertekin'in YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı "Kumlarda Tekrarlı Yükler Altında Boşluk Suyu Basıncı Gelişiminin İncelenmesi" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek oybirliği ile kabul edilmiştir.

Danışman **:** Dr. Öğr. Üyesi Kamil Bekir Afacan

İkinci Danışman : -

Yüksek Lisans Tez Savunma Jürisi:

Üye : Dr. Öğr. Üyesi Kamil Bekir Afacan

Üye : Doç. Dr. Derviş Volkan Okur

Üye : Prof. Dr. Gülgün Yılmaz

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun ..... tarih ve

..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Hürriyet Erşahan
Enstitü Müdürü

ETİK BEYAN

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kılavuzuna göre, Dr. Öğr. Üyesi Kamil Bekir Afacan danışmanlığında hazırlamış olduğum "Kumlarda Tekrarlı Yükler Altında Boşluk Suyu Basıncı Gelişiminin İncelenmesi" başlıklı YÜKSEK LİSANS tezimin özgün bir çalışma olduğunu; tez çalışmamın tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; tezimde verdiğim bilgileri, verileri akademik ve bilimsel etik ilke ve kurallara uygun olarak elde ettiğimi; tez çalışmamada yararlandığım eserlerin tümüne atıf yaptığımı ve kaynak gösterdiğimi ve bilgi, belge ve sonuçları bilimsel etik ilke ve kurallara göre sunduğumu beyan ederim. 06/05/2019

Berkay Ertekin

İmza

ÖZET

Deprem sırasında, dalga yayılımına bağlı olarak meydana gelen drenajsız kayma gerilmeleri, zemin danelerinin kayma birim deformasyonlara uğramasına ve bu sebeple boşluk suyu basıncındaki artışa sebep olmaktadır. Artan boşluk suyu basıncı, zemin efektif gerilmesine bağlı olarak zemin rijitliğini düşürmektedir ve daha yüksek kayma birim deformasyon ve boşluk suyu basınçları üretecek bir döngü başlamaktadır. En nihai durumda, boşluk suyu basıncı toplam gerilmeye ulaşarak zemin sıvılaşmasının tetiklenmesine neden olmaktadır. Bu davranışın anlaşılması ve modellenmesi geçmişten günümüze geoteknik deprem mühendisliğinin dikkat çeken konularında birisi olmuştur. Bu tez çalışmasında bu konudaki mevcut çalışmalar incelenmiş ve aralarındaki farklılıklara değinilmiştir. Mevcut çalışmalar, dinamik üç eksenli deney sonuçlarına göre irdelenerek modellerin zemine uygunluk derecesi ölçülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Boşluk Suyu Basıncı, Dinamik Davranış, Sıvılaşma, Dinamik Üç Eksenli Deney

SUMMARY

During the earthquake, undrained shear stresses due to wave propagation lead to shear deformations of the grains and therefore increase in pore water pressure. These excess pore pressure reduces the soil stiffness due to decrease in effective stress and every cycles results in more deformation as and pore water pressures. In the final case, the pore water pressure yields to total stress causing soil liquefaction to be triggered. Understanding and modeling of this behavior has been one of the notable subjects of geotechnical earthquake engineering from past to present. In this thesis, current studies on this subject are examined and differences between them are mentioned. Existing studies were examined according to dynamic triaxial test results and the degree of applicability of the models to the soil was investigated.

Keywords: Pore Water Pressure, Dynamic Behavior, Liquefaction, Dynamic Triaxial Test

TEŞEKKÜR

Yüksek Lisans öğrenimi ve tez çalışması dönemi boyunca bana her türlü desteği sağlayan ve danışmanlık eden değerli Hocam Dr. Öğr. Üyesi Kamil Bekir Afacan'a; zamanlarını ve tecrübelerini bize aktaran değerli hocalarım Doç. Dr. D. Volkan Okur, Doç. Dr. Hasan Savaş ve Doç. Dr. Murat Türköz'e sonsuz saygılarımı sunarım ve teşekkürü bir borç bilirim. Tüm yaşamım boyunca bana güvenen, destekleyen, teşvik eden, eğitim hayatım boyunca bana imkânlar sunan sevgili anneme, babama ve ağabeyime, çalışmalarım sırasında yardımlarını aldığım meslektaşlarıma ve buraya ismini yazamadığım bana destek olan tüm değerli arkadaşlarıma sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET vi
SUMMARY vii
TEŞEKKÜR viii
İÇİNDEKİLER ix
ŞEKİLLER DİZİNİ xii
ÇİZELGELER DİZİNİ xvii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ xviii
1. GİRİŞ VE AMAÇ 1
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI 3
2.1. Gerilme Tabanlı Modeller 3
2.2. Birim Deformasyon Tabanlı Modeller 4
3. SIVILAŞMA 6
3.1. Genel Bilgiler 6
3.2. Sıvılaşmayla İlgili Olaylar 6
3.2.1. Akma sıvılaşması 7
3.2.2. Devirsel hareketlilik 8
3.3. Sıvılaşma Tehlikelerinin Belirlenmesi 9
3.4. Sıvılaşmaya Karşı Duyarlılık 10
3.4.1. Tarihsel ölçütler 10
3.4.2. Jeolojik ölçütler 11
3.4.3. Zemin içeriği ilgili ölçütler 12
3.4.4. Durum ölçütleri 14
3.4.4.1. Kritik boşluk oranı 14
3.4.4.2. Deformasyonun sabit durumu 17
3.4.4.3. Durum parametresi 20
3.5. Sıvılaşmanın Başlangıcı 21
3.5.1. Akma sıvılaşması yüzeyi 22
3.5.1.1. Monoton yükleme 22
3.5.1.2. Tekrarlı yükleme 26
3.5.1.3. Akma sıvılaşmasının gelişmesi 27

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

3.5.2. Aşırı boşluk suyu basıncı etkisi 27
3.5.2.1. Akma sıvılaşması 28
3.5.2.2. Devirsel hareketlilik 29
3.5.3. Sıvılaşma başlangıcının değerlendirilmesi 31
3.5.3.1. Devirsel gerilme yaklaşımı 31
3.5.3.2. Devirsel birim deformasyon yaklaşımı 50
3.5.3.3. Sıvılaşma başlangıcıyla ilgili diğer yaklaşımlar 54
3.6. Sıvılaşmanın Etkileri 59
3.6.1. Yer hareketinin değiştirilmesi 60
3.6.2. Kum kaynamalarının gelişmesi 61
3.6.3. Oturma 64
3.6.3.1. Kuru kumlarda oturma 65
3.6.3.2. Doygun kumlarda oturma 67
3.6.4. Duraysızlık 70
3.6.4.1. Sıvılaşan zeminin kayma dayanımı 70
3.6.4.2. Akma yenilmeleri 75
3.6.4.3. Deformasyon yenilmeleri 78
3.7. Boşluk Suyu Basıncı Oluşum Denklemleri 79
3.7.1. Gerilme tabanlı modeller 79
3.7.2. Birim deformasyon tabanlı modeller 81
4. MATERYAL VE YÖNTEM 84
4.1. Materyal 84
4.1.1. Temiz kum 84
4.2. Yöntem 85
4.2.1. Numune hazırlama yöntemi 85
4.2.2. Dinamik üç eksenli deney 85
4.2.2.1. Deneyde kullanılan araçlar 86
4.2.2.2. Deneyin yapılışı 87
5. BULGULAR VE TARTIŞMA 89
5.1. 35 kPa Yükleme için Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi 90

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

5.2. 50 kPa Yükleme için Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi 95
5.3. 80 kPa Yükleme için Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi 99
6. SONUÇ VE ÖNERİLER 104
KAYNAKLAR DİZİNİ 107

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil **Sayfa**

3.1. San Francisco'daki Merced Gölü kıyısı boyunca 1957 yılında gelişen küçük bir akma kayması (M.Bonilla'dan, 1970) 8

3.2. 1976 Guatemala depreminde çok düz bir zeminin Motagua Nehri'ne doğru yanal yayılması. Zemin yüzeyinde oluşan yarıkların nehir kıyısına paralel şekilde yönlenmiş olmasına dikkat ediniz (M. Bonilla'dan, 1970) 8

3.3. 1964 Niigata depreminde Niigata (Japonya) yakınındaki kum kaynamaları. Kum kaynamaları genellikle zemindeki yarıklar boyunca dizilmektedir (K. Steinbrugge'dan, 1962) 9

3.4. Sıvılaşma gözlenen sahalarda sınırlayıcı dışmerkez uzaklığı(R_e) ile sığ depremlerin moment magnitüdü (M_w) arasındaki ilişki (Ambraseys'den, 1988) 11

3.5 Aynı efektif hücre basıncındaki gevşek ve sıkı kumlar için (a) gerilme-birim deformasyon ve (b) gerilme-boşluk oranı eğrileri. Kayma sırasında gevşek kumlar büzülmeli davranış (azalan boşluk oranı) ve sıkı kumlar da genişleyen davranış (artan boşluk oranı) sergilerler. Büyük birim deformasyonlar gelişene kadar iki numune de kritik boşluk oranına erişmiş ve aynı büyüklükte birim deformasyon kayma direncini mobilize etmiştir (Kramer'den, 1996) 15

3.6. Gevşek büzülmeli durumlar ile sıkı genişlemeli durumlar arasındaki sınır olarak CVR çizgisinin kullanımı (Kramer'den, 1996) 15

3.7. Başlangıçta gevşek ve sıkı olan numunelerin drenajlı ve drenajsız şartlarda davranışı: (a) aritmetik ve (b) logaritmik efektif hücre basıncı ölçeği (Kayabalı'dan, 2003) 16

3.8. Akma sıvılaşmasına duyarlı olan ve duyarlı olmayan başlangıç durumları arasında bir sınır olarak CVR'nin kullanımı (Kramer'den, 1996) 16

3.9. Monoton yükleme deneylerinde a) q ve ε_a, b) q ve p' ve c) Δu ve ε_a 18

3.10. e-τ düzleminde, e-σ' düzleminde ve τ–σ düzlemindeki izdüşümleri gösteren üç boyutlu sabit durum çizgisi (Kayabalı'dan, 2003) 19

3.11. S_{su} ' nun σ'_{3c}' ye oransallığı eğimleri özdeş olan a) mukavemete-dayalı, b) efektif hücre basıncına-dayalı sabit durum çizgilerini verir 19

3.12 Akma sıvılaşması duyarlılığı için durum ölçütleri 19

3.13 Durum Parametreleri (Kramer'den, 1996) 21

3.14. İzotrop olarak konsolide edilmiş gevşek ve doygun kumun tepkisi: a) gerilme-birim deformasyon eğrisi, b) efektif gerilme izi, c) aşırı boşluk suyu basıncı, d) efektif hücre basıncı 24

3.15. Farklı ilksel efektif hücre basınçlarında aynı ilksel boşluk oranı düzeyine erişecek şekilde izotrop olarak konsolide edilmiş beş numunenin tepkisi. C, D ve E numunelerindeki akma sıvılaşması x ile işaretlenen noktalarda başlamaktadır.

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

Bu noktalardan geçen kesikli çizgi, sabit asal efektif gerilme oranı K_L çizgisidir (Kayabalı'dan, 2003) 24

3.16. Gerilme izi uzayında akma sıvılaşması yüzeyinin yönelimi 24

3.17. Sabit boşluk oranında akma sıvılaşması yüzeyi eğiminin ilksel asal efektif gerilme oranı ile değişimi 26

3.18. a) tekdüze yükleme ve b) tekrarlı yükleme ile akma sıvılaşmasının başlaması. İki yükleme (B ve D noktaları) için de sıvılaşma başlangıcındaki gerilme şartlarının farklı olmasına rağmen ikisi de FLS'nin yukarısına düşmüştür 27

3.19. Akma sıvılaşmasına karşı duyarlılık zonu 28

3.20. Sacramento Nehri ince kumunun üç eksenli numunelerinde akma sıvılaşmasını tetiklemek için gerekli boşluk suyu basınç oranını) ilksel asal efektif gerilme oranı ile değişimi 28

3.21. Devirsel hareketliliğe duyarlılık zonu 29

3.22. Devirsel hareketliliğin üç durumu: a) gerilme çevrilmesinin olmadığı ve sabit durum dayanımının aşılmadığı durum, b) gerilme çevrilmesinin olmadığı ve sabit durum dayanımının kısa bir süre için aşıldığı durum, c) gerilme çevrilmesinin olduğu ve sabit durum dayanımının aşılmadığı durum 30

3.23. (a) Devirsel hareketlilik oluştuktan sonra, (b) tekdüze yüklenen numunenin genişlemeli davranışı 31

3.24. Farklı büyüklüklerdeki depremler için eşdeğer üniform gerilme devir sayıları, N (Seed vd.'den, 1975) 33

3.25. Düz veya hafif eğimli zemin yüzeylerinin altında devirsel kayma gerilmesinin derinliğe bağlı değişimini hesaplamada kullanılan azalım faktörü (Seed ve Idriss'den, 1971) 34

3.26. İzotropik olarak (σ ' =98 kPa) konsolide edilmiş a) gevşek kum (relatifsıkılık: %47) ve b) sıkı kum (relatif sıkılık: %75) numunelerine ait burulmalı kesme deneyi sonuçları. Gevşek numune ilksel sıvılaşmaya (ru=1,0) onuncu devirde erişmiştir. Çok daha büyük yükleme yapılmasına rağmen sıkı numune 17 devirden sonra bile ilksel sıvılaşmaya erişmemiştir (Ishihara'dan, 1985) 36

3.27. İzotropik olarak konsolide edilmiş Sacramento Nehri kumunun üç eksenli numunelerinde ilksel sıvılaşma ve %20 eksenel birim deformasyon oluşumu için gerekli devirsel gerilmeler (Seed ve Lee'den, 1965) 36

3.28. Tekrarlı basit kesme deneylerinde boşluk suyu basıncı oluşma oranı. Kesikli çizgi, (3.5) eşitliğinden α=0,7 ile birlikte geliştirilmiştir (De Alba vd.'den, 1975) 38

3.29. Sıvılaşmanın gözlendiği durumlar (içi dolu daireler) ve gözlenmediği durumlar (içi boş daireler) için yükleme parametresi 39

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.30. M=7,5 depremde temiz kumlarda sıvılaşmaya neden olan devirsel gerilme oranı ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd.'den, 1975) 40

3.31. M=7,5 depremde siltli kumlarda sıvılaşmaya neden olan devirsel gerilme oranı ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd.'den 1975) 41

3.32. Düzeltme faktörü $K\alpha$'nın ilksel kayma gerilmesi/normal gerilme oranı ile değişimi (Seed ve Harder'dan, 1990) 44

3.33. Düzeltme faktörü K_σ' efektik örtü basıncı ile değişimi (Marcuson vd.'den, 1990) 44

3.34. CPT'ye dayalı sıvlaşma eğrileri: a) SPT verileriyle korelasyonlara dayalı, b) teorik/deneysel sonuçlara dayalı (Mitchell ve Tseng'den, 1990) 46

3.35. Kesme dalgası hızı ve pik yer ivmesinden sıvılaşma potansiyelini değerlendirme grafiği (10 devir) (Stokoe vd.'den, 1988) 46

3.36. Temiz kumda %2,5 genliğinde devirsel birim deformasyon oluşturmak için gerekli devirsel gerilme oranı ile kesme dalgası hızı arasındaki korelasyonlar (Tokimatsu vd.'den, 1991) 47

3.37. Sıvılaşma oluşumu için gerekli devirsel gerilme oranı ile dilatometre deneyinin yatay gerilme indisi arasında önerilen ilişki (Reyna ve Chameau'dan, 1991) 48

3.38. Sıvılaşma zonunun teşhisinde kullanılan süreç 49

3.39. Düz zeminlerde rezidüel aşırı boşluk suyu basıncı ile sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısı arasındaki ilişki (Kayabalı'dan, 2003) 50

3.40. Birim deformasyon kontrollü tekrarlı üç eksenli deneylerde 10 devirlik yüklemeden sonra ölçülmüş boşluk suyu basınç oranı (Dobry ve Ladd'den, 1980) 53

3.41. Sıvılaşmış kumdan alınan kum örneğinin sıvılaşma direnç eğrileri. Kum için α=4,78 ile 1,91K_c arasında ve β=2,96 ile 0,78K_c arasında. İlksel kayma gerilmesi artarken sıvılaşma direncindeki önemli azalıma dikkat ediniz (Vasquez-Herrera ve Dobry'den, 1988) 54

3.42. İlksel kayma gerilmesinin farklı düzeylerine maruz kalan kumlarda boşluk suyu basıncı gelişiminin normalize edilmiş oranı (Dobry vd.'den, 1988) 55

3.43. Devirsel birim deformasyon gerilmesi yaklaşımında sıvılaşma zonunun teşhis edilme süreci 55

3.44. a) Temiz kum (ince tane %12'den az), b) siltli kum (ince tane %12'den çok) için eş sıvılaşma olasılığı konturları (Liao vd.'den, 1988) 59

3.45. 1964 Niigata depreminde sıvılaşabilir zemin üzerine oturan bir yakınındaki bir sahaya ait akselerogram (Aki'den, 1988) 60

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.46. Yeraltındaki sıvılaşmanın kazık temeller üzerine potansiyel etkileri. Sıvılaşan katmanda gelişebilen büyük birim deformasyonlar o katman içindeki kazıklarda yüksek eğilme momentlerine neden olabilir 61

3.47. a) Depremden önce, b) depremden sonra zemin dalgalanması (Kayabalı'dan, 2003) 61

3.48. a) Düz zemin sıvılaşmasının yüzeyde gözlendiği sahalarda sıvılaşabilir katman kalınlığı ile üzerleyen katman kalınlığı arasındaki ilişki, b) değişik katman kalınlıklarının değerlendirilmesi için kılavuz (Ishihara'dan, 1985) 63

3.49. Liu ve Qiao (1984)'nun sarsma tablası deneylerinde su ara yüzeylerinin oluşumu (Kayabalı'dan, 2003) 63

3.50. Depremsellikten kaynaklanan aşırı boşluk suyu basıncının dağılmasından dolayı oluşan deprem kökenli oturma süreci 64

3.51. Kum çökellerinde efektif devirsel birim deformasyonun belirlenmesi için diyagram (Tokimatsu ve Seed'den, 1987) 66

3.52. a) Relatif sıkılık, b) standart penetrasyon direnci açısından; hacimsel birim deformasyon $\varepsilon_{c,M}$=7,5 ile devirsel kayma birim deformasyonu γ_{dev} arasındaki ilişki (Tokimatsu ve Seed'den, 1987) 67

3.53. Doygun kumlarda devirsel gerilme oranı ile standart penetrasyon direncinden hacimsel birim deformasyonu hesaplama diyagramı (Tokimatsu ve Seed'den, 1987) 68

3.54. Temiz kumun sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyonunu, sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısının veya maksimum kayma birim deformasyonunun fonksiyonu olarak hesaplama diyagramı (Ishihara ve Yoshimine'den, 1992) 68

3.55. %100'den küçük boşluk suyu basınç oranları için deprem sonrası hacimsel birim deformasyonlar (Tokimatsu ve Seed'den, 1987) 69

3.56. Sabit durum dayanımını hesaplama prosedürü (Poulos vd.'den, 1985) 72

3.57. Rezidüel dayanım ile düzeltilmiş SPT direnci arasındaki ilişki (Seed ve Harder'dan, 1990) 73

3.58. a) Bir akma kaymasının, sıvılaşan malzemenin uzak mesafelere nasıl taşındığını ve düz yüzeylerde sükunete eriştiğini gösteren tipik enine kesiti, b) yenilen kütle içinde tipik bir elemanın gerilme şartları 76

3.59. Gevşemeden ileri gelen akma yenilmesi: a) toplam hacim sabit kalsa bile, kum katmanında tanelerin yeniden dağılımı lokal hacim değişimine neden olur, b) x ile işaretlenen noktadaki gerilme şartları 76

3.60. a) Zemin derinliklerinde depremden kaynaklanan boşluk suyu basıncının akmaya neden olarak yüzey zeminlerini gevşettiği yerde global gevşeme akma

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

yenilmesi, b) yüzey zemin elemanının olası efektif gerilme izi. (Kayabalı'dan, 2003) 77

3.61. Bir nehir yatağına komşu yanal yayılma: a) Depremden önce, b) depremden sonra. Sıvılaşan zeminin yanal hareketi (taralı alan) zemin katmanını çatlaklarla ayrılan bloklara böler. Bloklar birbirinden farklı olarak eğilebilir veya oturabilir ve yarıkla yarıklarda kum kaynamaları gelişebilir (Youd'dan, 1984b) 78

4.1. Podima kumu granülometre eğrisi. 84

4.2. Dinamik üç eksenli deney test aleti 86

5.1. Deprem ivme-zaman grafikleri: a) Coyote depremi, b) Gilroy depremi, c) Kobe depremi, d) Kocaeli depremi, e) Northridge depremi 89

5.2. Deney sırasında kullanılan numunelerin maruz kaldığı yükleme şekilleri 90

5.3. 35kPa Sinüs deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 91

5.4 35 kPa Coyote deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 92

5.5. 35 kPa Gilroy deprem hareketi boşluk basıncı oranı-zaman grafiği 93

5.6. 35 kPa Kobe deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 93

5.7. 35 kPa Kocaeli deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 94

5.8. 35 kPa Northridge deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 94

5.9. 50 kPa Sinüs deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 95

5.10. Coyote deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 96

5.11. 50 kPa Gilroy deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 96

5.12. 50 kPa Kobe deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 97

5.13. 50 kPa Kocaeli deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 98

5.14. 50 kPa Northridge deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 98

5.15. 80 kPa Sinüs deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 99

5.16. 80 kPa Coyote deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği 100

5.17. 80 Kpa Gilroy deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 101

5.18. 80 Kpa Kobe deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 101

5.19. 80 kPa Kocaeli deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 102

5.20. 80 kPa Northridge deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği 103

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge **Sayfa**

3.1. CSR düzeltme faktörü cr'nin değerleri 37

3.2. CSR düzeltme faktörleri 41

3.3. Devirsel gerilme yaklaşımı için magnitüd düzeltme faktörleri 42

3.4. İnce tane oranına göre uç direnci artışı 43

3.5. Liao vd.'den (1988). Temiz kum ile siltli kum arasında %12'lik bir ince tane sınırı kullanılmıştır 59

3.6. Deprem büyüklüğünün kuru kumların hacimsel birim deformasyonu üzerine etkisi (Tokimatsu ve Seed'den, 1987) 66

3.7. Seed-Harder ve Stark-Mesri yöntemlerinden rezidüel drenajsız dayanımı bulmada tavsiye edilen ince tane düzeltmesi 73

3.8. θ ve β katsayıları (Baziar'dan,2011) 80

3.9. Matasovic ve Vucetic (1993) Kum örnekleri için boşluk basıncı üretim model parametreleri (Carlton'dan,2014) 83

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
σ’	Efektif Hücre Basıncı
e	Boşluk Oranı
S_{su}	Sabit Durum Dayanımı
e_{ss}	Denge Durum Çizgisi Boşluk Oranı
ψ	Durum Parametresi
σ_{3c}'	İlksel Efektif Hücre Basıncı
r_u	Boşluk Suyu Basıncı Oranı
τ_{statik}	Statik Kayma Gerilmesi
τ	Kayma Gerilmesi
τ_{dev}	Devirsel Kayma Gerilmesi
$u_{aşırı}$	Aşırı Boşluk Suyu Basıncı
N	Üniform Gerilme Devir Sayısı
τ_{max}	Pik Devirsel Kayma Gerilmesi
α_{max}	Pik Zemin Yüzeyi İvmesi
g	Yerçekim İvmesi
σ_v	Toplam Düşey Gerilme
σ'_{v0}	İlksel Düşey Efektif Gerilme
σ_{dc}	Maksimum Devirsel Gerilme
$(CSR)_{ss}$	Tekrarlı Basit Kesme Deneyince CSR
$(CSR)_{tx}$	Tekrarlı Üç Eksenli Deneyince CSR
c_r	Düzeltme Faktörü
$(CSR)_{arazi}$	Arazideki Bir Zemin Elemanının Sıvılaşma Direnci
$(N_1)_{60}$	Düzeltişmiş SPT Darbe Sayısı
M	Deprem Magnitüdü
$\alpha=\tau_h$, statik/σ’	İlksel Kayma Gerilmesi
K_α	Düzeltme Faktörü
K_σ	Düzeltme Faktörü
V_s	Kesme Dalgası Hızı
CSR_L	Sıvılaşmanın Başlangıcı için Gerekli CSR

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

Simgeler	Açıklama
$\tau_{dev,L}$	Sıvılaşmanın Oluşması için Gerekli Devirsel Kayma Gerilmesi
FS_L	Sıvılaşma Güvenlik Katsayısı
$G(\gamma_{dev})$:	$\gamma=\gamma_{dev}$'deki Kayma Modülü
γ_t	Eşik Birim Kayma Deformasyon
W_N	Boyutsuz Bir Enerji Terimi
$\bar{E}_r$	Geri Tepme Modülü
$\Delta\varepsilon_{vd}$	Drenajlı Şartlarda Hacimsel Birim Deformasyon Artışı
ε_{vd}	Hacimsel Birim Deformasyon
P_L	Sıvılaşma Olasılığı
m	metre
cm	santimetre
σ'_{1c}	Konsolidasyon Gerilmesi
S_r	Rezidüel Dayanım Oranı
ρ_{min}	Minimum Birim Hacim Kütlesi
ρ_{max}	Maksimum Birim Hacim Kütlesi
G_s	Özgül Tane Ağırlığı
dk	Dakika
s	Saniye
cm	Santimetre
r_d	Gerilme Azalım Faktörü
N_L	Sıvılaşma Oluşması için Gerekli Yükleme Devir Sayısı
γ_{dev}	Üniform Birim Deformasyon Genliği
mm	Milimetre

Kısaltmalar	Açıklama
USCS	Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi
FLS	Akma Sıvılaşması Yüzeyi
DMT	Dilometre Deneyi

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

Kısaltmalar	Açıklama
ASTM	Amerikan Test ve Malzeme Standartları Birliği
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
CPT	Konik Penetrasyon Deneyi
CVR	Kritik Boşluk Oranı
SSL	Sabit Durum Çizgisi
LL	Likit Limit
NRC	National Research Council

1. GİRİŞ VE AMAÇ

Depremler sebebiyle doygun granül zeminlerin sıvılaşması, geoteknik deprem mühendisliği alanındaki en önemli sorunlardan biri olmuştur. 1964 Niigata Depremi, sıvılaşma nedeniyle çok büyük hasara yol açmış ve böylece sıvılaşma araştırmalarında önemli bir hızlanmaya neden olmuştur. Bu alandaki ilk çalışmalar (örn. Lee ve Seed, 1967; Seed, 1968; Seed ve Idriss, 1971; Finn vd., 1971; Castro, 1975; Youd,1975), çoğunlukla temiz kumların araştırılmasına ve bu zeminlerin sıvılaşma direncini en çok etkileyen faktörlere odaklamışlardır.

Doygun daneli zeminlerin tekrarlı yüklenmesi, drenajsız koşullar altında aşırı boşluk suyu basıncının oluşmasına neden olur. Gevşek zeminlerde, gelişen aşırı boşluk suyu basıncı, zemin üzerinde mevcut ilave yük basıncı kadar yüksek olabilir. Bu durum sıfır etkili efektif gerilmeye karşılık gelir ve granül zeminin ilk sıvılaşması olarak adlandırılır (Seed, 1979). Alternatif sıvılaşma tanımları, sıfır etkili efektif gerilmeye karşılık gelebilecek veya gelmeyebilecek zeminlerde göçme durumu kayma gerilmesi seviyesine dayanır. Bu duruma tekrarlı hareketlilik denir (Seed, 1979). Hem sıvılaşma başlangıcı hem de tekrarlı hareketlilik, kum kaynamasına, binaların ve köprü temellerinin oturmasına ve yıkılmasına, açık deniz yapılarının çökmesine, şevlerin kaymasına ve çatlamasına, toprak barajlarının akışının bozulmasına, kaldırımların çatlamasına bağlı olarak büyük hasarlara sebep olmaktadır. Bu nedenle, sıvılaşma hem geoteknik hem de yapısal mühendisler için endişe verici bir konu haline gelmiştir.

Bir deprem sırasında zeminin altındaki doymuş bir zeminde boşluk suyu basıncının üretilmesi, genellikle kayma dalgalarının yukarı doğru yayılmasıyla ortaya çıkan tekrarlı kayma gerilmeleri ve kayma gerilmeleri nedeniyle olduğu varsayılmaktadır, bununla birlikte, zemin dalgasında diğer dalga hareketleri biçimleri de mevcuttur. (Seed, 1979). Kayma gerilmeleri, drenajlı bir yükleme durumu olması halinde zeminin sıkılaşmasına başka bir deyişle yoğunlaşmasına neden olur. Zeminin drenajsız bir durumda olması durumunda ise, tekrarlı yükleme gerçekleştiği için, üstteki malzemeden gelen yük, zemin sıkıştırılamaz olması sebebiyle boşluk suyu basıncını artırarak aşırı boşluk suyu basıncına sebep olur. Bu aşırı boşluk suyu basınçları birikir ve zeminin efektif gerilmesinde bir azalmaya yol açar.

Hacimde yoğunlaşma ve azalma eğilimi drenajsız durum için efektif gerilmedeki bir düşüşle telafi edilir. Sıvılaştırılabilir zeminlerin kayma dayanımı, parçacıklar arasındaki ara yüze etki eden efektif gerilmeyle orantılıdır. Bu nedenle, aşırı boşluk suyu basıncı oluşumuna bağlı olarak etkili gerilmede bir azalma, kayma mukavemeti ve yumuşama ile sonuçlanır.

Tekrarlı yükleme deneyleri gelişen teknolojiyle birlikte daha güvenilir şekilde gerçekleştirilmeye başlanmıştır ve kullanılabilecek veri sayısı artmıştır. Bu yüzden tekrarlı yükleme deneylerine dayanarak geliştirilen boşluk suyu basıncı modellerinin yeniden değerlendirilmesi, modellerin tekrardan irdelenmesinde yarar sağlamıştır. Boşluk suyu basıncının modeller ile tahmin edildiği yöntemler gelişmiş laboratuvar deney sonuçlarının eksik olduğu durumlarda belirlemesi kolay olmayan çok sayıda girdi parametresi gerektirmektedir. Bu sebeple, ampirik ya da yarı ampirik modellerin bir süre daha yaygın olarak kullanılacağı düşünülmektedir. Sayısız avantajına rağmen birim deformasyon kontrollü deneyler, numunelerin %1.0'den yüksek kayma birim deformasyonlara maruz kalmasına olanak vermemekte, bu yüzden araştırmacılar yüksek kayma birim deformasyonlar altındaki boşluk suyu basıncı gelişim davranışlarını değerlendirme için kaçınılmaz olarak gerilme kontrollü deneylere yönelmektedir.

Boşluk suyu basıncı değişim modelleri üç şekilde incelenmektedir. Bunlar "Gerilme Tabanlı Modeller", "Birim Deformasyon Tabanlı Modeller" ve "Enerji Tabanlı Modeller"dir. Çalışmamızda gerilme tabanlı modeller ve birim deformasyon tabanlı modeller irdelenmiştir.

Bu gözlemler doğrultusunda araştırma, suya doygun temiz kumların dinamik açıdan boşluk suyu basıncı oluşumlarını kıyaslamak üzere yaygın kullanımı olan mevcut bazı yöntemlerin tahmin hassasiyetlerini ve birbirlerine göre üstünlüklerini değerlendirmeyi hedeflenmiştir. Bu amaçla, gerilme kontrollü tekrarlı üç eksenli deneyler ile bir veritabanı oluşturulmuştur. Çalışmada öncelikle literatür araştırmalarının ardından sıvılaşma kavramının detaylarına inilmiş ve boşluk suyu basıncı oluşum modelleri parametleriyle birlikte açıklanmıştır. Daha sonra yapılan dinamik üç eksenli deneyler detaylı bir şekilde anlatılmış, numune özellikleri ve yükleme özellikleri belirlenerek literatürdeki modellerin laboratuvar sonuçlarıyla kıyaslanması gerçekleştirilmiştir.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

2.1. Gerilme Tabanlı Modeller

Lee ve Albasia (1974) boşluk suyu basıncı oranı (r_u) ile çevrim sayısı oranını (N/N_L) ilişkilendirip gerilme tabanlı modellerin ilk temelini atmışlardır. Daha sonra Seed vd. (1975), bu çalışmanın sonuçları ve yaptıkları deneyler sonucu bulunan mevcut verileri kullanarak uygulanan çevrim sayısı (N) ve sıvılaşma için gerekli çevrim sayısına (N_L) bağlı bir model geliştirmiştir. Modelde çevrim sayısı oranına üstel fonksiyon olarak bir α parametresi tanımlamıştır. Bu parametre ampirik olup ortalama olarak kullanıldığı değer 0.7 olmuştur.

Brooker (1976), Seed vd. (1975)'in geliştirdiği formülü basitleştirerek yeni bir denklem oluşturmuştur. Boşluk suyu basıncı değişimini Seed vd.(1975)'in kullandığı parametrelerle aynıdır. Bu parametreler sırasıyla çevrim sayısı (N) ve sıvılaşma için gerekli çevrim sayısı (N_L)'dir.

Yıllar içinde birçok araştırmacı tarafında çeşitli çalışmalarda kullanılan bu sayısal denklemler, yakın geçmişte Polito vd. (2008) tarafından istatistiksel metotlar ile değerlendirilmiş ve α parametresi gerilme oranı (CSR), ince tane oranı (FC) ve rölatif sıkılık (D_r) değişkenleri cinsinden ifade edilmiştir. Bu ifade, ince dane oranı %35'ten küçük olan kum zeminler için verilmiştir. CSR'deki değişimler α değerini çok fazla etkilemediği tespit edilmiştir. Temiz kumlarda D_r'ye bağlı olarak α değerinin 0.73 ile 1.14 arasında değiştiği belirlenmiştir. Seed vd. (1975) tarafından önerilip diğer araştırmacıların da zaman içerisinde geliştirdiği bu sade ifade her ne kadar yaygın kullanılmakta olsa da N_L değerinin tanımı ve tahminine ilişkin belirsizlikler, ifadenin zemin sıvılaşması ile kayma birim deformasyon birikimi arasındaki davranış farkını ayıramamakta olması ve düzensiz deprem dalga hareketinin eşdeğer çevrim sayısına çevrilmesi gibi önemli problemleri teşkil etmektedir.

Baziar (2011), bu denklemlerden esinlenerek yeni parametreler ekleyip modeli geliştirmiştir. Baziar parametre olarak çevrim sayısı (N) ve sıvılaşma için gerekli çevrim sayısını (N_L) kullanmıştır. Üstel fonksiyon olarak kullandığı ampirik parametreleri bir tablo haline getirip kullanıma sunmuştur. Bu üstel fonksiyonlar sırasıyla β ve θ parametreleridir. Saf kum zeminlerde θ parametresini 0.6-0.8 aralığında önermiştir. β parametresini ise saf

kumlarda 0.00-0.25 aralığında tanımlamışlardır. Baziar(2011) sadece saf kumlarla alakalı çalışmalarla kalmayıp ince tane oranına göre parametreler de geliştirmiştir. Kum ve silt karışımlı zeminlerde ince dane oranına göre ampirik katsayıları da mevcut bulunmaktadır.

Park ve Ahn (2013) gerilme tabanlı, hasar parametresi kullanılan boşluk suyu basıncı üretim modeli tasarlamıştır. Hasar parametresini yığılımsal olarak hesaplamasını yapmışlardır. Hasar parametresi değişim hesabında CSR oranlarını kullanmışlardır. Üstel fonksiyon olarak α düzeltme parametresi kullanılmaktadır. α parametresi laboratuvar testlerinden elde edilen CSR-N eğrisi ile hesaplanan bir kalibrasyon parametresidir. Üstel parametrelerden birisi olan β ise ampirik katsayı olmakla beraber 0.7 olarak kullanmaktadır. Sıvılaşma esnasındaki hasar parametresini çevrim sayısı, CSR ve α değişkenlerini kullanarak hesaplamışlardır.

2.2. Birim Deformasyon Tabanlı Modeller

Martin vd. (1975) çalışmasında kuru kumlar üzerinde gerçekleştirilen birim deformasyon kontrollü laboratuvar deney verilerini kullanarak alternatif bir yöntem elde etmiştir. Birim deformasyon çevrimleri sebebiyle kuru kumların hacim birim deformasyon üretme davranışı ile suya doygun kumların boşluk suyu basıncı gelişim davranışları arasında verilen yarı ampirik ifade geliştirilmiştir. Boşluk suyu basıncındaki artışı (Δu) , tek boyutlu yük boşaltma eğrisinin başlangıç efektif gerilmesine karşılık gelen eğimini ($\bar{E}_r$) ve hacim birim deformasyondaki değişimini ($\Delta\varepsilon_{vd}$) kullanarak elde etmiştir. Tek boyutlu yük boşaltma eğrisinin başlangıç efektif gerilmesine karşılık gelen eğimi ve hacim birim deformasyondaki değişimi formülüze ederek hesaplamışlardır. Tek boyutlu yük boşaltma eğrisinin başlangıç efektif gerilmesine karşılık gelen eğimi σ'_v ve σ'_{vo} sırasıyla, düşey efektif gerilmenin herhangi bir andaki ve başlangıç durumundaki değerlerini, k_2, m model katsayılarını kullanarak bulmuşlardır. Hacim birim deformasyondaki değişimi ise tekrarlı kayma birim deformasyonu (γ), eksenel hacim deformasyonu (ε_{vd}), c_1, c_2, c_3, c_4 model katsayılarını kullanarak bulmuşlardır. Bu ifade Finn vd. (1976,1977)'nin efektif gerilme tabanlı bünye modellerinin temelini oluşturmuştur.

İlerleyen yıllarda Byrne (1991) bu formüllerden esinlenerek modelleri sadeleştirmiştir. Geliştirdiği denklemde biriken hacim biri deformasyonu kayma birim deformasyon oranını denklem parametrelerini sadeleştirerek hesaplamayı başarmıştır.

Dobry vd.(1985), Dobry vd. (1982)'nin deneysel verilerden yaptığı çıkarımları ile Martin vd. (1975) yönteminden esinlenerek boşluk suyu basıncı formülü geliştirmiştir. Geliştirdiği bu modelde γ_c ve γ_{tvp} sırasıyla tekrarlı kayma ve eşik hacim birim deformasyon değerleridir. f parametresi yüklemenin bir ya da iki boyutlu olduğunu ifade eden katsayıdır. F, p ve b ise deneysel veri ile elde edilebilen model katsayılarıdır.

Söz konusu modeller, her ne kadar fiziksel kanunlara dayansa ve farklı ticari yazılımların bünyesinde yaygın olarak kullanılıyor olsalar da, belli sayıda malzeme katsayısının hassas şekilde tahminini gerektiriyor olmaları nedeniyle, bu yöntemlerin doğru ve pratik kullanımlarının önünde kısıtlayıcı bir engel olduğu düşünülmektedir.

Carlton (2014) kumlarda kullanılan ampirik korelasyon yöntemiyle F ve p parametrelerinin hesabını gerçekleştirmiştir. F parametresini kayma dalga hızı değişkenine bağlı olarak modelize etmiştir. b parametresini ise ince tane oranını yüzde cinsinden değişimine göre parametrize edilmiş ve p değeri ise farklı kum cinslerinde 1'in $\pm$ %7 değişkenliğinde olan değer olarak belirlenmiştir. Bu değerlerin olmaması durumunda p parametresinin 1 olarak alınması tavsiye edilmiştir.

3. SIVILAŞMA

3.1. Genel Bilgiler

Sıvılaşma, geoteknik deprem mühendisliğindeki en önemli, karmaşık ve üzerinde çok fazla tartışma olan konulardan bir tanesidir. Sıvılaşmanın yıkıcı etkilerinin geoteknik mühendislerinin dikkatini çekmesi 1964 yılında meydana gelen Alaska Good Friday (M_w=9,2) depremi ile Japonya Niigata (M_S=7,5) depremleriyle olmuştur. Yamaç yenilmeleri, köprü ve yapı temellerindeki yenilmeler ve gömülü yapıların yüzmesi gibi olaylar dahil olmak üzere, iki deprem de sıvılaşmadan kaynaklanan hasarları gözler önüne sermiştir. Sıvılaşma konusu bu depremlerden sonra geçen 30 yıl içinde dünyanın değişik yerlerindeki çok sayıda araştırmacı tarafından incelenmiştir. Konunun karmaşıklığına rağmen, gelinen nokta itibariyle yine de çok şey öğrenilmiştir. Çok değişik terminoloji, prosedür ve analiz yöntemleri öne sürülmüş olup, diğerlerine üstün gelen bir yaklaşımın doğması çok yavaş olmuştur.

Konuyla ilgili karmaşıklığın çoğunun, kullanılan dilden kaynaklandığı anlaşılmış ve son zamanlarda sıvılaşma ile ilgili bu farklılıkların giderilmesi sağlanmıştır. Sıvılaşma terimi çok sayıdaki farklı fakat birbiriyle ilgiili olayların tanımlanmasında kullanılmaktadır. Bu bölümde sıvılaşma hakkındaki mevcut bilginin geçirdiği gelişimi takip etmek yerine, sıvılaşma ile ilgili zemin davranışının teorik olarak anlaşılmasını ve bunun da sıvılaşma tehlikelerinin değerlendirilebileceği değişik yöntemlerin tanımlanmasında kullanımını sağlayan ana bir çerçeve sunulacaktır. Bunu gerçekleştirmek amacıyla, ilk iş olarak geçmişte sıvılaşma başlığı altında toplanmış olayları birbirinden ayırmak için bazı yeni terimler takdim edilecektir. Yeni terminoloji, bu olayların mekaniğinin anlaşılması ve deprem hasarına koydukları katkının daha basite indirgenmesine imkan vermektedir.

3.2. Sıvılaşmayla İlgili Olaylar

Sıvılaşma terimi, kohezyonsuz zeminlerde drenajsız şartlardaki tekdüze, dengesiz ve tekrarlamalı örselenmeden kaynaklanan zemin deformasyonları ile ilgili değişik olayları nitelemek üzere tarihsel olarak ilk kez Mogami ve Kubo (1953) tarafından kullanılmıştır. Tüm sıvılaşma olaylarının en karakteristik özelliği, drenajsız yükleme şartlarında oluşan

aşırı boşluk suyu basıncıdır. Kohezyonsuz kuru zeminlerin statik ve tekrarlı yükler altında sıkılaşma eğilimi çok iyi bilinen bir konudur. Ancak, kohezyonsuz zeminler doygun olduğu zaman drenajsız şartlardaki yükleme çabuk gelişir ve zeminin sıkılaşma eğilimi aşırı boşluk suyu basıncının artmasına ve efektif gerilmenin azalmasına neden olur. Bu süreç sonucunda gelişen sıvılaşma olayları iki ana gruba ayrılabilir: akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik.

Akma sıvılaşması ve devirsel hareketliliğin ikisi de önemlidir ve sıvılaşma tehlike analizlerinde dikkatlice ele alınmalıdır. Arazi şartlarında gelişen akma sıvılaşmasının oluşum sıklığı devirsel hareketlilikten daha azdır, fakat etkileri bakımından çok daha yıkıcıdır. Devirsel hareketlilik ise, akma sıvılaşmasına göre çok daha geniş zemin ve arazi şartlarında oluşabilir. Etkileri de çok önemsizden ileri düzeyde hasara kadar değişebilir. Sıvılaşma, akma sıvılaşması ve devirsel hareketliliğin ikisini birden kapsayan genel bir terim olarak ele alınacaktır. Akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik gerekli olduğu durumlarda ayrı ayrı kullanılacaktır.

3.2.1. Akma sıvılaşması

Sıvılaşma ile ilgili olaylar arasında akma yenilmeleri olarak bilinen ve olağanüstü derecede duraysızlıklara neden olan en çarpıcı etkileri, akma sıvılaşması üretir. Akma sıvılaşması, bir zemin kütlesinin statik dengesi için gerekli kayma gerilmesinin (statik kayma gerilmesi), zeminin sıvılaşmış haldeki kayma dayanımından büyük olduğu durumda gelişir. Tetiklenmeden sonra akma sıvılaşmasıyla oluşan büyük deformasyonların gerçek nedeni statik kayma gerilmeleridir. Statik gerilmelerin akma yenilmesi üretecek kadar zemin dayanımını azalttığı durumda, devirsel gerilmeler zemini çok kolay bir şekilde dengesiz duruma getirebilmektedir. Akma sıvılaşmaları; köken itibariyle ansızın ortaya çıkmaları, çabuk gelişmeleri ve sıvılaşan malzemenin çoğu zaman büyük mesafelerde hareketi ile karakteristiktir. Sheffield Barajı ve San Fernando Barajı'ndaki akma kayması türü yenilmeler, akma sıvılaşmasına örneklerdir. Sıvılaşmış bir zeminin sıvı karakteri Şekil 3.1'de görülmektedir.



Şekil 3.1. San Francisco'daki Merced Gölü kıyısı boyunca 1957 yılında gelişen küçük bir akma kayması (M.Bonilla'dan, 1970).

3.2.2. Devirsel hareketlilik

Devirsel hareketlilik, deprem sarsıntısı sırasında yönetmelikler tarafından belirlenen düzeyden çok büyük ve kalıcı deformasyonlara neden olan bir diğer olaydır. Devirsel hareketlilik, akma sıvılaşmasının aksine, statik kayma gerilmesinin, sıvılaşmış zeminin kayma dayanımından küçük olduğu zaman gelişmektedir. Devirsel hareketlilik türü yenilmenin neden olduğu deformasyonlar deprem sarsıntısı sırasında kademeli olarak gelişir. Akma sıvılaşmasının aksine, devirsel hareketlilik ile oluşan deformasyonlara neden olan faktör, hem devirsel gerimeler hem de statik kayma gerilmeleridir. Yanal yayılma olarak adlandırılan bu deformasyonlar çok az eğimli yamaçlarda veya su kütlelerine komşu düzlüklerde (Şekil 3.2) gelişmektedir. Yapıların bulunduğu yerlerde yanal yayılma büyük hasarlara yol açabilmektedir.



Şekil 3.2. 1976 Guatemala depreminde çok düz bir zeminin Motagua Nehri'ne doğru yanal yayılması. Zemin yüzeyinde oluşan yarıkların nehir kıyısına paralel şekilde yönlenmiş olmasına dikkat ediniz (M. Bonilla'dan, 1970).

Devirsel hareketliliğin özel bir durumu düz yüzey sıvılaşmasıdır. Yatay deformasyonları üretebilecek statik yatay kayma gerilmeleri mevcut olmadığından, düz yüzey sıvılaşması bir deprem sırasında zemin dalgalanması olarak bilinen büyük boyutlu ve düzensiz karakterli hareketi oluşturmakta fakat çok küçük bir kalıcı yatay deformasyona neden olmaktadır. Düz yüzey sıvılaşması türü yenilmelere neden olan faktör, depremin neden olduğu aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesi sırasında suyun yukarı doğru akışıdır. Hidrolik dengeye ulaşmak için gerekli zamanın uzunluğuna bağlı olarak, düz yüzey sıvılaşması, deprem sona erdikten uzun bir süre sonra da meydana gelebilir. Aşırı düşey oturma ve bunun sonucunda düşük kotlu zeminin akması ve kum kaynamalarının gelişmesi (Şekil 3.3), düz yüzey sıvılaşması türü yenilmenin en belirgin özellikleridir



Şekil 3.3. 1964 Niigata depreminde Niigata (Japonya) yakınındaki kum kaynamaları. Kum kaynamaları genellikle zemindeki yarıklar boyunca dizilmektedir (K. Steinbrugge'dan, 1962)

3.3. Sıvılaşma Tehlikelerinin Belirlenmesi

Gerek akma sıvılaşması ve gerekse devirsel hareketlilik, belirli bir sahada hasara neden olabilir ve sıvılaşma tehlikelerinin eksiksiz bir şekilde değerlendirilmesi bunların ikisinin potansiyelinin de ele alınmasını gerektirir. Böyle bir problem ile karşılaşıldığında, geoteknik deprem mühendisi aşağıdaki soruları cevaplamak suretiyle potansiyel sıvılaşma tehlikesini sistematik olarak değerlendirebilir:

Zemin sıvılaşmaya karşı duyarlı mıdır?

Şayet duyarlı ise, sıvılaşma oluşur mu?

Eğer sıvılaşma gerçekleşirse zarar meydana gelir mi?

Birinci sorunun cevabı hayır ise, sıvılaşma tehlikesinin olmadığı sonucuna varılarak sıvılaşma tehlike analizi sona erdirilir. Cevabın evet olması durumunda ise, bir sonraki soruya cevap aranmalıdır. Bazı durumlarda, özellikle de hasarın oluşma ihtimalinin zayıf olduğu durumlarda, ikinci soruyu üçüncü ile değiştirmek daha yararlı olabilir. Tüm soruların cevabının evet olduğu durumda bir problem var demektir: Oluşabilecek hasar kabul edilebilir düzeyin üzerinde ise, saha ya terkedilmeli ya da iyileştirilmeli veya sahadaki mevcut yapıların dayanımı arttırılmalıdır. Bu sorular, sıvılaşma tehlikesi analizinin en önemli üç özelliği ile ilişkilidir: duyarlılık, başlama ve etkiler.

