

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

**SIVILAŞMA POTANSİYELİ VE ETKİLERİNİN  
AZALTILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**İnş.Müh. Ümit AKKAŞ**

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

**Mayıs 2006**

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

**SIVILAŞMA POTANSİYELİ VE ETKİLERİNİN  
AZALTILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**İnş.Müh. Ümit AKKAŞ**

**Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜH.**

**Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK**

**Bu tez 14 / 06 /2006 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.**

**Zeki GÜNDÜZ**  
Doç. Dr.  
Jüri Başkanı

**Hasan ARMAN**  
Prof. Dr.  
Üye

**Şefik RAMAZANOĞLU**  
Yrd. Doç. Dr.  
Üye

## TEŞEKKÜR

Öncelikle tezimin başlangıcından bitiş aşamasına kadar desteğini esirgemeyen ve beni yönlendirerek katkıda bulunan hocam Doç. Dr. Zeki GÜNDÜZ'e, eğitimim süresince mühendis unvanı almama katkıda bulunan ve değerli bilgilerini bizden esirgemeyen tüm hocalarıma ve öğretim üyelerine, tezimi hazırlamamda büyük katkıları bulunan sevgili dostlarım Yük. İnş. Müh. Yasin TOPÇU'ya, Yük. İnş. Müh. A.Bengü SÜNBÜL'e, İnş. Müh. Ceyhun İREN'e, İnş. Müh. Yahya GEDİK'e, Jeofizik Müh. Erkan BELİPEK'e, Jeoloji Müh. Nigar COŐAR'a, Endüstri Müh. Durgun Cenap ZÜLFİKAR'a, son olarak hayatımın her aşamasında yanımda olduklarını ve olacaklarını bildiğim aileme sonsuz teşekkür ederim.

## İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	viii
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	x
TABLolar LİSTESİ.....	xiv
ÖZET.....	xvi
SUMMARY.....	xvii

### BÖLÜM 1.

GİRİŞ.....	1
------------	---

### BÖLÜM 2.

ZEMİN SIVILAŞMASI ve SIVILAŞMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER.....	3
2.1.Zemin – Sıvılaşma Mühendisliğinin Tarihsel Süreci ve Gelişimi.....	3
2.2.Sıvılaşmanın Oluşumu.....	5
2.3.Sıvılaşabilir Zemin Türleri.....	8
2.4.Ön Sıvılaşma, Sıvılaşma ve Çevrimsel (Devri) Oynaklık (Sınırlı Ön Sıvılaşma).....	10
2.4.1.Ön sıvılaşma.....	10
2.4.2.Sıvılaşma.....	11
2.4.3.Çevrimsel (devri) oynaklık (sınırlı ön sıvılaşma).....	11
2.5.Sıvılaşmaya Etki Eden Faktörler.....	11
2.5.1.Kayma dalgası hızı ( $V_s$ ).....	11
2.5.2.İvme.....	12
2.5.3.Deprem magnitüdü.....	12
2.5.4.Zeminin dane boyutu dağılımı ve dane şekli.....	12
2.5.5.Relatif sıkılık (tabakanın sıkılığı).....	14

2.5.6.Zeminin gerilme altında kaldığı süre.....	16
2.5.7.Titreşim özellikleri.....	17
2.5.8.Deformasyon geçmişi (sismik geçmiş).....	18
2.5.9.Yanal toprak basıncı katsayısı ve aşırı konsolidasyon oranı.....	19
2.5.10.İnce dane oranının etkisi.....	19
2.5.11.Zeminin oluşma şekli.....	20
2.5.12.Boşluk oranı.....	20

### BÖLÜM 3.

SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİNDE KULLANILAN ARAZİ VE LABORATUAR DENEYLERİ.....	21
3.1.Sıvılaşma Analizinde Kullanılan Arazi Deneyleri.....	21
3.1.1.Standart penetrasyon deneyi.....	21
3.1.2.Koni penetrasyon deneyi.....	25
3.1.3.Kayma dalgası hızının bulunması ile ilgili deneyler.....	28
3.1.3.1.Sismik karşıt kuyu deneyi.....	28
3.1.3.2.Sismik aşağı kuyu (yukarı kuyu) deneyi.....	30
3.1.3.3.PS-Logging deneyi.....	31
3.2.Sıvılaşma Analizinde Kullanılan Laboratuar Deneyleri.....	33
3.2.1.Tekrarlı üç eksenli hücre kesme deneyi.....	33
3.2.2.Tekrarlı direkt kesme deneyi.....	36
3.2.3.Tekrarlı burulmalı kesme deneyi.....	37

### BÖLÜM 4.

SIVILAŞMA ANALİZ YÖNTEMLERİNE GENEL BİR YAKLAŞIM.....	39
4.1.Zeminin Sıvılaşma Potansiyelini Değerlendirmek İçin Basitleştirilmiş Bir Yöntem (Seed ve Idriss, 1971).....	39
4.1.1.Deprem sırasında oluşan gerilmeleri hesaplamak için basit bir Yöntem.....	41

4.1.2.Sıvılaşmaya sebep olan gerilmeleri saptamak için basit bir yöntem.....	43
4.2.Başlangıç İvmesi Yöntemi (Eşik İvme Yöntemi) (Dobry Vd., 1981)	46
4.3.Tekrarlı Kayma Gerilmesi Yöntemi (Seed, Idriss, Arango, 1981)....	51
4.4.SPT-N Değeri ve İnce Dane Oranına Göre Zemin Sıvılaşmasının Ampirik Korelasyonu (Tokimatsu ve Yoshimi, 1983).....	55
4.5.Sıvılaşma İndeksi Yöntemi (Iwasaki, Arakawa, Tokida, 1984).....	58
4.5.1.Sıvılaşma emniyet faktörü.....	58
4.5.2.Sıvılaşma indeksi.....	59
4.6.Kumların Sıvılaşma Dayanımını Saptamak İçin SPT ve CPT Deneylerinin Kullanılması (Seed ve Alba,1986).....	61
4.7.Kayma Dalgası Hızları ile Zemin Sıvılaşma Dayanımının Bulunması ( Andrus ve Stokoe II, 2000).....	68
4.8.1996 NCEER ve 1998 NCEER/NSF Çalışma Gruplarının Zeminlerin Sıvılaşma Dayanımı Değerlendirilmesi Üzerine Rapor Özeti ve Sonuçlar (Youd, Idriss vd.,2001) .....	74
4.8.1.SPT'nin sıvılaşma analizinde kullanılması.....	76
4.8.2.CPT'nin sıvılaşma analizinde kullanılması.....	79
4.8.3.Kayma dalgası hızlarının sıvılaşma analizinde kullanılması.....	80
4.8.4.Deprem şiddetiyle bağıntılı süre düzeltme katsayısına göre güven sayısının saptanması.....	82

## BÖLÜM 5.

SIVILAŞMA ETKİLERİNİN AZALTILMASI.....	84
5.1.Yapıların Sıvılaşmadan Etkilenmeyecek Şekilde Tasarlanması .....	85
5.1.1.Sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgelerde yapı inşasından kaçınılması.....	85
5.1.2.Yapı temelinin sıvılaşma derinliği altına indirilmesi.....	85
5.1.3.Sığ temellerde sıvılaşmaya potansiyeline karşı alınabilecek tedbirler.....	87

5.1.4.Boru hatları ve barajlarda sıvılaşma potansiyeline karşı alınabilecek tedbirler.....	89
5.2.Zemin İyileştirme Yöntemleri.....	91
5.2.1.Sıkılaştırma teknikleri.....	92
5.2.1.1.Vibro teknikleri (Vibroflotasyon- Vibro tij ).....	92
5.2.1.2.Dinamik kompaksiyon.....	95
5.2.1.3.Patlatma.....	96
5.2.1.4.Kompaksiyon enjeksiyonu.....	96
5.2.2.Güçlendirme teknikleri.....	97
5.2.2.1.Taş kolonlar.....	97
5.2.2.2.Kompaksiyon kazıkları.....	100
5.2.3.Enjeksiyon ve karıştırma teknikleri.....	101
5.2.3.1.Enjeksiyon teknikleri (gözenek- sokulum enjeksiyonu)	101
5.2.3.2.Karıştırma teknikleri (zemin karıştırma - jet enjeksiyonu).....	103
5.2.4.Drenaj teknikleri.....	107

## BÖLÜM 6.

MEVCUT YAPILARIN ZEMİN SIVILAŞMA DAYANIMINA ETKİSİ.....	108
6.1.NCEER Çalışma Grubu Kriterlerine Göre Sıvılaşma Analizi.....	109
6.2.Yüzeydeki Yapıdan Gelen Gerilme Artışının Yaklaşık Yönteme Göre Hesabı .....	113
6.3.Yüzeydeki Yapıdan Gelen Gerilme Artışının Boussinesq Yöntemine Göre Hesabı.....	115
6.4.Mevcut Yapılardan Gelen Düşey Gerilmelerin Sıvılaşma Dayanımına Etkisi Üzerine Örnek Bir Çalışma.....	117
6.4.1.İnceleme alanının sıvılaşma potansiyelinin bulunması.....	117
6.4.2.İnceleme alanı üzerindeki mevcut yapının sıvılaşma dayanımına etkisi.....	123
6.4.2.1.Yaklaşık hesap yönteme göre gerilme artışlarının sıvılaşma dayanımına etkisi.....	123

6.4.2.2.Boussinesq Yöntemine Hesaplanan Gerilme Artışlarının Sıvılaşma Dayanımına Etkisi.....	126
6.4.2.3.Sonuçların değerlendirilmesi.....	136
6.5. Sıvılaşma Potansiyeli Taşıyan Zeminlerde Yer Alan Yapıların Sıvılaşma Etkilerinden Korunması.....	137
6.6.Mevcut Yapılardan Gelen Düşey Gerilmelerin Sıvılaşma Dayanımına Etkisinin Bilgisayar Yazılımı ile Hesaplanması.....	139
BÖLÜM 7.	
SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	142
KAYNAKLAR.....	147
ÖZGEÇMİŞ.....	155



## SİMGELER VE KISALTMALAR

$a_{\max}$	:Maksimum yer ivmesi
$a_d$	:Tasarım ivme değeri
$a_t$	:Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli başlangıç (eşik) ivmesi
$C_B$	:Sondaj borusu çapına ait düzeltme faktörü
$C_E$	:Tokmak enerji oranı düzeltmesi
$C_N$	:Örtü basıncı için düzeltme katsayısı
$C_R$	:Tij uzunluğu düzeltme faktörü
$C_S$	:Örnekleyicinin astarlı olup olmamasına ait düzeltme
CPT	:Konik penetrasyon deneyi
$C_Q$	:CPT düzeltme faktörü
CRR	:Zeminin sıvılaşmaya karşı tekrarlı dayanım oranı
CSR	:Deprem sırasında oluşacak tekrarlı kayma gerilmesi oranı
$D_{10}$	:Dane boyutu (%10 geçen)
$D_{50}$	:Dane boyutu (%50 geçen)
$D_r$	:Relatif sıklık
$e_0$	:Zeminin arazideki boşluk oranı
$e_{cr}$	:Kritik boşluk oranı
$e_{\max}$	:Zeminin en gevşek durumdaki boşluk oranı
$e_{\min}$	:Zeminin en sıkı durumdaki boşluk oranı
FC	:İnce dane oranı (%)
$F_s, F_L$	:Sıvılaşma güvenlik katsayısı
$g$	:Yerçekimi ivmesi
$G$	:Kayma modülü
$G_{\max}$	:Maksimum kayma modülü
$G_t$	:Sekant kayma modülü
$H$	:Tabaka kalınlığı
$I_L$	:Sıvılaşma potansiyeli indeksi
$K$	:Boussinesq etki sayısı

$K_o$	:Yanal toprak basıncı katsayısı
LL	:Likit limit
MSF	:Magnitüd büyüklüğü düzeltme katsayısı
$M_w$	:Moment magnitüdü
$N_c$	:Gerilme çevrim sayısı
PI	:Plastisite indisi
$q_c$	:Koni penetrasyon direnci
$q_{c1N}$	:Düzeltilmiş koni penetrasyon dayanımı
$r_d$	:Gerilme azaltma faktörü
$R_f$	:Normalize sürtünme oranı
$r_n$	:Magnitüd düzeltme faktörü
SPT	:Standart penetrasyon deneyi
SPT-N	:SPT darbe sayısı
$(N1)_{60}$	:Düzeltilmiş SPT değeri
$V_s$	:Kayma dalgası hızı
$V_{s1}$	:Düzeltilmiş kayma dalgası hızı
YASS	:Yer altı su seviyesi
$z$	:Yüzeyden sıvılaştıran tabakaya derinlik
$\gamma$	:Zeminin birim hacim ağırlığı
$\gamma_t$	:Başlangıç (eşik) kayma deformasyonu
$\rho$	:Zemin birim hacim ağırlığı
$\sigma_a$	:Zeminin konsolide olduğu başlangıç çevre basıncı
$\sigma_{dc}$	:Tekrarlı deviator gerilme
$\sigma_v$	:Toplam düşey gerilme
$\sigma'_v$	:Düşey efektif gerilme
$\tau_{max}$	:Max kayma gerilmesi
$(\Delta N_f)$	:İnce dane düzeltme katsayısının

## ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1.	Deprem zemin durumu ve deprem sonrası oluşan sıvılaşma süreci.....	6
Şekil 2.2	Sıvılaşma ve kum dayklarının oluşumunu gösteren kesit.....	7
Şekil 2.3.	En kolay sıvılaşan ve potansiyel sıvılaşma eğilimine sahip zeminler için dane boyutu açısından sıvılaşma alt ve üst sınırlarını gösteren dane boyutu dağılımı eğrileri.....	13
Şekil 2.4.	Relatif sıkılık ile sıvılaşma potansiyeli arasındaki ilişki.....	16
Şekil 2.5.	Bağıl birim hacim ağırlığının sıvılaşmaya ve oluşacak birim kaymalara etkisi.....	17
Şekil 2.6.	Sismik geçmişin sıvılaşmaya etkisi.....	18
Şekil 2.7.	Boşluk Oranı – Birim Deformasyon Grafiği.....	20
Şekil 3.1.	SPT örnekleyicisi örneği ve SPT örtü kalınlığı düz. faktörü	24
Şekil 3.2.	CPT sonuçlarına dayanan zemin davranış tipi şeması.....	27
Şekil 3.3.	Karşıt kuyu metodu.....	29
Şekil 3.4.	Aşağı kuyu metodu.....	30
Şekil 3.5.	Kuyu içi PS-Logging sisteminin genel görünümü.....	31
Şekil 3.6.	Kuyu içi PS-Logging yöntemi ile alınan kayıtlara bir örnek.....	32
Şekil 3.7.	(a) İzotropik konsolide koşullar,(b) tekrarlı deviatör gerilme genliğinin konsolidasyon sırasındaki deviatör gerilmeden daha büyük olduğu anizotropik konsolide koşullar,(c) tekrarlı deviatör gerilme genliğinin konsolidasyon sırasındaki deviatör gerilmeden daha küçük olduğu anizotropik koşullar.....	34
Şekil 3.8.	Üç eksenli deney aleti.....	36
Şekil 3.9.	Tekrarlı direkt kesme deney aleti.....	37
Şekil 3.10.	Delik silindirik deney aleti.....	38
Şekil 4.1.	Sıvılaşma potansiyelini saptama metodu.....	40

Şekil 4.2.	Maksimum kayma gerilmesinin bulunması.....	41
Şekil 4.3.	Çeşitli zemin kesitlerine ait $r_d$ değişim aralığı.....	42
Şekil 4.4.	Bağıl sıklık ile $C_r$ arasındaki ilişki.....	44
Şekil 4.5.	Kumların sıvılaşma pot.'i belirlemede kullanılacak grafikler.....	45
Şekil 4.6.	Başlangıç ivmesi değerleri önerisi.....	50
Şekil 4.7.	Sınır periyodik gerilme oranı – $N_1$ değerleri.....	54
Şekil 4.8.	$M=7.5$ için temiz siltli-kum için düzeltilmiş SPT-N değerlerine göre sıvılaşmaya sebep olan gerilme oranları.....	65
Şekil 4.9.	$q_c/N$ oranlarının ortalama dane boyutu ile değişimi.....	66
Şekil 4.10.	Kumlarda ve siltlerde sıvılaşmaya sebep olan gerilme oranı ile koni uç dayanımı ilişkisi.....	67
Şekil 4.11.	CRR değerlerinin zemin türlerine göre seçilmesi tavsiye edilen eğrileri.....	71
Şekil 4.12.	$V_{s1}$ ve $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki ve $K_c$ değerinin hesabı...	72
Şekil 4.13.	Şekil 4.13 $M_w = 7,5$ şiddetindeki bir depreme göre çizilmiş SPT temiz kum eğrisi.....	76
Şekil 4.14.	CPT verilerinden yararlanarak CRR hesabı yapılması için önerilen eğri.....	79
Şekil 5.1.	Sıvılaşmaya karşı iyileştirmede izlenecek yol.....	84
Şekil 5.2.	Sıvılaşma nedeniyle kazık temellere bükülme momentleri ve yapının dönmesi.....	86
Şekil 5.3.	Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumlu 2-3 katlı bir yapı için kirişsiz radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti.....	88
Şekil 5.4.	Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumlu bir yapı için kirişli radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti.....	88
Şekil 5.5.	Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumsuz bir yapı için kirişli radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti.....	88
Şekil 5.6.	Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumsuz bir yapı için kirişsiz radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti.....	89

Şekil.5.7.	Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumsuz tek katlı bir yapı için iki doğrultuda sürekli temel kesiti.....	89
Şekil 5.8.	Boru hatlarında sıvılaşma potansiyeline karşı yapılabilecek düzenlemeler.....	90
Şekil 5.9.	Hidrolik dolgu ile inşa edilmiş barajın memba şevi sıvılaşma sonucu kaymış San Fernando Barajı California / ABD 1971.....	91
Şekil5.10.	Vibroflataşyon Tekniği.....	94
Şekil5.11.	Vibro kanat sistemi.....	94
Şekil5.12.	Dinamik kompaksiyon ile zemin iyileştirmesi.....	95
Şekil5.13.	Vibroflotasyon yöntemi ile taş kolon uygulaması.....	99
Şekil5.14.	Tokmaklı yöntem ile taş kolon uygulaması.....	99
Şekil5.15.	Sıvılaşma tehlikelerini azaltmak için Sardis Barajı dolgusunun memba yüzeyine çakılan kompaksiyon kazıklar.....	100
Şekil5.16.	Gözenek enjeksiyonu.....	102
Şekil5.17.	Sokulum enjeksiyonu.....	103
Şekil5.18.	Wyoming'de Jackson Gölü Baraj yerindeki sıvılaşabilir zeminleri iyileştiren üç burgulu zemin karıştırma sondajı.....	104
Şekil5.19.	Jet Enjeksiyonu İşlemi.....	105
Şekil5.20.	Jet enjeksiyon sistemleri.....	106
Şekil5.21.	Jet enjeksiyon yöntemiyle oluşturulan kolonun görünümü.....	106
Şekil5.22.	Drenaj uygulaması.....	107
Şekil 6.1.	CRR <sub>7,5</sub> değerinin bulunmasında kullanılan (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> Temiz Kum eğrileri.....	110
Şekil 6.2.	Basınç çanı ve basınç soğanı kavramı.....	114
Şekil 6.3.	Gerilme Artışı Hesabı için Yaklaşık Yöntem.....	114
Şekil 6.4.	Herhangi bir “z” derinliğinde yüzeydeki üniform yayılı yükün yaratacağı gerilme artışı.....	115
Şekil 6.5.	Üniform yayılı yük altında gerilme artışları için etki sayısı (K)..	116
Şekil 6.6.	Kat adedi ve derinlik artışına göre güvenlik sayılarının değişimi	125
Şekil 6.7.	Yapının belirli noktalarında derinlik değişimine göre etki sayıları ve gerilme artışları.....	126
Şekil 6.8.	Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre A noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi.....	132

Şekil 6.9.	Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre B noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi.....	132
Şekil.6.10	Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre C noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi.....	133
Şekil.6.11	Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre D noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi.....	133
Şekil.6.12	Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi ve derinlik değişimine göre yapı tabanında yarattığı ortalama güvenlik sayıları.....	135
Şekil.6.13	Yapı etrafının perde duvarlarla çevrelenerek sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgeden ayrılması.....	138
Şekil.6.14	Yapı etrafındaki sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgenin iyileştirilmesi.....	139

## TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1	Zemin sıvılaşması mühendisliği değerlendirme aşamaları.....	4
Tablo 2.2	Siltli ve killi kumların sıvılaşabilirliği.....	9
Tablo 2.3	Relatif sıkılık ve sıvılaşma potansiyeli.....	15
Tablo 3.1	CPT sonuçlarından zemin davranış tipi değişimi.....	27
Tablo 4.1	Deprem magnitudü ile çevrim sayısı ilişkisi.....	43
Tablo 4.2	Kuru ve doygun kumların eşik kayma deformasyonları.....	47
Tablo 4.3	Eşik deformasyonun karşılık geldiği $(G/G_{max})_t$ değişim aralıkları değerleri.....	49
Tablo 4.4	Deprem Magnitudü, çevrim sayısı ve magnitud üzerinde düzeltme faktörü ilişkisi.....	56
Tablo 4.5	İnce dane muhtevası ile $\Delta N_f$ sabiti arasındaki ilişki.....	57
Tablo 4.6	$I_L$ ve sıvılaşma potansiyeli ilişkisi.....	61
Tablo 4.7	SPT deneyine ait farklı enerji oranları.....	62
Tablo 4.8	Sıvılaşma korelasyonlarında kullanılmak üzere önerilen SPT ekipmanı.....	63
Tablo 4.9	Deprem büyüklüğünün sıvılaşma direnci üzerindeki etkisi için kullanılan düzeltme faktörleri.....	65
Tablo 4.10	Sıvılaşma direncini saptamada kullanılan arazi deneylerinin kıyaslanması.....	75
Tablo 4.11	SPT'ye ait düzeltmeler.....	78
Tablo 4.12	MSF değerleri.....	82
Tablo 5.1	Zemin İyileştirme Yöntemleri.....	92
Tablo 6.1	Çekiç tipine ait düzeltme katsayısı ( $C_E$ ).....	111
Tablo 6.2	Sondaj borusu çapına ait düzeltme faktörü ( $C_B$ ).....	111
Tablo 6.3	Tij uzunluğu düzeltme faktörü ( $C_R$ ).....	112

Tablo 6.4	Örnekleyicinin astarlı olup olmamasına ait düzeltme faktörü ( $C_s$ )	112
Tablo 6.5	İnce dane oranına göre ( $N_1$ ) <sub>60</sub> Temiz Kum hesabındaki $\alpha$ ve $\beta$ katsayılarının bulunması.....	112
Tablo 6.6	Magnitüd büyüklüğü düzeltme katsayısının bulunması.....	113
Tablo 6.7	İnceleme alanına ait sondaj verileri ve zemin parametreleri.....	118
Tablo 6.8	İnceleme alanında yapılan sıvılaştırma analizinde kullanılan veriler ve sonuçlar.....	122
Tablo 6.9	Yapının kat adedi değişimine göre 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları.....	124
Tablo 6.10	Kat adedi ve derinlik artışına göre $F_s$ değerlerinin yüzdesel olarak değişimi.....	125
Tablo 6.11	Yapının 1 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları.....	127
Tablo 6.12	Yapının 1 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları.....	127
Tablo 6.13	Yapının 2 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları.....	128
Tablo 6.14	Yapının 2 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları.....	128
Tablo 6.15	Yapının 3 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları.....	129
Tablo 6.16	Yapının 3 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları.....	129
Tablo 6.17	Yapının 4 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları.....	130
Tablo 6.18	Yapının 4 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları.....	130
Tablo 6.19	Yapının 5 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları.....	131
Tablo 6.20	Yapının 5 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları.....	131
Tablo 6.21	Kat adedi ve derinlik değişimine göre yapının tabanı altındaki ortalama $F_s$ değerleri.....	134
Tablo 6.22	Kat adedi ve derinlik değişimine göre yapının tabanı altındaki ortalama $F_s$ değerlerinin yüzdesel olarak değişimi.....	135
Tablo 6.23	Yapının 5 katlı olması durumuna göre, D noktasında bilgisayar yazılımı ile elde edilen güvenlik sayıları.....	141



## ÖZET

Anahtar kelimeler: Sıvılaşma, Sıvılaşma Analizi, Zemin İyileştirmeleri, Deprem

Depremlerin yol açtığı hasarlarda yapıların kalitesi kadar inşa edildikleri zeminin özelliklerinin de büyük etkisi olmaktadır. Depremler nedeniyle yapılarda farklı oturmalar yapma, yan yatma, devrilme ve zemin içine gömülme gibi hasarlara neden olan sıvılaşma bu etkilerin en önemlilerinden biri sayılmaktadır. Sıvılaşma yeraltısuyu seviyesi altındaki zeminlerin, geçici olarak katılığını ve gücünü kaybederek, bir katıdan çok akışkan bir sıvı gibi davrandığı bir süreçtir.

Bu çalışmada öncelikle sıvılaşmanın ne olduğu, nasıl başladığı ve nelerden etkilendiği üzerinde durularak sıvılaşma kavramı açıklanmaya çalışılmıştır. Daha sonra sıvılaşma potansiyelinin tespitinde kullanılan arazi ve laboratuvar deneyleri ve bu deneylerden elde edilen zemin parametreleri kullanılarak geliştirilen sıvılaşma analiz yöntemleri irdelenmiştir. Son olarak sıvılaşmanın olumsuz etkilerinin azaltılmasına yönelik önlemler hakkında bilgiler verilmeye çalışılmış, bunun yanında mevcut yapıların, sıvılaşmadan kaynaklanan olumsuz etkilerden korunması için düşünülebilecek alternatif çözümler tartışılmıştır.

# **LIQUEFACTION POTENTIAL AND MITIGATING THE EFFECTS OF LIQUEFACTION**

## **SUMMARY**

Key words: Liquefaction, Liquefaction Analysis, Ground Improvement Methods, Earthquake

Soil characteristics makes big effects as much as the quality of the structures which earthquake cause damage. Liquefaction is accepted one of these important effects that causes damage on the structures such as making different settlements lying down, falling over and submerging in ground because of the earthquakes. Liquefaction is a process, which soils below the water table temporarily lose stiffness and strength, behave as a viscous liquid rather than a soil

In this study, first of all, liquefaction concept has been tried to explain dwelling upon what is liquefaction, how does it begin and what does affect from. After that, subsurface and laboratory explorations which are used to determinate the liquefaction potential and the methods of liquefaction analysis which developed by soil parameters obtaining from this explorations have been examined. At last, there is informations about precautions aimed to mitigate the negative effects of liquefaction. Furthermore, alternative solutions have been discussed for protecting the existed structures from the negative effects of liquefaction.

## BÖLÜM 1. GİRİŞ

17 Ağustos 1999 tarihinde, İzmit'in güneydoğusunda  $M_w = 7,4$  büyüklüğünde yıkıcı bir deprem meydana gelmiştir. 45-50 sn süren deprem oldukça geniş bir alanda etkili olmuş, çok sayıda can kaybıyla sonuçlanmıştır. Depremin ardından yapılan incelemelerde yapı kalitesine ve deprem özelliklerine de bağlı olarak bölgesel zemin koşullarının olumsuz etkileri açık bir biçimde görülmüştür. Bu etkilerden biri olan sıvılaşma, yapılar sağlam yapılmış olsa bile yan yatma, zemin içine batma, farklı oturmalara sebep olma gibi deplasmanlar yönünden önemli hasarlara sebep olmaktadır.

Deprem sırasında açığa çıkan enerji, ses veya su dalgalarına benzeyen ve sismik dalgalar adı verilen dalgalar ile yayılmaktadır. Bunlar; "boyuna dalgalar"(P dalgası), "enine dalgalar"(S dalgası) ve "yüzey dalgaları"(Love ve Rayleigh dalgaları) olarak adlandırılmaktadır. Depremin odak noktasından yayılan bu dalgalardan S dalgası ile Love ve Rayleigh dalgaları olarak bilinen yüzey dalgaları, yapılarda ciddi hasarlara yol açmaktadır.

Sıvılaşma, deprem dalgaları altında ani boşluk suyu basıncı artışı nedeniyle, efektif gerilmelerin sıfıra yaklaşarak daneler arası sürtünme direncini azaltması sonucunda zeminin bir sıvı gibi davranması olarak ifade edilebilir. Sıvılaşmanın başlangıcı, artan boşluk suyu basıncının, toplam düşey gerilmeye eşit olması yani düşey efektif gerilmenin sıfır olduğu durum olarak tanımlanabilir. Zemin sıvılaşması miktar olarak boşluk suyu basıncı  $u$ 'nun başlangıçtaki düşey efektif gerilme  $\sigma'$  'ye oranı şeklinde ifade edilebilir. Deprem sonrasında sıvılaşma sonucu daneleri arası temas kuvvetlerini yitiren zemin, dayanımını yitirerek büyük deformasyonlara uğrar.

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için arazi ve laboratuvar deneyleri yardımıyla geliştirilmiş sıvılaşma analiz yöntemleri bulunmaktadır. Geçmişten

günümüze güncellenerek gelişimi devam etmekte olan bu yöntemler yardımıyla tespit edilen olası sıvılaşma riski, yapısal önlemler alınarak ya da çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri kullanılarak bertaraf edilmeye çalışılmaktadır.

Bu çalışmada öncelikle sıvılaşmanın ne olduğu, nasıl başladığı ve nelerden etkilendiği üzerinde durularak sıvılaşma kavramı açıklanmaya çalışılmıştır. Daha sonra sıvılaşma potansiyelinin tespitinde kullanılan arazi ve laboratuvar deneyleri ve bu deneylerden elde edilen zemin parametreleri kullanılarak geliştirilen sıvılaşma analiz yöntemleri irdelenmiştir. Son olarak sıvılaşmanın olumsuz etkilerinin azaltılmasına yönelik önlemler hakkında bilgiler verilmeye çalışılmıştır.

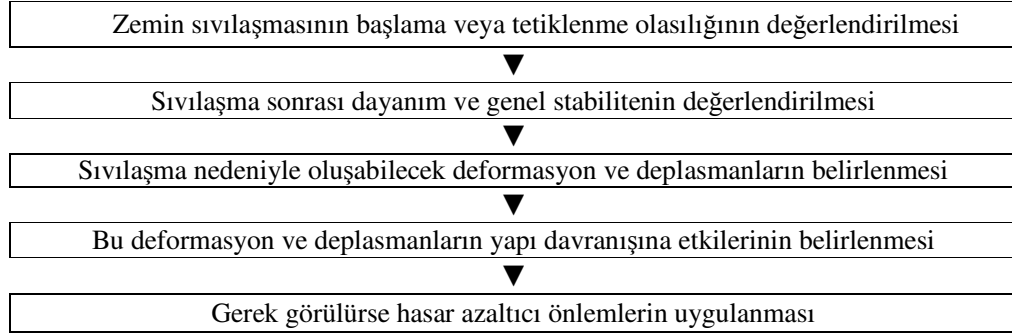
## **BÖLÜM 2. ZEMİN SIVILAŞMASI ve SIVILAŞMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER**

İlk kez 1953 yılında Japon araştırmacılar Mogami ve Kubo tarafından ortaya atılan sıvılaşma sözcüğü, tarihsel süreçte; suyun zemin ortamından uzaklaşamadığı koşullar altında, suyun doygun kohezyonsuz (danelerin birbirine bağlanma yeteneğinin olmaması) zeminlerin tekdüze, geçici veya tekrarlanmalı şekilde örselenmesinden kaynaklanan zemin deformasyonlarını kapsayan davranış biçimlerinin tümü için, ayırım yapılmaksızın kullanılmaktadır [46].

### **2.1.Zemin – Sıvılaşma Mühendisliğinin Tarihsel Süreci ve Gelişimi**

Sıvılaşma olayının mekanizmasını ve sıvılaşma sonucu ortaya çıkan sonuçların araştırılmasına yönelik çalışmalar, 1964 yılında üç aylık dönem içinde peş peşe meydana gelen ve sismik sıvılaşma nedenli yıkıcı hasarlara sebep olan Niagata – Japonya ( $M_w=9,2$ ) ve Büyük Alaska – A.B.D. ( $M_s=7,5$ ) depremleri sonrasında hızlanmıştır. Her iki depremde de yamaç yenilmeleri, köprü ve yapı temellerindeki yenilmeler ve gömülü yapıların yüzmesi gibi çok çarpıcı hasar örnekleri görölmüştür. Bu tarihten sonraki 40 yılda bu alanda önemli gelişmeler kaydedilmiş, sıvılaşabilirliğin arazide belirlenebilmesi için standart penetrasyon deneyleri, koni penetrasyon deneyleri ve sismik arazi deneyleri yaygın olarak kullanılmaya başlanmış ve bu deneylere bağlı olarak sıvılaşma analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bugün ise zemin – sıvılaşma mühendisliği yarı olgunlaşmış ve de kendi özel uygulamaları olan bir alan olarak karşımıza çıkmaktadır. Tablo 2.1’de gösterildiği üzere zemin sıvılaşması mühendisliği birçok alt değerlendirme aşamalarını da kapsamaktadır [21].

Tablo 2.1.Zemin sıvılaşması mühendisliği değerlendirme aşamaları [21]



Türkiye 17 Ağustos 1999'da meydana gelen ve  $M_w=7,4$  olan Marmara depremi ile ağır yapısal hasara ve can kaybına uğramıştır. Bu deprem sırasında düşük plastisiteli siltler ile kumlu zeminler yaygın olarak sıvılaşmış ve killer ise taşıma gücü kaybına uğramıştır. Zemin kaynaklı yapısal hasarlar özellikle Gölcük kıyıları ve Marmara Denizi kıyılarında, Sapanca gölü çevresinde ve Adapazarı şehrinin ova üzerine yerleşmiş bölümünde oluşmuştur. Adapazarı'nda Aydan vd.(2000)'e göre binaların yaklaşık %30-40 kadarı zemin sıvılaşması ve yanal zemin yayılması sonucunda zemine batmış veya dönmüştür. Türkiye'de ve dünyada son 10 yıl içerisinde olan büyük depremler yapısal hasarların oluşumunun azaltılması yönünde zeminlerin deprem yükleri altındaki davranışlarının tanımlanmasının gerekliliğini bir kez daha vurgulamıştır [29].

Sıvılaşma konusunda 1960 ve 1970'li yıllarda ki gelişmelerin çoğu Berkeley'deki California Üniversitesi'nde H.B. Seed ve ekibinin öncü çalışmaları sonucunda ortaya çıkmıştır. Sıvılaşmanın belirlenmesi için birçok araştırmacı tarafından geliştirilmiş çeşitli yöntemler olmasına rağmen genel olarak Seed ve Idriss (1971), Seed Vd. (1985), Youd Vd. (2001) tarafından modifiye edilmiş ve genel olarak SPT ve CPT gibi arazi deneyi sonuçlarının kullanımını öngören, Devirsel Gerilme Oranına(CSR) dayanan yöntemler kullanılmaktadır.

Sıvılaşma sırasındaki devirsel gerilme oranını (CSR) etkileyen birçok faktör olduğundan, arazi deneyleri (SPT – CPT) yerine kayma dalgası hızı ( $V_s$ ) ve tekrarlı ve deformasyon kontrollü laboratuvar deneylerine dayanan deformasyon ölçümleri

yaklaşımı da mevcuttur. Dobry ve Ladd (1980) ve Dobry, Stokoe II, Ladd ve Youd (1982) tarafından sıvılaşma sorununa daha kuvvetli bir yaklaşım geliştirmeye yönelik, devrinsel birim deformasyonları kullanan bir yöntem geliştirilmiştir. Kayma dalgası hızına bağlı olarak sıvılaşma dayanımının bulunmasına yönelik Andrus ve Stokoe II (2000) tarafından geliştirilen yaklaşımlarda mevcuttur.

İnce daneli, kohezyonlu silt ve kil karışımlarının sıvılaşp sıvılaşmayacağı halen tartışılmaya devam edilmekte olup, bu konu ile ilgili Andrews ve Martin (2000), Seed Vd. (2003) tarafından yapılan çalışmalarda mevcuttur.

## 2.2.Sıvılaşmanın Oluşumu

Deprem etkileri nedeniyle suya doymun kumlu zeminler aniden çamurlu su gibi bir sıvıya dönüşebilir. Daha geniş düşünülecek olursa, güçlü titreşimler sonucunda suya tam doymun veya doymuna yakın olan granüler malzemenin sıvı faza geçiş yapması sıvılaşma olarak tanımlanabilir.

Suya doymun gevşek kum/kumlu zeminler tekrarlı yükler etkisinde, sıkışma ve hacim daralması eğilimi gösterirler. Bu eğilim, drenajın olmadığı koşullarda, boşluk suyu basıncını arttırır ki tüm sıvılaşma olaylarının en karakteristik özelliği drenajsız yükleme şartlarında oluşan aşırı boşluk suyu basıncıdır. Tekrarlı yükler kum tabakası içindeki boşluk suyu basıncının artmasını desteklediği zaman, toplam gerilme, boşluk suyu basıncına eşit değere ulaşabilir.

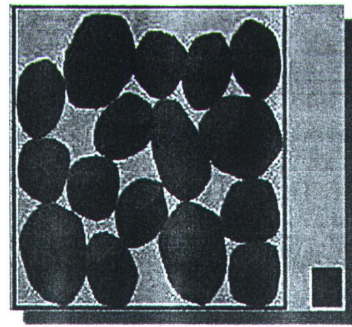
Efektif gerilme prensibine göre;

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

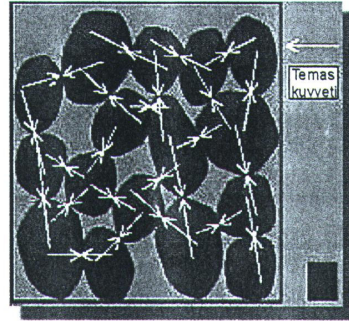
$$\sigma = u \Rightarrow \sigma' = 0 \quad \text{olur.}$$

Artan boşluk suyu basıncının konsolidasyon basıncına eşit olması ile zemin daneleri arasındaki efektif basınç sıfır olur ve kohezyonsuz zemin kayma direnimi kaybederek bir sıvı gibi davranır ve büyük deformasyonlara uğrar. Zemin sıvılaşması miktar olarak boşluk suyu basıncı  $u$ 'nun başlangıçtaki düşey efektif gerilme  $\sigma'$  'ye oranı şeklinde ifade edilir [22].

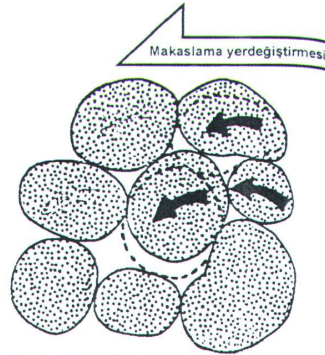
Sıvılaşma olayını anlatabilmek için zeminin deprem öncesi koşullarının bilinmesi gerekir. Bir zeminde çok sayıda dane bulunmaktadır ve bunlara yakından bakıldığında, her bir danenin çevresindeki diğer danelerle temas halinde olduğu görülür. Her danenin kendi üzerindeki diğer danelerin ağırlığından dolayı daneler arasında temas kuvvetleri oluşur ve bu kuvvetler daneleri bir arada tuttuğu gibi, zeminin bir dayanıma sahip olmasını da sağlar. Daneler arasındaki boşluklar ise, su ve hava ile doludur. Suyun tanelere yaptığı basınç “boşluk (gözenek) suyu basıncı” olarak adlandırılır.



Zemini oluşturan tanelerin deprem öncesi görünümü (gözenek suyu basıncının seviyesini sağdaki mavi renkli kolon göstermektedir)

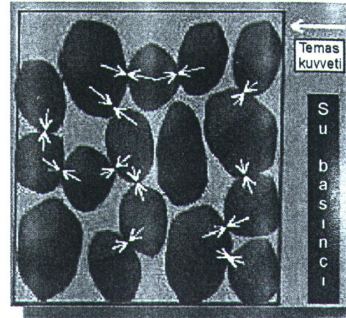


Zemin taneleri arasında etkiyen temas kuvvetleri (okların boyu temas kuvvetlerinin büyüklüğünü ifade eder)



Makaslama yerdeğiştirmesi

Depremiñ neden olduğu makaslama yerdeğiştirmesiyle zemini oluşturan tanelerde sıvılaşma süreci

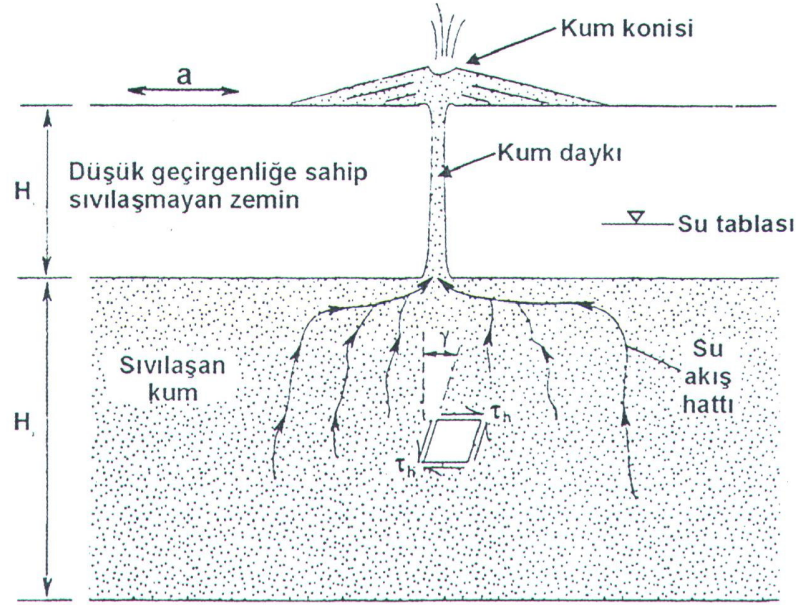


Gözenek suyu basıncının ani artışıyla tanelerin temaslarını yitirmesi

Şekil 2.1. Deprem zemin durumu ve deprem sonrası oluşan sıvılaşma süreci

Deprem sırasında sismik dalgalar, özellikle makaslama dalgaları, suya doygun (yeraltı suyu tablası altındaki) gevşek kumlu zeminler içinde yayılırken birbirine göre ters yönde etkiyen kuvvet çiftleri yaratarak (makaslama kuvvetleri) zeminlerin danelerinde yer değiştirmelere neden olurlar. Bu koşullar altında gevşek konumdaki kum danecikleri birbirine yaklaşma eğilimi gösterirler ve bu davranış sırasında tanelerin temas noktalarındaki gerilim, taneleri çevreleyen suya aktarılır.





Şekil 2.2. Sıvılaşma ve Kum Dayklarının Oluşumunu Gösteren Kesit ( $a$ : yatay ivme,  $\tau_h$ : yatay ivmeden kaynaklanan makaslama gerilimi,  $\gamma$ : makaslama yerdeğiştirmesi)

Depremlerin ani ve çok kısa süreli hareketlere neden olması, daneler arasındaki suyun kaçması (drene olması) için gereken yeterli süreye olanak tanımamakta, dolayısıyla ortamdaki uzaklaşamayan boşluk suyunun basıncını aniden artırmaktadır. Boşluk suyu basıncındaki bu ani artış, zemin danelerini bir arada tutan temas kuvvetlerini yok ederek daneleri birbirinden uzaklaştırır ve böylece zemin dayanımını yitirir. Bu koşullar altında zemin, deprem öncesinde gösterdiği katı malzeme davranışı yerine, bir sıvı gibi davranarak suyla birlikte yüze doğru hareket eder ve yüze doğru çıkmaya başlar. Zeminin sergilediği bu davranış biçimi “sıvılaşma” olarak tanımlanır.

Sıvılaşmadan sonra kum daneleri arasındaki temas noktaları boşluk suyu basıncı çıkışı olduktan sonra adeta yeniden düzenlenir. Sonuçta zemin yeniden stabilitesini kazanır ancak, bu esnada oturma meydana gelmiştir. Oturma yapan zemindeki hacim azalması dışarıya akan boşluk suyu basıncının hacmi kadardır.

### 2.3.Sıvılaştırılabilir Zemin Türleri

Sıvılaştırma analizinin ilk adımı söz konusu zemin profilinde potansiyel olarak sıvılaştırılacak zemin tabakalarının bulunup bulunmadığının kontrol edilmesidir. Bu da hangi zeminlerin sıvılaştırılabilir olduğu gibi önemli bir soruyu gündeme getirmektedir. Sıvılaştırma her yerde ve her koşulda meydana gelen bir olay olmayıp, belirli yeraltı koşulları altında gerçekleşir. Genellikle genç ve gevşek çökellerin, özellikle kum ve silt dane boyutundaki malzemenin depolandığı ve yeraltı suyunun sık olduğu ortamlardır. Sıvılaştırmaya en duyarlı çökeller, Holosen yaşlı delta, akarsu, taşkın ovası, taraça ve kıyı ortamındaki çökeltme süreçleri sonucunda birikmiş çökellerdir. Çünkü bu ortamlarda egemen olan çökeltme süreçleri, danelerin üniform şekilde ve gevşek halde depolanmasına olanak sağlamaktadır. Sıvılaştırma gerekli koşullarda gerçekleştiği takdirde, yeraltı suyu tablasının yüzeyden itibaren en fazla 10m derinlikte bulunduğu ortamlarda meydana gelmektedir [83].

Temiz kumların sıvılaştırılabildiği uzunca bir zamandan beri bilinmektedir. Gevşek kumlarda, zemin yüzeyi düz olsa bile büyük bir şev kaymasına ya da çamur akmasına benzeyen kalıcı bir zemin deformasyonu (akma göçmesi) meydana gelebilmektedir. Bu durumda yapı temellerinin stabilitesini sağlayacak olan temel zemininin rezidüel kayma dayanımına güvenilmez, hatta zemin yüzeyi kalıcı olarak yer değiştirebildiğinden yeni bir dış kuvvet oluşur ve bu kuvvet kazıklı temellere ve gömülü yapılara dahi zarar verebilir. Gevşek kumun tersine sıkı kum kaymaya uğrayıp, aşırı boşluk suyu basıncı oranı 1.0 olduğunda bile geçici olarak daneler arasındaki temas kuvvetleri korunur. Böylece statik gerilmeler desteklenir ve sıkı kum tamamen sıvı duruma ulaşmaz.

İri daneli ve çakıllı zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışı kumlarınkinden fazla bir farklılık göstermez ve bu zeminler potansiyel olarak sıvılaştırılabilirler. Ancak bu zeminler kumlu zeminlerle karşılaştırıldığında daha geçirimli olduklarından sismik yükler altında oluşan aşırı boşluk suyu basıncını daha çabuk dağıtabilmekte ve ayrıca iri ve ağır danelerden oluştuklarından dolayı nadiren gevşek halde bulunurlar. İri daneli ve çakıllı zeminlerin sıvılaştırılabileceği durumlar olarak, çakıllı danelerin arasını ince daneli plastik olmayan malzemenin doldurduğu ya da zemin

tabakasının oldukça kalın yani drenaj mesafesinin uzun olduğu durumlar gösterilebilir. Bu gibi durumlarda iri daneli zeminlerin sıvılaşabileceği olasılığı düşünülerek gerekli sıvılaşma hesapları yapılmalıdır [21].

İnce daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği ise halen tartışılmaya devam edilmektedir. Çin kriterlerine göre ince daneli zeminlerde ( $FC > 35$ ) sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için  $LL < 35$  ve  $w_c/LL > 0,9$  olması gerekmektedir. İnce daneli (killi ve siltli) zemin yüzdesinin genel zemin davranışını kontrol edebilecek miktarda yüksek olduğu durumlarda, sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için siltli ya da killi malzemenin plastik olmaması ya da düşük plastisiteli ( $PI \leq 10 - 12\%$ ) koşulu sağlanmalıdır. Aslında düşük plastisiteli killer hem sıvılaşabilir olmaları hem de boşluk suyu basıncının hızlı dağılımını engelleyebilecek kadar geçirimsiz olmaları nedeniyle en tehlikeli zemin türleridir.

Tablo 2.2.Siltli ve killi kumların sıvılaşabilirliği [4]

	Likit limit <sup>1</sup> < 32	Likit Limit $\geq$ 32
Kil İçeriği <sup>2</sup> < %10	Sıvılaşabilir	İleri çalışma gerekir. (Plastik kil harici Boyutlu dane olduğu Düşünülerek – Mika gibi)
Kil İçeriği <sup>2</sup> $\geq$ %10	İleri çalışma gerekir. (Plastik olmayan kil boyutlu dane olduğu düşünülerek-maden veya ocak atığı gibi)	Sıvılaşmaz
Notlar: 1. Cassagrande tipi darbe aleti ile belirlenen likit limit 2. Kil 0.002 mm'den küçük dane olarak tarif edilir.		

Tüm bu kriterlere ek olarak sıvılaşmanın olabilmesi için malzemenin doymun ya da doymuna yakın, tekrarlı yükün ise drenaja izin vermeyecek kadar hızlı olması gerektiği unutulmamalıdır. Su tablasındaki mevsimsel değişimler ve sulamada zeminlerin sıvılaşabilir olmalarını etkileyebilir.

## 2.4.Ön Sıvılaşma, Sıvılaşma ve Çevrimsel (Devri) Oynaklık (Sınırlı Ön Sıvılaşma)

Yer titreşimleri nedeniyle meydana gelen tekrarlı kayma gerilmeleri sonucu boşluk suyu basıncının arttığı bilinmektedir. Suyu doymuş kumlu zeminlerde daneler arasındaki boşluk suyu hacimsel sıkışmaya engel olmaktadır. Suyun sıkışabilirliği az olduğu için boşluk suyu basıncı hızla artmaktadır. Kumlarda hidro iletkenlik yüksek olmasına rağmen deprem süresinin kısa ve de drenaj yolunun uzun olduğu düşünülürse boşluk suyu basıncının sönüm miktarı ihmal edilebilir düzeyi aşmaz. Bu durumda boşluk suyu basıncı artmaya başlar ve çevre basıncına yaklaşır. Bu durum kumun sıkılığına göre iki farklı durumun ortaya çıkmasına neden olur;

a.Kum gevşek ise;

Boşluk suyu basıncı çevre basıncına eşitlenir. Kumda büyük şekil değiştirmeler meydana gelir ve %20'yi aşan birim kayma oranları gözlemlenir. Zemin dayanım oluşturmadan büyük şekil değiştirmelerin gözlenmesi sıvılaşma olduğunu gösterir.

b.Kum sıkı ise;

Tekrarlı yüklemelerin herhangi bir anında boşluk suyu basıncı çevre basıncına eşitlenebilir ki bu durum ön sıvılaşma olarak tanımlanır. Ancak kum bundan sonra bir genişleme gösterir, bu durumda boşluk suyu basıncı düşmeye başlar ve zemin direnç kazanır. Bu direncin oluşabilmesi için zeminin bir miktar şekil değiştirmesi gerekir. Her tekrarlı yükleme durumu için belirli tekrarlı bir şekil değiştirme oranı oluşur ve bundan sonra zemin tekrarlı yükler altında fazla değişiklik göstermez. Bu olay çevrimsel (devri) oynaklık ya da sınırlı ön sıvılaşma olarak adlandırılır. Bu ifadeleri şu şekilde tanımlamak mümkündür [6].

### 2.4.1.Ön sıvılaşma

Tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının bir yükleme çevrimi sonunda toplam çevre gerilmesine eşit olmasıdır. Ancak ön sıvılaşmanın oluşması, zemin elemanında

meydana gelecek şekil değiştirmelerin boyutları ile ilgili bilgi vermez. Sadece zeminin davranışını incelemeye olanak sağlar.

#### **2.4.2.Sıvılaşma**

Boşluk suyu basıncının tekrarlı yükler etkisinde sürekli olarak artıp bir noktadan sonra sabitleşmesi, efektif çevre gerilmenin sıfır ya da sıfıra yakın bir değere ulaşmasına neden olur. Bunun sonucunda zemin elemanında sürekli artan şekil değiştirmeler olur ve zemin bir sıvı gibi davranmaya başlar. Bu olaya gerçek sıvılaşma denir.