3.4. Sıvılaşmaya Karşı Duyarlılık

Tüm zeminler sıvılaşmaya duyarlı değildir. Dolayısıyla, sıvılaşma tehlike analizinde ilk adım genellikle sıvılaşma duyarlılığının değerlendirilmesidir. Belirli bir sahadaki zeminin sıvılaşmaya karşı duyarlı olmaması durumunda sıvılaşma tehlikeleri söz konusu değildir ve sıvılaşma tehlike değerlendirme işlemi sona erdirilir. Ancak, zeminin duyarlı olması durumunda sıvılaşmanın başlangıcı ve etkileri konusu ele alınmalıdır. Sıvılaşma duyarlılığının değerlendirilmesi konusunda birkaç ölçüt vardır ve bunların bazıları akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik için farklıdır. Bunlar; tarihsel, jeolojik, bileşimsel ve durumla ilgili ölçütlerdir.

3.4.1. Tarihsel ölçütler

Sıvılaşma davranışı konusunda önemli bilginin çoğu, zemin ve yeraltı suyu şartları değişmediği zaman sıvılaşmanın aynı yerde tekrar oluştuğunu gösteren (Youd, 1984a) deprem sonrası arazi incelemelerinden elde edilmiştir. Sıvılaşmanın meydana geldiği durumlar bu nedenle, gelecekte oluşacak depremler sırasında sıvılaşmaya duyarlı olacak özel sahaları veya daha genel arazi şartlarını teşhis etmede kullanılabilmektedir. Youd (1991) sıvılaşma konusundaki tarihsel bulguların sıvılaşma duyarlılığını haritalamada kullanıldığı çok sayıda örnek vermiştir.

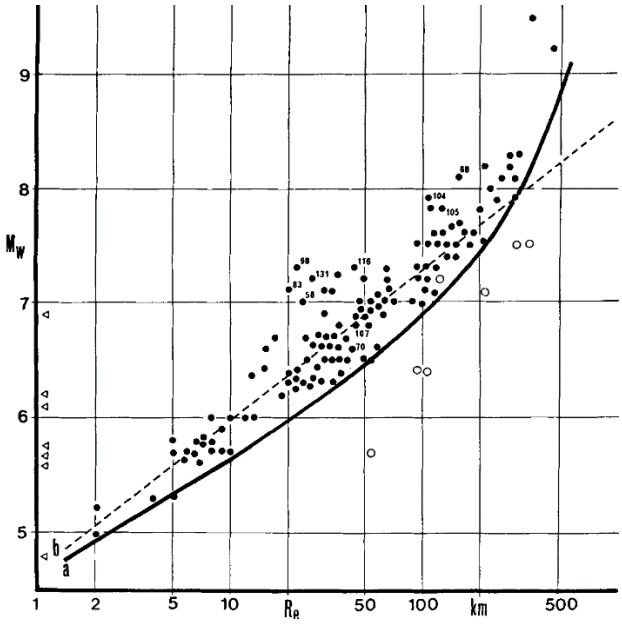
Deprem sonrası arazi incelemeleri ayrıca sıvılaşma etkilerinin tarihsel olarak sismik kaynaktan belirli bir uzaklıktaki kuşak içinde sınırlandığını göstermektedir. Ambraseys (1988) tüm dünyaya ait sığ depremleri derleyerek sıvılaşmanın geliştiği dış merkez uzaklığının sınır değerini hesaplamıştır. Bu sınırın ötesinde, farklı büyüklüklerdeki

depremlerde sıvılaşma gözlenmemektedir (Şekil 3.4). Sıvılaşmanın geliştiği mesafe artan deprem büyüklüğü ile birlikte önemli ölçüde artmaktadır. Şekil 3.4'te gösterilen türden ilişkiler büyük mesafelerde sıvılaşmanın olmayacağını garanti etmese de, bölgesel sıvılaşma tehlikesi senaryolarının hazırlanmasında son derece yararlı olarak değerlendirilmektedir.

3.4.2. Jeolojik ölçütler

Sıvılaşmaya duyarlı zeminler jeolojik ortamların çok sınırlı bir aralığında oluşmaktadır (Youd, 1991). Çökelme ortamı, hidrojeolojik ortamlar ve zemin çökelinin yaşının hepsi de sıvılaşma duyarlılığına etki eden faktörlerdir (Youd ve Hoose, 1977).

Sıvılaşmaya duyarlılığı yüksek zeminlerin oluşumuna yol açan etmenler, zeminleri üniform tane boyu dağılımına zorlayan ve onları gevşek bir kıvamda çökelten jeolojik süreçlerdir. Buna göre; nehir çökelleri, etek çökelleri ve rüzgar çökelleri doygun olduğu zaman sıvılaşma duyarlılıkları artmaktadır. Alüviyal yelpaze, alüviyal düzlük, plaj, seki, playa ve haliç çökellerinde de sıvılaşma gözlenmiştir. Fakat daha önce sıralanan ortamlarda olduğu kadar tutarlı değildirler. Eski çökellerin sıvılaşmaya duyarlılığı yeni çökellere kıyasla genellikle daha azdır. Holosen'in kendi içinde yaş ile birlikte duyarlılık azalsa da, Holosen yaşlı zeminler Pleistosen yaşlı zeminlerden daha duyarlıdır. Pleistosen öncesine ait çökellerde sıvılaşma çok enderdir.



Şekil 3.4. Sıvılaşma gözlenen sahalarda sınırlayıcı dışmerkez uzaklığı(R_e) ile sığ depremlerin moment magnitüdü (M_w) arasındaki ilişki (Ambraseys'den, 1988).

Sıvılaşma sadece doygun zeminlerde meydana gelmektedir. Bu nedenle, (serbest veya asılı konumdaki) yeraltı suyu derinliği sıvılaşma duyarlılığını etkilemektedir. Yeraltı suyunun derinliği arttıkça sıvılaşma duyarlılığı azalır. Sıvılaşma etkilerinin en sık gözlendiği yerler, yeraltı suyunun zemin yüzeyinden birkaç metre derinde olduğu yerlerdir. Yeraltı su seviyesinin önemli ölçüde alçalıp yükseldiği sahalarda sıvılaşma tehlikeleri de azalma veya artış göstermektedir.

Yapay olarak doldurulmuş zeminlerin de bu açıdan üzerinde durulması gerekir. Sıkıştırılmadan yapılan dolguların sıvılaşmaya duyarlı olma ihtimali çok yüksektir. Zemin partiküllerinin suda çökelmesiyle oluşan gevşek çökellerden oluşan hidrolik dolgu barajları ve madenlerdeki atık havuzu birikintileri günümüzdeki önemli sismik tehlikeler olarak karşımızda durmaktadır. Diğer taraftan, iyi sıkıştırılmış dolgularda sıvılaşmaya duyarlılık için gerekli durum ölçütlerinin sağlanması zayıf bir ihtimaldir.

3.4.3. Zemin içeriği ilgili ölçütler

Sıvılaşma için aşırı boşluk suyu basıncının oluşması gerektiğinden, sıvılaşmaya olan duyarlılık, hacim değişim davranışını etkileyen bileşim özelliklerinden etkilenmektedir. Yüksek hacim değişim potansiyeli ile ilgili bileşim özellikleri, sıvılaşma duyarlılığı ile ilişkili olma eğilimindedir. Tane boyu, tane şekli ve tane boyu dağılımı bu özelliklerdendir.

Sıvılaşma ile ilgili olayların uzun yıllardır sadece kumlarla sınırlı olduğu düşünülmüştür. İnce taneli zeminlerin sıvılaşma sırasında genellikle gözlenen yüksek boşluk suyu basınçlarını geliştiremediği ve daha iri taneli zeminlerin de oluşan boşluk suyu basıncının sıvılaşmaya meydan vermeyecek kadar uzun süreli olmasını engelleyecek ölçüde çok geçirimli olduğu düşünülmüştür. Sıvılaşma duyarlılılığı ile ilgili gradasyon ölçütlerindeki sınırların genişletilmesi yakın geçmişte olmuştur.

Plastik olmayan siltlerin laboratuvarda ve arazide sıvılaştığı gözlenmiş (Ishihara, 1984, 1985) ve ince taneli zeminlerin sıvılaşma duyarlılığını etkilemede sadece tane boyundan çok plastisite özelliklerinin önemli olduğu ortaya çıkmıştır. Kohezyonsuz ve plastik olmayan karakterdeki iri silt partikülleri tamamıyla sıvılaşmaya duyarlıdır (Ishihara, 1993). Daha ince siltlerin yassı veya levhamsı olanlarında sıvılaşmayı önlemeye yetecek kadar kohezyon vardır. Hassas killer sıvılaşan zeminlerdekine benzer birim deformasyon yumuşaması gösterse de, killer sıvılaşmaya karşı duyarlı değildir. Aşağıda verilen dört Çin

ölçütünden (Wang, 1979) her birini sağlayan ince taneli zeminlerin önemli ölçüde dayanım kaybına duyarlı olduğu ileri sürülmektedir.

i. 0,005 mm'den daha ince tane oranı ≤ %15
ii. Likit limit, LL ≤ %35
iii. Doğal su içeriği ≥0,9LL
iv. Sıvılaşma indisi≤ 0,75

U.S. Army Corps of Engineers Çin ve A.B.D. uygulamalarındaki farklılıkları hesaba katmak için, Çin ölçütlerini Sardis Barajı'ndaki bir killi silte uygulamadan önce ölçülmüş indeks özelliklerini (ince tane içeriğini %5 arttırarak, likit limiti %1 arttırarak ve doğal su içeriğini de %2 arttırarak) değiştirmişlerdir (Finn vd., 1994).

Tane boyu dağılımının diğer ucunda bulunan çakıllarda, arazide (Coulter ve Migliaccio, 1966; Chang, 1978; Wong, 1984; Youd vd., 1985; Yegian vd., 1994) ve laboratuvarda (Wong vd., 1975; Evans ve Seed, 1987) sıvılaşma gözlenmiştir. Çakıllı zeminlerin laboratuvar incelemelerinde gözlenen yüksek sıvılaşma direncinin günümüzde membran penetrasyon etkilerinden ileri geldiği düşünülmektedir. Gözenek basıncı sönümlenmesinin geçirimsiz katmanlarla engellenerek tamamıyla drenajsız şartlar oluştuğunda, çakıllı zeminler de sıvılaşmaya duyarlı olabilmektedir.

Sıvılaşma duyarlılığı dane dağılımından etkilenir. İyi derecelenmiş zeminlerin sıvılaşmaya olan duyarlılığı, zayıf derecelenmiş zeminlere göre daha düşüktür. İyi derecelenmiş zeminlerde büyük partiküller arasındaki boşlukların küçük partiküllerle doldurulmasından dolayı, drenajlı şartlardaki hacim değişim potansiyeli azalmakta ve drenajsız şartlardaki aşırı boşluk suyu basıncı da düşük olmaktadır. Arazi bulguları çoğu sıvılaşma yenilmelerinin üniform şekilde derecelenmiş zeminlerde geliştiğini göstermektedir.

Tane şekli de sıvılaşma duyarlılığını arttırmaktadır. Yuvarlak taneli zeminlerin köşeli taneli zeminlere göre daha kolay sıkılaştığı bilinmektedir. Buna göre, sıvılaşmaya olan duyarlılıkları da köşeli zeminlerinkinden daha yüksektir. Gevşek şekilde çökelmiş doygun zeminlerin çokça bulunduğu fluviyal ve alüviyal ortamlarda, tane yuvarlaklaşması sıkça gelişen bir olaydır ve bu alanların sıvılaşma duyarlılığı genellikle yüksektir.

3.4.4. Durum ölçütleri

Bir zeminin yukarıda sıralanan sıvılaşmaya duyarlılık ölçütlerinin tümünü sağlaması durumunda bile sıvılaşmaya duyarlı olduğu veya olmadığını söylemek güçtür. Sıvılaşma duyarlılığı ayrıca zeminin başlangıç durumuna da (yani, deprem sırasındaki gerilme, frekans ve yoğunluk özelliklerine) bağlıdır. Belirli bir zemindeki aşırı boşluk suyu basıncı oluşma eğilimi yoğunluk ve başlangıç gerilme şartlarının her ikisinden de kuvvetlice etkilendiğinden, sıvılaşma duyarlılığı önemli derecede zeminin başlangıç durumuna bağlıdır. Daha önce ele alınanlardan farklı olarak, bu sıvılaşmaya duyarlılık ölçütleri akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik için birbirinden farklıdır.

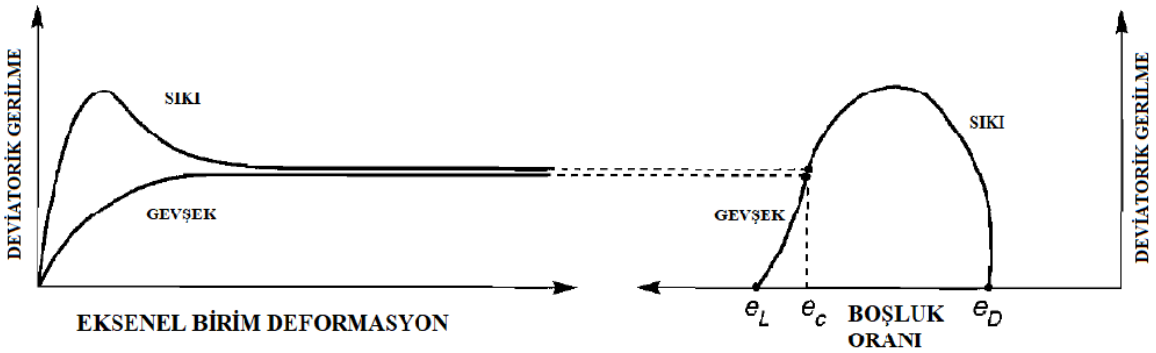
3.4.4.1. Kritik boşluk oranı

Zeminlerin kayma dayanımı ile ilgili ilk çalışmayı yapan Casagrande (1936), başlangıçta gevşek ve başlangıçta sıkı olan kum numuneleri üzerinde drenajlı, birim deformasyon kontrollü üç eksenli deneyler gerçekleştirmiştir. Zeminin dayanım davranışı ile ilgili bugünkü gelinen noktanın önemli bir dönemecini oluşturan sonuçlar (Şekil 3.5), aynı efektif hücre basıncında büyük birim deformasyonlarda test edilen tüm numunelerin aynı yoğunluğa doğru yaklaştığını göstermektedir. Başlangıçta gevşek olan numuneler, yükleme sırasında büzülmüş veya sıkılaşmış; başlangıçta sıkı olan numuneler ise önce büzülmüş ve sonra çabuk bir şekilde genişlemeye başlamıştır. Büyük birim deformasyonlarda tüm numuneler aynı yoğunluğa yaklaşmış ve sabit bir kayma direnci ile devamlı şekilde kaymaya maruz kalmışlardır. Bu sabit yoğunluğa karşılık gelen boşluk oranı kritik boşluk oranı e_c olarak adlandırılmıştır. Casagrande değişik efektif gerilmelerde deneyler yapmak suretiyle kritik boşluk oranının efektif hücre basınçları ile özel bir ilişki sergilediğini gözlemiş ve bir eğri ile sonuçlanan ilişkiyi kritik boşluk oranı (CVR) çizgisi olarak adlandırmıştır (Şekil 3.6). Zeminin durumunu boşluk oranı ve efektif hücre basıncıyla tanımlamak suretiyle, CVR çizgisi gevşek (büzülen) ve sıkı (genleşen) durumlar arasındaki sınırı işaretlemede kullanılabilir.

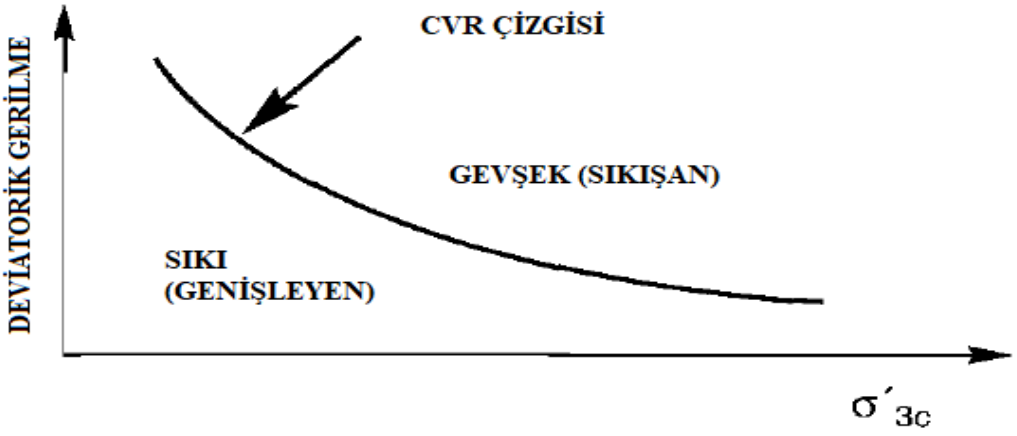
Boşluk basıncını ölçen cihazlar o zaman mevcut değildi. Fakat, Casagrande teorik olarak birim deformasyon kontrollü deneyin CVR çizgisine erişene kadar gevşek numunelerde (büzülme eğiliminden dolayı) pozitif aşırı boşluk suyu basıncı oluşturacağını; sıkı numunelerde (Şekil 3.7) ise (genişleme eğiliminden dolayı) negatif aşırı boşluk suyu

basıncı oluşturacağını düşünmüştür. Sonraki aşamalarda bu hipotezin doğruluğu deneysel olarak teyit edilmiştir. Bu nedenle, ister drenajlı şartlardaki hacim değişimleriyle, isterse drenajsız şartlar altındaki efektif hücre basıncındaki değişimlerle veya kısmen drenajlı şartlar altında belirli bir kombinasyon şeklinde olsun, CVR çizgisi büyük deformasyonlarda bir zemin numunesinin göç edeceği durumu tanımlar.

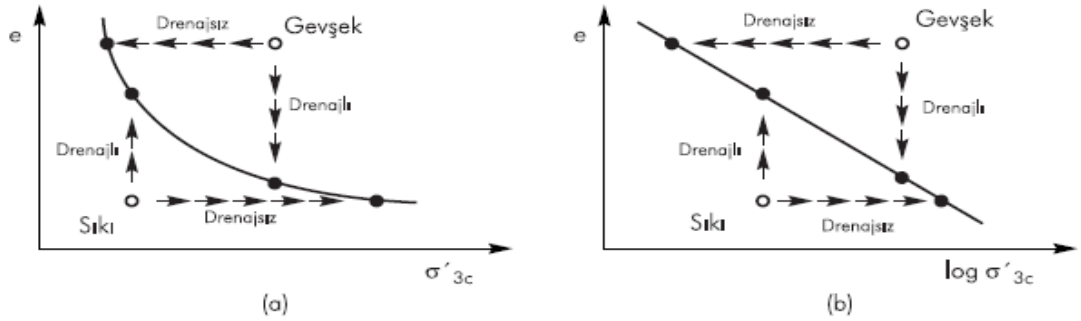
CVR çizgisi sıkışan ve genişleyen davranış arasındaki sınırı işaretlediğinden, belirli bir zeminin akma sıvılaşmasına duyarlı olup olmadığı durumlar arasındaki sınırı işaretlemede kullanılmıştır (Şekil 3.8).



Şekil 3.5 Aynı efektif hücre basıncındaki gevşek ve sıkı kumlar için (a) gerilme-birim deformasyon ve (b) gerilme-boşluk oranı eğrileri. Kayma sırasında gevşek kumlar büzülmeli davranış (azalan boşluk oranı) ve sıkı kumlar da genişleyen davranış (artan boşluk oranı) sergilerler. Büyük birim deformasyonlar gelişene kadar iki numune de kritik boşluk oranına erişmiş ve aynı büyüklükte birim deformasyon kayma direncini mobilize etmiştir (Kramer'den, 1996).

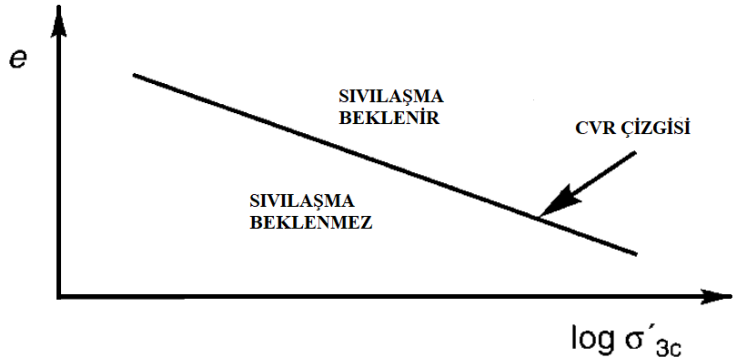


Şekil 3.6. Gevşek büzülmeli durumlar ile sıkı genişlemeli durumlar arasındaki sınır olarak CVR çizgisinin kullanımı (Kramer'den, 1996).



Şekil 3.7. Başlangıçta gevşek ve sıkı olan numunelerin drenajlı ve drenajsız şartlarda davranışı: (a) aritmetik ve (b) logaritmik efektif hücre basıncı ölçeği (Kayabalı'dan, 2003).

İlksel boşluk oranları CVR çizgisinin yukarısına düşecek kadar yüksek olan doygun zeminlerin akma sıvılaşmasına duyarlı olduğu, başlangıç durumları CVR'nin altına düşen zeminlerin de duyarlı olmadığı düşünülmüştür. Ancak, Montana'daki Fort Peck Barajı'nın 1938'de inşası sırasında memba yüzünde statik bir akma yenilmesi meydana geldiği zaman (Middlebrooks, 1942), yenilme sonrası yapılan incelemeler, sıvılaştığı kesin olarak bilinen zeminlerin gerçekte CVR çizgisi altına (yani sıvılaşmaya duyarlı olmayan bölgeye) düştüklerini göstermiştir. Casagrande bu farklılığı, gerçek bir akma sıvılaşması yenilmesinin gerilme kontrollü drenajsız şartlardaki zemin davranışını etkileyen tüm olayları modellemede birim deformasyon kontrollü drenajlı deneylerin yetersizliğine bağlamıştır. Yıllar sonra, Casagrande akma sıvılaşmasına maruz kalan kumda tanelerin devamlı şekilde dönerek minimum sürtünme direncinde konum alacak şekilde bir "akış yapısı" geliştirdiği hipotezini öne sürmüştür (Casagrande, 1976). Casagrande, öğrencilerinden birinin bir dizi önemli gerilme kontrollü drenajsız üç eksenli deney yaptığı 1960'lı yılların sonuna kadar laboratuvarda akış yapısını elde etmeyi başaramamıştır (Castro, 1969).



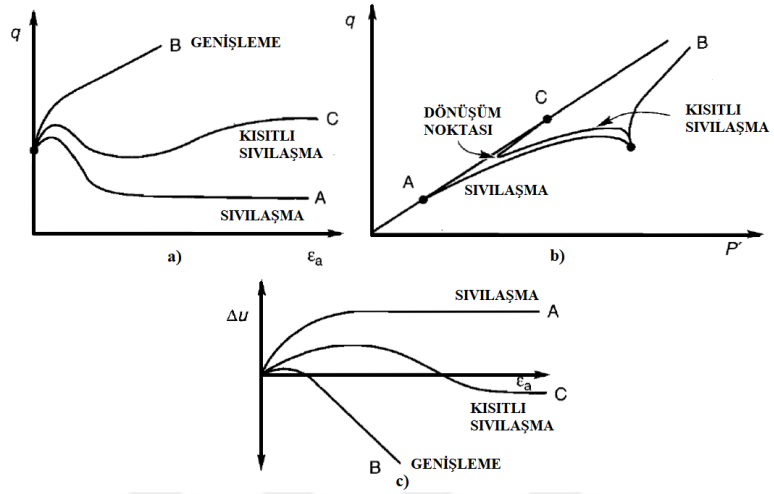
Şekil 3.8. Akma sıvılaşmasına duyarlı olan ve duyarlı olmayan başlangıç durumları arasında bir sınır olarak CVR'nin kullanımı (Kramer'den, 1996).

3.4.4.2. Deformasyonun sabit durumu

Castro (1969), izotrop olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde statik ve tekrarlı üç eksenli deneyler yapmış ve ayrıca anizotrop olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde de birkaç statik deney gerçekleştirmiştir. Şekil 3.9'da anizotrop olarak konsolide edilmiş üç değişik gerilme-birim deformasyon davranışı türüne ait eğriler görülmektedir. Çok gevşek numuneler (örnek; Şekil 3.9'daki A numunesi) düşük kayma birim deformasyonunda bir pik drenajsız dayanım sergilemiş ve sonra "çökme" suretiyle düşük efektif hücre basıncındaki büyük birim deformasyonlara ve yüksek-birim deformasyon dayanımının küçük değerlerine doğru çabucak akmıştır. Şimdi akma sıvılaşması olarak bilinen bu tür davranış, o zaman "sıvılaşma" olarak tanımlanmıştır. Sıkı numuneler (B numunesi) başlangıçta sıkışmış fakat sonra nispeten yüksek sabit efektif hücre basıncı ve büyük birim deformasyon dayanımına erişene kadar genişlemiştir. Ara değerdeki sıkılıklarda (C numunesi) düşük birim deformasyonda pik dayanımının aşılmasından sonra kısa bir süre birim deformasyon yumuşaması davranışı meydana gelmiş ve birim deformasyonun orta değerlerinde genişleme başlangıcı göstererek sona ermiştir [sıkışan davranıştan genişlemeli davranışa çevrilen bu durum faz dönüşüm noktasında (Ishihara vd., 1975) gelişir]. Yüklemeye devam edildiğinde, yüksek efektif gerilmelerde genişleme de devam etmiş ve sonuçta daha büyük yüksek-birim deformasyon dayanımları gelişmiştir. Bu tür davranış sınırlı sıvılaşma olarak adlandırılmıştır.

Bu deneyler, yüksek birim deformasyonlarda boşluk oranı ile efektif hücre basınçları arasında özel bir ilişki olduğunu göstermiştir. Bu ilişki, grafikte drenajlı birim deformasyon kontrollü deneylerden elde edilen CVR çizgisinin altında ve kabaca CVR'ye paralel olarak çıkmıştır. Aradaki fark gerilme kontrollü şartlardaki akış yapısının gelişmesine bağlanmaktadır. Zeminin sabit kayma gerilmesi ve sabit efektif çevre basıncı altında sabit hacim ve sabit hızdaki bu akışı daha sonra deformasyonun sabit durumu olarak tanımlanmıştır (Castro ve Poulos 1977; Poulos, 1981). Deformasyonun sabit durumuna sadece büyük birim deformasyonlarda (zemin dokusu, gerilme ve birim deformasyon tarihçesi ve yükleme şartları gibi başlangıç şartlarının etkisi zayıfladıktan sonra) erişildiğinden, deformasyonun sabit durumunda bir zemin elemanındaki efektif hücre basıncının, zeminin sadece yoğunluğuna bağlı olduğu düşünülmüştür. Çok yakın geçmişte, özellikle zeminlerin doğal çökelimine bağlı olarak gelişen anizotrop yapıdan dolayı, dengeli durum şartlarının sıkışmalı ve genişlemeli gerilme izleri için farklı olduğu gösterilmiştir

(örn. Vaid vd., 1990; Reimer ve Seed, 1990; Vaid ve Thomas, 1995). Daha spesifik olarak, kuru ortamda rüzgarla taşınarak çökelen kumlar önce genişlemeli sonra da sıkışmalı olarak yüklendiklerinde geniş bir sıkılık aralığında büzülmeli davranış sergilemektedir. Orta sıkılıktaki belirli bir zemin elemanı, sıkışma altında genişleme davranışı sergileyebilir. Fakat, genişlemeli bir yüklemede de büzülmeli davranış sergileyebilir. Sonuç olarak, arazideki çökelme, gerilme ve yükleme şartlarının laboratuvardaki sabit durum davranışı incelemelerinde, arazi şartlarının olabildiğince temsil edilmesi sağlanmalıdır.

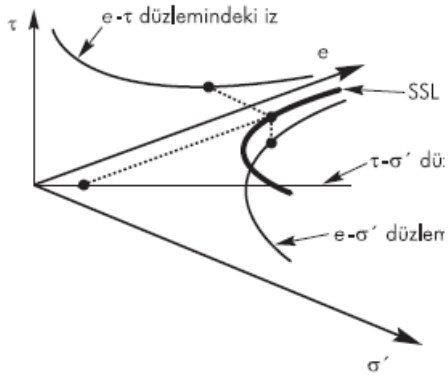


Şekil 3.9. Monoton yükleme deneylerinde a) q ve ε_a, b) q ve p' ve c) Δu ve ε_a .

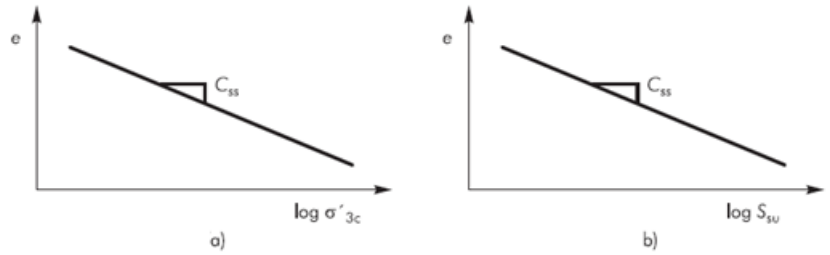
Deformasyonun sabit durumunda boşluk oranı ile efektif hücre basıncı ilişkisini tanımlayan noktaların yeri sabit durum çizgisi (SSL) olarak adlandırılır. En genel şekliyle SSL, *e*–σ'–τ ve e–p'–q uzayında bir üç boyutlu eğri olarak düşünülebilir (Şekil 3.10). Bu nedenle, Şekil 3.7a'daki SSL üç boyutlu SSL'nin sabit τ düzlemi üzerine izdüşümünü temsil eder. SSL sabit efektif hücre hasıncı (σ' sabit) ve sabit yoğunluk (e=sabit) düzlemlerine de iz düşürülebilir. SSL ayrıca sabit durum dayanımı S_{su} cinsinden de ifade edilebilir. Deformasyonun sabit durumundaki zeminin kayma direnci efektif hücre basıncına eşit olduğundan, ikisi de logaritmik ölçekte grafiğe aktarıldığında mukavemete dayalı SSL, efektif hücre basıncına dayalı SSL'ye paralel olur (Şekil 3.11).

Belirli bir zeminin hangi şartlarda akma sıvılaşmasına duyarlı olduğunu belirlemede SSL yararlı bir gereçtir (Şekil 3.12). Durumu SSL altına düşen zeminler akma sıvılaşmasına duyarlı değildir. Durumu SSL'nin yukarısına düşen bir zemin sadece statik kayma gerilmesinin zeminin sabit durum (veya rezidüel) dayanımını aşması halinde akma

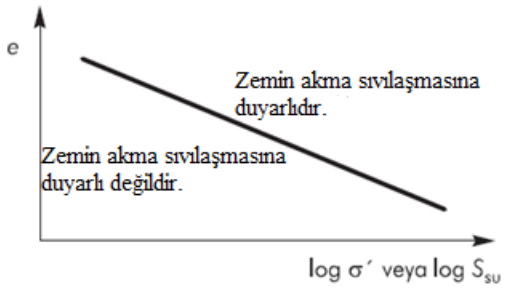
sıvılaşmasına duyarlı olacaktır. SSL, sıvılaşmış zeminlerin kayma direncini değerlendirmede kullanıldığından, sıvılaşmanın potansiyel etkilerini değerlendirmede de yararlıdır. Pratikte SSL'nin konumunun belirlenmesi güç olsa da sıvılaşmanın temel kavramlarını anlamada SSL çok faydalıdır.



Şekil 3.10. e-τ düzleminde, e-σ' düzleminde ve τ–σ düzlemindeki izdüşümleri gösteren üç boyutlu sabit durum çizgisi (Kayabalı'dan, 2003).



Şekil 3.11. S_{su} ' nun σ'$_{3c}$' ye oransallığı eğimleri özdeş olan a) mukavemete-dayalı, b) efektif hücre basıncına-dayalı sabit durum çizgilerini verir.



Şekil 3.12 Akma sıvılaşması duyarlılığı için durum ölçütleri.

Devirsel hareketlilik ise, durumu SSL'nin üstüne veya altına düşen zeminlerde oluşabilir. Başka bir ifadeyle, devirsel hareketlilik hem gevşek zeminlerde hem de sıkı zeminlerde gelişebilir.

SSL'nin yeri, zeminin bileşim ile ilgili özelliklerine duyarlıdır. Düşey pozisyonu gradasyon tarafından kuvvetlice etkilenir ve eğimi de partikül köşeliliğinden etkilenir. Yuvarlak taneli zeminlerin SSL'si genellikle düzdür. Bu özellik, in situ sabit durum dayanımını belirlemede çoğu zaman güçlüklere neden olur.

3.4.4.3. Durum parametresi

Sabit durum çizgisinin karakteri, boşluk oranı ve relatif sıkılık gibi yoğunluğun mutlak ölçülerinin potansiyel olarak sıvılaşabilir bir zemini karakterize etmede sınırlı bir şekilde uygulanabileceğini ortaya koymaktadır. Şekil 3.12'de gösterildiği gibi, belirli bir boşluk oranındaki (ve böylece de belirli bir yoğunluk ve relatif yoğunluktaki) zemin elemanı yüksek hücre basıncı altında akma sıvılaşmasına duyarlı olabilir fakat düşük hücre basıncında duyarlı olmayabilir.

Zemin mekaniğinin kritik durum kavramları kullanıldığında, bir kohezyonsuz zeminin davranışı, zeminin başlangıç durumunun yoğunluğun mutlak ölçülerine yakınlığı yerine, zemin başlangıç durumunun sabit durum çizgisine yakınlığı ile daha yakından ilişkili olmalıdır (Roscoe ve Pooroshasb, 1963). Başka bir deyişle, sabit durum çizgisinden aynı uzaklıkta olan zeminler benzer davranışlar sergilemelidir. Bu mantıktan yola çıkarak, bir durum parametresi,

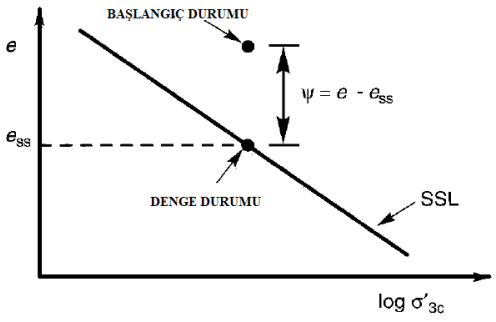
$$\psi = e - e_{SS} \tag{3.1}$$

şeklinde tanımlanabilir (Been ve Jeffries, 1985). Burada, e_{ss}: belirli bir efektif hücre basıncındaki denge durum çizgisinin boşluk oranıdır (Şekil 3.13). Durum parametresi pozitif olduğunda, zemin büzülmeli davranış sergiler ve akma sıvılaşmasına duyarlı olabilir. Negatif olduğunda ise, genişlemeli davranış meydana gelir ve zemin akma sıvılaşmasına duyarlı değildir. Durum parametresi ile sürtünme açısı, genişleme açısı, CPT direnci (Been vd., 1986, 1987; Sladen, 1985), PMT sonuçları (Yu, 1994) ve DMT sonuçları (Konrad, 1988) arasında ilişkiler geliştirilmiştir. Ishihara (1993) düşük hücre basınçları altında çok gevşek kumların zemin davranışını karakterize etmede durum parametresinin sınırlı

olabileceğini göstermiş ve başlangıç durumu ile yarı denge durum çizgisi (sınırlı sıvılaşma durumlarında gözlenen faz dönüşüm noktalarındaki gerilme ve yoğunluk şartlarına karşılık gelen ve SSL'ye analog ve hemen onun altında yer alan çizgi) arasındaki göreceli mesafeye dayalı olarak analog bir parametre (durum indisi) önermiştir Durum parametresi çok yararlı bir kavramdır ve değerinin de yerinde deneylerden bulunabilmesi cazip bir özelliğidir. Ancak, durum parametresini belirlemedeki doğruluk derecesi, SSL'nin pozisyonunu tanımlamadaki doğruluk derecesinden etkilenmektedir.

3.5. Sıvılaşmanın Başlangıcı

Bir zeminin sıvılaşmaya duyarlı olması gerçeği, belirli bir depremin meydana gelmesi halinde sıvılaşmanın oluşacağı anlamına gelmez. Sıvılaşmanın oluşması için, onu başlatacak önce kuvvetli bir örseleme veya tetikleme gerekir. Bu örselemenin karakterinin değerlendirilmesi, sıvılaşma tehlike analizinin en kritik bölümlerinden birini oluşturur. Sıvılaşmanın başlangıcı konusundaki herhangi bir açıklama yönteminde sıvılaşmayla ilgili hangi olayın göz önüne alındığı açık bir şekilde belirtilmelidir. Sıvılaşma başlangıcı konusunda önceden yapılmış pek çok çalışmada akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik dolaylı olarak bir arada ele alınmıştır. Fakat, bunlar birbirinden farklı olaylar olduğundan, birbirinde ayrı şekilde ele dalınmaları daha uygun olacaktır.



Şekil 3.13 Durum Parametreleri (Kramer'den, 1996).

Devirsel hareketliliğin depremle ilişkili bir olay birkaç değişik şekilde başlatılabilir. Tekdüze yüklemelerle tetiklenen kaymalar (statik sıvılaşmalar) birçok doğal zeminde (Koppejan vd., 1948; Andersen ve Bjerrum, 1968; Bjerrum, 1971; Kramer, 1988), yapay dolgularda (Middlebrooks, 1942; Cornforth vd. 1975; Mitchell, 1984) ve maden atık barajı birikintilerinde (Kleiner, 1976; Jennings, 1979; Eckersley, 1985) gözlenmiştir. Akma sıvılaşması ayrıca kazık çakma (Jakobsen, 1952; Broms ve Bennermark, 1967), demiryolu

trafiği (Fellenius, 1953), jeofizik araştırma (Hryciw vd., 1990) ve patlatma (Conlon 1966; Carter ve Seed, 1988) gibi depremsel olmayan titreşim kaynaklarınca da tetiklenebilmektedir. Belki biraz tuhaf ama, son 10 ile 15 yılda statik sıvılaşma çalışmalarından elde edilen ve sıvılaşma olaylarının başladığı efektif gerilme şartlarının belirlenmesi konusu, deprem kaynaklı sıvılaşmayı anlamada önemli katkılar sağlamıştır.

Sıvılaşma başlangıcının anlaşılması için, sıvılaşma tetiklendiği zaman zeminin durumunun belirlenmesi gerekir. Aşağıdaki altbölümlerde bu şartlar, akma sıvılaşması ve devirsel hareketliliğin ikisinin de mekaniğinin açık bir şekilde anlaşılmasına yönelik bir çerçeve içerisinde sunulmuştur. Arkasından da, başlangıç durumundan sıvılaşmanın tetiklendiği duruma geçiş için gerekli örselenmenin karakterini tanımlamada kullanılan pratik ve yaygınca kullanılan yöntemler sunulmuştur.

3.5.1. Akma sıvılaşması yüzeyi

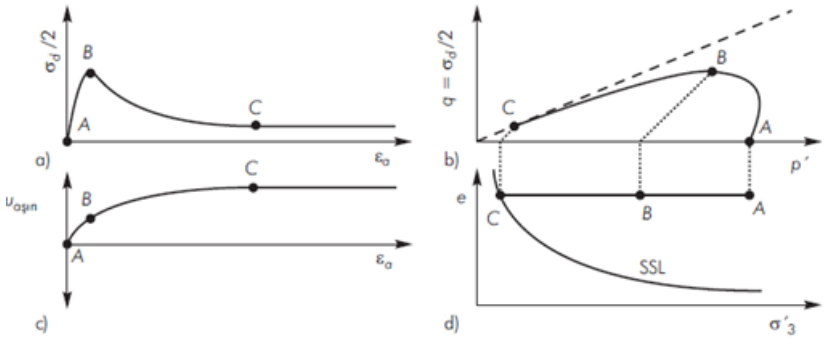
Akma sıvılaşmasının başlama şartları en iyi şekilde gerilme izinin yardımıyla açıklanabilir. Gevşek ve doygun kumlarda birim deformasyon yumuşama davranışının oluştuğu efektif gerilme şartlarının çok basit bir gerilme uzayı ile tanımlanabileceğini ilk olarak gösteren Hanzawa vd. (1987)'dir. Aşağıdaki altbölümlerde de ele alındığı gibi, akma sıvılaşmasının başlangıcındaki efektif gerilme şartları, bundan sonra akma sıvılaşması yüzeyi (FLS) olarak adlandırılacak olan üç boyutlu bir gerilme izi uzayı vasıtasıyla tanımlanabilir. Genel gerilme izleri için FLS'nin ölçülmesinde bazı pratik güçlükler olsa da, değişik sıvılaşma olayları arasındaki ilişkileri kavramsal olarak anlamada (sabit durum kavramları ile beraber) çok faydalı bir çerçeve sağlar. Sıvılaşabilir zeminlerin hem deprem sırasında ve hem de sonrasındaki davranışlarının doğru şekilde anlaşılabilmesi için bu kavramsal anlamanın hayati önemi vardır.

3.5.1.1. <u>Monoton yükleme</u>

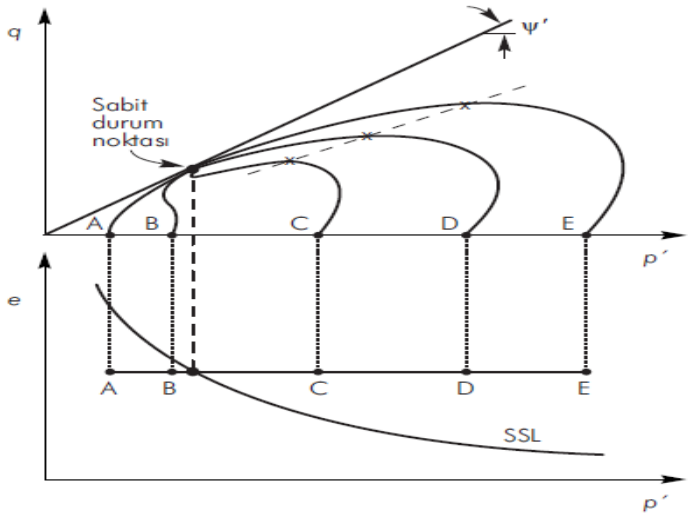
Akma sıvılaşmasının başlangıcındaki şartlar en kolay şekilde zeminin monoton olarak artan gerilmelere maruz kaldığı zaman görülür. Sözgelimi, izotropik olarak konsolide edilmiş çok gevşek, doygun bir kum numunesinin drenajsız, gerilme kontrollü üç eksenli basınç deneyindeki tepkisini göz önüne alınız (Şekil 3.14). Drenajsız kaymadan hemen önce (A noktası) ilksel efektif hücre basıncında (σ_{3c}'), sıfır kayma gerilmesinde (Şekil 3.14a,b) ve sıfır aşırı boşluk suyu basıncında (Şekil 3.14c) numune drenajlı dengededir. Başlangıç

durumu SSL'nin çok üzerinde olduğundan (Şekil 3.14d), kum büzülmeli davranış sergileyecektir. Drenajsız kayma başladığında, numune kayma direncini nispeten küçük deformasyonda gelişen pik değere (B noktası) doğru mobilize ederken, pozitif aşırı boşluk suyu basıncı oluşturur. B noktasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncı da nispeten düşüktür. Boşluk suyu basıncı oranı, $r_u=u_{aşırı}/\sigma'$ 1,0'in çok altındadır. Ancak, B noktasında numune duraysızlaşır ve gerilme kontrollü şartlarda yüklendiği için de göçer (eksenel birim deformasyon saniyeden kısa bir zaman aralığında %1'den daha az bir değerden %20'den büyük bir seviyeye çıkabilir). Numune B noktası ile C noktası arasında birim deformasyona maruz kalırken, aşırı boşluk suyu basıncı önemli ölçüde artar. C noktasında ve daha ötesinde numune, deformasyonun sabit durumdadır ve efektif hücre basıncı ilksel efektif hücre basıncının sadece küçük bir kesri kadardır. Bu numune, akma sıvılaşması davranışı sergilemiştir. Denge için gerekli olan statik kayma gerilmesi (B noktasında) sıvılaşan zeminde mevcut kayma dayanımından (C noktasında) daha büyüktür. Akma sıvılaşması, numunedeki duraysızlığın geriye dönemediği anda (yani B noktasında) başlamıştır.

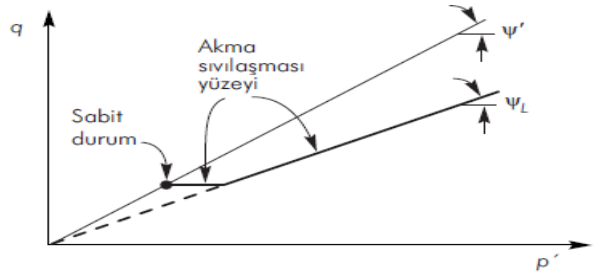
Şimdi de başlangıçta değişik efektif hücre basınçlarında aynı boşluk oranında konsolide edilmiş bir dizi üç eksenli deney numunesinin tepkisini göz önüne alınız. Tüm numunelerin boşluk oranı aynı olduğundan, sabit durumda aynı efektif gerilme şartlarına erişecekler fakat o noktaya farklı izlerden ulaşacaklardır. Şekil 3.15'de her numunenin statik yükleme altındaki tepkisi görülmektedir. A ve B numunelerinin başlangıç durumları SSL'nin altındadır. Bu yüzden de kayma sırasında genişlemeli davranış sergilerler. C, D ve E numuneleri büzülmeli davranış sergiler ve her biri pik drenajsız dayanıma ulaştıktan sonra dengeli duruma doğru süratle birim deformasyona maruz kalırlar. C, D ve E numunelerinde akma sıvılaşması her gerilme izinin pikinde (x ile işaretlenen noktalarda) başlar. Hanzawa vd. (1979), Vaid ve Chern (1983) ve son zamanlarda yapılan birçok araştırma, akma sıvılaşmasının başlangıcındaki efektif gerilme şartlarını tanımlayan noktaların yerinin, gerilme izinin orijininden geçen düz bir çizgi (Şekil 3.15'deki noktalı çizgi) olduğunu göstermiştir. Bu noktalar akma sıvılaşması yüzeyini (FLS) grafik olarak gerilme izi uzayında tanımlamada kullanılabilir. Gerilme izinin sabit durum noktasının altında olması halinde akma sıvılaşması oluşamadığından, FLS o düzeyde kesilir (Şekil 3.16). FLS'nin bu şekli ilk olarak (farklı bir isimle) Vaid ve Chern (1985) tarafından önerilmiştir.



Şekil 3.14. İzotrop olarak konsolide edilmiş gevşek ve doygun kumun tepkisi: a) gerilme-birim deformasyon eğrisi, b) efektif gerilme izi, c) aşırı boşluk suyu basıncı, d) efektif hücre basıncı.



Şekil 3.15. Farklı ilksel efektif hücre basınçlarında aynı ilksel boşluk oranı düzeyine erişecek şekilde izotrop olarak konsolide edilmiş beş numunenin tepkisi. C, D ve E numunelerindeki akma sıvılaşması x ile işaretlenen noktalarda başlamaktadır. Bu noktalardan geçen kesikli çizgi, sabit asal efektif gerilme oranı K_L çizgisidir (Kayabalı'dan, 2003).

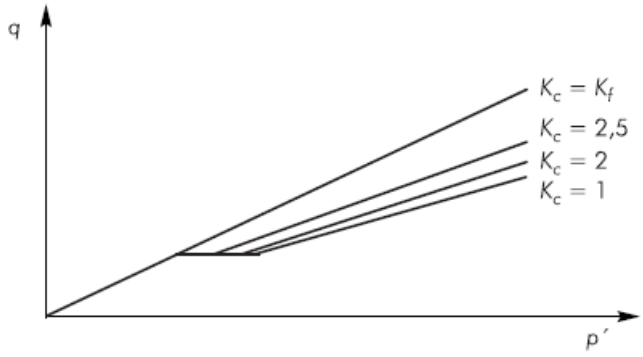


Şekil 3.16. Gerilme izi uzayında akma sıvılaşması yüzeyinin yönelimi.

Sladen vd. (1985)'nin sabit durum noktasına doğrusal olarak iz düşürüldüğü varsayımına dayalı (çökme yüzeyi olarak adlandırılan) analog bir yüzey önerdiğine dikkat edilmelidir. Orijinden geçişi desteklemede bugünkü deneysel bulgular daha üstün gibi göründüğünden, FLS kullanılmıştır. Çok gevşek numunelerin sabit durum noktası orijine çok yakın olabileceğinden, FLS ile çökme yüzeyi arasındaki fark pratikte ihmal edilebilecek kadar küçüktür. FLS drenajsız kaymada duraylı ve duraysız durumlar arasındaki sınırı ayırır. İster tekdüze isterse tekrarlı yüklemede olsun, bir zemin elemanındaki gerilme şartları drenajlı şartlarda FLS'ye ulaşırsa, akma sıvılaşması tetiklenir ve kayma direnci sabit durum dayanımına düşer. Bu nedenle, FLS akma sıvılaşmasının başladığı şartları tanımlar.

İzotrop başlangıç şartlarında FLS'nin eğimi genellikle temiz kumların drenajlı yenilme zarfının eğiminin yaklaşık olarak üçte ikisi kadardır. Ancak, anizotrop başlangıç şartlarında test edilen numuneler, ilksel (drenajlı) kayma gerilmesi yüksek olan zeminlerdeki FLS'nin aynı boşluk oranındaki ilksel kayma gerilmesi düşük olan zeminlerinkinden daha yüksek eğimli olduğunu göstermektedir (Şekil 3.17). İlksel kayma gerilmeleri büyük olduğu zaman, FLS ilksel gerilme noktasına çok yakın olabilir. Akma sıvılaşması bu durumda sadece küçük bir drenajsız örselemeyle başlatılabilir (Kramer ve Seed, 1988). Anlık sıvılaşma olarak kaydedilen olaylarda muhtemelen, akma sıvılaşmasını başlatmak için gerekli küçük drenajsız örselemelerin gözlenmediği, ilksel kayma gerilmelerinin yeterince büyük olduğu bir durum söz konusudur.

C numunesinin sergilediği sınırlı sıvılaşma (Şekil 3.15) statik kayma gerilmelerinin arttığı (bu bölümde tanımlanan tekdüze yükleme gibi) durumlar için önemlidir. Kayma gerilmesi böyle durumlarda faz dönüşüm noktasındaki (veya yarı sabit durumdaki) değerlere düşer ve bu değer sabit durum dayanımından daha küçüktür. Kayma direncindeki bu geçici düşüm %5 ile %20 arasında birim deformasyonu üretebilir (Ishihara, 1993) ve sonuçta kabul edilemeyecek kadar büyük kalıcı deformasyonlar oluşur. Başlangıç şartlarının etkileri bu birim deformasyon düzeylerinde tamamen silinmediğinden, yarı denge durumu dayanımını etkilemektedirler. Yarı denge durumu dayanımı ile ilgili prosedürler Ishihara (1993) tarafından verilmiştir. Kayma gerilmesinin statik bileşeni depremler sırasında genellikle sabit kaldığından veya azaldığından, yarı denge durumuna deprem sarsıntısının bir sonucu olarak ulaşılma ihtimali vardır.



Şekil 3.17. Sabit boşluk oranında akma sıvılaşması yüzeyi eğiminin ilksel asal efektif gerilme oranı ile değişimi.

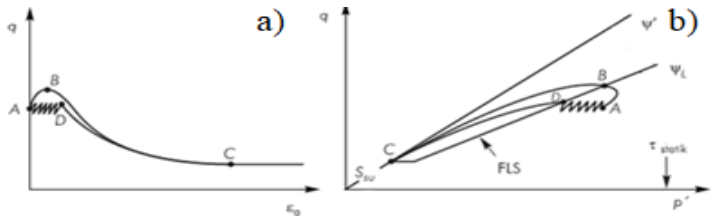
3.5.1.2. Tekrarlı yükleme

FLS'nin tekrarlı ve tekdüze yüklemelerin ikisine de uygulandığını ilk olarak Vaid ve Chern (1983) göstermiş olup, daha sonra yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen çok miktarda veri bu gözlemi desteklemektedir. Diğer deneysel bulgular (örnek; Alarcon-Guzman vd., 1988), sıvılaşma tekrarlı yüklemeyle başlamadan önce efektif gerilme izinin FLS'nin bir miktar dışına kaydığını göstermektedir. Sıvılaşmanın tekrarlı veya tekdüze yükleme şartları altında tam olarak FLS'de başlayıp başlamadığı kesin olarak bilinmemektedir. FLS bu tezdeki sıvılaşma davranışının kavramsal modelinin bir parçası olduğundan ve bu yaklaşım da biraz tutucu olduğundan, FLS'nin tekrarlı ve tekdüze yüklemelerin ikisinde de uygulandığı varsayılacaktır. Anizotrop olarak konsolide edilmiş, gevşek ve doygun iki adet özdeş üç eksenli deney numunesinin tepkilerinin göz önüne alınız (Şekil 3.18). Başlangıçta numuneler, sabit durum dayanımı S_{su}'dan daha büyük statik kayma gerilmesi τ_{statik} altında drenajlı dengededir (A noktası). Birinci numune (drenajlı şartlarda) tekdüze yüklemeye tabi tutulmuştur. Gerilme izi FLS'ye ulaştığı zaman (B noktası) kayma direnci pik değere ulaşır. Bu noktada numune duraysızdır ve dengeli duruma doğru süratle deforme olur (C noktası). İkinci numune (bu da drenajlı şartlarda) tekrarlı yüklemeye tabi tutulmuştur. Pozitif aşırı boşluk suyu basıncı gelişirken, efektif gerilme izi sola kayar ve kalıcı birim deformasyonlar birikir. Efektif gerilme izi FLS'ye ulaştığında (D noktası) numune duraysızlaşır ve deformasyonun sabit durumuna doğru deforme olur (C noktası). Sıvılaşmanın başlangıcındaki efektif gerilme şartları (B ve D noktaları) farklı olsa da, iki durumda da FLS üzerine düşerler. Bu nedenle, FLS akma sıvılaşmasını üreten duraysızlığın

ilk aşamasına işaret eder. Lade (1992), süreklilik mekaniğine göre bu duraysızlığın ayrıntılı bir açıklamasını yapmıştır.

3.5.1.3. Akma sıvılaşmasının gelişmesi

Akma sıvılaşması iki aşamada gelişir. Küçük birim deformasyon düzeylerinde gelişen birinci aşamada gerilme izini ilk pozisyonundan FLS'ye kaydırmaya yetecek büyüklükte aşırı boşluk suyu basıncının oluşumu söz konusudur. Bu aşırı boşluk suyu basıncı drenajsız tekil veya tekrarlı yükleme ile oluşturulabilir. Efektif gerilme izi FLS'ye ulaştığı zaman, zemin doğal olarak duraysızlaşır ve ikinci aşama başlar. İkinci aşamada, statik denge için gerekli kayma gerilmeleri tarafından harekete geçirilen birim deformasyon yumuşaması (ve ilave aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu) söz konusudur. Bu kayma gerilmeleri sürücü gerilmelerdir. Zeminin çökelmesi ve konsolidasyonu sırasında gelişen kilitleme gerilmelerinden ayrı tutulmalıdırlar (Castro, 1991). Düz zemin altında $K_0 \neq 1$ olduğunda gelişenlere benzer kilitleme kayma gerilmeleri, akma sıvılaşması yenilmesi oluşturamazlar. İkinci aşamada, efektif gerilme izi FLS'den sabit duruma kayarken büyük birim deformasyonlar gelişir. İlk aşamanın zemini drenajlı, gerilme kontrollü şartlarda FLS'ye götürmesi durumunda, ikinci aşamanın gelişmesi kaçınılmaz olur.



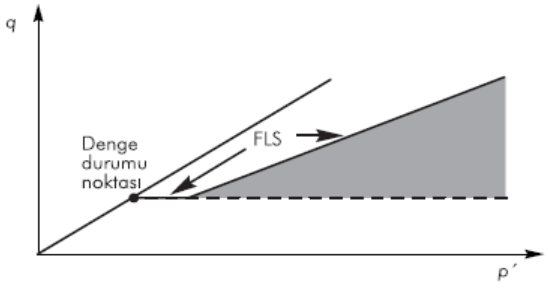
Şekil 3.18. a) tekdüze yükleme ve b) tekrarlı yükleme ile akma sıvılaşmasının başlaması. İki yükleme (B ve D noktaları) için de sıvılaşma başlangıcındaki gerilme şartlarının farklı olmasına rağmen ikisi de FLS'nin yukarısına düşmüştür.

3.5.2. Aşırı boşluk suyu basıncı etkisi

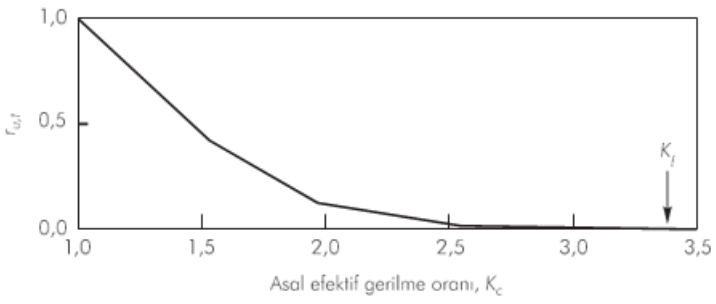
Aşırı boşluk suyu basıncının oluşması sıvılaşmanın başlangıcı için bir anahtar teşkil eder. Boşluk suyu basıncında ve dolayısıyla efektif gerilmede bir değişiklik olmadan ne akma sıvılaşması ne de devirsel hareketlilik oluşabilir. Ancak, değişik olaylar için değişik düzeylerde boşluk suyu basınçları gerekebilir.

3.5.2.1. Akma sıvılaşması

Akma sıvılaşması, sadece statik denge için gerekli kayma gerilmesinin sabit durum dayanımından büyük olduğu zamanki tekrarlı yükleme ile başlatılabilir. Arazide bu kayma gerilmeleri yerçekimine bağlı olarak gelişir ve büyük deformasyonlar gelişene kadar sabit kalır. Bu nedenle, Şekil 3.19'daki gölgelenmiş alana düşen başlangıç durumları akma sıvılaşmasına duyarlıdır. Ancak, akma sıvılaşmasının oluşumu için efektif gerilme izini başlangıç noktasından FLS'ye taşıyabilecek kadar kuvvetli bir drenajsız örselenme gereklidir. Drenajsız şartlar altında büyük kayma gerilmelerine maruz kalan bir zemin elemanında olduğu gibi, başlangıç şartlarının FLS yakınına düşmesi durumunda, akma sıvılaşması küçük aşırı boşluk suyu basıncıyla tetiklenebilir (Kramer ve Seed, 1988). Başlangıç gerilme şartlarının akma sıvılaşma yüzeyinden uzak olması durumunda, sıvılaşma direnci daha yüksek olacaktır. FLS akma sıvılaşmasının başlangıcındaki boşluk suyu basınç oranının hesaplanmasında kullanılabilir. Belirli bir boşluk oranındaki zeminlerde, artan ilksel gerilme oranı (Şekil 3.20) ile birlikte önemli ölçüde azalır. Yüksek ilksel gerilme oranlarında, akma sıvılaşması çok küçük statik veya dinamik örselenme ile tetiklenebilir.



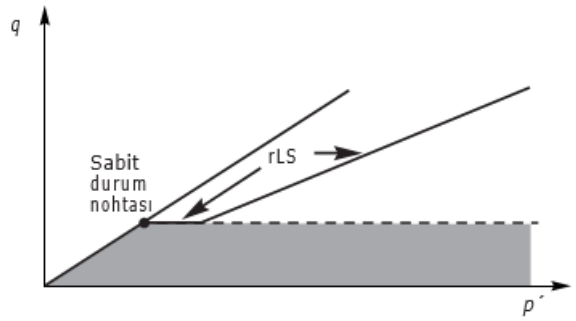
Şekil 3.19. Akma sıvılaşmasına karşı duyarlılık zonu.



Şekil 3.20. Sacramento Nehri ince kumunun üç eksenli numunelerinde akma sıvılaşmasını tetiklemek için gerekli boşluk suyu basınç oranını) ilksel asal efektif gerilme oranı ile değişimi.

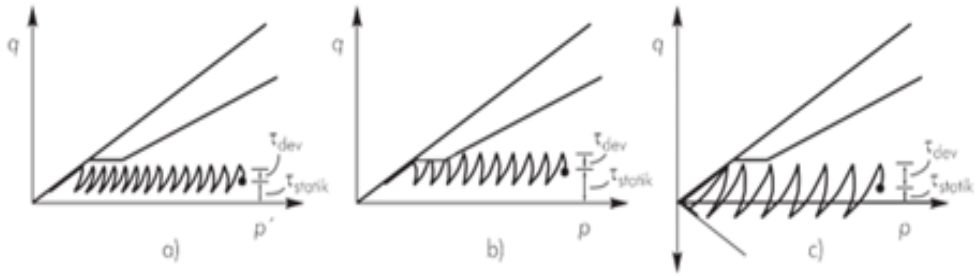
3.5.2.2. Devirsel hareketlilik

Statik kayma gerilmesi sabit durum kayma dayanımından küçük olduğu zaman, akma sıvılaşması oluşamaz fakat devirsel hareketlilik gelişebilir. Bu nedenle, Şekil 3.21'deki gölgeli alana düşen başlangıç durumları devirsel hareketliliğe duyarlıdır. Devirsel hareketliliğin hem gevşek hem de sıkı zeminlerde gelişebildiğine dikkat ediniz (Şekil 3.21'deki gölgeli alan çok düşük efektif hücre basınçlarından çok yüksek efektif gerilme basınçlarına kadar uzar ve SSL'nin altına ve üstüne düşen durumlara karşılık gelir). Devirsel hareketliliğin gelişmesi tekrarlı üç eksenli deneylerdeki zeminlerin tepkisiyle açıklanabilir. Devirsel hareketlilik genellikle başlangıç şartları ile tekrarlı yükleme şartlarının üç kombinasyonu tarafından üretilmektedir.



Şekil 3.21. Devirsel hareketliliğe duyarlılık zonu.

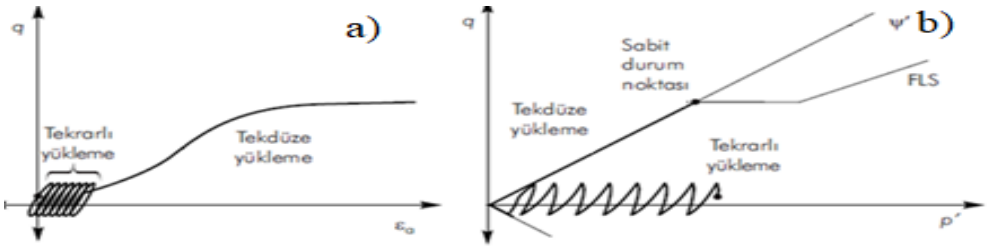
Bunlardan, Şekil 3.22a'da gösterilen ilki, $\tau_{statik}-\tau_{dev}>0$ (yani hiçbir kayma gerilmesi terslenmesi yok) ve $\tau_{statik}+\tau_{dev}<S_{su}$ (sabit durum dayanımının hiçbir şekilde aşılmaması durumu) olduğu zaman meydana gelir. Efektif gerilme izi bu durumda drenajlı yenilme zarfına ulaşana kadar sola kayar. Drenajlı yenilme zarfını kesemeyeceği için de, ilave tekrarlı yüklemeler yapıldığı takdirde zarf boyunca aşağı veya yukarı doğru hareket eder. Sonuçta, efektif gerilme şartları dengelenmiş olur. Tek yönlü olarak gelişen birim deformasyonlar genişlemeye neden olduğundan, akma türü deformasyonlar gelişemez. Efektif hücre basıncı önemli ölçüde azalmış olup sonuçta ortaya çıkan düşük rijitlik her yükleme devri içinde önemli miktarda kalıcı birim deformasyonların gelişmesine yol açar.



Şekil 3.22. Devirsel hareketliliğin üç durumu: a) gerilme çevrilmesinin olmadığı ve sabit durum dayanımının aşılmadığı durum, b) gerilme çevrilmesinin olmadığı ve sabit durum dayanımının kısa bir süre için aşıldığı durum, c) gerilme çevrilmesinin olduğu ve sabit durum dayanımının aşılmadığı durum.

İkinci şart ise, $\tau_{statik}-\tau_{dev}>0$ (gerilme terslenmesi yok) ve $\tau_{statik}+\tau_{dev}>S_{su}$ (sabit durum dayanımı geçici olarak aşılır) olduğu zaman meydana gelir. Bu durumda da tekrarlı yükleme efektif gerilme izinin sola kaymasına neden olacaktır. FLS'ye dokunduğunda geçici duraysızlıklar oluşur. Özellikle τ_{statik}'in yarı denge (quasi-static) kayma dayanımından büyük olması durumunda olmak üzere, bu süreler içinde önemli miktarda kalıcı birim deformasyonlar gelişebilir. Fakat, kayma gerilmesi τ_{statik}'e döndüğünde deformasyona uğrama işlemi de genellikle tekrarlı yüklemenin sonunda durur.

Son şart ise, $\tau_{statik}-\tau_{dev}<0$ (gerilme terslenmesi oluşur) ve $\tau_{statik}+\tau_{dev}<S_{su}$ (sabit durum dayanımı aşılmaz) olduğu durumdur. Bu durumda (Şekil 3.22c), her devir hem sıkışmalı hem de genişlemeli yükleme içerecek şekilde, kayma gerilmesinin yönü değişir. Deneysel bulgular (örnek; Dobry vd., 1982; Mohamad ve Dobry, 1986) gerilme terslenmesinin düzeyindeki artışa bağlı olarak boşluk suyu basıncı gelişim hızının arttığını göstermektedir. Bu şekilde, efektif gerilme izi çabucak sola kaymakta (çünkü aşırı boşluk suyu basıncı çabucak gelişmektedir) ve sonuçta drenajlı yenilme zarfının sıkışma ve genişleme bölümleri arasında dalgalanmaktadır. Efektif gerilme izinin orijinden geçtiği her durumda (her yükleme devrinde bu işlem iki kere yapılır), numune sıfır efektif gerilmenin anlık durumundadır (r_u=%100). Sıfır efektif gerilmenin bu durumu ilksel sıvılaşma olarak anılsa da (Seed ve Lee, 1966), zeminin kayma dayanımının sıfır olduğu şeklinde düşünülmemelidir. İlksel sıvılaşma durumunda tekdüze yüklemenin uygulanması halinde, sabit durum dayanımı mobilize olana kadar numune genişlemeye devam edecektir (Şekil 3.23). Tekrarlı yükleme sırasında önemli miktarda kalıcı birim deformasyonlar birikebilir fakat akma sıvılaşması oluşamaz. İlksel sıvılaşmanın sadece gerilme terslenmesi meydana geldiği zaman oluştuğuna dikkat edilmelidir.



Şekil 3.23. (a) Devirsel hareketlilik oluştuktan sonra, (b) tekdüze yüklenen numunenin genişlemeli davranışı.

Akma sıvılaşmasının aksine, devirsel hareketliliğin hangi noktada başladığı kesin olarak belli değildir. Devirsel hareketliliğin doğurduğu kalıcı birim deformasyonlar ve kalıcı deformasyonlar giderek artan oranlarda birikirler. Bunların şiddeti statik kayma gerilmelerine ve yer hareketinin süresine bağlıdır. Neredeyse düz sayılabilecek sahalarda kısa süreli yer hareketlerinde kalıcı deformasyonlar küçük olabilir. Uzun süreli yer hareketlerine maruz kalan orta veya hafif derecede eğimli yamaçlarda, devirsel hareketlilik hasar verici düzeyde zemin deformasyonlarına neden olabilir.

3.5.3. Sıvılaşma başlangıcının değerlendirilmesi

Dengeli durum ile akma sıvılaşması yüzeyi kavramlarının birleştirilmesi, sıvılaşmayı anlamaya yarayan temel mekanizmaların çerçevesini sağlar. Bu çerçeve, sıvılaşma duyarlılığını, sıvılaşma başlangıcı ve sıvılaşma etkileri ile birleştirir. Ayrıca, aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunun sıvılaşma ile ilgili tehlikelerin derecesi üzerindeki önemli etkisini ortaya koyar.

Sıvılaşma başlangıç potansiyelinin değerlendirilmesine yönelik olarak çok sayıda yöntem geliştirilmiştir. Aşağıdaki altbölümlerde bunlar arasında en yaygın olanlardan devirsel gerilme yaklaşımı ve daha faydalı bir alternatif olan devirsel birim deformasyon yaklaşımı sunulmuştur. Her birinin üstün yönleri ve sınırlamaları vardır ve farklı mühendis grupları tarafından tercih edilmektedir. Özellikle önemli projelerde sıvılaşma tehlikesinin değerlendirilmesinde çoğu zaman birden fazla yaklaşım birlikte kullanılmaktadır.

3.5.3.1. Devirsel gerilme yaklaşımı

1960'lı ve 1970'li yıllarda sıvılaşma konusunda sağlanan gelişmelerin çoğu Berkeley'deki California Üniversitesi'nde H. B. Seed ve ekibinin öncü çalışmalarının sonucunda ortaya çıkmıştır. Bunların çalışmaları, daha çok sıvılaşmayı tetiklemek için

gerekli yükleme şartlarının değerlendirilmesine yönelik olmuştur. Yükleme, devirsel kayma gerilmeleri cinsinden tanımlanmış ve sıvılaşma potansiyeli de depremden kaynaklanan kayma gerilmesi devir sayısı ve genliğine dayalı olarak değerlendirilmiştir. Buradan da, devirsel gerilme yaklaşımı olarak bilinen genel yaklaşım ortaya çıkmıştır.

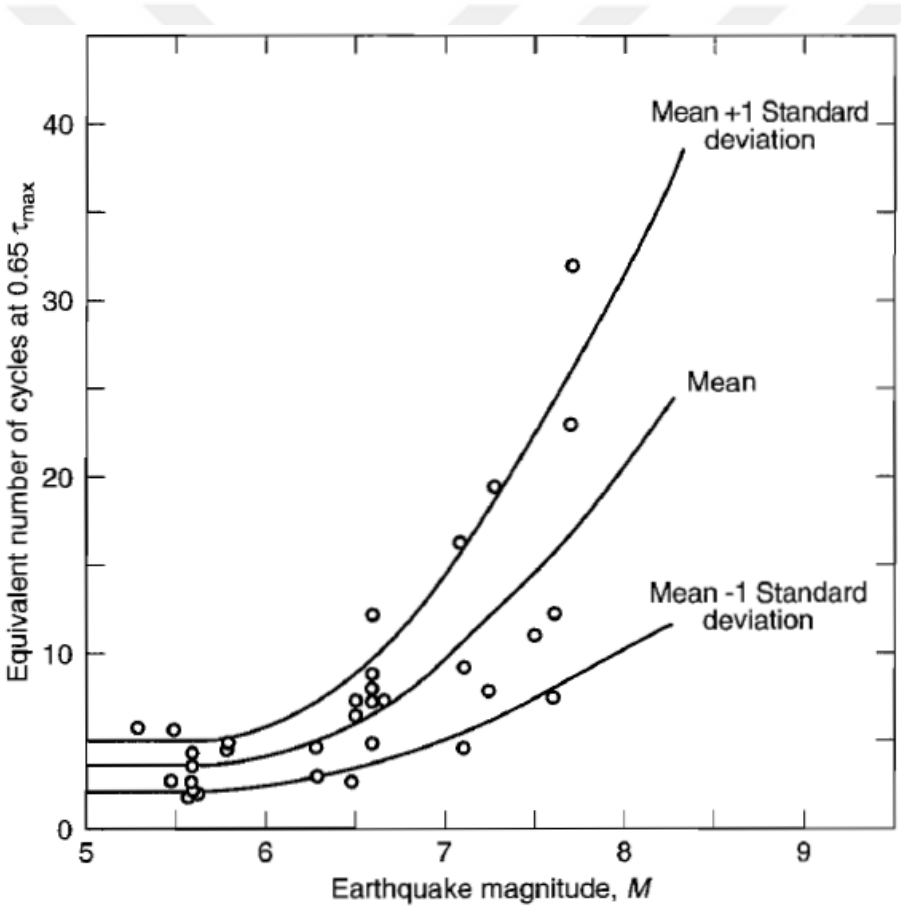
Seed ve Lee (1966) ilksel sıvılaşmayı, gözenek basıncındaki artışın başlangıçtaki efektif gerilmeye eşit olduğu nokta [yani; $u_{aşırı}=\sigma$ ' (veya $r_u=\%100$) olduğu zaman] olarak tanımlamıştır. Laboratuvar incelemelerinin ilk evrelerindeki testler, izotrop olarak konsolide edilmiş tekrarlı üç eksenli deneylere dayandığından (sonuçta da tam bir gerilme çevrilmesi meydana geldiğinden), ilksel sıvılaşma hem gevşek zeminlerde hem de sıkı zeminlerde oluşabiliyordu. Bu davranış (statik kayma gerilmesi sıfır olduğundan), şimdi devirsel hareketlilik olarak tanımlanmaktadır. İlksel sıvılaşma teriminin kullanımı, akma sıvılaşmasının herhangi bir kohezyonsuz gevşek veya sıkı zeminde başlayabileceği şeklinde çoğu kimseyi yanlış düşünmeye sevk etmiştir.

Devirsel gerilme yaklaşımı kavramsal olarak çok basittir: devirsel kayma gerilmeleri cinsinden ifade edilen deprem kaynaklı yükleme, zeminin yine devirsel kayma gerilmeleri cinsinden ifade edilen sıvılaşma direnci ile karşılaştırılır. Yüklemenin direnci aştığı yerlerde sıvılaşmanın oluşması beklenir. Ancak, devirsel gerilme yaklaşımı uygulanırken, yükleme şartları ve sıvılaşma direnci özelliklerinin belirlenme tarzı konusunda maksimum özen gösterilmelidir.

Deprem Yükünün Belirlenmesi**:** Sıvılaşmanın başlaması için gerekli aşırı boşluk suyu basıncının düzeyi, deprem kaynaklı tekrarlı yükün genliği ve süresi ile ilişkilidir. Devirsel gerilme yaklaşımı, aşırı boşluk suyu basıncının temel olarak devirsel gerilmelerle ilişkili olduğu varsayımına dayanmaktadır ve bu nedenle sismik yükleme, devirsel kayma gerilmeleri cinsinden ifade edilmektedir. Yükleme, ayrıntılı bir zemin tepki analizi ile veya basitleştirilmiş yaklaşım ile olmak üzere iki şekilde hesaplanabilir.

Zemin tepki analizleri bir zemin istifi içinde değişik derinliklerdeki kayma gerilmesi zaman kayıtlarının kestirilmesinde kullanılabilir. Böyle analizler ile gerçek deprem hareketlerine ait dengesiz ve düzensiz zaman kayıtları elde edilir. Ancak, sıvılaşma direncinin hesaplandığı laboratuvar verileri çoğunlukla devirsel kayma gerilmesi genliklerinin üniform olduğu deneylerden elde edilmektedir. Bu nedenle, deprem kaynaklı

yükleme ile laboratuvarda belirlenen direncin karşılaştırılabilmesi için, kayma gerilmesinin zamana bağlı düzensiz değişiminin, üniform kayma devirlerinin eşdeğer dizilerine dönüştürülmesi gerekir. Seed vd. (1975a) boşluk suyu basıncının düzensiz kaydındakine eşdeğer bir artış oluşturacak (Şekil 3.24) üniform gerilme devir sayısı N'i (pik devirsel kayma gerilmesinin %65 genliğinde; yani, $\tau_{dev}=0{,}65\tau_{max}$) tanımlamada, kaydedilmiş kuvvetli yer hareketine ait bir dizi kayma gerilmesi kaydına bir ağırlık prosedürü uygulamıştır. Benzer ilişkiler diğer gerilme düzeyleri için de geliştirilmiştir (örnek; Haldar ve Tang; 1981), fakat ve yaygın olarak kullanılanı %65'dir. Üniform gerilme devir sayısı her durumda (tıpkı kuvvetli yer hareketi süresinin deprem büyüklüğü ile birlikte arttığı gibi) deprem büyüklüğü ile birlikte artmaktadır.

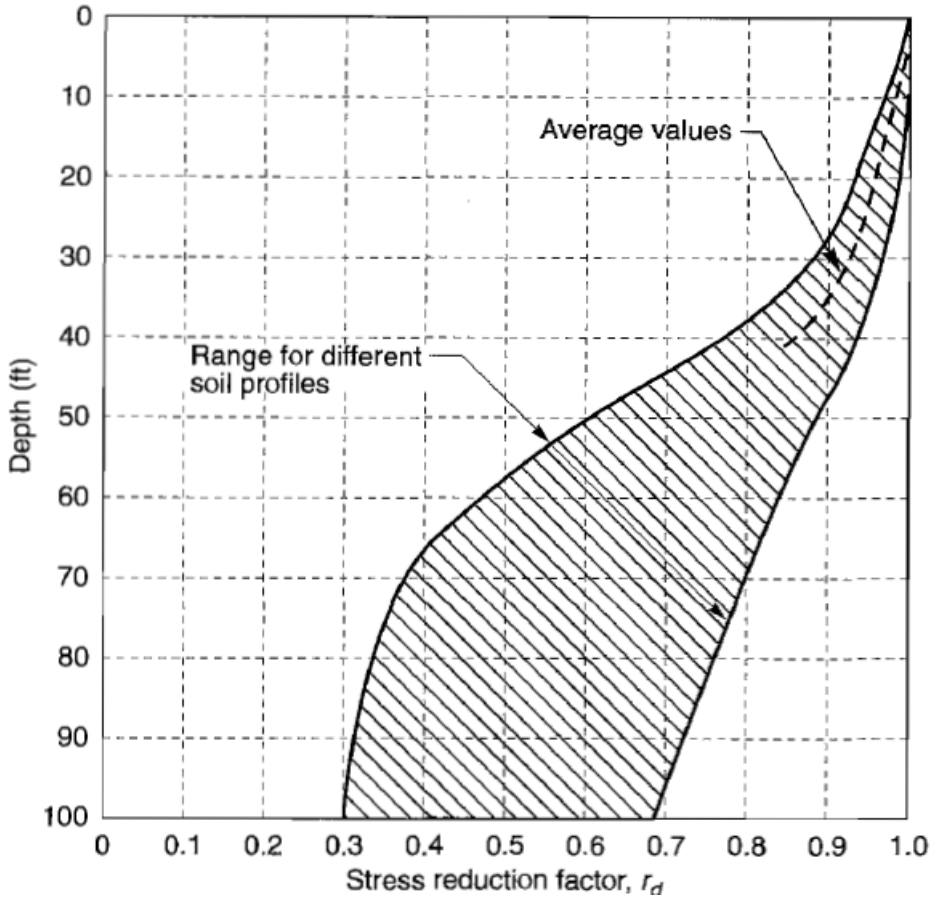


Şekil 3.24. Farklı büyüklüklerdeki depremler için eşdeğer üniform gerilme devir sayıları, N (Seed vd.'den, 1975).

Düz (veya çok az eğimli) zeminler için üniform devirsel gerilme genliği, basitleştirilmiş yöntemden de (Seed ve Idriss, 1971) hesaplanabilir,

$$\tau_{dev} = \frac{0.65\alpha_{max}}{g}\sigma_v r_d \qquad (3.2)$$

Burada, α_{max}: pik zemin yüzeyi ivmesi, g: yerçekim ivmesi, σ_v: toplam düşey gerilme ve r_d: gerilme azalım faktörünün ilgili derinlikteki değeridir (Şekil 3.25). Bu üniform devirsel kayma gerilmesinin, Şekil 3.24'te gösterilen eşdeğer sayıdaki devirlere uygulandığı varsayılmıştır. Ayrıntılı zemin tepki analizi veya basitleştirilmiş yöntemden hangisinin kullanıldığına bakmaksızın, depremden kaynaklanan yükleme, eşdeğer sayıdaki devirlere uygulanan üniform devirsel kayma gerilmesinin bir düzeyi ile karakterize edilir.



Şekil 3.25. Düz veya hafif eğimli zemin yüzeylerinin altında devirsel kayma gerilmesinin derinliğe bağlı değişimini hesaplamada kullanılan azalım faktörü (Seed ve Idriss'den, 1971).

Sıvılaşma Direncinin Karakterizasyonu: Bir zemin elemanının sıvılaşma direnci, zeminin başlangıç durumunun "yenilmeye" karşılık gelen duruma ne kadar yakın olduğuna ve zemin başlangıç durumundan yenilme durumuna taşıyan yüklemenin karakterine bağlıdır. Ancak, önceki altbölümlerde de gösterildiği gibi, yenilme durumu, akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilikten farklıdır. Akma sıvılaşmasının yenilme durumu, FLS'yi kullanarak kolaylıkla tanımlanabilir ve arazideki başlangıcı kolaylıkla teşhis edilir. Devirsel hareketliliğin yenilme tanımı belirgin değildir. Devirsel hareketliliğin neden olduğu

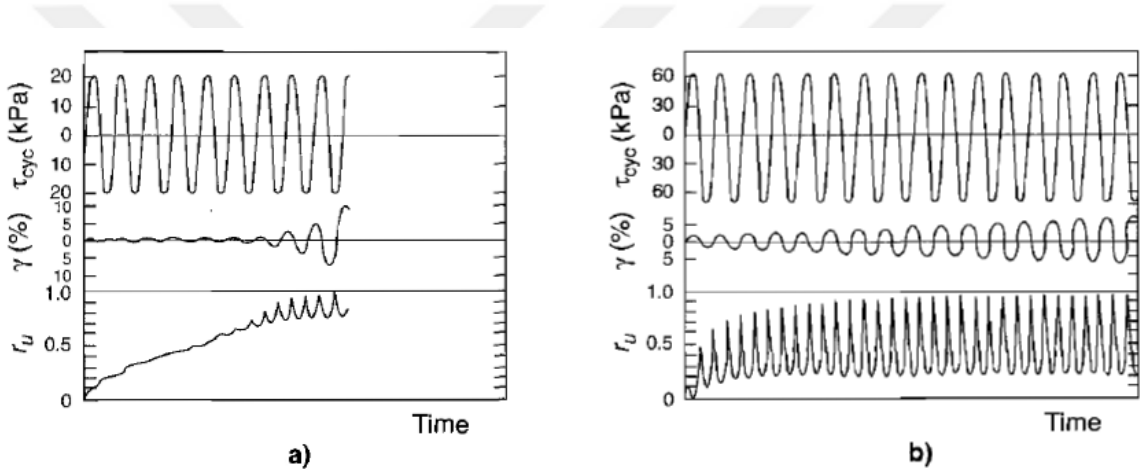
deformasyonun belirli bir düzeyi bazı sahalarda çok yüksek, diğerlerinde ise kabul edilebilir düzeyde olabilir. Akma sıvılaşmasının aksine, devirsel hareketlilik "yenilmesinin" tanımlanabileceği belirgin bir nokta yoktur. Devirsel hareketlilik yenilmesinin genellikle boşluk suyu basıncının zeminde dalgalanma, yanal yayılma veya zemin yüzeyinde diğer türden hasar oluşturabilecek kadar büyük olduğu durumlarda gelişeceği öne sürülmüştür. Yenilmenin bu tanımı belirgin değildir. Kum kaynamalarının varlığı çoğu zaman devirsel hareketliliğin kanıtı olarak düşünülmektedir. Ancak, kum kaynamalarının gelişmesi sadece sıvılaşabilir zeminin özelliklerine bağlı olmayıp, onun üzerine gelen zeminlerin (kalınlık, geçirgenlik ve örselenmemişlik gibi) özelliklerine de bağlıdır.

Gerilme ve boşluk suyu basıncı ölçümlerinin arazide ölçüldüğü durumlar çok enderdir. Bu nedenle de, bir depremden sonraki farklı sıvılaşma olaylarını birbirinden ayırmak genellikle zordur. Devirsel gerilme yaklaşımı geliştirildiği zaman, değişik sıvılaşma olayları arasındaki teorik farklılık çok fazla değildi. Akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik durumları "sıvılaşma" genel başlığı altında birlikte değerlendirilmekteydi. Sıvılaşma direncinin karakterizasyonu laboratuvar deney sonuçlarına dayalı yöntemlerle ve arazi deneyleri ve geçmiş depremler sırasındaki sıvılaşma davranışı gözlemleriyle yapılmıştır.

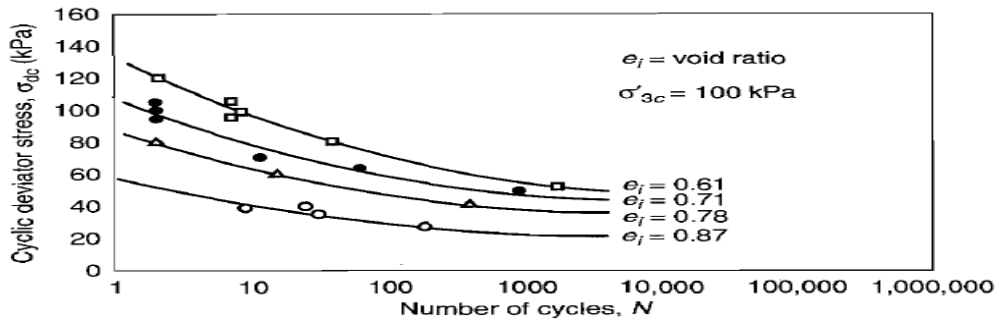
Laboratuvar Deneylerine Dayalı Karakterizasyon: Devirsel gerilme yaklaşımının geliştirildiği ilk evrelerde, sıvılaşma direncinin karakterizasyonu için laboratuvar deneylerine vurgu yapılmıştır. Sıfır sürücü gerilme şeklinde bir başlangıç şartı oluşturmak için (düz zeminin altındaki yatay düzlemlerdeki gerilme şartlarını benzeştirmek amacıyla), çoğu laboratuvar deneyleri izotrop olarak konsolide edilmiş üç eksenli deney numuneleri veya K_0'da konsolide edilmiş basit kayma numuneleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerdeki "sıvılaşma yenilmesi" genellikle ilksel sıvılaşmanın erişildiği nokta veya belirli bir sınırlayıcı devirsel birim deformasyon genliği (sıkı numunelerde çoğunlukla %5) olarak tanımlanmıştır.

Laboratuvar deneyleri, sıvılaşma yenilmesi oluşturmak için gerekli yükleme devir sayısı N_L'nin, artan kayma gerilmesi genliği ile ve azalan yoğunlukla birlikte arttığını göstermiştir (Şekil 3.26). Büyük devirsel kayma gerilmelerine maruz kalan gevşek bir numunede sıvılaşma yenilmesi sadece birkaç devirde oluşurken, düşük genlikli kayma gerilmelerinin sıkı bir numunede sıvılaşma yenilmesi oluşturabilmesi için binlerce devir gerekebilir. Yoğunluk, devirsel gerilme genliği ve sıvılaşma yenilmesini oluşturan devir sayısı

arasındaki ilişki Şekil 3.27'de görüldüğü gibi, laboratuvar devirsel dayanım eğrileri vasıtasıyla şematik olarak ifade edilebilir. Devirsel dayanım eğrileri çoğu zaman ilksel efektif örtü kalınlığına göre normalize edilerek devirsel gerilme oranı (CSR) elde edilir. CSR farklı deney çeşitleri için farklı şekilde tanımlanmalıdır. Tekrarlı basit kesme deneyinde CSR, devirsel kayma gerilmesinin ilksel düşey efektif gerilmeye oranı [yani;$(CSR)_{ss}=\tau_{dev}/\sigma'_{v0}$] olarak alınır. Tekrarlı üç eksenli deneyinde, maksimum devirsel gerilme oranının ilksel efektif hücre basıncına oranı [$(CSR)_{tx}=\sigma_{dc}/2\sigma_{3c}'$] olarak alınır. Tekrarlı basit kesme ve tekrarlı üç eksenli deneyler oldukça farklı yükleme şartlarını ifade ederler ve devirsel gerilme oranları da eşdeğer değildir. Sıvılaşma konusunda bu iki deney arasındaki ilişki şu şekildedir;



Şekil 3.26. İzotropik olarak (σ ' =98 kPa) konsolide edilmiş a) gevşek kum (relatif sıkılık: %47) ve b) sıkı kum (relatif sıkılık: %75) numunelerine ait burulmalı kesme deneyi sonuçları. Gevşek numune ilksel sıvılaşmaya (ru=1,0) onuncu devirde erişmiştir. Çok daha büyük yükleme yapılmasına rağmen sıkı numune 17 devirden sonra bile ilksel sıvılaşmaya erişmemiştir (Ishihara'dan, 1985).



Şekil 3.27. İzotropik olarak konsolide edilmiş Sacramento Nehri kumunun üç eksenli numunelerinde ilksel sıvılaşma ve %20 eksenel birim deformasyon oluşumu için gerekli devirsel gerilmeler (Seed ve Lee'den, 1965).

$$(CSR)_{SS} = c_r\,(CSR)_{tx} \tag{3.3}$$

Burada, c_r: düzeltme faktörü olup, Çizelge 3.1'den elde edilir.

Çizelge 3.1. CSR düzeltme faktörü c_r'nin değerleri.

Kaynak	Denklem	c_r'nin hesaplandığı durum	
		K_0=0,4	**K_0=1,0**
Finn vd. (1971)	$c_r=(1+K_0)/2$	0,7	1,0
Seed ve Peacock (1971)	Değişir	0,55-0,72	1,0
Castro (1975)	$c_r=2(1+2K_0)/(3\sqrt{3})$	0,69	1,15

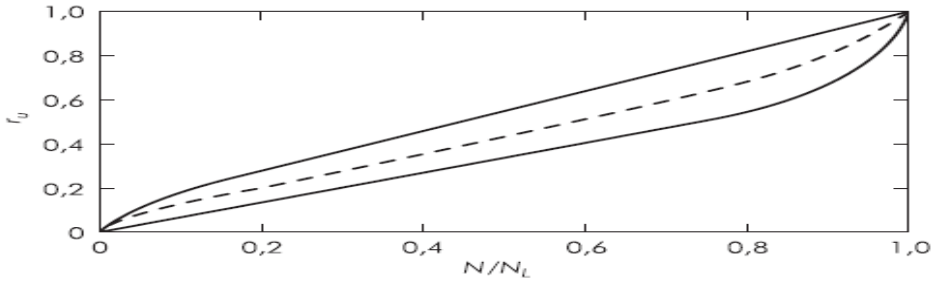
Laboratuvardaki tekrarlı basit kesme ve tekrarlı üç eksenli deneylerinden farklı olarak, depremler sırasında değişik yönlerde kayma gerilmeleri oluşur. Çok yönlü sallamada oluşan boşluk suyu basıncının tek yönlü sallamada oluşandan daha çabuk arttığı gösterilmiştir (Pyke vd., 1975). Seed vd. (1975b) arazide ilksel sıvılaşma oluşturmak için gerekli CSR'nin, tek yönlü tekrarlı basit kesme deneylerinde gerekli olandan yaklaşık %10 daha küçük olması gerektiğini öne sürmüştür. Bu nedenle, arazideki bir zemin elemanının sıvılaşma direnci aşağıdaki devirsel gerilme oranı ile verilir:

$$(CSR)_{arazi} = \frac{\tau_{dev}}{\sigma_{vo}'} = 0,9(CSR)_{ss} = 0,9c_r(CSR)_{tx} \tag{3.4}$$

Laboratuvar deneyleriyle aşırı boşluk suyu basıncının oluşma tarzını belirlemek mümkündür. Lee ve Albaisa (1974) ve DeAlba vd. (1975) üniform yüklemenin yapıldığı gerilme kontrollü tekrarlı deneylerde, boşluk suyu basıncı oranı r_u ile yükleme devir sayısı arasındaki ilişkiyi bulmuşlardır:

. Şekil 3.28'de gösterildiği gibi, ilk ve son yükleme devirlerinde aşırı boşluk suyu basıncı çabucak yükselmektedir. İlksel sıvılaşma oluşmadığı zaman (yani $N<N_L$ olduğu zaman) gelişen aşırı boşluk suyu basıncını bulabilir. Düzensiz yüklemeyi hesaba katan bir yaklaşımda Martin vd. (1975) tekrarlı yüklenmiş kuru kumdaki oturma oranına ait veriler ile, boşluk suyu basıncını kestirmede zeminin geri tepme ve gerilme-birim deformasyon özelliklerini birleştiren bir temel model geliştirmiştir. Model, sıvılaşma analizine efektif

gerilmeye dayalı bir yaklaşım getirmek amacıyla, doğrusal olmayan zemin tepki analizlerinde kullanılmıştır.

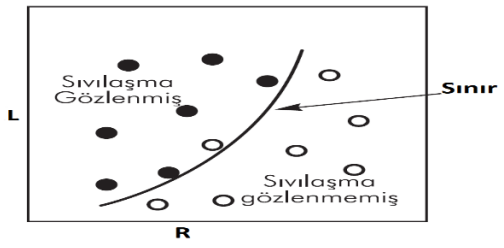


Şekil 3.28. Tekrarlı basit kesme deneylerinde boşluk suyu basıncı oluşma oranı. Kesikli çizgi, (3.5) eşitliğinden α=0,7 ile birlikte geliştirilmiştir (De Alba vd.'den, 1975).

Genellikle laboratuvar deneylerinden tanımlanan devirsel gerilmeler ile karakterize edilmiştir. Ancak, daha sonra yapılan çalışmalar sıvılaşma direncinin devirsel gerilmeye dayalı değerlendirmesinin, ilksel yoğunluk ve gerilme şartlarından başka faktörlerden etkilendiğini göstermiştir. Sözgelimi; sıvılaşma direnci, farklı numune hazırlama yöntemlerinden ileri gelen zemin yapısındaki farklılıklardan (veya zemin dokusundan) etkilenmektedir (Ladd, 1974; Mulilis vd., 1975; Toki vd., 1986). Geçmişteki sismik deformasyonlar da sıvılaşma direncini etkilemektedir [örnek; daha önce sismik deformasyona uğramış bir numunenin sıvılaşma direnci, aynı yoğunlukta olan fakat geçmişte bu tür bir deformasyona maruz kalmamış bir numuneninkinden daha yüksektir (Finn vd., 1970; Seed vd., 1975b)]. Ayrıca, aşırı konsolidasyon oranı ve yanal zemin basınç katsayısı arttıkça sıvılaşma direnci artmaktadır (Seed ve Peacock, 1971). Son olarak, maruz kalınan basınç altında geçen sürenin uzamasının da sıvılaşma direncini arttırdığı gösterilmiştir (Ohsaki, 1969; Seed, 1979; Yoshimi vd., 1989). Bu ilave parametrelerin tamamı, bir zeminin çökelme ve tarihsel ortamının fonksiyonu olup, zemin davranışını başlıca sıvılaşma başlangıcıyla ilişkili düşük birim deformasyon gerilme düzeylerinde etkileme eğilimindedirler. Bu düşük birim deformasyon etkileri, numune örselenmesi ile kolaylıkla tahrip edilebilmektedir ve bunların yeniden hazırlanan örneklerde temsil edilmesi çok güçtür. Bu faktörlerden dolayı, sıvılaşma direncinin laboratuvar deneyleri ile karakterizasyonu son derece zordur ve bu yöntemlerin yerini birçok projeden elde edilen ve arazi deney sonuçlarına dayalı olan yöntemler almıştır. Laboratuvar deneylerinin sıvılaşma direncini güvenilir şekilde karakterize edebilmesi için, numunelerin sıfır örselenme ile (örnek; zemini dikkatlice dondurup sonra da karotlama şeklinde) alınması gerekir.

Sıvılaşma direnci ile ilgili olarak yapılan tekrarlı üç eksenli deneyler numunedeki üniform olmayan yapıdan dolayı da karmaşık bir hal alabilir. Üç eksenli deney numunesinde yüksek boşluk suyu basıncı gelişirken, zemin numuneleri oturma eğilimi gösterirler ve numunenin alt kısmında bir sıkılaşmaya; üst kısmında da bir gevşemeye neden olurlar. Yoğunluktaki bu üniform olmayan durum, birim deformasyonlarda da benzer şekilde üniform olmayan bir sonuç doğurur ve sonuçta numunenin üst kısmında bir incelmeye veya boyunlaşmaya yol açar. Birim deformasyondaki bu üniform olmayışlık ayrıca tekrarlı üç eksenli deney sonuçlarının arazi şartlarına uygulanmasında önemli ölçüde belirsizliklere neden olur.

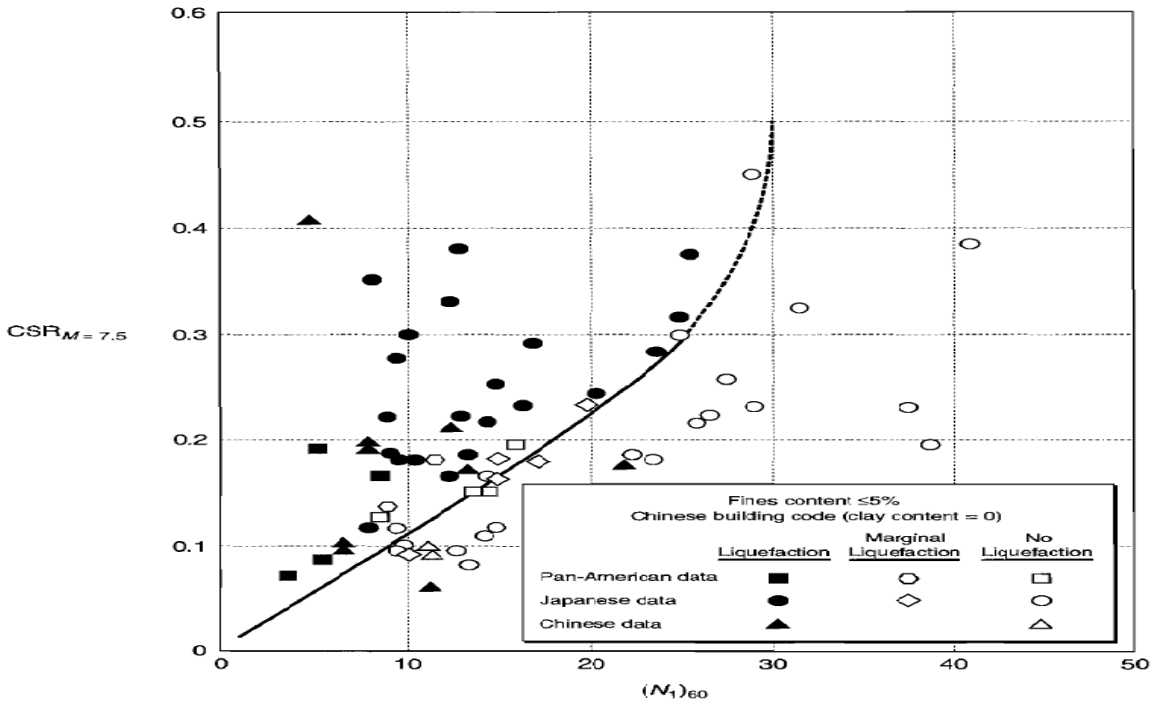
Yerinde Deneylere Dayalı Karakterizasyon: Sıvılaşma direncini ölçülmüş in situ parametreler cinsinden karakterize etmede bir alternatif yaklaşım da ilk kez Whitman (1971) tarafından tanımlanmış olan gerçek sıvılaşma olaylarının kullanılmasıdır. Önceden meydana gelmiş olan sıvılaşma olayları, sıvılaşmanın gözlenip gözlenmediğini işaret eden bir simge ile grafikte gösterilen (Şekil 3.29) ve bir yükleme parametresi olan L ile bir sıvılaşma direnci parametresi R'nin kombinasyonuyla karakterize edilebilir. Geçmiş depremler sırasında sıvılaşma oluşturmuş veya oluşturmamış L–R kombinasyonları arasında bir sınır çekilebilir. Bu sınır çoğu zaman sıvılaşma gözlenen tüm durumlar yukarıda kalacak biçimde tutucu şekilde çizilir. Bu yaklaşımda devirsel gerilme genellikle bir yükleme parametresi olarak ve zeminin yoğunluk ile boşluk suyu basıncı geliştirme karakteristiklerini yansıtan yerinde deney parametreleri de sıvılaşma direnç parametreleri olarak kullanılır.