#### **2.4.3.Çevrimsel (devri) oynaklık (sınırlı ön sıvılaşma)**

Tekrarlı yükler altında bir yükleme çevrimi sonucunda, ön sıvılaşmanın oluşması ve bunu izleyen yükleme çevrimlerinde zemin elemanında bir artık dayanım bulunmasından veya hacim kabarmasından ötürü tekrar bir kayma direnci oluşur. Bunun sonucunda zemin elemanında şekil değiştirmeler sınırlı kalır ve tekrarlı yükler altında duraylı bir konuma gelir. Bu olaya çevrimsel (devri) oynaklık ya da sınırlı ön sıvılaşma denir.

### **2.5.Sıvılaşmaya Etki Eden Faktörler**

Sıvılaşma sadece birkaç parametreye bakılarak % 100 doğru biçimde ön görülecek kadar basit bir kavram olmaktan çok uzaktır. Değişik depremlerde meydana gelen sıvılaşma olayları incelendiğinde her birinin yeni olgular doğurabildiği rahatlıkla söylenebilir.

#### **2.5.1.Kayma dalgası hızı ( $V_s$ )**

S dalgası hızı arttıkça risk azalır. S dalgası suda ilerlemediğinden yeraltındaki tabakaların su içeriği hakkında bilgi verir. S dalgası hızının yüksek olması su içeriğinin olmadığını gösterir [48], [49].

### 2.5.2.İvme

İvme depremin en can alıcı noktasıdır, çünkü ivme büyüdükçe hasarlar ve kayıplar anormal bir şekilde artmaktadır. İvme, artmasıyla danelerin yer değiştirmesini ve yeraltı suyunun transfer hızını arttırarak sıvılaşmaya çok büyük bir etken olarak katılmaktadır [48], [49].

### 2.5.3.Deprem magnitüdü

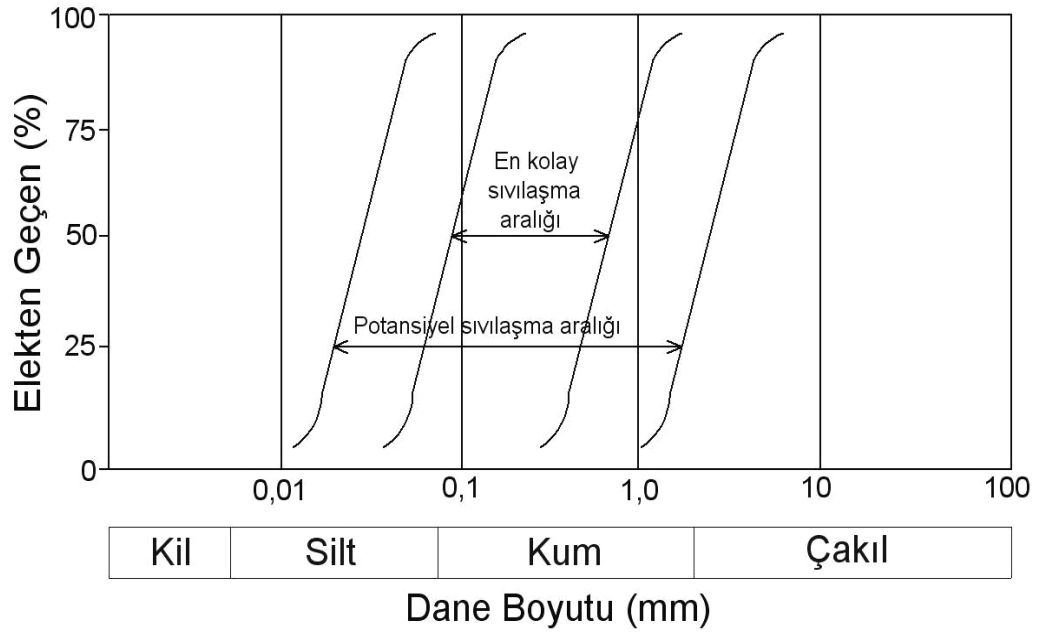
Deprem magnitüdü depremde çıkan enerji ile belirtildiğinden büyük bir depremden çıkan enerjide büyük olacak dolayısıyla sarsıntı şiddetide büyük olacağından sıvılaşma potansiyeli artacaktır.

### 2.5.4.Zeminin dane boyutu dağılımı ve dane şekli

Zeminin dane boyutu dağılımının sıvılaşmaya etkisi hakkında söylenebilecek ilk madde iyi derecelenmiş zeminlerde hacimsel deformasyona olan eğilimin az olduğu ve bu nedenle drenajsız koşullarda gelişebilecek olan aşırı boşluk suyu basıncı miktarının azaldığıdır. Böylece dane boyutu iyi derecelenmiş zeminlerde sıvılaşma ihtimalinin az olduğu sonucuna varılabilir.

İkinci olarak ise aynı koşullar altında; ince ve üniform kumların iri kumlara oranla sıvılaşmaya daha yatkın olduğu söylenebilir. Bunun sebebi olarak iri kumların geçirgenliğinin ince kumlara göre daha fazla olması ve iri kumlarda deprem sırasında oluşacak boşluk suyu basıncının daha kolay sönmüldüğü söylenebilir. Böylece kumlarda ince danelerden ziyade iri dane özelliği baskın olmaya başladıkça sıvılaşmaya yatkınlığın azaldığı sonucuna varılabilir.

En kolay sıvılaşabilen zeminlerin ortalama dane çapı 0,2 mm. civarında olduğu söylenebilir [83].



Şekil 2.3.En kolay sıvılaşan ve potansiyel sıvılaşma eğilimine sahip zeminler için dane boyutu açısından sıvılaşma alt ve üst sınırlarını gösteren dane boyutu dağılımı eğrileri (Ulusay, 2000)

Ishihara'nın 1980 yılında zeminlerin sıvılaşabilirliği hakkında yaptığı çalışmaya göre;

- 20 m.'den daha derine uzanan, değişik granülometrilere sahip kum tabakalarından oluşmuş zeminler,
- Altında veya üstünde kil ve silt tabakaları bulunan, 3 m. – 10 m. kalınlığındaki kum tabakalarından oluşan zeminler
- İri daneli kum tabakası üzerinde ince daneli kum tabakalarının bulunduğu zeminler sıvılaşma eğilimi içerisindedir.

Seed ve Idriss tarafından 1981 yılında yapılan bir çalışmada da yukarıdakilere benzer araştırma bulguları elde edilmiştir;

- Derinliği 15 – 20m. arasında bulunan, düşey basınç gerilmeleri yüksek olmayan suya doymuş kumlu, siltli kumlu ve killi kumlu zeminler

- Dane çapı üniform olan silt-kum cinsi ve özellikle,  $D_{10}$  değerinin 0.005 – 0.15 mm arasında olduğu zeminler
- SPT-N değeri yüzeye yakın yerlerde  $N < 10$  ve 20 m derinlikte  $N < 20$  olduğu kumlu zeminler
- Çin kriterlerini sağlayan zeminler, sıvılaşma eğilimi içerisindedir.

Zeminlerin dane şekli konusunda da yaygın görüş ise daneleri köşeli olan zeminlerin belirli bir konsolidasyon basıncına kadar sıvılaşmaya daha dirençli olacağı yönündedir. Daha büyük basınçlarda ise zeminlerin köşelerinin kırılıp ince dane oluşturmaları nedeniyle sıvılaşmayı kolaylaştırıcı etki yaptığı belirtilmektedir.

### 2.5.5. Relatif sıkılık (tabakanın sıkılığı)

Ayrık daneli zeminlerde sıvılaşma potansiyeline etki eden faktörler içerisinde relatif sıkılık oranı ( $D_r$ ) en önemlilerinden biri olarak ele alınmaktadır. Sıkılık ön sıvılaşmaya ulaşmak için gerekli devir sayısının veya uygulanan kayma gerilmesinin artması gerekmektedir [69].

Kumlu zeminlerin relatif sıkılığı;

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2.2)$$

bağıntısıyla belirtilmektedir.

Burada;

$e_{\max}$  = Zeminin en gevşek durumdaki boşluk oranı

$e_{\min}$  = Zeminin en sıkı durumdaki boşluk oranı

$e_0$  = Zeminin arazideki boşluk oranıdır.

Başlangıç relatif sıkılığı yüksek olan zeminlerde, deformasyon ve boşluk suyu basıncı düşük olmakta, başlangıç relatif sıkılığı düşük olan zeminlerde ise, daha



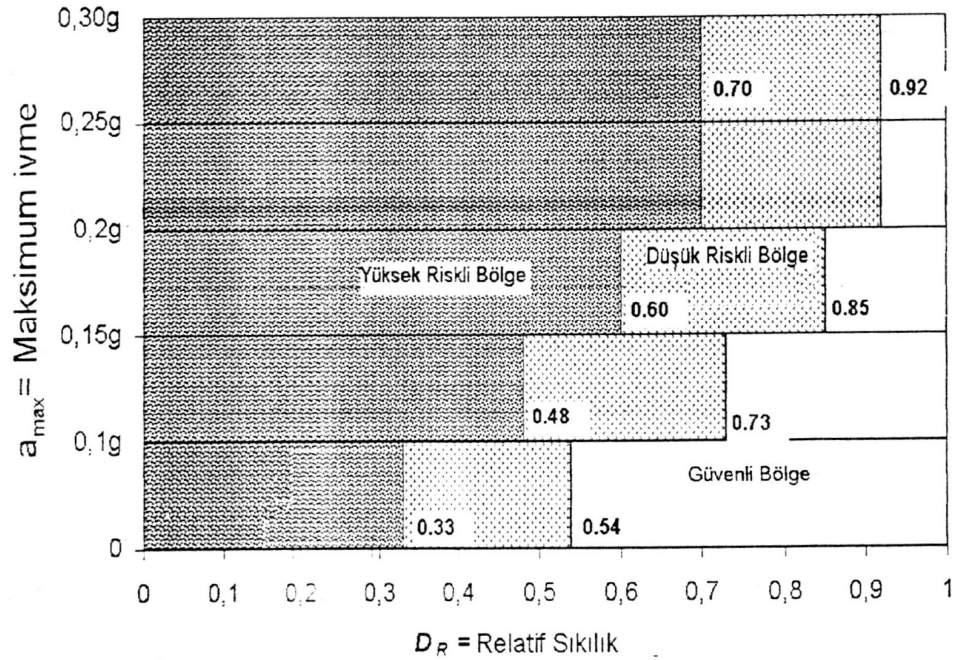
büyük deformasyon ve boşluk suyu basıncı oluşmaktadır. Bu nedenle başlangıç relatif sıkılığı yüksek olan zeminlerde sıvılaşma riskinin düşük olduğu söylenebilir. Zeminlerin sıvılaşma durumlarının relatif sıkılıkları ile yakından ilgili olduğunu gösteren iyi bir örnek Niagata (1964) depreminden elde edilen verilerdir. Relatif sıkılığı %50 olan kumlu zeminlerde sıvılaşma olduğu halde, relatif sıkılığı %70 olan kumlu zeminlerde sıvılaşma oluşmadığı gözlemlenmiştir [37].

Tablo 2.3. Relatif sıkılık ve sıvılaşma potansiyeli [68]

$a_{max}$	Sıvılaşma Riski		
	Yüksek	Orta	Düşük
0,10g	$D_r < 0,33$	$0,33 < D_r < 0,54$	$D_r > 0,54$
0,15g	$D_r < 0,48$	$0,48 < D_r < 0,73$	$D_r > 0,73$
0,20g	$D_r < 0,60$	$0,60 < D_r < 0,85$	$D_r > 0,85$
0,25g	$D_r < 0,70$	$0,70 < D_r < 0,92$	$D_r > 0,92$

Kumlu zeminlerde yapılan testler sonucunda, başlangıçtaki relatif sıkılığı %65'ten büyük olan kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncında artış olmadığı gözlemlenmiştir. Bu nedenle sıvılaşma ihtimali düşüktür [59].

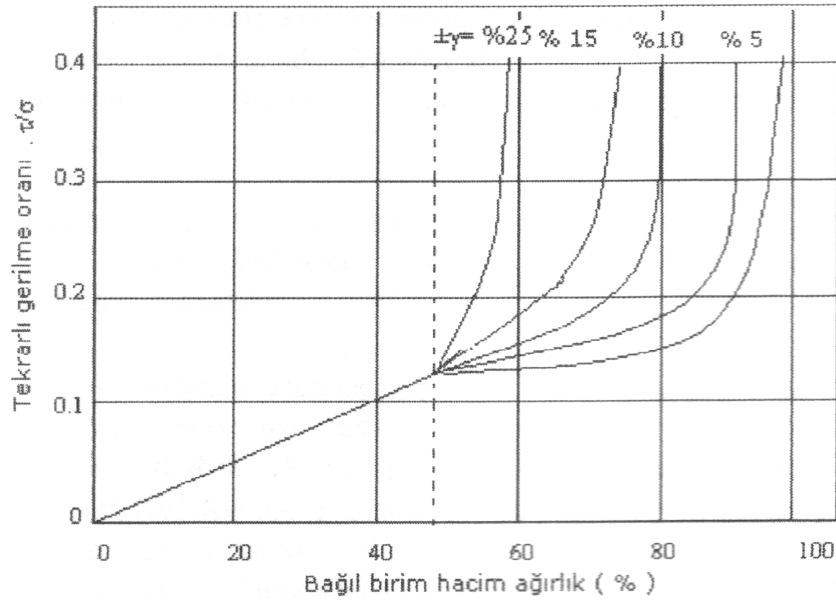
Gevşek kumlar titreşim sebebiyle sıkışabilmektedir. Sıkışma sonucunda yapılara zarar verebilecek değerler  $D_r < \%60$ ,  $N < 15$  olarak bulgulanmıştır [78], [79]. Tablo 2.3'de Seed (1971) tarafından hazırlanan  $a_{max} - D_r$  tablosu gösterilmiştir. Şekil 2.4'te de Wiegel (1970) tarafından hazırlanan relatif sıkılık sıvılaşma potansiyeli ilişkisi grafik olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.4. Relatif sıklık ile sıvılaşma potansiyeli arasındaki ilişki [86]

### 2.5.6. Zeminin gerilme altında kaldığı süre

Sıvılaşmaya etki eden faktörlerden biri de zemin tabakalarının jeolojik yük altında kaldıkları süredir. Bu sürenin etkisinin bulunabilmesi için benzer şekilde hazırlanmış numuneler 0,01 günden 95 güne kadar değişen zaman aralıkları için belirli bir basınç altında bırakıldıktan sonra sıvılaşma deneyine tabi tutulmuşlardır. Deney sonrası ön sıvılaşmaya yol açabilecek gerilme oranlı arasında %25'e varan farklar bulunmuştur. Daha uzun zaman dilimlerinin etkisini anlayabilmek için araziden alınmış örselenmemiş numunelerin davranışı ile aynı tip kum ile laboratuarda hazırlanmış numunelerin sıvılaşmaya karşı davranışlarının karşılaştırılması gerekmektedir. Böyle bir durumda ise sıvılaşmaya karşı direnimsizlik Şekil 2.5'ten de görüldüğü gibi %75 oranında artabilmektedir. Buna neden olarak uzun süre yük altında kalmanın bir sonucu olarak, daneler arasında bir kaynamanın ve çimentolaşmanın oluşması gösterilmektedir [69].



Şekil 2.5.Bağıl birim hacim ağırlığının sıvılaşmaya ve oluşacak birim kaymalara etkisi [78], [79]

### 2.5.7. Titreşim özellikleri

Sıvılaşma ve sıvılaşmaya bağlı olarak oluşan oturma, dinamik yüklerin türüne, büyüklüğüne ve yapısına bağlı olarak değişir. Şok yüklemelerde tüm bir tabaka sıvılaşabileceği gibi, düzenli titreşimlerde üst tabakadan başlayarak devam eden bir sıvılaşma olayı gözlemlenebilir. Kuru kumlarda, genellikle yatay titreşim, düşey titreşimden daha büyük yer değiştirmeler meydana getirmektedir [85].

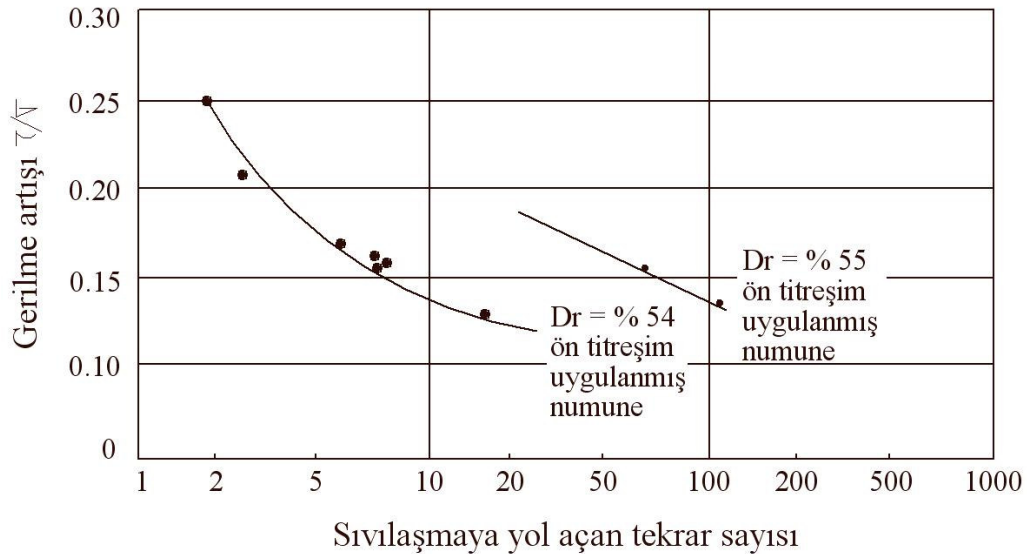
Sıvılaşmaya maruz kalan zeminler üzerinde bulunan zararın büyüklüğü, kumun sıvılaşma durumunda kalma süresine bağlıdır. Kaba kumlarda yüksek permeabilite katsayısı mevcut olduğundan ince kumlara göre sıvılaşma süresi daha kısa olacaktır [85].

Depremlerin sebep olduğu çok yönlü sarsıntı tek yönlü yüklemelere göre çok daha şiddetli olmaktadır [85].

### 2.5.8. Deformasyon geçmişi (sismik geçmiş)

Bir kum elemanın sıvılaşılabirliğinin, o kum elemanın daha önce tekrarlı yükler altında kalmış olmasından etkilendiği birçok araştırmacı tarafından gözlenmiştir. Geçmişteki tekrarlı yük etkisinin, diğer bir deyişle sismik geçmişin, ne yönde etki yaptığını anlayabilmek için de, aynı şekilde ve aynı sıklıkta hazırlanmış numunelerden bir kısmına çok hafif titreşimler uygulanmış, daha sonrada tüm numuneler üzerinde yapılan sıvılaşma deneylerinde titreşim altında kalmış numunelerinin ön sıvılaşma için gerekli gerilme oranlarının, hiç titreşim altında kalmamış numunelere göre, %50'den daha büyük olduğu gözlenmiştir.

Kumlarda küçük titreşimler, danelerin ve dane yüzeylerindeki pürüzlülüklerin birbirlerine daha iyi intibakına ve bundan dolayı da, kayma dayanımını belirleyen iki özellikten biri olan dane kilitlenmesi sağlayarak sıvılaşma direncini arttırmaktadır. Seed'e (1976) göre geçmişte oluşan deformasyonlar kum zeminlerin sıklığını belirgin bir şekilde değiştirmemekte ancak sıvılaşmaya sebep olacak gerilmeyi yaklaşık 1,5 kat arttırmaktadır.



Şekil 2.6. Sismik geçmişin sıvılaşmaya etkisi

### 2.5.9. Yanal toprak basıncı katsayısı ve aşırı konsolidasyon oranı

Bu konu ile ilgili yapılan araştırmalarda, sükûnetteki yanal basınç katsayısı,  $K_o$ 'ın, ön sıvılaşmaya yol açacak gerilme oranlarında, büyük artışlar sergilediği saptanmıştır.  $K_o > 5$  olması durumunda gerilme durumunun en az %50 artması sıvılaşmaya sebep olacaktır. Ayrıca, Ishihara (1985), belli bir tip kum üzerinde burulmalı kesme deneyleri yaparak, aşırı konsolidasyon oranının artmasıyla sıvılaşmaya karşı direncin de arttığı sonucuna varmıştır. Yanal toprak basıncı katsayısı  $K_o$ 'ın, aşırı konsolidasyon oranı ile doğrudan ilişkili olduğu düşünülecek olursa bu etkenin doğada gerçek kum tabakalarının sıvılaşmasına etki eden en önemli faktörlerden biri olduğu ortaya çıkar.

### 2.5.10. İnce dane oranının etkisi

Sıvılaşma potansiyeli üzerinde ince dane oranını belirlenmesi amacı ile birçok araştırmacı tarafından laboratuvar ve arazide kapsamlı araştırmalar yapılmıştır. Dinamik üç eksenli basınç deneyi aletinde düşük plastisiteli ince daneler üzerinde yapılan deneyler sonucunda plastik olmayan ince dane oranı arttıkça dinamik dayanımda azalma olduğu gözlenmiştir.

Erken ve Ansal (1994) tarafından, dinamik üç eksenli deney sisteminde, örselenmemiş düşük plastisiteli siltli kum numunelerinin davranış biçimleri incelenmiştir. Kumlu zeminin içerdiği silt oranının dinamik dayanımı olumsuz etkilediği, silt oranı arttıkça dinamik dayanımın azaldığı anlaşılmıştır. Yine Erken ve Ansal (1994) tarafından yapılan dinamik basit kesme deneylerinde, değişik oranlarda plastik ince daneli zemin kullanılmış, plastik ince dane oranının artmasıyla sıvılaşma potansiyelinin azaldığı ortaya koyulmuştur.

Prakash (1981) ise çalışmalarında aşağıdaki sonuçları elde etmiştir;

- Düşük plastisiteli siltlerin sıvılaşma direnci, artan plastisite ile azalır.
- Kil boyutlu dane oranının artması, tekrarlı gerilme oranını düşürmektedir.
- Düşük plastisiteli siltlerin eksenel deformasyonu, kil yüzdesinin artması ile artar.  
%5 kil için, ilk sıvılaşma durumuna, %5 göçme durumundan sonra erişilir.

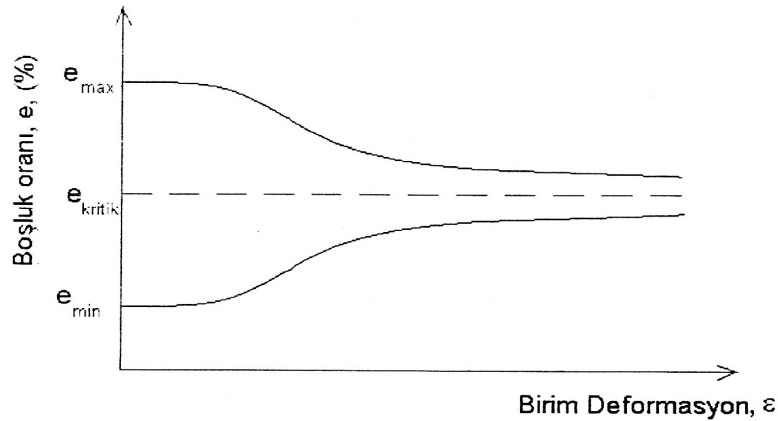
### 2.5.11.Zeminin oluşma şekli

Jeolojik açıdan nehir ve göllerde sedimentasyonla oluşan fluval ve alüvyal zeminler, kolüvyal zeminler ve rüzgâr hareketiyle oluşan aeolian zeminler sıvılaşmaya duyarlıdır. Bu olaylar zeminlerin üniform daneli olmasına ve gevşek biçimde depolanmasına sebep olmaktadır. İnsan yapımı hidrolik dolgularda sıvılaşmaya oldukça eğilimlidirler. Sakarya nehrinin taşıdığı genç alüvyon zemin tabakaları üzerinde bulunana Adapazarı şehrinde meydana gelen depremler sonucu gözlenen sıvılaşma vakaları bu duruma bir örnek teşkil etmektedir.

### 2.5.12.Boşluk oranı

Kayma gerilmeleri altında, sıkı kumların hacimleri artarak boşluk oranları artmakta, gevşek kumların ise hacimleri azalarak boşluk oranları azalmaktadır. Böylece sıkı ve gevşek kumların her ikisi de sonuçta hacimlerinin değişmediği bir duruma ulaşmaktadır. Bu durumdaki boşluk oranı kritik boşluk oranı ( $e_{cr}$ ) olarak ifade edilmektedir. Drenajsız periyodik basit kesme deneylerinde,  $e_o < e_{cr}$  durumunda negatif,  $e_o > e_{cr}$  durumunda da pozitif boşluk suyu basıncı oluşmaktadır.

Zeminin boşluk oranı, kritik boşluk oranından küçük iken zemin için sıvılaşma potansiyeli düşük olarak kabul edilirken, kayma anında drenajın mümkün olmadığı ve zeminin boşluk oranının kritik boşluk oranından büyük olduğu gevşek kumlar için sıvılaşma potansiyeli yüksektir.



Şekil 2.7.Boşluk Oranı – Birim Deformasyon Grafiği

## **BÖLÜM3.SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİNDE KULLANILAN ARAZİ VE LABORATUAR DENEYLERİ**

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi konusunda NCEER(1997) çalışma grubunun mevcut uygulamaları özetleyen yayınında dört değişik arazi deney yöntemi ile yeterli doygunluğa ulaşıldığı vurgulanmıştır. Bunlar 1-) Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) 2-) Konik Penetrasyon Deneyi (CPT) 3-) Arazi kayma dalgası hızının ölçümü ( $V_s$ ) 4-) Becker Penetrasyon deneyidir.

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde kullanılan laboratuvar deneyleri ise yüksek deformasyonlu deneyler kategorisine girmektedir. Yüksek kayma deformasyonu genliklerinde zemin genellikle hacim değiştirme eğilimindedir. Zemin davranışı efektif gerilme ile belirlendiğinden, yüksek deformasyon seviyelerinde yapılan deneylerde numunenin boşluk suyu drenajı kontrolü ve hacim ve/veya boşluk suyu basıncı değişiminin ölçümü kesinlikle sağlanmalıdır.

### **3.1.Sıvılaşma Analizinde Kullanılan Arazi Deneyleri**

Sıvılaşma analizinde kullanılan arazi deneyleri standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi ve kayma dalgasının bulunması ile ilgili deneyler olarak üç grup altında incelenebilir. Becker penetrasyon deneyi yaygın olmadığı için bu bölümde değinilmeyecektir.

#### **3.1.1.Standart penetrasyon deneyi**

Bilindiği gibi Standart Penetrasyon Deneyinden (SPT), sondaj içerisinde bir çubuğun zemin içine çakılması sırasında karşılaşılan dirençten çeşitli zemin tabakalarının yaklaşık mukavemet özelliklerinin belirlenmesinde faydalanılır. Bu deneyde 5,08 cm'lik bir borunun 76 cm yükseklikten 63,5 kg'lık ağırlığın darbeleri ile sondaj

çukuruna 45 cm girmesi şeklinde çakılır. İlk 15 cm'lik giriş çukur tabanındaki muhtemel örselenmeler nedeniyle hesaba katılmaz. Geriye kalan 30 cm için gerekli darbe sayıları (N) zeminin mukavemeti hakkında fikir verir. Kohezyonsuz zeminlerde zeminin relatif sıkılığı hakkında, kohezyonlu zeminlerde kıvamı hakkında oldukça doğru bilgiler elde etmek mümkündür.

Delgi çubuğu 15 cm ara ile tebeşirle işaretlenir ve kılavuz çubuğu 76 cm'de sabitlenir. Sistem sondaj kuyusundaki zemin üzerine yerleştirilir. 15 cm'lik örselenmiş zemin geçilir ve darbe sayısı kaydedilir. Son iki 15 cm derinliğe karşılık gelen N değerleri toplanarak penetrasyon sayısı elde edilir.

Aşağıdaki durumlarla karşılaşırsa deneye son verilir:

- 15 cm'lik bir artış için 50 darbe gerektiğinde,
- 30 cm'yi çakmak için 100 darbe sayıldığında,
- 10 darbe neticesinde bir ilerleme sağlanamadığında.

İki komşu kuyuda deney yapılırsa bile farklı ekipman kullanıldığı takdirde elde edilen sonuçlar farklı olmaktadır [33]. Bu nedenle efektif jeostatik basınç, tij uzunluğu ve çakma enerjisine bağlı düzeltmeler gerekli olmaktadır.

Farklılıklar şu faktörlerden ortaya çıkmaktadır; hasarlı ya da yırtık çakma pabucu kullanmak, kaya tabakasını itmeye çalışmak, yeraltı su seviyesi ile kuyu içinde farklılık yaratacak şekilde deneyi sürdürmek, vb.'dir.

N değerlerinde meydana gelen belirgin farklılıkların sebepleri verilen çakma enerjisi ( $E_{in}$ ) ve bu enerjinin örnekleyici içinden çevre zemine yayılmasıdır. Örnekleyiciye gelen gerçek verilen enerji ( $E_a$ ) %30 -100 arasında değişmektedir. Enerji farklılıklarını meydana getiren faktörler şunlardır;

1. Farklı üreticilerin ekipmanlarının kullanılması (Delgi teçhizatlarından en çok Safety tokmakla birlikte rotary delgi kullanılmaktadır.).



2. Çakıcı tokmakların çeşitliliği; (Çakıcı kafasında örnekleyiciye gelen enerji miktarını etkilediği düşünülmektedir.)

3. a. Düşü yüksekliği;  $\pm 25$  mm olan bir sistem kullanılır.

b. Kedi kafa-halat sistemi kullanılarak  $E_a$ ,

i. Halatın çapına ve durumuna,

ii. Kedi kafasının çapına ve durumuna,

iii. Kedi kafası etrafında halatın dönme sayısına (En çok iki tur tercih edilmektedir.),

iv. Tokmağın serbest düşmesine izin verecek şekilde operatörün halatı gerçek düşme yüksekliğinden bırakmasına bağlıdır.

4. İki parçalı numune alıcı astarlı ise kenar sürtünmesi çakma dayanımını artırır. Bu sebeple genellikle astar kullanılmaz. Normal konsolide zeminlere göre  $OCR > 1$  olan zeminlerin N değerleri daha büyüktür.

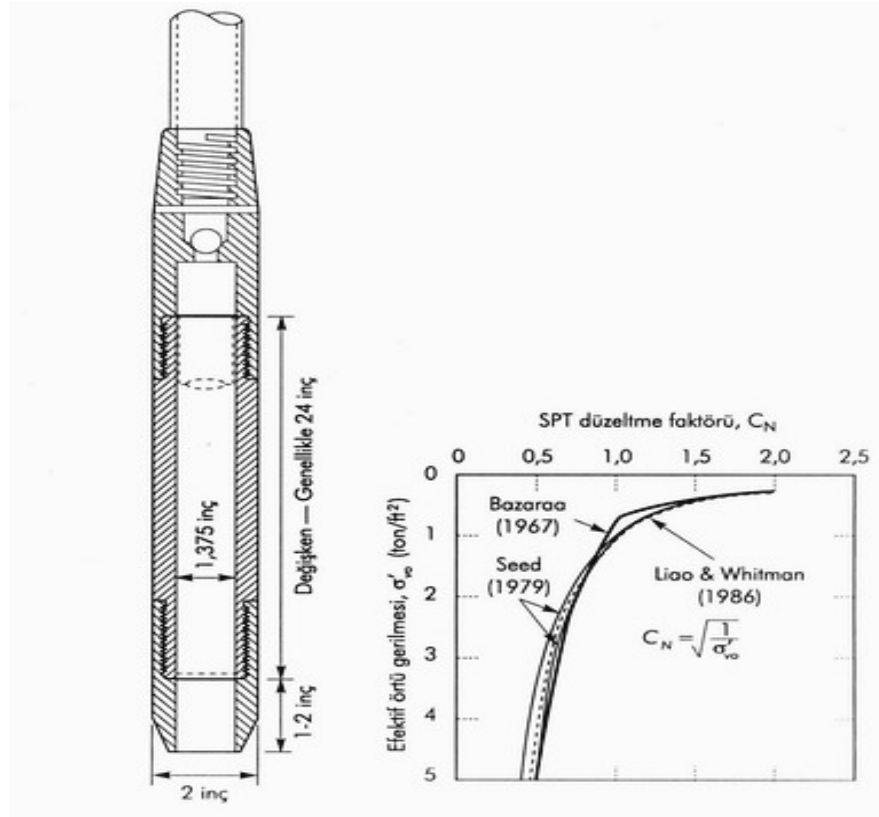
5. Efektif jeostatik basınç; Aynı sıklıktaki zeminlerden  $p_o'$  değeri küçük olanın N değeri de küçük olur. Çimentolaşmış bölgelerde efektif jeostatik basınç düşük olsa da N değerleri yüksek çıkabilir.

6. Delgi çubuğunun uzunluğu;  $N < 30$  ve 10 m'den daha sığ derinlikte çubuk uzunluğu kritik olmaktadır.

SPT deneyinin enerji oranı,  $E_r = \text{Örnekleyiciye gelen gerçek tokmak enerjisi, } E_a / \text{Verilen enerji, } E_{in} * 100$  şeklinde hesaplanır. Bu enerji oranı kullanılan ekipmanın cinsine göre değişkenlik göstermektedir.

Uygulama sırasında ağırlık düşürme yöntemlerine bağlı olarak oluşan enerji kayıpları ve ağırlığın tam ölçüsünden düşürülmemesinin N darbe sayılarını etkilemesine rağmen SPT sonuçlarına göre yapılmış korelasyonlar zemin mühendisliğinde geniş bir kullanım alanı bulmaktadır [42].

Sonuçların kolay anlaşılabilmesi ve yaygın kullanılması açısından SPT deneyleri çok önemlidir. Bu özellikleri ile SPT deneylerinden elde edilen N darbe sayıları zeminlerin dinamik özelliklerinin elde edilmesinde çok kullanışlı bir parametre haline gelmiş ve değişik araştırmacılar tarafından zeminlerin dinamik davranışlarında çok önemli bir parametre olan kayma dalgası hızının ( $V_s$ ) tayininde kullanılması benimsenmiştir.



Şekil 3.1.SPT örnekleyicisi örneği ve SPT örtü kalınlığı düzeltme faktörü [51], [52], [45]

Dakikada 30-40 vuruş ile yapılan bir çakma işleminde numune alıcıya iletilmesi önerilen teorik enerji oranı, çekicin (şahmerdan) serbest düşüş enerjisinin %60'ı şeklindedir. Çoğu uygulamalarda N değerleri aşağıda verilen bağıntıyla birlikte 100 kPa'lık bir örtü basıncına göre normalize edilmektedir ve bu %60'lık enerji oranına (emniyetli şahmerdan ile gerçekte numune alıcıya iletilen enerjinin teorik serbest düşüş enerjisine oranı) göre düzeltilmektedir;

$$(N_1)_{60} = N_m C_N \frac{E_m}{0,60E_{ff}} \quad (3.1)$$

Burada;

$N_m$ = Ölçülen penetrasyon direnci

$C_N$ = Örtü basıncı için düzeltme katsayısı

$E_m$ = Gerçek şahmerdan enerjisi

$E_{ff}$ = Şahmerdanın teorik serbest düşüş enerjisi

Düzeltilmiş standart penetrasyon direnci  $(N_1)_{60}$  ile iri daneli zeminlerin birçok özelliği arasında korelasyonlar yapılmıştır. İnce daneli zeminler için ise fazla güvenli değildir. [45].

### 3.1.2.Koni penetrasyon deneyi

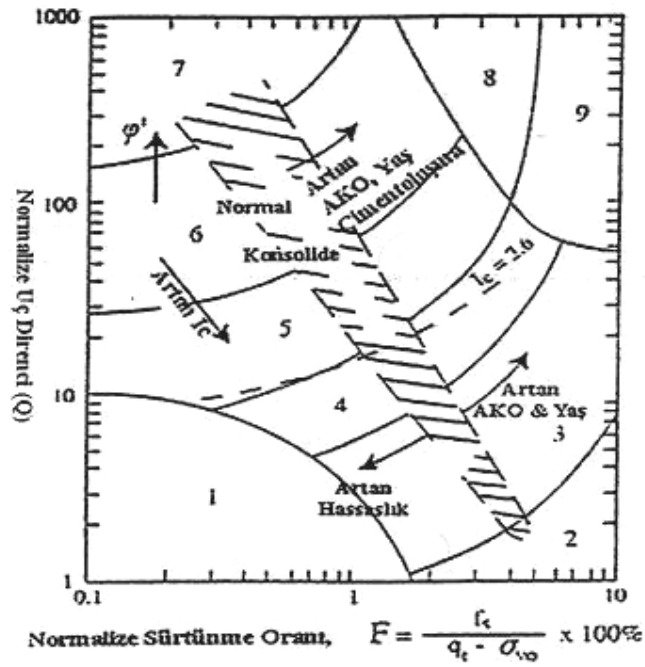
Zeminlerin mukavemet özelliklerini yerinde belirlemek için yapılan deneylerden birisi de Koni Penetrasyon Deneyidir (CPT). Bu deney yumuşak killerde, yumuşak siltlerde ve ince-orta sıkı kumlarda kullanılır. Giderek daha fazla kullanım alanı bulan CPT deneyi, 60 derecelik, 10 cm<sup>2</sup> kesit alanına sahip konik bir başlığın hidrostatik basınç ve sabit bir hızla zemine itilmesi şeklinde yapılmaktadır. Deney toplam ve uç okumaları alınarak ve bu iki okuma arasındaki fark çevre sürtünmesini verecek şekilde uygulanmaktadır. Koninin en kesit alanı 10 cm.<sup>2</sup> olsa da daha büyük koniler kullanılarak daha güvenilir boşluk suyu basıncı okumaları alınabilmektedir.

Bu arazi yönteminde, SPT deneyinden farklı olarak sadece belli derinliklerde değil sürekli ölçüm yapılabilmekte ve uygulanması için sondaj kuyusu gerektirmemektedir. Deney ayrıca operatörden daha az etkilenmektedir. Eğer zemin tabakalı ise deney delgi makinesine paralel olarak devam edebilir. Bu durumda kuyu yumuşak malzemeye ulaşılan dek açılır. Bu deney sıklıkla taşınmış zeminlerin derin tabakalar halinde bulunduğu taşkın ovaları, nehir deltaları ve kıyı şeritlerinde uygulanır.

Bu deneyde beş çeşit koni kullanılabilir;

1. Mekanik: Hollanda konisi adı verilen çeşididir.
2. Elektrik sürtünme: Uç dayanımını ve çevre sürtünmesini saptayan deformasyon ölçerler mevcuttur.
3. Elektrik piezo: Elektrik sürtünme konisi geliştirilerek koni ucundaki boşluk suyu basıncının ölçülmesi sağlanmıştır.
4. Elektrik piezo/sürtünme: Uç dayanımı, çevre sürtünmesi ve boşluk suyu basıncını ölçen gelişmiş bir konidir.
5. Sismik koni: Dinamik kayma modülünün hesaplanmasına yardımcı olan yüzeyde tokmak darbesi ile kayma dalgası hızlarının hesaplanmasını sağlayacak verileri elde eden en yeni koni türüdür.

Bir CPT deneyinde  $f_s$ : gömlek sürtünmesinin,  $q_c$ : uç direncine oranlanmasıyla elde edilen sürtünme oranı  $R_f$  genel olarak ince dane oranı ve plastisite indisi ile artar (Robertson, 1990). Deney sırasında ölçümü mekanik veya elektronik olarak yapılabilen bazı parametreler ile konik ucun ilerlemesi sırasında geçilen tabakaların yapısı hakkında fikir sahibi olunur. Araştırmacılar yaptıkları çalışmalarda CPT deneylerinden ulaşılan uç direnci, gömlek sürtünmesi, boşluk suyu basıncı gibi değerlerden ve zemin tabakalarının farklı davranışlar sergileyeceklerinden yola çıkılarak zemin sınıflandırması yapılabileceği konusu üzerinde durmuşlardır. Robertson (1990) tarafından geliştirilmiş, Şekil 3.2'deki abakta yatayda normalize sürtünme oranı  $R_f$ , düşeyde koni uç direnci  $q_c$ , olmak üzere 9 tip zemin tarifi yapılabileceği ve bunların sırasıyla aşağıdaki Tablo 3.1'deki gibi dağılım göstereceği belirtilmiştir.



Şekil 3.2.CPT sonuçlarına dayanan zemin davranış tipi şeması [60]

Tablo 3.1.CPT sonuçlarından zemin davranış tipi değişimi [60]

No	Zemin Davranış Tipi
1	Hassas, iyi derecelenmiş.
2	Organik zemin, turba
3	Kil; siltli kilden, kile değişen
4	Silt karışımları; killi siltten, siltli kile değişen
5	Kum karışımları; siltli kumdan, kumlu silte değişen
6	Kum; temiz kumdan, siltli kuma değişen
7	Çakıllı kumdan sıkı kuma değişen
8	Çok katı kumdan, killi kuma değişen, (Aşırı konsolide veya çimentolaşmış)
9	Çok katı, iyi derecelenmiş, (Aşırı konsolide veya çimentolaşmış)

### 3.1.3.Kayma dalgası hızının bulunması ile ilgili deneyler

Deprem riski taşıyan bölgelerde zemin ve yapı etkileşimini inceleyebilmek için dinamik davranış özelliklerini bilmek gerekmektedir. Dinamik davranışı belirleyen en önemli özellik ise kayma modülüdür ve arazi sismik deneyleri ile ölçülen kayma dalgası hızından doğrudan hesaplanabilmektedir. Nitekim araştırmacılar bir zemin tabakasının yüzey kesiminde elde edilen kayma dalgası hızının söz konusu zeminin büyütme seviyelerinin belirlenmesi için oldukça önemli bir zemin özelliği olduğunu belirtmişlerdir. Arazi sismik yöntemleri bu amaçla elastik davranış sergileyen düşük deformasyon genliklerinde sismik dalga üretilmesini ve dalga varış zamanlarından bulunmasını içermektedir. Dalga yayılma hızı ortamın fiziksel özelliklerine bağlı olduğundan, zemin hakkında önemli bilgiler içermekte ve kayma modülü gibi zemin davranışını gösteren özellikler dalga hızlarından elde edilmektedir, [74].

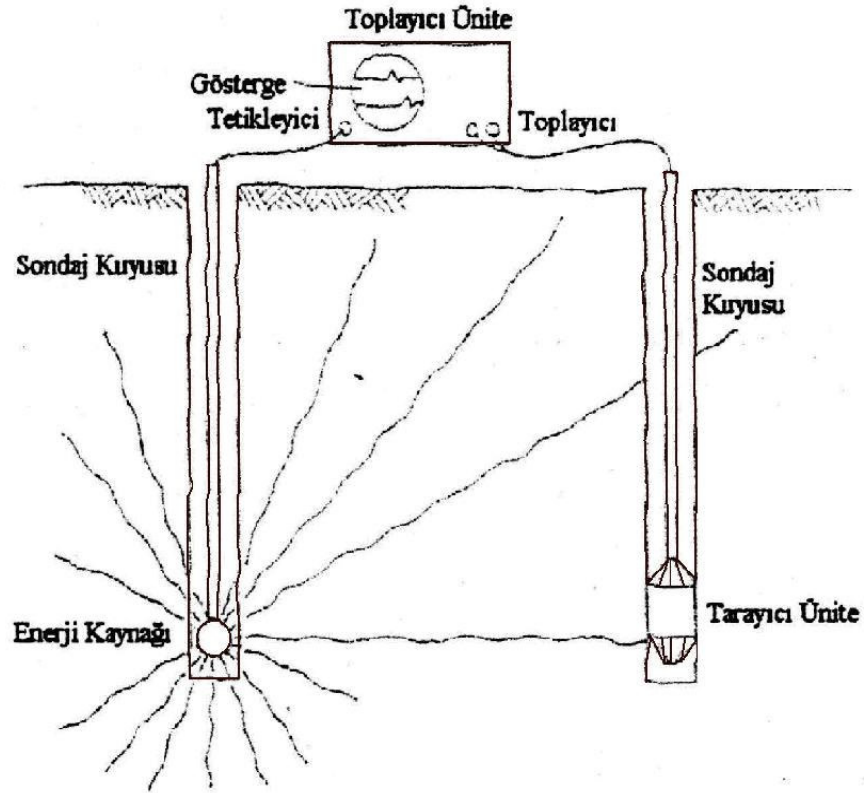
Geoteknik mühendisliğinde dinamik zemin özelliklerini belirlemek için yaygın olarak kullanılan deney teknikleri karşıt kuyu ve aşağı kuyu yöntemleridir. Zemin kesitinde yer alan tabakaların hız profillerini belirlemede kullanılan diğer bir yöntem de asılı, kuyu içi PS-Logging yöntemidir. Sistem genel olarak bir kuyu içerisinde bulunan dalga kaynağı ve alıcıların sıvı içerisinde birlikte hareket ederek ve kuyu etrafında yer alan istenilen kalınlıkta bir zemin kolonunun kayma ve basınç dalgası hızlarının doğrudan belirlenmesi için oldukça faydalıdır.

#### 3.1.3.1.Sismik karşıt kuyu deneyi

Sismik karşıt kuyu deneyinde, deneyin yapıldığı derinlikteki kayma dalgası ölçülür. Deneyde iki ya da daha fazla sondaj kuyusu kullanılır. En basit karşıt kuyu deney düzeneği bir alıcı ve bir verici görevi yapan iki sondaj kuyusunun kullanıldığı durumdur. Her bir kuyudaki kaynak ve verici aynı derinliğe indirilerek zeminin o derinlikteki kayma dalgası hızı ölçülür. Çeşitli derinliklerde ölçümler yapılarak bir hız profili elde edilir. Bazı durumlarda tetikleme zamanı ölçümü, kaplama ve dolgu malzemesi etkileri ve arazi anizotropisi gibi farklılıkları en aza indirmek amacıyla ikiden fazla kuyu kullanılabilir. Komşu çift kuyulara gelen hızlar varış zamanı

farklılıklarından hesaplanabilir. Vuruş kaynakları kuyunun içinde olduğu için, P-dalgası/S-dalgası içeriğinin değişimi yüzeyde uygulanan metotlara göre daha karmaşıktır.

Tabaka sınırları yataya yakın olduğundan karşıt kuyu deneyi zemin tabakalarının ayrı ayrı test edilmesini sağlar. Ayrıca sismik rafraksiyon araştırmalarında gözden kaçabilen tabakalarında tespit edilmesine olanak tanır. Mekanik vuruş kaynağı kullanılarak 30-60 m. derinlikler arasında güvenilir ölçümler yapılabilir. Daha derinde ölçüm için patlayıcı kaynaklar kullanılmalıdır.

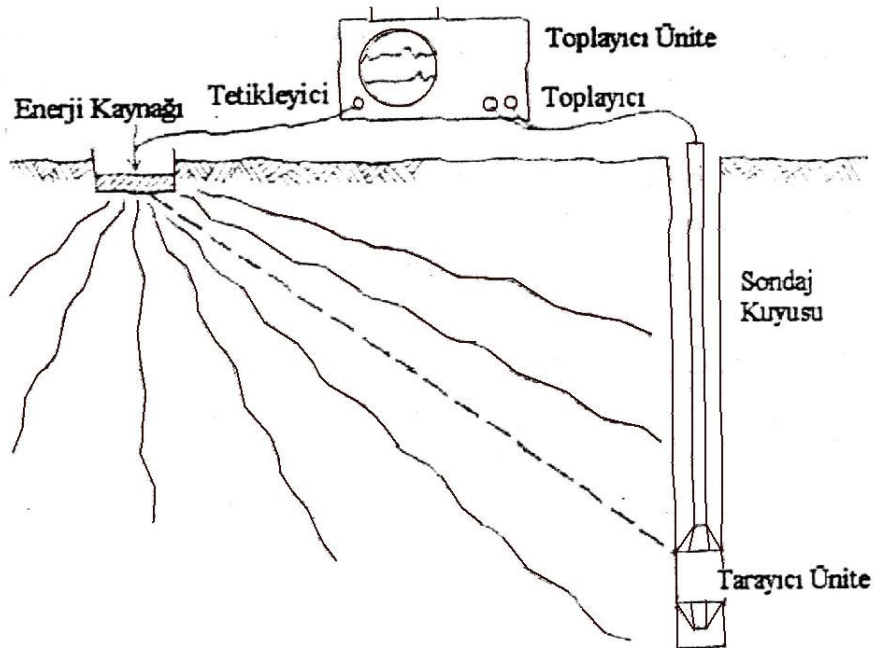


Şekil 3.3.Karşıt kuyu metodu [45]

### 3.1.3.2.Sismik aşağı kuyu (yukarı kuyu) deneyi

Tek sondaj kuyusunda gerçekleştirilebilen bu deneyde vuruş kaynağı kuyuya komşu zemin yüzeyine yerleştirilir. Ya tek alıcı farklı derinliklerde kullanılır ya da belirli aralılarla kuyu duvarına sabitlenmiş birçok alıcı kullanılır. Bir adet de tetikleyici alıcı enerji kaynağında bulunur. Bütün alıcıların çıktıları zamanın bir fonksiyonu olacak şekilde yüksek hızlı bir kayıt sistemine bağlıdır. Yukarı kuyu deneyinde hareket eden bir enerji kaynağı kuyunun içine yerleştirilir, zemin yüzeyinde kuyuya komşu bir alıcı bulunur. Bu deneylerin amacı enerji kaynağındaki alıcılara P veya S dalgalarının ulaşma zamanlarını saptamaktır. Ulaşma zamanının derinlikle olan grafiği çizilir. Bu eğrinin herhangi bir noktasındaki eğim o derinliğe denk gelen dalga hızını verir.

S dalgaları aşağı kuyu deneyinde daha kolay tespit edilir. Bu nedenle aşağı kuyu deneyi daha sık kullanılmaktadır.

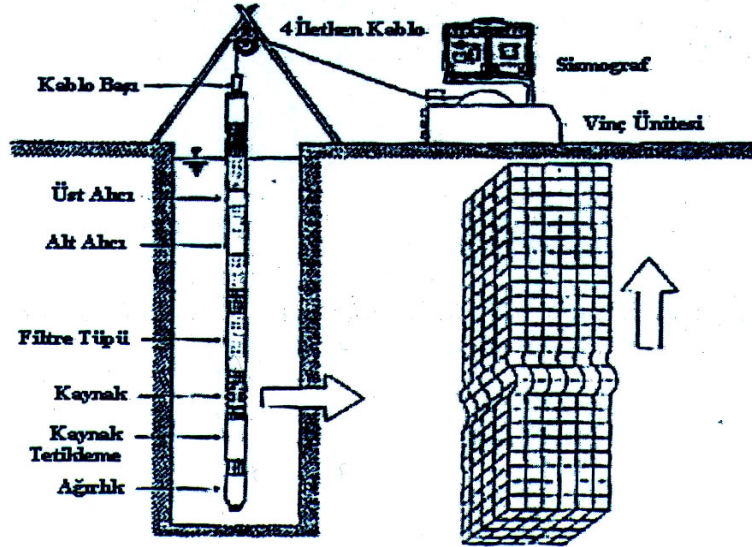


Şekil 3.4.Aşağı kuyu metodu [45]



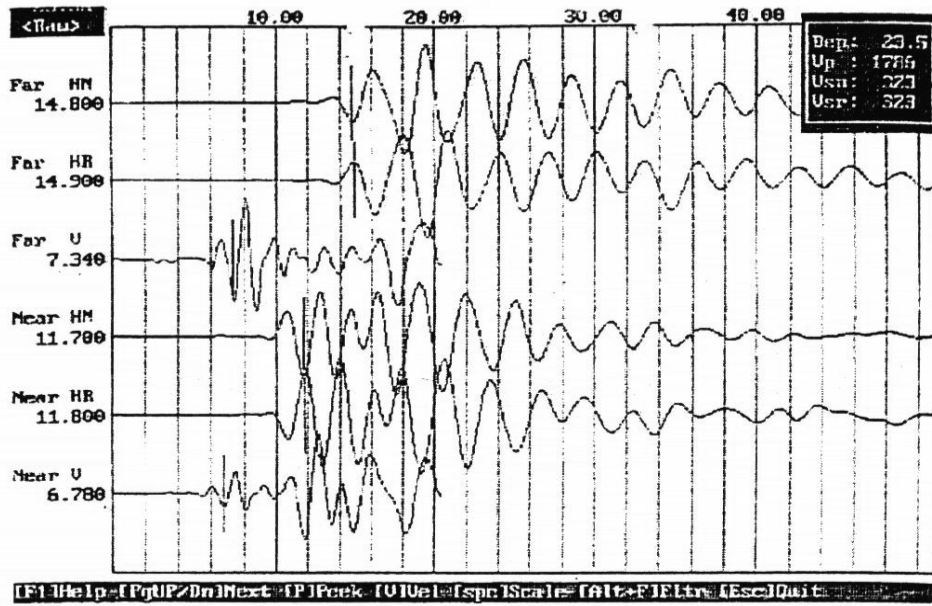
### 3.1.3.3.PS-Logging deneyi

Sismik yöntemler uygulanırken dalga kaynağına, alıcılara ve kayıt sistemine gerek duyulmaktadır. PS-Logging yönteminde farklı olarak diğer yöntemlerde kaynak ve alıcılar ayrı kuyularda veya ayrı yerlerde bulunmaktayken, burada aynı kuyuda bir sıvı içerisinde beraberce hareket etmektedirler. Yani kaynak ve alıcılar kuyu duvarına temasları olmadan aynı birimde, bir kuyu sondasında yer almakta ve kuyu içinde birlikte ilerlemektedirler. Şekil 3.5'te görülebilecek sistemde kaynak seviyesinde kuyu duvarında meydana getirilen deformasyonlar ilerleyerek alıcı seviyesine ulaştığında, kuyu içerisindeki su ile birlikte alıcılar da sarsılmakta ve hareket algılanmaktadır. Yöntem sayesinde alıcılar arasında kalan 0,5 m'ye kadar iyi hassasiyette bir zemin kolonunun hızı doğrudan elde edilebilmektedir.



Şekil 3.5.Kuyu içi PS-Logging sisteminin genel görünümü

Kuyu içi PS-Logging sisteminin arazi uygulaması bir sondaj kuyusu içinde istenilen derinliklerde S ve P dalgası kayıtlarının alınması esasına dayanır. Şekil 3.6'da tipik bir kayıt örneği verilmiştir. Şekilden görüleceği üzere her ölçüm derinliğinde iki yatay bir düşey bileşende üç ayrı kayıt alınmaktadır. Birincisi kaynak tetikleme sisteminin bir yönde harekete geçirilmesi ile üretilen S dalgası, yakın ve uzak alıcıların yatay bileşenlerinde kaydedilmektedir (HN). İkinci olarak, kaynağın ilk hareketin ters yönünde ürettiği dalgalar alıcıların yine aynı bileşenlerinde kayıt edilmekte ve böylece S dalgası ölçümleri tamamlanmış olmaktadır (HR). Üçüncü kayıta ise kaynak son olarak darbe yönünde tekrar tetiklenmekte ve bu defa alıcıların düşey bileşenlerinde P dalgası kayıtları alınmaktadır.



Şekil 3.6.Kuyu içi PS-Logging yöntemi ile alınan kayıtlara bir örnek

Kaynağa yakın ve uzak alıcıların düşey bileşenlerinde kaydedilmiş dalga formundaki ilk titreşim P dalgası varışını göstermektedir. Varış zamanları arasındaki fark, dalganın 1 m mesafede bulunan iki alıcı arasındaki hareket süresine karşı gelmekte ve P dalgası hızını hesaplamada kullanılmaktadır. Aynı kaynak alıcı konumunda kayıtların kaynağın tersine çevrilerek de alınması ve karşılaştırılması, S dalgasını

tanımada kolaylık sağlamaktadır. Bu durumda S dalgası darbe yönüne bağılı olarak yön değiştirmekte yani polarize olmaktadır. Yatay alıcılardaki kayıtlardan belirlenen zamanlar kullanılarak hem normal hem de ters yönde S dalgası hızı hesaplanmaktadır.

Diğer yaygın yöntemlerden biri olan aşağı kuyu yöntemi ile karşılaştırıldığında kuyu içi PS-Logging yönteminde, deneyler kısa bir süre içerisinde tamamlanabilmekte, kesitte yer alan düşük hızlı ince tabakalar belirlenebilmekte, 300 m gibi derin kuyularda ölçüm yapılabilmekte, kaplamalı veya kaplamasız kuyularda uygulanabilmektedir.

### **3.2.Sıvılaşma Analizinde Kullanılan Laboratuar Deneyleri**

#### **3.2.1.Tekrarlı üç eksenli hücre kesme deneyi**

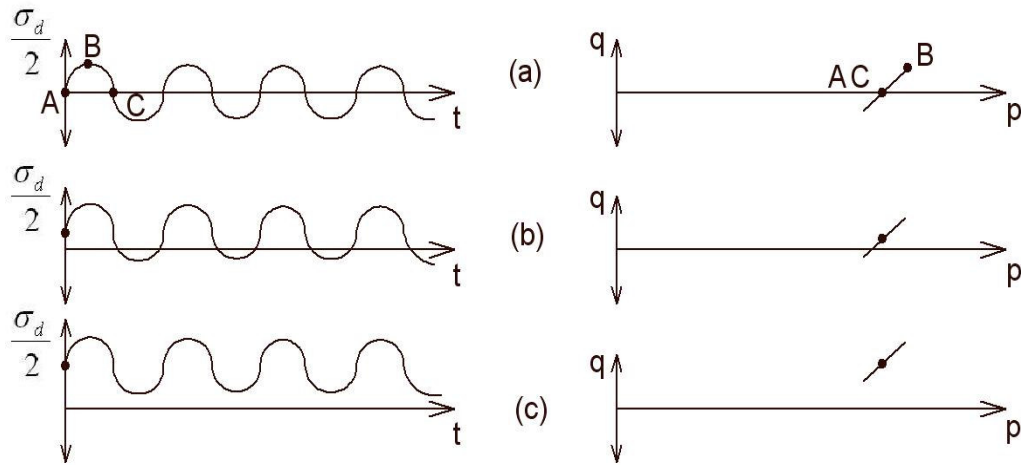
Bu deney, suya doğgun, kohezyonlu bir zeminin basınç dayanımının üç eksenli basınç cihazında, hücre basıncı belirli bir değerde tutularak ve su muhtevasının değişmesi önlenerek ölçülmesini ve bunun sonucunda eksenel birim kısalma-deviatör gerilme ve gerilmelerle ilgili mohr dairelerinin çizilmesini sağlamak, ayrıca dane hacmi, boşluk hacmi, porozite, boşluk oranı, doğgunluk derecesi, kırılmada birim kısalma ve drenajsız elastisite modülü gibi zemin özelliklerinin bulunması amacıyla yapılır.

Zeminin dinamik özelliklerinin saptanmasında en sık kullanılan deneylerden biri olan bu deneyde zemin numunesi iki tabla arasına yerleştirilir ve kauçuk bir membranla çevrilir. Numuneye pnömatik olarak bir yanal gerilme ile eksenel gerilme uygulanır. Bu koşulların etkisi ile numune içindeki asal gerilmeler her zaman yatay ve düşey eksenler üzerindedir.

Eksenel gerilme ile yanal gerilme arasındaki farka deviatör gerilme denir. Tekrarlı üç eksenli deneyde gerilme kontrollü koşullarda da deformasyon kontrollü koşullarda da

deviator gerilme tekrarlı olarak uygulanır. Tekrarlı üç eksenli deneyler sıklıkla sabit radyal gerilme ve tekrar frekansı 1 Hz olan gerilme altında gerçekleştirilir.

Tekrarlı üç eksenli deney izotropik konsolide veya anizotropik konsolide koşullarda gerçekleştirilebilir. Şekil 3.7(a), izotropik konsolide örneğin tekrarlı deviator gerilmesini ve toplam gerilme izini göstermektedir. İzotropik konsolide deneyler genellikle yatay düzlemde başlangıç kayma gerilmelerinin bulunmadığı düz zeminli bölgeleri temsil etmekte kullanılır. Deney sıfır kayma gerilmesi ile başlar (A noktası) ve deviator gerilme başlangıçta artar. Eksenel gerilme yanal gerilmeye büyük olduğundan büyük ve küçük asal gerilme eksenleri sırayla dikey ve yatay eksen üzerindedir. Deviator gerilme maksimum değerine (B noktası) ulaştıktan sonra, azalarak sıfır değerine ulaşır (C noktası). C noktasına ulaşmadan hemen önce büyük asal gerilme eksenleri hala dikeydir ancak C noktası geçildiğinde hızla döner ve deviator gerilme negatif olur. C noktasında zemin üzerinde kayma gerilmesi yoktur. Deney süresince bu gerilme geri dönüşümü işlemi deviator gerilmenin sıfırdan geçtiği her an asal gerilme eksenlerinin  $90^\circ$  dönmesi ile kendini tekrarlar.



Şekil 3.7.(a) İzotropik konsolide koşullar,(b) tekrarlı deviator gerilme genliğinin konsolidasyon sırasındaki deviator gerilmeye daha büyük olduğu anizotropik konsolide koşullar,(c) tekrarlı deviator gerilme genliğinin konsolidasyon sırasındaki deviator gerilmeye daha küçük olduğu anizotropik koşullar [45]

Başlangıç statik kayma gerilmelerinin var olduğu eğimli koşulları modellemek için anizotropik konsolide üç eksenli deneyler gerçekleştirilir. Şekil 3.7(b), tekrarlı deviator gerilme genliği, konsolidasyon sırasındaki deviator gerilmesinden daha

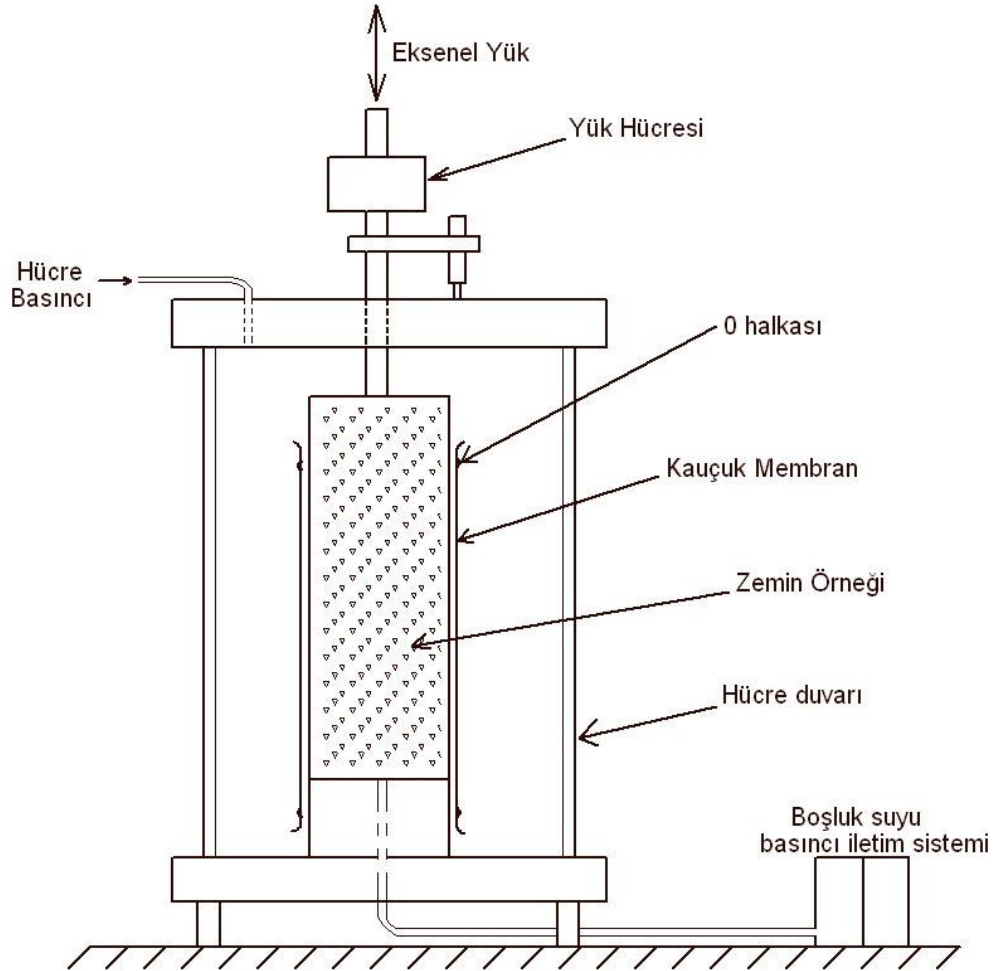
büyük olan anizotropik konsolide zemin örneğine aittir. Bu durumda da gerilme geri dönüşümü mevcuttur, hatta tekrarlı deviatör gerilme p eksenini boyunca simetrik değildir. Eğer deviatör gerilme genliği konsolidasyon sırasındaki deviatör gerilmeden küçükse (Şekil 3.7(c)) gerilme geri dönüşümü meydana gelmez. Bu durumda asal gerilme eksenleri dönmez ve örnek asla sıfır kayma gerilmesi durumuna ulaşmaz. Şekil 3.7'deki gerilme izleri başlangıçtaki gerilme koşullarına, gerilme izine ve asal gerilme eksenini dönmesine bağlı olarak düşeyde yayılan S-dalgalarına maruz kalan zemin elemanına etkiyen değerlerden farklıdır. Bu farklar tekrarlı üç eksenli deneyden elde edilen özelliklerden direkt olarak dalga yayılması problemlerine uygulanmasını zorlaştıran temel etkidir.

Bazı durumlarda tekrarlı olarak hücre basıncı uygulanır. Hücre basıncını deviatör gerilmenin arttığı (azaldığı) miktar azaltarak (arttırarak) Mohr dairesi sabit merkez etrafında genişleyip daralabilir. Bileşke gerilme izi bu durumda düşeyde yayılan S-dalgalarının düşeyde yayılmasına benzer. Gerilme izi bu durumda düşeyde yayılan S-dalgalarıyla eşlenebilir ancak üç eksenli deneyde asal gerilmeler düşeyde ve yatayda S-dalgasındaki gibi devamlı döneceğine sabit kalır.

Tekrarlı üç eksenli deneyde ölçülen gerilmeler ve deformasyonlar kayma modülü ve sönüm oranını saptamada kullanılır. Tekrarlı üç eksenli deney, gerilmelerin üniform olarak uygulanmasını sağlar ve drenaj koşullarının kontrolüne izin verir. Diğer taraftan tekrarlı üç eksenli deney çoğu gerçek sismik dalga problemlerinde varolan gerilme koşullarını modelleyemez. Bu sebeple %0,01'den büyük kayma deformasyonlarının ölçülmesi daha uygun olmaktadır.

Membran penetrasyonu etkileri kaba kum ve çakıl ile yapılan tekrarlı üç eksenli deneylerde önemlidir. Konsolidasyondan sonra ince üç eksenli membran kaba kum ve çakılın çevre boşluklarında penetrasyon yaratır. Tekrarlı yüklemde aşırı boşluk suyu basıncı geliştiğinden, membran üzerindeki net basınç ve penetrasyon azalır ve aşırı boşluk suyu basıncı gerçek sabit hacim koşullarının sağlandığı seviyenin altına düşer.

Efektif gerilmeler sabit hacim koşulları altındakinden daha büyük bir değere sahip olur, bu sebeple membran penetrasyonu etkileri rijitlik ve sönüm ölçümleri hakkında ve de sıvılaşma dayanımı ile ilgili yanlış yargılara varılmasına neden olabilir. Bu etkileri en aza indirmek için çeşitli düzeltmeler geliştirilmiştir.



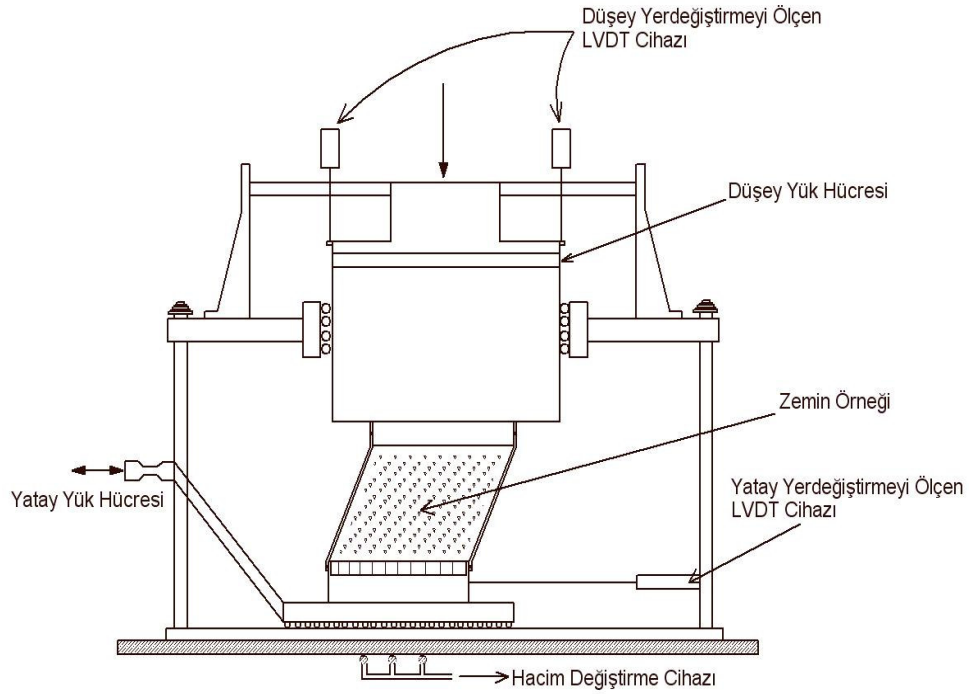
Şekil 3.8.Üç eksenli deney aleti [45]

### 3.2.2. Tekrarlı direkt kesme deneyi

Tekrarlı direkt kesme deneyi tekrarlı üç eksenli deneye göre deprem gerilme koşullarını üretmede daha başarılı olan bir deney türüdür. Tekrarlı direkt kesme deneyinde kısa silindirik örnek, rijit sınırlayıcı tablalarla, kablo-donatılı membranla ya da halka serisi yardımı ile yanal genişlemeye karşı engellenir. Tekrarlı gerilmeler

örneğin alt ve üst kısımlarına uygulanarak düşey olarak yayılan S-dalgalarına maruz kalan bir zemin elemanı gibi deney numunesinin deforme olması sağlanır.

Direkt kesme deneyi aleti, örneğin sadece üst ve alt yüzeylerine kayma gerilmesi uygular. Tümleyici kayma gerilmelerinin sebep olduğu moment, üniform dağılıma sahip olmayan kayma ve normal gerilmeler ile dengelenmelidir. Üniform olmayan gerilmelerin etkileri örneğin çap/boy oranı 8:1'den fazla olan örneklerde küçüktür [44]. Gerçek deprem koşullarını oluşturmak için büyük ölçekli, çap/boy oranı 9:20 olan cihazlarda mevcuttur [61].

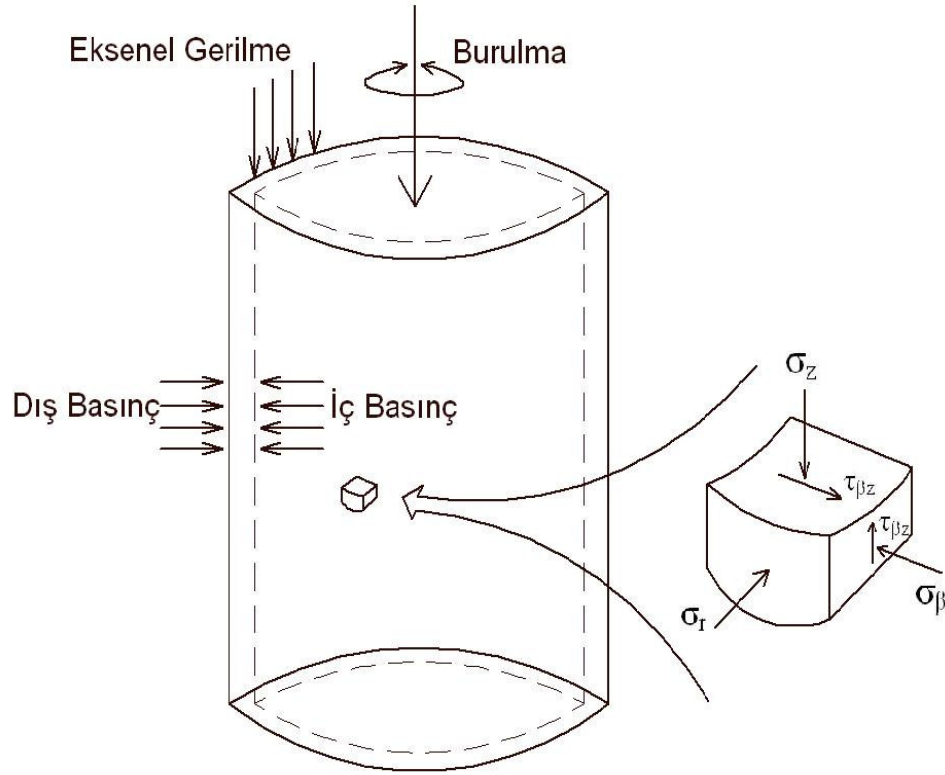


Şekil 3.9. Tekrarlı direkt kesme deney aleti. Zemin örneği kablo donatılı kauçuk membran ile çevrilmiştir [1]

### 3.2.3. Tekrarlı burulmalı kesme deneyi

Tekrarlı üç eksenli ve tekrarlı direkt kesme deneylerinde karşılaşılan birçok güçlük burulma altında silindirik zemin örneklerini yüklemek yoluyla engellenebilir. Tekrarlı burulmalı kesme deneyleri izotropik ve anizotropik başlangıç koşullarının yaratılmasına müsaade eder ve asal gerilme eksenlerinin sürekli dönmesi ile yatay

düzlemdeki tekrarlı kayma gerilmelerinin etkimesini sağlar. Bu deney çeşitli deformasyon seviyelerinde rijitlik ve sönüm karakteristiklerinin bulunmasını sağlar. Kayma deformasyonlarının radyal üniformluğunu arttırmak için delik silindirik tekrarlı burulmalı kesme deney aletleri geliştirilmiştir. Bu tip deneyler en iyi üniformluğu, drenaj ve gerilme üzerinde kontrol sağladığı halde numunenin hazırlanması ve gerekli ekipmanın bulunması zordur.



Şekil 3.10. Delik silindirik deney aleti. İç ve dış basınçların bağımsız olarak uygulanabileceği iç ve dış membranlar mevcuttur. Tekrarlı burulmanın uygulanması yatay düzlemlerde tekrarlı kayma gerilmelerinin oluşumunu sağlar [45].



## **BÖLÜM 4. SIVILAŞMA ANALİZ YÖNTEMLERİNE GENEL BİR YAKLAŞIM**

Bu bölümde çeşitli araştırmacılar tarafından sıvılaşma potansiyelini belirlemeye yönelik yöntemler tarihsel sıralama içerisinde açıklanmaya çalışılacaktır. Aşağıdaki bölümlerde Seed ve Idriss'in 1971 yılında yapmış olduğu çalışmadan başlayarak, Dobry vd. (1981), Seed, Idriss, Arango (1981), Tokimatsu ve Yoshimi (1983), Iwasaki, Arakawa, Tokida (1984), Seed ve Alba (1986), Andrus ve Stokoe II (2000) ve Youd, Idriss vd.(2001) tarafından geliştirilen yöntemler irdelenecektir.

### **4.1.Zeminin Sıvılaşma Potansiyelini Değerlendirmek İçin Basitleştirilmiş Bir Yöntem (Seed ve Idriss, 1971)**

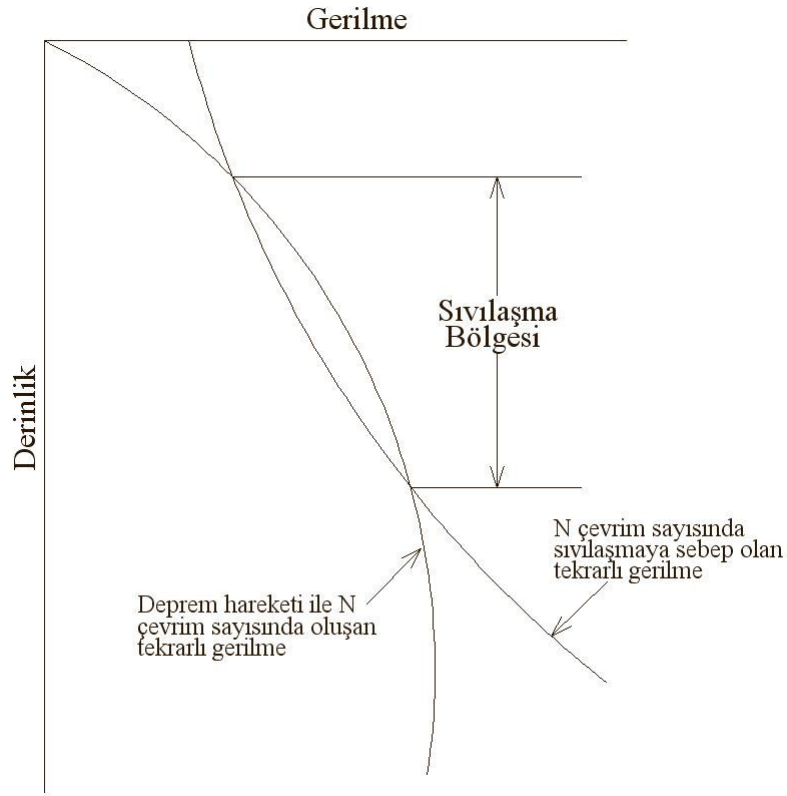
Bu yöntemde sıvılaşma; kohezyonsuz zemine deprem sırasında mukavemetini kaybettiren ve birkaç metre ile onlarca metre arasında değişebilen bir aralıkta hareketlere neden olup bir oynaklık derecesi kazandırabilen bir olay olarak kabul edilmiştir.

Bu yöntemde sıvılaşma potansiyelini saptarken aşağıdaki adımlar takip edilir;

- Zemin koşulları belirlenip uygun proje deprem büyüklüğü saptandıktan sonra zeminin çeşitli derinliklerinde, deprem hareketi ile oluşan kayma gerilmelerinin zaman içindeki gelişimi belirlenir.

- Depremde oluşan çeşitli gerilme çevrimlerini içeren gerilme seviyeleri incelenerek gerilme tarihçesi, üniform gerilme çevrimlerinin eşdeğer sayısına çevrilir ve eşdeğer gerilme seviyesi, derinliğin bir fonksiyonu olarak ifade edilir. Bu maddede yer sarsıntısının şiddeti, sarsıntının süresi, kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi göz önüne alınmaktadır.

- Bir önceki maddedeki gerilme çevrim sayılarına tekabül eden tekrarlı kayma gerilmeleri hesaplanır. Bu saptamayı yapabilmek için dinamik üç eksenli ya da dinamik basit kesme deneyi yapılabilir. Bu şekilde zemin türü, yerindeki koşullar ve başlangıç efektif gerilme koşulları göz önüne alınır; göçmeye sebep olarak gerilmeler derinliğin bir fonksiyonu olarak Şekil 4.1'deki gibi elde edilir.



Şekil 4.1.Sıvılaşma potansiyelini saptama metodu [68]

- Depremde meydana gelen kayma gerilmeleri ile sıvılaşmaya sebep olacak kayma gerilmeleri kıyaslanarak kesişen bölge saptanır. Metodu uygularken çeşitli derinliklere ait gerilme tarihçesi doğru olarak zemin tepki analizi ile saptanabilir.

#### 4.1.1. Deprem sırasında oluşan gerilmeleri hesaplamak için basit bir yöntem

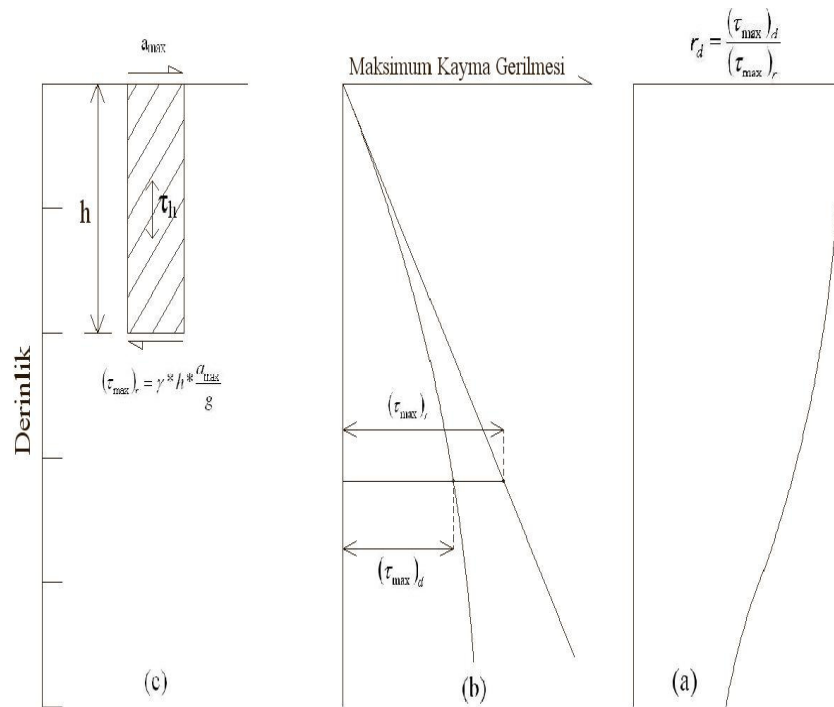
Deprem sırasında zemin tabakasının herhangi bir noktasında oluşan kayma gerilmeleri, tabakadaki kayma dalgalarının yukarı yönde yayılmasına bağlı olarak oluşur. h derinliğindeki bir zemin elemanının üzerindeki zemin kolonunun rijit bir yapı gibi davrandığı kabul edilirse ve maksimum yüzey ivmesi  $a_{\max}$  ise zemin elemanı üzerindeki maksimum kayma gerilmesi (Şekil 4.2),

$$(\tau_{\max})_r = \gamma * h * (a_{\max} / g) \quad \text{olur.} \quad (4.1)$$

Burada  $\gamma$  : zeminin birim hacim ağırlığıdır.

Zemin kolonu deforme olabilir bir yapı olduğundan h derinliğindeki gerçek kayma gerilmesi  $(\tau_{\max})_d$ ,  $(\tau_{\max})_r$  değerinden daha az olacaktır.

$$(\tau_{\max})_d = r_d * (\tau_{\max})_r \quad (4.2)$$



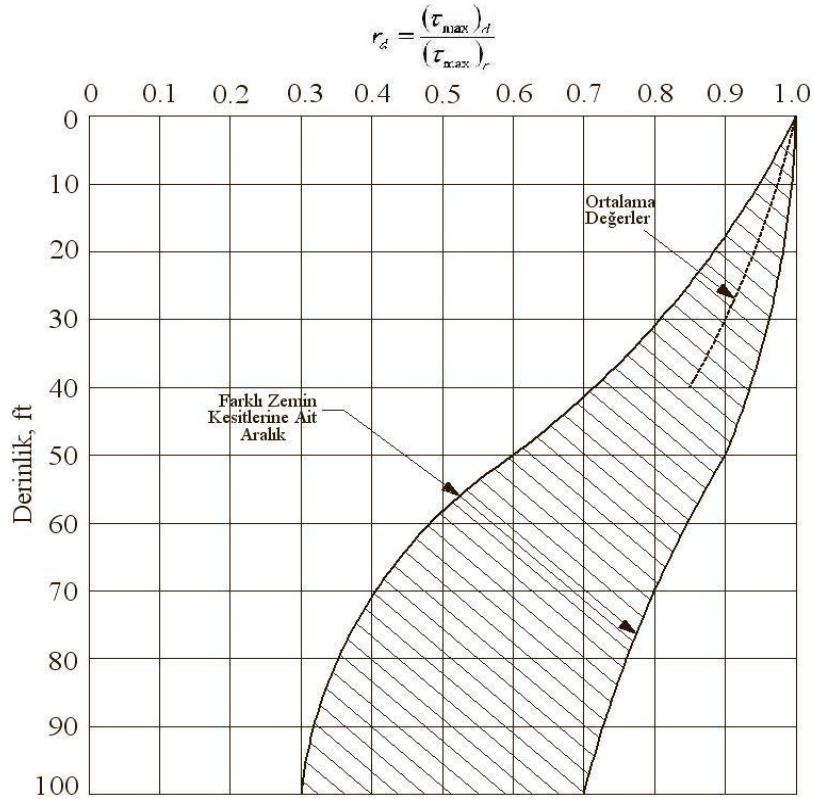
Şekil 4.2. Maksimum kayma gerilmesinin bulunması [68]

Burada  $r_d$ , değeri 1'den az olan bir gerilme azaltma katsayısıdır. Üst 50 ft (15,2 m.) derinlikte kum tabakaları içeren zeminlerin durumları incelenerek  $r_d$ 'nin alabileceği değerler Şekil 4.3'te gösterilmiştir. Üst 30-40 ft (9-12 m.) derinlikte bu değerler arasındaki fark oldukça az olup kesikli çizgi ile gösterilen değerler kullanılırsa %5'ten daha az bir hata yapılmaktadır. 12 m. derinliğe kadar depremde oluşan maksimum kayma gerilmeleri aşağıdaki şekilde bulunabilir;

$$\tau_{\max} = \gamma * h * (a_{\max} / g) * r_d \quad (4.3)$$

Bu formülde Şekil 4.3'te kesikli çizgi ile gösterilen  $r_d$  değerleri kullanılmaktadır. Deprem sırasında bir zemin tabakasının herhangi bir noktasındaki gerçek kayma gerilmesi geçmişi düzensiz bir şekildedir. Seed ve Idriss'in (1971) yaptığı bu çalışma neticesinde ortalama kayma gerilmelerinin maksimum kayma gerilmelerinin %65'i mertebesinde olduğu saptanmıştır.

$$\tau_{av} \cong 0,65 * \gamma * h * (a_{\max} / g) * r_d \quad (4.4)$$



Şekil 4.3.Çeşitli zemin kesitlerine ait  $r_d$  değişim aralığı [68]

Gerilme çevrim sayısı  $N_c$  yer sarsıntısının süresine dolayısıyla da deprem magnitudüne bağlıdır. Bazı deprem magnitudlerine karşılık gelen çevrim sayıları Tablo 4.1’de gösterilmiştir.

Tablo 4.1. Deprem magnitudü ile çevrim sayısı ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971)

Deprem Magnitudü	$N_c$
7	10
7,5	20
8	30

Bu değerlerin  $\tau_{av}$  denklemi ile birlikte kullanılması maksimum yüzey ivmesi bilinen bir depreme ait gerilmeleri hesaplamakta basit bir yöntem olarak karşımıza çıkmaktadır. Farklı çevrim sayılarına göre sıvılaşmaya sebep olan gerilme koşullarını belirten grafikler mevcuttur.

#### 4.1.2. Sıvılaşmaya sebep olan gerilmeleri saptamak için basit bir yöntem

Belirli bir çevrim sayısı olan bir zeminde sıvılaşmaya sebep olan tekrarlı kayma gerilmelerinin saptanması, geçmiş depremlerde kumlarda sıvılaşmaya sebep olan gerilme koşullarının bilinmesi ile veya laboratuvar deneyleri ile yapılabilir. Genellikle üç eksenli deneyler tercih edilmektedir. Bu deneylerde gerilme oranı  $\sigma_{dc}/(2*\sigma_a)$  olarak ifade edilmekte;  $\sigma_{dc}$  tekrarlı deviator gerilme,  $\sigma_a$  ise zeminin konsolide olduğu başlangıç çevre basıncıdır. Basit kesme deneyleri uygulandığında da  $\tau/\sigma'_0$  oranı elde edilmekte ve burada  $\tau$ , yatay düzlemde oluşan kayma gerilmesini,  $\sigma'_0$  da başlangıç efektif düşey gerilmeyi temsil etmektedir.

İki gerilme oranı arasındaki ilişki;

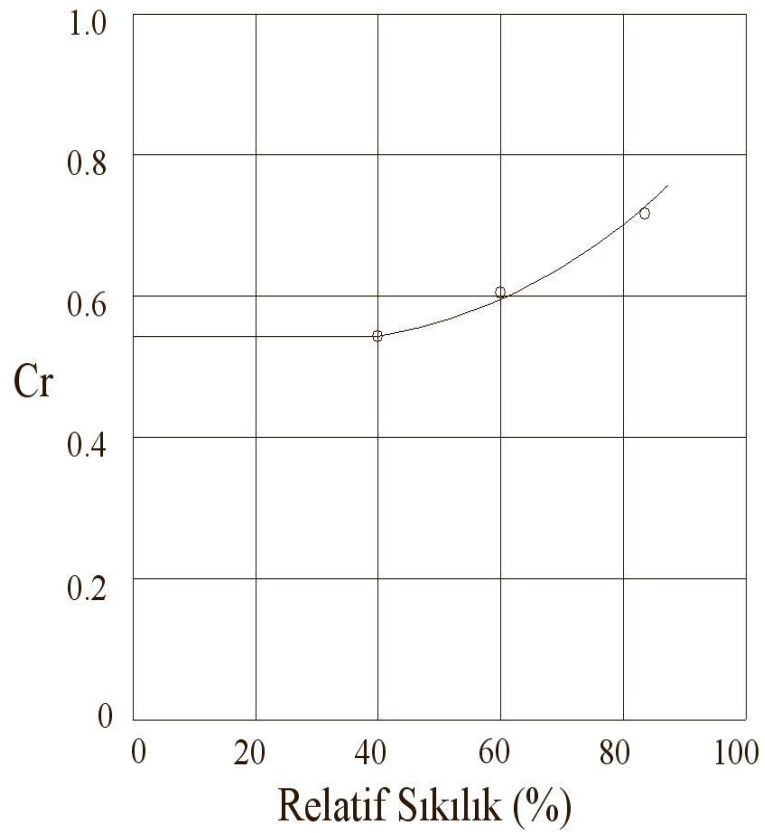
$$(\tau / \sigma'_0)_1 = (\sigma_{dc} / (2*\sigma_a))_1 * c_r \quad (4.5)$$

şeklindedir.

Burada  $c_r$  arazideki gerilme koşullarına uyarlamak için üç eksenli deney verilerine uygulanan bir düzeltme katsayısıdır.  $c_r$  değerlerinin bağıl sıklıkla olan ilişkisi Şekil 4.4'ten bulunabilir. Bağıl sıklığı belli bir zeminin arazide sıvılaşmaya sebep olacak gerilme oranı;

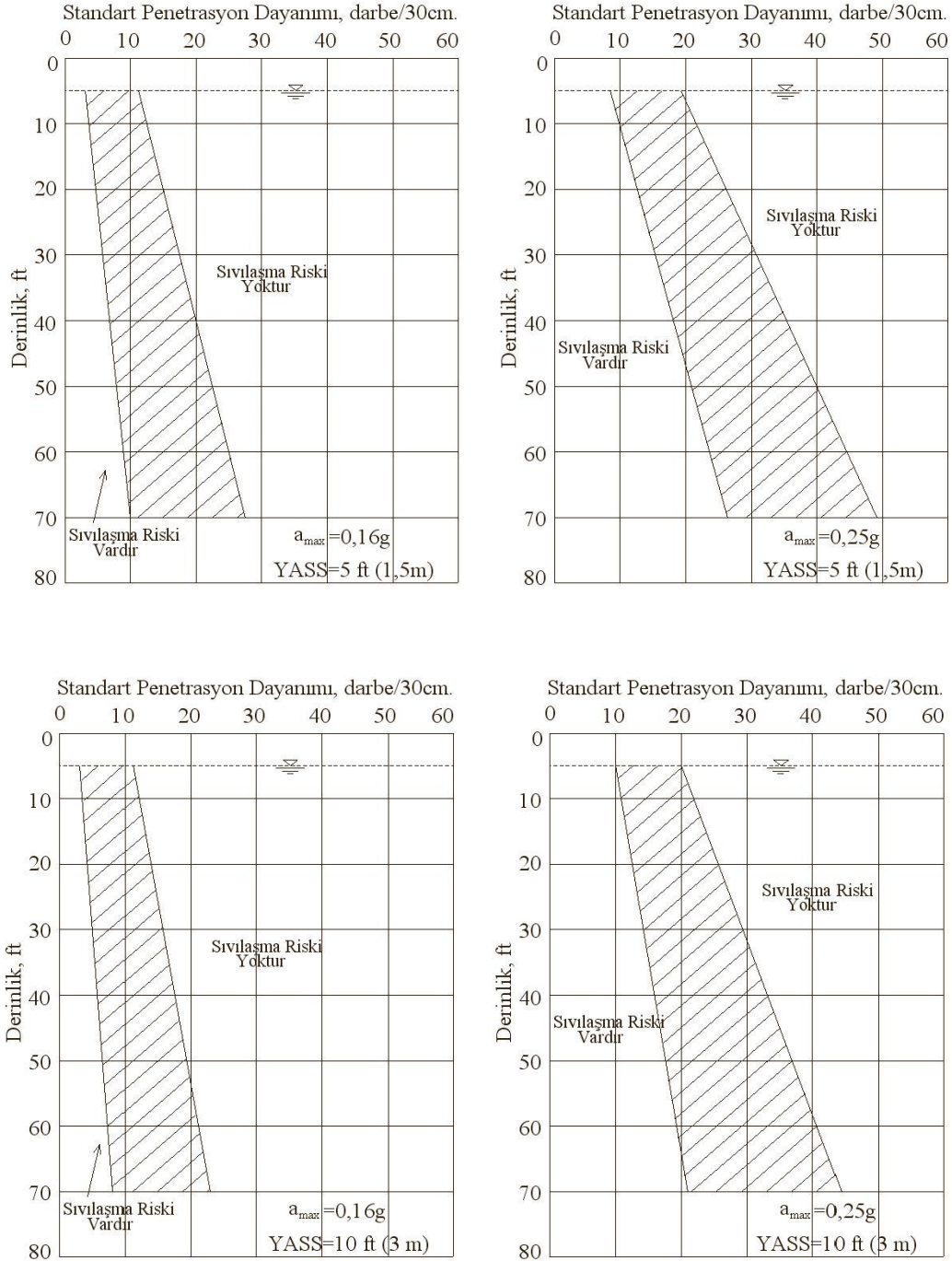
$$(\tau / \sigma'_0)_{IDr} \cong (\sigma_{dc} / (2 * \sigma_a))_{150} * c_r * Dr / 50 \quad (4.6)$$

olarak bulunur.



Şekil 4.4. Bağıl sıklık ile  $C_r$  arasındaki ilişki [68]

Ayrıca standart penetrasyon verileri cinsinden sıvılaşma potansiyelini saptamaya yardımcı grafiklerde mevcuttur;



Şekil 4.5.Kumların sıvılaşma potansiyelini belirlemede kullanılacak grafikler [68]. Taralı alanların sıvılaşma potansiyeli zemin türü ve deprem magnitudüne bağlıdır.

#### 4.2.Başlangıç İvmesi Yöntemi (Eşik İvme Yöntemi) (Dobry Vd., 1981)

Mühendislik yapılarının göçmesindeki en önemli neden doymuş kumların sıvılaşmasıdır. Sıvılaşma riskinin saptanmasına yönelik teknikler genellikle gerilme yaklaşımına dayanmaktadır ve tekrarlı gerilme kontrollü laboratuvar deneylerinden ya da arazi deneylerinden elde edilen ölçümlere bağlıdır. Tekrarlı yük durumundaki dayanımın bu şekilde saptanması pek doğru değildir. Çünkü laboratuvar deneyleri numunenin örselenme derecesine oldukça duyarlı ve bağlı sıklık, zemin yapısı, aşırı konsolidasyon oranı vb. birçok faktöre bağlıdır. Geçmişteki sıvılaşma olaylarına dayanan ampirik bağıntılarla birleştirilen SPT ve CPT deneyleri ile birlikte laboratuvar deneyleri de sıklıkla kullanılmakta ve bu penetrasyon deneyleri ile mevcut korelasyonlar ampirik olmalarına rağmen en iyi yaklaşımı vermektedir.

Alternatif olarak yerinde kayma dalgası hızı ölçümü ve laboratuvar tekrarlı ve deformasyon kontrollü deneylere dayanan deformasyon ölçümleride mevcuttur. Tekrarlı deformasyon kontrollü deneyler, sıklık, zemin yapısı, örselenmişlik gibi faktörlerden gerilme kontrollü deneylere nazaran daha az etkilenmektedir. Deformasyon yaklaşımına ait ek dayanaklar tekrarlı kayma mukavemeti artırıp sıvılaşma hassasiyetini azaltan faktörlerin zeminin kayma modülünü arttırdığı şeklindedir.

Deformasyon yaklaşımında önemli olan nokta kumların başlangıç (eşik) deformasyonu  $\gamma_t$ 'nin  $10^{-2}$  mertebesinde olmasıdır.  $\gamma_t$ 'nin altındaki deformasyonlarda tekrarlı drenajsız yüklemeye maruz kalan zeminin boşluk suyu basıncı gelişmez. Başlangıç (eşik) kayma deformasyonu  $\gamma_t$ , doymuş kohezyonsuz zeminlerde boşluk suyu basıncı gelişimini, kuru zeminlerde ise diğer kalıcı değişimleri başlatmak için gereken deformasyonun genliğidir. Kum zeminlerin tekrarlı laboratuvar deneylerine ait  $\gamma_t$  değerleri Tablo 4.2'de gösterilmektedir.



Tablo 4.2.Kuru ve doygun kumların eşik kayma deformasyonları [26]

Kum	D deney Metodu	$\gamma_t$
Kuru Ottawa kumu	Rezonant kolonu	$\%1*10^{-1}$
Kuru kristal silika kumu	Tekrarlı basit kesme	$\%2*10^{-2}$
Kuru ve doygun Ottawa kumu	Tekrarlı basit kesme(drenajlı)	$\%1*10^{-2}$
Kuru Monterey kumu	Tekrarlı basit kesme sarsma tabakası	$\%1*10^{-2}$
Doygun Monterey kumu	Tekrarlı üç eksenli (drenajsız)	$\%1,1*10^{-2}$

Bu yöntemde, kayma dalgası hızı ( $V_s$ ) ve ölçülen/tahmin edilen eşik deformasyon ( $\gamma_t$ ) değerleri kullanılır. İlgilenilen tabakadaki boşluk suyu basıncını başlatmak için gereken ivme değerine başlangıç (yüzey eşik) ivmesi ( $a_t$ ) kavramı kullanılır. Depremde meydana gelen ivme ( $a_{max}$ ), yerin deformasyona uğramadan dayanabileceği ivmenin ( $a_t$ ),  $\% 160$ 'ından büyükse sıvılaşma potansiyeli yüksektir.

Bu yöntemde kullanılan güvenlik sayısı  $F_s$ , aşağıdaki şekilde tanımlanır;

$$F_s = \frac{a_d}{a_{max}} = \frac{1.6 * a_t}{a_{max}} \quad (4.7)$$

$a_t$  : Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli başlangıç (eşik) ivmesi

$a_{max}$  : Deprem meydana getirebileceği varsayılan maksimum ivme

$a_d$  : Tasarım ivme değeri

Yukarıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanan  $F_s$  güvenlik sayısına göre sıvılaşma potansiyeli belirlenebilir;

$F_s \leq 1$  ise sıvılaşma potansiyeli yüksek

$F_s \geq 1$  ise sıvılaşma potansiyeli düşüktür.

Arazideki başlangıç (eşik) yüzey ivmesi, başlangıç (eşik) deformasyonu  $\gamma_t$ 'nin bir fonksiyonu olarak ortaya çıkmaktadır. Sıvılaşabilen kum tabakası için, herhangi bir

(z) derinliğinde oluşan yatay yüzey ivmesi (a), ivmeyle orantılı olacak şekilde, tabaka üzerinde sismik kayma gerilmesine neden olur;

$$\tau = \frac{a}{g} * \sigma_v * r_d \quad (4.8)$$

$\sigma_v$  : Toplam düşey gerilme

g : Yerçekimi ivmesi

$r_d$  : Derinliğe bağlı olarak değişen gerilme düzeltme katsayısı

Gerilme düzeltme katsayısı  $r_d$ , zeminin sıvılaşmaya karşı direncini gösteren bir parametredir ve aşağıdaki gibi hesaplanabilir;

$$r_d = 1 - 0,015 * z \quad (4.9)$$

Kum tabakası için sismik kayma deformasyonu  $\gamma$  ise;

$$\gamma = \tau / G \text{ eşitliği ile elde edilir.} \quad (4.10)$$

Burada G, zeminin kayma modülü olup, bu değer deprem sırasında değişkendir. Bu değişim, deformasyon ve aşırı boşluk suyu basıncına bağlıdır. Deprem süresince  $\gamma \leq \gamma_t$  olduğu kabul edildiğinde boşluk suyu basıncı oluşmaz.  $\gamma = \gamma_t$  limiti kabulü için, maksimum ivme, başlangıç (eşik) ivme olan  $a_t$  olarak tanımlanır. Başlangıç deformasyonu ve başlangıç ivmesi aşağıdaki bağıntı ile açıklanabilir;

$$\gamma_t = \frac{\left(\frac{a_t}{g}\right)}{G_t} * \sigma_v * r_d \quad (4.11)$$

Burada  $G_t$  zeminin sekant kayma modülüdür. Aşağıdaki formülle kayma modülüne ulaşılabilir;

$$G_t = G_{\max} * \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)_t \quad (4.12)$$

$G_{\max}$  : Zeminin küçük kayma gerilmelerinde ölçülmüş maksimum kayma modülü  
 $(G/G_{\max})_t$  : Başlangıç deformasyonu sırasındaki modül azaltma faktörü olarak tanımlanır.

Tablo 4.3.Eşik deformasyonun karşılık geldiği  $(G/G_{\max})_t$  değişim aralıkları değerleri (Dobry vd.,1981'den derlenmiştir.)

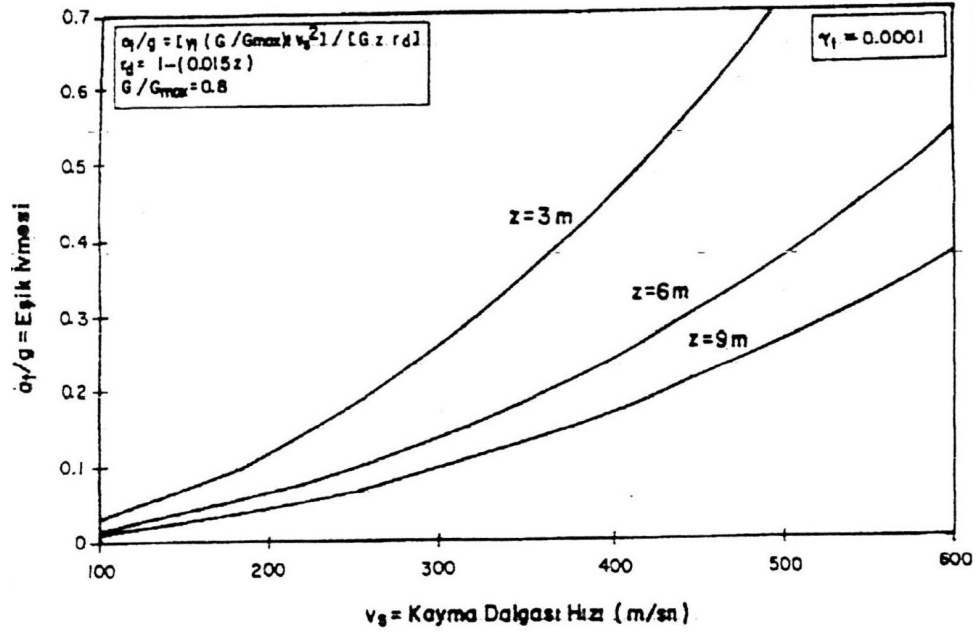
$\gamma_t$	$(G/G_{\max})_t$
$1*10^{-2}$	0,65 – 0,95
$3*10^{-2}$	0,45 – 0,65

Maksimum kayma modülü, toplam yoğunluk ( $\rho$ ) ve kayma dalgası hızı  $V_s$  yardımıyla hesaplanır;

$$G_{\max} = \rho * V_s^2 \quad (4.13)$$

Eşitlik 4.10, 4.11 ve 4.12 kullanılıp  $\sigma_v = \rho * g * z$  olarak yerine konulduğunda aşağıdaki eşitlik elde edilir;

$$\frac{a_t}{g} = \frac{\gamma_t * \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)_t * V_s^2}{g * z * r_d} \quad (4.14)$$



Şekil 4.6. Başlangıç ivmesi değerleri önerisi ( $\gamma_t = 0,0001$ ) [25]

Şekil 4.6’da verilen eğride başlangıç deformasyonu  $\gamma_t = 0,0001$  olarak alınmış olup, bu şekil değiştirmeye karşılık gelen  $(G/G_{max})_t = 0,8$  kabulü yapılmıştır. Diğer  $\gamma$  yüzdeleri için  $a_t/g$  oranı yukarıdaki denklemden hesaplanabilir.