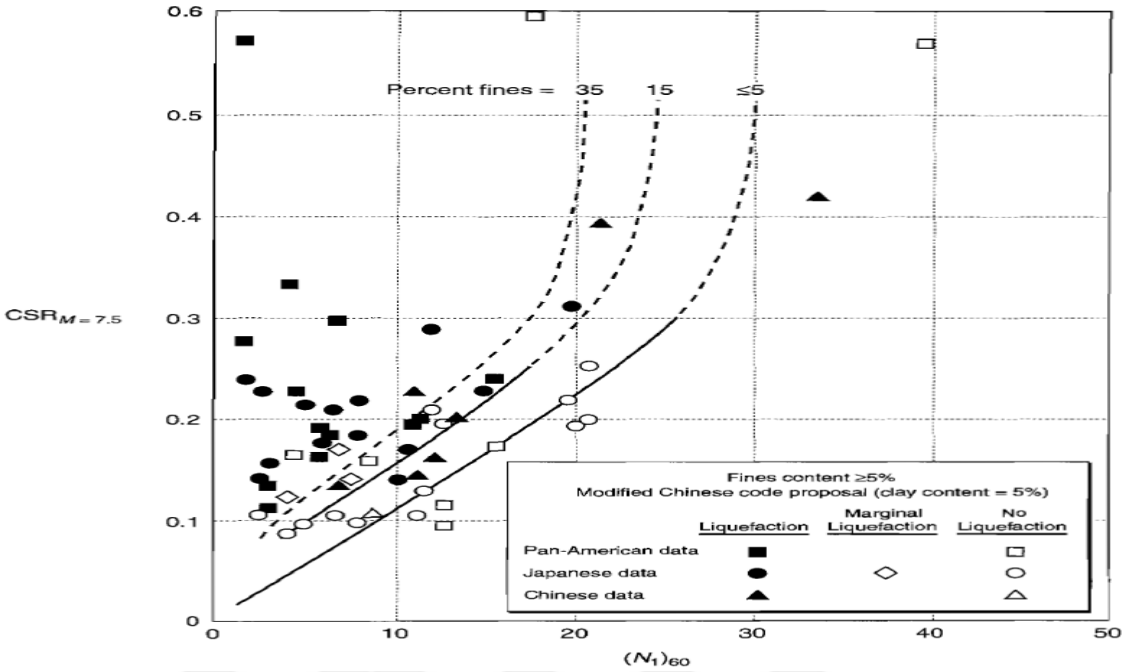
Şekil 3.29. Sıvılaşmanın gözlendiği durumlar (içi dolu daireler) ve gözlenmediği durumlar (içi boş daireler) için yükleme parametresi.

Standart Penetrasyon Direnci: Sıvılaşma direncinin karakterizasyonu konusunda A.B.D.'nde ve diğer birçok ülkede en çok kullanılan yerinde deney standart penetrasyon deneyidir (SPT); sıvılaşma direncini yükseltme eğilimindeki faktörler (örnek; yoğunluk, önceki sismik deformasyonlar, aşırı konsolidasyon oranı, yanal zemin basınçları ve maruz kalınan basınç altında geçen süre) SPT direncini de arttırmaktadır. Seed vd. (1983) belirli

bir SPT direncine sahip temiz kumda sıvılaşma oluşturması beklenen minimum devirsel gerilme oranını belirlemek için, M=7,5 depremlerde sıvılaşmanın gözlendiği veya gözlenmediği temiz kum (Şekil 3.30) ve siltli kum (Şekil 3.31) sahalarındaki düzeltilmiş SPT direnci ile devirsel gerilme oranını karşılaştırmışlardır. İnce tanelerin varlığı SPT direncini etkiler ve bu nedenle de sıvılaşma direncinin değerlendirilmesinde hesaba katılmalıdır (Seed vd., 1985; Ishihara ve Koseki, 1989; Koester, 1994). Şekil 3.30 ve 3.31'in incelenmesinden, ince tane oranı %5'i geçmediği sürece kumların sıvılaşma direncinin ince taneden etkilenmediği anlaşılmaktadır. Daha yüksek ince tane oranlarında, ince taneli malzeme sıvılaşmayı [yani; (belirli bir $(N_1)_{60}$ değerinde) sıvılaşmayı başlatmak için gerekli CSR'yi] sınırlama eğilimindedir. İnce taneli malzemenin plastisitesi de sıvılaşma direncini etkiler. Plastik özellikli tanelerin birbirine yapışması münferit partiküllerin göreceli hareketini engelleme eğiliminde olup, depremler sırasındaki aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunu azaltır. Laboratuvar deneyleri (Ishihara ve Kosecki, 1989) plastisite indisinin 10'dan küçük değerindeki etkisinin küçük olduğunu ve plastisite indisinin 10'dan yüksek değerlerindeki sıvılaşma direncinin giderek arttığını göstermektedir. Ishihara (1993) CSR'nin aşağıdaki F faktörleriyle (Çizelge 3.2) çarpılmak suretiyle plastisite etkilerinin hesaba katılabileceğini öne sürmüştür:



Şekil 3.30. M=7,5 depremde temiz kumlarda sıvılaşmaya neden olan devirsel gerilme oranı ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd.'den, 1975).



Şekil 3.31. M=7,5 depremde siltli kumlarda sıvılaşmaya neden olan devirsel gerilme oranı ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd.'den 1975)

Çizelge 3.2. CSR düzeltme faktörleri.

PI ≤ 10	*F*=1,0
PI>10	*F*=1,0+0,022(PI–10)

Alüviyal çökellerdeki ve yapay dolgulardaki çoğu kum zeminlerin plastisite indisleri yaklaşık olarak 15'den daha küçük olduğundan, ince taneli malzemenin plastisite etkisi genellikle düşüktür.

Kuvvetli hareket süresi (ve dolayısıyla üniform gerilme devrinin eşdeğer sayısı) deprem büyüklüğü ile birlikte arttığından, sıvılaşmayı başlatmak için gerekli minimum devirsel gerilme oranı artan magnitüd ile birlikte azalır. Diğer magnitüdler için minimum devirsel gerilme oranı, M=7,5 depremlerinin devirsel gerilme oranını Çizelge 3.3'de verilen faktörlerle çarpmak suretiyle elde edilebilir.

Şekil 3.30 ve 3.31'in hazırlanmasına dayanak teşkil eden veriler, başlıca potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminlerin nispeten sığ derinlikte olduğu düz yüzeyli sahalardan

derlenmiştir. Eğimli yüzeye sahip sahalarda veya ağır yapılara temel olan yerlerde ilksel statik gerilmelerin varlığı, sıvılaşma direncini etkiler. Statik kayma gerilmesinin sabit durum dayanımından büyük olduğu şartlarda, başlangıç şartları FLS'ye daha yakındır ve sıvılaşma direnci azalmıştır. Laboratuvar deneyleri sıvılaşmayı tetiklemek için gerekli devirsel kayma gerilmesinin yüksek efektif hücre basınçlarında (arazi performansı veri tabanındakilerden büyük olduğu durumda) arttığını göstermektedir. Seed (1983) ilksel kayma gerilmesi ve yüksek efektif hücre basıncının, devirsel gerilme oranını aşağıdaki gibi değiştirmek suretiyle hesaba katılması gerektiğini öne sürmüştür:

Çizelge 3.3. Devirsel gerilme yaklaşımı için magnitüd düzeltme faktörleri.

Magnitüd,M	$CSR_M/CSR_{M=7,5}$
$5^{1/4}$	1,50
6	1,32
$6^{3/4}$	1,13
$7^{1/2}$	1,00
$8^{1/2}$	0,89

$$(CSR_{arazi})_{\alpha,\sigma}=(CSR)_{\alpha=0|<1ton/ft^2}K_aK_\sigma \quad (3.5)$$

Burada, $\alpha=\tau_h$, statik/σ ' ve K_α ile K_σ da sırayla ilksel kayma gerilmesi ile (Şekil 3.32) efekti örtü basıncının (Şekil 3.33) düzeltme faktörleridir. K_α ile K_σ zeminden zemine değişir ve mümkün olan her durumda sahaya özgü olarak değerlendirilmelidir.

Konik Penetrasyon Direnci: Konik penetrasyon deneyinden (CPT) elde edilen uç direnci de sıvılaşma direncinin bir ölçüsü olarak kullanılmaktadır. Gevşek zeminden oluşan ince damarları yakalamada SPT'ye göre gerçekten çok üstündür. Sıvılaşmanın gözlendiği ve gözlenmediği sahalar için, CPT direnci ölçülerek oluşturulmuş veri tabanı giderek genişliyorsa da, henüz çok kapsamlı değildir. Bu verileri CPT ile SPT dirençleri arasındaki korelasyonlarla destekleyerek, belirli bir CPT direncine sahip temiz kumda sıvılaşma oluşturabilecek minimum devirsel gerilme oranı bulunabilir (örnek; Robertson ve Campanella, 1985; Seed ve DeAlba, 1986). CPT-SPT korelasyonu tane boyuna bağlı olduğundan, değişik ortalama tane boyları için CPT'ye dayalı sıvılaşma eğrileri geliştirilmiştir (Şekil 3.34a). Mitchell ve Tseng (1990) CPT direncinin laboratuvar

deneylerine ve teorik olarak elde edilmiş değerlerine dayalı eğriler geliştirmiştir (Şekil 3.34b). Sürtünme açısı ile uç direncini kullanan CPT-SPT korelasyonu (Douglas vd., 1981; Martin, 1992) ortalama tane boyunu ölçme gereğini ortadan kaldırmıştır. CPT'ye dayalı sıvılaşma değerlendirmelerinde uç direnci aşağıdaki bağıntıyla 1 ton/ft2'lik (96 kPa) standart efektif örtü basıncına normalize edilmektedir.

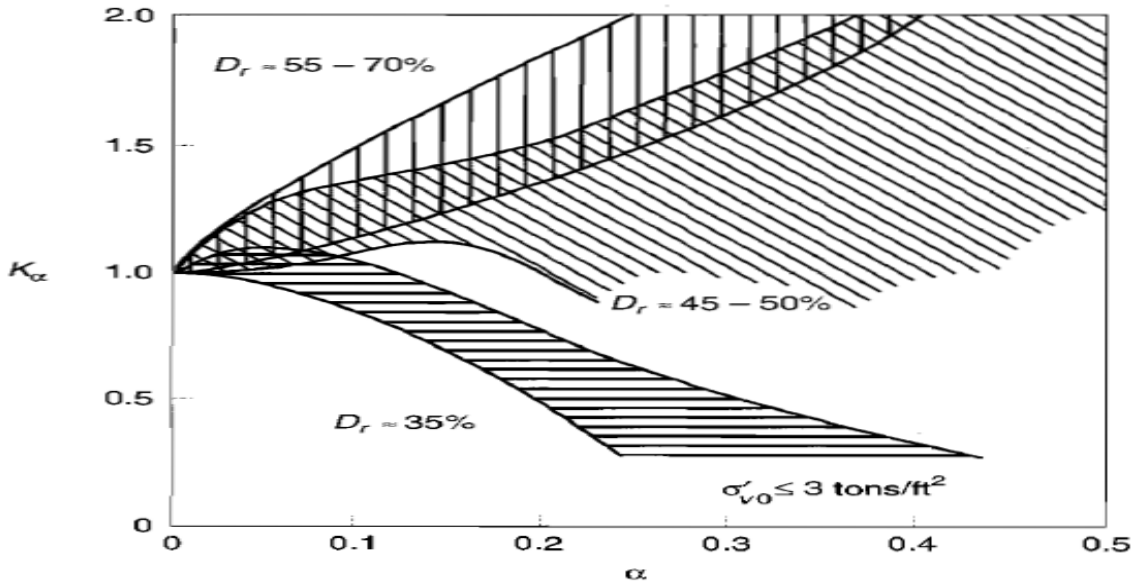
$$q_{c1}=q_c\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5} \tag{3.6}$$

$$q_{c1}=1,8\frac{q_c}{0,8+\sigma'_{vo}}q_c \tag{3.7}$$

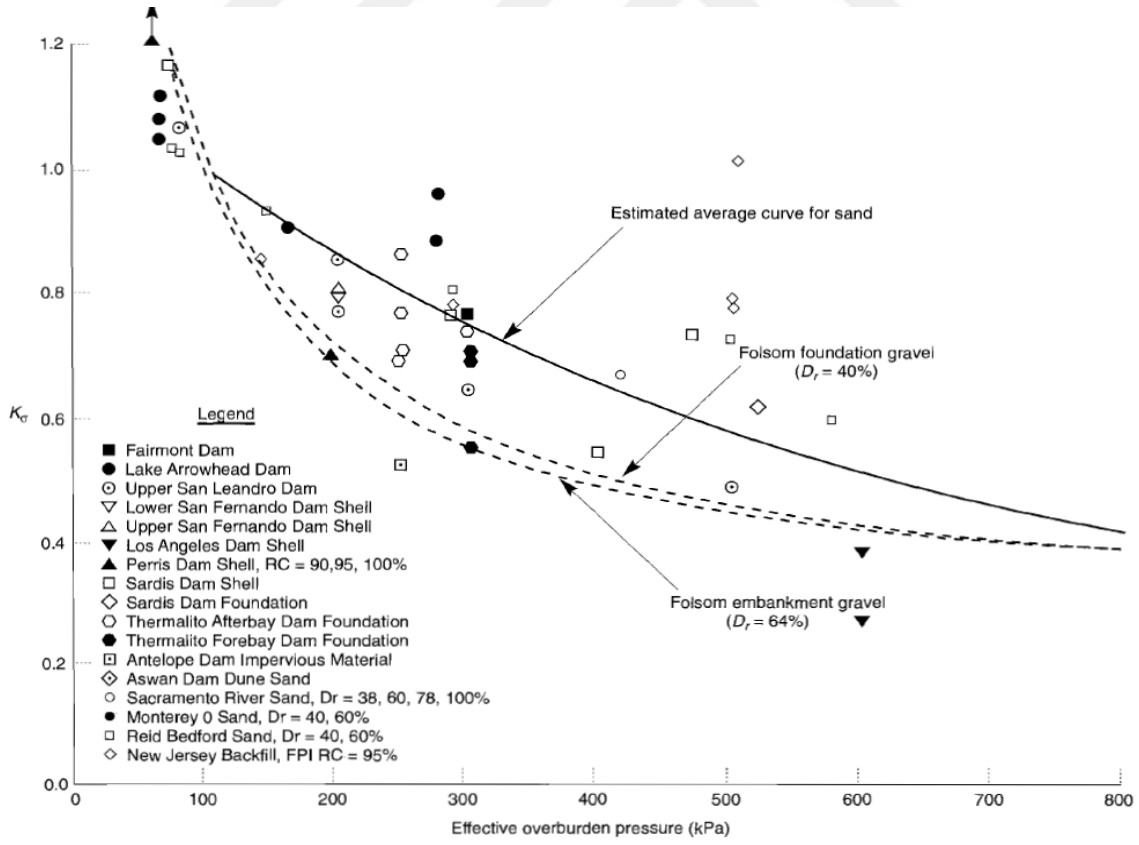
Burada σ ' 'ın birimi ton/ft^2 cinsindendir (Kayen vd., 1992). 7,5'dan farklı magnitüdler için ayarlama işlemleri Çizelge 3.3'te sunulan CSR düzeltme faktörleri kullanılarak yapılabilir. Kayen vd. (1992) 1989 Loma Prieta depremindeki sıvılaşma gözlemlerinin Robertson ve Campanella (1985) ve Mitchell ve Tseng (1990) eğrileri ile iyi bir uyum içerisinde olduğunu gözlemiştir. Çizelge 3.4'te gösterildiği gibi siltli kumlarda (ince tane oranı %5'den çok) eşdeğer temiz kumun uç direncini elde etmek için, aşağıdaki uç direnci artışlarını, ölçülmüş uç direncine eklemek suretiyle ince taneli malzemenin etkisi hesaplanabilir (Ishihara, 1993)

Çizelge 3.4. İnce tane oranına göre uç direnci artışı.

İnce tane oranı (%)	Uç direnci artışı (ton / ft^2)
≤ 5	0
~ 10	12
~ 15	22
~ 35	40



Şekil 3.32. Düzeltme faktörü Kα'nın ilksel kayma gerilmesi/normal gerilme oranı ile değişimi (Seed ve Harder'dan, 1990).



Şekil 3.33. Düzeltme faktörü Kσ' efektik örtü basıncı ile değişimi (Marcuson vd.'den, 1990).

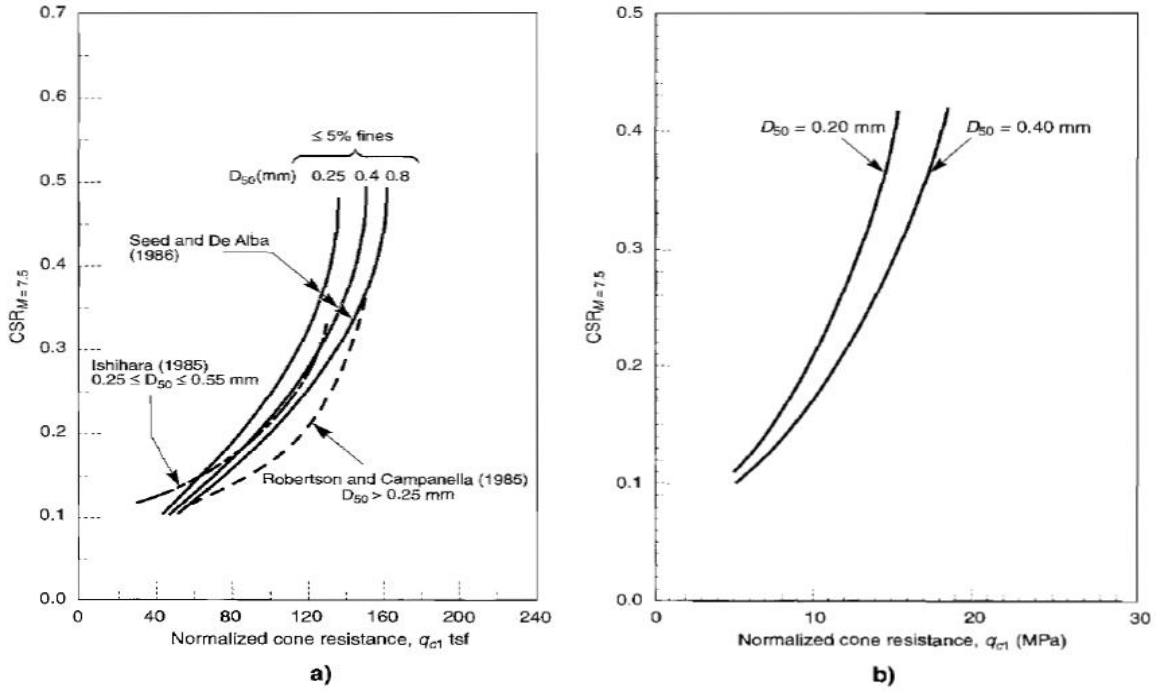
Kesme Dalgası Hızı: Yerinde kesme dalgası hızı ölçümünde geliştirilen yöntemler ve devirsel birim deformasyon yaklaşımının geliştirilmesi ile ilgili çalışmalar, kesme dalgası hızının sıvılaşma direnci ölçümünde faydalı bir değerlendirme yöntemi olduğunun anlaşılmasına büyük katkı sağlamıştır. Ölçülmüş kesme dalgası hızlarının, 1 ton/ft^2'lik standart efektif örtü basıncına göre normalize edilmesi, aşağıdaki bağıntı yardımıyla yapılmaktadır:

$$v_{s1} = v_s (\sigma'_{vo})^{-1/n} \tag{3.8}$$

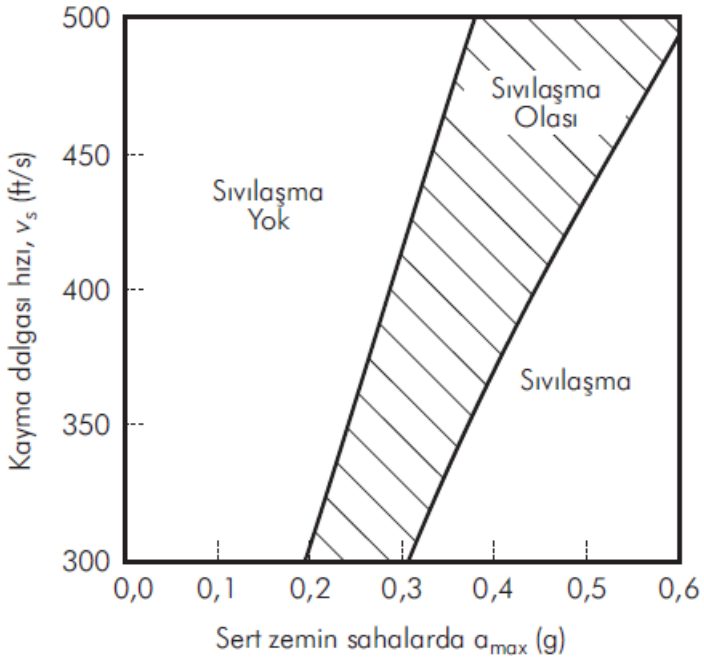
Burada σ ' 'ın birimi ton/ft^2 cinsinden ve n de 3 (Tokimatsu vd., 1991) veya 4 olarak (Finn,1991; Kayen vd., 1992) alınmaktadır. Stokoe vd. (1988) pik zemin yüzeyi ivmesi (zert zemin şartları için) ve kesme dalgası hızı arasındaki ilişkiyi ortaya koymak amacıyla, devirsel birim deformasyon yaklaşımı ve eşdeğer doğrusal zemin tepki analizinden yararlanmıştır. Sonuçlar, sıvılaşmanın beklendiği şartların sınırlarını geliştirmede kullanılmış ve geliştirilen yöntemin Imperial Vadisi'ndeki (California) iki depremde gözlenen davranış ile iyi bir uyum içerisinde olduğu ortaya konulmuştur (Şekil 3.35). Tokimatsu vd. (1991) düzeltilmiş kesme dalgası hızının fonksiyonu olarak değişik sayıdaki devirlerde %2,5'luk devirsel birim deformasyon genliği üretmek için gerekli CSR'yi gösteren eğrileri geliştirmede laboratuvar deney sonuçlarını kullanmıştır (Şekil 3.36).

Kumun kesme dalgası hızının, sıvılaşma direncini etkilediği bilinen faktörlere (örnek; zemin dokusu, aşırı konsolidasyon oranı, önceki sismik deformasyonlar) duyarsız olduğu gözlemi, tüm zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmede kesme dalgası hızı ölçümlerinin tek başına yeterli olmayabileceğini ortaya koymaktadır (Jamiolkowsky ve LoPresti,1992).

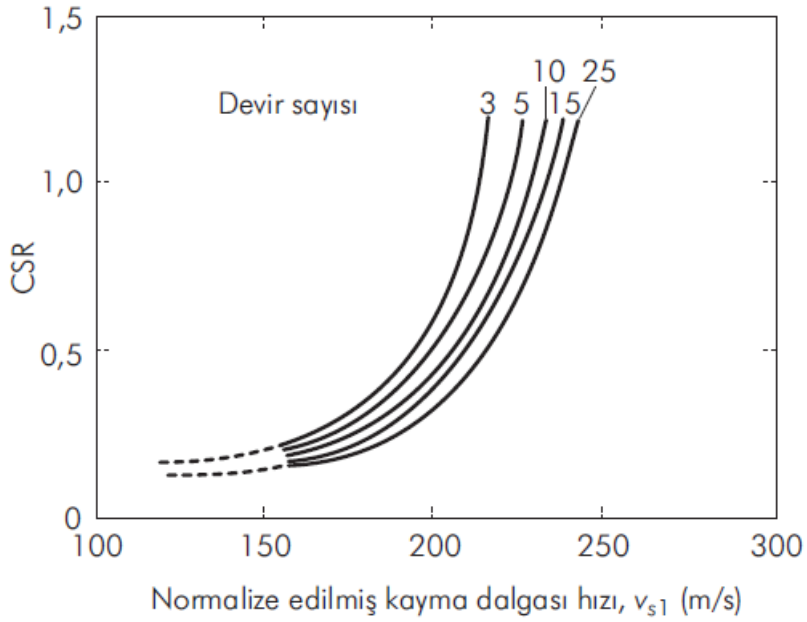
Dilatometre İndisi: Dilatometre deneyinin (DMT) yatay gerilme indisi ile sıvılaşma potansiyeli arasındaki korelasyonlar da önerilmiştir (Marchetti, 1982; Robertson ve Campanella, 1986; Reyna ve Chameau, 1991). Şekil 3.37'de bu türden üç adet korelasyonun Imperial Vadisi'ndeki (California) birkaç sahaya uygulaması görülmektedir. Oldukça yeni sayılan DMT konusunda daha çok veri derlendikçe yeni korelasyonların geliştirilmesi mümkündür.



Şekil 3.34. CPT'ye dayalı sıvılaşma eğrileri: a) SPT verileriyle korelasyonlara dayalı, b) teorik/deneysel sonuçlara dayalı (Mitchell ve Tseng'den, 1990).



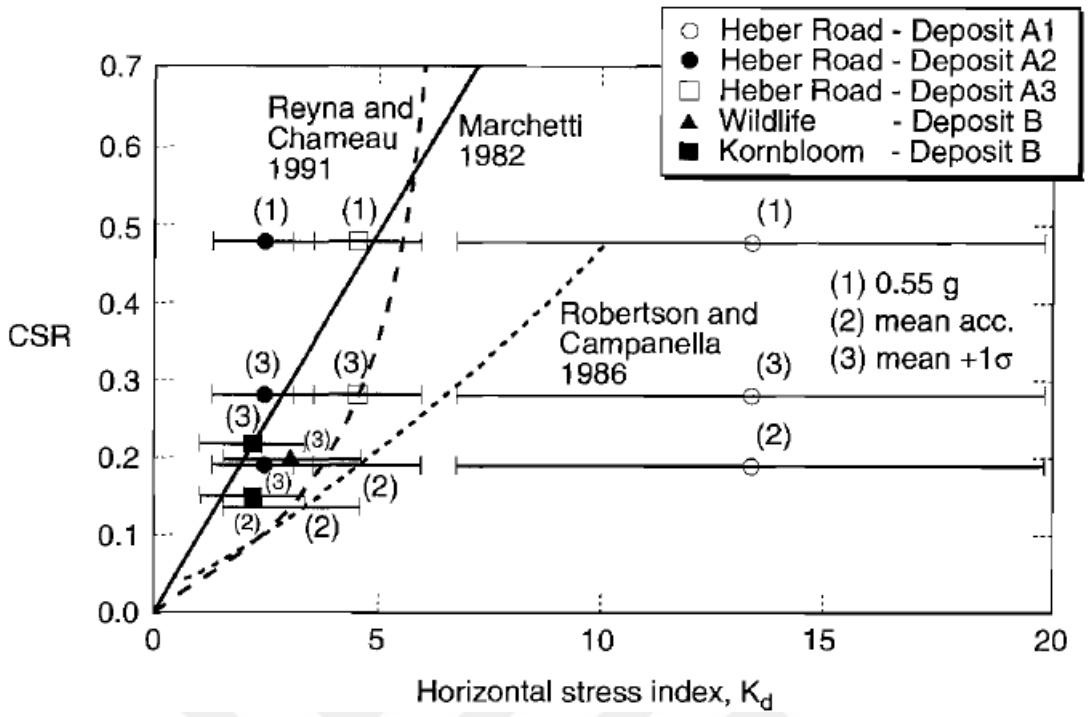
Şekil 3.35. Kesme dalgası hızı ve pik yer ivmesinden sıvılaşma potansiyelini değerlendirme grafiği (10 devir) (Stokoe vd.'den, 1988).



Şekil 3.36. Temiz kumda %2,5 genliğinde devirsel birim deformasyon oluşturmak için gerekli devirsel gerilme oranı ile kesme dalgası hızı arasındaki korelasyonlar (Tokimatsu vd.'den, 1991).

Yerinde Deney Sonuçlarının Kullanımı: Sıvılaşma direncinin karakterize edilmesinde bugüne kadar en çok kullanılan yerinde deney parametresi SPT direncidir. SPT'de (zeminin tanımlanması, ince tane oranının belirlenmesi vb. amaçlar için) numune almak mümkündür ve yerinde deneyler arasında veri tabanı en geniş olanıdır. Ancak, sıvılaşma direncinin karakterize edilmesinde CPT giderek daha sık bir şekilde kullanılmaktadır. Penetrasyon direncinin sürekli olarak ölçüldüğü CPT (sıvılaşma potansiyeline sahip ince katmanların bulunduğu durumda önemli bir üstünlük), SPT'ye göre çok daha hızlı ve maliyeti düşüktür. CPT'ye dayalı sıvılaşma direnci, tane boyu özelliklerinden etkilendiğinden (Şekil 3.34), örneklemenin de yapıldığı ilave sondajlar yapmak gerekebilir.

Hangisinin kullanıldığının bir önemi olmaksızın, yerinde deney parametreleri sıvılaşmanın başlangıcı için gerekli CSR demek olan CSR_L'nin hesaplanmasına imkân verir. Devirsel gerilme oranını kullanarak, sıvılaşmayı başlatmak için gerekli devirsel kayma gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanabilir:



Şekil 3.37. Sıvılaşma oluşumu için gerekli devirsel gerilme oranı ile dilatometre deneyinin yatay gerilme indisi arasında önerilen ilişki (Reyna ve Chameau'dan, 1991)

$$\tau_{dev,L} = CSR_L \sigma'_{vo} \tag{3.9}$$

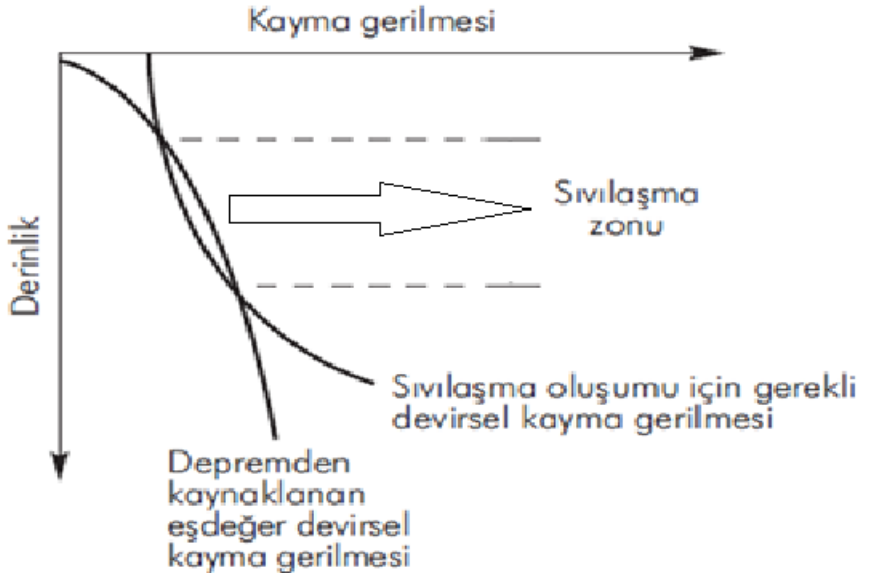
Sıvılaşma Başlangıcının Değerlendirilmesi: Bir depremin oluşturduğu tekrarlı yükleme ve zeminlerin sıvılaşma direnç özellikleri ortaya konulduktan sonra, sıvılaşma potansiyeli değerlendirilebilir. Devirsel gerilme yaklaşımını kullanarak deprem yüklemesinin özelliklerinin belirlenmesi işlemi, eşdeğer üniform devirsel gerilmenin genliğinin bulunması şeklinde ve sıvılaşma direnci de aynı devir sayısı ile sıvılaşma üretmek için gerekli üniform devirsel gerilme genliğinin belirlenmesi şeklindedir. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi, bu şekilde, belirli bir zemin profili için yükleme ile direnç arasında bir karşılaştırma yapmaya indirgenmektedir.

Bu değerlendirmenin grafik ile yapılması çok kolaydır. Bunun için ilk iş olarak eşdeğer devirsel kayma gerilmesinin (deprem yüklemesi τ_{dev}) derinliğe göre grafiği Şekil 3.38'deki gibi çizilir (sıvılaşma direnci laboratuvar deney sonuçlarına göre bulunacaksa, deprem magnitüdüne karşılık gelen eşdeğer devir sayısı N belirlenmelidir). Sıvılaşmanın oluşması için gerekli devirsel kayma gerilmesinin (sıvılaşma direnci $\tau_{dev,L}$) derinliğe göre değişimi, aynı diyagram üzerinde işaretlenir ($\tau_{dev,L}$'nin değerleri aynı deprem büyüklüğüne veya τ_{dev} olarak aynı sayıdaki eşdeğer devire karşılık gelmelidir). Sıvılaşma, yüklemenin

direnci aştığı derinliklerde veya aşağıdaki bağıntıda gösterildiği gibi emniyet katsayısının 1'den küçük olduğu durumlarda gelişir:

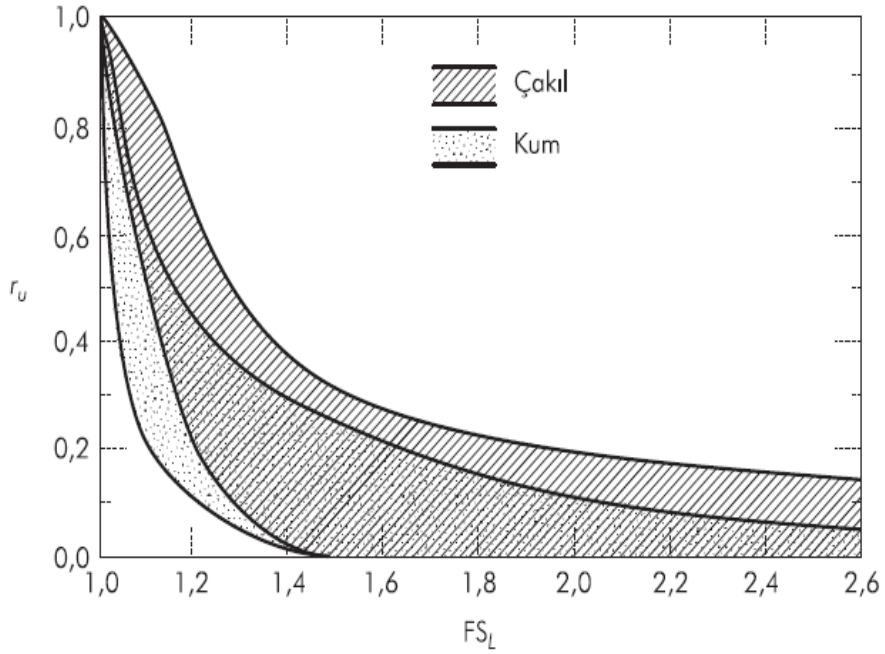
$$FS_L = \frac{\text{sıvılaşmanın oluşumu için gerekli devirsel kayma gerilmesi}}{\text{depremleoluşan eş değer devirsel kayma gerilmesi}}$$

$$FS_L = \frac{\tau_{dev,L}}{\tau_{dev}} = \frac{CSR_L}{CSR} \tag{3.10}$$



Şekil 3.38. Sıvılaşma zonunun teşhisinde kullanılan süreç.

Hesaplanan emniyet katsayısı 1'den büyük bile olsa, önemli miktarda aşırı boşluk suyu basıncı gelişebileceğine dikkat edilmelidir. Örnek olması bakımından, düz yüzeyli zeminlerde bu aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğü Şekil 3.39'dan hesaplanabilir. Efektif gerilmede böyle aşırı boşluk suyu basınçlarından ileri gelen azalmalar, zeminin rijitliğini azaltabilir ve gözenek basıncı sönümlenirken de önemli oturmalar meydana gelebilir.



Şekil 3.39. Düz zeminlerde rezidüel aşırı boşluk suyu basıncı ile sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısı arasındaki ilişki (Kayabalı'dan, 2003).

3.5.3.2. Devirsel birim deformasyon yaklaşımı

Sıvılaşmanın oluşumu için gerekli devirsel gerilmeleri etkileyen çok sayıdaki faktör, sıvılaşma direncinin devirsel gerilme yaklaşımıyla laboratuvarda değerlendirilmesini güçleştirmektedir. Seed (1976)'in de işaret ettiği gibi, in situ kum çökellerinin sıvılaşma karakteristikleri çok sayıdaki karmaşık faktörlerle belirlenmektedir (relatif sıkılık bunlardan sadece biridir) ve tasarım için zemin karakteristiklerinin seçiminde gerekli olan bu faktörlerin tamamının dikkatlice değerlendirilmesi gerekir.

Sıvılaşma problemi için daha kuvvetli bir yaklaşım geliştirmeye yönelik olarak Dobry ve Ladd (1980) ve Dobry vd. (1982), depremden kaynaklanan yüklemeyi ve sıvılaşma direncini devirsel gerilmelerle karakterize etmek yerine, devirsel birim deformasyonları kullanan bir yaklaşım tanımlamışlardır. Bu yaklaşım, kuru kumların sıkılaşmasının devirsel gerilmelerden ziyade devirsel birim deformasyonlar tarafından kontrol edildiğini ve altında sıkılaşmanın oluşmadığı eşik hacimsel birim deformasyonun varlığını gösteren deneysel bulgulara dayanmaktadır. Bir kumun kuru olduğu zamanki sıkılaşma eğilimi o kumun doygun iken boşluk suyu basıncı geliştirme eğilimi ile doğrudan ilişkili olduğundan, boşluk suyu basıncı gelişiminin devirsel gerilmeler yerine devirsel birim deformasyonlarla daha temel bir ilişkiye sahip olduğu söylenebilir.

Yükleme Şartlarının Karakterizasyonu**:** Devirsel birim deformasyon yaklaşımında depremden kaynaklanan yükleme, devirsel birim deformasyonlar cinsinden ifade edilir. Gerçek bir depreme ait devirsel birim deformasyonun zamana bağlı değişimi dengesiz ve düzensizdir. Yüklemeyi, laboratuvarda ölçülen sıvılaşma direnci ile karşılaştırmak için, üniform birim deformasyon devirlerinin eşdeğer dizisi ile temsil edilmelidir. Buradaki dönüştürme işlemi devirsel gerilme yaklaşımındaki ile benzerlik arz eder.

Devirsel kayma birim deformasyonunun zamana bağlı değişimi bir zemin tepki analiziyle hesaplanabilir. Devirsel gerilmelerle kıyaslandığında, devirsel birim deformasyonların doğru bir şekilde kestirilmeleri çok daha zor olduğundan, bu durum belki de devirsel gerilme yaklaşımının en zayıf yönünü teşkil eder (Seed, 1980). Dobry vd. (1982), (3.2) eşitliğindeki üniform devirsel gerilme genliğinden hareketle üniform devirsel birim deformasyon genliğini hesaplamak için basitleştirilmiş bir yöntem önermiştir:

$$\gamma_{dev} = 0{,}65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v r_d}{G(\gamma_{dev})} \tag{3.11}$$

Burada, $G(\gamma_{dev})$: zeminin $\gamma=\gamma_{dev}$'deki kayma modülüdür. (3.11) eşitliğinin iki tarafı da γ_{dev}'den etkilendiğinden, $G(\gamma_{dev})$'in değeri, ölçülen Gmax profilinden ve uygun modül azalım eğrilerinden iterasyonla elde edilmelidir. Birim deformasyon devirlerinin eşdeğer sayısı N deprem büyüklüğüne bağlıdır ve Şekil 3.24'den bulunabilir.

γ_{dev} belirlendikten sonra, eşik kayma birim deformasyonu γ_t ile karşılaştırılabilir. $\gamma_{dev}<\gamma_t$ olması durumunda boşluk suyu basıncı oluşmaz ve sonuçta sıvılaşma başlayamaz. Sıvılaşma tehlike analizi bu durumda sona erer. $\gamma_{dev}>\gamma_t$ olması durumunda ise, sıvılaşmanın oluşması mümkündür ve zeminin sıvılaşma direncinin değerlendirilmesi gerekir.

Sıvılaşma Direncinin Karakterizasyonu: Devirsel birim deformasyon yaklaşımı, sıvılaşma direncinin laboratuvar deneylerinden yorumlanmasını kolaylaştırır. Deneysel bulgular, sıvılaşmayı başlatmak için gerekli devirsel gerilmeleri arttıran faktörlerin (örnek; yoğunluk, zemin dokusu, birim deformasyon tarihçesi, aşırı konsolidasyon oranı, maruz kalınan basınç altında geçen süre) aynı zamanda zeminin kayma modülünü de arttırdığını göstermektedir. Bu faktörler hem τ_{dev}'i hem de G'yi benzer şekilde etkilediğinden, bunların $\gamma_{dev}=\tau_{dev}/G$ oranı üzerindeki etkisi çok azdır. Buna göre, devirsel birim deformasyonlar ile

yorumlandıklarında boşluk suyu basıncı oluşumu üzerinde çok az etkileri söz konusudur. Dobry ve Ladd (1980) bu sonuçla ilgili olarak çarpıcı bir bulgu elde etmiştir. Şekil 3.40'da, üç farklı ilksel efektif hücre basıncında üç değişik yöntem kullanılarak hazırlanmış iki kum örneğinde, birim deformasyon kontrollü 10 devirlik yükleme altında oluşan boşluk suyu basınç oranı görülmektedir. Oluşan boşluk suyu basıncının Şekil 3.40'da gösterilen devirsel birim deformasyon genliğinden başka faktörlere olan duyarsızlığı, devirsel birim deformasyon yaklaşımının en belirgin özelliğidir.

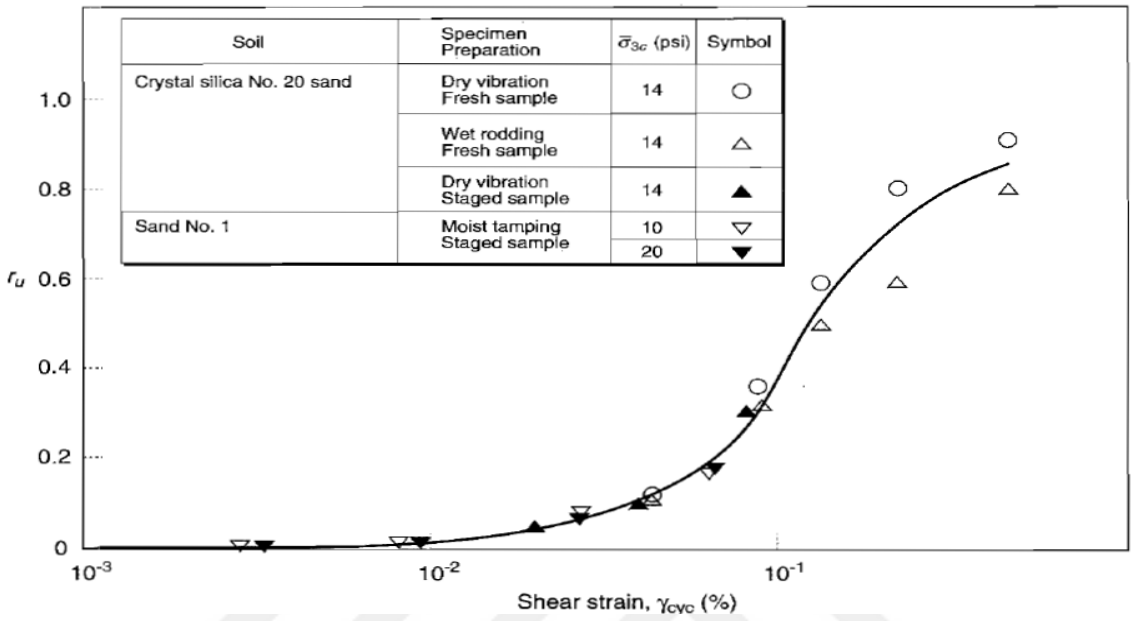
Dobry vd. (1984) sıvılaşma direncinin ölçümüne yönelik olarak $C_yT\text{-}\overline{CAU}$ olarak adlandırılan yeni bir eksenel burulmalı üç eksenli deney getirmişlerdir. Bu deneyde, içi dolu silindirik bir üç eksenli deney numunesi gerilme kontrollü statik deviatör gerilme altında anizotrop olarak konsolide edilmektedir. Daha sonra, gerilme kontrollü deviatör gerilmenin sabit kaldığı durumda ve drenajsız şartlarda birim deformasyon kontrollü tekrarlı burulma ile devirsel birim deformasyonlar uygulanmaktadır. Devirsel kayma birim deformasyonları numunede aşırı boşluk suyu basıncı oluşturur. Efektif gerilmelerin FLS'ye erişmesi ve sabit durum dayanımının da statik kayma gerilmesinden küçük olması durumunda, akma sıvılaşması oluşur. Arazide akma sıvılaşmasına maruz kalan zeminlerin davranışını en yakın şekilde modelleyen deney bu deneydir. Aşırı boşluk suyu basınçları devirsel kayma birim deformasyonları tarafından, fakat akma sıvılaşması ise statik kayma gerilmeleri tarafından oluşturulmaktadır.

Vasquez-Herrera ve Dobry (1988) aşırı boşluk suyu oluşumunu ve akma sıvılaşmasının başlangıcını incelemede $C_yT\text{-}\overline{CAU}$ deneyini kullanmışlardır. Vasquez-Herrera ve Dobry ayrıca birkaç kumda FLS'nin varlığını teyit ederek, sıvılaşmayı tetiklemek için gerekli aşırı boşluk suyu basıncının, artan ilksel asal efektif gerilme oranı ile azaldığını ve sıvılaşmayı tetiklemek için gerekli birim deformasyon devir sayısında azalma olduğunu gözlemiştir. N adet devirde sıvılaşmayı tetiklemek için gerekli devirsel birim deformasyonun genliği,

$$\gamma_{dev}=0{,}01+\left[\frac{r_{u,t}}{\alpha N_{eq}(2\text{-}r_{u,t})}\right]^{1/\beta} \tag{3.12}$$

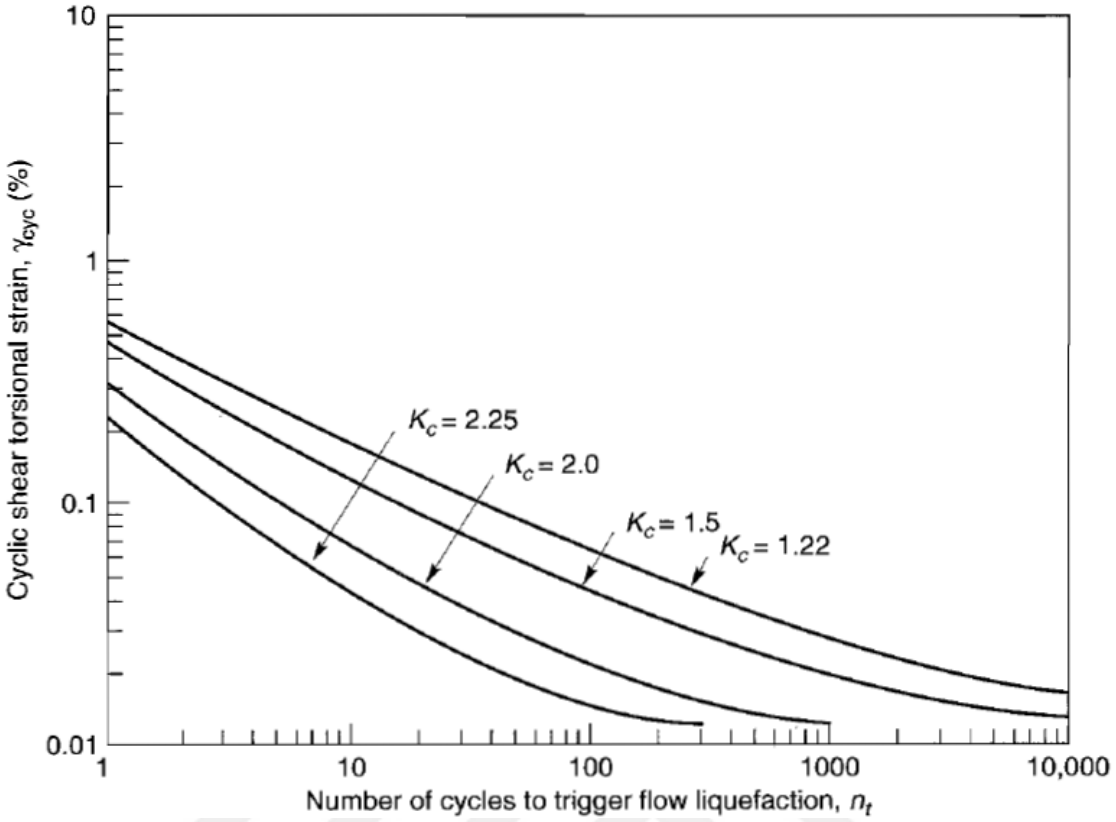
şeklinde ifade edilebilir. Burada α ve β: devirsel birim deformasyon yaklaşımıyla sıvılaşma direncini karakterize etmede kullanılan K_c'nin deneysel olarak tanımlanan

fonksiyonlarıdır. Aşırı boşluk suyu basıncının gelişme hızı, K_c tarafından da etkilenmektedir. Normalize edilmiş boşluk suyu basıncı, düşük K_c'lerdeki numunelerde ilk devirlerde daha çabuk artmaktadır (Şekil 3.42).