Şekil 4.6’da görüleceği üzere zeminin kayma dalgası hızı  $V_s$  büyüdükçe, başlangıç ivmesi değeri,  $a_t$  artmaktadır. Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için ayrıca 1,6 gibi bir güvenlik faktörü ile çarpılarak sıvılaşmaya meydan verecek maksimum “tasarım ivme değeri” tanımlanır.

$$a_d = 1,6 * a_t \quad (4.15)$$

Başlangıç (eşik) ivme güvenlik faktörü tek başına sıvılaşma potansiyelini saptayabilmek için yeterli değildir. Buradan elde edilen sonuç diğer kriterlerle birlikte denetlenmelidir [25].

### 4.3.Tekrarlı Kayma Gerilmesi Yöntemi (Seed, Idriss, Arango, 1981)

Doygun kumdan ibaret bir zemin tabakasının deprem etkisinde sıvılaşma potansiyelini saptamanın iki temel yolu vardır;

- Geçmiş depremlerdeki kum zemin tabakasının arazi gözlemlerine dayanan metotları kullanarak ve tabakanın yerindeki karakteristiklerini göz önüne alarak, benzer özelliklerden yola çıkarak zemin davranışını tahmin etmek
- Beklenen depremi hesaba katarak tekrarlı gerilme ya da deformasyon koşullarını sağlayan metotları kullanarak laboratuarda arazi koşullarını yaratarak ya da direkt arazide bu gerilme ve deformasyonları saptayarak karşılaştırmak.

Birbirinden ayrı olan bu yöntemlerden birincisi ampirik, ikincisi ise gerilme deformasyon koşullarının analiziyle birlikte laboratuvar deneyleri yapmayı gerektirir.

Tekrarlı kayma gerilmesi yöntemi, kayma gerilmesi değerlerini kullanarak sıvılaşma potansiyelini belirleyen bir yöntemdir. Bunu yaparken kayma gerilmesi SPT değerinden belirlenmektedir. Depremde meydana gelen kayma gerilmesi yerin sınır kayma gerilmesinden büyükse sıvılaşma potansiyeli yüksektir. Bu yöntemde güvenlik sayısı  $F_s$  aşağıdaki gibi tanımlanır;

$$F_s = \tau_s / \tau_o \quad (4.16)$$

Burada;

$\tau_s$  : Belli bir zeminde sıvılaşmanın başlayabilmesi için gerekli tekrarlı kayma gerilmesi

$\tau_o$  : Aynı zeminde belli bir depremin meydana getireceği ortalama kayma gerilmesidir.

$F_s$  kullanılarak sıvılaşma potansiyeli aşağıdaki şekilde değerlendirilir;

$F_s \leq 1$  ise sıvılaşma potansiyeli yüksek

$F_s \geq 1$  ise sıvılaşma potansiyeli yok

Alaska ve Niigata depremlerinden önce sıvılaşma olgusu üzerine ciddi bir çalışma yapmamış olan Geoteknik mühendisleri bu depremlerden sonra yeraltındaki kum tabakalarının sıvılaşmasını ifade edebilmek uygun bir parametre olarak tekrarlı gerilme oranını bulmuşlardır. Bu oran, tekrarlı ya da deprem yüklemesi sonucunda yatay yüzeylerde oluşan ortalama kayma gerilmesinin ( $\tau$ ), tekrarlı gerilmenin uygulanmasından önce kum tabakasına etkiyen başlangıç düşey efektif gerilmesine ( $\sigma_o'$ ) oranı olarak ifade edilebilir. Bu parametre, söz konusu zemin tabakası ve Y.A.S.S.'nin derinliği, deprem ya da diğer tekrarlı yüklemelerin sıklığını hesaplarda kullanabilme açısından avantajlıdır.

Deprem nedeni ile arazide oluşan tekrarlı gerilme oranının artışı aşağıdaki eşitlikten hesaplanabilir;

$$\frac{(\tau_o)_{ort}}{\sigma_o'} \cong \left( \frac{a_{max}}{1,6 * g} \right) * \frac{\sigma_v}{\sigma_o'} * r_d \quad \rightarrow \quad (\tau_o)_{ort} \cong \left( \frac{a_{max}}{1,6 * g} \right) * \sigma_v * r_d \quad (4.17)$$

Burada;

- $a_{max}$  : Maksimum ivme
- $\sigma_v$  : Kum tabakasına etkiyen toplam düşey gerilme
- $g$  : Yerçekimi ivmesi
- $\sigma_o'$  : kum tabakasına etkiyen efektif gerilme
- $r_d$  : eşitlik 4.9'da tanımlanan düzeltme sayısı

Değişken bir katsayı olan  $r_d$ , yüzeyde 1 değerini almakta iken 10 m. Derinlikte 0,9 değerini almaktadır.

Tekrarlı gerilme oranı  $\alpha$ , devirsel kayma gerilmesinin, daha önceki depremlerde kum tabakasında gözlenen efektif düşey gerilmeye oranı olarak tanımlanır;

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma_v} \quad (4.18)$$

Tekrarlı gerilme oranı değerleri, düzeltilmiş darbe sayısı ( $N_1$ )'in bir fonksiyonu olarak Şekil 4.7'de gösterilmiştir. Burada  $N_1$ , ton/m<sup>2</sup>'lik efektif düşey gerilmeye göre düzeltilmiş darbe ölçüm sayısıdır ve aşağıdaki bağıntı ile belirlenebilir;

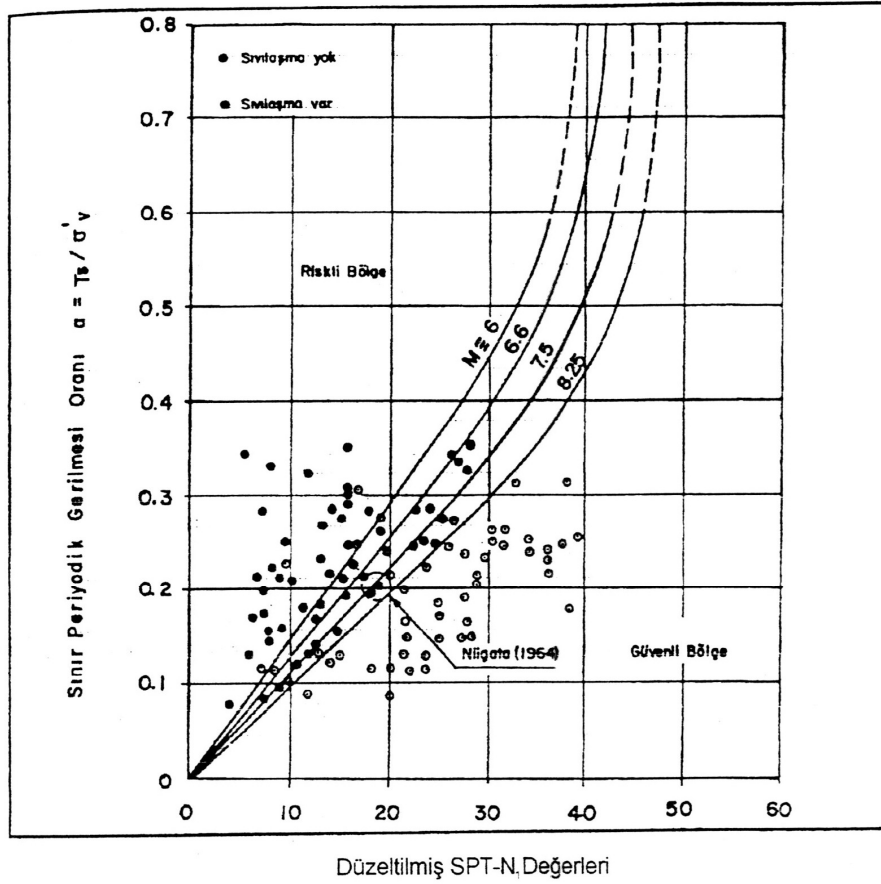
$$N_1 = C_N * N \quad (4.19)$$

Burada  $C_N$ , penetrasyon testinin uygulandığı derinlikteki düşey efektif gerilmenin bir fonksiyonudur ve aşağıdaki eşitlikten hesaplanabilir;

$$C_N = 0,85 * \log\left(\frac{145}{\sigma_v'}\right) \quad (4.20)$$

Burada  $\sigma_v'$  düşey efektif basınç değeridir ve ton/m<sup>2</sup> birimi ile kullanılmaktadır.

Sonuç olarak, herhangi bir arazideki olası maksimum yer ivmesi bilinirken, zeminin sıvılaşma olasılığı SPT- $N_1$  değerlerine dayalı olarak Şekil 4.7 yardımıyla kolayca hesaplanır. Zemin tabakaları için belirlenen  $N_1$  değerleri ile dinamik üç eksenli deneyler sonucunda saptanan ( $\tau_{ort} / \sigma_o'$ ) değerlerinin Şekil 4.7'de verilen grafikte tanımladığı nokta, söz konusu zeminin sıvılaşma potansiyelini belirlemektedir.



Şekil 4.7. Sınır periyodik gerilme oranı –  $N_1$  değerleri [70]

Aşağıda bu metodun adımları sıralanmıştır;

- Eşitlik 4.17'den depremin neden olduğu ortalama kayma gerilmesi  $\tau_0$  hesaplanır
- Efektif düşey gerilme değeri belirlendikten sonra, eşitlik 4.20'den yararlanılarak düzeltme faktörü  $C_N$  bulunur.
- Eşitlik 4.19'dan düzeltilmiş darbe sayısı  $N_1$  hesaplanır.
- Depremin büyüklüğü ve  $N_1$  değerleri de kullanılarak, Şekil 4.7'den Tekrarlı Gerilme Oranı  $\alpha$  bulunur.
- Eşitlik 4.18'den zeminin tekrarlı kayma gerilmesi  $\tau_s$  hesaplanır ve daha sonra eşitlik 4.16'den Güvenlik sayısı  $F_s$  belirlenir.
- Eğer  $F_s > 1$  ise sıvılaşma potansiyeli yoktur,  $F_s \leq 1$  için zeminin sıvılaşma potansiyeli yüksektir.



#### 4.4.SPT-N Değeri ve İnce Dane Oranına Göre Zemin Sıvılaşmasının Ampirik Korelasyonu (Tokimatsu ve Yoshimi, 1983)

Bu yöntemde sıvılaşmaya sebep olan sismik yer hareketlerinin etkileri yatay zemin ivmesi ve zemin hareketine ait çevrim sayısı ile temsil edilir. Tokimatsu ve Yoshimi yöntemine göre güvenlik sayısı  $F_s$ , depremden kaynaklanan periyodik gerilme oranının yerin periyodik gerilme direncine bölünmesiyle bulunur.

$$F_s = (\tau_1/\sigma_0') / (\tau_d/\sigma_0') \quad (4.21)$$

$(\tau_d/\sigma_0')$  : Depremden kaynaklanan periyodik gerilme oranı,

$(\tau_1/\sigma_0')$  : Yerin periyodik gerilme direnci

$F_s < 1$  ise sıvılaşma potansiyeli yüksek

$F_s \geq 1$  ise sıvılaşma potansiyeli düşüktür.

Zeminin depremde kaynaklanan periyodik gerilme oranı aşağıdaki denklemlerle bulunabilir;

$$\frac{\tau_d}{\sigma_0'} = \frac{\alpha_{\max}}{g} * \frac{\sigma_0'}{\sigma_0'} * r_d * r_n \quad (4.22)$$

$$\sigma_0' = \int_0^z \gamma_t * dz \quad (4.23)$$

$$r_d = 1 - 0,015 * z \quad (4.24)$$

$$r_n = 0,1 * (M - 1) \quad (4.25)$$

Bu denklemlerde;

$\tau_d$  : Gerçek sismik kayma gerilmelerinin tarihçesine uygun üniform kayma gerilmeleri çevrimlerinin genliği,

$\alpha_{max}$  : Zemin yüzeyindeki maksimum yatay ivme,

$\sigma_0'$  : Başlangıç düşey efektif gerilmesi,

$\sigma_0$  : Başlangıç düşey gerilmesi,

$\gamma_t$  : Zeminin birim hacim ağırlığı,

$z$  : Derinlik,

$r_d$  : Derinlik düzeltme faktörü,

$r_n$  : Magnitüd düzeltme faktörüdür.

Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden yukarıda ise  $\sigma_0$  düşey gerilmeye eşit olamaz çünkü zemin yüzeyinin üzerindeki su kayma gerilmelerini itelemez.

Tablo 4.4. Deprem Magnitüdü, çevrim sayısı ve magnitüd üzerinde düzeltme faktörü ilişkisi, [81]

Deprem Magnitüdü	Çevrim Sayısı	$r_n$
5.5	3	0,47
6.5	6	0,54
7.0	10	0,60
7.5	15	0,65
8.3	25	0,72

Dinamik kayma gerilmesi ile çevrim sayısı ilişkisi logaritmik grafikte eğimi 0,2 olan bir çizgi olup denklemi;

$$r_n = 0,65 * (N_L/15)^{0,2} \text{ şeklindedir} \quad (4.26)$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma_0} = \frac{\alpha_{max}}{g} * \frac{\sigma_0'}{\sigma_0} * (1 - 0,015 * z) * (0,1 * (M - 1)) \quad (4.27)$$

Yerin periyodik gerilme direnci ise;

$$\frac{\tau_1}{\sigma_0'} = a * C_r * \left[ \frac{16\sqrt{N_a}}{100} + \left( \frac{16\sqrt{N_a}}{C_s} \right)^n \right] \quad (4.28)$$

eşitliği ile ifade edilmektedir.

a,  $C_r$ ,  $C_s$  ve n birer katsayı olup, yapılan hesaplamalar sonucunda temiz kumlar için,

$$a = 0,45 \quad C_r = 0,57 \quad C_s = 80 \quad \text{ve} \quad n = 14 \text{ t\u00fcr.}$$

$N_a$  ise SPT-N değerine uygulanan düzeltme ( $N_1$ ) ile ince dane düzeltme katsayısının ( $\Delta N_f$ ) toplanması ile bulunur,

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (4.29)$$

$$N_1 = C_n * N = \frac{1,7}{\sigma_0' + 0,7} * N \quad (4.30)$$

Tablo 4.5. İnce dane muhtevası ile  $\Delta N_f$  sabiti arasındaki ilişki [81]

İnce Dane Yüzdesi (FC)	$\Delta N_f$
0-5	0
6-10	Enterpolasyonla
>10	$0,1 * FC + 4$

Tokimatsu ve Yoshimi yöntemine göre yapılan sınıflama analizlerine göre aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir;

- Aynı SPT değerine sahip olan kumlardan %10'dan fazla ince dane içeren kum temiz kuma göre sınıflamaya daha dayanıklıdır.

- SPT- $N_1$  değeri 25'ten büyük temiz kumlarda ve %10'dan fazla ince dane içeren ve SPT- $N_1$  değeri 20'den büyük olan siltli kumlarda sıvılaşma nedeniyle yaygın hasar gözlenmemektedir.
- Kil yüzdesi %20'den büyükse zemin sıvılaşmaz kabul edilir. Eğer plastisite indisi düşükse veya zemin aşırı derecede hassas ise sıvılaşma görülebilir.
- Aynı SPT- $N_1$  değerindeki kumlardan çakıl muhteva eden zeminler çakıl içermeyen temiz kuma göre daha dayanıksızdır.

#### 4.5.Sıvılaşma İndeksi Yöntemi (Iwasaki, Arakawa, Tokida, 1984)

##### 4.5.1.Sıvılaşma emniyet faktörü

Kayma direnci oranı ve kayma gerilmesi oranı kullanarak sıvılaşma potansiyelini belirleyen yöntemdir. Kayma direnci oranını SPT ve ortalama dane çapı ( $D_{50}$ ) değerinden hesaplamaktadır. Kayma gerilmesi değerini ise düşey gerilmelerden hesaplamaktadır. Bu kriterde depremde meydana gelecek kayma gerilmesi oranı yerin periyodik kayma direncinden büyükse sıvılaşma potansiyeli yüksektir. Bu yöntemde göre bir yer tabakasındaki herhangi bir derinlik için sıvılaşma emniyet faktörü  $F_L$ ;

$$F_L = R / L \quad (4.31)$$

olarak hesaplanır.

Burada;

$R$  : Zeminin sıvılaşma anındaki periyodik kayma gerilmesi oranı,

$L$  : Şiddetli bir depremde meydana gelebilecek kayma gerilmesi oranı

$F_L < 1$  ise sıvılaşma potansiyeli yüksek,

$F_L \geq 1$  ise sıvılaşma potansiyeli düşüktür.

Eşitlik 4.31’de yer alan R parametresi aşağıdaki şekilde hesaplanabilir;

$$R = 0,0882 * \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0,7}} + B \quad (4.32)$$

$$0,04\text{mm} \leq D_{50} \leq 0,60\text{mm} \quad \text{için} \quad B = 0,0225 * \log_{10} * 0,35/D_{50} \quad (4.33)$$

$$0,60\text{mm} \leq D_{50} \leq 1,50\text{mm} \quad \text{için} \quad B = -0,05 \quad \text{olarak alınır.} \quad (4.34)$$

N : SPT darbe sayısı

$\sigma_v'$  : Efektif düşey gerilme (kgf/cm<sup>2</sup>)

D<sub>50</sub> : Ortalama dane çapı (mm)

L parametresi ise aşağıdaki eşitlikle hesaplanabilir;

$$L = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_v'} = \frac{a_{\max}}{g} * \frac{\sigma_v'}{\sigma_v'} * r_d \quad (4.35)$$

Burada;

$\tau_{\max}$  : Maksimum kayma gerilmesi

$\sigma_v'$  : Toplam düşey gerilme (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : Efektif düşey gerilme (kg/cm<sup>2</sup>)

a<sub>max</sub> : Maksimum yer ivmesi (gal)

g : Yerçekimi ivmesi (=980 gal)

r<sub>d</sub> : Derinlik düzeltme faktörü ( $r_d = 1 - 0,015 * z$ )

#### 4.5.2.Sıvılaşma indeksi

Yapılarda deprem esnasında görülen zarar sıvılaşmaya bağlı ise bu zararın boyutu sıvılaşma derecesinin şiddetine bağlıdır. Bu gerçek çerçevesinde sıvılaşma potansiyeli indeksi (I<sub>L</sub>) ileri sürülmüştür. Verilen bir alanın sıvılaşma şiddetinin derecesini gösteren (I<sub>L</sub>) eşitlik 4.36’da gösterildiği şekilde hesaplanabilir;

$$I_L = \int_0^z F W dZ \quad (4.36)$$

Birden fazla zemin tabakasının bulunduğu arazilerde ise ( $I_L$ ) aşağıdaki şekilde hesaplanabilir;

$$I_L = \sum_i^n (F W H)_i \quad (4.37)$$

Burada;

$$F_L < 1 \quad \text{için} \quad F = 1 - F_L$$

$$F_L \geq 1 \quad \text{için} \quad F = 0$$

$$z < 20\text{m} \quad \text{için} \quad W = 10 - 0,5z$$

$$z \geq 20\text{m} \quad \text{için} \quad W = 0$$

n : zemin tabaka sayısı

i : yukarıdan aşağıya doğru zemin tabaka numarası

z : tabaka orta noktasının derinliği

H : tabaka kalınlığı

W : sıvılaşma potansiyeli azaltma faktörü

W parametresi, 20 metrenin altındaki derinlikler için doğrusal olarak değişmektedir.  $F_L = 0$  için derinlik ( $z < 20$  metre) de eşitlikte yerine konulduğunda  $I_L$  değeri en fazla 100 olmaktadır.  $F_L \geq 1$  için ise, 20 metreden fazla derinliklerde  $I_L$  değeri sıfıra yaklaşmaktadır.

Çok tabakalı zeminler için sıvılaşma potansiyeli indeksi  $I_L$ , her tabaka için ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Sonra hesaplanan  $I_L$  değerleri toplanır ve tablo 4.6'dan o değere karşılık gelen sıvılaşma potansiyeli derecesi belirlenir.

Tablo 4.6.  $I_L$  ve sıvılaşma potansiyeli ilişkisi

Sıvılaşma İndeksi	Sıvılaşma Potansiyeli
0	Çok düşük
$0 < I_L \leq 5$	Düşük
$5 < I_L \leq 15$	Yüksek
$15 < I_L$	Çok yüksek

#### 4.6. Kumların Sıvılaşma Dayanımını Saptamak İçin SPT ve CPT Deneylelerinin Kullanılması (Seed ve Alba, 1986)

Bu çalışmada 19 Eylül 1985'te meydana gelen Meksika depremi sonucunda karşılaşılan kohezyonsuz zeminlerin ve kumların akma sıvılaşması ve devri oynaklık durumları incelenmiştir. Bu deprem sonucunda deprem etkisi altında birçok kil tabakasının stabilitesini koruduğu saptanmıştır ancak aynı durum kum tabakaları için söylenememiştir. Sıvılaşma problemi çözümünde düz ya da düze çok yakın eğime sahip zeminlerin özellikleri araştırılmıştır.

Kum tabakasının sıvılaşma dayanımını yerinde ölçecek metot bulunmadığından tekrarlı yükleme dayanımı ile yerinde deney parametreleri arasında bir ilişki saptamak gereklidir. Penetrasyon deney verileri bu amaç için çok uygun olup hem SPT hem de CPT deneyleri bu amaçla kullanılabilir. Geçmişte SPT deneyinin çok tercih edilmesi bu deneyle ilgili çok fazla veri elde edilmesini sağlamıştır. SPT ve CPT ölçümleri arasında korelasyon sağlanarak bu sonuçlar CPT ile de ilişkilendirilebilir [34].

SPT deneyinde tiplere gelen gerçek enerji cihaz tipine göre farklılık göstermektedir. Tablo 4.7'de bu farklılık gösterilmiştir.

Tablo 4.7. SPT deneyine ait farklı enerji oranları, [72]

Ülke	Tokmak Tipi	Tokmağın Bırakılma Şekli	Yaklaşık Tij Enerjisi	%60 Tij Enerjisi İçin Düzeltme Faktörü
1. Japonya	A. Donut	Serbest Düşen	78	1.30
	B. Donut	Özel bırakmalı halat ve makara	67	1.12
2. ABD	A. Safety	Halat ve makara	60	1.00
	B. Donut	Halat ve makara	45	0.75
3. Arjantin	A. Donut	Halat ve makara	45	0.75
4. Çin	A. Donut	Serbest Düşen	60	1.00
	B. Donut	Halat ve makara	50	0.83

Bundan başka aşağıdaki diğer faktörlerde sonuçları etkiler:

- Sondaj borusundaki akışkanın yapısı
- Sondaj deliğinin çapı
- Delme operasyonunda kullanılan akışkanın yapısı
- Örnek alma kaşığının türü
- Tokmak darbelerinin geliş frekansı

Deney düzeneğindeki farklılıkları yok etmek için Tablo 4.8'deki ekipmana yakın bir SPT deney aletini tercih etmek yerinde olacaktır.

Teorik serbest düşme enerjisinin %100'ü olamamakta ve standart enerji olarak teorik serbest düşme enerjisinin %60'ı iletilmektedir. Bu sebeple ölçülen darbe sayısına enerji oranı ( $ER_m$ ) düzeltilmesi uygulanmaktadır.

$$N_{1(60)} = N_m * ER_m/60 \quad (4.38)$$



Tablo 4.8.Sıvılaşma korelasyonlarında kullanılmak üzere önerilen SPT ekipmanı, [72]

a. Sondaj deliği: Sondaj deliği stabilitesi için bentonit sondaj çamuru 4-5 inç çaplı rotary sondaj deliği
b. Sondaj parçası: Sondaj çamurunun yukarı hareketine müsaade eder.
c. Örnek alıcı: O.D.2", I.D. 1-3/8"
d. Sondaj Çubukları: 50 feet derinlikten az ise A yada AW, daha derinde N yada NW
e. Örnek alıcı kaşığa gelen enerji: 2520 inç LBS (teorik maksimumun %60'ı)
f. Darbe sayısı oranı: Dakikada 30-40 darbe
g. Penetrasyon dayanım sayısı: Zemin içine 6-18 inçlik penetrasyon sağlayacak şekilde

Zeminin ( $N_1$ )<sub>60</sub> değeri ve içerdiği ince dane yüzdesi esas alınarak zeminde sıvılaşmaya neden olacak tekrarlı gerilme oranı  $[(\tau_{av} / \sigma_0')_L, CSR]$  belirlenir.

Sıvılaşma potansiyeli ise araştırılan zeminin tekrarlı (dinamik) gerilmeler altındaki makaslama dayanımı ile bu zeminde deprem sırasında beklenen tekrarlı (dinamik) makaslama geriliminin karşılaştırılması esasına dayanır. Bu karşılaştırmada elde edilen güvenlik katsayısının büyüklüğüne göre incelenen zeminin sıvılaşma direnci değerlendirilir.

Deprem sırasında herhangi bir derinlikte zemini etkileyen ve depremin neden olduğu tekrarlı gerilim oranı  $(\tau_{av} / \sigma_0')$  veya CSR – Cyclic shear stress ratio

$$(\tau_{av} / \sigma_0')_d \text{ veya } CSR = 0.65 [(a_{max.} / g) * (\sigma_0 / \sigma_0') r_d] \quad (4.39)$$

olup;

$\tau_{av}$  = sıvılaşma analizi yapılan seviyeye etkiyen ortalama tekrarlı makaslama gerilimi

$\sigma_0'$  = efektif gerilme ( $z * \gamma_s - h * \gamma_w$ ; z: derinlik,  $\gamma_s$ : zeminin birim hacim ağırlığı,  $\gamma_w$ : suyun birim hacim ağırlığı)

$\sigma$  = toplam gerilme ( $z * \gamma_s$ ; z: derinlik,  $\gamma_s$ : zeminin birim hacim ağırlığı)

$r_d$  = gerilim azaltma faktörü ( $r_d=1-0.015z$ ,z: derinlik)

$a_{max.}$  = zemine etkiyen en büyük yer ivmesidir. (Deprem Yönetmeliği'ne göre alınır)

Aydan ve diğ.,(1996) depremde oluşan en büyük yer ivmesinin değeri olan  $a_{max}$  için,  $M_s$  sınılaşmaya neden olan deprem büyüklüğü,  $R$  sınılaşma lokasyonunun odağa uzaklığı olarak aşağıdaki eşitliği oluşturmuşlardır.

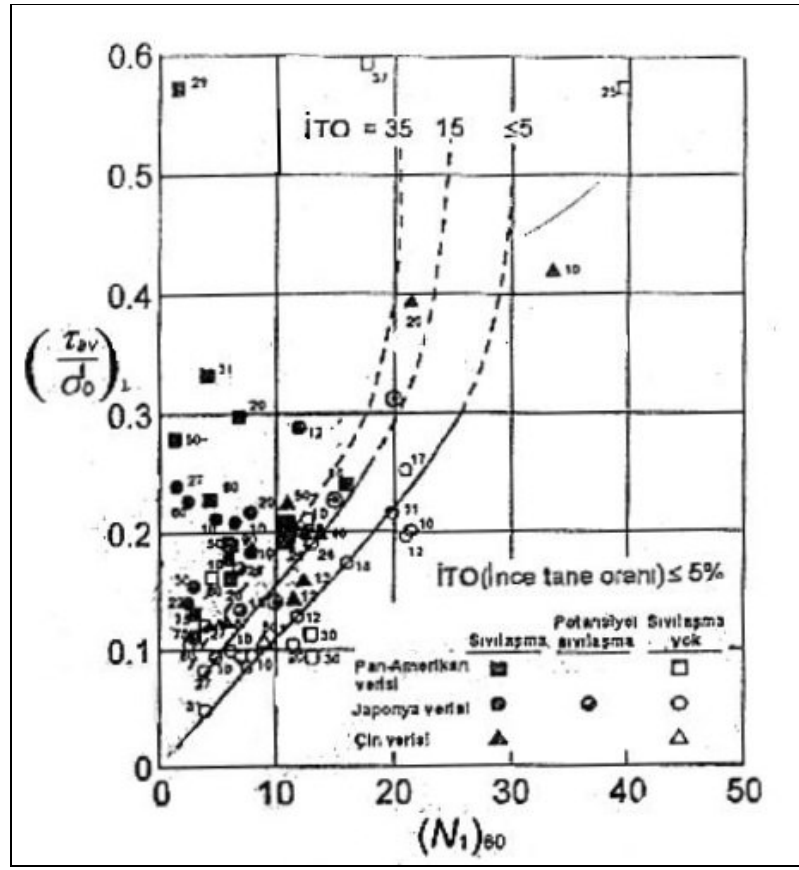
$$a_{max.} = 2.8(e^{0.9M_s} * e^{-0.025R} - 1) \quad (4.40)$$

Güvenlik katsayısı zeminin sınılaşması için gereken tekrarlı gerilim oranının depremden kaynaklanan tekrarlı gerilim oranına bölünmesiyle bulunur.

$$F_L = (\tau_{av} / \sigma_0)_L / (\tau_{av} / \sigma_0)_d \quad (4.41)$$

İnce dane oranı %35 ve daha az olan zemin seviyeleri için güvenlik katsayıları ( $F_L$ ) hesaplanarak zemin profili boyunca sınılaşabilecek ve sınılaşması beklenmeyen seviyeler ayırt edilir. Güvenlik katsayısının 1 ve 1'den küçük değerleri için zemin sınılaşabileceği,  $1 < F_L < 1.2$  koşulu için ise verilen sınırlı olduğu durumlarda potansiyel sınılaşma şeklinde değerlendirilir.

Şekil 4.8'de  $M=7,5$  olan depremler için düzeltilmiş SPT değerlerine göre sınılaşmaya sebep olan gerilme oranları verilmiştir.. Büyüklüğü 7.5'dan farklı olan depremler için Seed ve De Alba (1986 ) tarafından önerilmiş ölçek faktörü yukarıda  $F_L$  eşitliğinin payı ile çarpılır. Ölçek faktörleri depremin büyüklüğüne göre Tablo 4.9'dan belirlenir. Yine aynı şekilde güvenlik katsayısının 1 ve 1 den küçük değerleri için zeminin sınılaşabileceği  $1 < F_L < 1.2$  koşulu için ise verilerin sınırlı olduğu durumlarda potansiyel sınılaşma şeklinde değerlendirme yapılır.

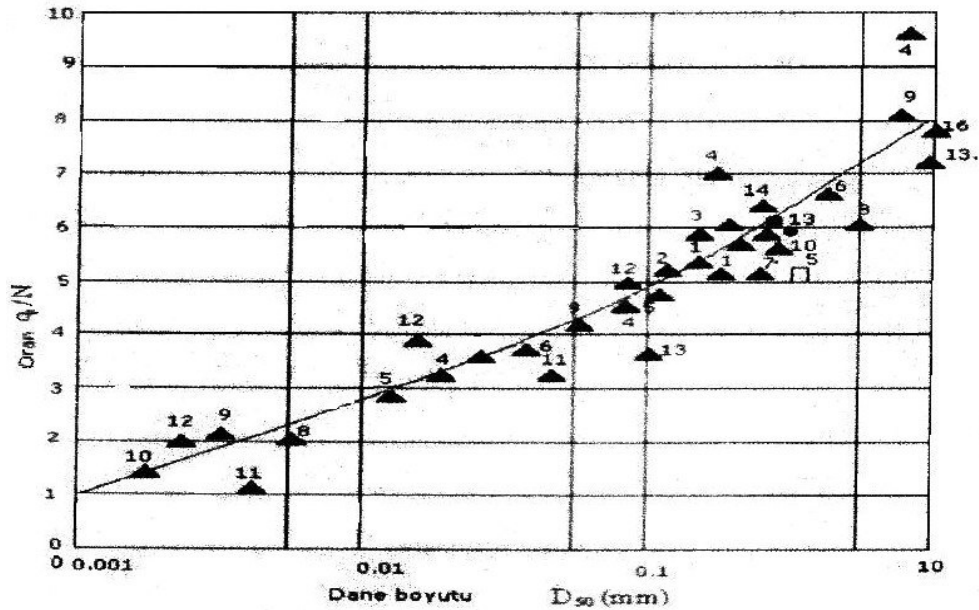


Şekil 4.8.  $M=7.5$  için temiz siltli-kum için düzeltilmiş SPT-N değerlerine göre sivilaşmaya sebep olan gerilme oranları. (Seed ve De Alba , 1986)

Tablo 4.9. Deprem büyüklüğünün sivilaşma direnci üzerindeki etkisi için kullanılan düzeltme faktörleri, [70]

Deprem Büyüklüğü M	$(\tau_v / \sigma'_{vo})_L$ M=M için $(\tau_v / \sigma'_{vo})_d$ M=7.5 için
8,50	0,89
8,00	0,94
7,50	1
7,00	1,08
6,75	1,13
6,50	1,19
6,00	1,32
5,25	1,5

SPT verilerinden yararlanılarak CPT deneyinde sıvılaştırma analizinde kullanılabilir. SPT ve CPT deney sonuçları  $q_c/N$  oranı ile ifade edilir ve  $q_c$  standart koninin uç dayanımı (tsf) ve  $N$ 'de standart penetrasyon dayanımıdır.  $q_c/N$  oranı kumun dane boyu dağılımı ile değişiklik gösterir, bu değişim genellikle ortalama dane çapı olan  $D_{50}$  ile ifade edilir. Şekil 4.9'da çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan araştırmaların sonuçları gösterilmiştir.

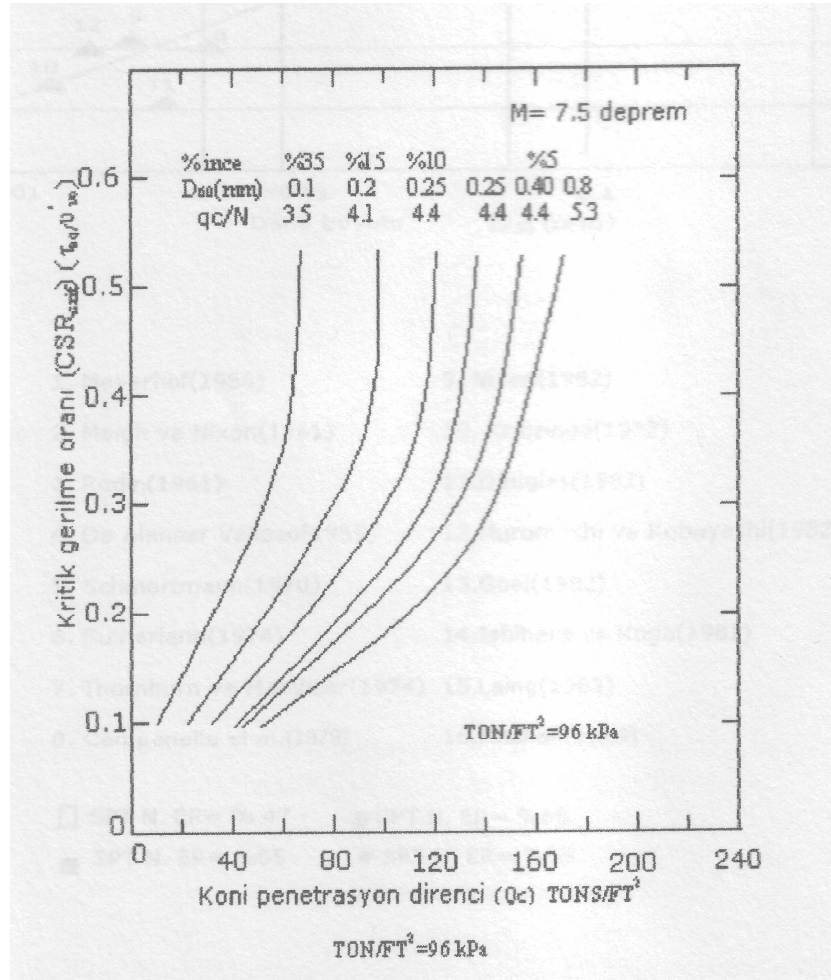


- |                                |                                  |
|--------------------------------|----------------------------------|
| 1. Meyerhoff(1956)             | 9. Nixon(1982)                   |
| 2. Meigh ve Nixon(1961)        | 10. Kruzinga(1982)               |
| 3. Rodin(1961)                 | 11. Douglas(1982)                |
| 4. De Alencar Velloso(1959)    | 12. Muromachi ve Kobayashi(1982) |
| 5. Schmertmann(1970)           | 13. Goel(1982)                   |
| 6. Sutherland(1974)            | 14. Ishihara ve Koga(1981)       |
| 7. Thornburn ve MacVicar(1974) | 15. Laing(1983)                  |
| 8. Campanella et al.(1973)     | 16. Mitchell(1983)               |

- |                   |                  |
|-------------------|------------------|
| □ SPT N. ER= % 47 | ● SPT N. ER= %65 |
| ■ SPT N. ER= %55  | ● SPT N. ER= %55 |

Şekil 4.9.  $q_c/N$  oranlarının ortalama dane boyutu ile değişimi

$q_c/N$  değerlerini farklı ortalama dane boyutlarına sahip kumlar için saptamak ve bu değerleri CPT değerlerine çevirerek sıvılaşma dayanımı sınır eğrilerini oluşturmak mümkündür. Çünkü  $q_c/N$  oranı kum oranı ne olursa olsun  $D_{50}$  değerine dayanır. Bulunan ilişkiler SPT-N değerlerine ait olan ilişkilerden daha karmaşıktır. CPT deneylerinde ölçülmüş  $q_c$  değerleri ile sıvılaşma dayanımı arasındaki ilişkiyi bulmak için hem  $D_{50}$  hem de ince dane oranını bilmek gerekir. Sıvılaşma dayanımını saptamak için CPT deneylerinde ölçülmüş koni uç dayanımlarına dayanan eğri ailesi Şekil 4.10'da verilmiştir. Bu şekilde koni penetrasyon dayanımı  $q_{c1}$  olarak ifade edilmiş olup 1 tsf efektif basınç altında modifiye edilmiş koni uç dayanımıdır.



Şekil 4.10. Kumlarda ve siltlerde sıvılaşmaya sebep olan gerilme oranı ile koni uç dayanımı ilişkisi (1 tsf=96 KPa) [72]

Şekil 4.10'daki sıvılaşma dayanımı,  $M=7,5$  olan depremler içindir. Yine Tablo 4.9'dan yararlanarak değişik magnitüdüdeki depremleri için değişik değerler bulunabilir.

#### 4.7 Kayma Dalgası Hızları ile Zemin Sıvılaşma Dayanımının Bulunması ( Andrus ve Stokoe II, 2000)

Kayma dalgası hızları dikkate alınarak sıvılaşma analizi yapılmasını öngören bu yöntemde kayma dalgası hızlarının kullanılmasının sebepleri şunlardır;

- Penetrasyon deneylerinin uygun olmadığı çakıllı zeminler gibi örnek alınması zor zeminlerde ölçüm yapılabilir.
- Laboratuar örneklerinde de ölçüm yapılarak laboratuardaki ve arazideki zemin davranışları kıyaslanabilir.
- Kayma dalgası hızı zeminin temel mekanik bir özelliği olup küçük deformasyon kayma modülü  $G_{max}$  ile direkt ilişkilidir. ( $G_{max} = \rho * V_s^2$ )
- Kayma dalgası hızı deprem riski analizinde ve zemin yapı etkileşimi analizinde gerekli bir parametredir.
- Kayma dalgası hızı yüzey dalgalarının spektral analizi tekniği ile ölçülebilir. Bu, teknik sondaja izin verilmeyen arazilerde, hızlı ölçüm yapılması gereken iki uzak nokta arasında, çakıl, iri çakıl ve kaya gibi örnek alınması zor zeminlerde uygulanabilir.

Bu yöntemde Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilen tekrarlı gerilme oranı hesabı kullanılmaktadır;

$$CSR = \tau_{av} / \sigma'_v = 0,65 * (a_{max} / g) * (\sigma_v / \sigma'_v) * r_d \quad (4.42)$$

Kayma dalgası hızını etkileyen önemli bir faktör zeminin gerilme durumudur. Laboratuar deney sonuçları göstermiştir ki yayılan kayma dalgasının hızı dalga yayılımı ve partikül hareketi yönündeki asal gerilmelere bağlıdır. Böylece, düşey dalga yayılması veya partikül hareketi ile ölçülen kayma dalgası hızı şu şekilde ifade edilmiştir;

$$V_s = A * (\sigma'_v)^m * (\sigma'_h)^m \quad (4.43)$$

Burada,

A : zeminin yapısına bağlı bir parametre

$\sigma'_h$  : incelenen derinlikteki başlangıç efektif yatay gerilmesi

m: 0,125 civarındaki gerilme üstel katsayısı değeridir.

SPT ve CPT deneylerinde efektif jeostatik basınç düzeltmesi uygulanmaktadır. Böyle bir düzeltme kayma dalgası hızı değerlerine de uygulanabilir;

$$V_{s1} = V_s * C_v = V_s * (P / \sigma'_0)^{0,25} \quad (4.44)$$

Burada,

$V_{s1}$  : düzeltilmiş kayma dalgası hızı

$C_v$  : efektif jeostatik basınç düzeltme katsayısı

$P_a$  : referans gerilme (100 kPa veya 1 atm basınç)

$\sigma'_0$  : 0,125 civarındaki efektif jeostatik basınçtır.

SPT ve CPT deney sonuçlarında var olan sınırlamalara benzer olarak  $C_v$  değerinin 1,4'ü geçmemesi istenir.

Denklem 4.44 uygulanırken denklem 4.43'deki başlangıç efektif yatay gerilme  $\sigma'_h$  nün efektif jeostatik basınçın sabit bir katsayı katı kadar olduğu düşünülmelidir. Bu katsayı genellikle  $K_o$  olarak bilinir ve düz zemin koşullarında sıvılaşa olasılığı taşıyan sahalarda 0,5 olarak seçilir.

Sabit tekrarlı kayma deformasyonu altında CSR ile  $V_{s1}$  arasındaki ilişki:

$$\gamma_{av} = \frac{\tau_{av}}{(G)_{\gamma_{av}}} , \quad \text{şeklindedir.} \quad (4.45)$$

Buradan;

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v} = f(\gamma_{av}) * V_{s1}^2 \quad (4.46)$$

ilişkisi bulunur. Burada,

$\gamma_{av}$ : üniform tekrarlı kayma gerilmesi  $\tau_{av}$ 'nin tekrarlı gerilme kontrollü deneyi esnasında ortalama pik kayma deformasyonu

$(G)_{\gamma_{av}}$ :  $\gamma_{av}$ 'ye karşılık gelen sekant kayma modülü

$f(\gamma_{av})$ :  $\gamma_{av}$ 'nin bir fonksiyonudur.

CSR, sıvılaşma ve sıvılaşmama ayırım noktasında CRR'ye eşit olduğundan denklem 4.46 düşük  $V_{s1}$  değerlerine ( $V_{s1} \leq 125$  m/s) ait CRR- $V_{s1}$  eğrileri oluşturmada yardımcı olur.

$$CRR = \left\{ a * \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b * \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} * MSF \quad (4.47)$$

Deprem şiddetiyle bağıntılı süre düzeltme katsayısı MSF, 7,5'ten farklı deprem magnitüplerinde kullanılmaktadır. Bu değer CRR ile çarpılmakta ve şiddeti 7,5 olan depremlerde 1.00 değerini almaktadır.

$$MSF = (M_w/7,5)^n \quad \text{olup,} \quad (4.48)$$

Burada,

$M_w$  : moment Magnitüdü

n: üstel bir sayı olup,  $M_w \leq 7,5$  için  $n = -3,3$   $M_w > 7,5$  için  $n = -2,66$  seçilebilir.

MSF ayrıca şu denklemlerle de hesaplanabilir;

$$M_w > 5,2 \text{ için } MSF = 6,9 * \exp(-M_w/4) - 0,06 \quad (4.49a)$$

$$M_w \leq 5,2 \text{ için } MSF = 1,82 \quad (4.49b)$$

Denklem 4.48 için 1971'de Seed ve Idriss tarafından önerilen  $r_d$  değerleri, denklem 4.49 içinse 1999'da Idriss tarafından önerilen  $r_d$  değerleri kullanılmalıdır.



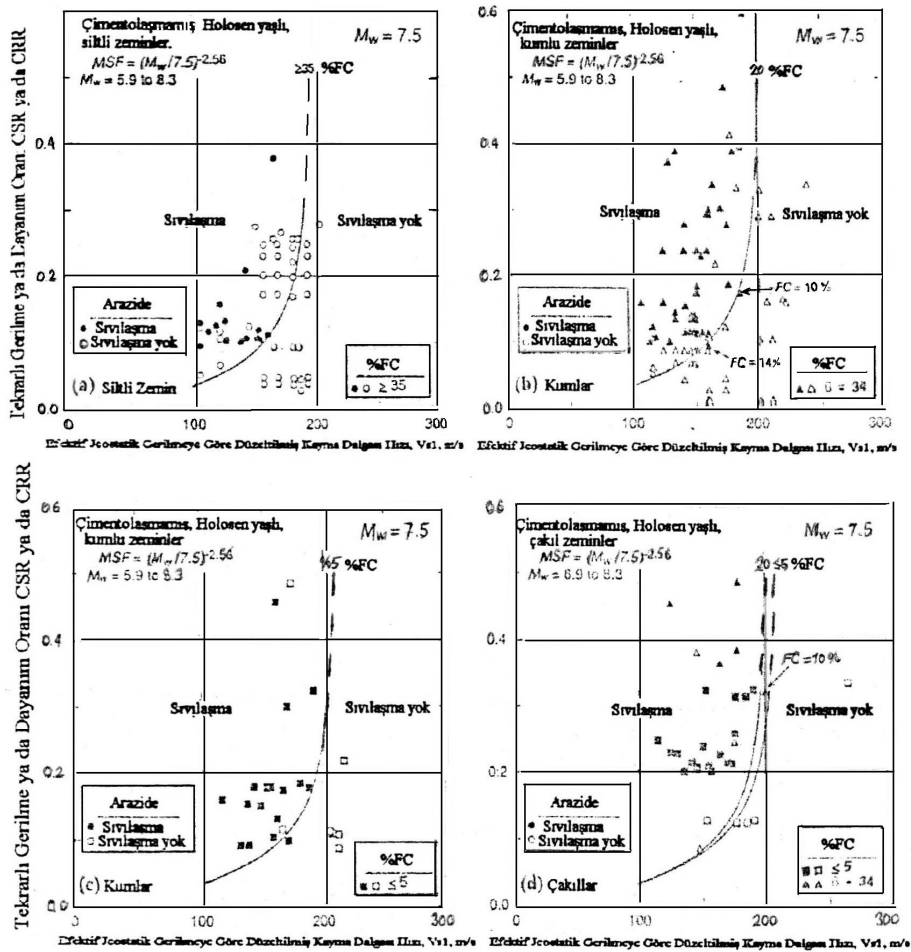
Sıvılaşma hesaplama grafiklerine ait limitler şu şekilde açıklanabilir; yapılan araştırma sonucunda  $V_{s1} = 210$  m/sn olan temiz kum zeminlerin  $(N_1)_{60} = 30$  ( $FC \leq \%5$ ) değerine denk geldiği saptanmıştır.  $FC \geq \%35$  olan zeminlerde de  $V_{s1} = 195$  m/sn olan değere  $(N_1)_{60} = 21$  değeri karşılık gelmektedir.  $V_{s1}^*$ , bu değerlendirmede lineer olarak değişmekte olup 200-215 m/sn aralığındadır.

$V_{s1}^*$  ile  $F_c$  arasındaki ilişki şu şekilde ifade edilebilir;

$$FC \leq \%5 \quad \text{için } V_{s1}^* = 215 \text{ m/sn} \quad (4.50a)$$

$$\%5 \leq FC < 35 \quad \text{için } V_{s1}^* = 215 - 0,5 \cdot (FC - \%5) \text{ m/sn} \quad (4.50b)$$

$$FC \geq \%35 \quad \text{için } V_{s1}^* = 200 \text{ m/sn} \quad (4.50c)$$



Şekil 4.11.CRR değerlerinin zemin türlerine göre seçilmesi tavsiye edilen eğrileri [3]

Çeşitli zemin türlerine ait  $CRR-V_{s1}$  eğrileri Şekil 4.11'de gösterilmiştir. Bu grafiklerde  $CSR=0,35$ 'e kadar makul değerler elde edilmiştir.

Temiz kumlar dışında çakıl ihtiva eden zeminlerde ise kayma dalgası hızı değerleri çok değişken olup dane gradasyonundan fazlaca etkilenmektedir. Üniformluk katsayısının artması orta sıkı ve sıkı çakıllarda kayma dalgası hızını arttırmaktadır. Gevşek çakıl zeminlerde ise iyi derecelenmiş olsalar bile gevşek kumun kayma dalgası hızı değerlerine yakın değerler verebilmektedir. Bu konu ile ilgili kesin bilgiler daha fazla araştırmalardan sonra oluşturulmalıdır.

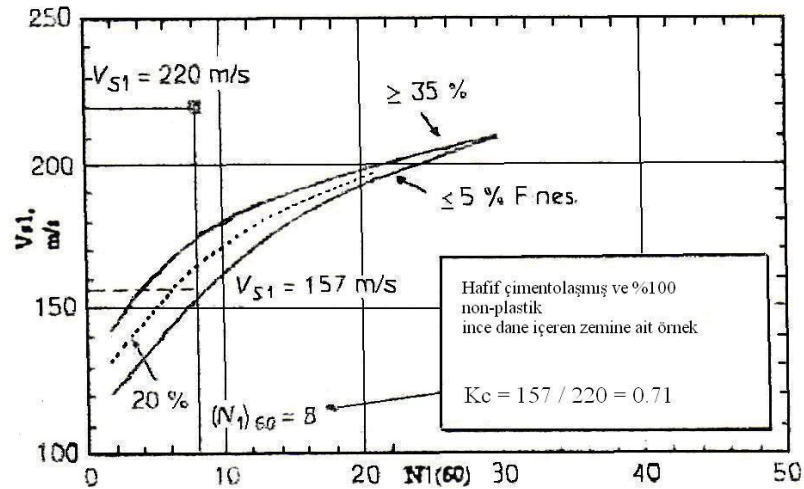
Bu yöntemle göre sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı aşağıdaki şekilde hesaplanmalıdır;

$$F_s = CRR/CSR \quad (4.51)$$

$F_s \leq 1$  ise sıvılaşma var,  $F_s > 1$  ise sıvılaşma yoktur şeklinde değerlendirilmelidir.

10000 yıldan yaşlı çimentolaşmış zeminlerde;

$$CRR = \left\{ a * \left( \frac{K_c * V_{s1}}{100} \right)^2 + b * \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_c * V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} * MSF \quad (4.52)$$



Şekil 4.12.  $V_{s1}$  ve  $(N_1)_{60}$  değerleri arasındaki ilişki ve  $K_c$  değerinin hesabı [3]

Denklem 4.52’de bulunan  $K_c$  : 0,6 – 0,8 arasında değişen bir katsayı olup yukarıdaki Şekil 4.12’den incelenebilir.

Ayrıca yer altı suyu seviyesi üzerindeki siltli zeminlerde, negatif boşluk suyu basıncı  $V_s$  ve  $\sigma_v'$  nün artmasına sebep olur. Bu etki kayma dalgası hızını  $V_{s1}$  şeklinde düzeltirken ve denklem 4.42 ile CSR hesaplanırken göz önüne alınmalıdır.