Şekil 3.40. Birim deformasyon kontrollü tekrarlı üç eksenli deneylerde 10 devirlik yüklemeden sonra ölçülmüş boşluk suyu basınç oranı (Dobry ve Ladd'den, 1980).

Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi: Sıvılaşma potansiyelinin devirsel birim deformasyonu yaklaşımıyla değerlendirilmesi, devirsel gerilme yaklaşımındakine benzer bir tarzda yapılabilir. Depremden kaynaklanan ve bir dizi N üniform birim deformasyon devrinin genliği ile karakterize edilen tekrarlı yükleme, aynı devir sayısında sıvılaşmayı başlatmak için gerekli devirsel birim deformasyon genliği cinsinden ifade edilen sıvılaşma direnci ile karşılaştırılır. Tekrarlı yüklemenin sıvılaşma direncini aştığı derinliklerde (Şekil 3.43) sıvılaşmasının oluşması beklenir. Yükleme ve direnç, gerilmeler yerine birim deformasyonlarla karakterize edildiğinden, devirsel birim deformasyon yaklaşımında sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısı söz konusu değildir.

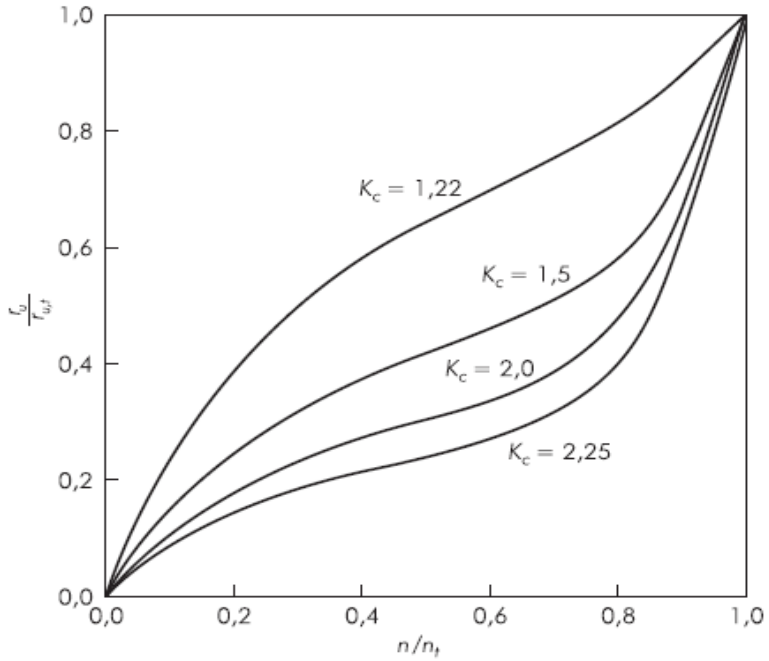


Şekil 3.41. Sıvılaşmış kumdan alınan kum örneğinin sıvılaşma direnç eğrileri. Kum için α=4,78 ile 1,91K_c arasında ve β=2,96 ile 0,78K_c arasında. İlksel kayma gerilmesi artarken sıvılaşma direncindeki önemli azalıma dikkat ediniz (Vasquez-Herrera ve Dobry'den, 1988).

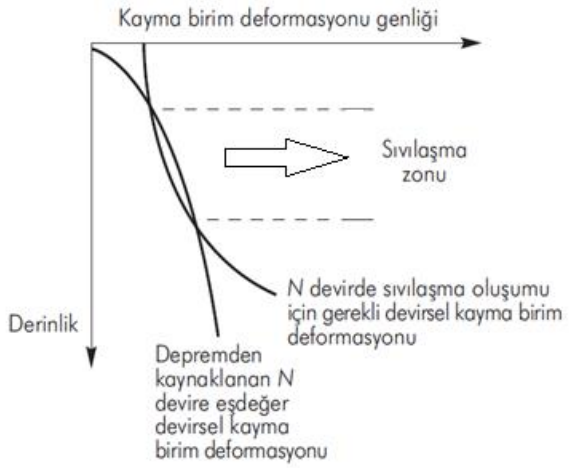
Devirsel birim deformasyon yaklaşımının başlıca üstünlüğü, boşluk suyu basıncı oluşumu ile devirsel birim deformasyon genliği arasındaki kuvvetli ilişkiden ileri gelmektedir. Belirli bir zeminin, devirsel birim deformasyonları kullanarak bulunan aşırı boşluk suyu basıncının güvenilirlik derecesi, devirsel gerilmelerle bulunanlara kıyasla daha yüksektir. Ancak, devirsel birim deformasyonların doğru bir şekilde kestirilmesi, devirsel gerilmelere kıyasla çok güçtür. Devirsel birim deformasyon yaklaşımı geoteknik deprem mühendisliği uygulamalarında devirsel gerilme yaklaşımı kadar sık kullanılmamaktadır.

3.5.3.3. Sıvılaşma başlangıcıyla ilgili diğer yaklaşımlar

Devirsel gerilme ve devirsel birim deformasyon yaklaşımları geoteknik deprem mühendisliğinde en sık kullanılan yaklaşımlar olsa da, bu konuda geliştirilmiş başka yaklaşımlar da vardır. Bunlardan dikkate değer olan ikisi sönümlenmiş enerji yaklaşımı ve efektif gerilmeye dayalı tepki analizi yaklaşımıdır. Giderek daha da kullanışlı hale getirilen ve verileri de giderek artan bu yaklaşımların kullanımı da muhtemelen artacaktır.



Şekil 3.42. İlksel kayma gerilmesinin farklı düzeylerine maruz kalan kumlarda boşluk suyu basıncı gelişiminin normalize edilmiş oranı (Dobry vd.'den, 1988).



Şekil 3.43. Devirsel birim deformasyon gerilmesi yaklaşımında sıvılaşma zonunun teşhis edilme süreci.

Sönümlenmiş Enerji Yaklaşımı: Sıvılaşma direncinin bir ölçüsü olarak sönümlenmiş enerjinin kullanımı birçok açıdan avantaj sağlamaktadır. Hem devirsel gerilmelerle hem de devirsel birim deformasyonlarla ilişkilidir. Stokastik deprem yer hareketleri ile, sadece pik yer hareketi parametrelerine dayalı yöntemlerin tek başına yeterli olamadığı tarzda çok yakından ilişkilidir. Skaler bir büyüklüktür ve temel deprem parametreleri ile ilişkilendirilebilir.

Kuru zeminlerin sıkılaşması, tanelerin yeniden düzenlenmesi ile ve dolayısıyla da enerjinin harcanmasıyla ilgilidir. Kuru bir zemin, tekrarlı yükleme altında sıkılaşarak minimum boşluk oranına doğru yaklaşırken, münferit zemin tanelerini yeniden düzenlemek için gerekli enerji miktarı da artmaktadır. Ancak, doygun bir zeminde sıkılaşma eğilimi boşluk suyu basıncının artmasına ve partiküller arası kuvvetlerin azalmasına neden olur. Bu temas kuvvetleri azalırken, zemin tanelerini yeniden düzenlemek için gerekli enerji miktarı da azalır. Nemat-vd. (1979) bu gözlemleri birleştirerek, drenajlı şartlardaki sıkılaşma ve drenajsız şartlarda boşluk suyu basıncı oluşumunu sönümlenmiş enerji ile ilişkilendiren basit, birleştirilmiş bir teori geliştirmiştir. Aşırı boşluk suyu basıncı ile sönümlenmiş enerjiyi deneysel olarak ilişkilendirmeye çalışan başka araştırmalar da yapılmıştır (örn.; Simcock vd., 1983; Law vd., 1990; Figueroa ve Dahisaria, 1991). Verilerin bir kısmı saçılmış vaziyette de olsa, aşırı boşluk suyu basıncı aşağıdaki bağıntıdan kestirilebilir.

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = \alpha W_N^B \tag{3.13}$$

Burada, W_N: boyutsuz bir enerji terimi (Law vd., 1990) ve α ile β da laboratuvar deneylerinden belirlenen katsayılardır.

Davis ve Berrill (1982), enerjiyi kullanarak sıvılaşma davranışının magnitüd ve uzaklık gibi temel deprem parametreleriyle ilişkilendirilme potansiyelini ortaya koymuştur. M magnitüdündeki depremden R mesafesindeki sismik dalgaların hesaplanan enerji içeriğini, deneysel sonuçlarla kalibre edilen basit enerji sönümlenme fonksiyonu ve sıvılaşma davranışının arazi gözlemleri ile birleştirerek, aşırı boşluk suyu basıncı için bir denklem geliştirilebilir:

$$\Delta u = \frac{450}{R_2 N_1^2 \sqrt{\sigma'_{v0}}} 10^{1,5M} \tag{3.14}$$

Burada, R metre cinsinden uzaklık; N_1: 1 ton/ft^2'lik (96 kPa) efektif örtü basıncına göre düzeltilmiş SPT direnci ve Δu ile σ'_{v0} 'ın birimleri de kPa cinsindendir. Law (1990) kumlardaki sıvılaşma yenilmesi için aşağıdaki kıstası geliştirmede enerji ilkelerini kullanmıştır:

$$\frac{10^{1.5M}}{2{,}28x10^{-10}N_1^{11,5}R^{4,3}} \geq 1{,}0 \qquad (3.15)$$

Burada, R: içmerkez uzaklığıdır (km).

Efektif Gerilmeye Dayalı Tepki Analizi Yaklaşımı: Zemin davranışının gerilme-birim deformasyon modellemesi uzun yıllardır yoğun bir şekilde araştırmalara konu olmuştur ve potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminlerin kompleks davranışını basit yapıcı modellerle temsil etmeye çalışmak son derece güç olmaktadır. Zeminlerin doğrusal olmayan gerilme-birim deformasyon davranışı, tekrarlı doğrusal olmayan gerilme-birim deformasyon modelleriyle ve ileri yapıcı modellerle tanımlanabilir.

Tekrarlı doğrusal olmayan gerilme-birim deformasyon modellerinde ampirik bir omurga eğrisi ve tekrarlı davranışı kontrol eden bir dizi boşaltma-yükleme kullanılmaktadır. Boşluk suyu basıncının kestirilmesi, boşluk suyu basıncının oluşumunu düzensiz tekrarlı yükleme şartlarından tahmin eden boşluk suyu basıncı modelleriyle yapılmaktadır (örn.; Martin vd., 1975; Ishihara ve Towhata, 1980; Finn ve Bhatia, 1981). Hesaplanmış olan boşluk suyu basıncı, efektif gerilme (ve zemin rijitliği) azalırken omurga eğrisini yumuşatmada veya küçültmede kullanılır.

Örnek olarak Martin vd. (1975) modelinde drenajsız bir yükleme artışında oluşan boşluk suyu basıncı, drenajsız şartlarda aynı yükleme artışında oluşan hacimsel birim deformasyon ile ilişkilidir.

Martin vd. (1981) laboratuvar deneyleri yapmadan bu sabitleri hesaplamak için bir yöntem geliştirmiştir. Tekrarlı doğrusal olmayan modeller ve boşluk suyu basıncı modelleri, doğrusal olmayan zemin tepki analizlerine dahil edildiğinde, boşluk suyu basınçlarının oluşumunu, yeniden dağılımını ve sönümlenmesini hesaplamak mümkün olmaktadır. Böylece, sıvılaşma tehlikelerini değerlendirmede bir zemindeki efektif gerilme şartları deprem sırasında ve sonrasında takip edilebilmektedir.

İleri yapıcı modeller çok değişik yükleme şartları altındaki zemin davranışını kestirmede daha kuvvetli bir yaklaşım sağlamaktadır. Böyle modeller, hacimsel ve deviatör gerilmelerdeki artıştan kaynaklanan hacimsel ve deviatör birim deformasyon artışlarını tanımlamaktadır. Drenajsız şartları temsil etmek için, hacimsel birim deformasyon artışını

sıfıra eşitlemek suretiyle, efektif gerilmelerdeki değişimler hesaplanabilir. Böyle modeller doğrusal olmayan zemin tepki analizlerine ve dinamik tepki analizlerine dahil edilebilirler. Örnek olarak, bir boyutlu doğrusal olmayan zemin tepki programı DYNA1D (Prevost, 1989) deprem sarsıntısı sırasında ve sonrasında aşırı boşluk suyu basıncının oluşumu, yeniden dağılımı ve sönümlenmesini kestirmek için, doğrusal olmayan, anizotrop ve histerezli zemin davranışını hesaba katmada iç içe yenilme yüzeyli yapıcı modeli kullanmıştır.

Probabilistik Yaklaşım: Sıvılaşma problemlerinde gerek yükleme ve gerekse direnç açısından belirsizliklerin pek çok potansiyel kaynağı vardır. Tekrarlı yüklemedeki belirsizlikler standart probabilistik sismik tehlike analizi kullanılmak suretiyle değerlendirilebilir. Sıvılaşma direnci ile ilgili belirsizlikler ise genellikle iki genel yöntemle değerlendirilmektedir.

Yöntemlerin bir grubu, boşluk suyu basıncı oluşumunu etkilediği laboratuvar deneyleriyle gösterilen parametrelerin probabilistik karakterizasyonuna dayanmaktadır. Haldar ve Tang (1979) basitleştirilmiş devirsel gerilme yaklaşımının parametrelerindeki belirsizliği karakterize etmiştir. Fardis ve Veneziano (1982) toplam gerilme ve efektif gerilme modellerinde benzer bir yaklaşım kullanmıştır. Chameau ve Clough (1983) deneysel verileri ve bir efektif gerilme modelini kullanarak boşluk suyu basıncı oluşumunu probabilistik olarak tanımlamıştır. Bu yöntemlerin her biri, belirli yükleme şartlarına karşı sıvılaşma olasılığını hesaplayabilmektedir. Bunların doğruluk dereceleri, kullandıkları sıvılaşma-boşluk suyu basıncı modeline ve model parametrelerindeki belirsizliklerin tanımlanmasındaki doğruluk derecesine bağlıdır.

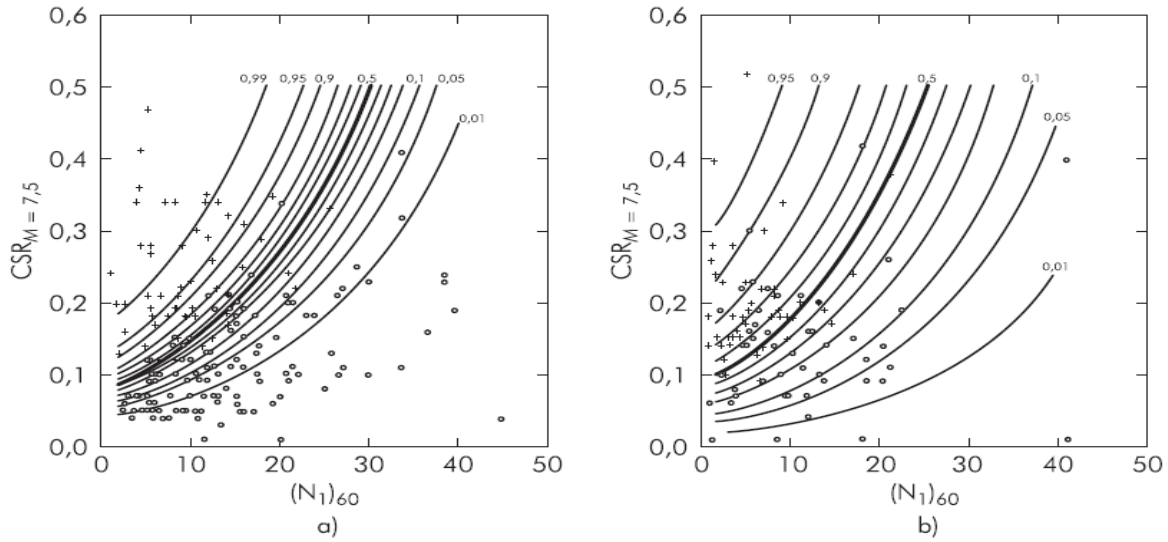
Alternatif bir yöntemler grubu da sıvılaşma direncinin yerinde deneylere dayalı karakterizasyonuna dayanmaktadır (örn.; Christian ve Swiger, 1973; Yegian ve Whitman, 1978; Veneziano ve Liao, 1984; Liao vd., 1988). Bu yöntemler, sıvılaşma olasılığını yükleme ve direnç parametrelerinin farklı kombinasyonlarına tayin eden değişik istatistiksel sınıflamalar ve regresyon analizleri kullanmaktadır. Örnek olarak, Liao vd. (1988) 278 olayı inceleyerek, sıvılaşma olasılığı için aşağıdaki ifadeyi elde etmiştir:

$$P_L = \frac{1}{1+\exp[-(\beta_0+\beta_1 \ln(CSR)+\beta_2 (N_1)_{60}]} \tag{3.16}$$

Buradaki β_0-β_2 parametreleri Çizelge 3.5'te verilmiştir. Temiz ve siltli kum durumları için sıvılaşma olasılığı eğrileri Şekil 3.44'te verilmiştir.

Çizelge 3.5. Liao vd.'den (1988). Temiz kum ile siltli kum arasında %12'lik bir ince tane sınırı kullanılmıştır.

Veriler	Olay Sayısı	β_0	β_1	β_2
Tüm durumlar	278	10,167	4,1933	-0,24375
Sadece temiz kum durumları	182	16,447	6,4603	-0,39760
Sadece siltli kum durumları	96	6,4831	2,6854	-0,18190



Şekil 3.44. a) Temiz kum (ince tane %12'den az), b) siltli kum (ince tane %12'den çok) için eş sıvılaşma olasılığı konturları (Liao vd.'den, 1988).

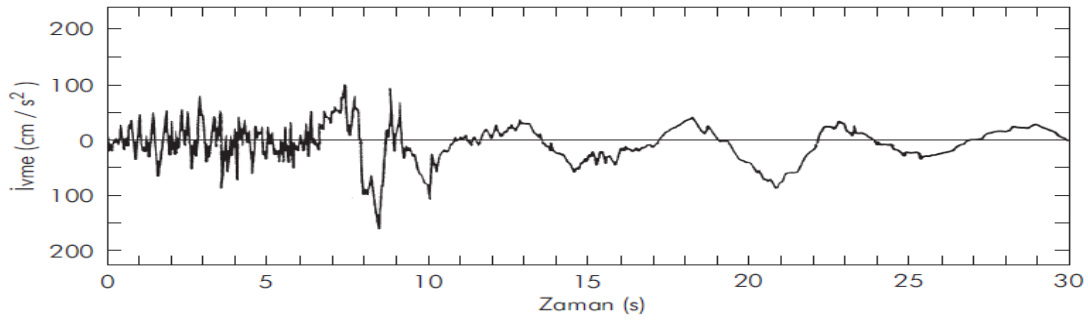
3.6. Sıvılaşmanın Etkileri

Sıvılaşma olayları, binaları, köprüleri, gömülü boru hatlarını ve diğer tesisleri birçok değişik şekilde etkileyebilmektedir. Sıvılaşma ayrıca yer hareketinin karakterini de etkileyebilir. Akma sıvılaşması, masif akma kaymaları oluşturarak ağır yapıların eğilmesine ve batmasına; gömülü hafif yapıların yüzmesine ve istinat yapılarının yenilmesine neden olabilir. Devirsel hareketlilik yamaçların kaymasına, binaların oturmasına, yanal yayılmaya ve istinat duvarı yıkılmasına neden olabilir. Düz zeminlerde yüzeyde önemli dalgalanma, zemin yüzeyi oturması, kum kaynamaları ve deprem sonrası duraylılık yenilmeleri gelişebilir.

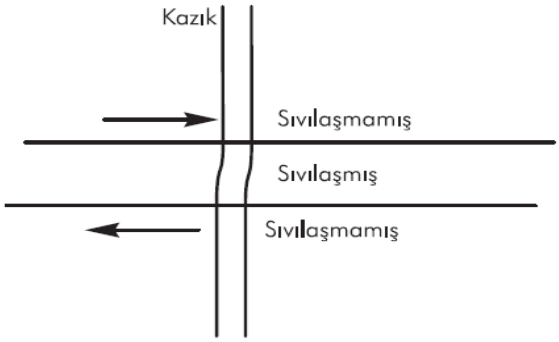
Sıvılaşma etkilerini anlamanın en iyi yolu, iyi raporlanmış olayları incelemektir. Geoteknik deprem mühendisliği sahasında düzenli olarak yayınlanan dergilere ek olarak, sıvılaşma olaylarına ait mükemmel bir derleme Hamada ve O'Rourke (1992)'de bulunabilir.

3.6.1. Yer hareketinin değiştirilmesi

Pozitif aşırı boşluk suyu basıncının gelişimi bir deprem sırasında zemin rijitliğinde azalmaya neden olur. Depremin başlangıcında nispeten rijit olan sıkılaşabilir bir zemin, hareketin sonuna kadar çok daha yumuşak bir hale gelebilir. Bunun sonucunda, yüzey hareketinin genliği ve frekans içeriği depremin başından sonuna kadar önemli şekilde değişiklik gösterir. En uç durumda ise, çok yüksek boşluk suyu basıncı oluşumları, çok ince bir zemin katmanının bile rijitliğinin (ve dayanımının) o kadar azalmasına neden olur ki, anakaya hareketinin yüksek frekans bileşenleri zemin yüzeyine iletilemez. Böyle bir etkinin bir örneği Şekil 3.45'te görülmektedir. Zemin içinde sıvılaşmadan kaynaklanan rijitlik azalımının hangi noktada başladığını tespit etmek zor değildir. Hem ivme genliği hem de frekans içeriği hareketin başlangıcından yaklaşık 7 saniye sonra önemli derecede değişmiştir. Boşluk suyu basınçları büyük olduğu zaman yüzey ivmelerinin genliğinin değiştiği gerçeği, düşük frekanslardaki düşük ivme genliklerinin büyük yer değiştirmeler oluşturmasından dolayı hasar potansiyelinin azalacağı anlamına gelmemelidir. Bu yer değiştirmeler özellikle gömülü yapılar, yeraltı boru hatları ve kazık temellerle desteklenen ve kazıkların sıvılaşabilir zona kadar indiği yapılar için çok önemli olabilir. (Şekil 3.46).

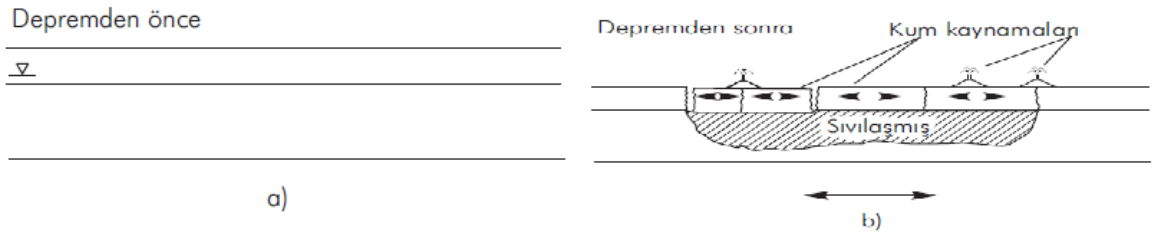


Şekil 3.45. 1964 Niigata depreminde sıvılaşabilir zemin üzerine oturan bir yakınındaki bir sahaya ait akselerogram (Aki'den, 1988).



Şekil 3.46. Yeraltındaki sıvılaşmanın kazık temeller üzerine potansiyel etkileri. Sıvılaşan katmanda gelişebilen büyük birim deformasyonlar o katman içindeki kazıklarda yüksek eğilme momentlerine neden olabilir.

Düz zemin yüzeyi altında belirli bir derinlikte gelişen sıvılaşma, sıvılaşan zemini yüzey zeminlerinden ayırarak büyük ve geçici zemin dalgalanmalarına neden olabilir. Yüzey zeminleri deprem sırasında açılıp kapanabilen fisürler vasıtasıyla çoğu zaman bloklara ayrılır (Şekil 3.47). Zemin dalgalanması sırasında genliği birkaç ft olan yer dalgaları gözlenmişse de, kalıcı deformasyonlar genellikle küçük olmaktadır. Youd (1993) 1989 Loma Prieta depremi sırasında San Francisco'nun Marina semtindeki kaldırımları kıran ve büken dağınık yer hareketlerinin çoğunu zemin dalgalanmalarına atfetmiştir. Ayrıntılı doğrusal olmayan zemin tepki analizleri kaba tahminler verse de, belirli bir sahadaki zemin dalgalanmasının genliğinin kestirilmesi çok güçtür.



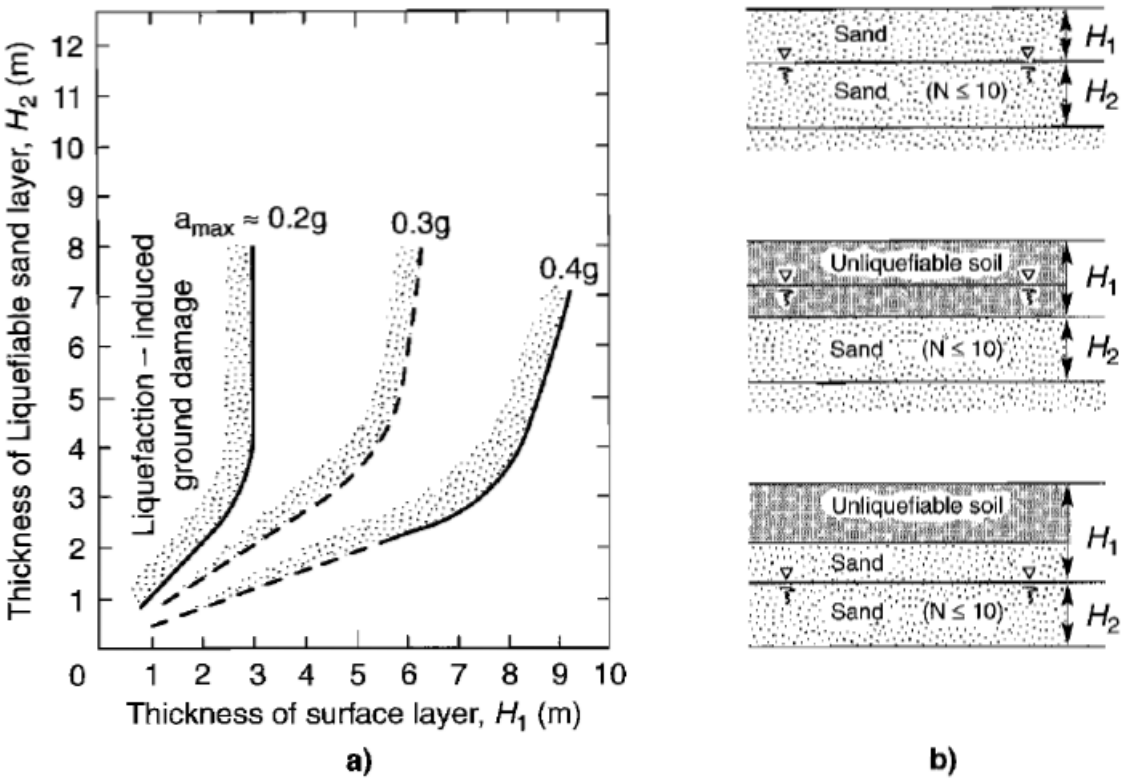
Şekil 3.47. a) Depremden önce, b) depremden sonra zemin dalgalanması (Kayabalı'dan, 2003).

3.6.2. Kum kaynamalarının gelişmesi

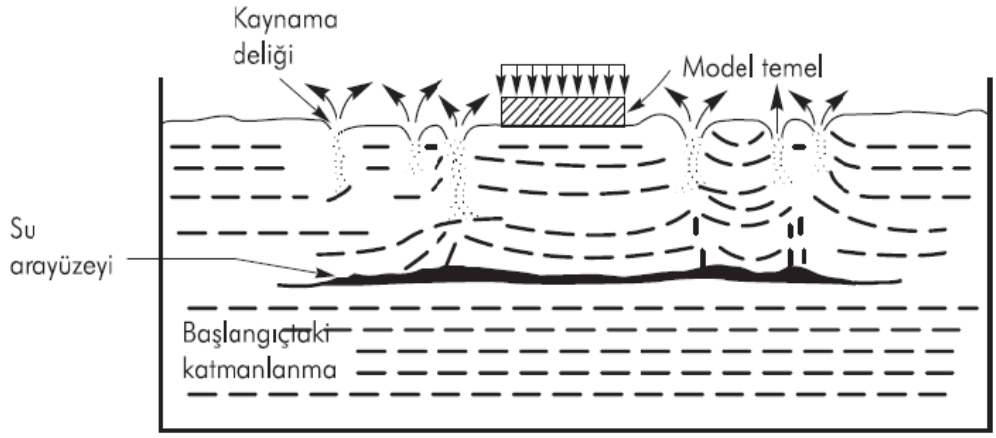
Sıvılaşma olayları çoğu zaman kum kaynamaları ile birlikte gelişir. Bir deprem sarsıntısı sırasında ve sonrasında, depremden kaynaklanan aşırı boşluk suyu basıncı çoğu zaman yukarı doğru akan gözenek suyu tarafından sönümlendirilir. Bu akış şekli, zemin partiküllerinde yukarı doğru etkiyen kuvvetler oluşturur [bu kuvvetler çökelin üst kısmını

gevşetmek suretiyle o zemini gelecekte oluşacak depremlerde sıvılaşmaya duyarlı hale getirebilir (Youd, 1984 a). Akışı sağlayan hidrolik eğimin kritik değere ulaşması halinde, düşey efektif gerilme sıfıra düşer ve zemin akıcı bir kıvama dönüşür. Böyle durumlarda, suyun hızı zemin partiküllerini yüzeye taşıyabilecek derecede olabilir. Arazide zemin şartlarının üniform olduğu durumlar çok nadir olup, kaçma eğilimindeki gözenek suyu, lokalize olmuş kırık veya kanallarda yüksek hızda akma eğilimindedir. Kum partikülleri bu kanallardan taşınarak zemin yüzeyine atılır ve sonuçta kum kaynaması gelişir. Kum kaynamalarının gelişmesi karmaşık ve biraz da rastgele bir süreçtir. Aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğüne ve yüksek aşırı boşluk suyu basınç zonunun üzerine gelen katmanın kalınlığına, geçirgenliğine ve örselenmemişlik derecesine bağlıdır. Sıvılaşmanın kanıtı olarak kum kaynamalarına güvenmek aldatıcı olabilir. Büyük derinliklerde veya ince katmanlarda gelişen sıvılaşma, kum kaynamaları oluşturmayabilir. Fakat düşük aşırı boşluk suyu basıncı, sığ derinlikteki kalın katmanlarda sıvılaşma oluşturabilir. Ayrıca, yüksek aşırı boşluk suyu basınçları gelişse bile, siltli kumun düşük geçirgenliği kum kaynaması oluşturan gözenek suyunun çabucak akmasını engelleyebilir. Ishihara (1985) 1983 Nihonkai-chubu depremi (M=7,7) ve 1976 Tangshan (M=7,7) depremine (Gao vd., 1983) ait değişik sıvılaşma hasar raporlarındaki zemin şartlarını incelemiş ve düz yüzeyli zeminde sıvılaşma hasarı oluşumunu engelleyecek örtü katman kalınlığını (Şekil 3.48) yaklaşık olarak bulmaya çalışmıştır. Bu tahminler zemin dalgalanmasına veya yanal yayılmaya duyarlı olmayan sahalara ait çok geniş veri tabanlarıyla teyit edilmiştir, fakat diğer bazı sahalardaki hasarı kestirmede yeterli değildir. (Youd ve Garris, 1995).

Kum kaynamalarının kendisi, mühendislik bakış açısından fazla önemli değildir. Fakat, yüksek aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunun yararlı belirteçleridir. Sarsma tablası (Liu ve Qiao, 1984) ve santrifüj deneyleri (Fiegel ve Kutter, 1992), gevşek katmanların boşluklarından drene olan gözenek suyunun daha az geçirimli seviyelerin altında birikerek su ara yüzeyleri oluşturduğunu (Şekil 3.49) göstermiştir. Su ara yüzeyleri, bir yolunu bulup zemin yüzeyine ulaştığında, kum kaynamaları gelişmektedir. Su ara yüzeyi oluşumlarında zemin partiküllerinin yeniden dağılımının etkisi de söz konusu olabilir. Özellikle su ara yüzeyinin hemen altındaki kum, yukarıdaki ara yüzeye doğru akan su tarafından gevşetilebilir. Böyle şartların eğimli bir yer yüzeyinin altında gelişmesi halinde, su ara tabakasının varlığı ve hemen altındaki gevşemiş kumun sabit durum dayanımındaki azalma, büyük akma deformasyonlarına katkıda bulunabilir.



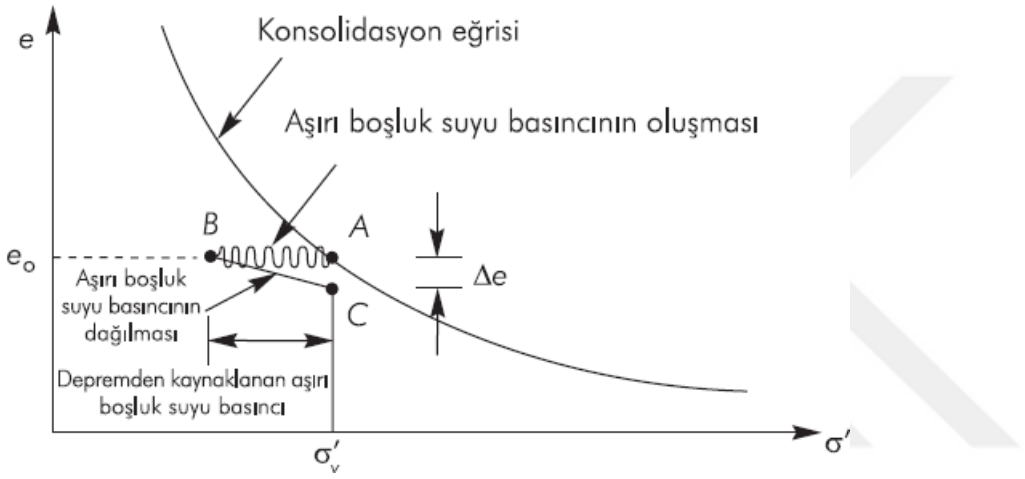
Şekil 3.48. a) Düz zemin sıvılaşmasının yüzeyde gözlendiği sahalarda sıvılaşabilir katman kalınlığı ile üzerleyen katman kalınlığı arasındaki ilişki, b) değişik katman kalınlıklarının değerlendirilmesi için kılavuz (Ishihara'dan, 1985).



Şekil 3.49. Liu ve Qiao (1984)'nun sarsma tablası deneylerinde su ara yüzeylerinin oluşumu (Kayabalı'dan, 2003).

Zemin yüzeyi oturmaları, depremden kaynaklanan boşluk suyu basıncının sönümlenmesi sırasında gelişen hacimsel birim deformasyonun sonucunda oluşur. Bu olay, bir zemin elemanı için Şekil 3.50'de şematik olarak sunulmuştur. Eleman, başlangıçta A noktasında drenajlı şartlar (sıfır aşırı boşluk suyu basıncı) altındadır. Deprem sarsıntısı, aşırı

boşluk suyu basıncının drenajsız şartlar altında birikmesine neden olur ve bu şekilde efektif gerilme de B noktasına geriler. Aşırı boşluk suyu basıncı gözenek suyunu boşluklardan dışarı süren bir hidrolik eğim oluşturur. Suyun akışı, aşırı boşluk suyu basıncı tamamen sönümlenene kadar (C noktası) hidrolik eğimi azaltır. Su gözeneklerden akarken elemanın hacmi azalır. Şekil 3.50'de açıkça görüldüğü gibi, hacim değişiminin büyüklüğü depremden kaynaklanan aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğü ile birlikte artmaktadır. Aşırı boşluk suyu basıncının akma sıvılaşması veya devirsel hareketlilik oluşturmaya yeterli olmayan düşük düzeylerinde bile deprem sonrası oturma gelişebilir.



Şekil 3.50. Depremsellikten kaynaklanan aşırı boşluk suyu basıncının dağılmasından dolayı oluşan deprem kökenli oturma süreci.

3.6.3. Oturma

Kumların deprem sarsıntısı sırasında maruz kaldığı sıkılaşma eğilimi konusunda çok çalışma vardır. Yeraltındaki sıkılaşma, yüzeydeki oturma şeklinde kendini göstermektedir. Depremden kaynaklanan oturma çoğu zaman sığ temel üzerine oturmuş yapıları etkilemekte; kazık temelli yapıların yeraltı hatlarına zarar vermekte ve genellikle sığ derinliğe gömülmüş olan yeraltı nakil hatlarında hasara yol açmaktadır.

Kuru kumlar çok çabuk bir şekilde sıkılaşır. Kuru bir kumun oturması genellikle deprem bitene kadar tamamlanmış olur. Doygun kumun oturması daha uzun zaman alır. Oturma sadece depremden kaynaklanan boşluk suyu basıncı sönümlenirken gelişebilir. Bu oturmanın oluşması için gerekli zaman, zeminin geçirgenliği ile sıkışabilirliğine ve drenaj yolunun uzunluğuna bağlıdır. Birkaç dakikadan bir güne kadar değişebilir.

Kumlarda depremden kaynaklanan oturmanın hesaplanması kolay bir işlem değildir. Karmaşık sismik yükleme şartlarında sonuçların daha az hassas olacağı kabul edilse de, statik oturma tahminlerinde %25 ile %50 arasında değişen hatalar yaygındır. Ancak, aşağıdaki yöntemlerin verdiği sonuçların, arazide gözlenen davranışların çoğu ile iyi bir uyum içerisinde olduğu gösterilmiştir.

3.6.3.1. Kuru kumlarda oturma

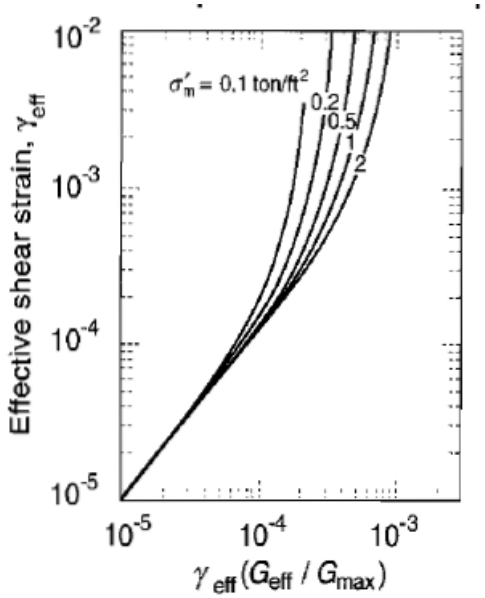
Deprem yüklemesine maruz kalan kuru kumların sıkılaşması; kumun yoğunluğuna, kumda oluşan devirsel birim deformasyonun genliğine ve deprem sırasında uygulanan kayma birim deformasyonunun devir sayısına bağlıdır (Silver ve Seed, 1971). Oturmalar, çok yönlü sallama için düzeltme yaptıktan sonra ayrıntılı zemin tepki analizleriyle (Seed ve Silver, 1972; Pyke vd., 1975) veya basitleştirilmiş yöntemlerle (Tokimatsu ve Seed, 1987) hesaplanabilir. Basitleştirilmiş yöntemde efektif devirsel kayma birim deformasyonu γ_{dev} sıvılaşma başlangıcı için önerilen devirsel birim deformasyon yaklaşımındakine benzer bir yöntemle hesaplanır,

$$\gamma_{dev} = 0{,}65 \frac{a_{max}}{g} . \frac{\sigma_v r_d}{G\gamma_{dev}} \qquad (3.17)$$

Kayma modülü γ_{dev} ile değiştiğinden, kayma modülü ile uyumlu γ_{dev}'in değerinin hesaplanması için birkaç iterasyon gerekebilir. G_{max} bilindiği zaman Şekil 3.51'den γ_{dev} bulunabilir. Sonra, efektif devirsel kayma birim deformasyonu, kumun relatif sıkılığı veya SPT direnci ile birlikte kullanılarak, sıkılaşmadan ileri gelen hacimsel birim deformasyon ε_c Şekil 3.52'den bulunabilir. Şekil 3.52'deki veriler M=7,5 depremine karşılık gelen 15 devirli birim deformasyona dayalıdır. Diğer büyüklükteki depremlerde sıkışmadan kaynaklanan hacimsel birim deformasyon, Çizelge 3.6'daki hacimsel birim deformasyon oranından bulunabilir.

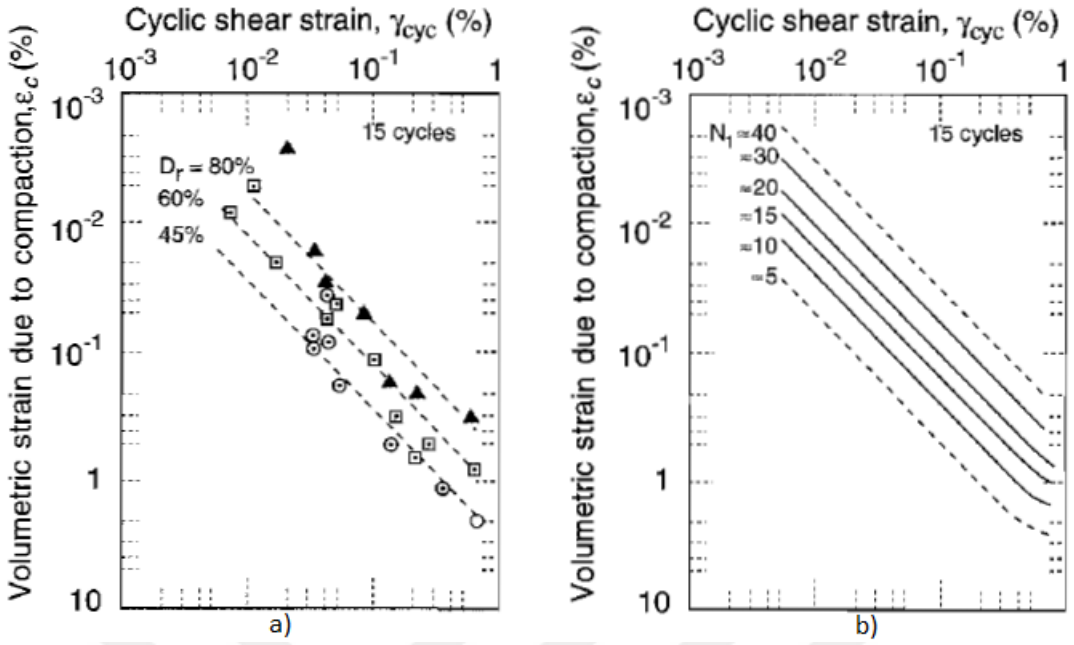
Çizelge 3.6. Deprem büyüklüğünün kuru kumların hacimsel birim deformasyonu üzerine etkisi (Tokimatsu ve Seed'den, 1987).

Deprem Büyüklüğü	$\frac{\varepsilon_{c,M}}{\varepsilon_{c,M=7,5}}$
$5^{1/4}$	0,4
6	0,6
$6^{3/4}$	0,85
$7^{1/2}$	1
$8^{1/2}$	1,25



Şekil 3.51. Kum çökellerinde efektif devirsel birim deformasyonun belirlenmesi için diyagram (Tokimatsu ve Seed'den, 1987).

Pyke vd. (1975)'nin deneysel sonuçlarına göre, çok yönlü sarsmanın etkisi, $\varepsilon_{c,M}$'yi ikiyle çarpmak suretiyle hesaba katılabilir. Pyke vd. (1975) ayrıca yer hareketinin düşey bileşeninin oturmada (yatay bileşenlerle oluşanın üzerinde) fazladan bir %50 artışa neden olabileceğini öne sürmüştür. Düşey hareketin etkisi Tokimatsu ve Seed (1987)'in basitleştirilmiş yönteminde doğrudan hesaba katılmamıştır. Rijitlik, yoğunluk ve kayma birim deformasyonu genliği tipik olarak derinlikle değiştiğinden, oturma hesabı yapılacak zemin genellikle alt katmanlara bölünür ve her katmanın oturması ayrı ayrı hesaplandıktan sonra toplam yer yüzeyi oturması bulunur.

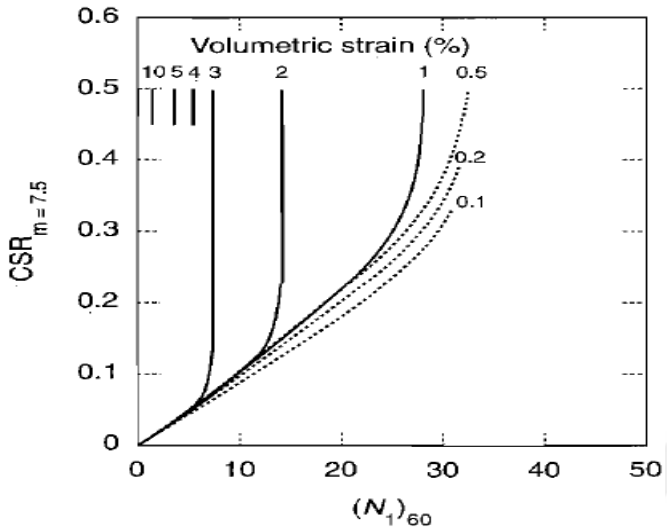


Şekil 3.52. a) Relatif sıkılık, b) standart penetrasyon direnci açısından; hacimsel birim deformasyon $\varepsilon_{c,M}$=7,5 ile devirsel kayma birim deformasyonu γ_{dev} arasındaki ilişki (Tokimatsu ve Seed'den, 1987).

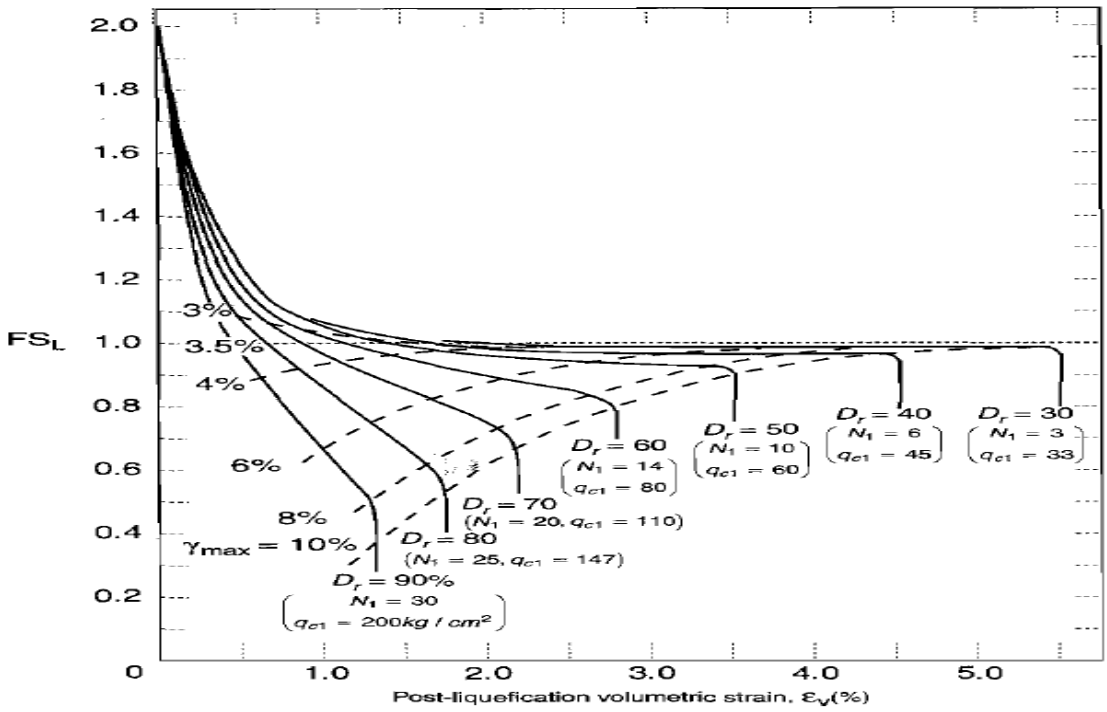
3.6.3.2. Doygun kumlarda oturma

Doygun kumların deprem sonrası oturmasını etkileyen faktörler; kumun yoğunluğu, kumda oluşan maksimum kayma birim deformasyonu ve depremin oluşturduğu aşırı boşluk suyu basıncının miktarıdır. Laboratuvar deneyleri, ilksel sıvılaşmadan sonraki hacimsel birim deformasyonun, relatif sıkılık ve maksimum kayma birim deformasyonu ile değiştiğini göstermektedir. Tokimatsu ve Seed (1987) M=7,5 depremindeki sıvılaşmadan sonra gelişen hacimsel birim deformasyonu, devirsel gerime oranı ile SPT direncinden doğrudan veren bir diyagram (Şekil 3.53) geliştirmiştir. Bu diyagramın hazırlanmasında kullanılan veriler; $(N_1)_{60}$ ile relatif sıkılık arasında bir korelasyon ile, sıvılaşmış zeminin $(N_1)_{60}$ değeri ile devirsel gerilmeden hesaplanan kayma birim deformasyonu potansiyelidir (Seed vd., 1984). Diğer deprem büyüklükleri için eşdeğer devirsel gerilme oranı (CSR_M) (3.2) eşitliğinden ve Çizelge 3.3'ten bulunabilir. Sıvılaşmadan sonraki hacimsel birim deformasyonun gevşek ile orta sıkı kumda %2-3 civarında ve çok gevşek kumlar için daha yüksek olduğuna dikkat ediniz. 5 m kalınlığındaki çok gevşek bir kum katmanı Japonya'da 1968 Tokachioki depreminden (M=7,9) sonra Hachinohe'de 50 ile 70 cm arasında değişen oturmalara neden olmuştur (Ohsaki, 1970). Japonya'daki 1995 Hyogo-ken Nanbu depreminden sonra Port Island ve Rokko Island'da 50 ile 100 cm arasında değişen oturmalar gözlenmiştir. Kum

kaynamalarının gelişmesi halinde deprem sonrası otumaların düzensiz olma ihtimali yüksektir. Sonuçta oluşan farklı oturmalar; yapılara, kaldırımlara veya yer yüzeyindeki veya altındaki boru hatlarına zarar verebilir.