Yöntemi kısaca özetlemek gerekirse;

1. Elde edilen verilerle detaylı  $V_s$  profilleri, zemin türü, FC ve mümkünse penetrasyon direnci ve zeminin sıklığı hesaplanır.
2. Mevsimsel değişikler ve artezyen basınçları göz önüne alınarak yer altı su seviyesi belirlenir.
3. Sismik deneyin uygulandığı her ölçüm değerine ait  $\sigma_v$  ve  $\sigma_v'$  değerleri saptanır.
4. Denklem 4.44 kullanılarak 100 kPa değerinde referans efektif jeostatik basınç seçilerek  $V_s$  ölçümleri düzeltilir. Düzeltme faktörü  $C_v$  sığ derinliklerde 1,4 ile sınırlandırılır.
5. Denklem 4.50 ile ölçülen her derinliğe ait  $V_{s1}^*$  saptanır. Uygulama hem çakıllı hem kumlu zeminler yapılır. FC bilinmiyorsa bu hız 215 m/s kabul edilir.
6.  $K_c$  değeri saptanır. Eğer zemin çimentolaşmamış ve 10000 yıldan küçükse  $K_c=1$ ’dir. Eğer zemin koşulları bilinmiyor ve penetrasyon direnci verileri yetersizse  $K_c = 0,6$  alınabilir.
7. Uygun bir deprem magnitudü ve depremde beklenen  $a_{max}$  değeri seçilir.
8. Denklem 4.42 kullanılarak yer altı su seviyesi altındaki ölçülen her derinlik için CSR hesaplanır.  $r_d$  değerleri Seed ve Idriss (1971)’den bulunabilir.
9.  $V_{s1}$  ve CSR ile sıvılaşma direnci eğrileri denklem 4.48, 4.50 ve 4.52gözönüne alınarak çizilir.  $a = 0,022$   $b = 2,8$  ve  $n = -2,56$  seçilir.
10. Denklem 4.51 kullanılarak ölçülen her derinlik için güvenlik sayısı (FS) hesaplanır.  $FS \leq 1$  ise sıvılaşmanın oluşacağı,  $FS > 1$  ise sıvılaşmanın oluşmayacağı kabul edilir.

#### 4.8.1996 NCEER ve 1998 NCEER/NSF Çalışma Gruplarının Zeminlerin Sıvılaşma Dayanımı Değerlendirilmesi Üzerine Rapor Özeti ve Sonuçlar (Youd, Idriss vd.,2001)

Seed ve Idriss'e (1971) göre CSR hesabı;

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{v0}) = 0,65 * (a_{max} / g) * (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) * r_d \quad (4.53)$$

Burada;

$a_{max}$  : deprem sırasında zemin yüzeyinde oluşan maksimum yatay gerilme

$g$  : yerçekimi ivmesi

$\sigma_{v0}$  ve  $\sigma'_{v0}$  : toplam ve efektif yüzey gerilmeler

$r_d$  = gerilme azaltma katsayısıdır.

Bu son katsayı zemin tabakasının rijitliği ile ilgilidir. Liao ve Whitman'a (1986) göre  $r_d$  değerleri pratik olarak şu şekilde bulunabilir;

$$z \leq 9,15 \text{ m için,} \quad r_d = 1,0 - 0,00765z \quad (4.54a)$$

$$9,15 < z \leq 23 \text{ m için,} \quad r_d = 1,174 - 0,0267z \quad (4.54b)$$

Burada  $z$ , zemin yüzeyinden olan derinliktir.

CRR değerinin tahmini için en kabul edilebilir metot örselenmemiş numunelerin elde edilip bunları laboratuarda incelemektir. Ne var ki yerinde gerilme durumu laboratuarda tam olarak oluşturulamamaktadır ve geleneksel sondaj ve örnekleme teknikleri ile alınan granüler zeminler çok örselenmiş olduğundan anlamlı sonuçlar vermemektedir. Zemin dondurma gibi özel teknikler yeterli derecede örselenmemiş numuneler alınmasını sağlamaktadır ancak maliyeti fazla olduğundan yalnızca önemli projelerde kullanılmaktadır. Örnek alma ve laboratuvar deneylerinin zorluklarından dolayı rutin sıvılaşma incelemelerinde arazi deneyleri tercih edilmektedir.

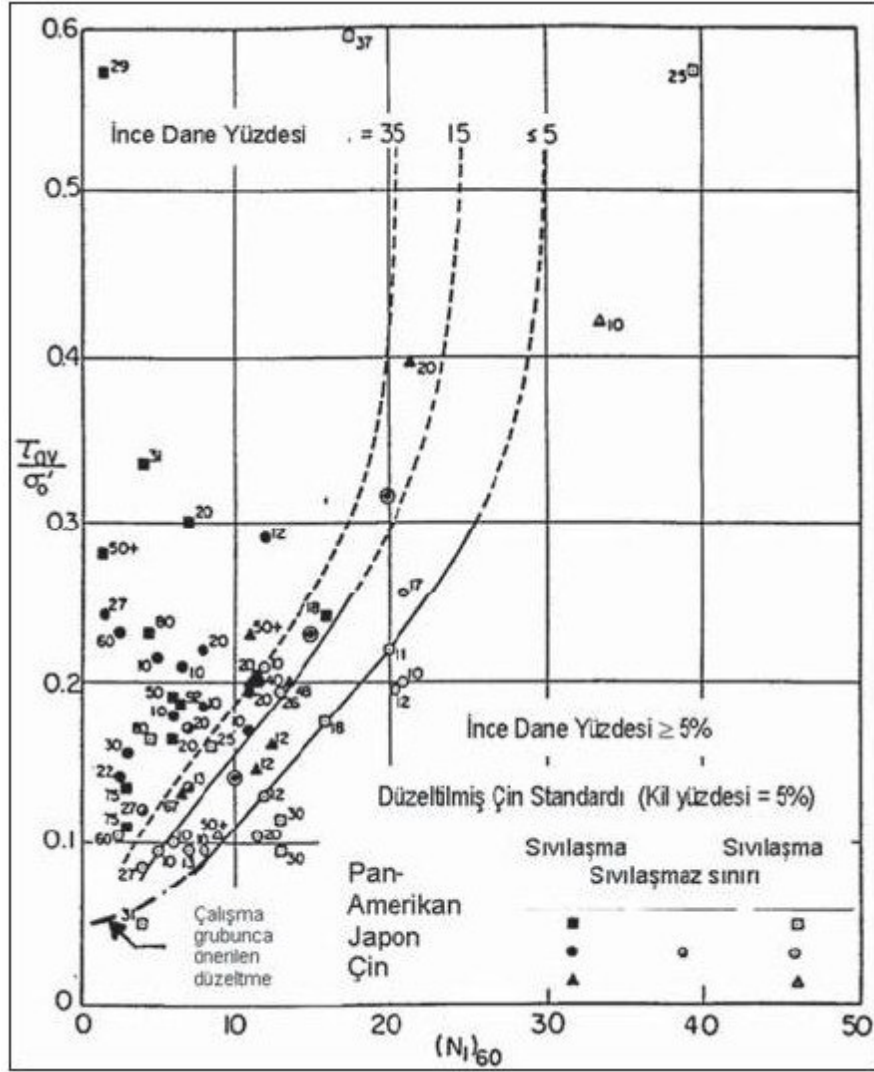
Sıvılaşma dayanımını tespit etmek için SPT, CPT, kayma dalgası hızı ölçümü ve BPT kullanılmaktadır. SPT ve CPT'nin veri tabanı ve deneyimi fazla olduğundan tercih edilmektedir. Diğer deneyler ise büyük ekipmanların sığmadığı veya çakıllı sedimanlar üzerinde bulunan arazilerde kullanılır. Tablo 4.10'da kullanılan yöntemlerin avantajları ve dezavantajları gösterilmiştir.

Tablo 4.10.Sıvılaşma direncini saptamada kullanılan arazi deneylerinin kıyaslanması [91]

Özellik	Deney Şekli			
	SPT	CPT	V <sub>s</sub>	BPT
Sıvılaşan alanlara ait eski ölçümler	Çok	Çok	Sınırlı	Az
Deneyi etkileyen gerilme deformasyon davranış tipi	Kısmen drenajlı, deformasyonu büyük	Drenajlı, deformasyonu büyük	Deformasyonu küçük	Kısmen drenajlı, Deformasyonu büyük
Kalite kontrol ve tekrarlanabilirlik	Kötü – İyi	Çok iyi	İyi	Kötü
Zemin tabakalarının değişkenliğinin tanımlanabilirliği	İyi	Çok iyi	Orta	Orta
Testin uygulandığı zemin türü	Çakıl harici	Çakıl harici	Hepsi	Öncelikle çakıl
Zemin örneğinin alınması	Evet	Hayır	Hayır	Hayır
Endeks ve mühendislik özelliklerinden hangisinin saptandığı	Endeks	Endeks	Mühendislik	Endeks

#### 4.8.1.SPT'nin sıvılaşma analizinde kullanılması

Şekil 4.13'de görülen CSR-( $N_1$ )<sub>60</sub> grafiğinden ( $N_1$ )<sub>60</sub> değerleri efektif jeostatik basınç 100 kPa'a ve enerji oranı %60'a göre düzeltilmiştir. İncelemeye alınan depremlerin magnitüdüleri 7,5 civarındadır. Grafikteki CRR eğrileri sıvılaşmanın gözlemlendiği ve gözlemlenmediği bölgeleri ayırmaktadır.



Şekil 4.13.Mw = 7,5 şiddetindeki bir depreme göre çizilmiş SPT temiz kum eğrisi [91]

Eğriler ince dane oranının %5, 15 ve 35 olduğu granüler zeminlere aittir. İnce dane oranının %5 olduğu CRR eğrisi basitleştirilmiş prosedürün temel penetrasyon kriterini oluşturduğundan SPT temiz-kum temel eğrisi adını almıştır. Bu eğri düşük  $(N_1)_{60}$  değerlerinde 0,05 değerini kesecek şekilde uzatılmıştır. Bu işlem eğrinin CPT ve kayma dalgası hızına dayanan eğrilerle uyumluluğunun artmasını sağlamıştır.

Temiz kum eğrisinin denklemi;

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (4.55)$$

şeklindedir. Bu denklem  $(N_1)_{60} < 30$  için geçerlidir.  $(N_1)_{60} > 30$  olduğunda zemin sıvılaşmak için çok sıkıdır ve sıvılaşmaz kabul edilir, [71].

CRR değerleri ince dane muhtevasının artması ile artmaktadır. Bu artışın sebebinin sıvılaşma dayanımının artması mı yoksa penetrasyon dayanımının düşmesi mi olduğu kesin değildir.  $(N_1)_{60cs}$  temiz kum değerine çevirmek için gerekli denklem;

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (4.56)$$

$$FC \leq \%5 \text{ için} \quad \alpha = 0 \quad (4.57a)$$

$$\%5 \leq FC \leq \%35 \text{ için} \quad \alpha = \exp(1,76 - (190/FC^2)) \quad (4.57b)$$

$$FC \geq \%35 \text{ için} \quad \alpha = 5,0 \quad (4.57c)$$

$$FC \leq \%5 \text{ için} \quad \beta = 1,0 \quad (4.58a)$$

$$\%5 \leq FC \leq \%35 \text{ için} \quad \beta = (0,99 + (FC^{1,5}/1,000)) \quad (4.58b)$$

$$FC \geq \%35 \text{ için} \quad \beta = 1,2 \quad (4.58c)$$

Bu şekilde yapılan çevrimde  $FC=\%35$  olan zeminler Şekil 4.16'daki eğrinin üzerine denk gelmekte,  $FC=\%15$  olan zeminler için yapılan hesaplarda ise orijinal %15 eğrisinin sağına düşmektedir.

$$(N_1)_{60} = N_m * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (4.59)$$

Burada;

$N_m$  : Ölçülen SPT değeri,

$C_N$  : Efektif gerilmeye ait düzeltme faktörü,

$C_E$  : Tokmak enerji oranı düzeltmesi,

$C_B$  : Sondaj borusu çapına ait düzeltme faktörü,

$C_R$  : Tij uzunluğu düzeltme faktörü,

$C_S$  : Örnekleyicinin astarlı olup olmamasına ait düzeltmedir.

Tablo 4.11’de denklem 4.59’da belirtilen düzeltmelerin açıklaması yapılmaktadır.

Tablo 4.11.SPT’ye ait düzeltmeler [65], [91]

Faktör	Ekipman Değişkeni	Sembol	Düzeltilme
Efektif Geostatik Basınç	-	$C_N$	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Efektif Geostatik Basınç	-	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Enerji Oranı	Donut Tokmak	$C_E$	0.5-1.0
Enerji Oranı	Safety Tokmak	$C_E$	0.7-1.2
Enerji Oranı	Otomatik-trip Şahmerdan Donut Tokmak	$C_E$	0.8-1.3
Sondaj Kuyusu Çapı	65-115 mm	$C_B$	1.0
Sondaj Kuyusu Çapı	150 mm	$C_B$	1.05
Sondaj Kuyusu Çapı	200 mm	$C_B$	1.15
Tij Uzunluğu	<3 m	$C_R$	0.75
Tij Uzunluğu	3-4 m	$C_R$	0.8
Tij Uzunluğu	4-6 m	$C_R$	0.85
Tij Uzunluğu	6-10 m	$C_R$	0.95
Tij Uzunluğu	10-30 m	$C_R$	1.00
Örnek Alma Metodu	Standart	$C_S$	1.00
Örnek Alma Metodu	Astarsız	$C_S$	1.1-1.3

SPT-N değerlerinin efektif gerilmelerle artması bir düzeltme faktörünün uygulanmasını gerektirmektedir. Genellikle Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen,



$$C_N = (P_d / \sigma'_{v0})^{0.5} \quad (4.60)$$

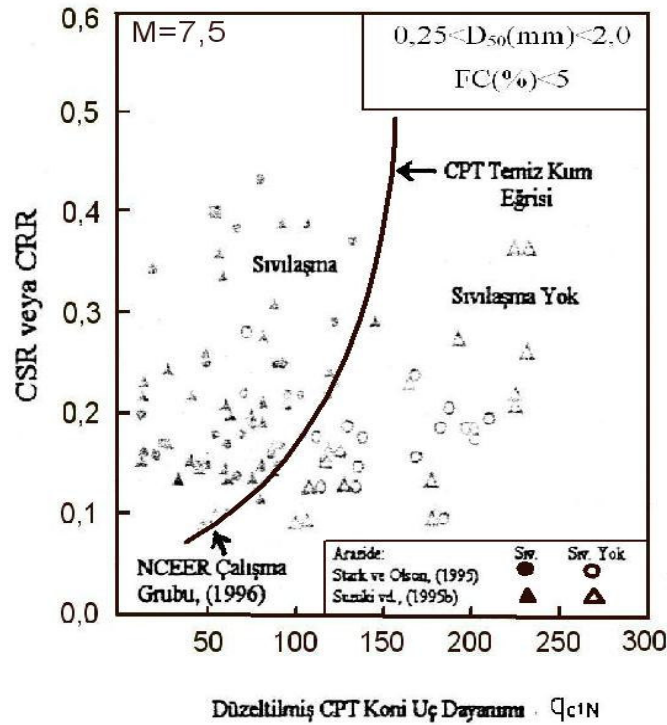
kullanılmaktadır.  $C_N$  değeri 1,7'yi geçmemelidir.  $C_N$  değerleri 1,7 ile sınırlandırıldığında,

$$C_N = 2,2 / (1,2 + \sigma'_{v0} / P_0) \quad (4.61)$$

denklemini de uygun sonuçlar vermektedir. Uygulamada her iki denklem de kullanılabilir.

#### 4.8.2.CPT'nin sıvılaşma analizinde kullanılması

CPT'nin ilk avantajı tabakaların tahmininde penetrasyon dayanımının neredeyse devamlı profilinin çıkarılmasıdır. CPT sonuçları diğer deneylere oranla daha gerçekçi ve tekrar edilebilirdir. Devamlı profil zemin tabakalarının detaylı bir şekilde tanımlanmasını sağlar. CPT ile yapılan tahminler zemin tiplerinin ve sıvılaşma tahminlerinin doğrulanması için birkaç SPT ile desteklenmelidir.



Şekil 4.14.CPT verilerinden yararlanarak CRR hesabı yapılması için önerilen eğri [91]

Yukarıdaki Şekil 4.14  $FC \leq \%5$  için temiz kumlarda CRR değerlerini verir. Burada  $M = 7,5$  kabul edilmiştir. Bu temiz kuma ait eğrinin denklemleri ve sınır koşulları şunlardır;

$$\text{Eğer } (q_{c1N})_{cs} < 50 \text{ ise, } \quad CRR_{7,5} = 0,833[(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0,05 \quad (4.62)$$

$$\text{Eğer } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 160 \text{ ise, } \quad CRR_{7,5} = 93[(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0,08 \quad (4.63)$$

Burada  $(q_{c1N})_{cs} = 100$  kPa'a göre düzeltilmiş temiz kum koni penetrasyon dayanımıdır.

$$q_{c1N} = C_Q(q_c/P_a) \quad (4.64)$$

$$C_Q = (P_a/\sigma'_{v0})^n \quad (4.65)$$

Burada;

$C_Q$  : CPT düzeltme faktörü,

$P_a$  : 100 kPa basınç,

$n$  : zemin türüne ait bir üs,

$q_c$  : CPT uç dayanımıdır.

Derinliğin az olduğu yerlerde düşük efektif jeostatik basınçlar nedeniyle  $C_Q$  büyür ancak 1,7'den büyük değerler kullanılamaz.  $n$  değerleri de 0,5-1,0 arasındadır.

#### 4.8.3. Kayma dalgası hızlarının sıvılaşma analizinde kullanılması

Kayma dalgası hızının sıvılaşma endeksi olarak kullanılması kayma dalgası hızı ve tekrarlı dayanımın benzer olarak boşluk oranı, efektif çevre gerilmesi, gerilme tarihçesi ve jeolojik yaştan etkilenmesi nedeniyle mümkündür. Kayma dalgası hızı değerlerinin kullanılmasının avantajları şöyle sıralanabilir;

- CPT ve SPT ile örselenmemiş numune almanın zor olduğu çakıllı zeminlerde ve sondajın ve sondaların yapılmasına izin verilmediği arazilerde kayma dalgası hızı ölçülebilir.

- Kayma dalgası hızı zemin malzemesinin direkt küçük deformasyonlu kayma modülü ile ilişkili olan temel mekanik özelliğidir.
- Küçük deformasyonlu kayma modülü dinamik zemin tepkisini ve zemin-yapı etkileşimi analizini yapmak için gerekli bir parametredir.

Kayma dalgası hızı ile sıvılaşma analizi yapmanın dezavantajları;

- Boşluk suyu basıncı artışı ve sıvılaşmanın başlaması orta-yüksek deformasyona sebep olan bir olay olduğu halde sismik dalga hızı ölçümleri küçük deformasyonlar oluşturur.
- Sismik deneyler ile zemin sınıflandırması yapılamaz ve yumuşak kilce zengin olan sıvılaşmayan zeminler tespit edilemez.
- Ölçüm aralıkları büyük ise düşük kayma dalgası hızına sahip olan ince tabakalar tespit edilemez.

Bu yüzden saha çalışmalarında yeteri kadar sondaj yapılır ve sıvılaşabilir alanlar önceden saptanmaya çalışılır. Sıvılaşmayan kilce zengin zeminler yer altı su seviyesi üzerindeki siltli zeminler (ki bu zeminler yer altı suyu seviyesi yükseldiğinde sıvılaşabilir) incelenir. SPT ve CPT gibi deneyler yüksek kayma dalgası hızı değerlerine sahip zayıf çimentolaşmış sıvılaşabilir zeminleri tespit etmekte kullanılabilir.

Penetrasyon direncinin efektif jeostatik basınca göre düzeltilmesi yapıldığı gibi kayma dalgası hızları da aynı düzeltmeye tabi tutulabilir.

$$V_{s1} = V_s * \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (4.66)$$

Burada;

$V_{s1}$  : düzeltilmiş kayma dalgası hızı

$P_a$  : Atmosferik basınç,

$\sigma'_{v0}$  : Başlangıç efektif yüzey gerilmesidir.

Bu denklem sabit toprak basınç katsayısı  $K'_0 = 0,5$  olan sıvılaşmaya duyarlı durumu göz önüne alır.

Andrus ve Stokoe (1997) CRR ve  $V_{s1}$  arasındaki ilişkiyi şöyle ifade etmiştir;

$$CRR = a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (4.67)$$

Burada ;

$V_{s1}^*$  : sıvılaşmanın oluşması için  $V_{s1}$ 'in üst limitidir.

$V_{s1}^*$ 'in değerleri lineer olarak  $FC = \%35$  için 200m/sn ve  $FC \leq \%5$  için 215m/sn olarak değişir.

#### 4.8.4. Deprem şiddetiyle bağıntılı süre düzeltme katsayısına göre güven sayısının saptanması

$$FS = (CRR_{7,5}/CSR)MSF \quad (4.68)$$

Burada;

CSR : Deprem sarsıntısı nedeniyle oluşan tekrarlı gerilme oranının hesaplanmış değeri,

$CRR_{7,5}$  :  $M=7,5$  olan depremin tekrarlı direnç oranıdır.

Tablo 4.12. MSF değerleri [ 89], [90]

M	Seed ve Idriss (1982)	Idriss	Ambraseys (1988)	Arango(1996)		Andrus Ve Stokoe (1997)	Youd ve Noble (1977), $P_L$		
				Mesafeye göre	Enerjiye göre		<%20	<%32	<%50
5,5	1,43	2,20	2,86	3,00	2,20	2,8	2,86	3,42	4,44
6,0	1,32	1,76	2,20	2,00	1,65	2,1	1,93	2,35	2,92
6,5	1,19	1,44	1,69	1,60	1,40	1,6	1,34	1,66	1,99
7,0	1,08	1,19	1,30	1,25	1,10	1,25	1,00	1,20	1,39
7,5	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	1,00
8,0	0,94	0,84	0,67	0,75	0,85	0,80	-	-	0,73
8,5	0,89	0,72	0,44	-	-	0,65	-	-	0,56

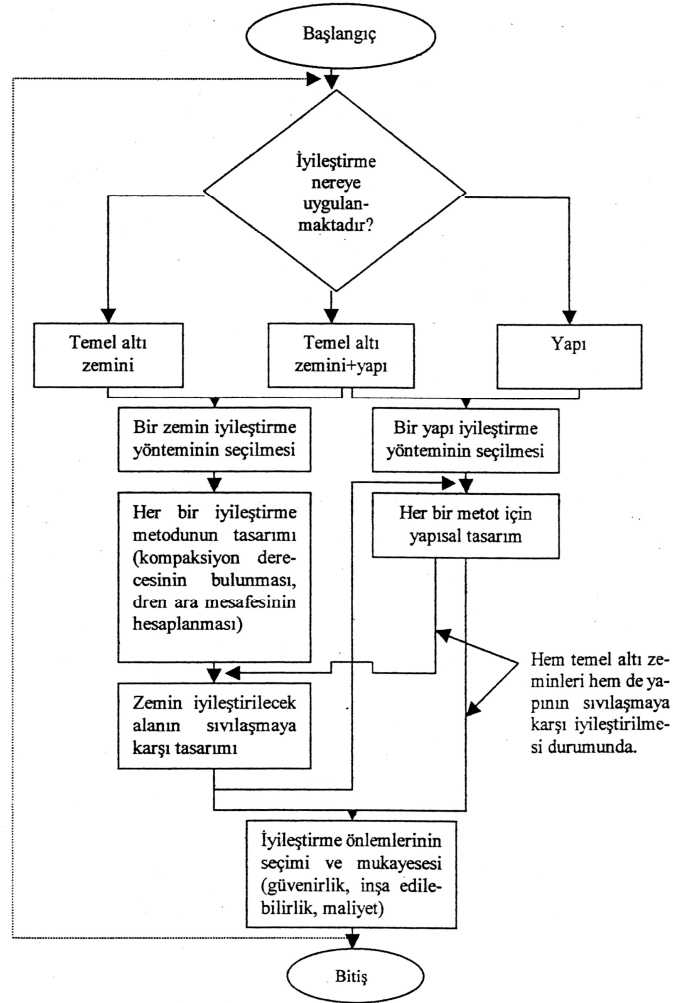
Yukarıda çeşitli araştırmacıların farklı deprem magnitudlerine göre bulguladıkları deprem şiddetiyle bağıntılı süre düzeltme katsayıları görölmektedir.

$M < 7,5$  için alt ve üst limitler Tablo 4.12'deki 3. ve 7. kolonlardır.

$M > 7,5$  için alt ve üst limitler için ise Tablo 4.12'deki 3. kolonun seçilmesi tavsiye edilmektedir.

## BÖLÜM 5. SIVILAŞMA ETKİLERİNİN AZALTILMASI

Sivilaşma potansiyeli mevcut bölgelerde yapılacak yapılarda, sivilaşmadan kaynaklanan hasarların azaltılmasına yönelik alınabilecek önlemler yapıların sivilaşmadan etkilenmeyecek şekilde tasarlanması ve zemin iyileştirilmeleri ile sivilaşmanın önlenmesi olarak iki ana grupta incelenebilir.



Şekil 5.1.Sivilaşmaya karşı iyileştirmede izlenecek yol

### **5.1.Yapıların Sıvılaşmadan Etkilenmeyecek Şekilde Tasarlanması**

Yapıların sıvılaşmadan etkilenmeyecek şekilde tasarlanması, sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgelerde yapı yapılmaması ya da yapıda bir takım düzenlemeler yapıp sıvılaşma potansiyelinin önlenmesi olarak iki alt gruba ayrılabilir.

#### **5.1.1.Sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgelerde yapı inşasından kaçınılması**

Yapıların sıvılaşmadan etkilenmeyecek şekilde tasarlanmasında ilk akla gelecek ve ekonomik yöntem, sıvılaşmaya duyarlı zeminlerde yapı inşasından kaçınılmasıdır. Bunun için sıvılaşmaya karşı mikrobölgeleme yöntemlerinden yararlanılabilir. Bu tür mikrobölgeleme için basitten karmaşığa doğru üç grup yaklaşım verilebilir. Birinci kademedede, bölgenin sismik geçmişi incelenerek tahmin edilen deprem magnitudünden sıvılaşma eğilimi olan bölgelerin maksimum uzaklığı belirlenebilir ya da eldeki mevcut verilere dayanarak sıvılaşma eğilimi tahmin edilebilir. İkinci kademe yöntemlerde ilave olarak, jeomorfolojik ve jeolojik detayları veren hava fotoğrafları, arazi çalışmaları, geçmiş depremlerde sıvılaşan bölgelere ait veriler kullanılır. Üçüncü kademe yöntemlerde bundan öncekilere ilave olarak yüzey araştırma teknikleri, arazi ve laboratuvar deneyleri vardır. Sıvılaşma eğilimi olan zeminlerde sıvılaşmaya neden olacak depremin eşdeğer tekrarlı kayma gerilmesi hesaplanır. Bu verilere göre olası deprem sırasında sıvılaşması beklenen bölgeler belirlenebilir.

#### **5.1.2.Yapı temelini sıvılaşma derinliği altına indirilmesi**

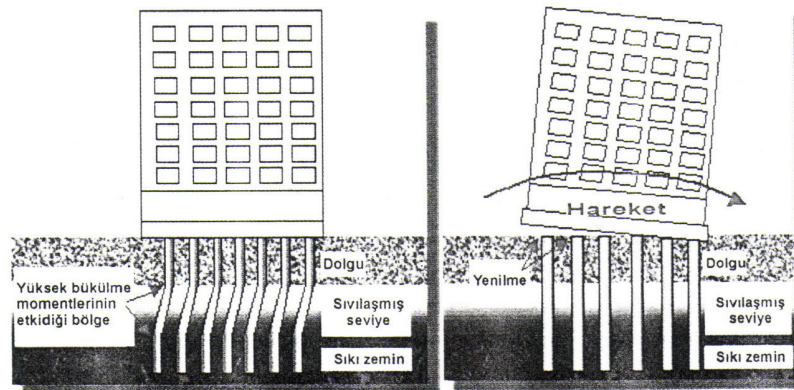
Yapılaşma açısından zorunlu alan sınırlaması olan bölgelerde sıvılaşma potansiyeline sahip olmasına rağmen, yapının bu tür zeminlerde yapılmasının zorunlu olduğu durumlarla karşılaşılabilir. Bu gibi durumlarda yapı tasarımında düzenlemeler yapılarak ya da zemin iyileştirme yöntemleri uygulanarak sıvılaşmanın yapıya verdiği zarar azaltılabilir.

Yapılarda sıvılaşma potansiyelinin etkilerinin azaltılmasına yönelik yapılabilecek önlemlerden biri olarak yapı temelini sıvılaşma derinliğinin altına indirilmesi

düşünülebilir. Bunun için sıvılaşma potansiyel taşıyan derinliğe bağlı olarak temel gömme derinliği artırılabilir. Yapı temellerinin içine yerleştirileceği zeminin taşıma kapasitesinin çok düşük ve sağlam zemin seviyesinin derin olduğu koşullarda yapının sığ temeller üzerine inşa edilmesi tercih edilmez. Bu tür koşullarda, sağlam zemine veya anakayaya kadar inen kazık temeller oluşturularak, yapılar bu temellerin üzerine inşa edilmektedir.

Zemin sıvılaşması, kazık temellerin üzerinde büyük yanal yüklerin etkimesine neden olur. Bu nedenle, zayıf ve sıvılaşmaya yatkın zeminler içinde yapılan kazık temeller sadece yapının aktardığı yükleri taşımakla kalmayacak, aynı zamanda zayıf zeminin sıvılaşması halinde yatay yönde etkiyen yüklere ve bükülme momentlerine de karşı koyacak şekilde tasarlanır. Sıvılaşmanın etkilerine karşı yeterli derecede direnç gösterebilmesi için kazıklar daha büyük boyutlarda ve takviyeli olarak yapılır. Kazık temel uygulamasında dikkat edilen diğer önemli bir husus da, kazıkların yapının tabanındaki bağlantılarının esnek bir şekilde yapılmasıdır. Böylelikle yapının herhangi bir rotasyona uğraması engellenmiş olur. Eğer kazıkların bağlantı noktaları yenilirse (hasar görürse) yapı döndürücü momentlere karşı koyamayarak hasara uğrayabilir.

Yukarıda belirtilen hususların yanı sıra kazıkların sıvılaşmaya dirençli sağlam zemin seviyesine kadar indirilmemiş (uzunluğu yetersiz kazıklar) olması halinde zeminin sıvılaşma nedeniyle taşıma gücü yitirmesi sonucu yapıda oturma ve yana yatma gibi hasarlar meydana gelebilir.



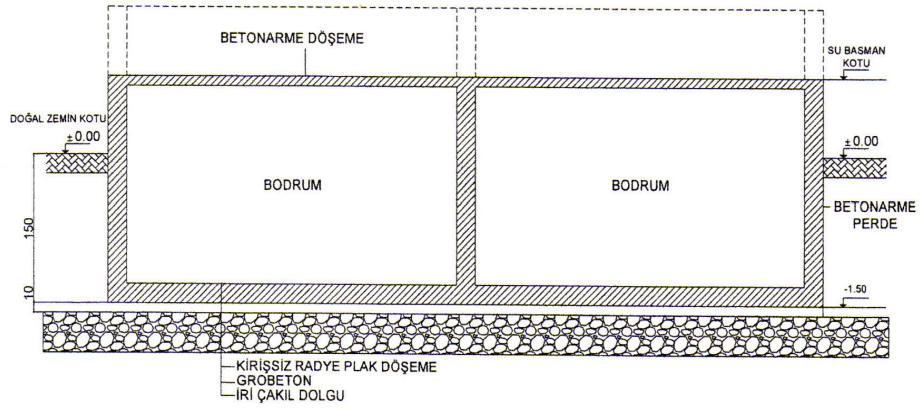
Şekil 5.2. Sıvılaşma nedeniyle kazık temellere bükülme momentleri ve yapının dönmesi



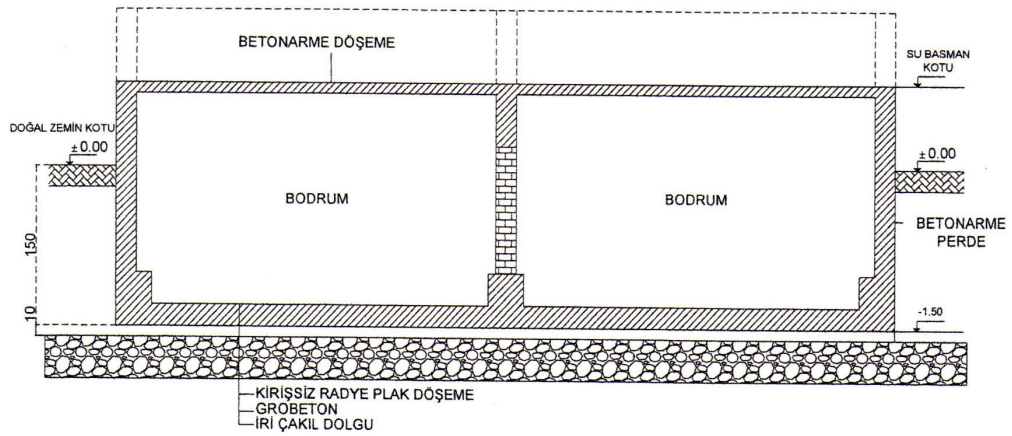
### 5.1.3.Sıg temellerde sıvılaşmaya potansiyeline karşı alınabilecek tedbirler

Maliyetinin yüksek olması ya da sağlam zemine ulaşmanın mümkün olmadığı bölgelerdeki yapılaşmada kazık temel uygulaması yerine sıg temel yapımının zorunlu olduğu durumlarla karşılaşılabılır. Sıvılaşma potansiyelinden etkilerini aza indirecek şekilde sıg temel tasarımına en iyi örnek olarak radye temel tipi gösterilebilir. Temelin altında yerel olarak bulunan bir sıvılaşma zonundan kaynaklanacak yükler, bu tür bir temel tarafından sıvılaşan zonun çevresindeki daha sağlam zemine aktarılarak, yapının görebileceği hasarlar en aza indirilmekte veya önlenmektedir. Öte yandan sürekli temel yapılması durumunda ise temel kazısına stabilize serildikten sonra temel kirişlerinin aralarındaki boşluklara grobeton dökülmeden dolgu yapılması aşırı boşluk suyu basıncının hızlı drene olmasını sağlayacağından önlem olarak uygulanabilir.

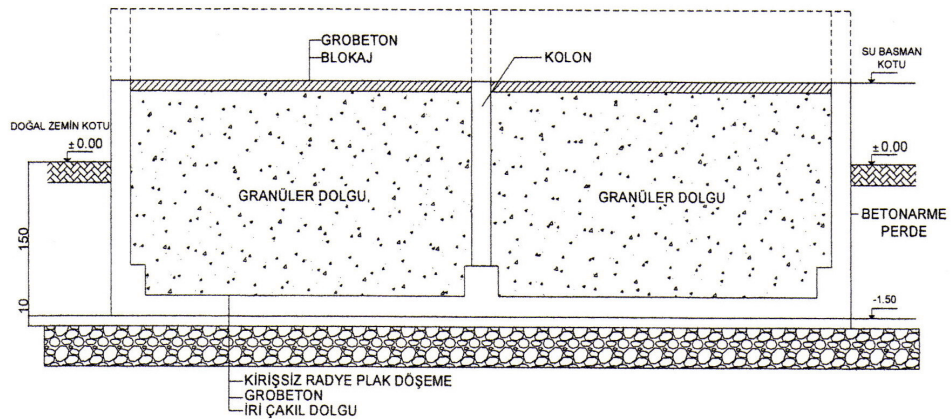
Bunun yanında Gündüz ve Arman, (2005) tarafından çalışmada Adapazarı gibi derin sıvılaşma riski taşıyan yapılacak iki katlı önemsiz yapılar için yapının deprem sırasında yıkılmayacak ve devrilmeyecek şekilde inşa edilmesi alternatif bir çözüm olarak öngörülmüştür. Bunun için aşağıdaki şekillerden görülebileceği gibi zeminde iyileştirme yapmadan daha basit ve ekonomik temel tasarımları düşünülmüştür. Burada tasarlanan modeller, depremde zeminde oluşan sıvılaşma sonucu yıkılma ve ötelenme riski taşımayacak şekilde tasarlanmıştır. Yapılar bir miktar düşey ve açısız deplasman riski taşımakla birlikte önemli ölçüde devrilme ve ötelenme riski taşımamaktadır [34].



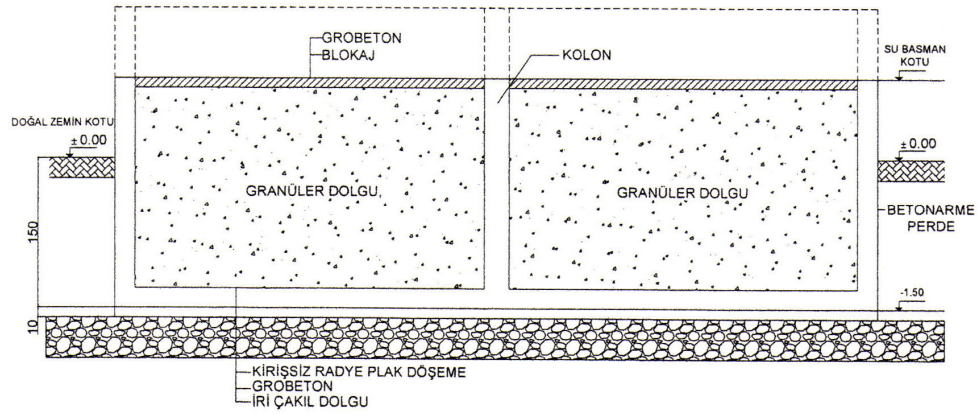
Şekil 5.3.Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumlu 2-3 katlı bir yapı için kirişsiz radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti [34]



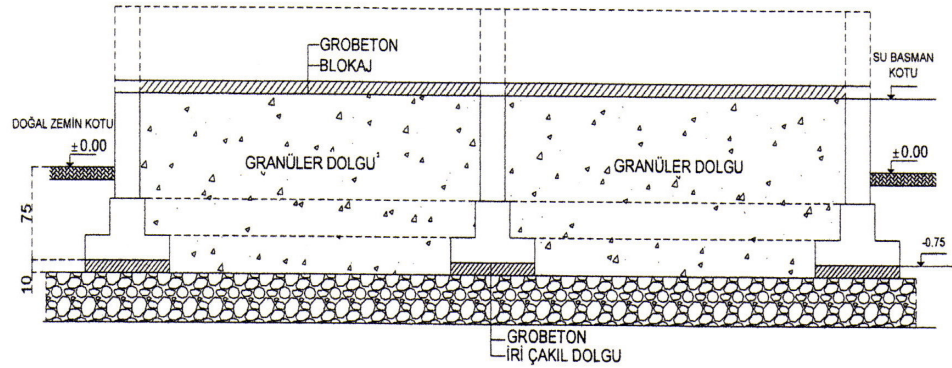
Şekil 5.4.Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumlu bir yapı için kirişli radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti [34]



Şekil 5.5.Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumsuz bir yapı için kirişli radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti [34]



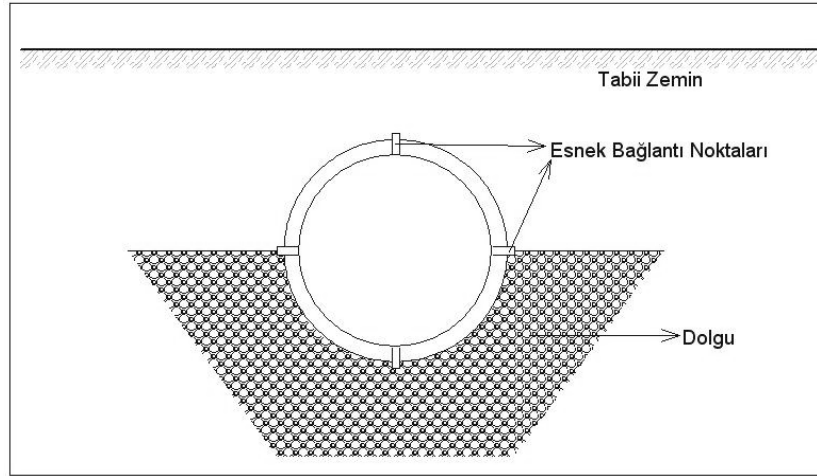
Şekil 5.6.Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumsuz bir yapı için kirişsiz radye plak tipi düzenlenmiş temel kesiti [34]



Şekil 5.7.Sıvılaşma riski taşıyan bir yerde bodrumsuz tek katlı bir yapı için iki doğrultuda sürekli temel kesiti [34]

#### 5.1.4.Boru hatları ve barajlarda sıvılaşma potansiyeline karşı alınabilecek tedbirler

Sığ derinliklere yerleştirilen ve zeminin içinde gömülü durumda bulunan atık su şebekesi ve su borusu gibi alt yapı elemanlarının sıvılaşmadan kaynaklanabilecek hareketlerden ve oturmalarından etkilenmemesi için bunların bağlantılarının mümkün olduğunca sönümlü (esnek) olmasına özen gösterilmesi gerekmektedir. Bunun yanında boru tabanına çakıl dolgu yapılarak sıvılaşma sonucu oluşacak aşırı boşluk suyu basıncının boru hattına zarar vermesi engellenebilir.



Şekil 5.8.Boru hatlarında sıvılaşma potansiyeline karşı yapılabilecek düzenlemeler

Sıvılaşmanın olumsuz etkilerine barajlar açısından bakılacak olunursa, bugüne kadar inşa edilen barajlar üzerinde edinilen deprem tecrübeleri neticesinde aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmaktadır.

- Barajlarda meydana gelen hasarların çoğu depremlerden 2 ile 24 saat sonra meydana gelmektedir.
- Bugüne kadar kil kullanılarak inşa edilmiş dolgularda tamamen bir yıkılma mevcut değildir. Hasarların çoğu kumlu zemin içeren dolgularda görülmüştür.
- Depremlerin epicenter mesafesi ne kadar uzak olursa olsun kumlu zeminde mutlaka olumsuz durumlar ortaya çıkmaktadır.
- Sağlam temel üzerine iyi bir şekilde inşa edilmiş barajlar, maksimum yer ivmesi 0.2 g olan orta derecedeki depremlere rahatlıkla dayanabilirler. Dünyada görülen örnekler arasında kil dolgu barajlar (homojen dolgu), kaya veya kil temel üzerine inşa edildikleri zaman 0.55 ile 0.8 g yer ivmesini ve 8.25 şiddetindeki depremleri, üzerinden herhangi bir hasar bırakmadan geçirmişlerdir.
- Depremlerin olumsuz etkileri çoğunlukla hidrolik dolgu barajlarda görülmüştür.



Şekil 5.9.Hidrolik dolgu ile inşa edilmiş barajın memba şevi sıvılaşma sonucu kaymış San Fernando Barajı California / ABD 1971

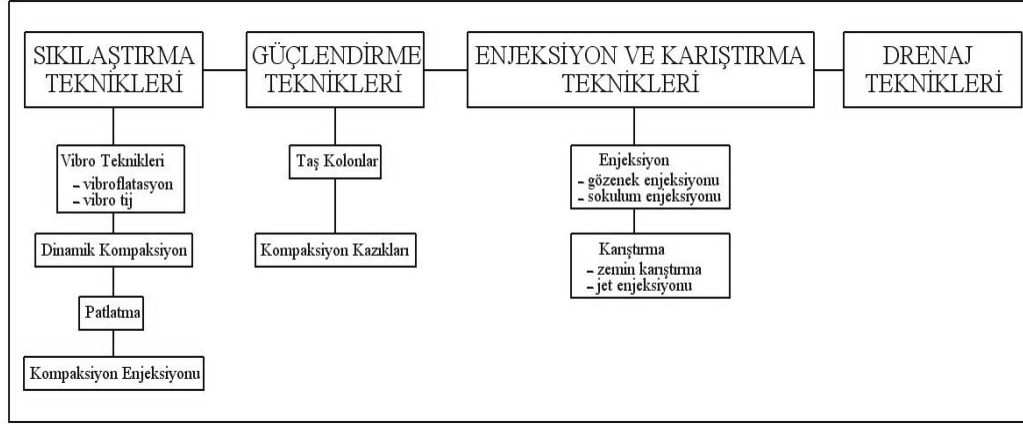
Barajların inşa edileceği bölgelerde sıvılaşma potansiyelinin tehlikeli boyutlarda olduğunda alınacak tedbirleri şöyle sıralayabiliriz;

- Gevşek ve düşük relatif sıklıktaki malzeme ya uzaklaştırılıp yerine daha yoğun malzeme konulur veya kompaksiyon uygulanır.
- Suya doymun kum tabakalarındaki efektif gerilmeleri arttırmak için ilave yük konulur.
- Drenler veya pompalarla yeraltı su seviyesi düşürülmeye çalışılır.

## 5.2.Zemin İyileştirme Yöntemleri

Zemin iyileştirme yöntemleri ele alındığında deprem yükü altında zeminin mukavemetini kaybetmeyecek iyileştirme gerçekleştirmek ya da aşırı boşluk suyu basıncının hızla sönümlenmesini sağlayacak yöntemler seçmek uygun olacaktır. Birçok yapıda gerek görüldüğü takdirde bu maddelerin birkaçının bileşimi kullanılarak sıvılaşmaya karşı önlemler alınmaktadır. Zemin iyileştirme yöntemleri yapılacak olan iyileştirmenin tekniğine göre aşağıdaki tabloda görüldüğü gibi gruplanabilir.

Tablo 5.1.Zemin İyileştirme Yöntemleri [45]



### 5.2.1.Sıkılaştırma teknikleri

Belirli bir zemini oluşturan partiküllerin çok değişik şekilde dizilmeleri söz konusudur ancak partiküllerin sıkı bir şekilde dizildiği durumdaki zemin dayanımı ve rijitliği, gevşek şekilde dizildiğinden daha yüksektir. Ayrıca, zemin sıkı olduğu zaman tekrarlı gerilmeye maruz kaldığında pozitif boşluk suyu basıncı oluşturma eğilimi, gevşek olduğu zamandakinden daha düşüktür. Bunun sonucu olarak sismik tehlikeleri azaltmada yaygın olarak kullanılan en etkin zemin iyileştirme yöntemlerinden biri sıkılaştırma (densification). Sıkılaştırma işleminde en yaygın olarak kullanılan yaklaşımlar; Vibro teknikleri, dinamik kompaksiyon, patlatma ve kompaksiyon enjeksiyonudur. Bunlar arasında ilk üçü, granüle zeminlerin titreşimlere maruz kaldığında sıkılaştırma eğiliminden yararlanır. Bu sebepten dolayı, bunların en verimli sonuçlar verdiği zeminler, temiz kum ve çakıllardır. (Kramer, 1996)

#### 5.2.1.1.Vibro teknikleri

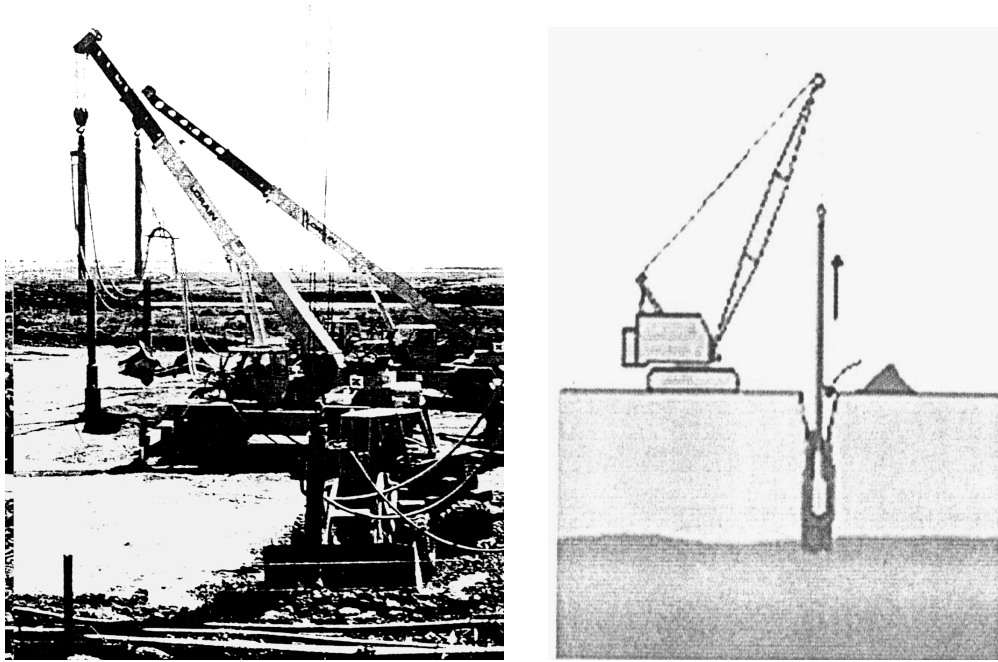
Vibro tekniklerinde bir zemini tüm kalınlığı boyunca ve bir ağ şeklinde sıkılaştıran bir prob kullanılır. Vibro teknikler, yatay titreşime (vibroflataşyona) ve düşey titreşime (Vibro tij sistemlerine) dayalı olmak üzere iki gruba ayrılabilir.

##### a.Vibroflataşyon

Bu yöntemde zeminin içine indirilen özel bir vibratörün titreştirilmesiyle zeminin dane yerleşim yapısı bozulmakta ve daneler bir araya gelmeye zorlanarak zeminin sıkılaşması sağlanmaktadır. Uygulamada 30 m kadar bir derinliğe inilebilmekte ve belirli aralıklarla sıkıştırma işlemi yapılmaktadır [83].

Vibroflotasyonda bir zemin çökeline sıkılaştırmak için, bir vince asılan ve torpidoya benzer bir prob (Vibroflot) kullanılır. Genellikle 30 ile 46 cm çapında ve yaklaşık 3,0 ve 4,9 m uzunluğundaki vibroflotlar, elektrik ve hidrolik güç ile sürülen merkezi bir shaftta eksantrik olarak monte edilmiş bir ağırlık içerirler. Vibroflot dönerek ve basınçlı su fişkırtarak zeminin içine batırılmakta ve uygulanan yatay titreşimler altında zeminin sıkışması sağlanmaktadır. Sıkışma sonucu genişleyen tüpün etrafındaki oyuk, üstten granüle (temiz kum veya çakıl) malzeme ilave edilerek doldurulmaktadır. Böylece vibroflot çekilirken geride sıkılaşmış bir zemin kolonu bırakır.

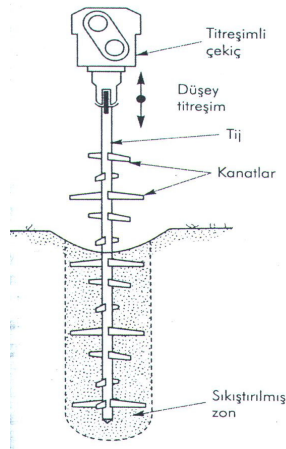
Vibroflotasyonun en etkin olduğu zeminler, ince tane oranının %20'den ve kilin de %3'den az olduğu temiz granüle zeminlerdir. Bir sahanın tamamını sıkılaştırmak için; vibroflotasyon işlemi, aralığı zemin şartlarına ve vibroflotun gücüne bağlı olan bir ağ şeklinde gerçekleştirilir. En çok kullanılan aralıklar 2 ile 3 m civarındadır. Sıvılaşma olan bölgede 10 metre derinliğe kadar titreşimle ıslah yapılabilir. Vibroflotasyon tekniği deprem bölgelerindeki zemin davranışları dikkate alındığında derin temellere göre daha ekonomiktir, yapım süresi kısadır. Dinamik kompaksiyondaki gibi şok dalgaları ile zemin iyileştirmesi yapılmadığından etraftaki mevcut yapılara zarar vermez.



Şekil 5.10.Vibroflasyon Tekniği

### b.Vibro tij

Vibro Tij sistemlerinde uzun bir probun zemin içinde titreşmesi için titreşimli kazık çakma çekici kullanılmaktadır. Prob daha sonra yukarı doğru çekilmekte ve bu esnada titreşmek suretiyle zemini sıkıştırmaya devam etmektedir. Sıkıştırmadan kaynaklanan oturmayı önlemek için, zemin yüzeyinde veya altında ilave zemin kullanılabilir.



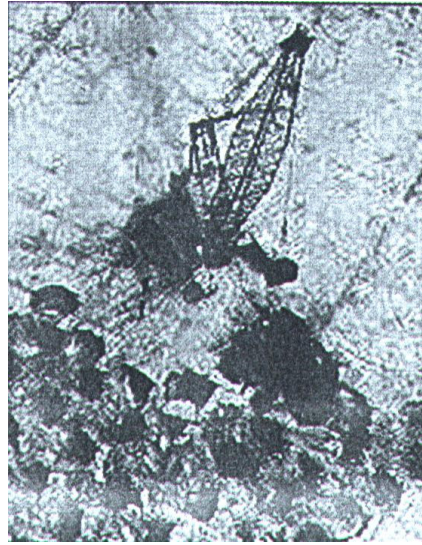
Şekil 5.11.Vibro kanat sistemi [14]



### 5.2.1.2.Dinamik kompaksiyon

Bu yöntem, Şahmerdan adı verilen, genellikle çelik levhalardan veya donatılı betondan yapılan, çoğu zaman 5,5 ile 27 ton arasında değişen, bazı durumlarda 155 tona kadar çıkabilen bir ağırlığın, 10 ile 30 m yüksekliklerden art arda düşürülerek, zeminin darbe etkisiyle sıkıştırılması esasına dayanır. Ağırlıklar ağ üzerindeki bir noktaya genellikle 3 ile 8 arasında değişen sayılarda düşürülür. Bu amaçla iyileştirilecek zeminin yüzeyi kare şeklinde alanlara bölünür ve her karenin içinde kalan alandaki zemine darbe uygulanır. Yöntem, kum zeminlerin sıvılaşmaya karşı direncinin arttırılmasında en ekonomik yöntem olarak kabul edilmektedir. Dinamik yüklemeden dolayı zemindeki aşırı gözenek suyu basıncı kaybolduğunda, zeminde ek bir sıkışma meydana gelir. Bununla birlikte, zeminin içerdiği ince tane miktarı fazla ise sıkışma zorlaşır. Killi zeminlerde uygulamaya başlamadan önce sahaya 1m kadar daneli malzeme serilmektedir. Plastik ve doymun killerde genellikle bu yöntem uygun değildir.

Dinamik kompaksiyon genellikle 9 – 12 m'ler arasında etkili olmaktadır. İşlem önemli ölçüde gürültü, toz ve titreşim ortaya çıkardığından meskûn bölgeler ve titreşime hassas yapılar yakınında çok ender kullanılır.



Şekil 5.12.Dinamik kompaksiyon ile zemin iyileştirmesi

### 5.2.1.3.Patlatma

Patlatma sıkılaştırması, sondajla veya basınçlı suyla açılmış kuyularda düşey olarak 3 ile 6 m aralıklarla yerleştirilmiş çoklu patlayıcıların patlatılması şeklinde yapılır. Kuyular arası mesafe genellikle 5 ile 15 m arasında olup, patlatmadan önce arka dolgusu yapılır. Sıkılaştırma sürecinin etkinliğini arttırmak için, farklı seviyelerdeki patlayıcılar küçük zaman aralıklarından oluşan gecikmelerle patlatılabilir. Patlamadan hemen sonra zemin yüzeyi yükselir ve çatlaklardaki su ve gaz dışarı itilir. Aşırı gaz ve su basıncı sönmelenirken, zemin yüzeyi de oturur.

Patlama sıvılaşmaya yol açar ve zeminin gevşek yapısı göçerek boşluk suyu basınçlarının düşmesiyle sıkışır, su ve gaz çıkışı olur. Bu yöntemin üstün yanı diğerlerinde mümkün olmayan derinliklerde etkin olabilmesidir. Derinliği 40 m'yi bulan noktalarda 30 kg'lık yüklerle atım yapılmakta ve başarılı sonuçlar alınabilmektedir. Patlatmanın en etkili olduğu zeminler, % 20'den az silt ve % 5'den az kil içeren gevşek kumlardır. Çok az miktardaki kil veya ince bir kil damarı bile, patlatmanın etkinliğini önemli derecede azaltabilmektedir.

### 5.2.1.4.Kompaksiyon enjeksiyonu

Kompaksiyon enjeksiyonu, yumuşak veya zayıf zeminlerin yüksek basınç altında zemine çok düşük slump (genellikle 2,5 cm'den az) enjekte etmek suretiyle yoğunlaştırılmasıdır. Şerbet su, kum ve çimentonun karıştırılmasıyla elde edilen ve akıcılığı düşük (viskoz) olduğundan, nüfuz ettiği zeminin tanelerini öteleyerek sıkıştırır ve çevreleyen zemini yoğunlaştıran bir ampul veya kolon oluşturur. Kompaksiyon enjeksiyonu bir ağ şeklinde veya bir hat boyunca dizili noktalara, aralıkları 1,0 ile 4,5m arasında değişecek şekilde uygulanabilir. Yüksek örtü basınçları büyük enjeksiyon basınçlarının kullanımına izin verdiğinden, derin zeminleri iyileştirmede daha geniş enjeksiyon aralıkları kullanılır. Sığ derinliklerde yapılan kompaksiyon enjeksiyonuyla, oturmuş blokları veya yapıları kaldırmak mümkün olabilir. Kompaksiyon enjeksiyonunun belki de en yaygın uygulama alanı, temel oturmasının giderilmesidir, bu avantajla yöntem mevcut yapıların temellerine uygulanabilmektedir. Titreşimle bir ilgisi olmadığından, kompaksiyon enjeksiyonu

her çeşit zeminde kullanılabilir. En çok kumlarda ve plastik olmayan siltlerde kullanılmaktadır [45].

### **5.2.2.Güçlendirme teknikleri**

Bazı durumlarda zemini kuvvetlendiren özel bileşenler yerleştirmek suretiyle, bir zemin çökeline dayanımını ve rijitliğini iyileştirmek mümkündür. Bunlar; çelik, beton veya ahşap gibi yapı bileşenlerinden veya sıkılaştırılmış çakıl gibi doğal malzemelerden oluşabilir. Jeosentetikler veya metalik güçlendirme kullanan yeni mühendislik dolguların sağlamaştırılması konusu bu bölümün amacının dışındadır [45].

#### **5.2.2.1.Taş kolonlar**

Zeminde açılan geniş çaplı deliklerin çakıl ile doldurulması, bu yöntemin esasını oluşturur. Taş kolonları vibroflotasyon tekniğiyle zemine yerleştirilebileceği gibi metal muhafaza borularının içinden zemine dökülen çakılların üzerine şahmerdan düşürülerek de oluşturulabilir. Sıkıştırma işlemi yapıldıkça muhafaza borusu aşamalı olarak yüzeye çekilir. Taş kolonlar, hem ince hem de iri taneli zeminlerde kullanılabilir. Taş kolon imalatında dolgu malzemesi olarak taş, kum, çakıl ya da beton, briket ve tuğla kırıkları kullanılabilir ancak tüm bu dolgu malzemeleri “taş” olarak isimlendirilir. Taş kolonların imalatındaki temel kademeler delgi, doldurma ve sıkıştırma şeklinde sıralanabilir.

Taş kolonlar ile zemin iyileştirmesi yöntemi kohezyonu az ve ince daneli zeminlerde sıvılaşmaya karşı önerilmektedir. Alüvyon ve değişken zeminlerde vibrokompaksiyon ile beraber kullanılmaktadır.

Taş kolonlar ile ıslah edilen zeminlerin vibrasyon etkisi ile sıkışması sağlanarak yoğunluk artışı elde edildiğinden dolayı;

- Taşıma gücünde artış
- Kayma mukavemetinde artış

- Şev stabilitesinde artış
- Dren kabiliyetinde artış

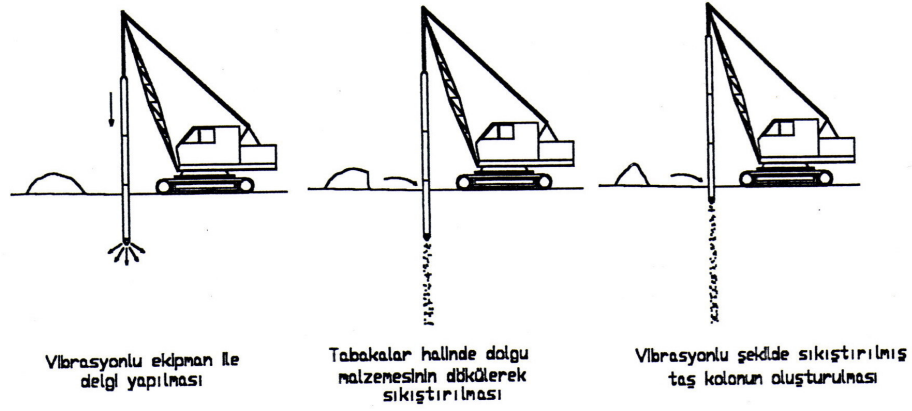
sağlanabilmektedir. Bu nedenle taş kolonlar;

- Sıvılaşma potansiyelinin azaltılması
- Oturma ve konsolidasyon süresinin azaltılması
- Yüksek yol dolguları altındaki zayıf zeminlerin güçlendirilmesi
- Köprü duvarları veya temellerinin güçlendirilmesi

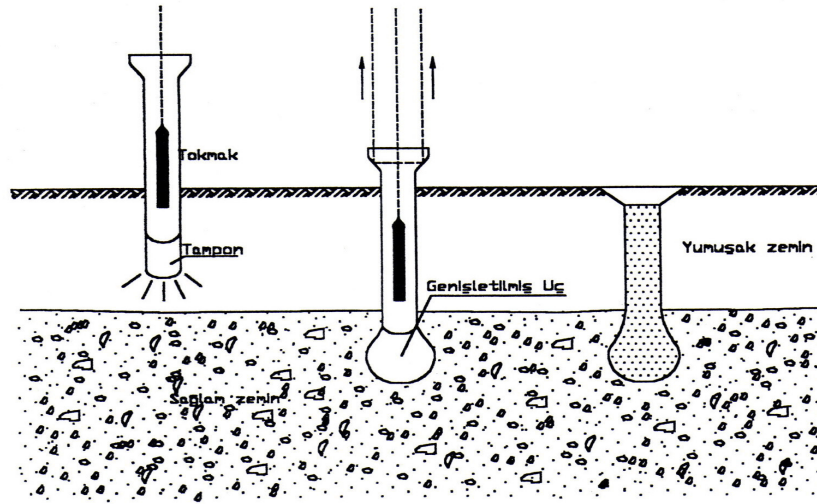
gibi amaçlar için zemin stabilizasyonu olarak kullanılabilir.

Taş malzeme, zemin içine dik olarak, 0,6-1,0 m çapında ve genellikle 20 m ye kadar derinliklere çeşitli yöntemlerle yerleştirilir ve sıkıştırılır. 20-75 mm arası kırma taş popüler olmasına karşın, tabii kaba çakıl agrega veya kum-çakıl karışımları da kullanılabilir. Yumuşak killerde boru çakma ve doldurarak çekme yöntemi uygulanmaktadır. Borular su jeti veya vibratör yardımı ile sokulabilir. Ancak taş dolgunun kademeli sıkıştırılması işlemi, üzerinde durulması gereken bir konudur. Taş kolon projelerinde yaklaşık 0.3 m kalınlıkta daneli zeminden bir yastık, sahada kolonların üzerine serilir. Üçgen veya kare yerleşim planında merkezden merkeze taş kolon ara mesafeleri 1.5-3.5 m arasında değişmektedir. Kolonların uç kotta sert bir formasyona girmesi istenmektedir.

Taş kolon kapasiteleri ve kolon uygulanmış killi zeminlerin oturma davranışları çok sayıda araştırmacı tarafından irdelenmiştir. Kolon taşıma kapasiteleri 200-350 kN aralığında bulunmaktadır. Kolonlu ve kolonsuz oturmaların oranı (iyileştirme oranı) 1.5-5 arasındadır.



Şekil 5.13. Vibroflotasyon yöntemi ile taş kolon uygulaması



Şekil 5.14. Tokmaklı yöntem ile taş kolon uygulaması

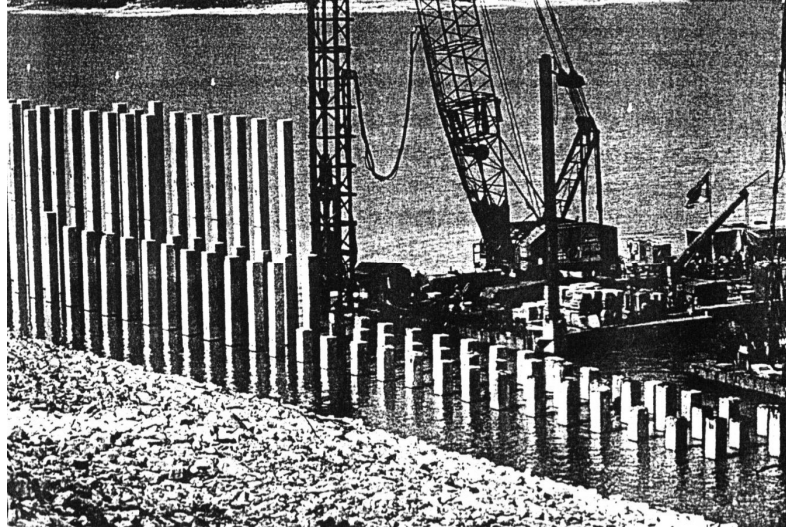
Günümüzde sıvılaşma riskine karşı yapılan uygulamalarda çoğunlukla taş kolon tekniği tercih edilmektedir. Sıvılaşma potansiyelinin azaltılması için zeminin sıkılaştırılması, hızlı ve etkin drenaj sağlanması, güçlendirme ve sıvılaşmaya karşı direnci arttıracak şekilde zeminde asal gerilmelerin artırılması şeklinde sıralanabilecek önlemlerin tamamı, sadece taş kolon imali ile sağlanmış olur.

Sıvılaşma potansiyeline sahip olup taş kolon tekniği ile iyileştirmenin ardından depreme maruz kalan bazı sahalarda, deprem sonrası durumun tespiti ile ilgili

çalışmalar yapılmıştır. Taş kolon tekniği ile iyileştirilen sahalarda yapılan çalışmalar neticesinde, zeminde sıvılaşma meydana gelmediği ve iyileştirme yapılan sahalarda yer alan yapılarda sıvılaşma sonucunda oluşan tipte bir hasarın meydana gelmediğinin ancak iyileştirilmeyen sahalarda bu tip hasarların gözlemlendiğini rapor edilmiştir.

### 5.2.2.2.Kompaksiyon kazıkları

Granüle zeminler kompaksiyon kazıklarının yerleştirilmesiyle iyileştirilebilir. Kompaksiyon kazıkları genellikle öngerdirmeli beton veya ahşaptan oluşan ve gevşek kum ya da çakıl çökeli içine ağ şeklinde yerleştirilen (Şekil 4.2) ve orada bırakılan yer değiştirme kazıklarıdır. Kompaksiyon kazıkları bir zemin çökelinin performansını uç farklı mekanizma ile iyileştirir. Birincisi, kazıkların kendi eğilme dayanımının zemin hareketine karşı bir direnç sağlamasıdır (güçlendirme). İkincisi, bunların yerleştirilmesiyle oluşan titreşim ve yer değiştirmeler sıkılaşmaya neden olur. Son olarak, yerleştirme işlemi kazığa komşu zemin içindeki yanal gerilmeleri artırır.



Şekil 5.15.Sıvılaşma tehlikelerini azaltmak için Sardis Barajı dolgusunun memba yüzeyine çakılan kompaksiyon kazıkları [45]

### 5.2.3.Enjeksiyon ve karıştırma teknikleri

Çoğu zemin çökellerinin mühendislik özellikleri çimentolu malzemeleri zemine enjekte etmek veya karıştırmak suretiyle iyileştirilebilir. Bu malzemeler hem zemin taneleri arasındaki teması güçlendirir hem de taneler arasındaki boşlukları doldurur. Enjeksiyon teknikleri zeminleri çoğunluğunun partikül yapısı bütün haline gelecek şekilde böyle malzemelerin zeminlerin gözeneklerine veya çatlaklarına şırınga edilmesini içerir. Karıştırma teknikleri zeminin partikül yapısını tamamen bozmak suretiyle çimentolu malzemenin zemine verilmesini ve zeminle fiziksel olarak karıştırılmasını içerir [45].

#### 5.2.3.1.Enjeksiyon teknikleri

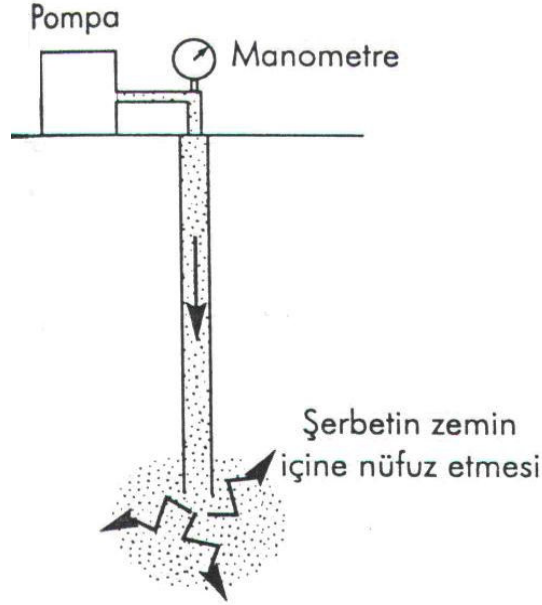
Enjeksiyon terimi çimentolu malzemenin zemine verildiği değişik birtakım süreçleri tanımlamada kullanılmaktadır. Enjeksiyonlama teknikleri genellikle şerbetin zemine verilmiş şekline göre sınıflanmaktadır [35].

##### a.Gözenek enjeksiyonu

Gözenek enjeksiyonu, zemin yapısını bozmayacak şekilde düşük viskoziteli şerbetin zemine verilmesini kapsar. Bu işlemde, daneli enjeksiyon malzemeleri (çimento, uçucu kil, bentonit, mikro-çimento veya bunların belirli bir karışımının sulu şekli) veya çok çeşitli kimyasal enjeksiyon malzemeleri (silikat ve lignin jöleleri veya fenolik ve akrilik reçineler) kullanılmaktadır. Değişik türdeki şerbetlerin farklı zemin şartlarına uygunluğu, en çok zeminin tane boyundan etkilenmektedir. Örneğin kilin taşıma gücü içine kum ve çakıl katılarak artırılabilir gibi, kaba daneli zeminlerin mukavemeti de içlerine kil, çimento veya bitüm gibi malzemeler katılarak artırılabilir. Zeminde ince taneli malzemenin varlığı gözenek enjeksiyonunun etkinliğini önemli ölçüde azaltır.

Enjeksiyon boruları tipik olarak 1,2 ile 2,4 m aralıklardan oluşan bir ağ şeklinde yerleştirilir [36]. Şerbet, çok değişik şekillerde verilebilir. Aşamalı enjeksiyonda tijin ucundan şerbet verilmeden önce, sondaj ile kısa bir mesafe ilerlenir. Şerbet

oturduktan sonra bir miktar daha sondaj yapılır ve tekrar şerbet verilir. Enjeksiyonlama işlemi arzu edilen derinliğe inene kadar bu işleme devam edilir.



Şekil 5.16.Gözenek enjeksiyonu [35]

Gözenek enjeksiyonu, enjeksiyon maddesinin zemin taneleri arasındaki boşlukları doldurması ve bu şekilde tekrarlı yükleme sırasında sıkışma (veya aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu) eğilimini azaltılması ile sıvılaşma eğilimini azaltmaktadır. Gözenek enjeksiyonu ile iyileştirilen zeminlerin kayma dayanımı 345 ile 2070 kPa (50 ile 300 psi) arasında değişmektedir.

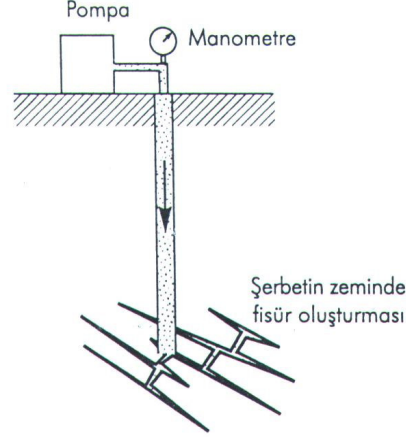
### **b.Sokulum enjeksiyonu**

Sokulum enjeksiyon yöntemi doğal olarak parçalanmış yada topaklı ortama yüksek basınçta sıvı yollayarak gerçekleştirilir. Burada amaç boşluklara kadar girme yerine ayrı parçalar arasında oluşturulan mercerlerle enjeksiyon işleminin gerçekleştirilmesidir.

İyileştirme için ilk şerbetin verilmesinden sonra tekrarlanan sokulum enjeksiyonu, zemini değişik düzlemler boyunca patlatır. Sonuçta, birbirini kesen enjeksiyon mercerlerinden oluşan uç boyutlu bir ağ ortaya çıkar. Zeminde bir miktar sıkışma meydana gelebilir, fakat iyileştirmenin ana mekanizması, zemin kütlelerinde



enjeksiyon maddesinin katılmış merceklerinden ileri gelen rijitlik ve dayanım artıdır.



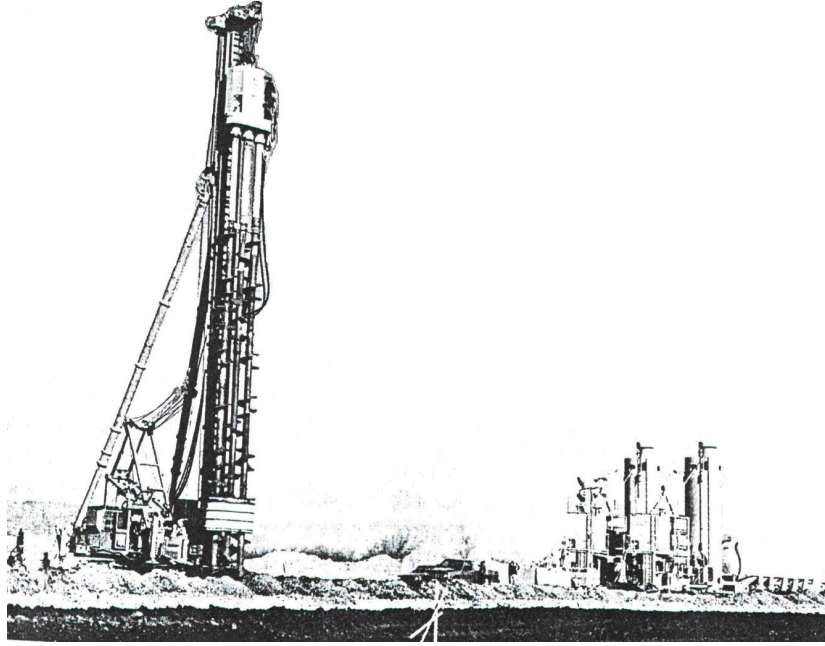
Şekil 5.17.Sokulum enjeksiyonu [35]

### 5.2.3.2.Karıştırma teknikleri

Zemin kolonlarının yerel olarak iyileştirilmesi, zeminin çimentolu malzeme ile yerinde karıştırılması suretiyle sağlanabilir. Çimentolu malzeme, zemin ile fiziksel olarak karıştırıldığından son derece düşük viskoziteli olmasına gerek yoktur. Kuvvetli çimento şerbetleri yaygın olarak kullanılır. Sismik tehlikelerin azaltılmasında bu yaklaşım en yaygın olarak zemin karıştırma ve jet enjeksiyonu şeklinde yapılmaktadır.

#### a.Zemin karıştırma

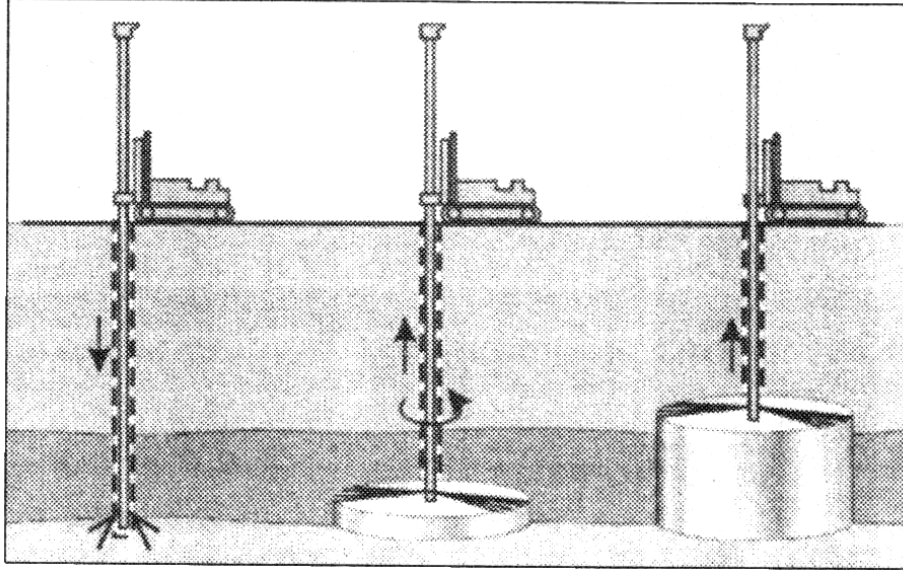
Zemin karıştırma terimi, çimentolu malzemenin delikli bir burgu ve pedal düzenlemesinden oluşan özel bir teknikle mekanik olarak zemine karıştırılmasını kapsar. Zemin karıştırma tijleri (0,5 ile 4 m çapında) tek bir burgudan veya (toplam çapı genellikle 1 m civarında olan) sayısı iki ile sekiz arasında değişen tij demeti şeklinde olabilir. Karıştırıcı burgular zemin içinde ilerlerken, iç kısımlarından şerbet pompalanmak suretiyle uç kısmından zemine şırınga edilir. Şerbet; burgu helezonları ve karıştırma pedalları vasıtasıyla zeminle tam anlamıyla karıştırılır.



Şekil 5.18.Wyoming'de Jackson Gölü Baraj yerindeki sıvılaştırılabilir zeminleri iyileştiren üç burgulu zemin karıştırma sondajı

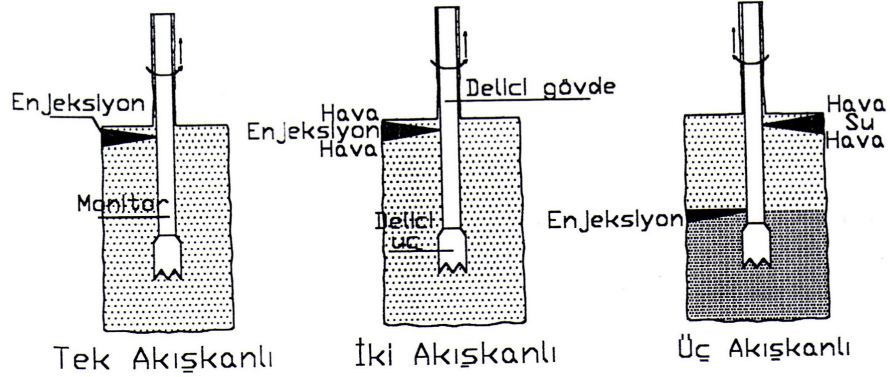
### **b.Jet enjeksiyonu**

Bu yöntemde tasarım derinliğine kadar, su kullanılarak delgi yapılmakta ve delgi için kullanılan tijlerin ucundaki çok küçük çaplı deliklerden (nozzle) zemine çok yüksek basınçla enjeksiyon maddesi pompalanmaktadır. Bu işlem esnasında tijlerde belli bir hızla döndürülerek zemin içinde aşağıdan yukarı doğru çekilmektedir. Zemine enjekte edilen bu malzeme, zemini bir bıçak gibi keserek zemin içinde silindirik kolonlar oluşturmaktadır. Buradaki mekanizmadan anlaşılacağı gibi jet enjeksiyonu yöntemi aslında bir enjeksiyon yöntemi değil bir karıştırma tekniğidir. Sonuçta zemin içerisinde oluşan yüksek dayanımlı ve geçirimsizliği düşük bu kolonlar zeminin taşıma kapasitesini arttırmakta ve sıkışabilirliğini azaltmaktadırlar. Jet enjeksiyonu yöntemi, alüvyonel zeminlerden kumlu çakıllı zeminlere, kohezyonlu zeminlerden karışık suni dolgu ve turba zeminlere kadar hemen her türlü zeminde uygulanabilmektedir.



Şekil 5.19. Jet Enjeksiyonu İşlemi

Jet enjeksiyonu uygulamaları, tek akışkanlı, çift akışkanlı ve üç akışkanlı sistemler olmak üzere üç farklı sistemde uygulanmaktadır. Tek akışkanlı sistemde zemini kesme, aşındırıp uzaklaştırma ve zemin ile enjeksiyonu karıştırmada yalnızca tek bir jet akımı kullanılmaktadır. Sistemde enjeksiyonun iletiildiği tijde 2.0-4.0 mm çapında bir veya birkaç püskürtme ağzı vardır ve bu noktalardan çimento enjeksiyonu 90°'lik açı ile püskürtülür. Çift akışkanlı sistemde yüksek hıza sahip enjeksiyon jeti, 2-15 barlık sıkıştırılmış ve enjeksiyonu çevreleyen hava konisi ile beraber püskürtülmektedir. Sisteme eklenmiş olan bu hava jeti çimento enjeksiyonun sahip olduğu aşındırıcı etkiyi oldukça artırır ve oluşturulan kolon çaplarında tek akışkanlı sisteme göre neredeyse 2 katlık artış olur. Üç akışkanlı sistem, bütün jet enjeksiyonu sistemleri içine en ileri ve en karmaşık olan sistemdir. Sistemde zeminin sökülmesi, sıkıştırılmış hava konisi tarafından çevrelenmiş su jeti ile yapılmakta ve bu jetten bir miktar aşağıya (birkaç desimetre) aynı eksenli olacak şekilde yerleştirilmiş püskürtme ağzından da çimento enjeksiyonu tek başına püskürtülmektedir. Üç akışkanın (hava, su ve çimento karışımı) ayrı ayrı iletilip püskürtülmesi daha fazla zeminin sökülüp uzaklaştırılmasına, zemin ile enjeksiyonun tam anlamıyla yer değiştirmesine yol açmaktadır.



Şekil 5.20. Jet enjeksiyon sistemleri

Jet enjeksiyonu yöntemi mevcut yapıların altının desteklenmesi, tünellerin açık kazıları, kanalların ve barajların geçirimsizliğini sağlamak üzere, duvarlar yapılması, kazı ve şaftlarda destek sağlanması, yeni yapılar, dolgular ve istinat yapıları için temel zemin ıslahı ve heyelanların stabilizasyonu alanlarında kullanılmaktadır.

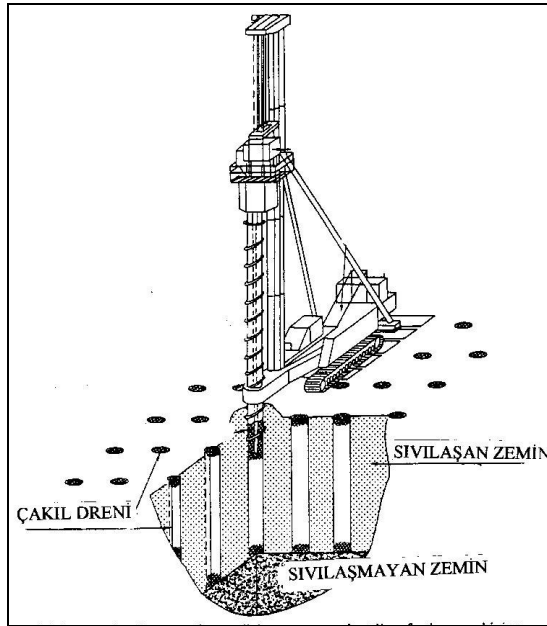
Bu yöntem hemen hemen her tür zayıf zemin tiplerinde ve kum, çakıl, kil gibi doğal zemin elemanlarının oluşturduğu kombinasyonlarda, diğer iyileştirme metotlarından daha hızlı, kalıcı ekonomik bir çözümdür. Geleneksel enjeksiyon metoduna karşı ise zemin iyileştirici enjeksiyonun miktarı delme ve sevk işleminden önce hesaplandığı için, işin birim ve toplam maliyetlerine çok hassas yaklaşımlar mümkündür.



Şekil 5.21. Jet enjeksiyon yöntemiyle oluşturulan kolonun görünümü

#### 5.2.4.Drenaj teknikleri

Sıvılaşmadan kaynaklanabilecek zararlar, zeminin drenaj kapasitesinin (suyun zeminden atılması) artırılması suretiyle de azaltılabilmektedir. Eğer zeminin gözeneklerindeki su ortamdan uzaklaştırılabilirse, deprem sırasında gelişebilecek aşırı gözenek suyu basınçları da önemli ölçüde azaltılmış olacaktır. Çakıl ve kum drenleri veya zemine yerleştirilen sentetik malzemeler (jeomembranlar) başlıca drenaj teknikleri olarak kullanılmaktadır. Çakıl ve kum türü malzemeler, zeminde belirli aralıklarla düşey yönde açılmış deliklerden dökülerek çakıl veya kum drenleri oluşturulur. Buna karşın, sentetik malzemedan yapılan jeomembranlar ise, zemine istenen bir açıyla yerleştirilebilmektedir. Drenaj teknikleriyle aşırı boşluk suyu basıncını gidermek suretiyle sıvılaşma tehlikeleri azaltılmasına rağmen, deprem sonrası oturmalar oluşabilmektedir. Sıvılaşmaya karşı daha etkili bir zemin iyileştirilebilmesinin yapılabilmesi için drenaj teknikleri çoğu kez diğer zemin iyileştirme uygulamaları ile birlikte kullanılmaktadır.



Şekil 5.22. Drenaj uygulaması

## **BÖLÜM 6. MEVCUT YAPILARIN ZEMİN SIVILAŞMA DAYANIMINA ETKİSİ**

Deprem sırasında zemin içersinde efektif gerilmelerin sıfıra erişmesiyle sıvılaşma meydana gelmektedir. Deprem bölgelerinde sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde yapı yapılması durumunda Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik gereği sıvılaşma potansiyelinin araştırılması öngörülmektedir. Sıvılaşma analiz çözümleri yapıların varlığını gözönüne almamaktadır. Halbuki yapılar; zemindeki efektif gerilmeleri olumlu yönde arttırmaktadırlar. Efektif gerilmenin artması beraberinde sıvılaşma olgusunu geciktirebilecektir. Bu düşünceden hareketle sıvılaşma analiz çözümlerine yapıdan kaynaklanan efektif gerilmelerin dahil edilmesi düşünülmüş ve bu çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada yapılardan gelen düşey gerilmeler dikkate alınarak, irdeleme yapılacak zemin profilinde sıvılaşma analizleri yapılarak, yapıların zemin sıvılaşma dayanımına etkisi araştırılmıştır.

Bunun için öncelikle uygulamanın yapılacağı zemin profilinde sıvılaşma analizi yapılarak çeşitli derinliklerde  $F_s$  güvenlik sayıları bulunacaktır. İkinci adım olarak ise zeminde sıvılaşma potansiyeli belirlenen derinliklerde, zemin üzerindeki mevcut yapıdan gelen düşey yükler sıvılaşma analizi hesaplarına dahil edilerek söz konusu zemin profilindeki sıvılaşma potansiyelinin değişimi irdelenecektir. Mevcut yapıdan kaynaklanan düşey gerilmelerin sıvılaşma dayanımına etkisini daha iyi anlayabilmek için öncelikle zemin üzerindeki mevcut yapının tek katlı olduğu varsayımı yapılacak daha sonra kat sayılarının artışına göre sıvılaşma dayanımının değişimi incelenecektir. Zemin üzerindeki mevcut yapıdan kaynaklanan düşey gerilmeler hesaplanırken, yapı toplam ağırlığı, yapının temel alanına bölünerek üniform yayılı yük haline getirilecektir. Daha sonra bulunan üniform yayılı yükün, sıvılaşma analizinin yapıldığı derinliklerde yarattığı düşey gerilme artışı Yaklaşık Yöntem ve Boussinesq Yöntemi kullanılarak hesaplanacaktır.

### 6.1.NCEER Çalışma Grubu Kriterlerine Göre Sıvılaşma Analizi

NCEER(1996)'ya göre sıvılaşma güvenlik sayısı  $F_s$ ;

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} , \quad \text{olarak hesaplanır.} \quad (6.1)$$

$F_s \leq 1$  ise sıvılaşma var,  $F_s > 1$  ise sıvılaşma yoktur.

Çevrimsel gerilme oranı (CSR) aşağıdaki şekilde hesaplanabilir;

$$CSR = 0,65 * r_d * \frac{\sigma_v'}{\sigma_v} * \frac{a_{\max}}{g} \quad (6.2)$$

Burada;

$a_{\max}$  : deprem sırasında zemin yüzeyinde oluşan maksimum yatay gerilme

$g$  : yerçekimi ivmesi

$\sigma_v$  ve  $\sigma_v'$  : toplam ve efektif düşey gerilmeler

$r_d$  : gerilme azaltma katsayısıdır ve aşağıdaki formüller ile bulunabilir;

$$z \leq 9,15 \text{ m için,} \quad r_d = 1,0 - 0,00765z \quad (6.3.a)$$

$$9,15 < z \leq 23 \text{ m için,} \quad r_d = 1,174 - 0,0267z \quad (6.3.b)$$

$$23 < z \leq 30 \text{ m için,} \quad r_d = 0,744 - 0,008z \quad (6.3.c)$$

$$Z \geq 30 \text{ m için,} \quad r_d = 0,5 \quad (6.3.d)$$

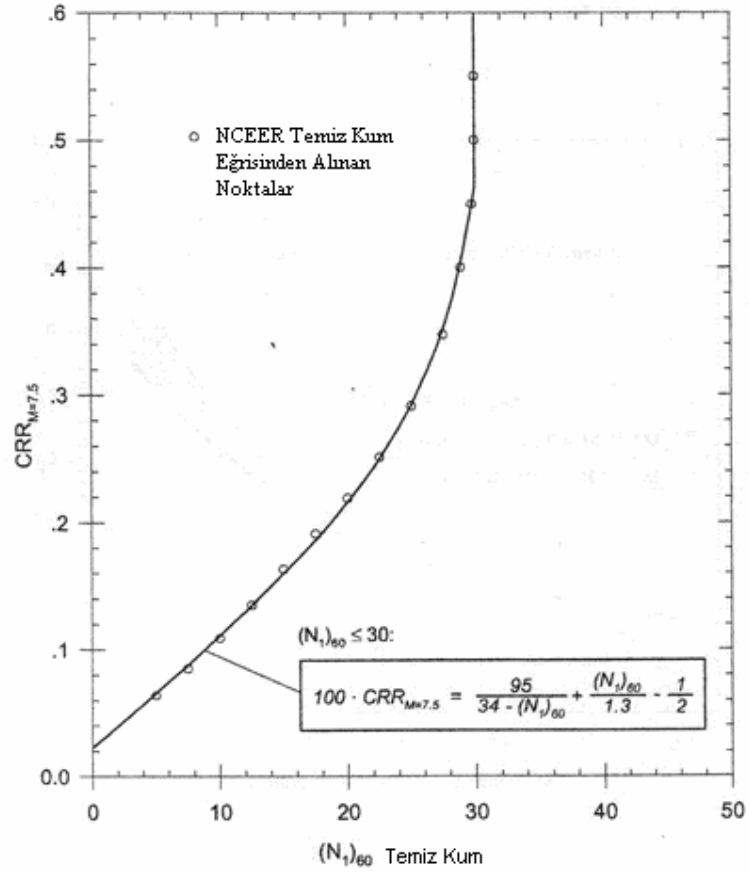
CRR hesabı ise aşağıdaki adımlar izlenerek yapılabilir;

a)  $(N_1)_{60} = N_{SPT} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S$  hesaplanır.

b) Temiz kum için eşdeğer  $(N_1)_{60}$  hesaplanır.

c) Aşağıdaki grafikten  $CRR_{7,5}$  değeri okunur.

d) Farklı büyüklükteki depremler için  $CRR_M$  hesaplanır.



Şekil 6.1.  $CRR_{7,5}$  değerinin bulunmasında kullanılan  $(N_1)_{60}$  Temiz Kum eğrisi

Genel bir yaklaşımla  $F_s$  güvenlik sayısı aşağıdaki adımlar izlenerek hesaplanabilir;

$$a) (N_1)_{60} = N_{SPT} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (6.4)$$

Burada;

$N_{SPT}$  : Ölçülen SPT değeri,

$C_N$  : Efektif gerilmeye ait katman yükü düzeltme faktörü,

$C_E$  : Tokmak enerji oranı düzeltmesi (teorik olarak max %60)

$C_B$  : Sondaj borusu çapına ait düzeltme faktörü,

$C_R$  : Tij uzunluğu (tijlerdeki enerji kaybı) düzeltme faktörü,

$C_S$  : Örnekleyicinin astarlı olup olmamasına ait düzeltmedir.



Efektif gerilmeye ait katman yükü düz. katsayısı  $C_N$  aşağıdaki şekilde bulunur;

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma_{v0}}} \quad (6.5)$$

Burada  $P_a$  bir atmosfer basıncına eşit olup 100 kPa'dır.

SPT yapılırken enerjinin tamamen kullanılmamasından dolayı kullanılan tokmak enerji oranı düzeltme katsayısı  $C_E$ , teorik olarak enerjinin %60'ının kullanıldığı kabul edilerek aşağıdaki gibi bulunur;

$$C_E = \frac{\text{Çekicinin \% enerjisi}}{(\%60)(63,5kg * 0,75m)} = \frac{E_R}{60} \quad (6.6)$$

SPT deneyine ait düzeltme faktörleri aşağıdaki tablolardan bulunabilir;

Tablo 6.1.Çekiç tipine ait düzeltme katsayısı ( $C_E$ )

Çekicinin Tipi	$E_R$	$C_E$
ABD Güvenlik Çekici	%60	1,00
ABD Donut Çekiç	%45	0,75
Japon Özel Uygulama Donut Çekici	%67	1,10

Tablo 6.2.Sondaj borusu çapına ait düzeltme faktörü ( $C_B$ )

Sondaj Delik Çapı	$C_B$
7 – 11 cm	1,00
15 cm	1,05
20 cm	1,15

Tablo 6.3. Tij uzunluğu düzeltme faktörü ( $C_R$ )

Tij Uzunluğu	$C_R$
< 3 m	0,75
3 – 4 m	0,80
4 – 6 m	0,85
6 – 10 m	0,95
10 – 30 m	1,00

Tablo 6.4.Örnekleyicinin astarlı olup olmamasına ait düzeltme faktörü ( $C_S$ )

Kaşık Tipi	$C_S$
Standart Kaşık	1
Linersiz Kaşık	1,1 – 1,3

$$b) (N_1)_{60 \text{ temiz kum}} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad (6.7)$$

Tablo 6.5.İnce dane oranına göre  $(N_1)_{60 \text{ Temiz Kum}}$  hesabındaki  $\alpha$  ve  $\beta$  katsayılarının bulunması

İnceler	$\alpha$	$\beta$
$\leq \%5$	0	1,0
$\%5 - \%35$	$e^{(1,76 - \frac{190}{FC^2})}$	$0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000}$
$\geq \%35$	5	1,2

c) b şıkında bulunan  $(N_1)_{60 \text{ temiz kum}}$  için  $CRR_{7,5}$  değeri grafikten okunur.

d) Farklı büyüklükteki depremler için  $CRR_M$  aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$CRR_M = CRR_{7,5} * MSF \quad (6.8)$$

Burada MSF, magnitüd büyüklüğü düzeltme katsayısıdır. Aşağıdaki tablodan yararlanılarak hesaplanabilir;

Tablo 6.6.Magnitüd büyüklüğü düzeltme katsayısının bulunması

M < 7,5		M > 7,5
Üst Limit	Alt Limit	$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_W^{2,56}}$
$MSF = \frac{10^{3,74}}{M_W^{4,33}}$	$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_W^{2,56}}$	

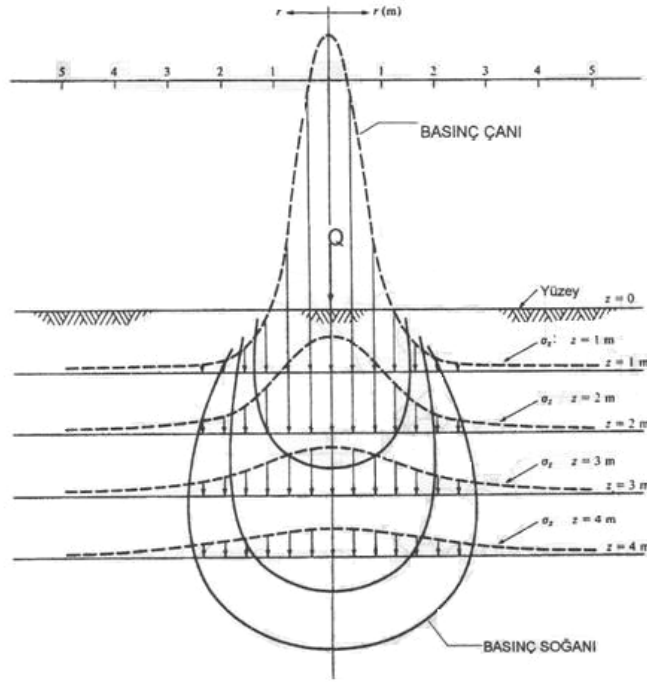
$$e) CSR = 0,65 * r_d * \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} * \frac{a_{max}}{g} \text{ hesaplanır.} \quad (6.9)$$

$$f) F_s = \frac{CRR}{CSR} \text{ hesaplanır,} \quad (6.10)$$

$F_s \leq 1$  ise sınılaşma var,  $F_s > 1$  ise sınılaşma yoktur.

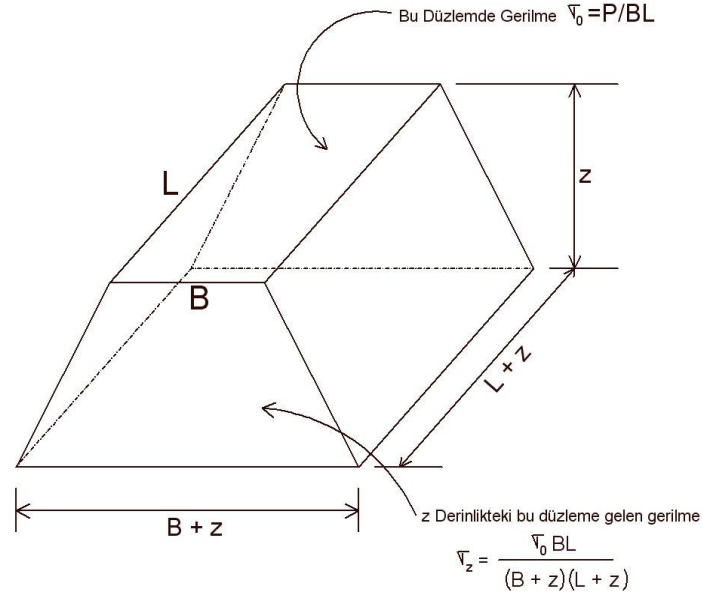
## 6.2.Yüzeydeki Yapıdan Gelen Gerilme Artışının Yaklaşık Yönteme Göre Hesabı

Belirli bir yükün altında ve ekseninde maksimum olan gerilme artışı  $\Delta\sigma$ , z-ekseninde derinlik arttıkça ve yük ekseninden uzaklaştıkça azalmaktadır. Herhangi bir düzleme gelen gerilme artışları hesaplandığında Şekil 6.2’de görülen “basınç çanları” oluşur ve buradaki eş basınç noktalarından geçirilen eğriler (izobar) şekillerinden dolayı “basınç soğanı” olarak adlandırılmaktadır. Bu çalışmada yapıdan gelen toplam düşey gerilmeler, yapı taban alanına bölünerek üniform yayılı yük haline getirilecek ve belirli derinliklerdeki gerilme artışları bulunarak sınılaşma analizine dahil edilecektir.



Şekil 6.2.Basınç çanı ve basınç soğanı kavramı [56]

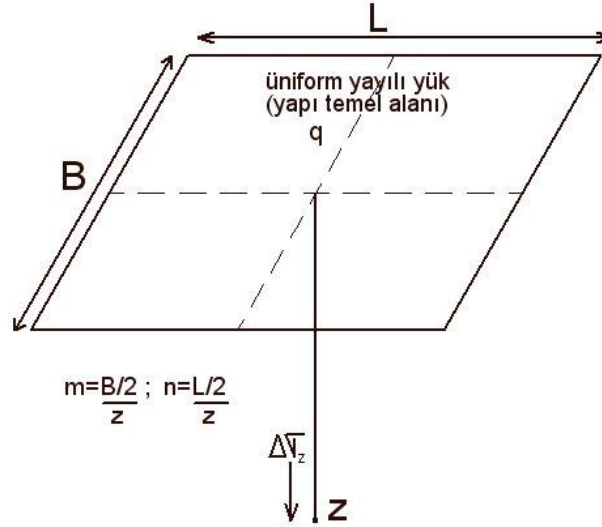
Yüzeye uygulanan yükten dolayı düşey bir düzleme gelen yük artışı Boussinesq çözümünün gösterdiği sonuçlardan çıkılarak yaklaşık biçimde kolayca hesaplanabilir. Şekil 6.3'te dikdörtgen yüzey yükü etkisinin derinlikle 2:1 oranında azaldığı varsayımı ile yapılan hesap gösterilmektedir.



Şekil 6.3.Gerilme Artışı Hesabı için Yaklaşık Yöntem [56]

### 6.3.Yüzeydeki Yapıdan Gelen Gerilme Artışının Boussinesq Yöntemine Göre Hesabı

Yapıdan gelen yükler üniform yayılı yük olacağından, bu yüklerden dolayı herhangi bir z derinliğine etki edecek gerilme artışı, yüzeydeki yükün bir köşesinin düşey eksenini ile z noktası ekseninin çakıştırılması koşulu sağlanarak bulunmalıdır.