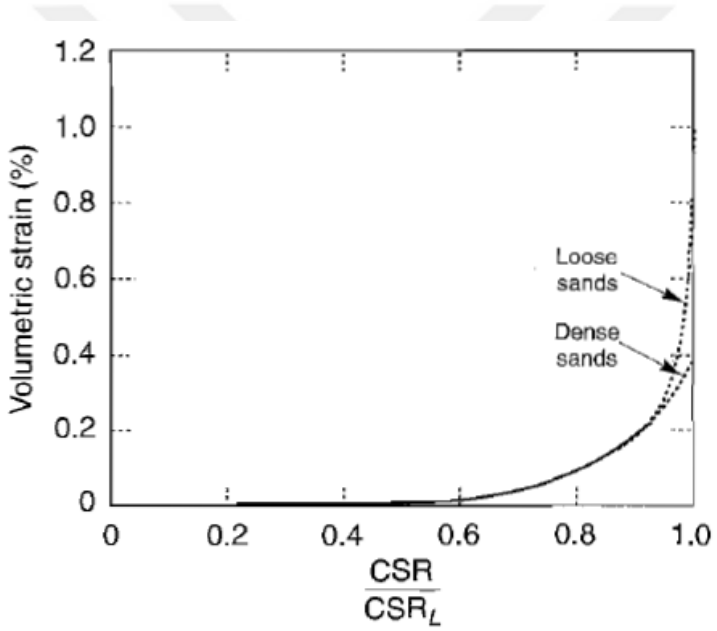


Şekil 3.53. Doygun kumlarda devirsel gerilme oranı ile standart penetrasyon direncinden hacimsel birim deformasyonu hesaplama diyagramı (Tokimatsu ve Seed'den, 1987).



Şekil 3.54. Temiz kumun sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyonunu, sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısının veya maksimum kayma birim deformasyonunun fonksiyonu olarak hesaplama diyagramı (Ishihara ve Yoshimine'den, 1992).

Kuvvetli yer hareketinin ürettiği aşırı boşluk suyu basıncı, birçok durumda ilksel sıvılaşma oluşturmaya yetecek büyüklükte değildir. Ancak, sönümlenen bu boşluk suyu basınçları, bir miktar hacim değişimine neden olabilir. Tokimatsu ve Seed (1987) Şekil 3.54'te görülen ilişkiyi elde etmek için, normalize edilmiş gerilme oranı CSR/CSR_L ile boşluk suyu basınç oranı ilişkisini (Tokimatsu ve Yoshimi, 1983) ve boşluk suyu basınç oranı ile hacimsel birim deformasyon ilişkisini (Lee ve Albaisa, 1974) kullanmıştır. Şekil 3.55, maksimum boşluk suyu basınç oranının %100'den küçük olduğu durumlarda hacimsel birim deformasyonu bulmada kullanılabilir. CSR, ilksel sıvılaşma (r_u=%100) için gerekli hacim değişiminin %70-80'inden büyük olmadığı sürece, deprem sonrası hacim değişikliklerinin oldukça küçük kaldığına dikkat edilmelidir.



Şekil 3.55. %100'den küçük boşluk suyu basınç oranları için deprem sonrası hacimsel birim deformasyonlar (Tokimatsu ve Seed'den, 1987).

Oturmanın oluşma hızı, sıvılaşan zeminin rekonsolidasyon özelliklerine bağlıdır. Rekonsolidasyon genellikle sıvılaşan zeminin tabanında başlar (Florin ve Ivanov, 1961; Heidari ve James, 1982) ve yukarı doğru ilerler. Rekonsolidasyon sırasında efektif gerilmelerdeki değişim logaritmik anlamda birkaç derece olduğundan, oturma hızlarını kestirmede doğrusal olmayan konsolidasyon modelleri gereklidir (Whitman vd., 1982; Scott, 1986).

3.6.4. Duraysızlık

Deprem tehlikeleri arasında en yıkıcı olanlardan biri de sıvılaşmadan kaynaklanan duraysızlıklardır. Bunların etkileri dünyanın değişik yerlerindeki sayısız depremde akma kaymaları, yanal yayılmalar, istinat duvarı yıkılmaları ve temel yenilmeleri şeklinde gözlenmiştir. Duraysızlık yenilmeleri farklı sıvılaşma olaylarından ileri gelebilir ve belirli bir yenilme durumunda tam anlamıyla bunlardan hangisinin sorumlu olduğu her zaman belirgin değildir. Ancak, bunların hepsi de sıvılaşan zeminin kayma dayanımından etkilenmektedir.

3.6.4.1. Sıvılaşan zeminin kayma dayanımı

Bir zeminin dengesini sağlamak için gerekli kayma gerilmeleri, o zeminin kayma dayanımını aştığında duraysızlık meydana gelir. Duraylı bir konuma erişmek için gerekli deformasyon miktarı, denge için gerekli kayma gerilmeleri ile sıvılaşan zeminin kayma dayanımı arasındaki farktan önemli ölçüde etkilenir. Sıvılaşan zeminin kayma dayanımının denge için gerekli kayma gerilmesinden biraz küçük olması halinde, kalıcı deformasyonlar da muhtemelen küçük olacaktır. Kayma dayanımı ile kayma gerilmesi arasındaki farkın büyük olması halinde ise, büyük deformasyonlar gelişebilir. Sıvılaşmadan kaynaklanan duraysızlıkların doğru bir şekilde değerlendirilmesi için, sıvılaşan zeminin kayma dayanımının sağlıklı bir şekilde ortaya konması gerekir.

Sıvılaşan zeminlerin kayma dayanımını hesaplamada üç farklı yaklaşım geliştirilmiştir. Bunlardan biri, dikkatli şekilde örselenmemiş numune alımına ve laboratuvar deneylerine dayalıdır. Diğeri, yerinde deney parametrelerine ve bilinen sıvılaşma olaylarının yorumlanmasına dayalıdır. Üçüncüsü de, sıvılaşan zeminin kayma dayanımını normalize edilmiş dayanım olarak almaktadır.

Laboratuvar Deneyi Yaklaşımı - Sabit Durum Dayanımı: Sıvılaşan zeminin davranışı sabit durum dayanımı tarafından kontrol edilir. Bazı deneysel çalışmalar, gerilme izi ve diğer faktörler tarafından etkilenebileceğini işaret etse de, kavramsal olarak sadece zemin yoğunluğunun bir fonksiyonudur. Sabit durum dayanımı çoğu zeminde yoğunluğa son derece duyarlıdır (yani yoğunluktaki küçük değişimler sabit durum dayanımında büyük değişimlere neden olabilir).

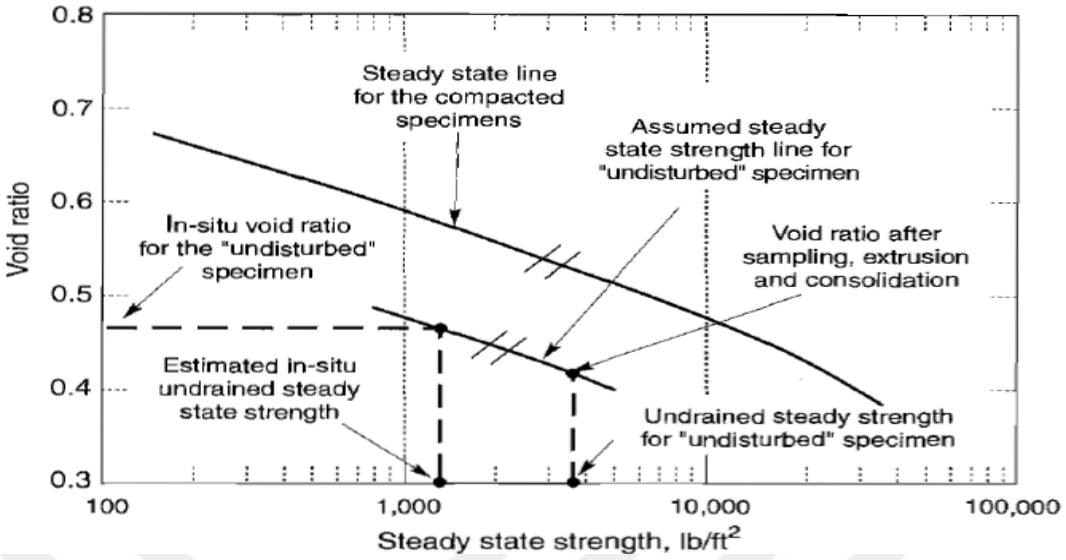
Kohezyonsuz zeminlerdeki numune alma “mükemmel” bir şekilde (yani herhangi bir örselenme olmaksızın) gerçekleştirilebilirse, belirli bir numunenin sabit durum dayanımı S_{su}, o numuneyi önce arazi şartlarında konsolide ettikten sonra uygun bir gerilme izi de takip edilerek, drenajsız şartlar altında sadece bir üç eksenli deneyde kesme uygulamak suretiyle bulunabilir. Numune alma, taşıma, hazırlama ve konsolide etme gibi aşamalardaki işlemler ne yazık ki laboratuvar numunesi test edilene kadar yoğunlukta değişimlere neden olmaktadır. S_{su}'nun yoğunluğa olan hassasiyeti bilindiğinden, laboratuvar örneğinin sabit durum dayanımı, arazideki boşluk oranına karşılık gelecek şekilde düzeltilmelidir. Poulos vd. (1985) arazideki sabit durum dayanımının ölçümü için aşağıda verilen dört basamaklı işlemi önermişlerdir. Bu yöntem Şekil 3.56'da şematik olarak sunulmuştur.

Bir veya daha fazla sayıdaki “örselenmemiş” numuneden in situ boşluk oranını belirleyiniz. Prosedürün tümü içinde en kritik ve en zor olanı budur. Poulos vd. (1985) kabul edilebilir örnekleme için üç yöntem önemiştir: (1) sabit piston örneklemesi, (2) zemini dondurduktan sonra karotlama ve (3) deney çukurlarından numune alma. Bu yöntemin başarılı olması bakımından, dikkatli numune alma işlemi hafife alınmamalıdır.

Yeniden yapılandırılmış numuneleri kullanarak, sabit durum çizgisinin yerini belirleyiniz. SSL'nin eğimi başlıca tane şeklinden etkilendiğinden, yeniden yapılandırılmış bir dizi numuneden elde edilen SSL'nin eğimi, yerinde zemininki ile aynı olmalıdır. SSL'nin çok üzerindeki ilksel gerilmelerde (büzülmeli davranışı temin etmek için) konsolide edilmiş beş veya altı deney yapılması önerilmektedir.

Örselenmemiş numunenin sabit durum dayanımını belirleyiniz. Birinci basamakta elde edilen bir numune üzerinde konsolidasyonlu-drenajsız bir üç eksenli deney yapılır. Makul birim deformasyon düzeylerinde sabit duruma erişildiğinden emin olmak için, (yine büzülmeli davranış oluşturmak için) konsolidasyonun yükseltilmiş düzeydeki efektif hücre basınçlarında yapılması önerilir.

Ölçülen sabit durum dayanımını, yerinde boşluk oranına göre düzeltiniz. Örselenmemiş numunenin SSL eğiminin yeniden yapılandırılmış numunelerinki ile aynı olduğunu varsayarak, örselenmemiş numuneyi tanımlayan noktadan (3. adımdan) önce SSL'ye paralel (2. adımdan) sonra da yerinde boşluk oranına (1. adımdan) çizgi çizmek suretiyle, arazideki sabit durum dayanımı bulunabilir.



Şekil 3.56. Sabit durum dayanımını hesaplama prosedürü (Poulos vd.'den, 1985).

Düzeltilmiş olan arazideki sabit durum dayanımı, daha sonra potansiyel sıvılaşma tehlikelerini değerlendirmede kullanılabilir. Bu işlem her ne kadar mantıklı bir işlem olsa da kullanıcı, özellikle yerinde boşluk oranı olmak üzere, bu sonuçların girdi parametrelerindeki belirsizliklere çok duyarlı olduğunu hatırdan çıkarmamalıdır. Kramer (1989) S_{su}'daki belirsizlikleri hesaplama konusunda bir yöntem öne sürmüştür.

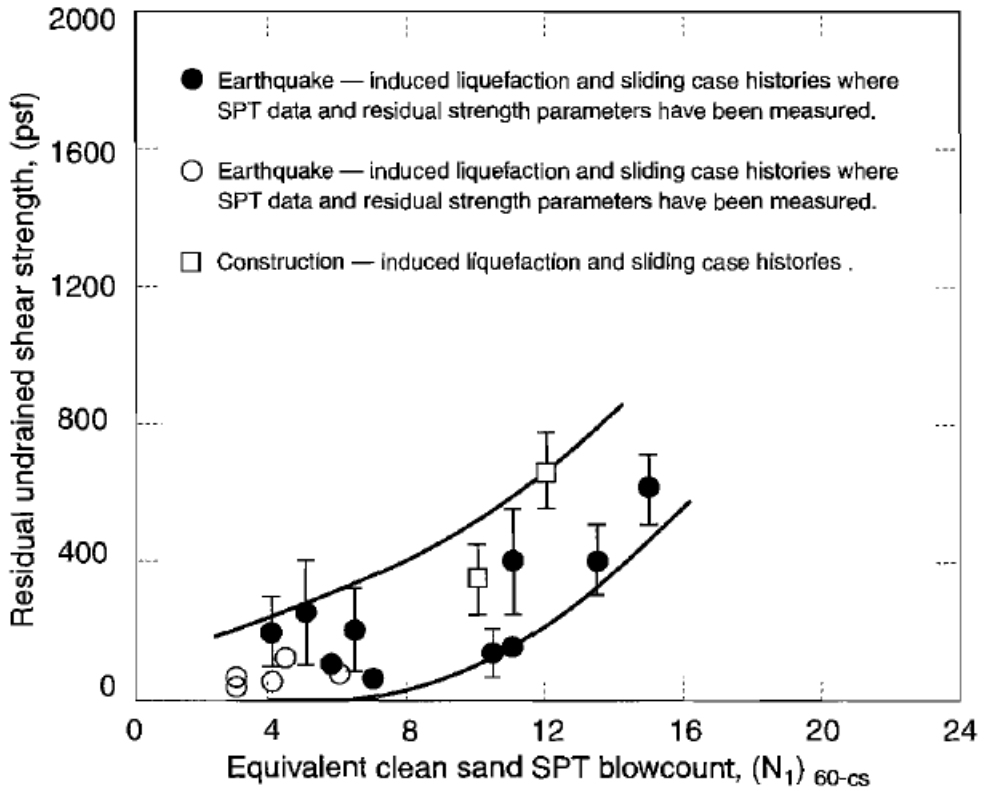
Yerinde Deney Yaklaşımı - Rezidüel Dayanım**:** Laboratuvar deneylerine dayalı yöntemlere bir alternatif olarak Seed (1986), gözlenen akma kaymalarında geri hesaplamadan bulunan görünür kayma dayanımı ile SPT direnci arasında bir korelasyon geliştirmiştir. Bu olaylarda sabit durum deformasyonlarına ait tüm şartların sağlandığı garanti edilemediğinden [gerçekten de Stark ve Mesri (1992) bazı akma kaymaları sükunet haline erişmeden önce kısmî drenaj şartlarının oluşabileceğini önermiştir], geri hesaplanmış dayanım rezidüel dayanım olarak adlandırılmaktadır. Seed ve Harder (1990) çoğu akma kaymalarını yeniden incelemiş ve yeni veriler de ekleyerek rezidüel dayanım ile eşdeğer temiz kumun SPT direnci arasında bir ilişki geliştirmiştir (Şekil 3.57). %10'dan daha fazla oranda ince tane içeren kumlarda eşdeğer temiz kum SPT direnci aşağıdaki bağıntıdan elde edilir:

$$(N_1)_{60\text{-}cs} = (N_1)_{60} + N_{düz} \tag{3.18}$$

Buradaki $N_{düz}$ Çizelge 3.7'den elde edilir.

Çizelge 3.7. Seed-Harder ve Stark-Mesri yöntemlerinden rezidüel drenajsız dayanımı bulmada tavsiye edilen ince tane düzeltmesi.

İnce Tane Yüzdesi	$N_{düz}$ (Seed-Harder)	$N_{düz}$ (Stark-Mesri)
0	0	0
10	1	2,5
15	-	4
20	-	5
25	2	6
30	-	6,5
35	-	7
50	4	7
75	5	7



Şekil 3.57. Rezidüel dayanım ile düzeltilmiş SPT direnci arasındaki ilişki (Seed ve Harder'dan, 1990).

Normalize Edilmiş Dayanım Yaklaşımı - Rezidüel Dayanım Oranı: Normalize edilmiş dayanım kavramı geoteknik deprem mühendisliği uygulamalarında kohezyonlu zeminler için sıkça kullanılmaktadır (Ladd ve Foot, 1974). Bu genel kavram, sıvılaşmış zeminlerin rezidüel dayanımına da uygulanabilir. Bu yaklaşımın en önemli üstünlüğü, belirlenmesi ilksel boşluk oranına göre çok daha kolay olan ilksel gerilmelerden rezidüel dayanımı hesaplamasıdır.

Sıvılaşabilir zeminin konsolidasyon eğrisinin ve sabit durum çizgisinin paralel olması halinde, sabit durum dayanımı, konsolidasyon gerilmesi ile orantılı (yani; S_{su}/σ'_{1c}= sabit) olmalıdır. Kumlu zeminlerin çok özel konsolidasyon eğrisi geliştirmediğinden dolayı, bu kavramın uygulaması karmaşıklaşmaktadır. Bu nedenle, S_{su}/σ'_{1c} belirli bir zemin için kesin bir değer değildir. Ancak, laboratuvar numunelerinin arazide mevcut efektif gerilme şartlarındaki boşluk oranı ve zemin dokusunda hazırlanması durumunda ölçülen rezidüel dayanım oranları arazi şartlarını temsil edebilir (Vasquez vd., 1990; Baziar vd., 1992; Ishihara, 1993). Vasquez vd. (1990) Aşağı San Fernando Barajı'nın siltli kumundan yeniden yapılandırılmış numunelerde $S_{su}/\sigma'_{1c} \approx 0{,}12$ olduğunu bulmuştur. Byrne vd. (1993) Duncan Barajı'nda dondurma-karotlama şeklinde elde edilen $S_{su}/\sigma'_{1c} \approx 0{,}21$ olduğunu bulmuştur. Normalize edilmiş dayanım yaklaşımı, yerinde kanatlı kesme deneyleriyle ölçülen rezidüel dayanımla da kullanılmıştır. Castro ve Troncoso (1989) Şili'deki üç atık barajı içindeki çok gevşek çökellerde (PI=20 ile 22 arası) kanatlı kesme deneyleriyle S_{su}/σ'_{1c} oranını 0,07 0,11 ve 0.08 olarak bulmuştur. Sardis Barajı temelindeki bir killi siltte (Finn vd., 1991) kanatlı kesme deneyi $S_{su}/\sigma'_{1c} \approx 0{,}075$ vermiştir. Sınırlı miktardaki mevcut veriler, normalize edilmiş dayanım yaklaşımının sıvılaşmış zeminlerin rezidüel dayanımının belirlenmesinde ümit veren pratik bir araç olduğunu göstermektedir. Bu veriler ayrıca rezidüel dayanım oranlarının geniş bir aralıkta değişebileceğini ve bunların değerlendirmesinin dikkatli, sahaya özgü inceleme ve deneyler gerektirdiğini işaret etmektedir.

Normalize edilmiş dayanım yaklaşımı, temel olarak sahaya özgü rezidüel dayanım oranının ölçülmesini gerektirir. Normalde, rezidüel dayanım oranının zeminden zemine değişmesi beklenir. Sözgelimi, iyi derecelenmiş köşeli bir kumun rezidüel dayanım oranı, üniform ve yuvarlak bir kumunkinden daha büyük olmalıdır. Rezidüel dayanımı etkileyen faktörlerin, yerinde deney sonuçlarını da etkilediğini varsayarak, rezidüel dayanım oranını arazi parametreleri ile ilişkilendirmek mümkündür. Stark ve Mesri (1992) arazi olaylarına ait geri hesaplanmış ve laboratuvarda ölçülmüş rezidüel dayanımları kullanarak, rezidüel dayanım oranı ile SPT direncini bağdaştırmıştır:

$$\frac{S_r}{\sigma_{v0}} = 0{,}0055(N_1)_{60\text{-}cs} \tag{3.19}$$

Buradaki $(N_1)_{60-cs}$ Çizelge 3.7'de verilen $N_{düz}$ değerlerinden hesaplanır. Bu işlem rezidüel dayanım oranının her ne kadar SPT direncinden belirleme üstünlüğüne sahip olsa da, (3.19) eşitliği, saçılmış ampirik verilerden türemiş tutucu bir yöntem olarak düşünülmelidir.

3.6.4.2. Akma yenilmeleri

Sıvılaşmadan kaynaklanan akma yenilmeleri, statik dengeyi sağlamak için gerekli kayma gerilmelerinin, sıvılaşan zeminin kayma dayanımından büyük olduğu durumlarda gelişmektedir. Bu durum birkaç değişik şekilde ortaya çıkabilir. National Research Council (1985) akma yenilmesi konusunda dört değişik mekanizma tespit etmiştir. Sıvılaşmadan kaynaklanan akma yenilmelerinin oluşturduğu deformasyonların hesaplanması son derece güçtür.

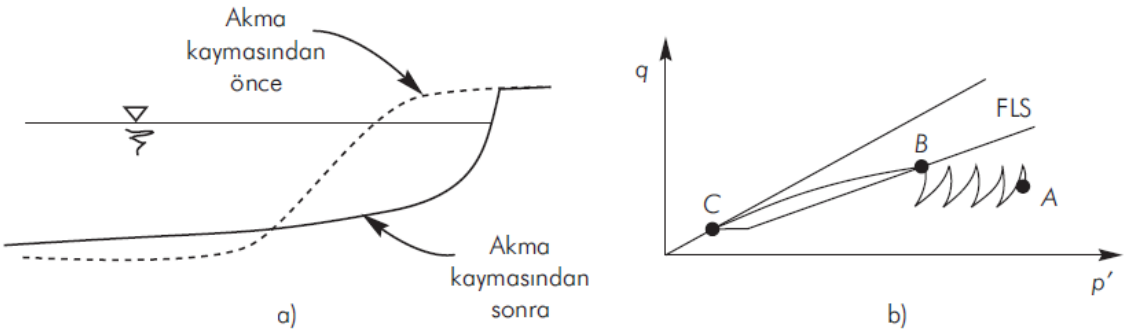
Akma Sıvılaşması Türü Yenilmeler (NRC'nin A Mekanizması): Akma sıvılaşması, önemli bir akma yenilmesi mekanizmasını temsil eder. Akma sıvılaşması tamamıyla drenajsız şartlarda oluşur. Gözenek suyunun hiçbir şekilde yeniden dağılımı (veya boşluk oranında bir değişim) söz konusu değildir. Akma sıvılaşması, bir zemin elemanındaki efektif gerilmeyi, başlangıç pozisyonundan akma sıvılaşması yüzeyine taşımaya yetecek kadar boşluk suyu basıncı oluştuğu zaman gelişmektedir. Bu durum meydana geldiğinde eleman duraysızlaşır ve zeminin o elemanında akma sıvılaşması türü yenilme başlar. Başka bir deyişle, akma sıvılaşması türü, yenilme sıvılaşmanın deprem sarsıntısı ile tetiklendiği yerlerde gelişir. Bu özellikler, akma sıvılaşması türü yenilme, ile akma yenilmelerinin diğer türlerini birbirinden ayırmada kullanılabilir. Akma sıvılaşması türü yenilmelerin oluşumu genellikle çabuktur ve sonuçta oluşan zemin hareketleri de büyüktür (Şekil 3.58).

Akma sıvılaşması türü yenilmeler ilerlemeli olarak gelişebilir (yani; küçük bir hacimdeki zeminde akma sıvılaşmasının başlaması yayılarak büyük akma yenilmeleri oluşabilir). Belirli bir lokasyonda akma sıvılaşması başladığı zaman, kayma direnci sabit durum dayanımına geriler. O lokasyonda karşı konulan statik kayma gerilmeleri komşu noktalara iletilerek, orada da akma sıvılaşması başlatabilir. Gerilmelerin yeniden dağılımları devam ederken sıvılaşma zonu da genişler. Sonuçta da büyük bir akma kayması gelişebilir.

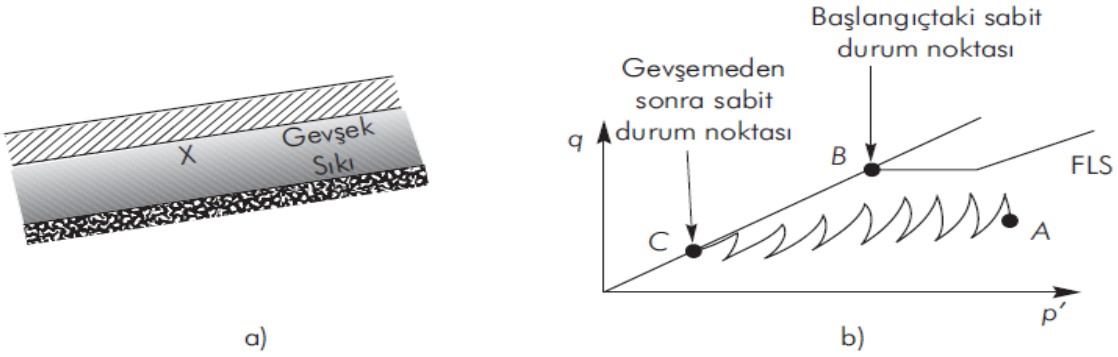
Yerel Gevşeme Akma Yenilmesi (NRC'nin B Mekanizması**)**: Sabit durum dayanımı çoğu zeminlerde yoğunluğa karşı çok duyarlı olduğundan, küçük bir gevşeme miktarı sabit durum dayanımını önemli ölçüde azaltabilir. Gevşeme, bazı durumlarda sabit durum

dayanımını denge için gerekli kayma gerilmesinin altına düşürerek, akma yenilmesi oluşturabilir.

Bir kum katmanının üzerinde deprem sırasında drenaja izin vermeyen daha az geçirgen bir seviyenin bulunması halinde kumun toplam hacmi sabit kalacaktır. Ancak, ilksel sıvılaşma şartına (sıfır efektif gerilmeye) erişilmesi durumunda, kum taneleri yerçekiminin etkisiyle yeniden düzenlenme eğiliminde olurlar ve bu şekilde katmanın alt kısmı daha sıkı; üst kısmı da daha gevşek bir durum kazanır. Yukarı kesimin statik kayma gerilmelerinden daha düşük bir sabit durum dayanımı değerine düşecek kadar gevşemesi durumunda Şekil 3.59'da görüldüğü gibi yerel gevşeme akma yenilmesi oluşur. Su ara katmanının kayma dayanımı sıfır olduğundan, akma yenilmesi kolaylıkla gelişebilir.



Şekil 3.58. a) Bir akma kaymasının, sıvılaşan malzemenin uzak mesafelere nasıl taşındığını ve düz yüzeylerde sükunete eriştiğini gösteren tipik enine kesiti, b) yenilen kütle içinde tipik bir elemanın gerilme şartları.

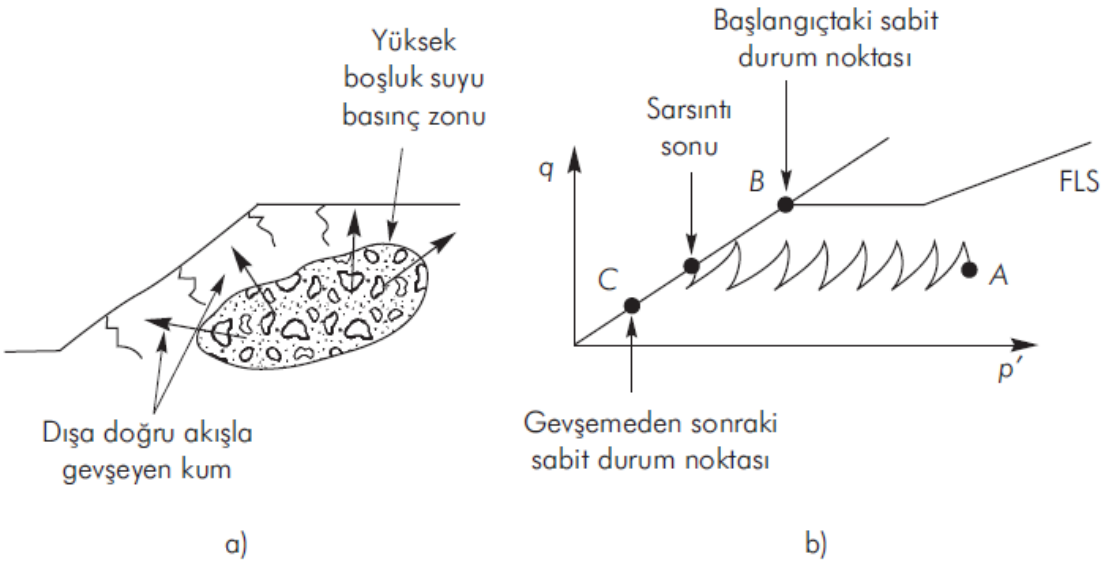


Şekil 3.59. Gevşemeden ileri gelen akma yenilmesi: a) toplam hacim sabit kalsa bile, kum katmanında tanelerin yeniden dağılımı lokal hacim değişimine neden olur, b) x ile işaretlenen noktadaki gerilme şartları.

Global Gevşeme Akma Yenilmesi (NRC'nin C Mekanizması**):** Derinde gelişen yüksek aşırı boşluk suyu basınçları bir deprem sırasında ve sonrasında gözenek suyunun

drenaj sınırlarına doğru akmasına neden olur. Şekil 3.60a'da gösterildiği gibi, akışın çoğunluğu genellikle zemin yüzeyine doğru yönlendirilmektedir. Sığ zeminlerde bu akışın neden olduğu gevşeme; sabit durum dayanımını, dengeyi sağlamak için gerekli kayma gerilmelerin altına kadar düşürebilir. Yerel gevşeme akma yenilmesindeki durumun aksine, bu şekildeki gevşeme başka bir lokasyondaki sıkılaşma ile dengelenmemektedir. Bu süreç Şekil 3.60b'de şematik olarak gösterilmiştir. Su daha sığ bir zemine akana kadar sabit durum dayanımı azalmadığından, depremden sonraki uzun bir süre içinde yenilme gelişmeyebilir. Yüzey zeminlerindeki çatlamalar da yenilmeye katkı sağlar.

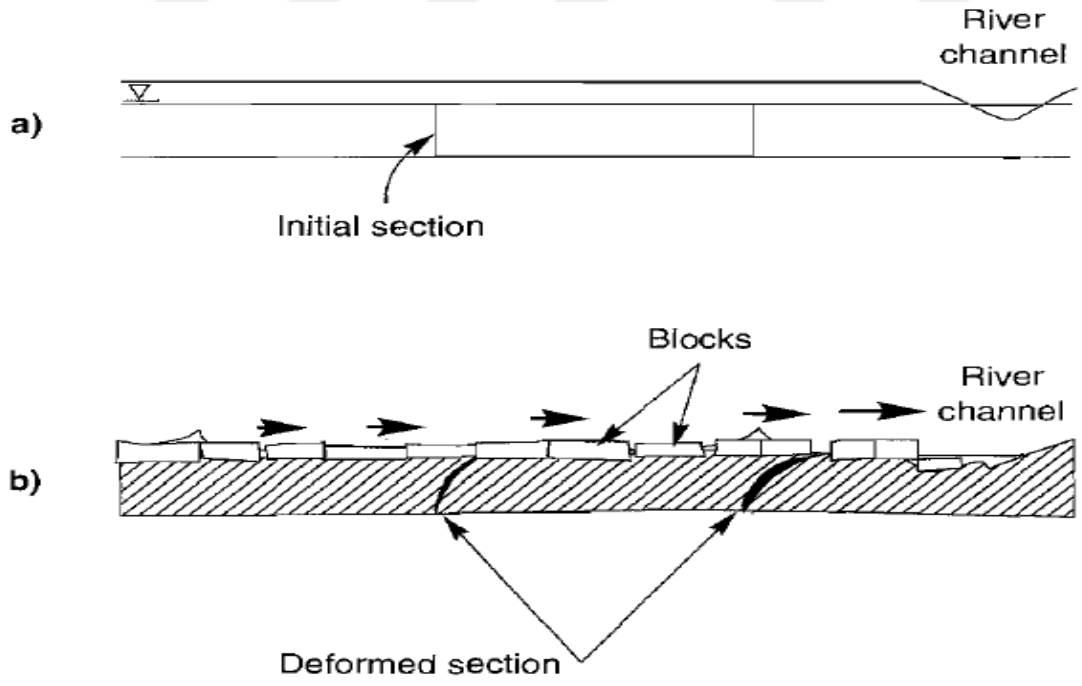
Ara yüzey Akma Yenilmesi (NRC'nin D Mekanizması): Akma türü yenilmeler, sıvılaşabilir bir zemin ile bir yapı arasındaki kayma dayanımının denge için gerekli kayma gerilmesinden küçük olduğu durumlarda da gelişebilir. Sürtünme kazıklarının saplanma şeklinde yenilmeleri (DeAlba, 1983) arayüzey yenilmesine bir örnektir. Çelik veya beton hazır kazık durumunda olduğu gibi, ara yüzeyin pürüzsüz olması durumunda arayüzey akma yenilmesinde hacim değişimine gerek yoktur ve bu nedenle de büzülmeli veya genişlemeli kumlarda gelişebilir.



Şekil 3.60. a) Zemin derinliklerinde depremden kaynaklanan boşluk suyu basıncının akmaya neden olarak yüzey zeminlerini gevşettiği yerde global gevşeme akma yenilmesi, b) yüzey zemin elemanının olası efektif gerilme izi. (Kayabalı'dan, 2003).

3.6.4.3. Deformasyon yenilmeleri

Sıvılaşmadan kaynaklanan yenilmelerin tamamında büyük yer değiştirmeler söz konusu değildir. Devirsel hareketlilik, depremin sonuna kadar büyüyerek geniş alanlara zarar verebilen küçük, artmalı ve kalıcı deformasyonlar oluşturabilir. Yanal yayılma, deformasyon yenilmesine bir örnektir. Şekil 3.61'de görüldüğü gibi, yanal yayılma, deprem sırasında yüzey katmanlarının yamaç aşağı veya serbest bir yüzeye doğru giderek ilerleyen bloklara bölünmesine neden olur (Şekil 3.2). Zemin yüzeyinde çatlaklar ve yanal yayılmanın taç kısmında dik yüzeyler gelişebilir. Yanal yayılmanın kenarlarında kayma zonları oluşur ve ayak ucu kısmında ise zeminde sıkışma veya kemerlenme meydana gelir. Yüzeyde oluşan bloklar yatay ve düşey yönde genellikle düzensiz şekilde hareket ederler. Yanal yayılmanın içinde kalan veya yanal yayılmanın tacı ile kesilen yapılar ve boru hatları birbirinden ayrılabilir. Yanal yayılmanın kenarlarına denk gelen borular kesmeye maruz kalabilir ve ayak ucu yakınındaki köprü ve boru hatları da kemerlenebilir. Yanal yer değiştirmeler genellikle birkaç cm'den bir-iki metreye kadar değişebilir. Fakat, depremin daha kuvvetli veya uzun süreli olması durumunda daha da büyük olabilir.



Şekil 3.61. Bir nehir yatağına komşu yanal yayılma: a) Depremden önce, b) depremden sonra. Sıvılaşan zeminin yanal hareketi (taralı alan) zemin katmanını çatlaklarla ayrılan bloklara böler. Bloklar birbirinden farklı olarak eğilebilir veya oturabilir ve yarıkla yarıklarda kum kaynamaları gelişebilir (Youd'dan, 1984b).

3.7. Boşluk Suyu Basıncı Oluşum Denklemleri

Boşluk suyu basıncı oluşum modelleri üç şekilde analiz edilmektedir. Bu yöntemler sırasıyla; gerilme tabanlı modeller, birim deformasyon tabanlı modeller ve enerji tabanlı modellerdir. Bu bölümde gerilme tabanlı modellere ve birim deformasyon tabanlı modellere değinilmiştir.

3.7.1. Gerilme tabanlı modeller

Lee ve Albaisa (1974) boşluk suyu basıncı oranı (r_u) ile çevrim sayısı oranını (N/N_L) ilişkilendirip gerilme tabanlı modellerin ilk temelini almışlardır. Daha sonra Seed vd. (1975) , bu çalışmanın sonuçları ve o demende mevcut bulunan deney verilerini kullanarak Denklem 3.20'de bulunan formülüzasyonu geliştirmiştir.

$$r_u = \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left\{ 2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/a} - 1 \right\} \right] \tag{3.20}$$

Burada α parametresi zemin özellikleri ve deney koşullarını temsil ettiği belirtilmiştir. Seed vd. (1975) bu parametrenin ortalama olarak kullanılmasını önerdiği değer 0,7 olmuştur. N ve N_L değerleri ise sırasıyla, uygulanan çevrim sayısı ve gerekli çevrim sayısını nitelemektedir.

Booker (1976), Seed vd.(1975) 'in geliştirdiği formülü basitleştirerek şu Denklem 3.21'deki gibi sunmuştur.

$$r_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right] \tag{3.21}$$

Denklem 3.21'deki parametreler Seed vd.(1975) ile aynı olarak kullanılmıştır

Yıllar içinde birçok araştırmacı tarafından çeşitli çalışmalarda kullanılan bu sayısal denklemler, yakın geçmişte Polito vd. (2008) tarafından istatistiksel metotlar ile değerlendirilmiş ve α parametresi gerilme oranı (CSR), ince tane oranı (FC) ve bağıl sıkılık (D_r) değişkenleri cinsinden Denklem 3.22'daki şekliyle gösterilmiştir.

$$\alpha=0{,}01166.FC+0{,}007397.D_r+0{,}01034.CSR+0{,}5058 \quad (3.22)$$

Bu ifade, ince dane oranı %35'ten küçük olan kum zeminler için verilmiştir. CSR'deki değişimler α değerini çok fazla etkilemediği tespit edilmiştir. Temiz kumlarda D_r'ye bağlı olarak α değerinin 0,73 ile 1,14 arasında değiştiği belirlenmiştir. Seed vd. (1975) tarafından önerilip diğer araştırmacıların da zaman içerisinde geliştirdiği bu sade ifade her ne kadar yaygın kullanılmakta olsa da N_L değerinin tanımı ve tahminine ilişkin belirsizlikler, ifadenin zemin sıvılaşması ile kayma birim deformasyon birikimi arasındaki davranış farkını ayıramamakta olması ve düzensiz deprem dalga hareketinin eşdeğer çevrim sayısına çevrilmesi gibi önemli problemleri teşkil etmektedir.

Baziar (2011) bu denklemlerden esinlenerek aşağıdaki formülü geliştirmiştir,

$$r_u=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left[\left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\theta}\right]+\beta\sqrt{\left[1-\left(2\frac{N}{N_L}-1\right)^2\right]} \quad (3.23)$$

Burada θ ve β farklı zemin tipleri için Çizelge 3.8'de verilmiştir. R^2 modelin deneye yaklaşımını veren parametredir. 1 değerine yaklaştıkça deney sonucuna yakınlığı artmaktadır.

Çizelge 3.8. θ ve β katsayıları (Baziar'dan,2011).

Zemin	θ	β	**R^2**
Kum	0,6-0,8	0-0,25	0,94
Kum + %15 silt	0,3.0,6	0,2-0,3	0,92
Kum + %30 silt	0,2-0,4	0,25-0,3	0,9
Kum + %60 silt	0,2-0,4	0,45-0,6	0,91
Silt	0,6-0,8	0,1-0,2	0,92

Park ve Ahn (2013) gerilme tabanlı, hasar parametresini kullanan boşluk suyu basıncı üretim modeli tasarlamıştır.

$$r_u=\frac{2}{\pi}\arcsin\left(\frac{D}{D_{r_u=1,0}}\right)^{\frac{1}{2\beta}} \quad (3.24)$$

Her bir zaman adımında D hasar parametresi şöyle hesaplanabilir,

$$D_{i+1}=D_i+\Delta D \tag{3.25}$$

$$\Delta D=2(CSR_{i+1}-CSR_t)^a \tag{3.26}$$

Artımlı bu formda üretim modeli şu şekilde olur,

$$dr_u=(r_u)_{i+1}-(r_u)_i=\frac{2}{\pi}\arcsin\left[\left(\frac{D_{i+1}}{D_{r_u=1,0}}\right)^{\frac{1}{2\beta}}\right]-\frac{2}{\pi}\arcsin\left[\left(\frac{D_i}{D_{r_u=1,0}}\right)^{\frac{1}{2\beta}}\right] \tag{3.27}$$

Burada r_u boşluk suyu basıncı oranı, D hasar parametresi, $D_{r_u=1,0}$ sıvılaşma başlangıcındaki hasar parametresi, CSR_t eşik kayma gerilmesi oranı, α düzeltme parametresi β ampirik sabit 0,7, v azaltma katsayısıdır.

α laboratuvar testlerinden elde edilen CSR-N eğrisi ile aşağıdaki formülüzasyon kullanılarak hesaplanabilen bir kalibrasyon parametresidir.

$$\alpha=\frac{1}{M}\sum_{i=1}^{M-1}\left[\left(\frac{\log(N_i/N_{i+1})}{\log(CSR_{(i+1)}-CSR_t)}\right)-\log(CSR_i-CSR_t)\right] \tag{3.28}$$

Burada M; CSR-N eğrisindeki toplam veri noktası sayısıdır.

$D_{r_u=1,0}$ hasar parametresi değeri D sıvılaşma başlangıcındaki hasar parametresi değeriyle aşağıdaki formül kullanılarak laboratuvar testlerinden elde edilen CSR-N eğrilerinden hesaplanabilir,

$$D_{r_u=1,0}=4N(CSR-CSR_t)^{\alpha} \tag{3.29}$$

3.7.2. Birim deformasyon tabanlı modeller

Martin vd. (1975) çalışmasında kuru kumlar üzerinde gerçekleştirilen birim deformasyon kontrollü laboratuvar deney verilerini kullanarak alternatif bir yöntem elde etmiştir. Birim deformasyon çevrimleri sebebiyle kuru kumların hacim birim deformasyon üretme davranışı ile suya doygun kumların boşluk suyu basıncı gelişim davranışları arasında Denklem 3.30'da verilen yarı ampirik ifade geliştirilmiştir

$$\Delta u=\bar{E}_r.\Delta\varepsilon_{vd} \tag{3.30}$$

Bu denklemde Δu boşluk suyu basıncındaki artışı, $\bar{E}_r$ tek boyutlu yük boşaltma eğrisinin başlangıç efektif gerilmesine karşılık gelen eğimini ve $\Delta\varepsilon_{vd}$ ise hacim birim deformasyondaki değişimi temsil etmektedir. Yazarlar bu ifadeleri Denklem 3.31 ve 3.32'daki gibi ifade etmişlerdir.

$$\bar{E}_r=\frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{m.k_2.(\sigma'_{v0})^{n-m}} \tag{3.31}$$

$$\Delta\varepsilon_{vd}=c_1.(\gamma-c_2.\varepsilon_{vd})+\frac{c_3.\varepsilon_{vd}^{\ 2}}{\gamma.c_4.\varepsilon_{vd}} \tag{3.32}$$

Burada σ'_v ve σ'_{vo} sırasıyla düşey efektif gerilmenin herhangi bir andaki ve başlangıç durumundaki değerlerini, γ ve ε_{vd} sırasıyla tekrarlı kayma ve biriken hacim birim deformasyonlarını, c_1, m, n, k_2 ise model katsayılarını göstermektedir. Bu ifade Finn vd. (1977) 'nin efektif gerilme tabanlı bünye modellerinin temelini oluşturmuştur. İlerleyen yıllarda Byrne (1991) denklemleri aşağıdaki gibi sadeleştirmiştir.

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma}=c_1\exp\left(-c_2.\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \tag{3.33}$$

Dobry vd. (1985), Dobry vd. (1982)'nin deneysel verilerden yaptığı çıkarımları ile Martin vd. (1975) yönteminden esinlenerek Denklem 3.34'deki modeli geliştirmiştir.

$$r_{u,N}=\frac{p.f.N_c.F.(\gamma_c-\gamma_{tvp})^b}{1+f.N_c.F.(\gamma_c-\gamma_{tvp})^b} \tag{3.34}$$

Burada γ_c ve γ_{tvp} sırasıyla tekrarlı kayma ve eşik hacim birim deformasyon değerlerini, f yüklemenin bir veya iki boyutlu olduğuna ilişkin bilgiyi temsil ederken, F, p ve b ise deneysel veri ile edilebilen model katsayılarını göstermektedir.

Söz konusu modeller, her ne kadar fiziksel kanunlara dayansa ve farklı ticari yazılımların bünyesinde yaygın olarak kullanılıyor olsalar da, belli sayıda malzeme

katsayısının hassas şekilde tahminini gerektiriyor olmaları nedeniyle, bu yöntemlerin doğru ve pratik kullanımlarının önünde kısıtlayıcı bir engel olduğu düşünülmektedir.

Carlton (2014) kumlarda kullanılan ampirik korelasyon yöntemiyle F ve p parametrelerinin hesabını aşağıdaki gibi formülüze ederek Denklem 3,34'te uygulamıştır.

$$F=3810.V_S^{(-1,55)} \tag{3.35}$$

$$b=(FC+1)^{0,1252} \tag{3.36}$$

Burada V_s kayma dalga hızını, FC ince yüzde cinsinden ince tane oranını, p farklı kum cinslerinde 1'in $\pm$ %7 değişkenliğinde olan değerdir. Laboratuvar bilgileri yoksa p=1 olarak alınır. Çizelge 3.9'da zemin tiplerine göre parametre dağılımları verilmiştir.

Çizelge 3.9. Matasovic ve Vucetic (1993) Kum örnekleri için boşluk basıncı üretim model parametreleri.(Carlton'dan,2014).