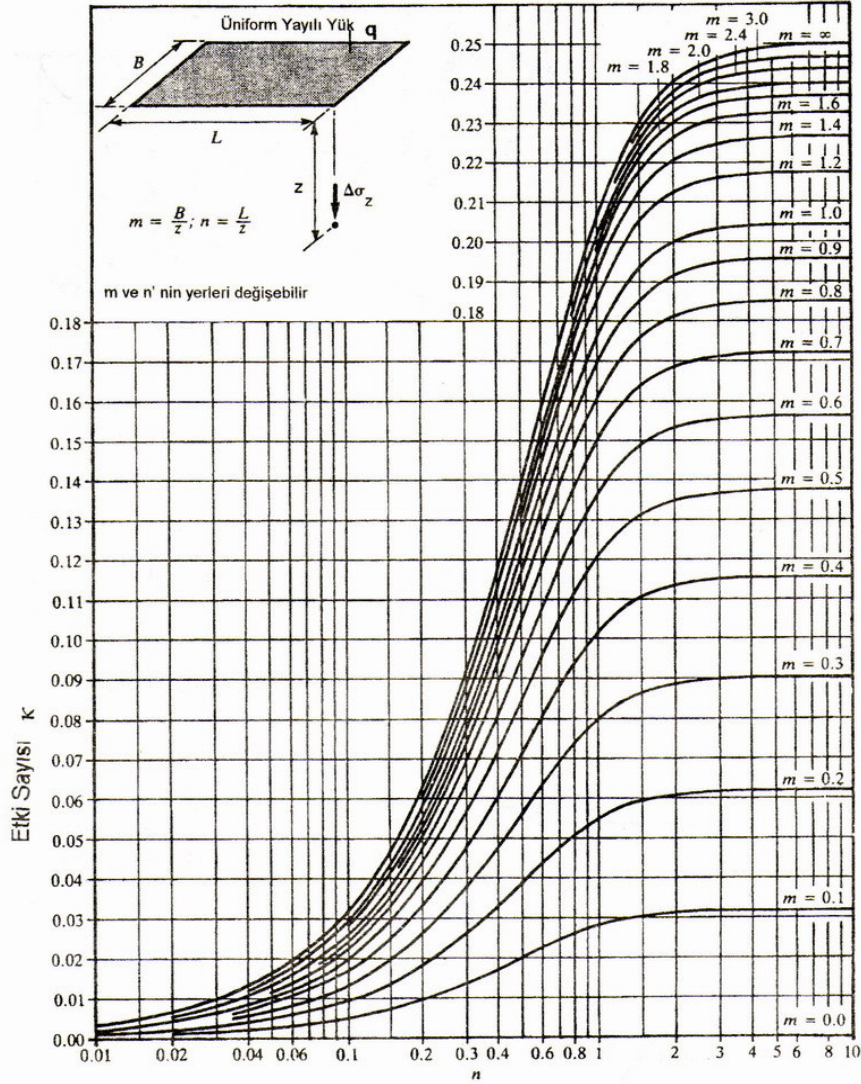


Şekil 6.4.Herhangi bir “z” derinliğinde yüzeydeki üniform yayılı yükün yaratacağı gerilme artışı

Alanın etki sayısını (K) bulmak için kenar uzunlukları (B,L) ile derinlik (z) oranlanarak m ve n değerleri hesaplanır ve Şekil 6.5’teki eğrilerden K etki sayısı bulunur. Buradan istenen derinlik ve uzaklıktaki gerilme artışı;

$$\Delta\sigma_z = N * q * K \quad (6.11)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Burada N simetri katsayısı olup, gerilme artışı bulunacak nokta ile yükün bir köşesi çakışıyorsa  $N=1$ , aynı nokta ile dikdörtgen yükün eksenine çakışıyorsa  $N=4$ , yükün ya da alanın kenar noktası ile noktadan geçen eksen çakışıyorsa  $N=2$  olarak uygulanacaktır.



Şekil 6.5.Ünlorm yayılı yük altında gerilme artışları için etki sayısı (K) [56]

Sonuç olarak sıvılaşma analizinin yapıldığı derinliklerde hesaplanan, yapı ağırlığından gelen gerilme artışları ( $\Delta\sigma_z$ ), sıvılaşma analizi hesaplarında kullanılarak söz konusu derinliklerde yeni güvenlik sayıları bulunacak ve yapı yükü etki ettirilmeden önceki güvenlik sayıları ile karşılaştırılarak yapı yükünün sıvılaşma potansiyeline etkisi tespit edilecektir.

Bunu için CSR formülündeki toplam düşey gerilme ( $\sigma_v$ ) ve toplam efektif gerilmeye ( $\sigma_v'$ ), yukarıdaki hesaplamalarla bulunan gerilme artışı ( $\Delta\sigma_z$ ) eklenerek CSR' değeri bulunacak ve buradan  $F_s'$  güvenlik sayısı bulunacaktır.

$$CSR' = 0,65 * r_d * \frac{\sigma_v + \Delta\sigma_z}{\sigma_v' + \Delta\sigma_z'} * \frac{a_{max}}{g} \quad (6.12)$$

$$F_s' = \frac{CRR}{CSR'} \quad (6.13)$$

#### 6.4.Mevcut Yapılardan Gelen Düşey Gerilmelerin Sıvılaşma Dayanımına Etkisi Üzerine Örnek Bir Çalışma

İncelenecek örnekte, 5 katlı bir betonarme yapı ile bu yapının üzerinde bulunduğu zeminin parametreleri kullanılacaktır. Söz konusu yapının temeli 18.00 x 27.00 m ebatlarında olup, temel derinliği 1.50 m ve temel alanı 486 m<sup>2</sup>'dir. Yapının temel ağırlığı 830 ton ve ortalama kat ağırlıkları 520 ton'dur. İnceleme alanının zemin etüt raporundan, yapılan sondaj ve laboratuvar deneyleri sonuçları değerlendirildiğinde, Y.A.S.S. 2.00 m olmakla birlikte, sondaj kuyusunun ilk 3.00 m'sinde ve 9.00-12.00m'leri arasında yüksek plastisiteli CH gurubu siltli kil, 3.00-9.00m'ler arasında SM gurubu kum birimlerinden oluştuğu tespit edilmiştir. İnceleme alanında aşağıdaki hesaplamalarda görüldüğü üzere 3.00 - 6.00 m'ler arasında sıvılaşma riski bulunmaktadır. Yapılacak bu çalışmada öncelikle 3.00, 4.50 ve 6.00 metrelerdeki sıvılaşma güvenlik sayıları  $M_w = 7,4$  büyüklüğü için bulunacaktır. Daha sonra zemin üzerindeki mevcut yapının başlangıçta tek katlı olduğu varsayılarak sırayla kat sayısı arttırılacak, bu durumlardaki yapı ağırlıkların 3.00, 4.50, 6.00 m'lerde yarattığı düşey gerilmeler bulunarak, bu gerilmeler ile birlikte güvenlik sayılarının değişimi irdelenecektir.

##### 6.4.1.İnceleme alanının sıvılaşma potansiyelinin bulunması

İnceleme alanına ait 3.00, 4.50 ve 6.00 m derinliklerdeki SPT-N değerleri ve diğer zemin parametreleri Tablo 6.7'de verilmektedir. Öncelikle bu veriler ışığında CSR hesabı yapılacaktır. Daha sonra CRR hesabı yapıp sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları bulunacaktır.

Tablo 6.7. İnceleme alanına ait sondaj verileri ve zemin parametreleri

Derinlik (m)	3.00	4.50	6.00
Y.A.S.S. (m)	2.00	2.00	2.00
$\gamma_n$ (KN/m <sup>3</sup> )	17.6	17.6	17.6
SPT-N	16	20	25
$a_{\max}$ (g)	0.40g	0.40g	0.40g
%FC	18,87	17,94	11,38
$M_w$	7,4	7,4	7,4

$$CSR = 0,65 * r_d * \frac{\sigma_v'}{\sigma_v} * \frac{a_{\max}}{g} \quad (6.2)$$

$$z \leq 9,15 \text{ m için,} \quad r_d = 1,0 - 0,00765z \quad (6.3.a)$$

Buradan;

$$r_d \rightarrow 3.00 \text{ m'de; } 0,9770$$

$$r_d \rightarrow 4.50 \text{ m'de; } 0,9656$$

$$r_d \rightarrow 6.00 \text{ m'de; } 0,9541$$

$$\sigma_v \rightarrow 3.00 \text{ m'de; } 3.00 * 17,6 = 52,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v \rightarrow 4.50 \text{ m'de; } 4.50 * 17,6 = 79,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v \rightarrow 6.00 \text{ m'de; } 6.00 * 17,6 = 105,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v' \rightarrow 3.00 \text{ m'de; } 52,8 - (1,00 * 9,81) = 42,99 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v' \rightarrow 4.50 \text{ m'de; } 79,2 - (2,50 * 9,81) = 54,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v' \rightarrow 6.00 \text{ m'de; } 105,6 - (4,00 * 9,81) = 66,36 \text{ kN/m}^2$$

$$CSR \rightarrow 3.00 \text{ m'de; } 0,65 * 0,9770 * (52,8 / 42,99) * 0,40 = 0,3120$$

$$CSR \rightarrow 4.50 \text{ m'de; } 0,65 * 0,9656 * (79,2 / 54,67) * 0,40 = 0,3637$$

$$CSR \rightarrow 6.00 \text{ m'de; } 0,65 * 0,9541 * (105,6 / 66,36) * 0,40 = 0,3947$$



İkinci adım olarak, CRR hesabı yapılacaktır;

$(N_1)_{60}$  düzeltilmiş SPT değerinin hesaplanması;

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \quad (6.5)$$

$$C_N \rightarrow 3.00 \text{ m'de}; \quad (100 / 42,99)^{1/2} = 1,525$$

$$C_N \rightarrow 4.50 \text{ m'de}; \quad (100 / 54,67)^{1/2} = 1,352$$

$$C_N \rightarrow 4.50 \text{ m'de}; \quad (100 / 66,36)^{1/2} = 1,227$$

$$C_E = 1,00 \quad (\text{ABD güvenlik çekici kullanıldığından bütün derinlikler için aynıdır.})$$

$$C_B = 1,00 \quad (\text{Sondaj delik çapı, } 2'' \approx 5,08 \text{ cm, bütün derinliklerde aynıdır.})$$

$$C_R \rightarrow 3.00 \text{ m için}; \quad 0,80$$

$$C_R \rightarrow 4.50 \text{ m için}; \quad 0,85$$

$$C_R \rightarrow 6.00 \text{ m için}; \quad 0,85$$

$$C_S = 1,00 \quad (\text{Standart kaşık tipi için bütün derinliklerde aynıdır.})$$

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (6.4)$$

$$N_{1(60)} \rightarrow 3.00 \text{ m'de}; \quad 16 * 1,525 * 1,00 * 1,00 * 0,80 * 1,00 = 19,52$$

$$N_{1(60)} \rightarrow 4.50 \text{ m'de}; \quad 20 * 1,352 * 1,00 * 1,00 * 0,85 * 1,00 = 22,98$$

$$N_{1(60)} \rightarrow 6.00 \text{ m'de}; \quad 25 * 1,227 * 1,00 * 1,00 * 0,85 * 1,00 = 26,07$$

$$(N_1)_{60 \text{ temiz kum}} \text{ değerinin hesaplanması}; \quad (N_1)_{60 \text{ temiz kum}} = \alpha + \beta * (N_1)_{60} \quad (6.7)$$

$$(N_1)_{60 \text{ temiz kum}} \rightarrow 3.00 \text{ m'de}; \quad FC(\%) = 18,87$$

$$\alpha \rightarrow e^{\left(1,76 - \frac{190}{FC^2}\right)} = e^{\left(1,76 - \frac{190}{18,87^2}\right)} = 3,409$$

$$\beta \rightarrow 0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000} = 0,99 + \frac{18,87^{1,5}}{1000} = 1,072$$

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> temiz kum → 4.50 m'de; FC(%) = 17,94

$$\alpha \rightarrow e^{\left(1,76 - \frac{190}{FC^2}\right)} = e^{\left(1,76 - \frac{190}{17,94^2}\right)} = 3,220$$

$$\beta \rightarrow 0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000} = 0,99 + \frac{17,94^{1,5}}{1000} = 1,066$$

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> temiz kum → 6.00 m'de; FC(%) = 11,38

$$\alpha \rightarrow e^{\left(1,76 - \frac{190}{FC^2}\right)} = e^{\left(1,76 - \frac{190}{11,38^2}\right)} = 1,340$$

$$\beta \rightarrow 0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000} = 0,99 + \frac{11,38^{1,5}}{1000} = 1,028$$

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> temiz kum → 3.00 m'de; 3,409 + 1,072 \* 19,52 = 24,33

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> temiz kum → 4.50 m'de; 3,220 + 1,066 \* 22,98 = 27,71

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> temiz kum → 6.00 m'de; 1,340 + 1,028 \* 26,07 = 28,14

Yukarıda bulunan (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> temiz kum değerlerine göre tablodan CRR<sub>7,5</sub> değerleri bulunur;

CRR<sub>7,5</sub> → 3.00 m'de; 0,2804

CRR<sub>7,5</sub> → 4.50 m'de; 0,3592

CRR<sub>7,5</sub> → 6.00 m'de; 0,3735

$M_w = 7,4 < 7,5$  olduğu için  $CRR_{7,4}$  değeri bulunurken, Tablo 6.4'ten alt ve üst limitler hesaplanıp ortalaması alınır ve eşitlik 6.8'den  $CRR_{7,4}$  değeri bulunur;

$$\text{Üst limit, } MSF = \frac{10^{3,74}}{M_w^{4,33}} = \frac{10^{3,74}}{7,4^{4,33}} = 0,9467$$

$$\text{Alt limit, } MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}} = \frac{10^{2,24}}{7,4^{2,56}} = 1,0345$$

$$MSF_{\text{ort}} = 0,9906$$

Buradan  $CRR_{7,4}$  değerleri,

$$CRR_{7,4} \rightarrow 3.00 \text{ m'de; } 0,2804 * 0,9906 = 0,2777$$

$$CRR_{7,4} \rightarrow 4.50 \text{ m'de; } 0,3592 * 0,9906 = 0,3558$$

$$CRR_{7,4} \rightarrow 6.00 \text{ m'de; } 0,3735 * 0,9906 = 0,3699$$

Sonuç olarak  $M_w = 7,4$  büyüklüğünde bir deprem için irdeleme yapılan parselde

sıvılaşma güvenlik sayıları  $F_s = \frac{CRR}{CSR}$  olarak hesaplanır;

$$F_s \rightarrow 3.00 \text{ m'de; } 0,2777 / 0,3120 = 0,890$$

$$F_s \rightarrow 4.50 \text{ m'de; } 0,3558 / 0,3637 = 0,978$$

$$F_s \rightarrow 6.00 \text{ m'de; } 0,3699 / 0,3947 = 0,937$$

Söz konusu alanın 3.00, 4.50 m ve 6.00 m'lerde sıvılaşma potansiyeli taşıdığı görülmektedir.

Yapılan sıvılaştırma analizinin genel sonuçları aşağıdaki tabloda verilmiştir;

Tablo 6.8.İnceleme alanında yapılan sıvılaştırma analizinde kullanılan veriler ve sonuçlar

<b>Derinlik (m)</b>	<b>3.00</b>	<b>4.50</b>	<b>6.00</b>
<b>Y.A.S.S. (m)</b>	2.00	2.00	2.00
<b><math>\gamma_n</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	17.6	17.6	17.6
<b>SPT-N</b>	16	20	25
<b>a<sub>max</sub> (g)</b>	0.40g	0.40g	0,40g
<b>r<sub>d</sub></b>	0,9770	0,9656	0,9541
<b><math>\sigma_v</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	52,8	79,2	105.6
<b><math>\sigma_v'</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	42,99	54,67	66,36
<b>CSR</b>	0,3120	0,3637	0,3947
<b>C<sub>N</sub></b>	1,525	1,352	1,227
<b>C<sub>E</sub></b>	1,00	1,00	1,00
<b>C<sub>B</sub></b>	1,00	1,00	1,00
<b>C<sub>R</sub></b>	0,80	0,85	0,85
<b>C<sub>S</sub></b>	1,00	1,00	1,00
<b>N<sub>I(60)</sub></b>	19,52	22,98	26,07
<b>%FC</b>	18,87	17,94	11,38
<b><math>\alpha</math></b>	3,409	3,220	1,340
<b><math>\beta</math></b>	1,072	1,066	1,028
<b>N<sub>I(60)Temizkum</sub></b>	24,33	27,71	28,14
<b>CRR<sub>7,5</sub></b>	0,2804	0,3592	0,3735
<b>M<sub>w</sub></b>	7,4	7,4	7,4
<b>MSF<sub>Üstlimit</sub></b>	0,9467	0,9467	0,9467
<b>MSF<sub>Altlimit</sub></b>	1,0345	1,0345	1,0345
<b>MSF<sub>Ortalama</sub></b>	0,9906	0,9906	0,9906
<b>CRR<sub>7,4</sub></b>	0,2777	0,3558	0,3699
<b>F<sub>s</sub> (CRR<sub>7,4</sub>/CSR)</b>	0,890	0,978	0,937

#### 6.4.2. İnceleme alanı üzerindeki mevcut yapının sıvılaşma dayanımına etkisi

Hesabı yapılacak olan 5 katlı yapının temel gömme derinliği 1.50 m ve kat yükseklikleri 2.80 m'dir. Yapının temeli 18.00 x 27.00 m ebatlarında olup, temel alanı 486 m<sup>2</sup> ve temel ağırlığı 830 ton ve her bir kattan gelen ağırlık ise 520 ton'dur. Yapıdan gelen düşey gerilme hesapları yapının tek katlı, iki katlı, üç katlı, dört katlı ve beş katlı olması durumuna göre ayrı ayrı yapılacak ve bu yüklerin sıvılaşma dayanımına etkisi kat adedi değişimine göre bulunacaktır.

##### 6.4.2.1. Yaklaşık hesap yönteme göre gerilme artışlarının sıvılaşma dayanımına etkisi

Yapılacak hesaplamalarda kat adedine göre yapı toplam ağırlığı (1 ton = 9,81 kN) eşitliğinden kN'a çevrilecektir ve 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerde gerilme artışları bulunacaktır. Daha sonra bulunan gerilme artışları sıvılaşma analizi hesaplamalarına dahil edilerek mevcut yapının sıvılaşma dayanımına etkisi araştırılacaktır. Yapının temel derinliği -1.50 m olduğundan hesaplamalarda kullanılan "z" derinliği olarak 3.00 m'de 1.50, 4.50 m'de 3.00 ve 6.00 m'de 4.50 alınacaktır.

Yapının tek katlı olması halinde;

$$\Delta\sigma_{(3,00m)} = 1350 * 9,81 / (27+1,5)*(18+1,5) = 23,83 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(4,50m)} = 1350 * 9,81 / (27+3)*(18+3) = 21,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(6,00m)} = 1350 * 9,81 / (27+4,5)*(18+4,5) = 18,68 \text{ kN/m}^2$$

Yapının iki katlı olması halinde;

$$\Delta\sigma_{(3,00m)} = 1870 * 9,81 / (27+1,5)*(18+1,5) = 33,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(4,50m)} = 1870 * 9,81 / (27+3)*(18+3) = 29,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(6,00m)} = 1870 * 9,81 / (27+4,5)*(18+4,5) = 25,88 \text{ kN/m}^2$$

Yapının üç katlı olması halinde;

$$\Delta\sigma_{(3,00m)} = 2390 * 9,81 / (27+1,5)*(18+1,5) = 42,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(4,50m)} = 2390 * 9,81 / (27+3)*(18+3) = 37,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(6,00m)} = 2390 * 9,81 / (27+4,5)*(18+4,5) = 33,08 \text{ kN/m}^2$$

Yapının dört katlı olması halinde;

$$\Delta\sigma_{(3,00m)} = 2910 * 9,81 / (27+1,5)*(18+1,5) = 51,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(4,50m)} = 2910 * 9,81 / (27+3)*(18+3) = 45,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(6,00m)} = 2910 * 9,81 / (27+4,5)*(18+4,5) = 40,27 \text{ kN/m}^2$$

Yapının beş katlı olması halinde;

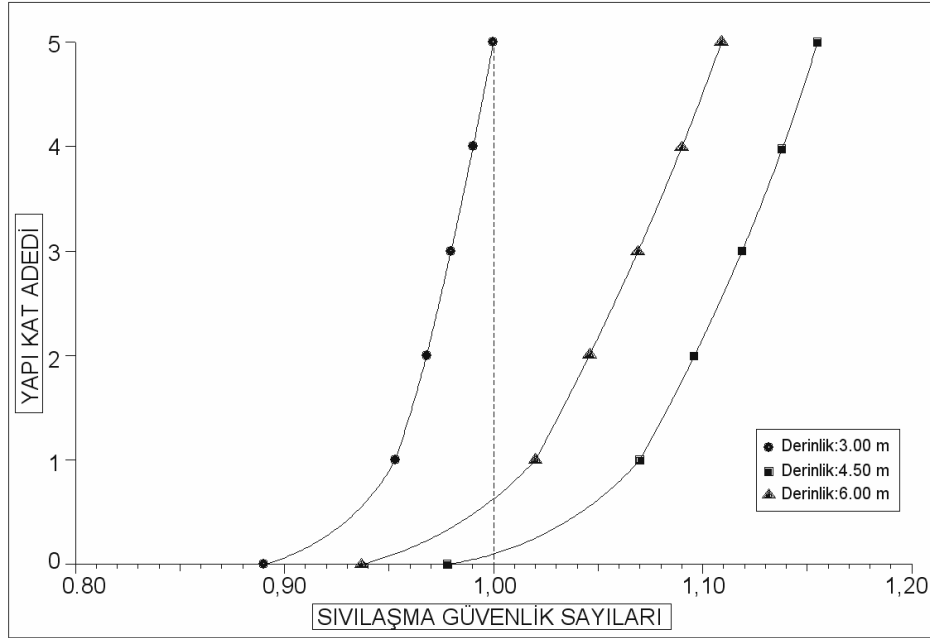
$$\Delta\sigma_{(3,00m)} = 3430 * 9,81 / (27+1,5)*(18+1,5) = 60,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(4,50m)} = 3430 * 9,81 / (27+3)*(18+3) = 53,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(6,00m)} = 3430 * 9,81 / (27+4,5)*(18+4,5) = 47,47 \text{ kN/m}^2$$

Tablo 6.9.Yapının kat adedi değişimine göre 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları

Derinlik (m)	$\Delta\sigma$	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	$\Delta\sigma + \sigma_v$	$\Delta\sigma + \sigma_v'$	$r_d$	CSR'	CRR <sub>7,4</sub>	$F_s'$
	<b>Tek Katlı Yapı</b>								
<b>3.00</b>	23,83	52,8	42,99	76,63	66,82	0,9770	0,2913	0,2777	0,953
<b>4.50</b>	21,02	79,2	54,67	100,2	75,69	0,9656	0,3324	0,3558	1,070
<b>6.00</b>	18,68	105,6	66,36	124,2	85,04	0,9541	0,3625	0,3699	1,020
<b>İki Katlı Yapı</b>									
<b>3.00</b>	33,00	52,8	42,99	85,8	75,99	0,9770	0,2868	0,2777	0,968
<b>4.50</b>	29,11	79,2	54,67	108,3	83,78	0,9656	0,3246	0,3558	1,096
<b>6.00</b>	25,88	105,6	66,36	131,4	92,24	0,9541	0,3536	0,3699	1,046
<b>Üç Katlı Yapı</b>									
<b>3.00</b>	42,18	52,8	42,99	94,98	85,17	0,9770	0,2833	0,2777	0,980
<b>4.50</b>	37,21	79,2	54,67	116,4	91,88	0,9656	0,3181	0,3558	1,119
<b>6.00</b>	33,08	105,6	66,36	138,6	99,44	0,9541	0,3460	0,3699	1,069
<b>Dört Katlı Yapı</b>									
<b>3.00</b>	51,36	52,8	42,99	104,1	94,35	0,9770	0,2804	0,2777	0,990
<b>4.50</b>	45,31	79,2	54,67	124,5	99,98	0,9656	0,3127	0,3558	1,138
<b>6.00</b>	40,27	105,6	66,36	145,8	106,6	0,9541	0,3394	0,3699	1,090
<b>Beş Katlı Yapı</b>									
<b>3.00</b>	60,54	52,8	42,99	113,3	103,5	0,9770	0,2781	0,2777	0,999
<b>4.50</b>	53,41	79,2	54,67	132,6	108,0	0,9656	0,3080	0,3558	1,155
<b>6.00</b>	47,47	105,6	66,36	153,0	113,8	0,9541	0,3336	0,3699	1,109



Şekil 6.6.Kat adedi ve derinlik artışına göre güvenlik sayılarının değişimi

Tablo 6.10.Kat adedi ve derinlik artışına göre  $F_s$  değerlerinin yüzdesel olarak değişimi

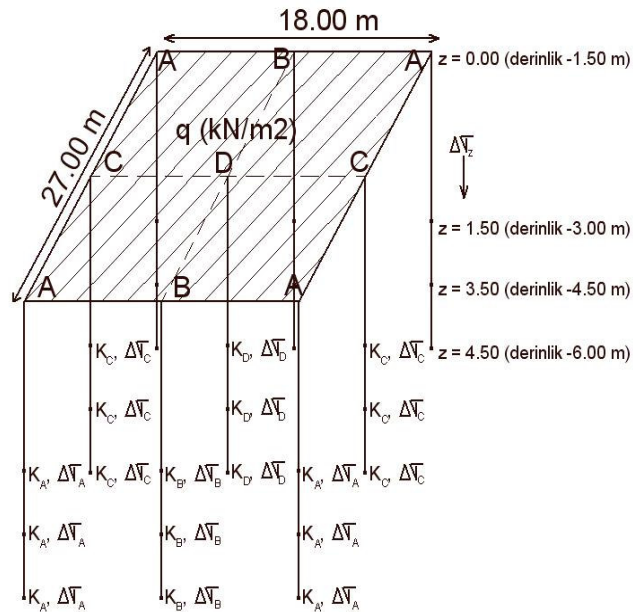
Yapının Kat Adedi	Yapı Altında Sıvılaşma ( $F_s$ ) Güvenlik Sayısı Değişimi %		
	Derinlik		
	3.00 m	4.50 m	6.00 m
1	%7,07	%9,40	%8,86
2	%8,76	%12,06	%11,63
3	%10,11	%14,41	%14,08
4	%11,23	%16,36	%16,33
5	%12,25	%18,09	%18,35

### 6.4.2.2. Boussinesq yöntemine hesaplanan gerilme artışlarının sıvılaşma dayanımına etkisi

Yapılacak hesaplamalarda kat adedine göre yapı toplam ağırlığı (1 ton = 9,81 kN) eşitliğinden kN'a çevrilecek ve temel taban alanına bölünerek kN/m<sup>2</sup> cinsinden üniform yayılı yük haline getirilecektir. Daha sonra bu üniform yayılı yükün Şekil 6.7'de gösterilen A, B, C ve D noktaları eksenlerinde yaratacağı gerilme artışları, 3.00 m, 4.50 m, 6.00 m derinliklere göre bulunup, sıvılaşma analizleri yeniden yapılacak, sonuçlar tablo ve grafikler halinde gösterilecektir.

Yapının kat adedi değişimine göre -1.50 m kotuna gelecek üniform yayılı yükler;

Tek kat olması halinde;	$q_1 = 1350 * 9,81 / 486 = 27,25 \text{ kN/m}^2$
İki katlı olması halinde;	$q_2 = 1870 * 9,81 / 486 = 37,75 \text{ kN/m}^2$
Üç katlı olması halinde;	$q_3 = 2390 * 9,81 / 486 = 48,24 \text{ kN/m}^2$
Dört katlı olması halinde;	$q_4 = 2910 * 9,81 / 486 = 58,74 \text{ kN/m}^2$
Beş katlı olması halinde;	$q_5 = 3430 * 9,81 / 486 = 69,23 \text{ kN/m}^2$



Şekil 6.7. Yapının belirli noktalarında derinlik değişimine göre etki sayıları ve gerilme artışları



Tablo 6.11.Yapının 1 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m’lerdeki gerilme artışları

<b>A NOKTASI (n=1)</b>								
Derinlik (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	z (m)	B (m)	L (m)	m (B/z)	n (L/z)	K	$\Delta\sigma =$ K*q*
3.00	27,25	1.50	27.00	18.00	18	12	0,25000	6,81
4.50	27,25	3.00	27.00	18.00	9	6	0,24942	6,79
6.00	27,25	4.50	27.00	18.00	6	4	0,24817	6,76
<b>B NOKTASI (n=2)</b>								
3.00	27,25	1.50	27.00	9.00	18	6	0,24952	13,59
4.50	27,25	3.00	27.00	9.00	9	3	0,24648	13,43
6.00	27,25	4.50	27.00	9.00	6	2	0,23970	13,06
<b>C NOKTASI (n=2)</b>								
3.00	27,25	1.50	13.50	18.00	9	12	0,24984	13,61
4.50	27,25	3.00	13.50	18.00	4,5	6	0,24851	13,54
6.00	27,25	4.50	13.50	18.00	3	4	0,24554	13,38
<b>D NOKTASI (n=4)</b>								
3.00	27,25	1.50	13.50	9.00	9	6	0,24942	27,18
4.50	27,25	3.00	13.50	9.00	4,5	3	0,24581	26,79
6.00	27,25	4.50	13.50	9.00	3	2	0,23782	25,92

Tablo 6.12.Yapının 1 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m’lerdeki güvenlik sayıları

<b>A NOKTASI</b>									
	$\Delta\sigma$	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	$\Delta\sigma+$ $\sigma_v$	$\Delta\sigma+$ $\sigma_v'$	$r_d$	CSR'	CRR 7,4	$F_s'$
3.00	6,81	52,8	42,99	59,61	49,80	0,9770	0,3040	0,2777	0,913
4.50	6,79	79,2	54,67	85,99	61,46	0,9656	0,3512	0,3558	1,013
6.00	6,76	105.6	66,36	112,36	73,12	0,9541	0,3812	0,3699	0,970
<b>B NOKTASI</b>									
3.00	13,59	52,8	42,99	66,39	56,58	0,9770	0,2980	0,2777	0,93
4.50	13,43	79,2	54,67	92,63	68,10	0,9656	0,3415	0,3558	1,04
6.00	13,06	105.6	66,36	118,66	79,42	0,9541	0,3706	0,3699	0,99
<b>C NOKTASI</b>									
3.00	13,61	52,8	42,99	66,41	56,60	0,9770	0,2980	0,2777	0,93
4.50	13,54	79,2	54,67	92,74	68,21	0,9656	0,3413	0,3558	1,04
6.00	13,38	105.6	66,36	118,98	79,74	0,9541	0,3701	0,3699	0,99
<b>D NOKTASI</b>									
3.00	27,18	52,8	42,99	79,98	70,17	0,9770	0,2895	0,2777	0,95
4.50	26,79	79,2	54,67	105,99	81,46	0,9656	0,3266	0,3558	1,08
6.00	25,92	105.6	66,36	131,52	92,28	0,9541	0,3535	0,3699	1,04

Tablo 6.13.Yapının 2 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları

<b>A NOKTASI (n=1)</b>								
Derinlik (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	z (m)	B (m)	L (m)	m (B/z)	n (L/z)	K	$\Delta\sigma = \frac{K*q}{n}$
3.00	37,75	1.50	27.00	18.00	18	12	0,25000	9,43
4.50	37,75	3.00	27.00	18.00	9	6	0,24942	9,41
6.00	37,75	4.50	27.00	18.00	6	4	0,24817	9,37
<b>B NOKTASI (n=2)</b>								
3.00	37,75	1.50	27.00	9.00	18	6	0,24952	18,83
4.50	37,75	3.00	27.00	9.00	9	3	0,24648	18,61
6.00	37,75	4.50	27.00	9.00	6	2	0,23970	18,10
<b>C NOKTASI (n=2)</b>								
3.00	37,75	1.50	13.50	18.00	9	12	0,24984	18,86
4.50	37,75	3.00	13.50	18.00	4,5	6	0,24851	18,76
6.00	37,75	4.50	13.50	18.00	3	4	0,24554	18,53
<b>D NOKTASI (n=4)</b>								
3.00	37,75	1.50	13.50	9.00	9	6	0,24942	37,66
4.50	37,75	3.00	13.50	9.00	4,5	3	0,24581	37,12
6.00	37,75	4.50	13.50	9.00	3	2	0,23782	35,91

Tablo 6.14.Yapının 2 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları

<b>A NOKTASI</b>									
	$\Delta\sigma$	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	$\Delta\sigma + \sigma_v$	$\Delta\sigma + \sigma_v'$	$r_d$	CSR'	CRR <sub>7,4</sub>	$F_s'$
3.00	9,43	52,8	42,99	62,23	52,42	0,9770	0,3015	0,2777	0,921
4.50	9,41	79,2	54,67	88,61	64,08	0,9656	0,3471	0,3558	1,025
6.00	9,37	105,6	66,36	114,9	75,73	0,9541	0,3766	0,3699	0,982
<b>B NOKTASI</b>									
3.00	18,83	52,8	42,99	71,63	61,82	0,9770	0,2943	0,2777	0,944
4.50	18,61	79,2	54,67	97,81	73,28	0,9656	0,3351	0,3558	1,062
6.00	18,10	105,6	66,36	123,7	84,46	0,9541	0,3633	0,3699	1,018
<b>C NOKTASI</b>									
3.00	18,86	52,8	42,99	71,66	61,85	0,9770	0,2943	0,2777	0,944
4.50	18,76	79,2	54,67	97,96	73,43	0,9656	0,3349	0,3558	1,062
6.00	18,53	105,6	66,36	124,1	84,89	0,9541	0,3627	0,3699	1,020
<b>D NOKTASI</b>									
3.00	37,66	52,8	42,99	90,46	80,65	0,9770	0,2849	0,2777	0,975
4.50	37,12	79,2	54,67	116,3	91,79	0,9656	0,3181	0,3558	1,118
6.00	35,91	105,6	66,36	141,5	102,2	0,9541	0,3432	0,3699	1,078

Tablo 6.15.Yapının 3 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m’lerdeki gerilme artışları

A NOKTASI (n=1)								
Derinlik (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	z (m)	B (m)	L (m)	m (B/z)	n (L/z)	K	$\Delta\sigma = K*q*n$
3.00	48,24	1.50	27.00	18.00	18	12	0,25000	12,06
4.50	48,24	3.00	27.00	18.00	9	6	0,24942	12,03
6.00	48,24	4.50	27.00	18.00	6	4	0,24817	11,97
B NOKTASI (n=2)								
3.00	48,24	1.50	27.00	9.00	18	6	0,24952	24,07
4.50	48,24	3.00	27.00	9.00	9	3	0,24648	23,78
6.00	48,24	4.50	27.00	9.00	6	2	0,23970	23,12
C NOKTASI (n=2)								
3.00	48,24	1.50	13.50	18.00	9	12	0,24984	24,10
4.50	48,24	3.00	13.50	18.00	4,5	6	0,24851	23,97
6.00	48,24	4.50	13.50	18.00	3	4	0,24554	23,68
D NOKTASI (n=4)								
3.00	48,24	1.50	13.50	9.00	9	6	0,24942	48,12
4.50	48,24	3.00	13.50	9.00	4,5	3	0,24581	47,43
6.00	48,24	4.50	13.50	9.00	3	2	0,23782	45,88

Tablo 6.16.Yapının 3 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m’lerdeki güvenlik sayıları

A NOKTASI									
	$\Delta\sigma$	$\sigma_v$	$\sigma'_v$	$\Delta\sigma + \sigma_v$	$\Delta\sigma'_v + \sigma'_v$	$r_d$	CSR'	CRR <sub>7,4</sub>	$F'_s$
3.00	12,06	52,8	42,99	64,86	55,05	0,9770	0,2993	0,2777	0,928
4.50	12,03	79,2	54,67	91,23	66,70	0,9656	0,3434	0,3558	1,036
6.00	11,97	105,6	66,36	117,57	78,33	0,9541	0,3723	0,3699	0,993
B NOKTASI									
3.00	24,07	52,8	42,99	76,87	67,06	0,9770	0,2912	0,2777	0,954
4.50	23,78	79,2	54,67	102,98	78,45	0,9656	0,3296	0,3558	1,080
6.00	23,12	105,6	66,36	128,72	89,48	0,9541	0,3569	0,3699	1,037
C NOKTASI									
3.00	24,10	52,8	42,99	76,9	67,09	0,9770	0,2912	0,2777	0,954
4.50	23,97	79,2	54,67	103,17	78,64	0,9656	0,3294	0,3558	1,080
6.00	23,68	105,6	66,36	129,28	90,04	0,9541	0,3562	0,3699	1,039
D NOKTASI									
3.00	48,12	52,8	42,99	100,92	91,11	0,9770	0,2814	0,2777	0,987
4.50	47,43	79,2	54,67	126,63	102,10	0,9656	0,3114	0,3558	1,143
6.00	45,88	105,6	66,36	151,48	112,24	0,9541	0,3348	0,3699	1,105

Tablo 6.17.Yapının 4 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m’lerdeki gerilme artışları

<b>A NOKTASI (n=1)</b>								
Derinlik (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	z (m)	B (m)	L (m)	m (B/z)	n (L/z)	K	$\Delta\sigma = K*q*n$
3.00	58,74	1.50	27.00	18.00	18	12	0,25000	14,69
4.50	58,74	3.00	27.00	18.00	9	6	0,24942	14,65
6.00	58,74	4.50	27.00	18.00	6	4	0,24817	14,58
<b>B NOKTASI (n=2)</b>								
3.00	58,74	1.50	27.00	9.00	18	6	0,24952	29,31
4.50	58,74	3.00	27.00	9.00	9	3	0,24648	28,96
6.00	58,74	4.50	27.00	9.00	6	2	0,23970	28,16
<b>C NOKTASI (n=2)</b>								
3.00	58,74	1.50	13.50	18.00	9	12	0,24984	29,35
4.50	58,74	3.00	13.50	18.00	4,5	6	0,24851	29,19
6.00	58,74	4.50	13.50	18.00	3	4	0,24554	28,85
<b>D NOKTASI (n=4)</b>								
3.00	58,74	1.50	13.50	9.00	9	6	0,24942	58,60
4.50	58,74	3.00	13.50	9.00	4,5	3	0,24581	57,76
6.00	58,74	4.50	13.50	9.00	3	2	0,23782	55,88

Tablo 6.18.Yapının 4 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m’lerdeki güvenlik sayıları

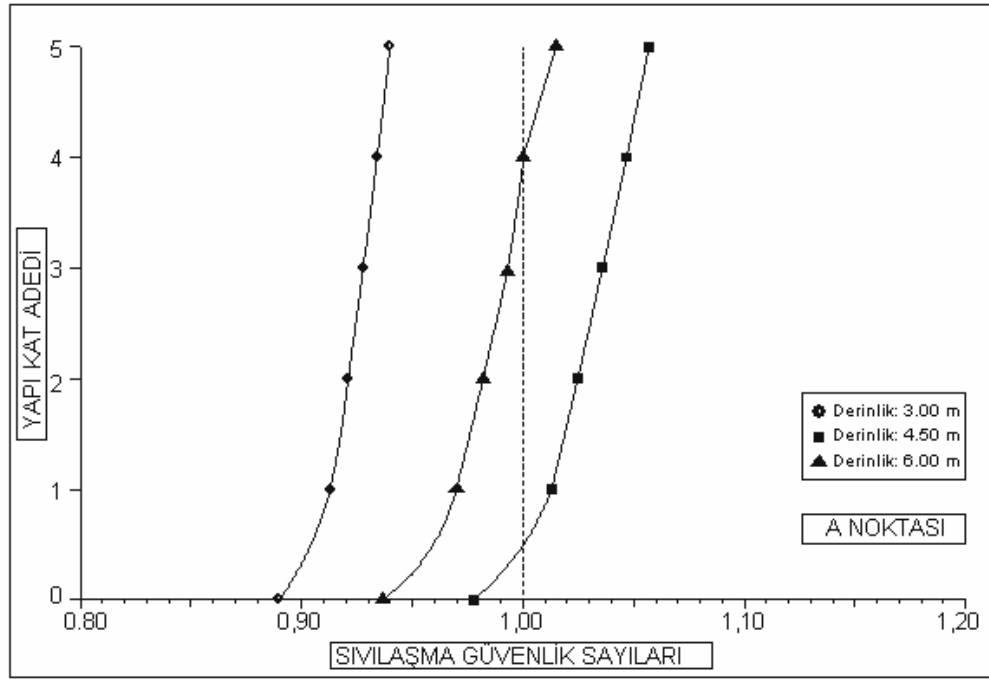
<b>A NOKTASI</b>									
	$\Delta\sigma$	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	$\Delta\sigma + \sigma_v$	$\Delta\sigma + \sigma_v'$	$r_d$	CSR'	CRR <sub>7,4</sub>	$F_s'$
3.00	14,69	52,8	42,99	67,49	57,68	0,9770	0,2972	0,2777	0,934
4.50	14,65	79,2	54,67	93,85	69,32	0,9656	0,3399	0,3558	1,047
6.00	14,58	105,6	66,36	120,18	80,94	0,9541	0,3683	0,3699	1,004
<b>B NOKTASI</b>									
3.00	29,31	52,8	42,99	82,11	72,30	0,9770	0,2885	0,2777	0,963
4.50	28,96	79,2	54,67	108,16	83,63	0,9656	0,3247	0,3558	1,096
6.00	28,16	105,6	66,36	133,76	94,52	0,9541	0,3511	0,3699	1,054
<b>C NOKTASI</b>									
3.00	29,35	52,8	42,99	82,15	72,34	0,9770	0,2885	0,2777	0,963
4.50	29,19	79,2	54,67	108,39	83,86	0,9656	0,3245	0,3558	1,096
6.00	28,85	105,6	66,36	134,45	95,21	0,9541	0,3503	0,3699	1,056
<b>D NOKTASI</b>									
3.00	58,60	52,8	42,99	111,4	101,59	0,9770	0,2785	0,2777	0,997
4.50	57,76	79,2	54,67	136,96	112,43	0,9656	0,3058	0,3558	1,163
6.00	55,88	105,6	66,36	161,48	122,24	0,9541	0,3277	0,3699	1,129

Tablo 6.19.Yapının 5 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki gerilme artışları

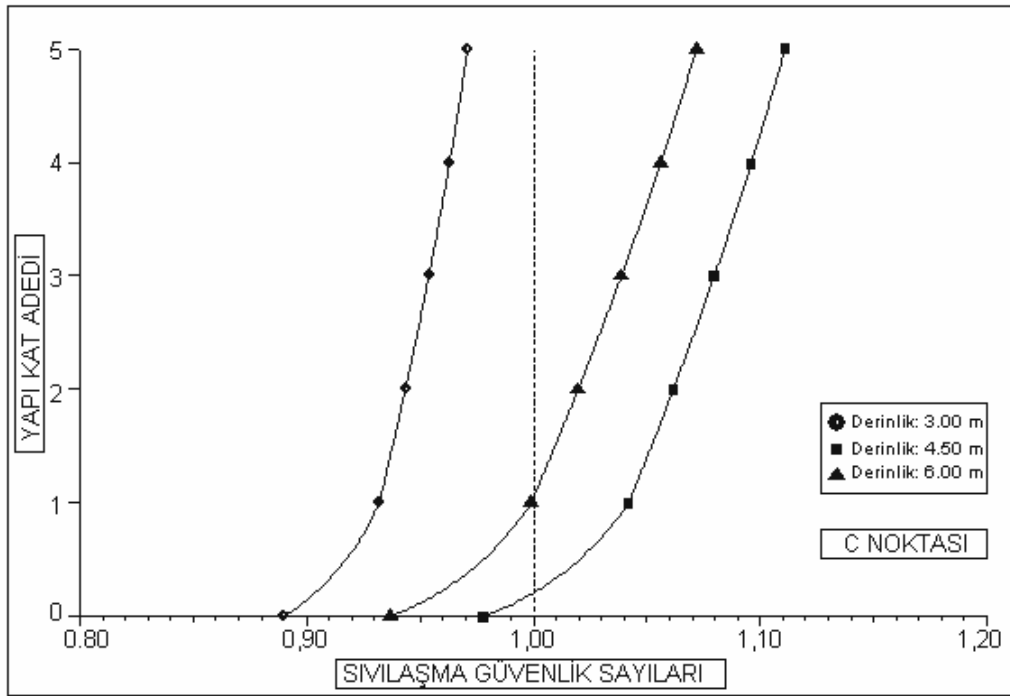
A NOKTASI (n=1)								
Derinlik (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	z (m)	B (m)	L (m)	m (B/z)	n (L/z)	K	$\Delta\sigma = K*q*n$
3.00	69,23	1.50	27.00	18.00	18	12	0,25000	17,31
4.50	69,23	3.00	27.00	18.00	9	6	0,24942	17,27
6.00	69,23	4.50	27.00	18.00	6	4	0,24817	17,18
B NOKTASI (n=2)								
3.00	69,23	1.50	27.00	9.00	18	6	0,24952	34,55
4.50	69,23	3.00	27.00	9.00	9	3	0,24648	34,13
6.00	69,23	4.50	27.00	9.00	6	2	0,23970	33,19
C NOKTASI (n=2)								
3.00	69,23	1.50	13.50	18.00	9	12	0,24984	34,59
4.50	69,23	3.00	13.50	18.00	4,5	6	0,24851	34,41
6.00	69,23	4.50	13.50	18.00	3	4	0,24554	34,00
D NOKTASI (n=4)								
3.00	69,23	1.50	13.50	9.00	9	6	0,24942	69,07
4.50	69,23	3.00	13.50	9.00	4,5	3	0,24581	68,07
6.00	69,23	4.50	13.50	9.00	3	2	0,23782	65,86

Tablo 6.20.Yapının 5 katlı olması durumuna göre A, B ,C ve D noktalarında, 3.00, 4.50 ve 6.00 m'lerdeki güvenlik sayıları

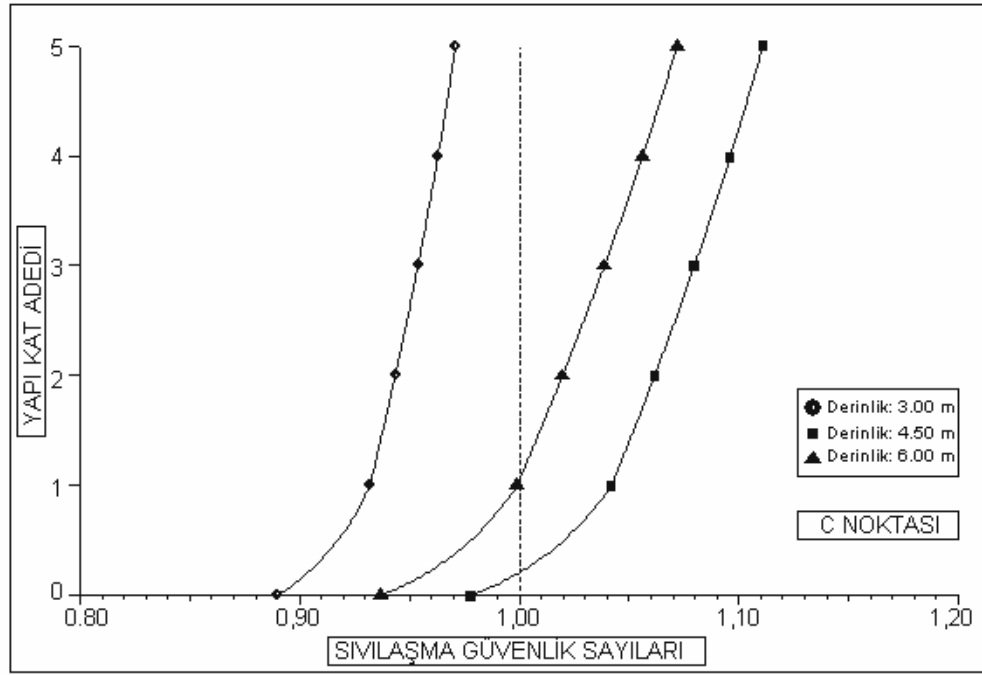
A NOKTASI									
	$\Delta\sigma$	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	$\Delta\sigma + \sigma_v$	$\Delta\sigma + \sigma_v'$	$r_d$	CSR'	CRR <sub>7,4</sub>	$F_s'$
3.00	17,31	52,8	42,99	70,11	60,30	0,9770	0,2953	0,2777	0,940
4.50	17,27	79,2	54,67	96,47	71,94	0,9656	0,3367	0,3558	1,057
6.00	17,18	105,6	66,36	122,78	83,54	0,9541	0,3646	0,3699	1,015
B NOKTASI									
3.00	34,55	52,8	42,99	87,35	77,54	0,9770	0,2862	0,2777	0,970
4.50	34,13	79,2	54,67	113,33	88,80	0,9656	0,3204	0,3558	1,110
6.00	33,19	105,6	66,36	138,79	99,55	0,9541	0,3458	0,3699	1,070
C NOKTASI									
3.00	34,59	52,8	42,99	87,39	77,58	0,9770	0,2861	0,2777	0,971
4.50	34,41	79,2	54,67	113,61	89,08	0,9656	0,3202	0,3558	1,111
6.00	34,00	105,6	66,36	139,6	100,36	0,9541	0,3451	0,3699	1,072
D NOKTASI									
3.00	69,07	52,8	42,99	121,87	112,06	0,9770	0,2763	0,2777	1,005
4.50	68,07	79,2	54,67	147,27	122,74	0,9656	0,3012	0,3558	1,181
6.00	65,86	105,6	66,36	171,46	132,22	0,9541	0,3217	0,3699	1,150



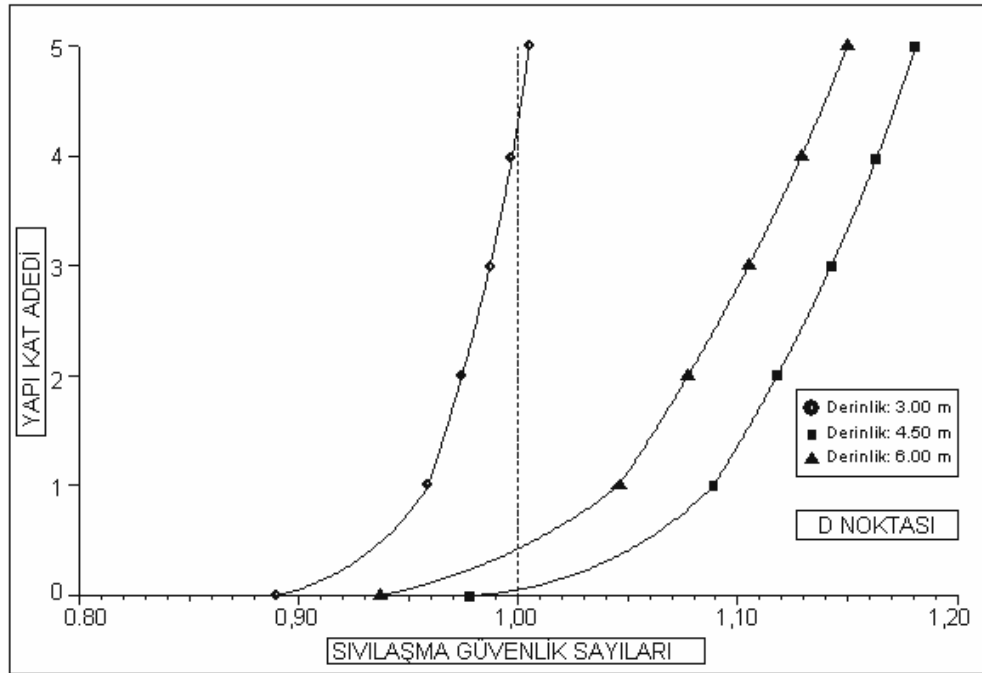
Şekil 6.8.Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre A noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi



Şekil 6.9.Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre B noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi



Şekil 6.10.Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre C noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi



Şekil 6.11.Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi değişimine göre D noktası ekseninde sıvılaşma güvenlik sayısına etkisi

Elde edilen sonuçların daha iyi anlaşılabilmesi için tek bir grafikte toplamak gerekirse, yapının tabanında ele alınan A, B, C ve D noktalarına karşılık gelen güvenlik sayılarının ortalaması alınabilir. Yukarıdaki tablolarda elde edilen güvenlik sayılarının her kat için ortalaması aşağıdaki bağıntı kullanılarak hesaplanabilir;

$$(F_s)_{\text{ort}} = (4A + 2B + 2C + D)/9$$

Örneğin yapının tek kat olması durumunda 3.00 m derinlikte ortalama güvenlik sayısı;

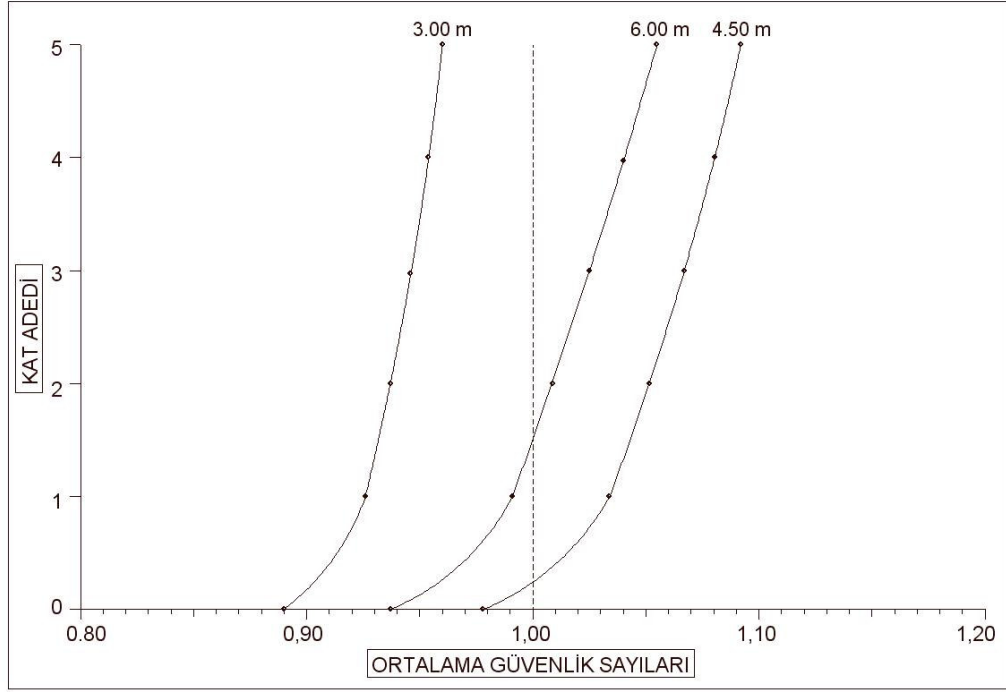
$$(F_s)_{\text{ort}} = (4*0,913 + 2*0,932 + 2*0,932 + 0,959)/9 = 0,926$$

Kat adedi ve derinlik değişimine göre güvenlik sayılarının değişimi aşağıdaki tabloda ve grafikte gösterilmiştir.