	Boşluk Suyu Basıncı Model Parametreleri							
Materyal	Referans	K(ft/sec)	v	f	p	F	s	γ_{tvp}
Heber Road alanı kumu PB; boşluk oranı 0.7; 15% ince tane oranı ; Vs ≈ 500-600 ft/s	Vucetic ve Dobry (1989)	$1.4x10^{-4}$	1	2	1,05	1,706	1,09	0,024
Heber Road alanı kumu PB; boşluk oranı 0.7; 22% ince tane oranı ; Vs ≈ 400-466 ft/s	Vucetic (1990)	$3.9x10^{-5}$	1	1	1,071	1,333	1,08	0,022
Wildlife alanı kumu A(WSA); boşluk oranı 0.84 to 0.85; 37% ince tane oranı ; N≈5;Vs≈350ft/s	Vucetic ve Dobry (1987)	$3.8x10^{-4}$	1	2	1,04	2,6	1,7	0,02
Bangding Kumu Kötü Derecelendirilmiş D_r = %40	Dobry vd. (1985)	$5.5x10^{-4}$	1	1	1	10,9	1	0,017

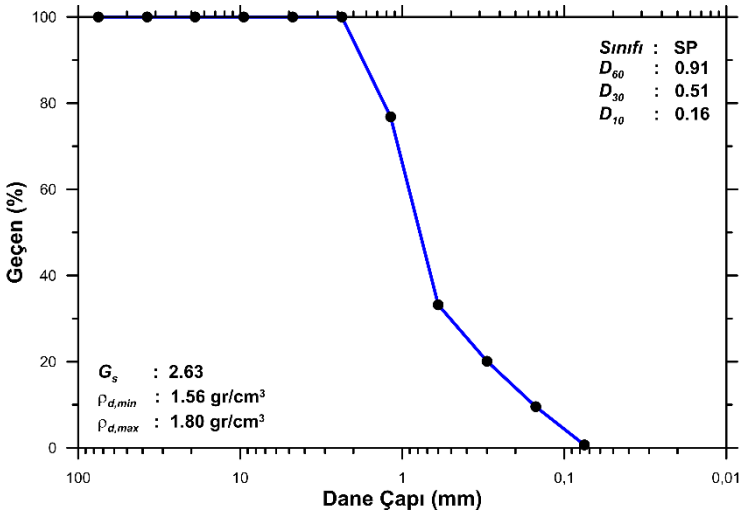
4. MATERYAL VE YÖNTEM

4.1. Materyal

Bu çalışmadaki deneyler, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Zemin Dinamiği Laboratuvarında bulunan dinamik üç eksenli deney sistemi ile gerçekleştirilmiştir. Dinamik üç eksenli deney sistemi, kapalı çevrim, elektro-hidrolik ve düşey yönde hareket kontrolü sağlayan servo valflerden oluşmuştur. Dinamik üç eksenli deney sistemi ile eksenel yük, eksenel deplasman, boşluk suyu basıncı ve hacim değişimleri ölçülebilmektedir. Deney kapsamında temiz kum olarak standart Podima kumu kullanılmıştır.

4.1.1. Temiz kum

Kullanılan kum numunesinin fiziksel özelliklerini belirlemek amacıyla standart zemin mekaniği laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Numuneye ait fiziksel özellikler sırasıyla ρ_{min} = 1.56 gr/cm^3, ρ_{maks} = 1.80 gr/cm^3, G_s. = 2.63, C_u = 5.68 ve C_c = 1.79 bulunmuştur. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre, kullanılan malzeme kötü derecelenmiş (uniform) kum (SP) sınıfındadır. Podima kumunun granülometri eğirisi Şekil 4.1'de gösterilmiştir.



Şekil 4.1. Podima kumu granülometre eğrisi.

4.2. Yöntem

Bu kısımda kısaca numunenin hazırlanması, deney sistemi ve yapılışı hakkında bilgi verilecektir.

4.2.1. Numune hazırlama yöntemi

Bu deneyde yaygın olarak 40 mm ya da 70 mm çapında numuneler kullanır. Çap/boy oranı 2 ile 2,5 arasında olmalıdır. Büyük çapa sahip numunelerin; tabakalanma gösteren ve/veya olası çatlaklar içeren zeminlerde kullanılması önerilmektedir. Bu deneyler için hazırlanan numunelerdeki tane çapının 6 mm'den küçük olması gerekir. Deney örselenmiş veya yoğrulmuş numuneler üzerinde yapılmakta olup, numuneler deneye aşağıda anlatılan şekilde hazırlanır.

Örselenmemiş numunelerin deneye hazırlanması: Numune deney aygıtına yerleştirilmeden önce alt ve üst düzeyleri düzeltilir. Numune düzeltmesi sırasında numune üzerinde meydana gelecek boşluklar aynı numune ile doldurulur. Numunelerin çapı ve boyu üç değişik yerden ölçülerek numunenin ortalama çapı ile boyu bulunur. Deneye başlamadan önce su içeriği, ağırlığı, kullanılacak yük halkası numarası kaydedilir. Numunenin su içeriğinde kayıp oluşturmadan deney gerçekleştirilir.

Yoğrulmuş numunelerin deneye hazırlanması: Numune kompaksiyon kalıbına istenen su içeriğinde sıkıştırılır. Sıkıştırılmış zeminden silindirik numuneler, silindirik numune alıcı kullanılarak elde edilir. Sonrasındaki işlemler örselenmemiş numunedeki aşamalarla aynıdır.

4.2.2. Dinamik üç eksenli deney

Arazide zemin üç eksenli gerilme etkisi altında bulunduğu için gerçeğe en yakın kayma dayanımı parametreleri arazi deneylerinden elde edilir. Zeminlerin sismik yükler altındaki davranışını analiz etmek için birçok deney yöntemi bulunmaktadır. Bunlar dinamik üç eksenli basınç deneyi, dinamik kesme deneyi, rezonant kolon deneyi ve dinamik burulma deneyidir. Zeminlerde sıvılaşma ve kayma analizini yapmak için en çok kullanılan deney dinamik üç eksenli basınç deneyidir. Bu deney silindirik numunelerinin üç eksenli yükleme ile dayanımlarının tayinine ilişkin bir deney olup zeminlerin değişik yanal basınçlarda

kayma dayanımları, içsel sürtünme açısı, kohezyon değeri, deformasyon modülü gibi elastik özellikleri ve dayanımlarının saptanması gibi gerekli verilerin de bulunmasını kapsar. Tez çalışmasında dinamik üç eksenli deney kullanılmıştır.

Dinamik üç eksenli deney zeminlerin dinamik özelliklerini öğrenmek amacıyla 1960'lı yıllarda kullanılmaya başlanmıştır. Dinamik üç eksenli basınç testi deneylerinin standartı olarak ASTM D 5311 ve ASTM D 3999 standartları uygulanır.

4.2.2.1. Deneyde kullanılan araçlar

Tüplerden numune çıkartmak için uygun çaplarda numune çıkarıcılar kullanılır. Yükleme aleti (Şekil 4.2) yaklaşık 50 kN yükleme kapasitesine sahip (değişkenlik gösterebilir) 0,05-10 mm/dk arasında değişken hıza sahiptir. Yanal basınç pompası, hücreye seçilen çevre basıncını iletmek ve bu basıncı sürekli tutmak için gerekli olan sistemdir. Bu sistem ayrıca bir de manometre içermektedir. Üç eksenli basınç hücresi, içerisine numune yerleştirmek üzere açılıp kapanabilen ve 1000 kPa iç basınca dayanan malzemedir. Yük ölçer, kalibre edilmiş ve 20 kN kapasiteli bir yük ölçer deneyler için uygundur. Ancak yüksek çevre basınçlarının uygulandığı durumlarda daha yüksek kapasiteli yük ölçerlere ihtiyaç duyulur. Kauçuk kılıf (membran), bu membranların kalınlıkları 0,05-0,25 mm arasında değişim gösterir. Eksenel deformasyon ölçer, en az 25 mm hareketli ve 0,01 duyarlılığında olmalıdır. Geri kalan ara araçlar ise tel testere, metal cetvel, hassasiyetli terazi, poroz taşı ve su içeriğini belirlemek için gerekli araçlardır.



Şekil 4.2. Dinamik üç eksenli deney test aleti.

4.2.2.2. Deneyin yapılışı

Sistemin ana su tankına belirli miktarda su doldurulur. Vakum pompasıyla sudaki hava alınır. Alt ve üst başlığın çevresine sızdırmazlık için silikon gres sürülür. Alt başlık üzerine poroz taş ve taşın üstüne filtre kâğıdı yerleştirilir. Membran silikon gres sürülen alt başlığa geçirilir. Contalar membrana sabitlenir. Contalar alt başlıktaki membranın üstüne sabitlenmesi için metal halka takılır. Üç parçadan oluşan metal kalıplar düz bir yüzeyde birleştirilir ve yüksekliklerinin aynı olmasına dikkat edilir. Kalıpları birbirine sabitlemek için çevresine kalıp halkası geçirilir. Kalıp üzerine kalıp halkasının üstüne doğru iki adet conta geçirilir. Metal sıkıştırma kalıp sistemi membranın çevresinden geçirilir ve alt başlığa oturtulur. İçerideki membran sıkışma kalıbının çevresinde katlanmayacak şekilde gerdirilmelidir. Membranın kalıp iç yüzeyine yakışması için kalıp yüzeyinde bulunan hortumla vakumlanır. Önceden istenilen sıkılık oranına bağlı olarak belirlenen numune miktarı, kalıp içerisinde sıkıştırılır. 70 mm çapında 140 mm yüksekliğinde silindirik numune elde edilir. Bu çalışma kapsamında bütün numunler %40 relatif sıkılıkta sıkıştırılmıştır. Üzerine filtre kâğıdı daha sonra da poroz taşı konulur. Numuneye üst adaptör ve üst başlık takılır. Sıkıştırma kalıbı çıkarılmadan önce numunenin kendini tutabilmesi için hava boşlukları vakumlanır. Vakum esnasında sızdırmazlığın sağlanıp sağlanmadığı veri ekranındaki basınç kısmından kontrol edilir. Uygulama sonunda kalıp takımı dikkatlice çıkartılır. Hücre çemberi alt tabladaki yerine cıvata delikleri aynı hizada olacak şekilde dikkatli ve yavaş bir biçimde takılır. Su tankı vanaları açılarak hücre içerisine tamamen su girişi yaptırılır. Hücre tamamen dolduğunda hücre üstündeki vida ile conta sıkılaştırıp kapatılır. Vanalar kapalı hale getirilir. Doyurma işlemi başlatılır. Hücre basıncı ile geri basınç farkı sabit olacak şekilde karşılıklı arttırılır. Her basınç arttırma aşamasında basınç gelişmeleri, numuneye su hacmi girişi ve su hacim değişimi cihazının deformasyon seviyesi kontrol edilir. Hücreye su alımı azaldığında ve B değeri 1'e yaklaştığında doyurma aşaması sonlandırılır ve konsolidasyon aşamasına başlanır. Bu çalışmada yapılan deneylerde konsolidasyon aşamasına geçiş B=0.96 sonrası gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmada numuneler izotropik konsolide edilmiştir. Bu yatay ve düşey efektif gerilmenin eşit olmasıdır. Konsolidasyonun amacı kayma direnci ölçümü için gerekli efektif gerilme altındaki denge durumunun bulunmasıdır. Daha sonra tekrarlı yük uygulamasına geçilir.

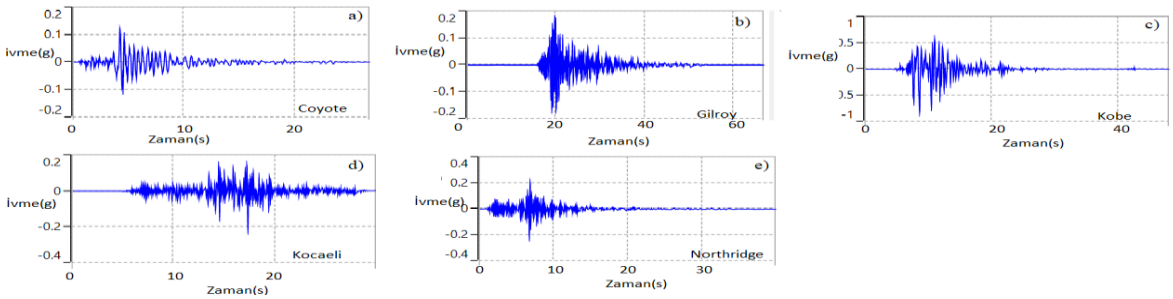
Tekrarlı yükleme esnasında çevre basıncı sabit olur ve zamana bağlı boşluk suyu basıncı, eksenel deformasyon, eksenel yük değişimleri ölçülür. Ölçümler sonucu alınan değerler bulgular kısmımızda boşluk suyu basınç oluşum modellerinin (Bkz. Bölüm 3.7) parametrelerinde kullanılacak ve veriler irdelenecektir.

5. BULGULAR VE TARTIŞMA

Kumlarda tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncı gelişiminin araştırılmasında üç farklı yükleme ve altı farklı sismik deprem hareketi kullanılarak toplamda on sekiz adet deney sonucu elde edilmiştir. Bu deney sonuçları boşluk suyu basıncı oluşum modelleriyle karşılaştırılmıştır. Modellerin deney sonuçlarına uyumluluğu irdelenmiştir. Toplamda dört farklı boşluk suyu basıncı oluşum modeli kullanılmıştır. Bunlardan üç tanesi gerilme tabanlı model olup bir tanesi de birim şekil deformasyon tabanlı modeldir. Sonuçlar boşluk suyu basıncı oranı ve zaman parametreleri ilişiğinde grafiklere işlenmiştir.

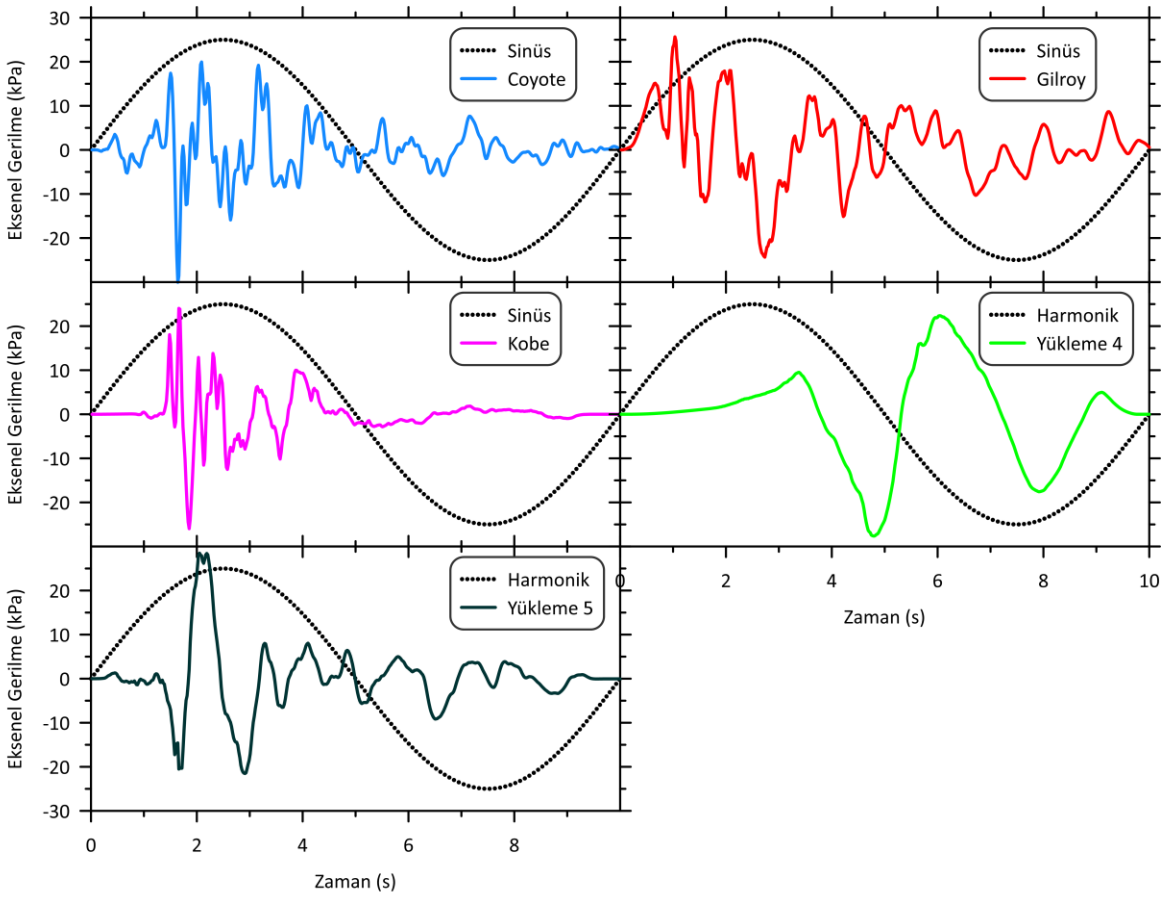
Seed (1975), modelinde α parametresi önerildiği şeklinde 0,7 olarak alınmıştır. Booker (1976) modelinde α parametresi sırasıyla 35-50-80 kPa'lık yüklemeler için Denklem 3.25 kullanılarak hesaplanmıştır. Baziar (2011) modelindeki üstel parametreler Çizelge 3.8'de saf kumlar için en alt (1) ve en üst (2) değerler kullanılarak modelin sınır değerleri elde edilmiştir. Dobry (1985) modelinin parametreleri ise kötü derecelendirilmiş kum için Çizelge 3.9'dan elde edilmiştir. Bu modelde F eğri yerleştirme parametresi farklı yüklemeler için problem yarattığı için optimum değerleri kullanılmıştır. Diğer parametreleri Çizelge 3.9'da belirtilen şekilde alınmıştır. Park ve Ahn (2013) modeli farklı CSR değerlerinde çalıştığı için kullanılan modeller içinde yer almamıştır.

Yüklemeler için referans alınan deprem hareketleri sırasıyla, Coyote depremi, Gilroy depremi, Kobe depremi, Kocaeli depremi ve Northridge olarak belirlenmiştir (Şekil 5.1).



Şekil 5.1. Deprem ivme-zaman grafikleri: a) Coyote depremi, b) Gilroy depremi, c) Kobe depremi, d) Kocaeli depremi, e) Northridge depremi.

Ekipmanın hassasiyeti düşünüldüğünde bu frekansa sahip bir yüklemenin verilmesi mümkün olmamaktadır. Bu sebeple ivme zaman datası kullanılarak deformasyon zaman ilişkisi elde edilmiştir. Örnek olarak 50 kPa lık yükleme için kullanılan kayıtlar ve sinüs yüklemesi ile kıyası Şekil 5.2 de gösterilmektedir.



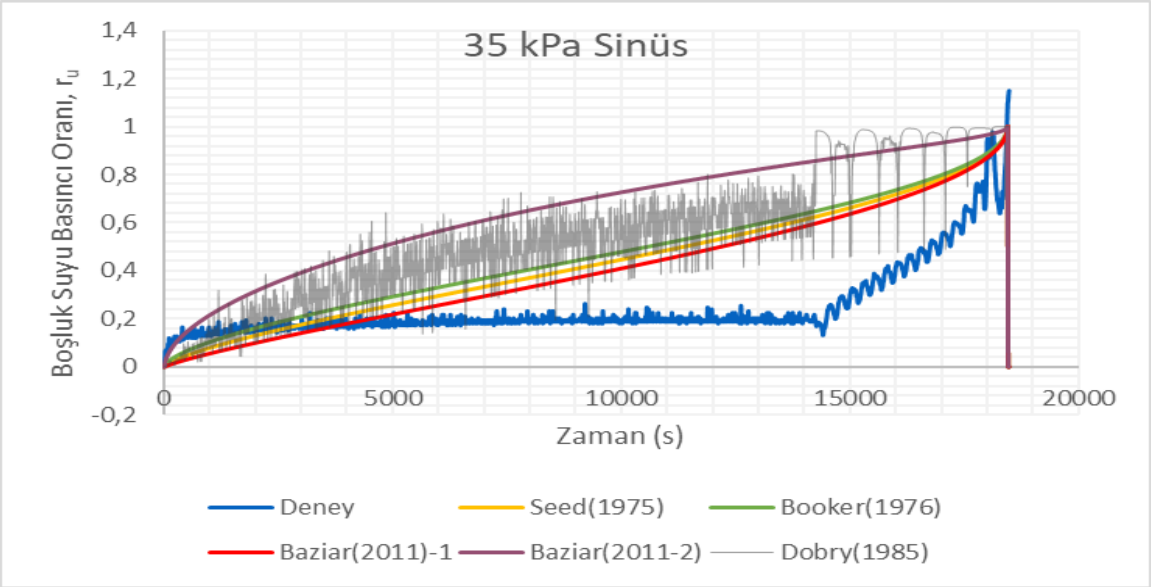
Şekil 5.2. Deney sırasında kullanılan numunelerin maruz kaldığı yükleme şekilleri.

Farklı yükleme tipleri (5 düzensiz + 1 düzenli) 3 farklı çift genlik değerinde (35 kPa, 50 kPa ve 80 kPa) uygulanmıştır ve toplamda 18 adet dinamik üç eksenli deney yapılmıştır. Deney sonucunda birçok data elde edilmiş fakat çalışmanın temel amacı boşluk suyu basıncı gelişimi olması sebebiyle sadece bu konu üzerinde yoğunlaşılmıştır. Bir sonraki bölümde deney sonuçları farklı çift genlik değerli temelinde kıyaslanacaktır.

5.1. 35 kPa Yükleme için Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi

Yapılan deneyler içinde en küçük çift gerilme genliği 35 kPa olarak belirlenmişti. Şekil 5. 3’ de düzenli sinüs yüklemesi sonucu elde edilen boşluk suyu basıncı oranı (aşırı

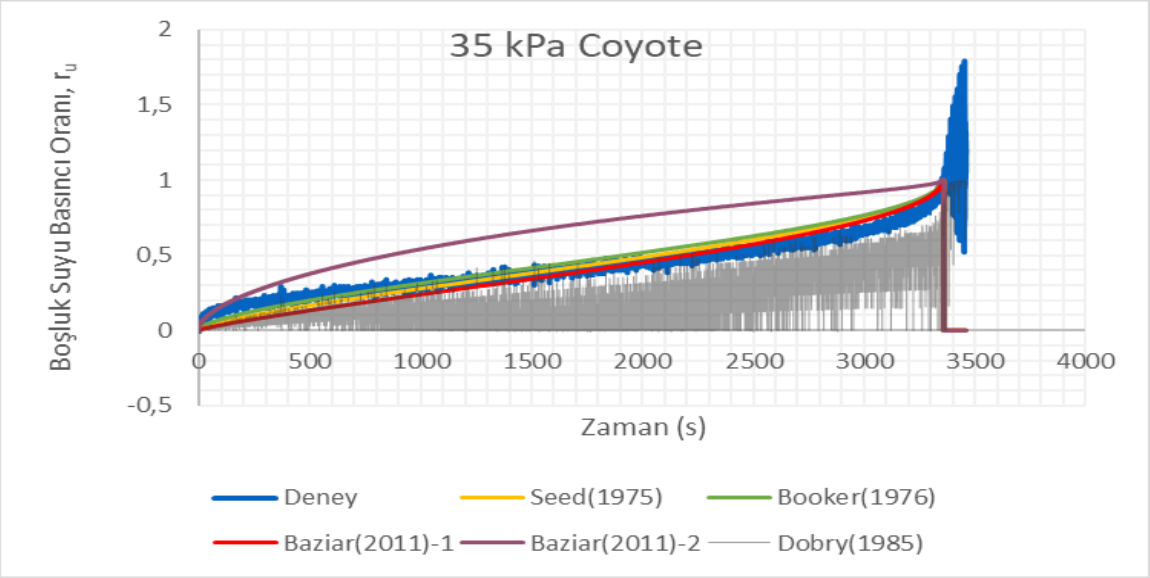
boşluk suyu basıncının efektif gerilmeyle normalize edilmiş hali) ve literatürde bulunan 5 farklı modelin boşluk suyu basıncı oranının gelişimini tahmini gösterilmektedir. Sinüs yüklemesi altında başlangıçta bir miktar boşluk suyu basıncı gelişmiş, yaklaşık 10-15 kPa, fakat yaklaşık 15000 sn.ye kadar çok fazla bir gelişme olmamıştır. Bu noktadan sonra ise hızlı bir şekilde ilave boşluk suyu basıncı biriktirilmiş ve belli bir süre sonra ise sıvılaşma gerçeklemiştir. Modellerin hepsi boşluk suyu basıncı oranı cinsinden yüksek oranda kalmıştır. Modeller başlangıçta düşük boşluk suyu basıncı oranı hesaplamışken deney verisi bu değerlerin üstünde kalmıştır. Dobry (1985) modeli dışındaki diğer modeller daha ortalama bir ilişki modellemektedir. Fakat Dobry 'nin önerdiği model daha komplekstir. Seed, Booker ve Baziar(2011)-1 modelleri yaklaşık olarak benzer davranışlar göstermişken Baziar (2011)-2 modeli bütün modellerin üst limiti olarak ortaya çıkmıştır. Baziar (2011) modelinin alt limiti 1 ile üst limiti 2 ile gösterilmiştir. Bu sebeple alt limitler sonuçları tahminde daha başarılı olmuştur. Bütün modeller boşluk suyu basıncı gelinmişinin daha hızlı ve benzer oranlarlar artması gerektiğini önermişlerdir. Bunlarında dışında boşluk suyu basıncı birikiminin hızlandığı eşik noktaya benzer bir nokta da Dobry 'nin önerdiği model tarafından yakalanmıştır.



Şekil 5.3. 35 kPa Sinüs deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

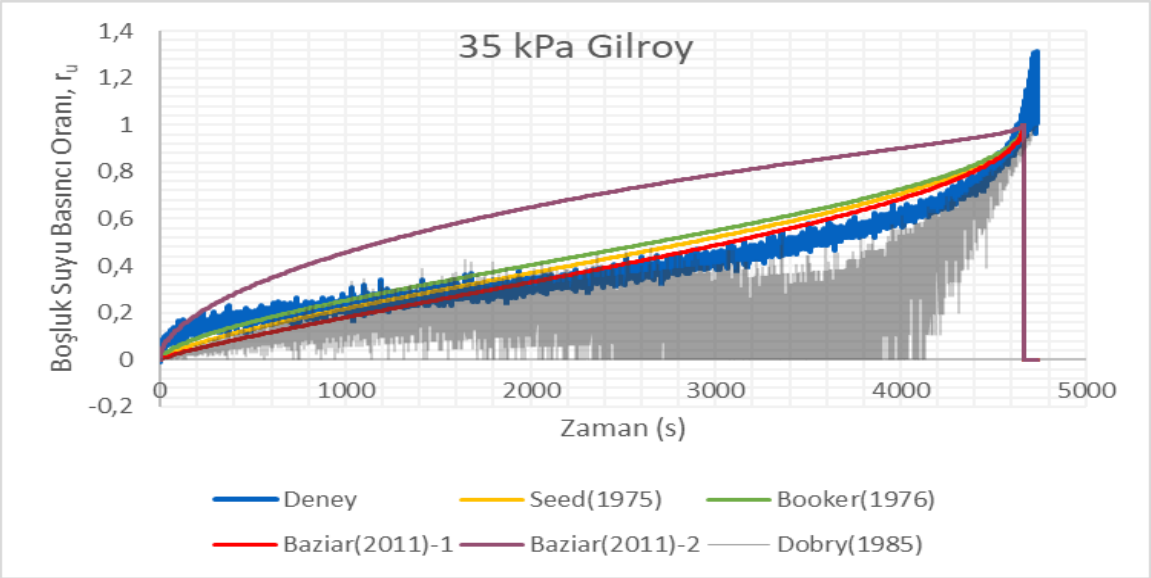
Coyote yüklemesi sonuçları incelendiğinde Seed (1975), Booker (1976) ve Baziar (2011)-1 modellerinin başarılı bir şekilde r_u gelişimine yaklaşımda bulunduğu görülmüştür (Şekil 5.4). Bu üç modelin bazı değerleri deney değerlerinin altında kalmıştır. Sıvılaşmanın

gerçekleşmediği bölgelerde olduğundan dolayı problem teşkil etmemektedir. Baziar (2011)-2 belirlediği parametrelerin en üst değeri kullanılarak oluşturulmuş model daima deneyden yüksek değerler üretmiştir. Dobry (1985) birim şekil değiştirme tabanlı modeli boşluk suyu basıncı değerlerini deney değerlerine göre daima düşük üretmiştir. Sıvılaşmaya yakın yerlerde aradaki fark açıldığı için diğer modellere kıyasla iyi bir tahminde bulunamamıştır. Ayrıca modelde keskin iniş çıkışlar yaşanmıştır. Bu nedenle model net sonuçlar almakta zayıf kalmıştır.



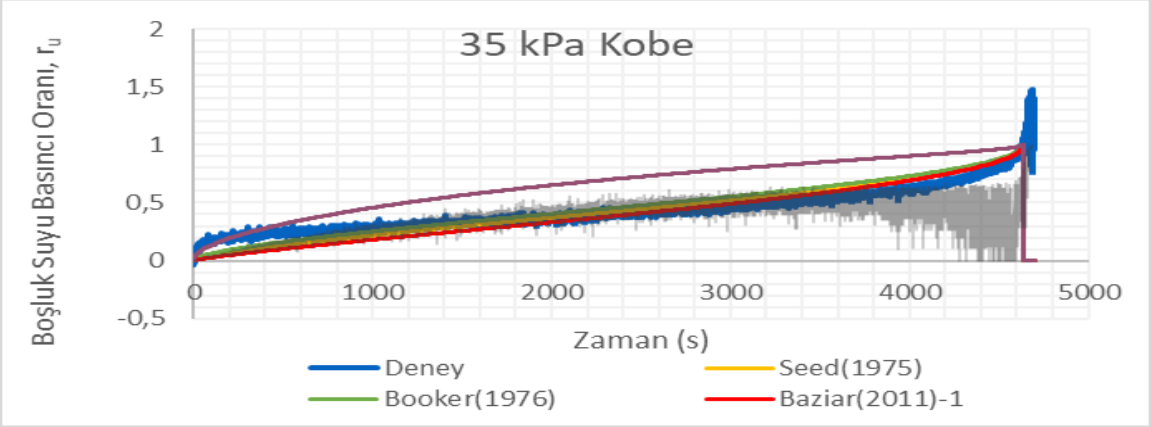
Şekil 5.4 35 kPa Coyote deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

Gilroy deprem hareketi incelendiğinde Seed (1975), Booker (1976), Baziar (2011)-1 modellerinin boşluk suyu basıncı oranı değerlerinin deney sonuçlarına paralel olduğu tespit edilmiştir (Şekil 5.5). Bu modellerin dezavantajı sinüsal fonksiyonlar olduğu için $r_u > 1$ için sayısal değerler elde edilememesidir. Dobry (1985) modelinde değerler çok geniş aralıkta çıkmıştır. Bu yüzden Gilroy deprem yükünde güvenilir sonuçlar verememiştir. Baziar (2011)-2 modelinde belirtilen parametrelerin üst değerleri boşluk basıncı oranlarını ara değerlerde iki katına çıkmıştır.



Şekil 5.5. 35 kPa Gilroy deprem hareketi boşluk basıncı oranı-zaman grafiği.

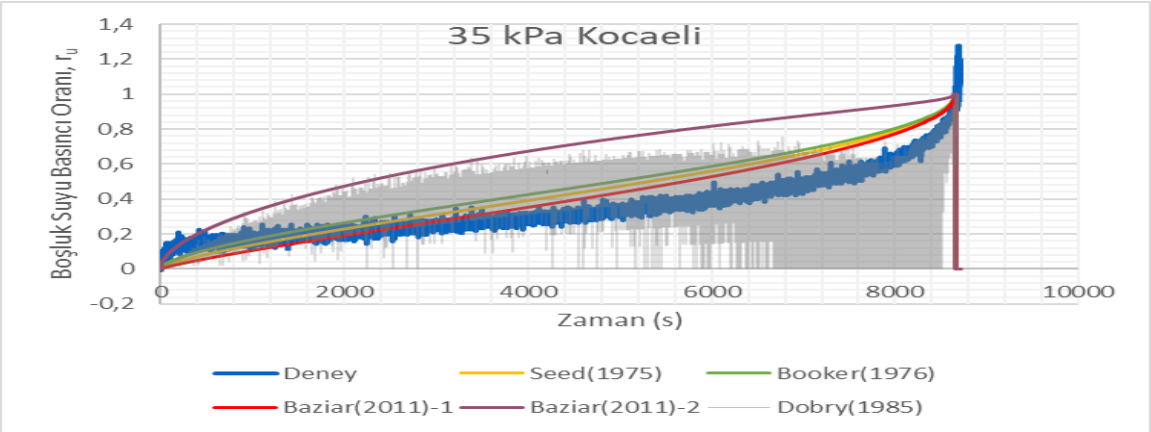
Kobe deprem hareketi incelendiğinde modeller deney sonuçlarına çok yakın değerler üretmiştir (Şekil 5.6). Baziar (2011)-2 modeli maksimum parametrelerde olduğu için yine güvenli bölgede kalmıştır. Dobry (1985) modeli önceki deprem hareketlerine göre daha iyi performans göstermiştir. Fakat sıvılaşmanın gerçekleştiği bölgelerde daha düşük boşluk suyu basıncı oranı üretmiştir. Bu sebeple tasarımda kullanılmasında dikkatli olunması gerekmektedir.



Şekil 5.6. 35 kPa Kobe deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

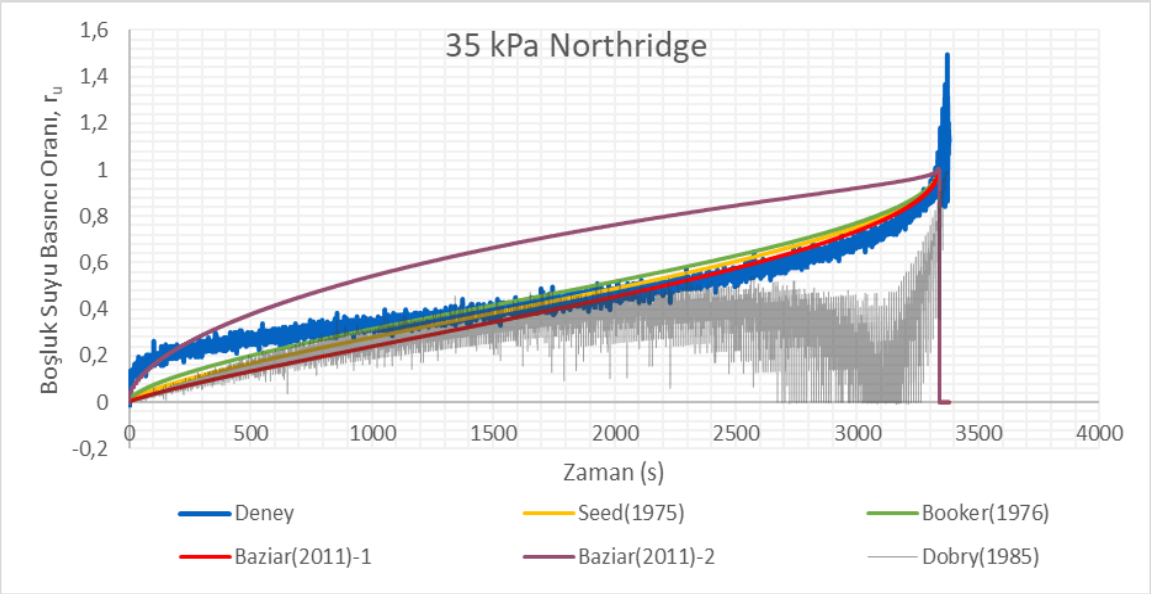
Şekil 5.7'da görüldüğü gibi Kocaeli deprem hareketinde birim gerilme tabanlı modeller güvenli tarafta kalmıştır. Bu modeller sıvılaşma başlangıç aralığında sayısal verileri deney verilerinden daha ivmeli artmıştır. Dobry (1985) modelinin tekrarlı yükler

altında değer değişiminin daha fazla olduğu görülmüştür. Sıvılaşma esnasında her ne kadar deney sonuçlarına yakın değerler aldıysa da değişimin netliği belirlenemediğinden risk taşıyan bir analiz gerçekleştirmiştir.



Şekil 5.7. 35 kPa Kocaeli deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

Birim gerilme tabanlı modeller Şekil 5.7'de görüldüğü gibi deney sonuçlarıyla benzer sonuçlar vermiştir. Sıvılaşma esnasında değerler birbirine çok yakın olduğundan tasarımlarda belirli bir güvenlik katsayısıyla kullanmak riskleri azaltacaktır.



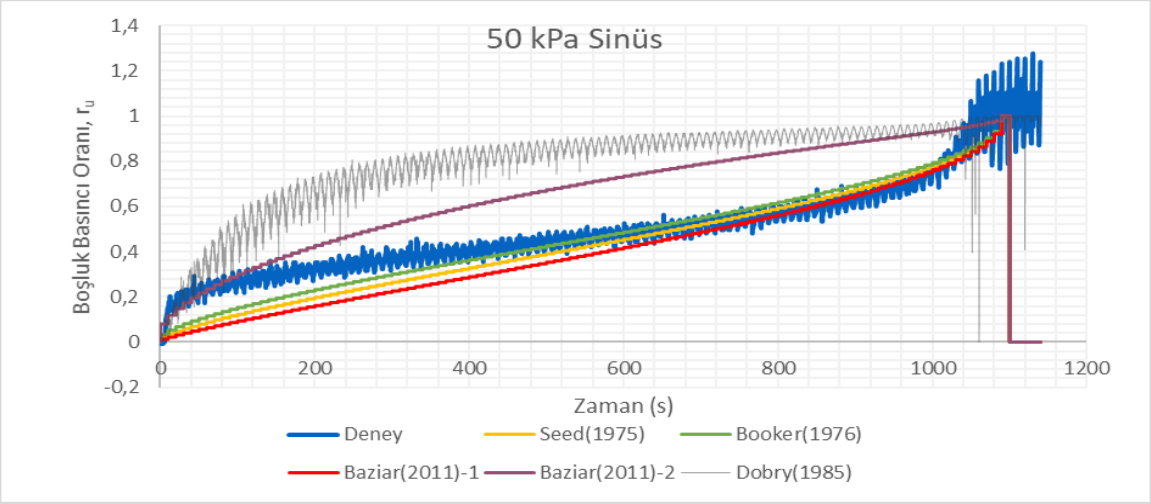
Şekil 5.8. 35 kPa Northridge deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

35 kPa çift genliğe sahip yükleme altında yapılan deneyler toplu olarak değerlendirildiğinde Seed (1975), Booker (1976) ve Baziar (2011) modelleri datayla genel

olarak uyum göstermiştir. Dobry modeli aksine basma çekmenin etkisi görülmeyerek düz bir boşluk suyu basıncı artışı tahmininde bulunmuşlardır. Dobry modelinin diğerlerine göre üstünlüğü basma çekme esnasında oluşan azalım ve artımlar kolayca takip edilebilir fakat bu yükleme seviyesinde Dobry (1985) ve Baziar (2011) üst limitleri datayla uyum göstermemektedir.

5.2. 50 kPa Yükleme için Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi

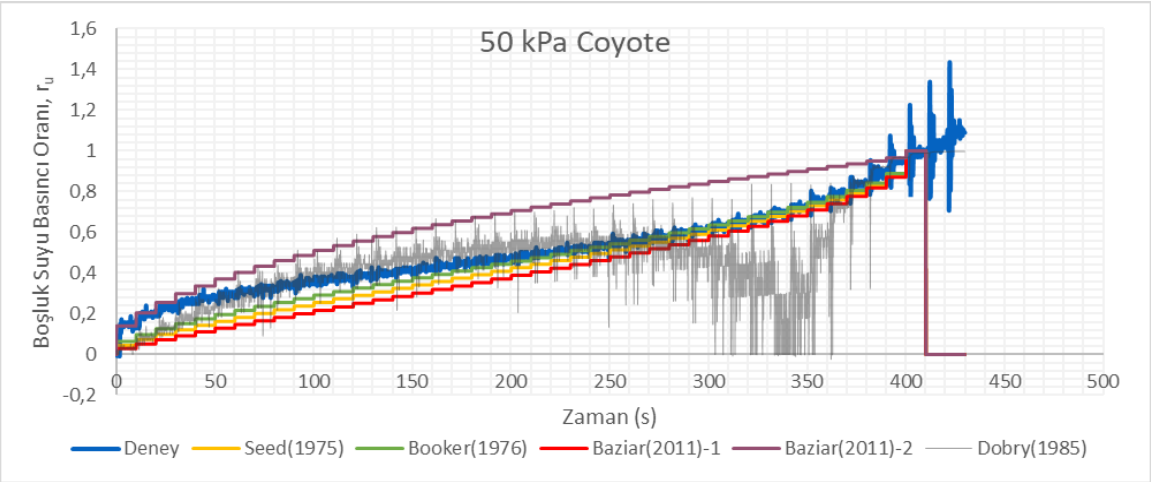
Bu bölümde ise 50 kPa'lık çift genlikli yükleme için sonuçlar gösterilmektedir. Şekil 5.9'de görüldüğü gibi Dobry (1985) ve Baziar (2011)-2 modelleri düzenli yükleme sonucu elde edilen deney sonuçlarından ortalama 2 kat fazla çıkmıştır. Dobry (1985) modeli sıvılaşma esnasında değer sapmalarına uğramıştır ve Baziar (2011) modelinin üst parametreli değerinden bile üzerinde bir boşluk suyu basıncı gelişimi tahmininde bulunmuştur. Diğer 3 model ise bir önceki gerilme seviyesine kıyasen daha büyük değerlerden sonra (r_u 'nun 0.45ten büyük olduğu değerler) daha iyi bir şekilde modellemiştir.



Şekil 5.9. 50 kPa Sinüs deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

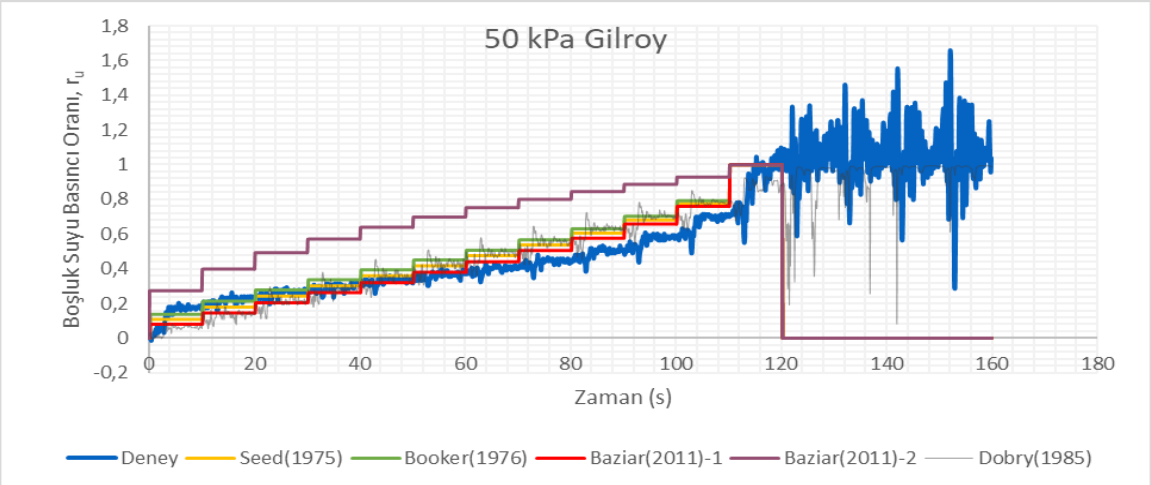
Coyote yükleme şekli düşünüldüğünde bu zamana kadar görülen davranışın aksine Şekil 5.10'da görüldüğü gibi Seed (1975), Booker (1976), ve Baziar (2011)'ın alt limit parametreleriyle hesaplanan boşluk suyu basıncı oranı değerleri, deney sonucunun altında kalmıştır. Dobry (1985) modelinin 300. Saniyeye kadar deney sonuçlarına paralel gitmiş fakat 300 ve 400 saniyeleri arasında değerler sapmaya uğrayarak sıfıra kadar indirgenmiştir. Bu zaman aralığında sıvılaşma için gerekli boşluk suyu basıncına ulaşılmasa da tehlike arz

etmemesi için başka zemin numunelerinde model kullanılarak istişare edilebilir. Burada en güvenli değerleri Baziar (2011)'in maksimum parametreleriyle oluşturulan model sağlamıştır.



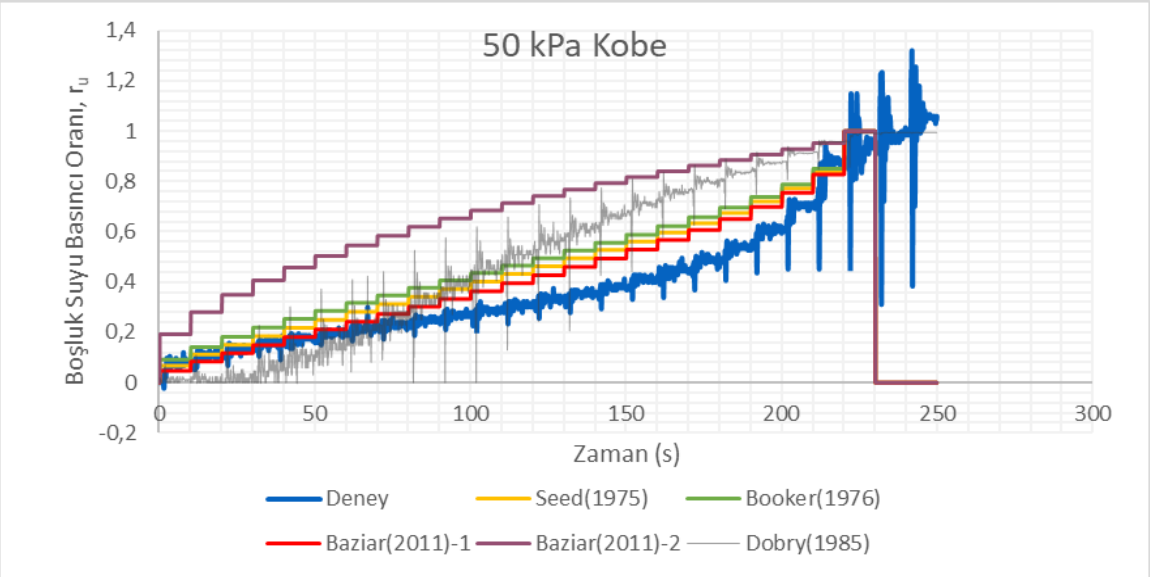
Şekil 5.10. Coyote deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Şekil 5.11'da Gilroy yükleme şekli uygulanan numunelerde gözlenen boşluk suyu basıncı gelişimi ile diğer modeller kıyaslanmıştır. Görüldüğü üzere modellerden elde edilen sonuçlar deney sonuçlarıyla aynı düzeyde çıkmıştır. Dataya genel olarak yakın olmakla birlikte sıvılaşmanın gözlemleneceği noktaya yaklaşırken deney datasından az daha büyük tahminlerde bulunmuşlardır.



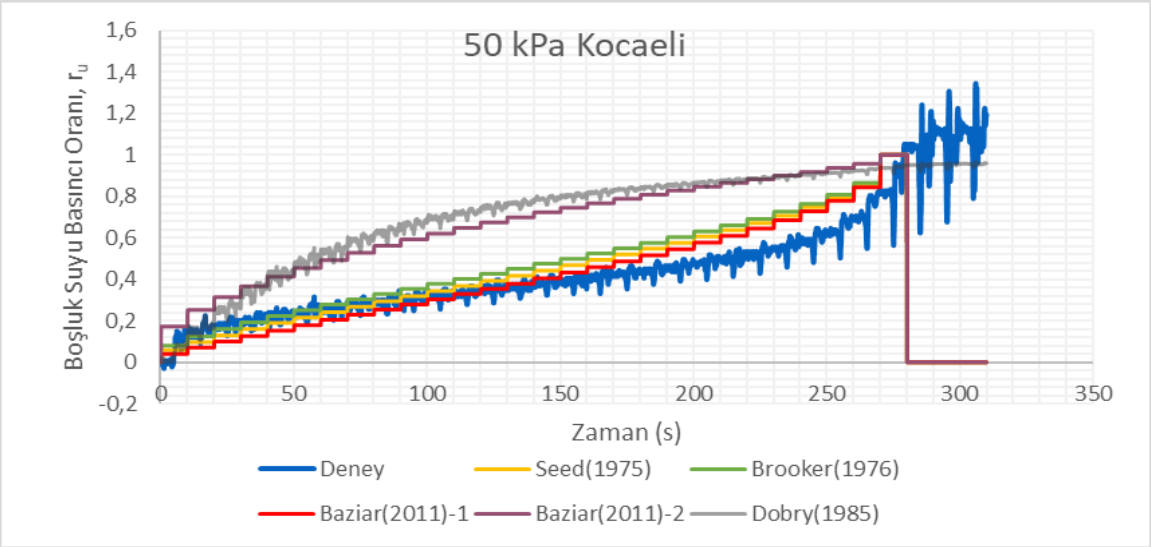
Şekil 5.11. 50 kPa Gilroy deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Modellerin birbirinden farklı olarak davrandığı temel yüklemelerden birisi Kobe yüklemesinde gerçekleşmiştir. Şekil 5.12 incelendiğinde görüldüğü üzere bütün modeller boşluk suyu basıncı gelişimi tahmininde güvenli bölgede kalmıştır. Baziar (2011)-2 diğer modellere göre maksimum r_u değerlerine sahiptir. Optimum olarak Baziar (2011)-1 seçilebilir. Dobry modeli başlangıçta düşük fakat 60. sn. sonrası boşluk suyu basıncı gelişimini daha fazla modellemiştir.