Tablo 6.21.Kat adedi ve derinlik değişimine göre yapının tabanı altındaki ortalama  $F_s$  değerleri

<b>Kat Adedi</b>	<b>Derinlik</b>	<b>3.00 m</b>	<b>4.50 m</b>	<b>6.00 m</b>
1 kata göre ort. $F_s$ değerleri		0,926	1,034	0,991
2 kata göre ort. $F_s$ değerleri		0,937	1,052	1,009
3 kata göre ort. $F_s$ değerleri		0,946	1,067	1,025
4 kata göre ort. $F_s$ değerleri		0,954	1,082	1,040
5 kata göre ort. $F_s$ değerleri		0,960	1,092	1,055





Şekil 6.12.Yapıdan gelen gerilme artışının kat adedi ve derinlik değişimine göre yapı tabanında yarattığı ortalama güvenlik sayıları

Tablo 6.22.Kat adedi ve derinlik değişimine göre yapının tabanı altındaki ortalama  $F_s$  değerlerinin yüzdesel olarak değişimi

Yapının Kat Adedi	Yapı Altında Sıvılaşma ( $F_s$ ) Güvenlik Sayısı Değişimi %		
	Derinlik		
	3.00 m	4.50 m	6.00 m
1	%4,04	%5,41	%5,76
2	%5,28	%7,56	%7,68
3	5,60	%9,20	%9,39
4	7,19	%10,63	%10,99
5	7,86	%11,65	%12,59

### 6.4.2.3.Sonuçların değerlendirilmesi

Mevcut yapılardan doğan düşey gerilmelerin sıvılaşma potansiyeline etkisinin araştırıldığı bu çalışmada ortaya çıkan sonuçlar Bölüm 6.4'te tablo ve grafikler halinde verilmiştir. Yaklaşık Yönteme göre hesaplanan gerilme artışları kullanılarak hesaplanan güvenlik sayıları incelendiğinde, zemin üzerinde yapının tek katlı olması halinde dahi 4.50 ve 6.00 m'lerde sıvılaşma güvenlik sayısının 1.00'in üzerinde olduğu görülmektedir. 3.00 m'de ise yapının beş katlı olması durumunda güvenlik sayısı 1.00'e çok yakın bir değerde bulunmaktadır. Gerilme artışlarının Yaklaşık Yönteme göre hesaplandığı durumdaki güvenlik sayılarının yüzdesel değişimini gösteren Tablo 6.10'dan güvenlik sayılarının ilk hallerine göre %7,07 ile %18,35 aralığında önemli sayılabilecek oranlarda arttığı görülmektedir.

Boussinesq Yöntemine göre bulunan sonuçlar incelendiğinde ise yapı ağırlığından kaynaklanan gerilme artışının ( $\Delta\sigma$ ), ağırlık merkezi ekseninde derinlik arttıkça ve ağırlık merkezi ekseninden uzaklaştıkça azaldığı görülmektedir. Bu yüzden gerilme artışlarının sıvılaşma potansiyeline etkisinin en fazla temel tabanı orta noktasında seçilen D noktasında olduğu ve köşe nokta olan A noktasına doğru gidildikçe azaldığı görülmektedir. Buna karşın gerilme artışının derinlik artışı nedeniyle 6.00 m'de en az olmasına rağmen güvenlik sayısının 6.00 m'de yüzde olarak daha fazla arttığı görülmektedir. Bu sonucun her derinlikte ince dane oranının ve SPT-N değerlerinin farklı olmasından kaynaklandığı söylenebilir. Kat adedi ve derinlik değişimine göre yapının tabanı altındaki ortalama  $F_s$  değerlerinin gösterildiği Tablo 6.21 ve Şekil 6.12 incelendiğinde, irdelenen zeminde yapının 2 kat ve daha fazla olmasından sonra 4.50 ve 6.00 m'lerde sıvılaşma potansiyelin beklenmediği görülmektedir. 3.00 m'de ise yapının 5 katlı olması durumunda dahi sıvılaşma potansiyelinin ortadan kalkmamasına rağmen önemli ölçüde azaldığı görülmektedir. Gerilme artışlarının Boussinesq Yöntemine göre hesaplandığı durumdaki güvenlik sayılarının yüzdesel değişimin gösteren Tablo 6.22 incelendiğinde ise güvenlik sayılarının % 4,04 ile % 12.59 aralığında arttığı görülmektedir.

Yapılan hesaplamalar bağımsız tek bir yapıya uygulanmıştır. Bitişik nizamda bulunan binalarda her iki binanın tek bir yapı gibi düşünülerek çözüme gidilmesi

doğru bir yaklaşım olacaktır. Çünkü yukarıda değinildiği gibi bina köşelerinde azalan yükler yan binalarla birlikte dengelenmektedir. Böylece her iki binanın sıvılaşma potansiyeline etkisi birlikte gerçekteşmektedir.

Tüm veriler incelendiğinde mevcut yapıdan kaynaklanan düşey gerilme artışının, zemin profili ve bina tipine göre sıvılaşma potansiyelini belirli ölçülerde azalttığı görölmektedir. Özellikle toplam yapı ağırlığı yüksek olan büyük endüstri yapıları, çok katlı site konutları vb. yapılarda sıvılaşma analizleri yapılırken yapıdan kaynaklanan düşey gerilmelerinde hesaplara katılması yerinde bir yaklaşım olacaktır. İnceleme yapılan yapının da tek katlı olması hali hariç, iki ve daha fazla kat bulunması durumunda yapıdan gelen düşey gerilmeler neticesinde yapı tabanı altında kalan bölgede sıvılaşma potansiyelinin önemli oranda azaldığı görölmektedir. Tabii ki bu durumu her yapı ve her zemin için genelleştirmeyiz.

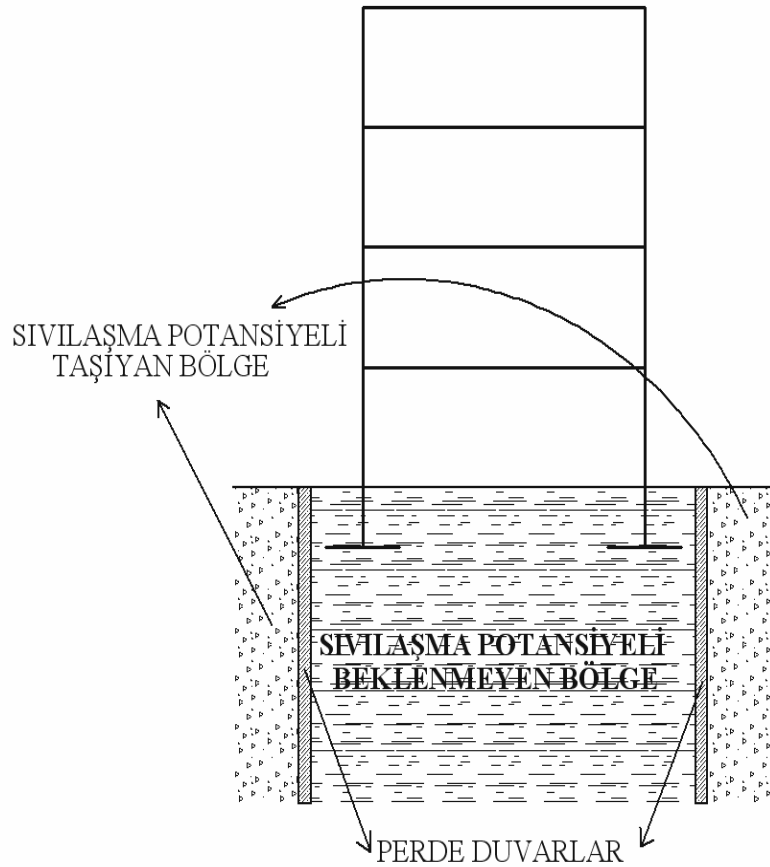
Bu noktada değinilmesi gereken bir diğer önemli husus bu çalışma neticesinde ortaya çıkan yeni güvenlik sayılarının bizi aldatmaması gerektiğidir. Burada elde edilen sonuçlar ile çok katlı yapı yapılması durumunda sıvılaşma riskinin ortadan kaldırılabileceği değil, deprem görmüş mevcut çok katlı yapılarda yapılacak zemin iyileştirmelerinin daha az maliyetli ve kolay uygulanabilir şekilde yapılabileceği anlatılmak istenmektedir. Öyle ki Adapazarı örneği gibi kritik zeminlerde çok katlı yapıların taşıma gücü problemi göz ardı edilemez bir gerçektir ve çok katlı ve ağır yapıların deprem sırasında zemin taşıma gücü aşılması ve yanal yayılmalar sebebiyle oturmalar yaptıkları unutulmamalıdır.

### **6.5.Sıvılaşma Potansiyeli Taşıyan Zeminlerde Yer Alan Yapıların Sıvılaşma Etkilerinden Korunması**

Mevcut yapılarda, sıvılaşma analizinin yapıdan kaynaklanan gerilme artışları ile birlikte yapılması durumunda, yapı tabanı altında kalan zeminde sıvılaşma potansiyelinin önemli ölçüde azaldığı ya da hiç beklenmediği durumlarla karşılaşılabilir. Bu gibi durumlarda alternatif olarak daha az zahmet gerektiren ve daha az maliyetli zemin iyileştirmeleri uygulanabilir.

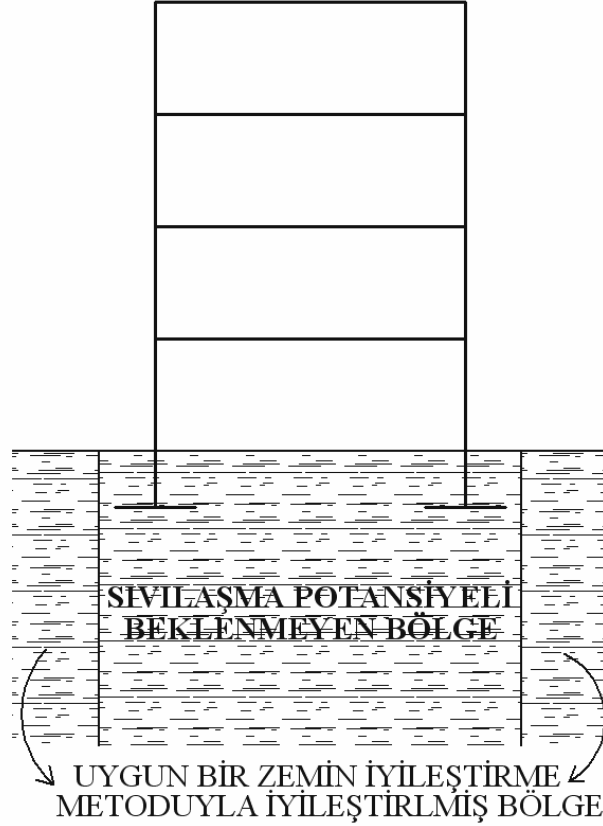
Burada dikkat edilmesi gereken nokta yapı ağırlığından dolayı yapı tabanı altında kalan zeminde sıvılaşma potansiyeli beklenmediği bir durum ortaya çıksa bile yapının etrafındaki zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin ortadan kalkmadığıdır. Böyle bir durumda; mevcut yapının altında kalan ve sıvılaşma potansiyeli taşımayan zeminin, yapı etrafındaki diğer zeminlerin sıvılaşmasından etkilenmemesini sağlanmalıdır.

Bunun için iki alternatif yöntem düşünülebilir. Birincisi yapı etrafının gerek görülecek derinlikte perde duvarlarla çevrelenerek, yapının sıvılaşma potansiyelini beklenen bölgeden ayrılması ve bu sayede yapı etrafında kalan bölgede sıvılaşma sonucu ortaya çıkacak akma ve zemin göçmelerinden yapının etkilenmemesini sağlamaktır.



Şekil 6.13.Yapı etrafının perde duvarlarla çevrelenerek sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgeden ayrılması

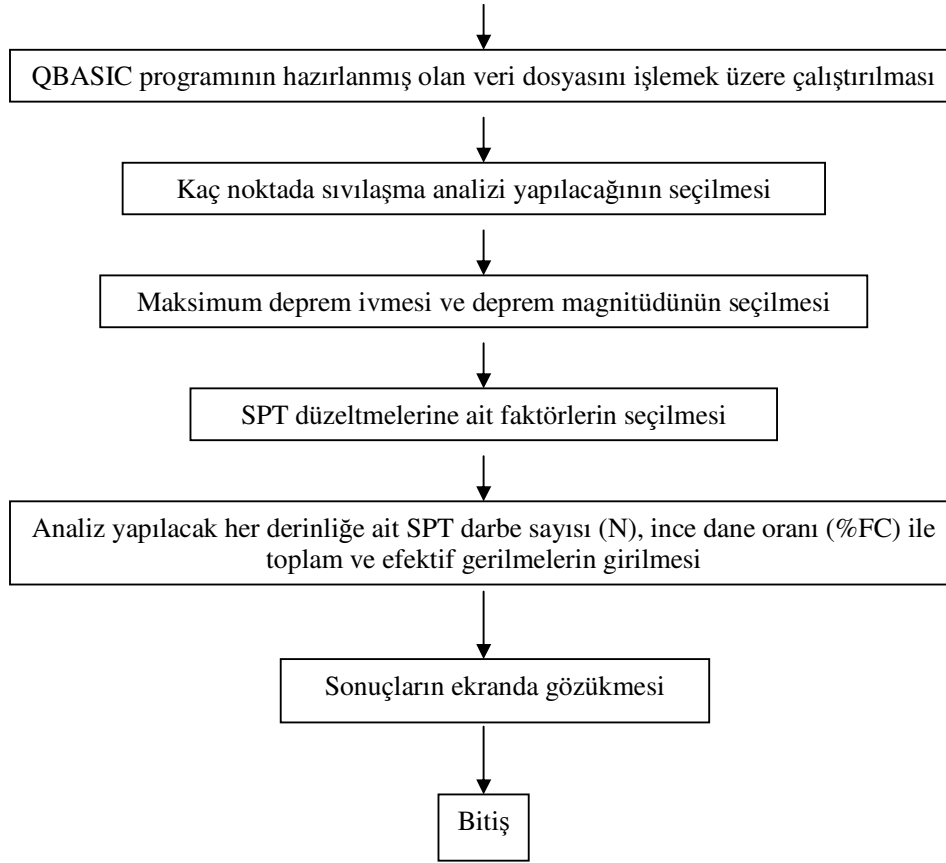
İkinci alternatif olarak ise yapı ve zemin parametrelerine uygun bir iyileştirme yöntemi (vibroflotasyon gibi sıkılaştırma teknikleri, taş kolon ve kompaksiyon kazıkları gibi güçlendirme teknikleri yada jet enjeksiyonu gibi enjeksiyon ve karıştırma teknikleri) ile yapı tabanı etrafındaki sıvılaşma potansiyeli taşıyan zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli ortadan kaldırılabilir.



Şekil 6.14.Yapı etrafındaki sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgenin iyileştirilmesi

### 6.6.Mevcut Yapılardan Gelen Düşey Gerilmelerin Sıvılaşma Dayanımına Etkisinin Bilgisayar Yazılımı ile Hesaplanması

Mevcut yapıdan gelen düşey gerilmelerin sıvılaşma analizine katılmasını sağlayan yazılım Microsoft QuickBasic Extended programı kullanılarak hazırlanmıştır. Söz konusu yazılımda sıvılaşma analizi Bölüm 6.1’de tanımlanan NCEER Çalışma Grubu Kriterlerindeki bağıntılar kullanılmıştır.



Şekil 6.13.Sıvılaşma analizi bilgisayar programının akış şeması.

Program kullanılırken öncelikle kaç noktada sıvılaşma analizi yapılacağı belirlenmekte daha sonra sıvılaşma analizinin yapılacağı zemin profiline ait maksimum yer ivmesi ve hesaplarda kullanılacak olan deprem magnitudü girilmektedir. Ardından  $t_{ij}$  uzunluğuna ait düzeltme faktörü hariç diğer SPT düzeltme faktörleri seçilmektedir. Burada  $t_{ij}$  uzunluğuna ait düzeltme faktörü derinlik değişimine göre farklı değerler girilebilecek şekilde hazırlanmıştır. Analizin yapılacağı noktadaki  $t_{ij}$  uzunluğu düzeltme faktörü, SPT derinliği, SPT-N değeri girildikten sonra, mevcut yapıdan gelen gerilme artışları eklenmiş durumdaki toplam ve düşey efektif gerilme değerleri girilir. Zemin üzerinde yapı yokken hesaplanan doğal efektif gerilme, efektif gerilmeye ait katman yükü düzeltme katsayısı  $C_N$  hesaplanırken kullanılacağı için ayrı olarak değerlendirilmiştir. Son olarak yüzde

olarak ince dane oranı girildikten sonra, analiz yapılmak istenen 2. noktanın değerleri girilebilir.

Örnek olarak tablo 6.18’de değerleri verilen yapının 5 katlı olması durumuna göre D noktasında 3.00, 4.50 ve 6.00 m olmak üzere üç ayrı derinlikte yapılan sıvılaşma analizi giriş ve çıkış verileri aşağıdaki tablo 6.23’de verilmiştir.

Tablo 6.23.Yapının 5 katlı olması durumuna göre, D noktasında bilgisayar yazılımı ile elde edilen güvenlik sayıları

$a_{max} = 0.4$							
$M_w = 7.4$							
<b><u>GİRİŞ VERİLERİ</u></b>							
<u>z(m)</u>	<u>N</u>	<u>%FC</u>	<u>Tv</u>	<u>Tv1</u>	<u>Tvo</u>		
3.00	16	19	121.87	112.06	42.99		
4.50	20	18	147.27	122.74	54.67		
6.00	25	11	171.46	132.22	66.36		
<b><u>ÇIKIŞ VERİLERİ</u></b>							
<u>z(m)</u>	<u>rd</u>	<u>CSR</u>	<u>N160</u>	<u>N160FC</u>	<u>CRR7.5</u>	<u>CRRm</u>	<u>GS</u>
3.00	0.977	0.276	19.52	24.34	0.281	0.278	1.006
4.50	0.966	0.301	22.99	27.73	0.360	0.356	1.183
6.00	0.954	0.322	26.09	28.17	0.375	0.371	1.153

## **BÖLÜM 7. SONUÇLAR ve ÖNERİLER**

Dünyadaki doğal afetlerin en önemlisi sayılan depremler yeryüzünün her kesiminde etkili olmakta, bunun sonucu can ve mal kayıplarına neden olmaktadır. Dünyanın en önemli fay hatlarından biri de Kuzey Anadolu fay hattıdır. Kuzey Anadolu fay hattı Marmara Denizi'nin güneyi boyunca uzanır. Bölgede sismik aktivite çok yüksek ve zemin koşulları son derece elverişsizdir. Çeşitli projelerle ilgili olarak bölgede yapılan zemin araştırmaları, zemin tabakalarının sıkışabilme özelliğinin çok yüksek olduğunu ve ayrıca bazı bölgelerdeki zeminlerin sıvılaşma potansiyeli gösterdiğini ortaya koymuştur. Deprem sonrası, çok sayıda uzmanın yerinde yaptığı incelemelerde özellikle Adapazarı, Gölcük ve Yalova'da meydana gelen hasarların başlıca nedenlerinin zemin problemlerinden kaynaklandığı belirlenmiştir. Buna karşılık, ciddi ve bilimsel zemin araştırmalarına dayanan temel mühendisliği çözümlerinin uygulanmadığı ve yeraltı su seviyesi çok yüksek olduğu durumlardaki binaların sıvılaşma sonucu farklı oturmalar yaptığı, devrildiği, yana yattığı veya zemine gömüldüğü tespit edilmiştir.

Depremler sırasında yapılara zarar veren en önemli nedenlerinden biri olan zemin sıvılaşması ile ilgili olarak bugüne kadar yapılmış çalışmalar, teknolojik ilerlemeler ışığında güncellenerek devam etmektedir. Temeli Seed ve Idriss'in (1971) basitleştirilmiş yöntemine dayanan analiz yöntemleri güncellenirken güvenilirliğinin artırılması amaç edinilmektedir. Sıvılaşmayı etkileyen değişik faktörlerin ele alınması diğer bir deyişle kullanılan zemin parametrelerinin çeşitliliği değişik sonuçlara ulaşmaya neden olur. Bu noktada analiz yönteminin, inceleme yapılan zemine ait ne kadar çok parametrenin fonksiyonundan oluşmasının o derece gerçekçi sonuç vereceği söylenebilir.

Günümüzde en sık kullanılan yöntem, 1996 NCEER ve 1998 NCEER/NSF Çalışma Grupları tarafından ele alınan, Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilmiş yöntemin



modifiye edilmiş hali olarak ifade edilen yöntemdir. En yaygın kullanılan arazi deneyi olan SPT verilerini baz alan bu yöntem Youd vd., (2001) tarafından hazırlanan rapor özetinde kapsamlı bir biçimde ele alınmıştır. Yönteme göre sıvılaşma güvenlik sayısı, inceleme yapılan zeminin sıvılaşmaya karşı tekrarlı dayanım oranı (CRR) ve deprem sırasında oluşacak tekrarlı kayma gerilmesi oranı (CSR) kullanılarak bulunmaktadır. Yönteme göre sıvılaşma güvenlik sayısı,  $F_s = CRR/CSR$  olarak tariflenmektedir. Buna göre deprem sırasında sıvılaşma gerçekleşmemesi için CRR değerinin CSR değerinden büyük olması gerekmektedir.

Deprem sırasında oluşacak tekrarlı gerilme oranı olarak tanımlanan CSR değeri, toplam ve efektif düşey gerilmeler ( $\sigma_v$  ve  $\sigma_v'$ ) ile maksimum deprem ivmesinin ( $a_{max}$ ) bir fonksiyonudur. Burada maksimum deprem ivmesinin düşük olması, boşluk suyu basıncının düşük olması (efektif düşey gerilmenin düşük olması) ve CSR değerini dolayısıyla sıvılaşma potansiyelini azaltan faktörler olarak karşımıza çıkmaktadır. Buradan deprem magnitudünün büyüklüğünün sıvılaşmayı doğrudan etkilediği görülebilir. Bunun yanında boşluk suyu basıncının düşük olması gerekmektedir ki zaten zemin iyileştirme yöntemlerinden taş kolon uygulaması (aynı zamanda güçlendirme tekniğidir) ve drenaj yöntemleri boşluk suyu drenajının sağlanmasını temel almaktadır. Bunun yanında Y.A.S.S. düşürülmesi de boşluk suyu basıncını azaltacağından alternatif bir yöntem olarak uygulanmaktadır.

Zeminin sıvılaşmaya karşı tekrarlı dayanım oranı olarak tanımlanan CRR değeri ise SPT dayanımı ( $N_{160}$ ), ince dane oranı (FC) ve deprem magnitudünün ( $M_w$ ) fonksiyonudur. Burada SPT değerinin yüksek olması, ince dane oranının yüksek olması ve deprem magnitudünün küçük olmasının CRR değerini arttıracığı dolayısıyla sıvılaşma dayanımını arttıracığı söylenebilir. SPT değerinin yüksek olması kriteri zeminin dayanımı ile ilgili olup zeminin dane boyutu dağılımı ve şekli, tabakanın sıklığı, zeminin gerilme altında kaldığı süre, deformasyon geçmişi, boşluk oranı gibi faktörlerden etkilenmektedir. Zeminin stabilitesi dinamik kompaksiyon, vibroflotasyon gibi sıkılaştırma teknikleri, taş kolon ve kompaksiyon kazıkları gibi güçlendirme teknikleri yada jet enjeksiyon gibi enjeksiyon ve karıştırma teknikleri ile artırılarak sıvılaşma potansiyeli azaltılabilir. İnce dane oranının yüksek olması, granüle zeminlerin kohezyonu yani daneler arası temas kuvvetlerinin büyüklüğünü

arttıracığı için sıvılaşma potansiyelini azaltmaktadır. Deprem magnitudünün küçük olması ise az önce de değinildiği gibi maksimum deprem ivmesi ve kayma dalgası hızını doğrudan etkilediği için sıvılaşma potansiyelini azaltmaktadır.

Diğer sıvılaşma analiz yöntemlerinden Dobry v.d. (1981) tarafından geliştirilen metot kayma dalgası hızının sıvılaşma analizinde yer aldığı temel metot olması ile önem kazanmış bir yöntemdir. Tokimatsu ve Yoshimi (1983) ince dane içeriği detaylı bir şekilde bilinen zeminlerde tercih edilmelidir. Iwasaki v.d. (1984) tarafından önerilen yöntem ise sıvılaşma potansiyeli endeksini içerdiğinden mikrobölgeleme çalışmalarında kolaylık sağlamaktadır. Seed ve Alba (1986) tarafından geliştirilen yöntem CPT verileri ile çalışmayı kolaylaştıracak özgün bilgileri içermektedir. Andrus ve Stokoe II (2000) tarafından önerilen yöntem ise kayma dalgası hızları ile sıvılaşma analizinin yapılmasını sağlamak amacıyla geliştirilmiş bir yöntemdir.

Sıvılaşma analizlerinde günümüzde kullanılan sondaj ve örnekleme teknikleri ile alınan granüler zeminlerin çok örselenmiş olmasından ve zorluklarından dolayı laboratuvar deneyleri ile birlikte arazi deneyleri kullanılmaktadır. Sıvılaşma dayanımının saptanmasında 4 arazi deneyi tavsiye edilmektedir; SPT, CPT,  $V_s$  ve BPT. Her deneyin kendine göre avantajları ve dezavantajları vardır.

Günümüzde sıvılaşma analizlerinde büyük oranda SPT deneyi kullanılmaktadır. Bunu sebebi SPT deneyinde, uygulama sırasında ağırlık düşürme yöntemlerine bağlı olarak oluşan enerji kayıpları ve ağırlığın tam ölçüsünden düşürülmemesinin N darbe sayılarını etkilemesine rağmen maliyetinin düşük olması, sonuçlarının kolay anlaşılabilir olması, yaygın olması ve güvenilir olması gösterilebilir. SPT uygulaması düşük maliyetli olması nedeniyle birçok noktada sondaj yapılarak uygulama alanındaki zayıf bölgelerin saptanmasında kolaylık sağlamaktadır. CPT deneyi ise sondaj kuyusu gerektirmemesi ve operatörden daha az etkilenmesi ile SPT deneyinden ayrılmaktadır. CPT deneyi sonuçlarının kullanıldığı yöntemler henüz yeni gelişmeye başlanmış olup SPT deney sonuçlarından yararlanmaktadır. Kayma dalgası hızını kullanan yöntemlerin seçilmesi halinde ise kayma dalgası ölçüm deneylerinin, deprem sırasında oluşandan daha düşük deformasyon genliklerinde

sismik dalga üretilerek uygulandığından gerçek durumu tam olarak yansıtımayabileceği göz önüne alınmalıdır.

Sıvılaşmanın olumsuz etkilerinden kurtulmak için en güvenilir yöntem mikrobölgeleme haritaları hazırlanarak sıvılaşmaya duyarlı bölgelerde yapılaşmadan kaçınılmasıdır. Sıvılaşmaya duyarlı bölgelerde yapılaşmanın zorunlu olduğu durumlarda ise yapısal çözümler ve zemin iyileştirme yöntemleri gündeme gelebilir.

Sığ temel yapılacak yapılarda radye temel tipi, temelın altında yerel olarak bulunan bir sıvılaşma zonundan kaynaklanacak yükleri, sıvılaşan zonunun çevresindeki daha sağlam zemine aktarmasını sağladığından, sığ temellere iyi bir örnektir. Derin temellerde ise sağlam zemine veya anakayaya kadar inen kazıklı temeller tercih edilebilir. Ancak sıvılaşmanın kazık temeller üzerinde büyük yanıl gerilmeler yaratacağı unutulmamalıdır.

Sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminlerde yer alan mevcut yapıların muhtemel depremlerde oluşabilecek sıvılaşma etkilerinden korunması oldukça önemlidir. Bu konuda mevcut yapıların rehabilitasyonu oldukça zor ve zahmetli olmaktadır. Mevcut yapılarda özellikle zemin profili ve bina tipine göre yapılan analizler neticesinde, yapıdan kaynaklanan düşey yükler nedeniyle sıvılaşma potansiyelini belirli oranlarda azaldığı görülmektedir. Eğer yapı alanı altında, yapıdan gelen düşey yükler nedeniyle sıvılaşma potansiyeli oluşmuyor ise yapı çevresinde sıvılaşmaya karşı önlem almak daha gerçekçi bir yol olarak gözükmektedir. Yalnız bu noktada mülkiyet sorunları ile karşılaşılabilir. Mülkiyet sorunları bir tarafa bırakılır ise yapı çevresine ait zeminin sıvılaşmaya karşı iyileştirilmesi hem daha kolaydır ve hem de yapıya bu maksatla dokunulmamış olunacaktır. Bunun için iki alternatif yöntem düşünülebilir. Birincisi yapı etrafının gerek görülecek derinlikte perde duvarlarla çevrelenerek, yapının sıvılaşma potansiyelini beklenen bölgeden ayrılması ve bu sayede yapı etrafında kalan bölgede sıvılaşma sonucu ortaya çıkacak akma ve zemin göçmelerinden yapının etkilenmemesini sağlamaktır. İkinci alternatif olarak ise yapı tabanı etrafındaki sıvılaşma potansiyeli taşıyan bölgenin uygun bir zemin iyileştirme yöntemi seçilerek iyileştirilmesi düşünülebilir.

Ancak burada yalnızca çok katlı ve ağır yapıların yapı tabanı altında sıvılaşma potansiyelini azalttığı mantığıyla hareket etmek yanlış bir yaklaşım olacaktır. Çünkü taşıma gücü açısından zayıf zeminlerde çok katlı ve ağır yapı yapılması zeminin taşıma gücünün aşılması problemini de beraberinde getirmektedir. O halde bu alternatif çözümlerin yalnızca mevcut çok katlı yapılarda gündeme getirilmesi daha doğru olacaktır.

Ülkemizde sıvılaşmanın ne derece önemli olduğu yakın zamanda anlaşılmış ve eski yönetmeliklerde bulunmamasına rağmen 1998 yılında yenilenmiş olan son afet yönetmeliğinde sıvılaşma olgusuna değinilmiştir. Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak-kalın alüvyon tabakaları, gevşek kum ve yumuşak kil-siltli kil türleri, D grubu zeminler olarak gruplanmış ve bu tür zeminlerde sıvılaşma potansiyeli bulunup bulunmadığının incelenip belgelenmesi zorunlu kılınmıştır. Ancak her ne kadar sıvılaşma potansiyelinin araştırılması zorunluluk haline getirilmiş olsa da sıvılaşmaya karşı alınabilecek önlemler hakkında bir yönetmelik bulunmaması büyük bir eksiklik olarak göze çarpmaktadır.

Günümüzde depremleri önceden tahmin etmeye yönelik çalışmalar gelecek için umut verici olsa da henüz kesin bir sonuca varamamıştır. Deprem bilindiği gibi doğal bir felakettir ve bu felaket önceden tahmini yapılabilse bile yaşanmaya devam edecek, ne zaman gerçekleşeceğini belirlemek insanoğlunun bu felaketi önlemesine fayda sağlamayacaktır. Fakat doğa kanunlarını değiştirmeye çalışmak yerine onları daha iyi anlamaya çalışmak, insanoğlunun yaşam kalitesini ve güvenliğini, doğanın dengesini bozmadan yükseltmeyi sağlamanın belki de en mantıklı yoludur. Bu nedenle birinci derece deprem bölgesi olan ülkemizde de doğru bir yapılaşma yapılmak isteniyorsa, yapı ve yapı malzemesinin kalitesi kadar, yapının yapılacağı zemin parametrelerinin gerekli zemin etütleri ve laboratuvar deneyleri ile özenli bir şekilde bulunup, o zemine o yapının inşa edilip edilemeyeceğini belirlemek bir o kadar önemli bir zorunluluktur. Bu şartları gerekli özen göstererek yerine getirmenin depremleri önleyemese bile depremlerden en az hasar ve can kaybıyla kurtulmayı sağlayacağı kaçınılmaz bir gerçektir.

## KAYNAKLAR

- [1] AIREY, D. W., and WOOD, D. M., 1987, "An Evaluation direct simple shear tests on clay, Geotechnique", 37(1), pp. 25-35
- [2] ANDRUS, R. D., STOKOE, K. H., 1997, "Liquefaction resistance based on shear wave velocity, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", NCEER -97-2002, Buffalo, pp. 89-128
- [3] ANDRUS, R. D., STOKOE, K. H., and CHUNG, R. M., 1999, Draft guidelines for evaluating Liquefaction Resistance Using Shear Wave Velocity Measurements and Simplified Procedures, NISTIR 6277, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Md.
- [4] ANDREWS, D. C., and MARTIN, G. R., 2000, Criteria for Liquefaction of Silty Soils, 12th World Conference on Earthquake Engineering Proceedings, Auckland, New Zealand.
- [5] ANSAL A., 1997 İstanbul için tasarım deprem özelliklerinin belirlenmesi, Prof Dr. Rifat Yarar Sempozyumu, pp. 233-244
- [6] ANSAL A., ERKEN A., 1985, "Kumlu zeminlerde sıvılaşma", Deprem Araştırma Bülteni Bölüm:6, pp. 33-57
- [7] ARANGO, I., 1996, Magnitude scaling factors for soil Liquefaction evaluations, J. Of Geotech. Engrg. Div., ASCE, 122(11), pp. 929-936
- [8] ARSOY, S., 2004, Zemin Dinamiği Ders Notları, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh., Geoteknik Anabilim Dalı
- [9] AYDAN, Ö., ULUSAY, R., KUMSAR,H., SÖNMEZ,H., and TUNCAY,E., 2000, "Liquefaction Phenomenon in The Earthquakes of Turkey" .Proceedings of The 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Eng., Auckland, New Zealand
- [10] BIRD, J., "Idriss on evaluating liquefaction potential", 2002, The Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics Newsletter, Vol. 16, No. 2

- [11] BOL, E., ÖNALP, A., "Adapazarı Zeminlerinin Jeomorfolojik ve Geoteknik Özellikleri ", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, 2002 , Anadolu Üniversitesi, Eskişehir
- [12] BOORE, D. M., and JOYNER, W. B., 1982, The empirical prediction of ground motion, Bill Seism. Soc. Of America, 72, pp. 43-60
- [13] BOULANGER, R.W., and HAYDEN, R.F. (1995), "Aspects of Compaction Grouting of Liquefiable Soil" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Cilt 121, No. 12
- [14] BROOMS, B., 1991, "Deep compaction of granular soil", in H.Y. Fang, ed., Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 814-832
- [15] CASTRO, G., and POULOS, S. J., 1977, "Factors effecting Liquefaction and cyclic mobility", J. Of Geotechnical Engineering Div., ASCE, 106(GT6), pp. 501-506
- [16] CASTRO, G., 1995, "Emprical methods on Liquefaction Evaluation", Primer Cicle d Conferencais Internatioales, Leonardo Zeevaert Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Mexico City
- [17] CELEP, Z., KUMBASAR, N., "Deprem Mühendisline Giriş Ve Deprem Dayanıklı Yapı Tasarımı ", Sema Matbaacılık, İstanbul, 1993.
- [18] COMMITTEE ON EARTHQUAKE ENG., "Liquefaction of Soils During Earthquakes", National Acedemy Press, WASHINGTON.D.C.,USA, 1985
- [19] ÇAMLIBEL, A.N., Yüzeysel Yapı Temelleri, Birsen Yayınları,1983
- [20] ÇETİN, K. Ö., 2001, Sıvılaşma ve Potansiyeli Üzerine Durum Özeti, 1. Prof. İsmet Ordemir Konferansı ve Geoteknik Deprem Mühendisliği Semineri, ODTÜ, Ankara
- [21] ÇETİN, K. Ö., UNUTMAZ, B., "Zemin Sıvılaşması ve Sismik Zemin Davranışı", 2004, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 430, 2004/2, pp. 32-37
- [22] DAS, B.M., 1983, "Fundemental of soil dynamics", Elsevier Science Publishing Co. Inc, pp. 353-374, Newyork, USA
- [23] DAS, B. M., 1997, "Principles of Soil Dynamics", PWS Pub. Co., 551 p.
- [24] 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 Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.106, No.GT6, pp. 720-724

- [25] DOBRY, R., STOKOE, K .H., LADD, R. S. and YOUD, T. L., 1981, "Liquefaction Susceptibility from S-wave Velocity", ASCE National Convention, pp 81-544, St. Louis Missouri
- [26] DOBRY, R., POWELL, D. J., YOKEL, F. Y., and LADD, R. S., 1981, Geotechnical Aspect. "Liquefaction Potential of Saturated Sand – The Stiffness Method", Proceeding of the 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Eng. Istanbul, Türkiye
- [27] ERGUN, U., 2001, "Depremde sorunlu temel zeminlerinin güçlendirilmesi ve temellerin tasarımı üzerine genel bir değerlendirme", 1. Prof İsmet Ordemir Konferansı ve Geoteknik Deprem Mühendisliği Semineri, ODTÜ, Ankara
- [28] ERKEN, A., ANSAL, A. M., 1994, "Liquefaction characteristics of undisturbed sands, performance of ground and soil structure during earthquakes", 13<sup>th</sup> Int. Soil Mech. And Found. Eng., pp 165-175
- [29] ERKEN, A., ÖZAY, R., KAYA, Z., ÜLKER, M.B.C., ELİBOL, B., 2004, "Depremler sırasında zeminlerin sıvılaşması ve taşıma gücü kayıpları", Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 431, 2004/3, pp. 20-26
- [30] ESKİŞAR, T., 2002, "Sıvılaşma, teori, tahkik, yöntemleri ve önlemler üzerine bir araştırma", Yüksek Lisans Tezi, Ege Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir
- [31] FİNN, W. D. L., BRANSBY, P. L., and PICKERING, D. J., 1970, "Effect of Strain History on Liquefaction of Sands", Journal of the Soil Mech. And Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp 1917-1934
- [32] GALVARESSİ, F., 1992, "Grouting Improvement of Foundation Soils" Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication, ASCE, Cilt 1, Syf. 1-39
- [33] GIBBS, H. J., and HOLTZ, W. G., 1957, "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing", 4<sup>th</sup> Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., 1; pp.35-39
- [34] GLASER, S. D., and CHUNG, R. M., 1995, "Estimation of liquefaction potential by in situ methods", Earthquake Spectra, 11(3), pp. 431-455
- [34] GÜNDÜZ, Z., ARMAN, H., 2005, "Zemin Davranışına Uygun Yapı Tasarım İlkeleri ve Uygulanabilirliği", Deprem Sempozyumu, Kocaeli 2005
- [35] HAUSMANN, M.R., 1990, "Engineering principles of ground modification", McGraw-Hill, New York, 632 pp.

- [36] HAYDEN, R.F., 1994, "Utilization of liquefaction countmeasures in North Amend", Proceedings, 5<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Vol.4, pp. 149-158
- [37] ISHIHARA. K., 1980, "Subsurface soil liquefaction during earthquakes in Japan", Univ. of Tokyo, Bunkyo-ku, Tokyo
- [38] ISHIHARA . K., 1985, "Stability of Natural Deposits During Earthquakes", 11<sup>th</sup> Soil Mechanics And Foundation Eng. Conference , San Francisco, USA, pp. 321-376
- [39] ISHIHARA. K., 1993, Liquefaction And Flow Failure During Earthquakes, Geotechnique, USA
- [40] IWASAKI, T., TOKIDA, K., TADASHI, A., 1984, "Simplified producers for assessing soil liquefaction during earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engrg. 3(1); pp 48-58
- [41] IWASAKI, T., TOKIDA,K., TATSUOKA, F., WATANABE, S.,YASUDA, S., and SATO, H., 1999, Microzonation For Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods, Proc.3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Microzonation, Seattle, USA
- [42] İYİSAN, R., 1996, "Zeminlerde kayma dalgası hızı ile penetrasyon deneyi sonuçlarının karşılaştırılması", İmo Teknik Dergisi, 7(2); 1187-1199
- [43] KAYEN, R.E. , MITCHELLI ,J.K., SEED. R.B., LODGE , A.L., NISHIO , S. And COUINHO, R., 1992, Evaluation Of SPT, CPT, and shear waze based methods for liquefaction potential assessment using lome prieta data , Proc., 4 th Japan-US Workshop on earthquake Resistant Design of Life Line Facilities and Counterasures for Soil liquefaction, 1: 177 – 204
- [44] KOVACS, W.D. and LEO, E., 1981, "Cyclic simple shear of large scale sand samples: Effcets of diameter to height ratio", Proceedings, Int. Conf. on Recent Advances in geotechnical Earthquake Engineering and soil Dynamics, St. Louis, Vol.3, pp. 897-907
- [45] KRAMER, S.L, 1996,"Geotechnical Eartquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey,653
- [46] KRAMER, S.L. and SEED, H.B., 1998, Initiation of soil liquefaction under static loading condition, J.of Geotech. Engrg. Div., ASCE, 114(4) :412-430
- [47] KUTANIŞ, M., ARMAN, H., GÜNDÜZ, Z., FIRAT, S., 2000, '17 Ağustos Depremi Sonrası Adapazarı Kent Merkezinde Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi', Zemin Mekaniği ve Temel Müh. Sekizinci Ulusal Kongresi, İTÜ, İstanbul



- [48] LADE, P.V. and YAMAMURO, J.A., 1998, "Remedial measures against soil liquefaction from investigation and design to implement", Edited by Japanese Geotech. Society, A.A: Balkema, Rotterdam, Brookfield
- [49] LADE, P.V. and YAMAMURO, J.A., 1999, "Physics and mechanics of soil liquefaction proceeding of the international workshop on the physics and mechanics of soil liquefaction", Baltimore, Maryland, USA
- [50] LEE, K.L. and FOCHT, J.A., 1976, "Strength of clay subjected to cyclic loading", Marine Geotechnology, Vol.1, No.3
- [51] LIAO, S.S.C., and WHITMAN, R.V., 1986a, "Overburden correction factors for correction in sand", J. Of Geotech.Engrg.Div. ASCE, 112(3): 373-377
- [52] LIAO, S.S.C., and WHITMAN, R.V., 1986b, "Catalogue of liquefaction and non-liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes", Res.Rep., Dept.Of Civ. Engrg, Massachusetts Institute of Technology Cambridge, Mass.
- [53] LEW, M., MARTIN, G.R., 1999, "What Structral Engineers Need To Know About Liquefaction", SEAOC Convention, pp. 45-61
- [54] MUTLU, A.H., 2001, "Arazi ve Laboratuar Deneyleleri ile Zemin Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara
- [55] OHTA, Y., and GOTO, N., 1978, Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes, Earthquake Engrg. And Structural Dynamics ,6: 167-187
- [56] ÖNALP, A., 1997, "Geoteknik Bilgisi 1, Zeminler ve Mekaniği", Sakarya Üniversitesi, Yayın No:27, Sakarya, 435 p.
- [57] ÖZAYDIN, K., 1982, Zemin Dinamiği, Deprem mühendisliği Türk milli Komitesi Yayınları, No: 1, İstanbul, 128-147.
- [58] PRAKASH, S., 1981, "Soil Dynamics", Mc-Graw Hill Book pub.Co., USA, 462p
- [59] PUSAT, Ö., 1989, "Sıvılaşma Etüdü, İzmir İçin Sismik Risk Analizi ve Sıvılaşma Uygulamaları", Yüksek Lisans Tezi, DEÜ, FBE, İzmir 85 s.
- [60] ROBERTSON, P. K., 1990, "Soil classification using CPT", Canadian Geotech. J., Ottawa, 27(1): 151-158
- [61] PYKE, R.M., 1973, "Settlement and liquefaction of sands under multi-directional loading", Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley

- [62] ROBERTSON, P.K., 1990, "Soil classification using CPT", Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 27(1), pp. 151-158
- [63] ROBERTSON, P. K., and WOELLER, D. J., and FINN, W. D., 1992, "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading", Canadian Geotech. J., Ottawa, 29: 686- 695
- [64] ROBERTSON, P.K., and FEAR, C.E., 1995, "Liquefaction of sands and its evaluation", Proc. 1 st Int. Conf. On Earthquake Geotech. Engrg.
- [65] ROBERTSON, P.K. and WRIDE, C.E., 1998, Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Canadian Geotech. Journal, Ottawa, 35(3), pp. 442-459
- [66] RAUCH, A.F., "Analysis of Soil Borings for Liquefaction Resistance", Chapter 7, pp. 111-130
- [67] SCHAFER, V.R., 1997, 'Ground improvement, ground reinforcement, ground treatment – developments 1987-1997 , Proceedings of the Sessions Sponsored by the Comitee on Soil Improvement and Geosynthetics of the Geoinstitute os ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 69, Logan, Utah, July 17-19
- [68] SEED, H. B., and IDRIS, I. M., 1971, "Simplified procedure for evaluating soil liquafaction potential", J. Of GEOTECH. Engrg. Div., ASCE, 97(9) :1249-1273
- [69] SEED, H. B., 1976, " Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes", State of the Art paper, symposium on soil Liquefaction , ASCE, Philadelphia, 1 –104.
- [70] SEED, H. B., and IDRIS, I. M., 1981, "Evaluation of Liquefaction Potential of Sand Deposits Based on Observations of Performance in Previous Eartquakes", Preprint 81-544, ASCE National Convention, St.Louis, Missouri, USA
- [71] SEED, H. B., TOKÌMATSU, K., HARDER, L. F., and CHUNG, R. M., 1985, "The influence of SPT procedures in soil liquafaction resistance evaluations", J. Of Geotech. Engrg. Div., ASCE, 111(12) : 1425-1445
- [72] SEED, H. B., and DE ALBA, P., 1986, Use of SPT and CPT tests for evaluating the iquefaction resistance of sands", Proc. Use of In-situ Tests, ASCE , 281 – 302
- [73] SEED, R.B., ÇETİN, K.Ö., MOSS, R.E.S., KAMMERER, A.M., WU, J., PESTANA, J.M., RIEMER, M.F., SANCIO, R.B., BRAY, J.D., KAYEN, R.E. and FARRIS, A., 2003, 'Recent advances in soil liquefaction engineering : a unified and consistent framework', 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, California

- [74] STOKOE, K.H., ROESSET, J.M., BIERSchWALE, J.G. and AOLJAD, M., 1988, 'Liquefaction potential of sands from shear wave velocity', Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol.3, pp.213-218
- [75] SÜNBUİL, A.B., 2004, 'Adapazarı zeminlerinde sıvılaşma unsurlarının belirlenmesi ve sıvılaşmanın önlenmesi için çözümler geliştirilmesi', Yüksek Lisans Tezi, SAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya
- [76] ŞEKERCİOĞLU, E., 1998, Yapıların Projelendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi, JMO, No : 28 , Ankara ,382s.
- [77] T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1999, Afet Bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik , s 78-80
- [78] TERİ, L., ve TEZCAN S., 1996 a, 'Zemin sıvılaşması kriterlerinin değerlendirilmesi', Akdeniz Zemin 96 , Akdeniz Üniversitesi, Antalya, 25-50
- [79] TERİ, L., ve TEZCAN S., 1996 b, "Shear Wave Propagation and Liquefaction in Layered Soils" , TDV,150 p.
- [80] TOKIMATSU, K., and YOSHIMI, Y., 1981, "Field correlation of soil liquefaction with SPT and grain size", Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engrg. And Soil Dynamics,St. Louis Mo., 1: 203-208
- [81] TOKIMATSU, K., and YOSHIMI, Y., 1983, "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT-N value and fines content" , Soil and Foundations, 23(4): 56-74
- [82] ULUSAY, R., AYDAN, Ö., KUMSAR, H., SÖNMEZ, H., ve TUNCAY, E., 2000, "Türkiyede son depremlerde gözlenen sıvılaşma olgusu ve Batı Anadolu'da sıvılaşma potansiyeline genel bir bakış", BADSEM, 323 - 336
- [83] ULUSAY, R., 2000, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası, Mavi Gezegen Popüler Yer Bilimleri Dergisi, sayı2, s. 47-56, Ankara
- [84] VAID, Y.P., and CHERN, J.C., 1985, "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands", Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE, NY 120-147
- [85] VAID, Y.P., CHUNG, E.K.F. and KUERBIS, R.H., 1990, "Stress path and steady state", Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, No.1
- [86] WIEGEL, R.L., "Earthquake engineering", Prentice Hall Inc., Englewood New Jersey, 1970.

- [87] YILMAZ , H. R., 1993, “Sıvılaşma tahkik yöntemleri üzerine bir inceleme, izmir ve çevresinin Jeoteknik sorunları sempozyumu” , TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, 117-124.
- [88] YOUD, T. L., and IDRIS, I.M., 1997, “Evaluation of liquefaction resistance of soils”, Proc. NCEER Workshop, Technical Rep. NCEER-97-0022, NCEER, Buffalo, New York
- [89] YOUD, T.L., and NOBLE, S. K., 1997a, “Liquefaction resistance of soils, NCEER, Buffalo, 149-165.
- [90] YOUD, T.L., and NOBLE, S. K., 1997b, “Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses”, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction resistance of soils, NCEER, Buffalo, 201-215
- [91] YOUD, T.L., IDRIS, I.M., ANDRUS, R.D., ARANGO, I., CASTRO, G., CHRISTIAN, J. T., DOBRY, R., FINN. W.D.L., HARDER, L. F., HYNES, M.E., ISHIHARA, K., KOESTER, J.P., LIAO, S. S. C., MARCUSSON, W. F., MARTIN, G.R., MITCHELL, J. K., MORIWAKI, Y., POWER, M.S., ROBERTSON, P.K., SEED, R. B., STOKOE, K.H., 2001, “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of Liquefaction resistance of soils”, J. Of Geotech. and Geoenvr. Engrg., ASCE, 817-833.
- [92] [http:// www.liquefaction.com](http://www.liquefaction.com)
- [93] [http:// www.deprem.gov. tr](http://www.deprem.gov.tr)
- [94] [http:// www.ins. itu.edu.tr/tdv/](http://www.ins.itu.edu.tr/tdv/): Türkiye Deprem Vakfı
- [95] [http:// koeri.boun.edu.tr/](http://koeri.boun.edu.tr/): Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute
- [96] [http:// www.deprempark.com](http://www.deprempark.com)
- [97] [http:// www.biltek.tubitak.gov.tr/sandikdepremsismoloji.html](http://www.biltek.tubitak.gov.tr/sandikdepremsismoloji.html)

## ÖZGEÇMİŞ

Ümit AKKAŞ, 10.01.1982 tarihinde Adapazarı'nda doğmuştur. İlköğretimi Adapazarı Ali Dilmen İlköğretim Okulu'nda tamamladıktan sonra, ortaokul ve liseyi bir yılı İngilizce hazırlık olmak üzere Sakarya Anadolu Lisesi'nde tamamlamıştır. 1999-2003 yılları arasında Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde eğitim görmüştür. 2003 yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilimdalı Geoteknik Bilim dalında öğrenime hak kazanmış ve halen öğrenimine devam etmektedir. Aynı zaman da bir inşaat firmasında inşaat mühendisi olarak çalışmaktadır.