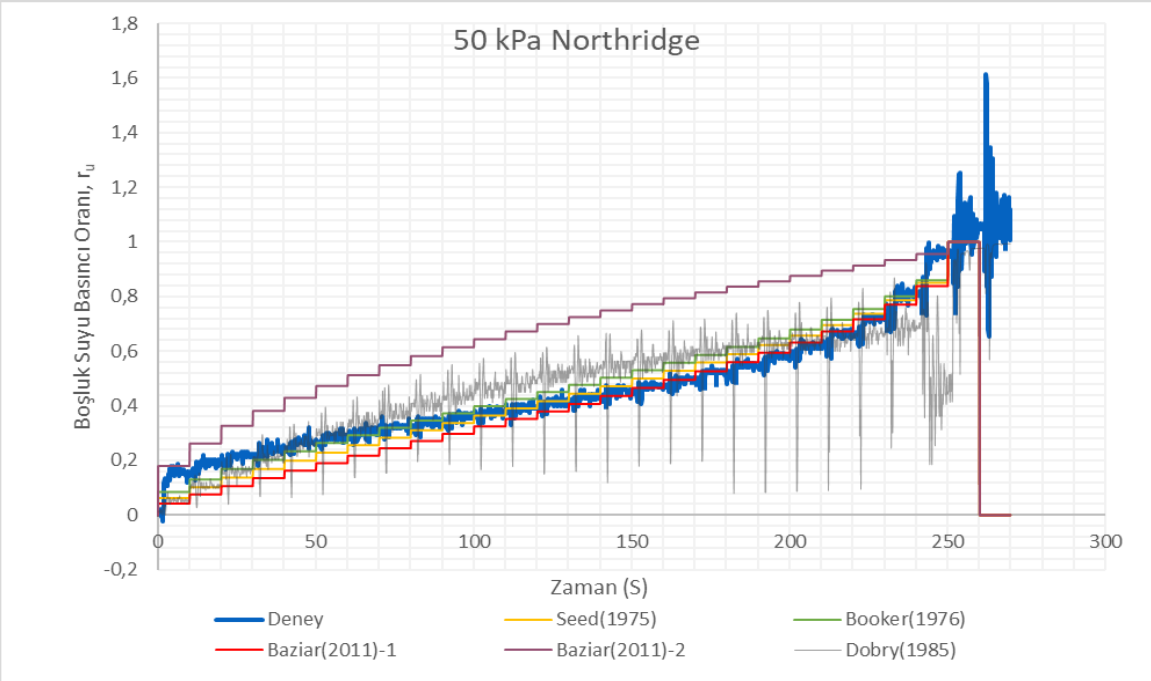
Şekil 5.12. 50 kPa Kobe deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Kocaeli yüklemesi düşünüldüğünde elde edilen model sonuçlarında Dobry (1985) ve Baziar (2011)-2 değerlerinin birbirine paralel çıktığı görülmektedir ve diğer modellere kıyasen boşluk suyu basıncı gelişimini tahmininde uzak kalmışlardır. 170. sn. sonrası bir farklılaşma olmasına rağmen, diğer üç model deney sonuçlarına daha yakın çıktığından dolayı tasarımlarda daha ekonomik ve uygun olacaktır.



Şekil 5.13. 50 kPa Kocaeli deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

50 kPa çift genliğe sahip son yükleme ise Northridge yüklemesidir. Şekil 5.14'te model tahminlerinin genel olarak deney sonuçlarıyla örtüştüğü görülmektedir. Baziar (2011) üst sınır model sonuçlarının deney sonuçlarına göre ortalama 2 kat fazla olduğu görülmektedir. Dobry (1985) modeli her ne kadar deney sonuçlarına paralel olsa da periyodik olarak ani düşüşler göstermiştir ve bu modelde r_u değeri 0,9 a yaklaştığında pik bir düşüş yaşamıştır.

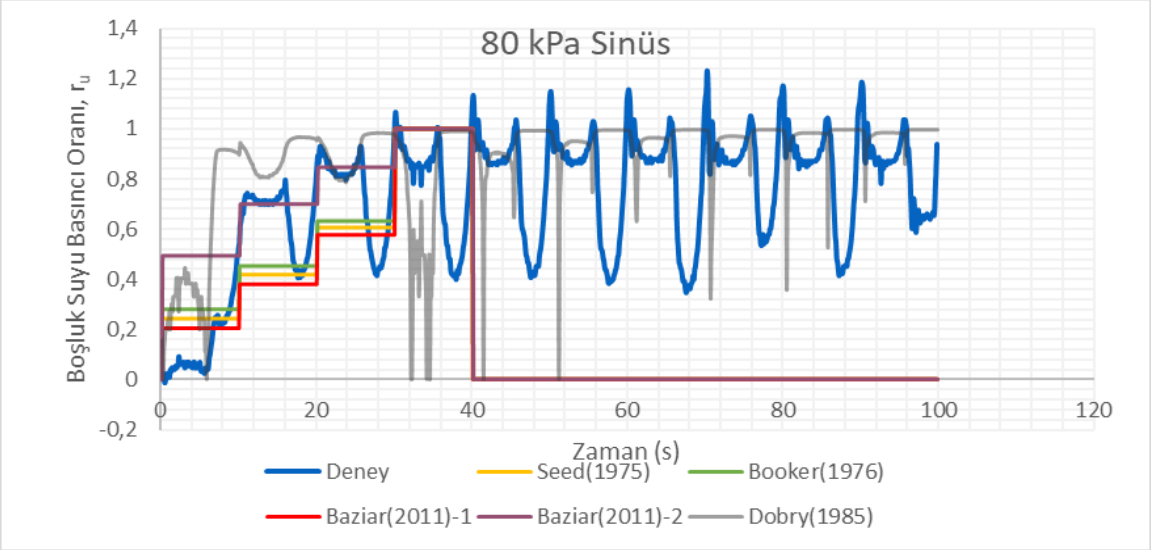


Şekil 5.14. 50 kPa Northridge deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Bütün yükleme tipleri beraber değerlendirildiğinde düşük gerilme seviyesinde olduğu gibi 50 kPa'lık yükleme altında gerçekleşen boşluk suyu basıncı gelişimleri Seed (1975), Booker (1976) ve Baziar (2011) alt limit modelleriyle oldukça iyi bir şekilde tahmin edilmiştir. Diğer iki model bazen birbirlerine benzerlik göstermesine rağmen dataya temsil etmede iyi bir iş çıkaramamıştır.

5.3. 80 kPa Yükleme için Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi

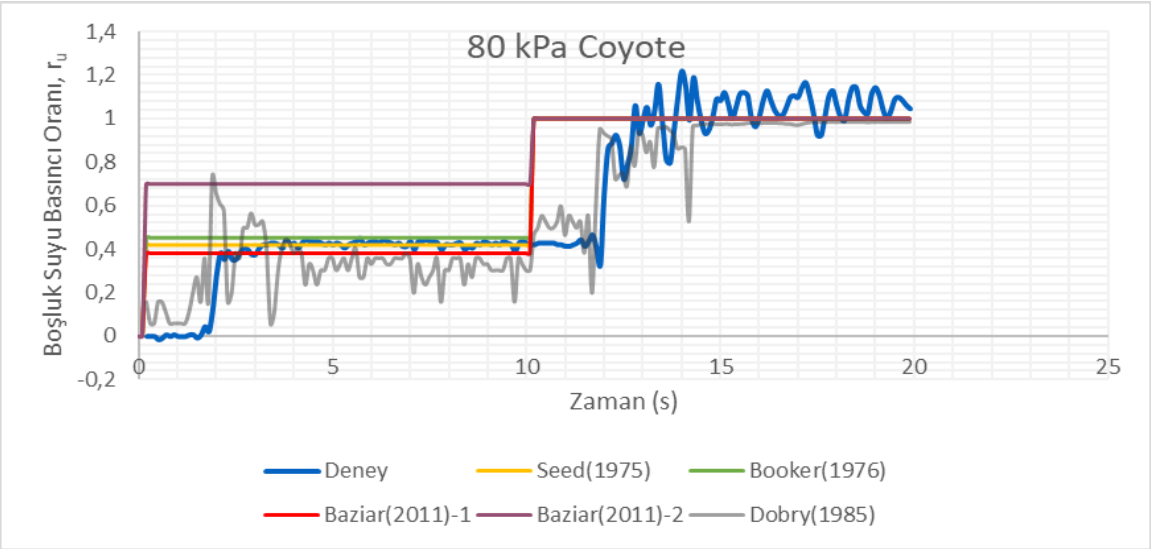
Düşük ve orta dereceli gerilmelerde oluşan boşluk suyu basıncı gelişiminin yanında yüksek dereceli gerilmeler için de deneyler yapılmıştır. Şekil 5.15'te sinus yüklemesi deney sonuçları ve modeller değerlendirildiğinde, Dobry (1975), Booker (1976), Baziar (2011)-1 modelleri $r_u < 1$ değerleri için deney sonuçlarının altında değerler almıştır. Baziar (2011)-2 modeli ise bu değer aralığında deney sonuçlarına yakın çıkmıştır. Gerilme tabanlı bu modeller sıvılaşma esnasında aynı değerleri almıştır. Dobry (1985) modeli ise sıvılaşma esnasına kadar deney sonuçlarına paralel olarak güvenli bölgede kalırken sıvılaşma esnası ve sonrasında deney sonuçlarından düşük değerlere ulaşmıştır. Baziar (2011) üst limitlerinin datayı temsili bakımından en başarılı olduğu durum yüksek gerilme seviyesinde sinüs yüklemesinde ortaya çıkmıştır.



Şekil 5.15. 80 kPa Sinüs deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

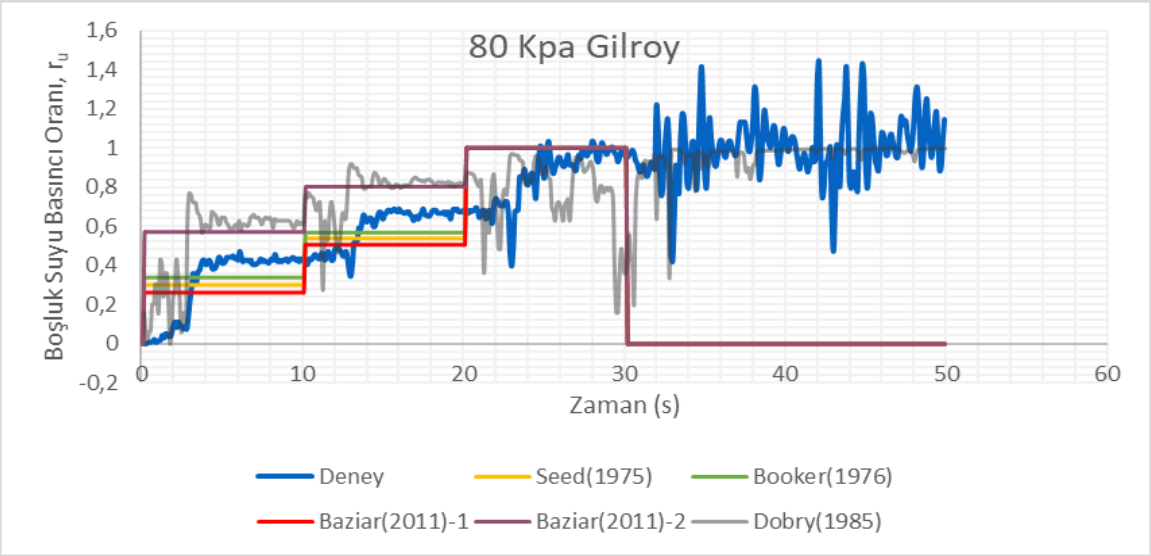
Şekil 5.16'te Coyote yüklemesi için deney sonuçları görülmektedir. Dobry (1985) dışındaki tüm modeller boşluk suyu basıncını 2 kademede arttırmış ve bu artışlar 1. ve 10. sn. lerde olduğu belirlenmiştir. Gerilme tabanlı modeller sıvılaşma başlangıcını 10. saniye

olarak öngörmüş fakat deney sonuçlarından da anlaşıldığı üzere sıvılaşma başlangıcı 12. saniyede başlamıştır. Bu konuda Dobry (1985) modeli daha başarılı olmuştur. Görüldüğü üzere boşluk suyu basıncı gelişimini tahmin ettiği en iyi durum burada gerçeklemiştir.



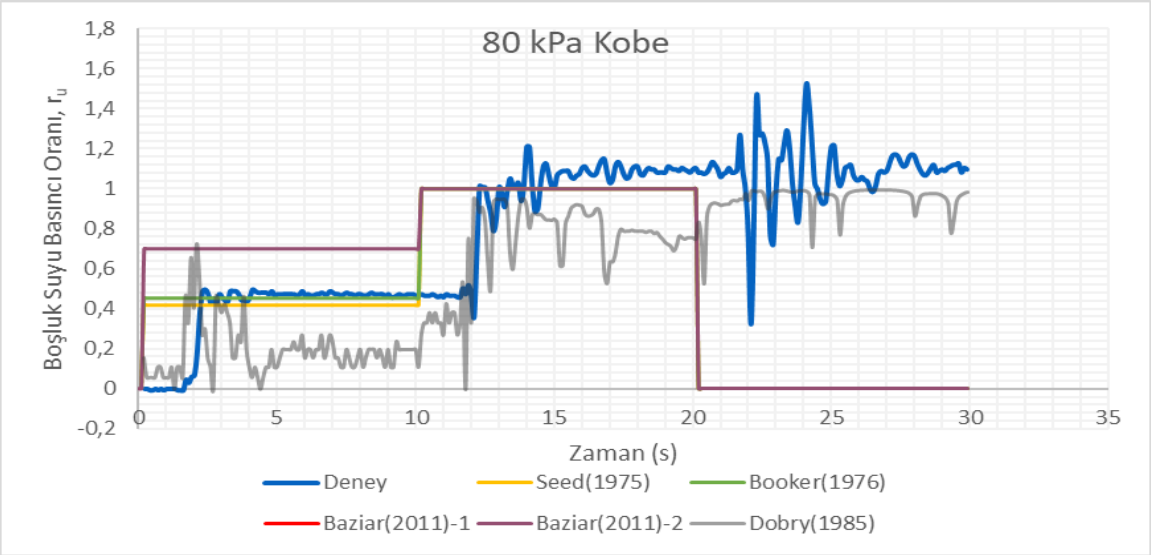
Şekil 5.16. 80 kPa Coyote deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

Şekil 5.17'da görüldüğü üzere 2. saniye sonunda boşluk suyu pik oluşturmuştur. Seed (1975), Booker (1976), Baziar (2011) – alt değerleri bu pikten önce güvenli bölgede kalırken pikten sonra boşluk suyu basıncı oranı üretiminde tutarlı sonuçlar bulamayarak deney sonucunun altında kalmıştır. Baziar (2011)-2 ve Dobry (1985) modelleri ise sıvılaşma öncesinde güvenli bölgede kalmıştır Dobry (1985) modeli ani iniş çıkış pikleri oluşturmuştur. Gerilme tabanlı modeller iki kademeli boşluk suyu basıncı artışı oluşturmuştur ve modeller sıvılaşmanın gerçekleştiği zaman dilimini 20. sn. olarak hesaplamıştır. Dobry (1985) modeli ise sıvılaşma esnasında pik bir düşüş yapıp deney sonuçlarıyla örtüşmemiştir ve sıvılaşma zaman aralığını 32-34 sn. aralığında öngörmüştür. Deney sonuçlarında sıvılaşmanın başlangıç zaman diliminin 25. sn. olduğu görülmektedir. Kullanılan modeller Gilroy yüklemesinde sıvılaşma öncesi sapmalara uğrasa da neticede başarılı sonuçlar vermiştir. r_u 'nun 1,5'lere çıkması sıvılaşma sonrası modellerin tam olarak çalışamamasına neden olmuştur.



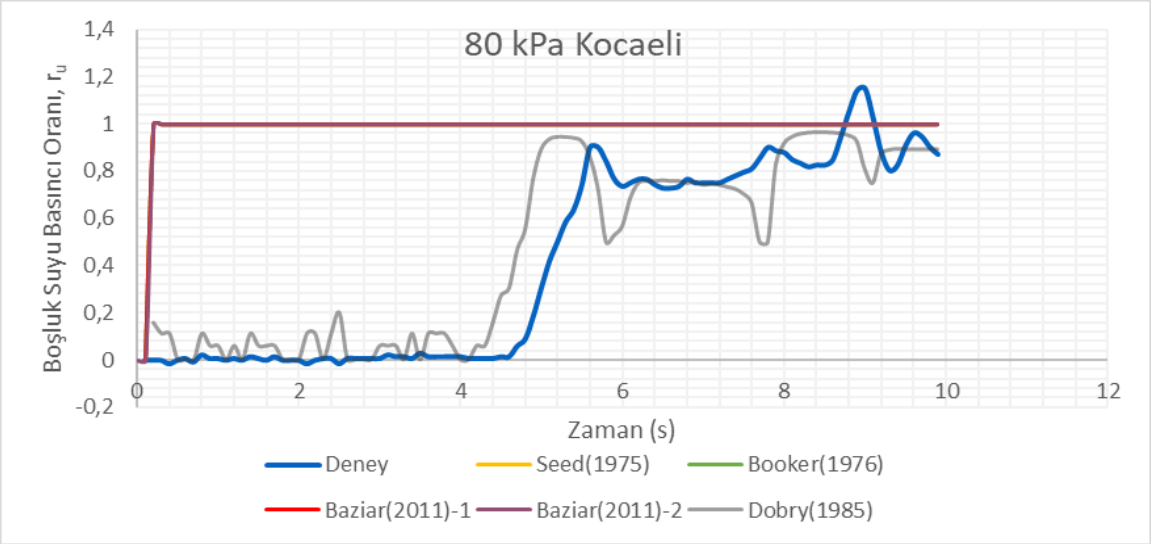
Şekil 5.17. 80 Kpa Gilroy deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Coyote yüklemesine benzer bir davranış Kobe yüklemesinde görülmüştür. 3 model boşluk suyu artışı 2 kademede gerçeklemiştir ve 10. sn. de sıvılaşma oluşmuştur. Şekil 5.18'de görüldüğü üzere birim gerilme tabanlı modeller sıvılaşma durumunu deney sonucuna göre daha erken oluşacağını öngörmüştür. Dobry (1985) birim şekil değiştirme modeli 2,5-11,5 saniyeleri arasında ise düşük sonuçlar üretmiş olmasına rağmen sıvılaşma esnasında deney sonuçlarıyla neredeyse aynı değerleri sağlamıştır. Yüksek gerilme seviyelerinde görüldüğü üzere Dobry yaklaşımı diğerlerine kıyasen daha başarılı olmuş 12. sn. den sıvılaşma olana kadar dataya iyi bir şekilde temsil etmiştir.



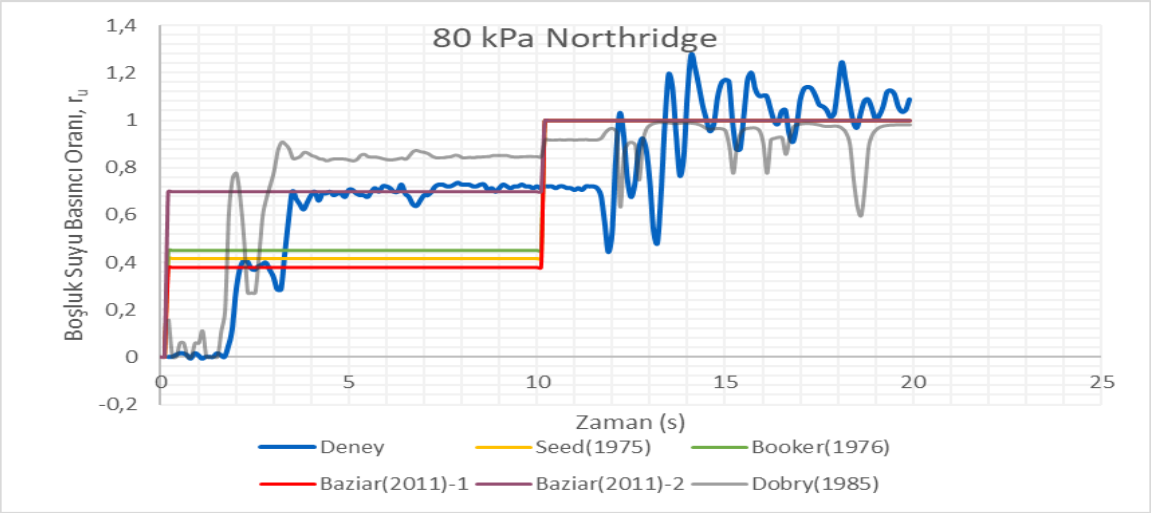
Şekil 5.18. 80 Kpa Kobe deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Kocaeli yüklemesi kullanılarak elde edilen sonuçlar ve modellerin hesaplamaları Şekil 5.19'da gösterilmektedir. Birim gerilme tabanlı modellerin hepsi aynı değerleri üretmiştir. Sıvılaşmanın başlamamasına rağmen 0-1 saniyeleri arası sıvılaşma oluştuğunu göstermektedir oysaki sıvılaşma 8-10 saniyeleri arasında gerçekleşmektedir. Dobry (1985) birim şekil değiştirme tabanlı modeli boşluk suyu oranı 1'i geçmediği için sıvılaşma olduğunu göstermemektedir. Ufak farklar da olsa en başarılı sonucu Dobry (1985) modeli vermiştir. Modelin pik yaptığı yerler sıvılaşmaya yakın veya sıvılaşmanın oluştuğu yerlerdir.



Şekil 5.19. 80 kPa Kocaeli deprem hareketi boşluk suyu basıncı-zaman grafiği.

Şekil 5.20'da görüldüğü üzere "Gerilme Tabanlı Modeller" boşluk suyu basıncı oranı oluşturmada aynı davranışları sergilemişlerdir. Bu modeller düşük yüklemelerde gösterdikleri başarıyı yakalayamamıştır. Deney datasında görüldüğü üzere sıvılaşma 8,8. saniyede başlamıştır. Fakat gerilme tabanlı modeller tek kademe boşluk suyu basıncı üreterek sıvılaşmanın 0-0,2 saniyeler arasında başladığını öngörmüştür. Dobry (1985) modeli yükleme sonucunda boşluk suyu basıncı oranı 0,9 değerlerine pik yapmış ve sıvılaşma oluşmadığını öngörmüştür. Deney sonuçlarından da gördüğümüz üzere sıvılaşma gerçekleşmiştir. Dobry (1985) modelinin az fark da olsa gerilme tabanlı modellere oranla daha gerçekçi sonuçlar ortaya koyduğu ve başarılı olduğu görülmüştür. Bütün modeller $r_u \leq 1$ değerlerinde güvenli bölgede kalmıştır. Northridge yüklemesine göre tasarımlarda Dobry (1985) modelinin kullanılması ekonomik açıdan daha faydalı olacaktır.



Şekil 5.20. 80 kPa Northridge deprem hareketi boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiği.

Bütün yükleme tipleri beraber değerlendirildiğinde 80 kPa'lık yükleme altında gerçekleşen boşluk suyu basıncı gelişimleri Seed (1975), Booker (1976) ve Baziar (2011) alt limit modelleri 35 ve 50 kPa'lık yüklemelerdeki başarılarını sergileyememiştir. Baziar (2011) üst limit modeli diğer gerilme tabanlı modeller gibi zaman sapması oluştursa da $r_u<1$ değerleri açısından güvenli bölgede kalmıştır. Deney datasına en uygun modellemeyi Dobry (1985) göstermiştir.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında boşluk suyu basıncı değişimi parametrelerinin anlaşılması için sıvılaşma konusuyla bir temel oluşturulmuştur. Sıvılaşma çalışmalarının tarihçesi, nedenleri ve sonuçları detaylı bir şekilde ele alınmıştır. Daha sonra deneyde kullanacağımız modellere parametreleriyle birlikte değinilmiştir. Modelleri kullanmamız için gerekli olan verileri almak ve deney sonucu oluşan boşluk suyu basıncı oranlarını belirleyebilmek amacıyla üç eksenli dinamik testleri yapılmıştır. Deneyde toplam on sekiz adet numune kullanılmıştır. Bu numuneler üç farklı yükleme durumu ve altı farklı deprem hareketinden üretilen yükleme kombinezonu şeklinde oluşturulmuştur. Boşluk suyu basıncı oranı değerlerinin model ve deney bazlı olarak zamana göre değişimi incelenmiştir. Sonuçlar aşağıda belirtilen şekliyle özetlenmiştir.

- 35 kPa yükleme sonuçlarını incelediğimizde bütün modeller sinüs dalgası deprem hareketinde boşluk suyu basıncı oranı üretiminde başarısız olmuştur. Gerilme tabanlı modeller şekil değiştirme tabanlı modelden daha gerçekçi sonuçlar sağlamıştır. Fakat bu modellerin boşluk basıncı gelişiminde deney sonuçlarına çok yakın değerler verdiği görülmektedir. Baziar (2011) üst değer modelinde en yüksek parametreler kullanıldığı için verdiği değerler deney sonucuna göre fazla çıkmıştır. Sıvılaşma zamanlamasına baktığımızda Dobry (1985) modeli hariç diğer modellerin deney datasıyla örtüştüğü görülmektedir.
- 50 kPa yükleme esnasında farklı deprem hareketleri esnasında oluşan boşluk suyu basıncı oranları incelendiğinde gerilme tabanlı modellerin sağladığı başarının devam ettiği görülmektedir. Her bir deprem hareketi için deney sonuçlarına uygun sonuçlar çıkartmışlardır. Baziar (2011)-2 modelinde yine yüksek değerler elde edilmiştir. Şekil değiştirme tabanlı Dobry (1985) modeli ise 35 kPa yükleme sonuçlarına göre daha etkili performans göstermiştir. Bu model $r_u < 1$ değerleri arasında bazı deprem hareketlerinde sapmalar gösterse de Northridge ve Gilroy hareketlerindeki sonuçları deney sonuçlarına çok yakın olmuştur.
- 80 kPa yükleme sonuçlarına baktığımızda gerilme tabanlı modellerin 35 ve 50 kPa yükleme sonuçlarındaki başarısını koruyamamıştır. Uygulanan yükün artması deney sonucu elde edile boşluk suyu basıncı oranını zaman grafiğinin eğriselliğini arttırmış

ve sinüs fonksiyonuna benzer periyodik iniş çıkışlar göstermiştir. Gerilme tabanlı modellerin altyapıları lineer denklemler olduğu için bu değişimleri öngörememiş $r_u<1$ değerleri için deney sonuçlarından fazla boşluk suyu basıncı oranları üretmiş ve hatta bazı deprem hareketlerinde 0-1 saniye aralığında sıvılaşmanın başladığını göstermiştir. Bütün deneylerde yüksek sonuçlar elde eden Baziar (2011)-2 modeli ise Sinüs hareketinde başarılı sonuç göstermiştir. Yine bu modeller sıvılaşma başlangıcından sonraki zaman diliminde boşluk suyu basıncı oranını 1 değerinde devam etmesidir. Bunun kaynakçası ise sinüse bağlı lineer denklem tabanlı olmalarıdır. Şekil değiştirme tabanlı Dobry (1985) modeli incelendiğinde yüksek yüklemelerde bu modelin çok başarılı sonuçlar verdiğini göstermiştir. Deney sonucundan elde edilen boşluk suyu basıncı oranını tüm deprem hareketleri için çok az bir yanılma payıyla takip etmiştir. Deney sonuçlarından elde edilen boşluk suyu basıncı oranı-zaman grafiğinde olduğu gibi aldığı pik değerler aynı zamanlarda gerçekleşmiştir.

- Tez çalışmasında edinilen bulgular sonucunda birim gerilme tabanlı modellerin düşük yüklemeler altında optimum değerleri sağladığı görülmektedir. Girdi parametrelerinin az olması formülleri avantajlı kılsa da yüksek yükler altında stabil çalışmadığı görülmektedir. Birim deformasyon tabanlı modellerde ise yüklemenin artışına bağlı keskin artış ve azalışlarda başarılı sonuçlar elde etmiştir. Diğer bir avantajı eşik boşluk suyu basıncı oranı olan 1 değerinden yüksek değerler için zeminde oluşan boşluk suyu basıncı gelişimini tahmin edebilen sonuçlar vermesidir.
- Baziar (2011)'in Çizelge 3.8'de tavsiye ettiği parametre aralıkları daha çok deprem verisiyle eşleştirilerek modelin optimum parametrelere ulaştırılması sağlanabilir. Bu modelin üst değer parametreleri düşük yüklemeler için fazla r_u değeri üretirken yüksek yüklemelerde yetersiz kalabilir.
- Dobry (1985) modelinde kullanılan eğri oturtma parametreleri daha çeşitli zeminler için analizler yapılarak tayin edilmesi halinde modelin kullanılabilirliği daha da artacaktır.
- Tez çalışmasına konu olan boşluk suyu basıncı oluşumu model sonuçları yükleme düzeyine bağlı farklı performanslar göstermesi bu konuda araştırma ve çalışmaların arttırılması gerektiğini göstermiştir. Daha ekonomik tasarımlar için modellerin geliştirilmesi ve farklı modeller oluşturulması faydalı olacaktır.

- Bütün yüklemeler beraber değerlendirildiği aynı genliğe sahip olmasına rağmen yükleme farklılığının başka bir deyişle frekans etkisinin büyük olduğu görülmüştür. Farklı modellerin farklı yükleme tiplerini daha iyi ifade etmesi de ancak frekans içeriğiyle açıklanabilir.
- Bu çalışma kapsamında yapılan tüm deneyler sabit sıkılıkta (D_r=%40) ve sabit çevre çevre basıncında (65 kPa) olduğu unutulmamalıdır.
- Verilen data sayısı arttırılarak modellerin performansı değerlendirilmeli, farklı sıkılık ve çevre basınçları ile yapılan deney sonuçlarıyla beraber değerlendirilerek biraz da istatistik yardımıyla literatüre yeni formüller kazandırılmalıdır.

KAYNAKLAR DİZİNİ

Aki, K., 1988, Local site effects on strong ground motion, Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 20, p. 103-155.

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G.A., Chameau, J.L., 1988, Undrained monotonic and cyclic strength of sands, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 10, p. 1089-1108.

Ambraseys, N.N., 1988, Engineering seismology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 17, p. 1-105.

Andersen, A., Bjerrum, L., 1968, Slides in subaqueous slopes in loose sand and silt, Publication 81, Norwegian Geotechnical Institute, Publication 8, Oslo, p. 1-9.

Baziar, M.H., Shahnazari, H., Sharafi, H., 2011, A laboratory study on the porepressure generation model for Firouzkooh silty sands usinghollow torsional test. Int. J. Civ. Eng., 9(2), 126–134.

Baziar, M.H., Dobry, R., Elgamel, A.W.M., 1992, Engineering evaluation of permanent ground deformations due to seismically-induced liquefaction, Technical Report NCEER-92- 0007, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Been, K., Crooks, J.H.A., Becker, D.E., Jeffries, M.G., 1986, The cone penetration test in sands; Part I: State parameter interpretation, Geotechnique, Vol. 36, No. 2, p. 239-249.

Been, K., Jefferies, M.G., Crooks, J.H.A., Rothenburg, L.,1987, The cone penetration test in sands. Part II: General inference of state, Geotechnique, Vol. 37, No. 3, p. 285-300.

Been, K., Jeffries, M.G., 1985, A state parameter for sands, Geotechnique, Vol. 35, No. 2, p. 99-112.

Bjerrum, L., 1971, Subaqueous slope failures in Norwegian fjords, Publication 88. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Bonilla, M.G., Buchanan, J.M., 1970, Interim report on world-wide historic surface faulting, Open-File Report, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, 32 p.

Booker JR, Rahman M.S, Seed. H.B., 1976, a computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading. Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley

Broms, B., Bennermark, H., 1967, Free discussion, Proceedings, Geotechnical Conference, Vol. 2, Oslo, Norway, p. 118-120.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Byrne, P.M., 1991, A model for predicting liquefaction induced displacement, Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 2, p. 1027-1035.

Carlton, B., 2014, An Improved Description of the Seismic Response of Sites with High Plasticity Soils, Organic Clays, and Deep Soft Soil Deposits. PhD Thesis. University of California, Berkeley

Carter, D.P., Seed, H.B., 1988, Liquefaction potential of sand deposits under low levels of excitation, Report UCB/EERC-88/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 309 p.

Casagrande, A., 1936, Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, reprinted in Contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Engineers, 1940, p.257-276.

Castro, G., 1969, Liquefaction of sands, Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

Castro, G., 1991, On the behavior of soils during earthquakes - liquefaction, Proceedings, NSF/EPRI Workshop on Dynamic Soil Properties and Site Characterization, EPRI NP-7337, Vol. 2, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, p. 1-36.

Castro, G., Poulos, S.J., 1977, Factors affecting liquefaction and cyclic mobility, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT6, p. 501-506.

Castro, G., Troncoso, J., 1989, Effects of 1989 Chilean earthquake on three tailings dams, Proceedings, 5th Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago, Chile.

Chameau, J.L., Clough, G.W., 1983, Probabilistic pore pressure analysis for seismic loading, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 4, p. 507-524.

Chang, N.Y., Juang, M.J., Lien, B.H., Chang, F.K., 1986, EQGEN: a user-friendly artificial earthquake simulation program, Proceedings, 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, South Carolina, Vol. 1, p. 439-450.

Christian, J.T., Swıger, W.F., 1973, Statistic of liquefaction and SPT results, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT11, p. 1135-1150.

Conlon, R., 1966, Landslide at Toulnustouc River, Quebec, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 3, p. 113-144

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Cornforth, D.H., Worth, E.G., Wrıght, W.L., 1975, Observations and analysis of a flow slide in sand fill, in British Geotechnical Society, Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Wiley, New York, 136-151.

Coulter, M., Migliaccio, L., 1966, Effects of the earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska. Professional Paper 542-C, U.S. Geological Survey , U.S. Department of the Interior, Washington, D.C.

Davis, R.O., Berrill, J.B., 1982, Energy dissipation and seismic liquefaction in sands, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. l, p. 59-68.

De alba, P., 1983, Pile settlement in a liquefying soil deposit, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 9, p. 1165-1180.

De alba, P., Chan, C.K., Seed, H.B., 1975, Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests, Report EERC 75-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Dobry, R., Ladd, R.S., 1980, Discussion to Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, by H.B. Seed and Liquefaction potential: science versus practice, by R.B. Peck, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT6, p. 720-724.

Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M., Powell, D., 1982, Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method, NBS Building Science Series 138, National Bureau of Standards, Gaithersburg, Maryland, 150 pp

Dobry, R., Mohamad, R., Dakoulas, P., Gazetas, G., 1984, Liquefaction evaluation of earth dams–a new approach, Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, p.333-340.

Dobry, R., Vasquez-herrera, A., Mohammad, R., Vucetic, M., 1985, Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests, Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Loading Conditions, ASCE, New York, p. 29-50.

Dobry, R., Vasquez-herrera, A., Mohammad, R., Vucetic, M., 1985, Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests, Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Loading Conditions, ASCE, New York, p. 29-50.

Dobry, R., Vucetic, M., 1987, Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, p. 51-87.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Douglas, B.J., Olsen, R.S., Martin, G.R., 1981, Evaluation of the cone penetrometer test for SPT liquefaction assessment, Proceedings, In Situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE, New York.

Eckersley, J.D., 1985, Flowslides in stockpiled coal, Engineering Geology, Vol. 22, No. I, p. 13-22.

Fardis, M.N., Veneziano, D., 1982, Probabilistic analysis of deposit liquefaction, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT3, p. 395-417.

Fellenius, B., 1953, The landslide at Guntorp, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, p. 120-125.

Fiegel, G.L., Kutter, B.L., 1992, The mechanism of liquefaction in layered soils, Report CR92.009, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, 34 p.

Figueroa, J.L., Dahisaria, N., 1991, An energy approach in defining soil liquefaction, Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 1, p. 407-410.

Finn, W.D.L., 1991, Assessment of liquefaction potential and post-liquefaction behavior of earth structures: Developments 1981-1991 (State-of-the-art paper), Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3, p. 1833-1850.

Finn, W.D.L., Bhatia, S.K., 1981, Prediction of seismic pore-water pressures, Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 3, p. 201-206

Finn, W.D.L., Bransby, P.L., Pickering, D.J., 1970, Effect of strain history on liquefaction of sands, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM6, p.1917-1934.

Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H., Wu, G., 1994, Liquefaction in silty soils: Design and analysis, Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication 44, ASCE, New York, p. 51-76.

Finn, W.D.L., Lee, K.W., Martin, G.R., 1977, An effective stress model for liquefaction, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, p. 517-533.

Florin, V.A., Ivanov, P.L., 1961, Liquefaction of saturated sand soil, Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Gao, Z., HO, B., Chang, D., 1983, Some geological considerations for the damage during the Tangshan earthquake, North China Earthquake Sciences, Vol. 1, p. 64-72 (in Chinese,

Haldar, A., W.H., 1981, Statistical study of uniform cycles in earthquakes, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, p. 577-589.

Hamada, M., O'rourke, T.D., 1992, Case histories of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes. Technical Report NCEER-92-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 2 Vol.

Hanzawa, H., Itoh, Y., Suzuki, K., 1979, Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf, Soils and Foundations, Vol., 19, No. 4, p.1-15.

Heidari, M., James, R.G., 1982, Centrifuge modeling of earthquake induced liquefaction in a column of sand, Proceedings, Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 1, p. 271-281.

Hryciw, R.D., Vitton, S., Thomann, T.G., 1990, Liquefaction and flow failure during seismic exploration, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 12, p. 1881- 1889.

Idrıss, I.M., Seed, H.B., 1968, An analysis of ground motions during the 1957 San Francisco earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, No. 6, p. 2013-2032.

Ishihara, K., Yoshimine, M., 1992, Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, p. 173-188.

Ishihara, K., 1985, Stability of natural deposits during earthquakes, Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p. 321 -376.

Ishihara, K., 1993, Liquefaction and flow failure during earthquakes, Geotechnique, Vol. 43, No. 3, p. 351-415.

Ishihara, K., Koseki, J., 1989, Discussion of Cyclic shear strength of fines-containing sands, Earthquake Geotechnical Engineering, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, p. 101-106.

Ishihara, K., Tatsuoka, P., Yasuda, S., 1975, Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, p. 29-44.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Ishihara, K., Towhata, I., 1980, One-dimensional soil response analysis during earthquakes based on effective stress model, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. 35, No. 4.

Jakobsen, B., 1952, The landslide at Suite on the Gota River, September 29, 1952, Proceedings 5, Royal Swedish Geotechnical Institute, Stockholm.

Jamiolkowsky, M., Lopresti, D.C.F., 1992, Discussion of Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity, by K. Tokimatsu and A. Uchida, Soils and Foundations, Vol. 32, No.2,p.145-148.

Jennings, J.E., 1979, The failure of a slimes dam at Bafokeng, Civil Engineering in South Africa, Vol. 6, p. 135-140.

Kayabalı, K., 2003, Geoteknik Deprem Mühendisliği, Gazi Kitabevi, Ankara, s. 380-457.

Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B., Lodge, A., Nıshıo, S., vd., 1992, Evaluation of SPT, CPT, and shear wave-based methods for liquefaction potentialassessment using Loma Prieta data, Proceedings, 4th U.S. - Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Vol. 1, p. 177-204.

Kleiner, D.E., 1976, Design and construction of an embankment dam to impound gypsum wastes, Proceedings, l2th International Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams, Mexico City, p. 235-249.

Koester, J.P., 1994, The influence of fines type and content on cyclic strength, Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Report No. 44, ASCE, New York, p. 17-33.

Koppejan, A.W., Wamelan, B.M., Weınberg, L.J., 1948, Coastal flowslides in the Dutch Province of Zeeland, Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 5, p. 89-96.

Kramer, S.L., 1988, Triggering of liquefaction flow slides in coastal soil deposits, Engineering Geology, Vol. 26, No. 1, p. 17-31.

Kramer, S.L., 1989, Uncertainty in Steady State Liquefaction Evaluation Procedures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 10, p. 1402-1419.

Kramer, S.L., 1996, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey, p. 348-422.

Kramer, S.L., Seed, H.B., 1988, Initiation of soil liquefaction under static loading condition, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 4, p. 412-430

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Ladd, C.C., Foott, R., 1974, New design procedure for stability of soft clays, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT7, p. 763-786.

Lade, P.V., 1992, Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 1, p. 51-71.

Law, K.T., Cao, Y.L., He, G.N., 1990, An energy approach for assessing seismic liquefaction potential, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 3, p. 320-329.

Lee, K.L., Albaisa, A., 1974, Earthquake induced settlements in saturated sands, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 100, No. GT4.

Liao, S.S.C., Veneziano, D., Whitman, R.V., 1988, Regression models for evaluating liquefaction probability, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 4, p. 389- 411.

Liu, H., Qlao, T., 1984, Liquefaction potential of saturated sand deposits underlying foundation of structure, Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. 3, p. 199-206.

Marchetti, S., 1982, Detection of liquefiable sand layers by means of quasi-static penetration tests, Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, p. 458-482.

Marcuson, W.F., Hynes, M.E., Franklın, A.G., 1990, Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments, Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 3, p. 529-572.

Martin, G.R., Finn, W.D.L., Seed, H.B., 1975, Fundamentals of liquefactionunder cyclic loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT5, p. 423- 438.

Matasovic, N., Vucetic,M., 1993, Cyclic Characterization of Liquefiable Sands, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 119, No. 11, pp 1805-1822.

Middlebrooks, T.A., 1942, Fort Peck Slide, Transactions, ASCE, Vol. 107, p. 723-764.

Mitchell, D.E., 1984, Liquefaction slides in hydraulically placed sands, Proceedings, 4th International Symposium on Landslides, Toronto.

Mitchell, J. K., Tseng, D.J., 1990, Assessment of liquefaction potential by cone penetration resistance, in J.M. Duncan ed., Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, Berkeley, California, Vol. 2, p. 335-350.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Mogami, T., Kubu, K., 1953, The behavior of soil during vibration, Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol. 1, p. 152

Mohamad, R., Dobry, R., 1986, Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, p. 941-958.

Mulilis, J.P., Chan, C.K., Seed, H.B., 1975, The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands, Report EERC 75-18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

National Research Council, 1985, Liquefaction of Soils during Earthquakes, National Academy Press, Washington, D.C.,p. 240.

Nemat-Nasser, S., Shokooh, A., 1979, A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, No. 4, p. 649-678.

Ohsaki, Y., 1969, The effects of local soil conditions upon earthquake damage, Proceedings of Specialty Session 2, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City.

Ohsaki, Y., 1970, Effects of sand compaction on liquefaction during Tokachioki earthquake, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, p. 112-128.

Park, D., Ahn, J.K., 2013, Accumulated Stress Based Model for Prediction of Residual Pore Pressure, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, p. 1567-1570.

Polito, C.P., Green, R.A., Lee, J., 2008, Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 134(10), p. 1490-.1500.

Poulos, S.J., 1981, The steady state of deformation, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, p. 553-562.

Poulos, S.J., Castro G., France, J.W., 1985, Liquefaction evaluation procedure, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 6, p. 772-792.

Prevost, J.H., 1989, DYNA1D: a computer program for nonlinear seismic site response analysis - Technical documentation. Report NCEER-89-0025, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Pyke, R., Seed, H.B., Chan, C.K., 1975, Settlement of sands under multi-directional loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT4, p. 379-398.

Reyna, F., Chameau, J.L., 1991, Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley, Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 1, p. 385- 392.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., 1985, Liquefaction potential of sands using the CPT, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. Ill, No. 3, p. 384-403.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., 1986, Estimating liquefaction potential of sands using the flat dilatometer, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 9, No. 1, p. 38-40.

Roscoe, K.H., Pooroshasb, H.B., 1963, A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems, Proceedings, 2nd Asian Regional Conference on Soil Mechanics, Tokyo, Vol. l, p. 134-140.

Scott, R.F., 1986, Solidification and consolidation of a liquefied sand column, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 4, p. 23-31.

Seed, H. B., Idriss, I.M., Makdisi, F., Banerjee, N., 1975b Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses, EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B., 1979, Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, p. 201-255.

Seed, H.B., 1980, Closure to Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 106, No. GT6, p. 724.

Seed, H.B., 1986, Design problems in soil liquefaction, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 8, p. 827-845.

Seed, H.B., Booker, J.R., 1977, Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT7, p. 757-768.

Seed, H.B., De alba, P., 1986, Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of soils, Proceedings, Insitu '86, ASCE.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971, Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 107, No. SM9, p. 1249- 1274.

Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I., 1983, Evaluation of liquefaction potential using field performance data, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, p. 458-482.

Seed, H.B., Lee, K.L., 1965, Studies of liquefaction of sands under cyclic loading conditions, Report TE-65-65, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Seed, H.B., Lee, K.L., 1966, Liquefaction of saturated sands during cyclic loading, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM6, p. 105-134.

Seed, H.B., Mori, K., Chan, C.K., 1975a, Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands, Report EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 21 p.

Seed, H.B., Peacock, W.H., 1971, Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8, p. 1099-1119.

Seed, H.B., Silver, M.L., 1972, Settlement of dry sands during earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. SM4, p. 381-397.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L., 1984, The influence of SPT procedures in evaluating soil liquefaction resistance, Report UCB/EERC-84-15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

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, Vol. Ill, No. 12, p. 1425-1445,

Seed, R.B., Dickenson, S.E., Reimer, M.F., Bray, J.D., Sitar, N., vd., 1990, Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the October 17, 1989 Loma Prieta earthquake, Report UCB/EERC-90/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 137 p.

Seed, R.B., Harder, L.F., 1990, SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, in J.M. Duncan ed., Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley, Vol. 2, p. 351-376.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Simcock, K.J., Davis, R.O., Berrill, J.B., Mullenger, G., 1983, Cyclic triaxial tests with continuous measurement of dissipated energy, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 6, No. 1, p.35-39.

Sladen, J.A., D'hollander, R.D., Krahn, J., 1985, The liquefaction of sands, a collapse surface approach, Canadian Geotechnical Journal. Vol. 22., No. 4, p. 564-578.

Stark, T.D., Mesri, G., 1992, Undrained shear strength of sands for stability analysis, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, p. 1727-1747.

Steinbrugge. K.V., Cloud, W., 1962, Epicentral intensities and damage in the Hebgen Lake, Montana earthquake of August 17, 1959, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 52, No. 2, p. 181-234.

Stokoe, K.H., Roesset, J.M., Bierschwale, J.G., Aoljad, M., 1988, Liquefaction potential of sands from shear wave velocity, Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol. 3, p. 213-218.

Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., vd., 1986, Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3,p.117-128.

Tokimatsu, K., Yoshimi, Y., 1983, Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, p. 56-74

Tokimatsu, K., Kuwayama, S., Tamura, S., 1991, Liquefaction potential evaluation based on Rayleigh wave investigation and its comparison with field behavior, Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 1, p. 357-364.

Tokimatsu, K., Seed, H.B., 1987, Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 8, p. 861-878.

Vaid, Y.P. Chern, J.C., 1983, Effect of static shear on resistance of liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, p. 47-60.

Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., Kuerbis, R.H., 1990, Stress path and steady state, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, p. 1-7.

Vaid, Y.P., Thomas, J., 1995, Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 2, p. 163-173.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Vasquez-Herrera, A., Dobry, R., 1988, The behavior of undrained contractive sand and its effect on seismic liquefaction flow failures of earth structures, Report to U.S. Army Corps of Engineers, Renssalaer Polytechnic Institute, Troy, New York, 510 p.

Vasquez-Herrera, A., Dobry, R., Bazıar, M.H., 1990, Re-evaluation of liquefaction triggering and flow sliding in the Lower San Fernando Dam during the 1971 earthquake, Proceedings, 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, p. 783-792.

Veneziano, D., Liao, S., 1984, Statistical analysis of liquefaction data, Proceedings, 4th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, p. 206-209.

Vucetic, M., Dobry.R., 1989, Degradation of marine clays under cyclic loading, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 114. No. 2. p. 133-149.

Vucetic, M., 1990, Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1. p. 29-46.

Wang, W., 1979, Some findings in soil liquefaction, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.

Whitman, R.V., 1971, Resistance of soil to liquefaction and settlement, Soils and Foundations, Vol. 11, No. 4, p. 59-68.

Whitman, R.V., Lambe, P.C., Akiyama, H., 1982, Consolidation during dynamic tests on a centrifuge, Preprint 82-063, ASCE National Convention, Las Vegas, Nevada.

Wong, R.T., Seed, H.B., Chan, C.K., 1975, Liquefaction of gravelly soil under cyclic loading conditions, Journal of 'the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101 No.GT6, p. 571-583.

Wong, W., 1984, Earthquake damages to earth dams and levees in relation to soil liquefaction and weakness in soft clays, Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol. 1, p. 511-521.

Yegian, M.K., Gharaman, V.G., Harltilnyan. R.N., 1994, Liquefaction and embankment failure case histories, 1988 Armenia earthquake, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 3, p. 581-596.

Yegian, M.K., Whitman, R.V., 1978, Risk analysis for ground failure by liquefaction, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, NO. GT7, p. 921-938.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Yoshimi Y., Tokimatsu, K., Hasaka, Y., 1989, Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, p. 93-104.

Youd, T.L., 1984a, Recurrence of liquefaction at the same site, Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, p. 231-238.

Youd, T.L., 1984b, Geologic effects–Liquefaction and associated ground failure, Proceedings, Geologic and Hydrologic Hazards Training Program, Open File Report 84-760, U.S. Geological Survey, Menlo Park, California, p. 210-232.

Youd, T.L., 1985, The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983 liquefaction,Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 1, p. 71-89.

Youd, T.L., 1991, Mapping of earthquake-induced liquefaction for seismic zonation, Proceedings, 4th International Conference on Seismic Zonation, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol. 1, p. 111-147.

Youd, T.L., Garris, C.T., 1995, Liquefaction-induced ground surface disruption, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 11, in press.

Youd, T.L., Hoose, S.N., 1977, Liquefaction susceptibility and geologic setting, Proceedings, 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Vol. 3, p. 2189- 2194.

Yu, H.S., 1994, State parameter from self-boring pressuremeter tests in sand, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 12, p. 2118-2135.